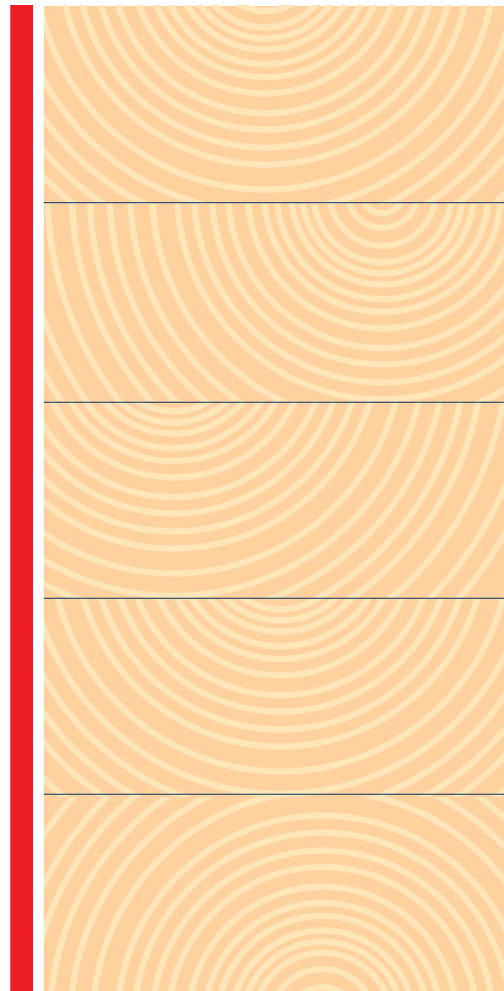


LIMTRÄ

HANDBOK



FÖRFATTARE

Olle Carling, Olle Carling Ingenjörbyrå AB

REDAKTÖR

Holger Gross, Gross Produktion AB

GRAFISK FORMGIVNING

Cinna Gross, Gross Produktion AB

FIGURRITNING

Gross Produktion AB

Qvist Design AB (avsnittet Konstruktionssystem)

TRYCKERI

Print & Media Center i Sundsvall AB

© 2001 Svenskt Limträ AB

Box 5886, 102 40 STOCKHOLM

Tel: 08-663 28 60

www.svensktlimtra.se

ISBN 91-631-1453-4

Innehåll

1. Limträ som konstruktionsmaterial 7

- 1.1 Introduktion 9
- 1.2 Limträ i kretsloppet 9
- 1.3 Tillverkning av limträ 11
- 1.4 Limträelement. Mått och form 16
- 1.5 Utseende och ytbehandling 18
- 1.6 Transport och montering 21
- 1.7 Underlag för beställning och leverans 22

2. Konstruktionssystem 26

- 2.1 Balk-pelarsystem 27
- 2.2 Kontinuerliga balkar 28
- 2.3 Massivbjälklag 29
- 2.4 Fackverk 29
- 2.5 Treledstakstolar 30
- 2.6 Bågar 31
- 2.7 Ramar 32
- 2.8 Konsoler 33
- 2.9 Balkrost 33
- 2.10 Skalkonstruktioner 35
- 2.11 Sammansatta system 36
- 2.12 Beslag och anslutningsdetaljer 37
- 2.13 Översiktstabell 38

3 Dimensioneringsmetoder 41

- 3.1 Allmänt 43
- 3.2 Partialkoefficientmetoden 43
- 3.3 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjningar 47

4. Särskilda hänsyn 51

- 4.1 Volymeffekten 53
- 4.2 Vippning 54
- 4.3 Kontakttryck 57
- 4.4 Urtag i balkände 59
- 4.5 Hål 61
- 4.6 Limträ med snedskurna lameller 64
- 4.7 Limträ med krökta lameller 64
- 4.8 Tvärdraghållfasthet 65
- 4.9 Fuktrörelser 66

5. Pelare och strävor 69

- 5.1 Centriskt tryck 71
- 5.2 Tvärbelastad pelare 72
- 5.3 Sammansatta pelare 73
- 5.4 Pelarsystem 74

6. Balkar 77

- 6.1 Raka balkar med konstant tvärsnittshöjd 79
- 6.2 Raka balkar med varierande tvärsnittshöjd 82
- 6.3 Krökta balkar (bumerangbalkar) 85
- 6.4 Dimensioneringsdiagram 87

7. Fackverk 91

- 7.1 Geometri 93
- 7.2 Beräkning av stångkrafter 94
- 7.3 Dimensionering av stänger 95
- 7.4 Knutpunkter 95
- 7.5 Nedböjning och överhöjning 95

8. Treledstakstolar 97

- 8.1 Treledstakstol med enkla takbalkar 99
- 8.2 Treledstakstol med underspända takbalkar 102
- 8.3 Dimensioneringsdiagram 103

9. Ramar 105

- 9.1 Dimensionering av treledsram 107
- 9.2 Utformning av ramhörn 110

10. Bågar 115

- 10.1 Dimensionering 117

11. Takåsar 123

- 11.1 Omlottlagda åsar 125
- 11.2 Gerbersystem 125

12. Stabilisering av limträstommar 129

- 12.1 Skivverkan 131
- 12.2 Vindfackverk 131
- 12.3 Sidostagning av takbalkar 132
- 12.4 Fortskridande ras 133

13. Anslutningsdetaljer 135

- 13.1 Skruvförband 137
- 13.2 Ledad pelarfot 137
- 13.3 Inspänd pelarfot 148
- 13.4 Ledad anslutning av balk till pelare 156
- 13.5 Ledad nockskarv 163
- 13.6 Ledad balkskarv 167
- 13.7 Anslutning av sekundärbalk 171
- 13.8 Dragbandsinfästning 175
- 13.9 Upplag för två- eller treledsbåge 178

14. Branddimensionering 183

- 14.1 Limträ och brand 185
- 14.2 Brandförsäkring 185
- 14.3 Brandtekniska krav i normer 185
- 14.4 Brandteknisk dimensionering av träbärverk 187
- 14.5 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband 191

15. Kraftledningsstolpar 199

- 15.1 Konstruktionstyper 201
- 15.2 Dimensionering 201
- 15.3 Grundläggning 202
- 15.4 Träskydd 202

16. Limträbroar 205

- 16.1 Allmänt 207
- 16.2 Brotyper 207
- 16.3 Projektering av limträbroar 211

BILAGOR 213

Bilaga 1. Tvärsnittstorheter för rektangulära tvärsnitt 214

Bilaga 2a. Dimensionering enligt BKR.

Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. 216

Bilaga 2b. Dimensionering enligt BKR.

Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av deformationer i bruksgränstillståndet. 217

Bilaga 2c. Dimensionering enligt Eurocode 5.

Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. 218

Bilaga 2d. Dimensionering enligt Eurocode 5.

Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av deformationer i bruksgränstillståndet. 219

Bilaga 3a. Dimensionering enligt BKR.

Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant. 220

Bilaga 3b. Dimensionering enligt Eurocode 5.

Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant. 222

Bilaga 4a. Dimensionering enligt BKR.

Dimensionerande bärförmåga för tvärkraftsbelastat skruvförband stål – trä. 224

Bilaga 4b. Dimensionering enligt Eurocode 5.

Dimensionerande bärförmåga för tvärkraftsbelastat skruvförband stål – trä. 224

Bilaga 5. Byggvarudeklaration limträ. 226

INDEX 231

1. Limträ som konstruktionsmaterial

1.1	Introduktion	9
1.2	Limträ i kretsloppet	9
1.3	Tillverkning av limträ	11
1.3.1	Tillverkningsprocess	11
1.3.2	L-trä, tillverkningskontrollerat limträ	13
1.3.3	Limmat konstruktionsvirke	13
1.3.4	Styrka och styvhet	13
1.3.5	Hållfasthetsklasser	14
1.3.6	Limtyper	14
1.3.7	Tillverkningskontroll och märkning	15
1.4	Limträelement. Mått och form	16
1.4.1	Produktionsstandard	16
1.4.2	Största tvärmått	16
1.4.3	Största längd	16
1.4.4	Montage och hantering	17
1.4.5	Överhöjning	17
1.4.6	Toleranser	17
1.5	Utseende och ytbehandling	18
1.5.1	Virke	18
1.5.2	Limfogar	18
1.5.3	Ytor	18
1.5.4	Ytbehandling	19
1.5.5	Träskydd	19
1.5.6	Skydd vid transport, lagring och montering	20
1.6	Transport och montering	21
1.6.1	Transport	21
1.6.2	Montering	21
1.7	Underlag för beställning och leverans	22
1.7.1	Beskrivning	22
1.7.2	Måttsättning	22

Centralstationen, Stockholm. Vänthall byggd 1925.
En av de första stora leveranserna av limträ från Töreboda.
Arkitekt: Folke Zettervall, SJ:s arkitektkontor, Stockholm.

1. Limträ som konstruktionsmaterial

Limträ sätter inga gränser för träbyggnadsteknikens möjligheter. Limträ är ett konstruktionsmaterial som optimerar de tekniska egenskaperna hos den förnyelsebara råvaran – trä. Limträelement är uppbyggda med individuella lameller av konstruktionsvirke och ger ett effektivt materialutnyttjande. Lamellerna är fingerskarvade för att producera stora längder och sedan sammanbundna med lim för att skapa erforderlig dimension. Tack vare deras uppbyggnad kan man tillverka mycket stora konstruktionselement. Med hjälp av limträ kan byggherrar, föreskrivare och byggare även i fortsättningen njuta av styrkan och mångsidigheten hos stora träelement.

Limträ har större styrka och styvhet än motsvarande dimension av konstruktionsvirke. I förhållande till egenvikten är limträ starkare än stål. Detta innebär att limträbalkar kan spänna över stora avstånd med minimalt behov av mellanstöd. Det innebär också att arkitekter och konstruktörer har praktiskt taget obegränsade möjligheter att skapa egna former med limträ, vare sig det gäller en konstruktion till ett småhus, ett tak till ett varuhus eller en vägbro.

Om man utgår från behovet av att optimera produkter från en välskött råvaruresurs, är limträ en av de resurssnålaste tillvägagångssätten. Det är ett konstruktionsmaterial som tillverkas för att tillgodose de mest krävande konstruktiva behoven. Limträ är dock inte en ny produkt.

De första patenten för limträ utfärdades i Tyskland omkring år 1900. Ett tyskt patent från 1906 – Hetzer Binder – blev den verkliga starten för den moderna limträkonstruktionen. Några av de första limträkonstruktionerna i Sverige är vänthallarna till centralstationerna i Stockholm, Göteborg och Malmö. De levererades och byggdes på 1920-talet.

I Sverige finns idag tre etablerade limträfabriker. Den första gemensamma tillverkningsstandarden utarbetades på 1960-talet. Svenskt limträ tillverkas enligt svensk standard, som omfattar mått, tillåtna måttavvikelser samt funktions- och produktionskrav. Medlemsföretagen i Svenskt Limträ är alla certifierade av Svensk Limträkontroll vid Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut, SP. Tillverkningen sker i enlighet med gällande kontrollregler.

1.1 Introduktion

Limträtekniken började utvecklas i Tyskland under slutet av 1800-talet och kom, via Norge, till Skandinavien i början av 1900-talet. Den första svenska limträkonstruktionen tillverkades i Töreboda år 1918.

Fram till början av 1960-talet var produktionen tämligen blygsam, men därefter har den ökat stadigt och den totala produktionsvolymen i de nordiska länderna ligger idag på drygt 200 000 m³, varav ungefär hälften exporteras. Den svenska limträkonsumtionen har under 1990-talet legat på en volym av ca 30.000 m³ per år.

Större delen av det limträ som säljs inom Norden går till husbyggnadssektorn, framförallt till industribyggnader, skolor, daghem och bostadshus. Tillsammans svarar dessa för ca 60 % av konsumtionen. Limträ är emellertid ett så mångsidigt användbart material att det efterhand funnit tillämpning inom de mest skiftande områden; alltifrån form- och ställningsbyggnad, lekplatsutrustning och båtmaster till brobyggnad, parkeringshus, skidbackar och kraftledningsstolpar.

Modern limningsteknik i kombination med trämateriallets goda hållfasthetsegenskaper gör limträ till ett högt kvalificerat konstruktionsmaterial med en unik egenskapsprofil:

- ett utseende som tilltalar de flesta människor och som därför ger ett värdefullt tillskott till den inre och yttre miljön
- hög hållfasthet i förhållande till egentyngden, som möjliggör stora spännvidder
- små tillverknings toleranser och hög formstabilitet inom normala temperatur- och fukt-kvotsintervall
- högt brandmotstånd – ofta ett krav i samband med publika byggnader
- goda värmeisolerande egenskaper, som minskar inverkan av köldbryggor och risken för kondens
- låg egenvikt, som ger låga transport- och mon-

teringskostnader och som påverkar grundläggningskostnaderna positivt

- god beständighet i kemiskt aggressiv miljö
- flexibel produktion, som bl a innebär att krökta konstruktionselement kan framställas till lägre kostnad än i andra material.

Limträkonstruktioner karakteriseras av snabb och enkel montering av förtillverkade enheter. Delarna sammanfogas med spik- eller skruvförband, oberoende av årstid eller väderlek och eventuella justeringar kan göras med enkla handverktyg. Träbyggande är en torr byggmetod och en limträstomme kan bära full last omedelbart efter monteringen.

Trä är ett beprövat material som, rätt använt, har utomordentligt god beständighet. I de nordiska länderna finns träbyggnader som är mer än tusen år gamla!

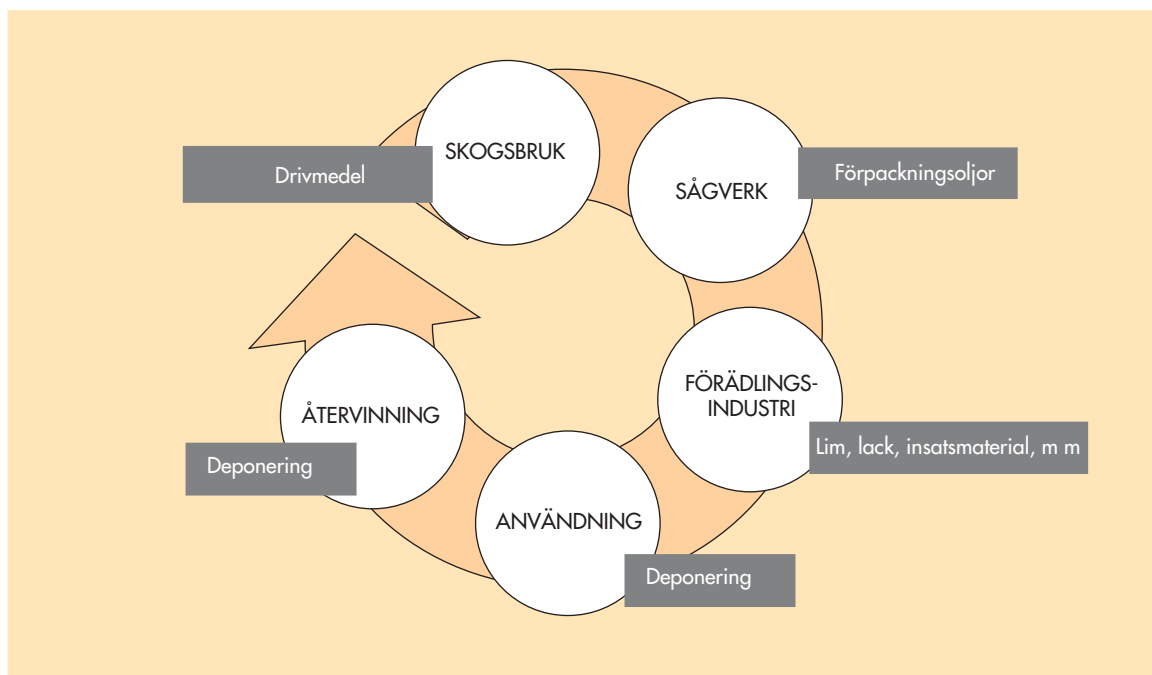
Tillverkning av limträ fordrar lite energi. Råmaterialet förnyas ständigt. Det hämtas ur jordens naturliga kretslopp och kan efter användning återföras utan att miljön påverkas negativt. Se nästa avsnitt.

1.2 Limträ i kretsloppet

Det som utvinns ur naturen skall på ett uthålligt sätt kunna användas, återanvändas, återvinnas eller slutligen omhändertas med minsta möjliga resursförbrukning och utan att miljön påverkas negativt.

Limträ tillverkas av trälameller som limmas mot varandra under kontrollerade former. Det belastar inte miljön under sin livscykel och kan lätt återanvändas, återvinnas eller utnyttjas för energiåtervinning.

Limträ tillverkning är en resurssnål process. Råmaterial är inhemskt barrträ, oftast gran och ett syntetiskt lim. Limmet tillverkas av icke förnyelsebara råvaror vilket påverkar miljöprofilen negativt. Mängden lim per volymsenhet lim-



Figur 1.1

Träprodukters kretslopp. Limträ är en förädlad träprodukt. Limträttillverkning är en resurssnål process.

trä är emellertid så liten (mindre än 1 vikts-%) att inverkan på den färdiga produktens egenskaper är försumbar. Vid tillverkningen förekommer vissa processrelaterade utsläpp i form av diskvatten från belimningsutrustningen, härdat överskottslim och utsläpp av små mängder flyktiga ämnen vid härdningen.

Produkterna levereras nedtorkade till 12 % fuktkvot. Till torkningsprocessen används huvudsakligen träspån och andra biprodukter som bränsle. På så sätt begränsas elanvändningen.

Då limträ ofta "skräddarsys" för objektet, ger det inte upphov till några betydande byggrester på byggarbetsplatsen. Emballaget består av material som kan återvinnas.

Under brukstiden har limträ ingen negativ miljöpåverkan av betydelse. Det kan underhållas med traditionella metoder. Reparerbarheten är hög – delar av ett limträelement kan vid behov lätt bytas ut. Det kan, om så behövs, bearbetas i efterhand på olika sätt, t ex genom slipning. I viss omfattning kan man, efter en bärförmågeanalys, göra enstaka hål och urtag.

Limträprodukter kan återanvändas om man känner deras hållfasthetsklass och belastningshistoria. Den kvalitetsansvarige skall då kontrollera limträtes kondition och bedöma förutsättningarna för återanvändning i det enskilda fallet.

Limträ är, liksom annat trä, brännbart och det kan, vid olämplig användning eller felaktig konstruktionsutformning brytas ned biologiskt. Energiinnehållet i limträ är detsamma som i masivt barrträ.

Flertalet limträfabriker i Norden har utarbetat miljödeklarationer enligt en gemensam mall. Enligt denna redovisas produktens miljöpåverkan under den del av livscykeln som limträttillverkaren kan kontrollera, d v s från resursuttag till dess att produkten lämnar fabriken. Miljödeklarationer kan rekvideras kostnadsfritt från limträttillverkarna.

För den som vill kunna bedöma limträproduktens miljöpåverkan under hela livscykeln har de svenska limträttillverkarna upprättat en gemensam byggvarudeklaration, som återges i Bilaga 5 på sidan 226.

1.3 Tillverkning av limträ

Med limträ avses i det följande konstruktionselement av ett antal hoplimmade bräder eller plankor med fiberriktningen i elementens längdriktning och limfogarna parallella med tvärsnittets breddsida (som regel den mindre sidan).

1.3.1 Tillverkningsprocess

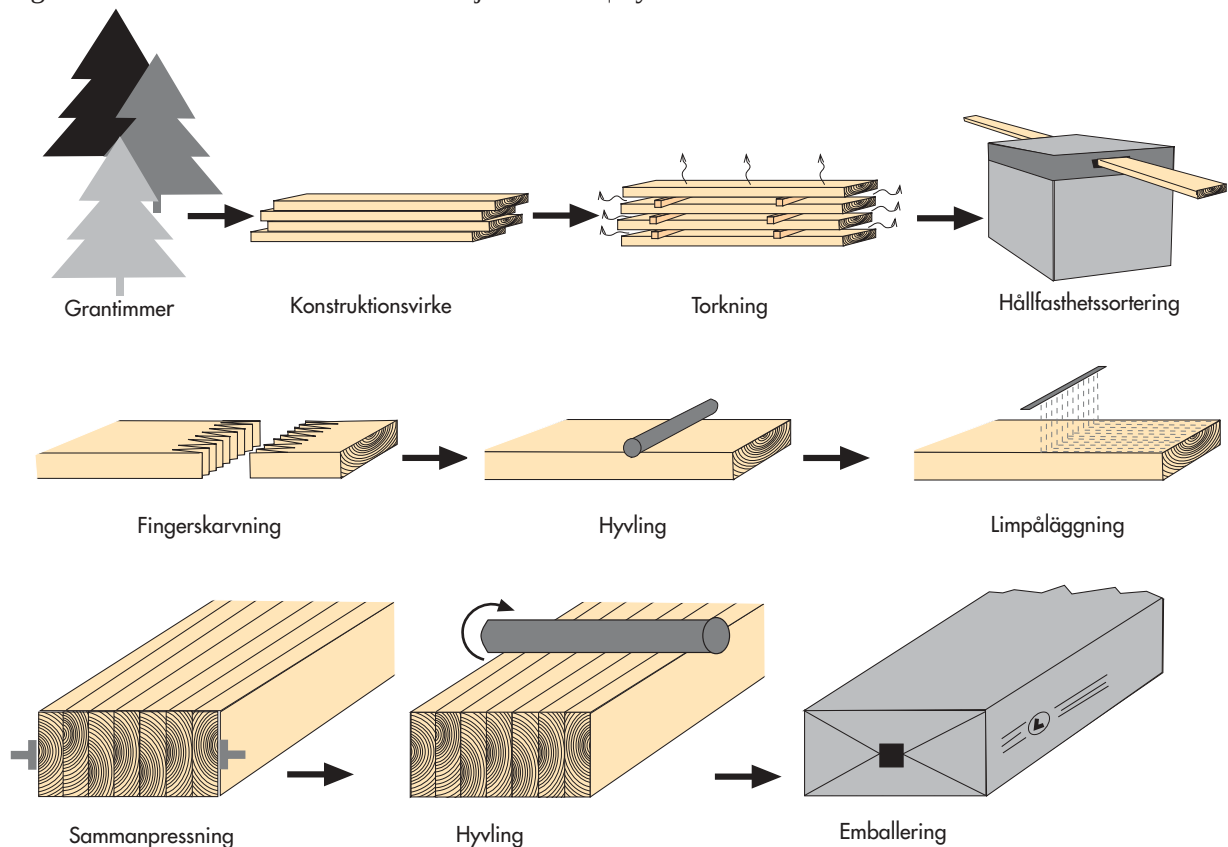
Limträ tillverkning går till på ungefär samma sätt, oavsett fabrik och land. I figur 1.2 visas, schematiskt, en skiss över tillverkningen.

Råvaran är hållfasthetssorterat virke, i de nordiska länderna normalt gran, men till konstruktioner som förväntas bli utsatta för långvarig fuktpåverkan, använder man också tryckimpregnerat furuvirke. Som regel levereras virket torkat och hållfasthetssorterat direkt från sågverket. Fuktkvoten i lamellvirket skall vara 8-15 % när det limmas samman. Mellan intilliggande lameller får fuktkvoten inte skilja mer än

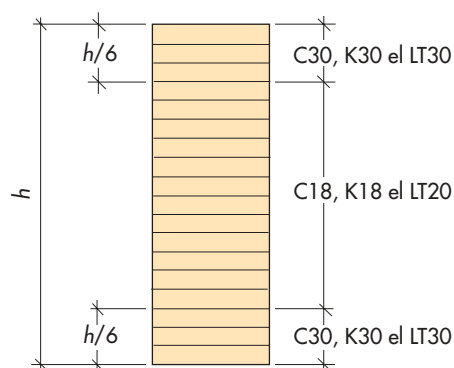
ca 4 %. Limfogens hållfasthet blir då maximal och fuktkvoten ligger tillräckligt nära jämviktsvärdet i den färdiga konstruktionen för att sprickbildningen inte skall bli besvärande. En viss sprickbildning i träet kan aldrig undvikas och den har som regel ingen skadlig inverkan på konstruktionens bärförmåga.

Limträ tvärsnittet kan byggas upp av lameller med ungefär samma hållfasthet, s k homogent limträ. För att utnyttja virkets hållfasthet på bästa sätt brukar man emellertid använda virke av högre kvalitet i tvärsnittets yttre delar, där påkänningarna normalt är störst, s k kombinerat limträ, se figur 1.3. I fabrikslokalen behövs därför utrymme för att samtidigt lagra lamellvirke i åtminstone två olika hållfasthetsklasser.

Vid fingerskarvningen sammanfogas virket till lameller. Lamellerna kapas till önskad längd och staplas på varandra. För kombinerat limträ beaktas därvid den inbördes ordningen mellan ytter- och innerlameller. För att minska de inre



Figur 1.2
Limträ tillverkning. Schematiskt.



Figur 1.3
Uppbyggnad av kombinerat limträtvärsnitt.

spänningarna vänds lamellerna så att kärnsidan ligger åt samma håll i hela tvärsnittet. De yttre lamellerna vänds dock alltid med kärnsidan utåt.

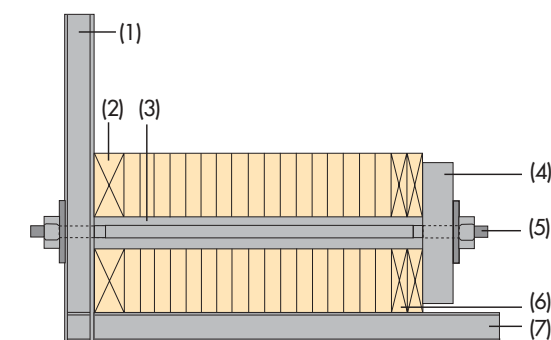
Limmet i fingerskarvarna får härda under några timmar, innan lamellernas flatsidor hyvlas och omedelbart därefter bstryks med lim.

Lamellpaketen lyfts sedan över till limbänkar och erforderligt presstryck anbringas, se figur 1.4. Operationen måste vara klar innan limmet börjar härda vilket sker inom någon timme – den exakta tiden beror på limtyp och på temperaturen i lokalen. I samband med att presstrycket läggs på kan man kröka lamellerna till önskad överhöjning, båg- eller ramform. Limmet får därefter härda under kontrollerade fukt- och temperaturförhållanden, eventuellt med tillförsel av värme. Raka balkar kan alternativt härda i en kontinuerlig s k högfrekvenspress.

Sedan limfogarna härdat avlägsnas presstrycket och limträelementen lyfts ur bänkarna och över till en planhyvel, där höjdsidorna hyvlas till önskad ytfinish.

Därefter sker den slutliga bearbetningen av elementen, t ex rensågning av kanter, se figur 1.5, håltagning och förborring av förband. Undantagsvis ytbehandlas elementen i fabriken. Slutligen avsynas och märks elementen innan de emballeras och lastas på fordon för vidare transport till byggplats eller färdigvarulager.

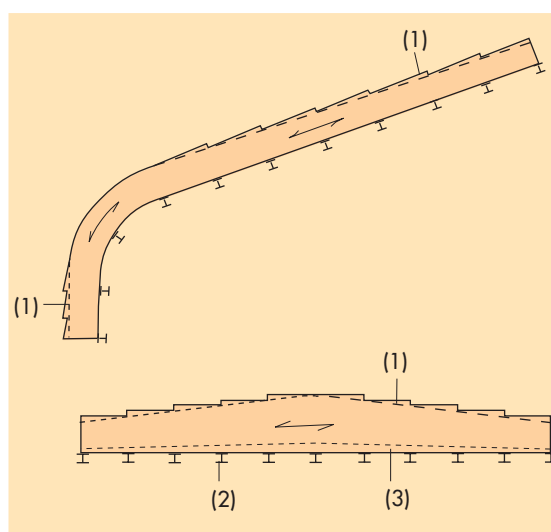
Tillverkningen övervakas av företagets kon-



Figur 1.4
Schematisk sektion genom limbänk.
(1) Vertikalt anhåll. (2) Tryckfördelande bottenstycke + eventuell mall för överhöjning. (3) Mellanlägg. (4) Spännklot. (5) Spännskruv. (6) Tryckfördelande bräder. (7) Horisontellt anhåll.

trollant, som dokumenterar och journalför sådana omständigheter som har avgörande betydelse för produktens kvalitet, bl a fuktkvoten i lamellvirket, temperatur och luftfuktighet i limhallen, tidpunkt för limpågivning och lossning. Fortlöpande provas också bl a fingerskarvarnas hållfasthet och lamellfogarnas kvalitet.

Den interna kontrollen övervakas av ett externt, av myndigheterna ackrediterat kontrollorgan.



Figur 1.5
Konstruktionselement med varierande tvärsnittshöjd.
(1) Renskärning. (2) Vertikalt anhåll. (3) Tryckfördelande bottenstycke + eventuell mall för överhöjning.

1.3.2 L-trä, tillverkningskontrollerat limträ

I de nordiska länderna är L-trä (L-märkt limträ) den vedertagna benämningen på limträ med minst fyra lameller som tillverkats, kontrollerats och märkts enligt särskilda regler. Reglerna är i stort sett identiska inom Norden och samordning sker i ett gemensamt organ - Nordisk Limtränämnd.

Tillverkningskontrollerat limträ märks på samma sätt i de nordiska länderna; med det så kallade L-märket, se figur 1.6a. Se vidare under 1.3.7 Tillverkningskontroll och märkning.

Flera av de nordiska limträstillverkarna är certifierade enligt ISO 9002.

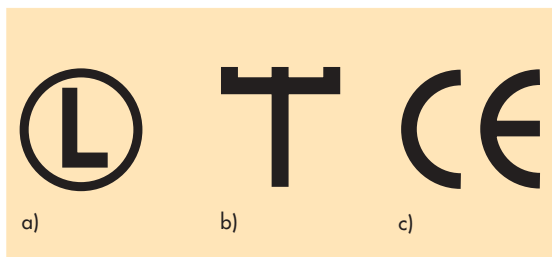
1.3.3 Limmat konstruktionsvirke

Limträ med färre än fyra lameller, men som i övrigt tillverkats och kontrollerats enligt samma regler som gäller för L-trä, benämns Limmat konstruktionsvirke. Limmat konstruktionsvirke har samma egenskaper som L-trä utom vad avser hållfastheten, som är något lägre.

1.3.4 Styrka och styvhet

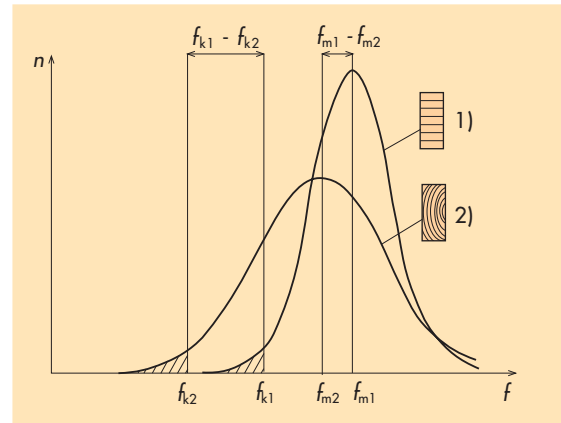
Limträ har i huvudsak samma hållfasthetsegenskaper som vanligt konstruktionsvirke:

- hållfastheten varierar med vinkeln mellan påkännings- och fiberriktning (anisotropi)
- hållfastheten avtar med ökande fuktkvot



Figur 1.6

L-märket (a) används av limträfabrikerna för att visa att produkten är tillverkningskontrollerad och godkänd. I Sverige krävs dessutom märkning med Boverkets gaffelmärke (b). I framtiden kan märkningen komma att ersättas av – eller kompletteras med – CE-märket (c).



Figur 1.7

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

- hållfastheten avtar med ökande belastningstid
- stor variation i materialegenskaper, såväl inom ett och samma element som mellan olika element (inhomogent)

Jämfört med motsvarande element av konstruktionsvirke har emellertid konstruktionselement av limträ genomsnittligt högre hållfasthet och mindre spridning i hållfasthetsegenskaperna. Denna s k lamelleringsseffekt brukar man förklara på följande sätt:

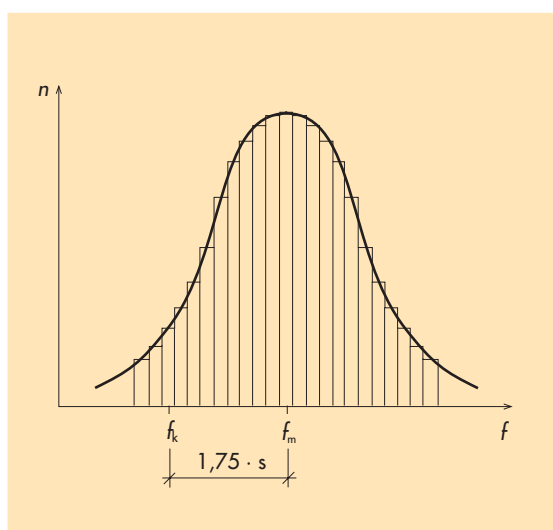
För konstruktionsvirke avgörs hållfastheten hos en enskild plank av det svagaste snittet – vanligtvis vid en kvist, fingerskarv eller liknande. Skillnaden mellan olika plankor kan därför vara betydande. I en limträbalk blandas däremot lameller med sinsemellan olika hållfasthet och risken för att grova fel i flera lameller skall hamna i samma snitt är liten.

Limträbalkar som belastas till brott under laboriemässiga förhållanden, d v s med korttidsbelastning och vid ca 12 % fuktkvot, kännetecknas av mycket spröda brott, som nästan alltid orsakas av en kvist eller en fingerskarv i någon av de yttersta lamellerna på balkens dragbärande sida. Stukningar i träet på balkens tryckta sida kan ibland föregå det slutliga brottet, men ändrar inte dess spröda karaktär. Ett sprött brott inne-

bär bland annat att ingen spänningsomlagring hinner äga rum, utan bärförmågan är uttömd när spänningen i en viss punkt överskrider ett kritiskt värde. Eftersom sannolikheten för att en balk skall innehålla en sådan brottutlösande defekt är större ju större balkens volym är, tenderar hållfastheten hos stora balkar att vara lägre än hos små balkar. Denna så kallade volymeffekt (storlekseffekt) är tämligen väl dokumenterad vid korttidsförsök i laboratoriemiljö, medan den än så länge är ofullständigt studerad vid långtidsbelastning.

Vid dimensionering av limträkonstruktioner och träkonstruktioner i allmänhet, utgår man från ett karakteristiskt hållfasthets- eller styvhetsvärde som bestämts vid brottprovning, under laboratoriemässiga förhållanden, av ett stort antal provkroppar.

Resultaten från en sådan provning kan åskådliggöras med hjälp av ett frekvensdiagram för brotthållfastheten, se figur 1.8. Med acceptabel noggrannhet kan man sedan anpassa en statistisk fördelning, vanligtvis normalfördelningen, till det erhållna frekvensdiagrammet – åtminstone till dess centrala parti.



Figur 1.8
Exempel på frekvensdiagram med inpassad normalfördelningskurva och markerad 5 %-fraktil.

Om man antar att brotthållfastheten är normalfördelad, kan man beräkna det karakteristiska värdet f_k med formeln:

$$f_k = f_m - c \cdot s$$

där f_m betecknar medelvärdet, s är standardavvikelsen och c en koefficient vars värde beror av hur det karakteristiska värdet definieras. Standardavvikelsen är ett statistiskt mått på spridningen mellan mätvärdena. Materialets karakteristiska hållfasthet beror således inte enbart på medelvärdet utan även till stor del på spridningen. Normalt utgår man vid hållfasthetsdimensionering från den nedre 5 %-fraktilen, d v s det värde som statistiskt sett underskrids i 5 fall av 100. Om antalet försöksvärden är stort gäller därvid $c = 1,75$.

Karakteristiskt styvhetsvärde (elasticitetsmodul, skjuvmodul) bestäms på motsvarande sätt, men med utgångspunkt från medelvärdet i stället för 5 %-fraktilen.

1.3.5 Hållfasthetsklasser

Limträ, som tillverkats enligt de regler som anges i nationella eller europeiska normer, hänförs till bestämda hållfasthetsklasser.

Klasstillhörigheten bestäms av det ingående virkets hållfasthet och placering i tvärsnittet. Hållfasthets- och styvhetsvärden för de olika hållfasthetsklasserna anges sedan i aktuell norm.

Nordiskt limträ tillverkas normalt i hållfasthetsklassen L40. I Eurocode 5 motsvaras denna närmast av klassen GL 32.

Limträ som tillverkas på annat sätt än enligt normernas föreskrifter t ex med en annan uppbyggnad av tvärsnittet, får användas i bärande konstruktioner om det är typgodkänt.

1.3.6 Limtyper

Vid limträstillverkning används lim som har dokumenterat hög hållfasthet och beständighet vid långvarig belastning, och endast sådana som man har lång praktisk erfarenhet av. De formella kraven anges i europastandarden EN 301 som klassificerar två limtyper, I och II. Limtyp I får användas för konstruktioner i samtliga klimatklasser medan användning av limtyp II är begränsad till konstruktioner i klimatklass 0-2. En förteckning över godkända lim utfärdas av Nordisk Limtränämnd, ett samarbetsorgan för de nordiska ländernas tillverkningskontroller.

Tidigare användes som regel syntetiska tvåkomponentlim av typen PRF (fenol – resorcinol – formaldehyd) vid limträstillverkning. Alla PRF-lim som används för limträstillverkning hänförs till typ I, som är godkänd för användning i samtliga klimatklasser, dvs såväl inomhus som utomhus. PRF-lim ger mörkt rödbruna limfogar.

MUF-lim (melamin – urea – formaldehyd) används numera i ökande omfattning. MUF-lim hänförs, i likhet med PRF-lim till limtyp I. Melaminlimmade fogar är till en början ljusa men får med tiden en mörkare nyans.

Till fingerskarvning av lamellerna används antingen det mörka fenol-resorcinol-limmet eller det ljusa melamin-limmet. Fingerskarvar kan därför framträda som mörka fläckar eller tunna linjer på elementens ytor.

Av limträelementets märkning skall framgå vilken limtyp som använts vid tillverkningen (Limtyp I eller II enligt EN 301).

Det sker en fortlöpande utveckling inom limområdet och nya limtyper introduceras efterhand. För närvarande finns sålunda ett enkomponents polyurethanlim upptaget i Nordisk Limtränämnds godkännandelista, där det hänförs till limtyp II (klimatklass 0–2). Godkännandet är kopplat till villkoret att användaren med gott resultat skall ha använt limmet vid normal produktion i fabriken. Erfarenheterna från praktisk användning i fabrik skall dokumenteras och presenteras för Nordisk Limtränämnd.

1.3.7 Tillverkningskontroll och märkning

Limträstillverkning kräver stor noggrannhet bl a vid fräsning av fingerskarvarna, beredning och applicering av limmet, applicering av presstryck, utmätning av presstid m m. För att en jämn och hög kvalitet på produkten skall kunna säkerställas måste tillverkaren ha ett väl dokumenterat system för kvalitetssäkring, med en fortlöpande intern kontroll, som bl a innebär att man regelbundet tar ut provkroppar för kontroll av limfogarnas hållfasthet och beständighet.

Kvalitetssystemet skall vara godkänt av ett särskilt certifieringsorgan och den interna kontrollen skall övervakas av ett externt, oberoende besiktningsorgan som gör oanmälda kontrollbesök vid limträfabriken.

I de nordiska länderna märks tillverkningskontrollerat limträ med det så kallade L-märket, se figur 1.6. Dessutom skall varje limträelement märkas med uppgift om

- Tillverkarens namn eller annan identifikation
- Boverkets inregistrerade varumärke
- Hållfasthetsklass
- Limtyp (typ I eller II enligt EN 301)
- Produktionsvecka och -år eller annan motsvarande identifiering
- Tillverkningsstandard (EN 386)

I allmänhet är limträelement märkta med en stämpel på ändytan men märkskyltar som spikas eller limmas fast förekommer också. Exempel på märkning visas i figur 1.9. Av märkning eller följesedel skall också framgå vilket certifieringsorgan som utfärdat märkningsrätten och numret på certifikatet.



Figur 1.9
Exempel på märkskylt.

1.4 Limträelement. Mått och form

Limträtekniken ger möjlighet att inom vida gränser variera såväl tvärsnittsform som geometri och storlek hos konstruktionselementen. Gränserna sätts av praktiska omständigheter som produktionslokalens storlek, maskinutrustningens kapacitet, transportmöjligheter m m. Några av dessa begränsande faktorer kommenteras nedan.

Rektangulära tvärsnitt är det normala, men även andra tvärsnittsformer är möjliga att tillverka, t ex I-, T- och L-tvärsnitt eller håltvärsnitt med rektangulärt eller tolvkantigt tvärsnitt, se figur 1.10. De senare har sin främsta användning som kraftledningsstolpar men kan med fördel användas även som pelare i husbyggnader.

1.4.1 Produktionsstandard – lagerstandard

Raka limträelement med rektangulärt tvärsnitt tillverkas normalt av 45 mm tjocka lameller i bredder som motsvarar sågverkens standardsortiment. Det färdiga limträelementets bredd blir, efter hyvling av höjdsidorna, några millimeter mindre än lamellernas bredd. Exakt mått beror på om sidorna skall vara helt renhyvlade eller om enstaka fläckar med ohyvlat lamell kan accepteras. I tabell 1.1 anges tvärmått motsvarande den branschstandard som etablerats i Sverige (SS 23 27 21). Dimensioner som är markerade

med fet stil hålls i lager och bör väljas i första hand, särskilt om det är fråga om enstaka balkar. Måtten gäller för element med Hyvlat yta (se avsnitt 1.5.3) och vid fuktkvoten 12 %.

I Bilaga 1 anges tvärsnittsstorheter för rektangulära tvärsnitt enligt SS 23 27 21. För krökta konstruktionselement kan, beroende på krökningsradien, tunnare lameller än 45 mm erfordras, se vidare avsnitt 4.7.

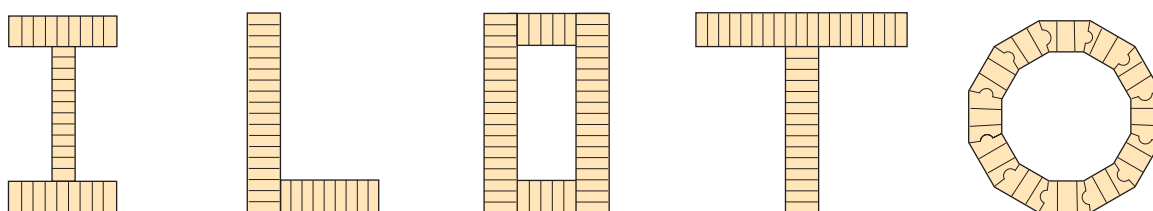
1.4.2 Största tvärmått

Största bredd (tvärmått parallellt med limfogsplanen) begränsas av det enkla faktum att det är svårt att få tag på lamellvirke som är bredare än 225 mm. Efter hyvling motsvarar detta en nominell bredd av 215 mm. Genom att kantlimma lameller eller genom att limma ihop flera limträelement i sidled har man tillverkat limträelement som är upp till 500 mm breda.

Största höjd (tvärmått vinkelrätt mot limfogsplanen) begränsas av tillgänglig hyvlingssutrustning till cirka 2 m. Genom olika konstgrepp, som t ex att limma pånockpartiet till en sadelbalk i en senare etapp, efter hyvlingen, kan man klara större balkhöjder. Upp till 3 m höga limträelement har tillverkats på detta sätt.

1.4.3 Största längd

I Norden finns limträfabriker som kan tillverka upp till 60 m långa element. I praktiken begränsas dock längden av transportmöjligheterna, se avsnitt 1.6.



Figur 1.10
Exempel på sammansatta limträtvärsnitt.

Tabell 1.1

Limträtvärsnitt för raka element enligt SS 23 27 21.

Nominella mått $b \times h$, motsvarande Hyvlad yta.

Lagerdimensioner har markerats med understruken fet stil.

Limträ med färre än fyra lameller benämns Limmat konstruktionsvirke (LK 30).



Limmat konstruktionsvirke									
42x90	56x90	66x90	78x90	90x90	115x90	140x90	165x90	190x90	215x90
42x135	56x135	66x135	78x135	90x135	115x115	140x135	165x135	190x135	215x135
L-trä									
42x180	56x180	66x180	78x180	90x180	115x180	140x180	165x180	190x180	215x180
42x225	56x225	66x225	78x225	90x225	115x225	140x225	165x225	190x225	215x225
42x270	56x270	66x270	78x270	90x270	115x270	140x270	165x270	190x270	215x270
42x315	56x315	66x315	78x315	90x315	115x315	140x315	165x315	190x315	215x315
42x360	56x360	66x360	78x360	90x360	115x360	140x360	165x360	190x360	215x360
42x405	56x405	66x405	78x405	90x405	115x405	140x405	165x405	190x405	215x405
42x450	56x450	66x450	78x450	90x450	115x450	140x450	165x450	190x450	215x450
42x495	56x495	66x495	78x495	90x495	115x495	140x495	165x495	190x495	215x495
42x540	56x540	66x540	78x540	90x540	115x540	140x540	165x540	190x540	215x540
42x585	56x585	66x585	78x585	90x585	115x585	140x585	165x585	190x585	215x585
42x630	56x630	66x630	78x630	90x630	115x630	140x630	165x630	190x630	215x630
42x675	56x675	66x675	78x675	90x675	115x675	140x675	165x675	190x675	215x675
	56x720	66x720	78x720	90x720	115x720	140x720	165x720	190x720	215x720
	56x765	66x765	78x765	90x765	115x765	140x765	165x765	190x765	215x765
	56x810	66x810	78x810	90x810	115x810	140x810	165x810	190x810	215x810
		66x855	78x855	90x855	115x855	140x855	165x855	190x855	215x855
		66x900	78x900	90x900	115x900	140x900	165x900	190x900	215x900
		66x945	78x945	90x945	115x945	140x945	165x945	190x945	215x945
			78x990	90x990	115x990	140x990	165x990	190x990	215x990
			78x1035	90x1035	115x1035	140x1035	165x1035	190x1035	215x1035
			78x1080	90x1080	115x1080	140x1080	165x1080	190x1080	215x1080
				90x1125	115x1125	140x1125	165x1125	190x1125	215x1125
				90x1170	115x1170	140x1170	165x1170	190x1170	215x1170
				90x1225	115x1225	140x1225	165x1225	190x1225	215x1225
					115x1260	140x1260	165x1260	190x1260	215x1260
					115x1305	140x1305	165x1305	190x1305	215x1305
					115x1350	140x1350	165x1350	190x1350	215x1350
						140x1395	165x1395	190x1395	215x1395
						140x1440	165x1440	190x1440	215x1440
						140x1485	165x1485	190x1485	215x1485
						140x1530	165x1530	190x1530	215x1530
						140x1575	165x1575	190x1575	215x1575
						140x1620	165x1620	190x1620	215x1620

1.4.4 Montage och hantering

Ett högt materialutnyttjande innebär ofta höga och slanka balkar som kan vara besvärliga att hantera på byggplatsen. Bredden på ett limträelement bör därför, av praktiska skäl, inte vara mindre än 1/10-del av höjden (djupet).

1.4.5 Överhöjning

Fritt upplagda limträbalkar kan, om spännvidden är större än 6 - 8 m, behöva överhöjas för att minska eventuella olägenheter med uppträdan-

de nedböjningar. Måttliga överhöjningar, upp till ca 200 mm, kan enkelt åstadkommas vid tillverkningen. Rekommendationer rörande överhöjningens storlek ges i avsnitt 3.3.

1.4.6 Toleranser

Limträelement tillverkas med samma mått noggrannhet som valsade stålprofiler eller prefabricerade betongelement. Tillåtna måttavvikelser hos limträelement anges i en europastandard, EN 390.

1.5 Utseende och ytbehandling

Limträ är i första hand ett konstruktionsmaterial, där hållfasthet, styvhet och beständighet som regel är de viktigaste egenskaperna.

Limträelementen har därför i allmänhet inte den virkeskvalitet och ytfinish som man normalt kräver av inredningssnickerier och möbler. I de allra flesta sammanhang torde dock standardprodukterna uppfylla normala utseendekrav, om de bara behandlas med vederbörlig omsorg under transport och på byggplatsen.

1.5.1 Virke

Limträ tillverkas av hållfasthetssorterat virke, vilket visserligen innebär att kviststorleken i virket begränsats, men limträvirke är ändå långt ifrån kvistrent. Även virke med hög hållfasthet kan innehålla ganska stora kvistar, i innerlameller kan sålunda tillåten kvistdiameter vara lika med lamelltjockleken.

1.5.2 Limfogar

För tillverkning av limträ till bärande konstruktioner används limtyper med hög hållfasthet och god beständighet, se avsnitt 1.3.6. Normalt använder man fenol-resorcinollim, som ger mörka limfogar, eller melaminlim, som ger ljusa fogar. Även melaminlimmade fogar kan dock mörkna något med tiden.

Lamellernas fingerskarvar framträder därför, särskilt när man använt fenol-resorcinollim, som mörka fläckar eller tunna zig-zag-linjer på limträelementens sidor.

Limträelement med mindre bredd än ca 90 mm klyvsågas vanligen från bredare element. Sågsnittet kan därvid gå genom öppna eller limfyllda sprickor, vilket kan medföra flisning och, särskilt vid limning med fenol-resorcinollim, väl synliga limfläckar på klyvsidan. Detta gäller alla

fyra slagen av ytor. Vid höga utseendekrav på båda höjdsidorna bör man därför undvika klyvsågade element.

1.5.3 Ytor

När limträelementen lossas ur limbänkarna är framförallt höjdsidorna ojämna och fläckade av överskottslim som pressats ur limfogarna. Av praktiska och estetiska skäl hyvlas därför alla fyra sidorna före leverans. Kundens krav på utseendet avgör därvid hur mycket som skall hyvlas bort. I Sverige tillämpas normalt en branschstandard, som definierar fyra slag av ytor hos färdiga limträenheter (se även SS 23 27 21):

JUSTERADE YTOR: Höjdsidorna får delvis vara obearbetade. Vid bredd under 115 mm nominell bredd får den ena sidan vara sågad. Limfläckar och lameller med vankant tillåts.

Justerade ytor rekommenderas inte för synligt bruk utom vid mycket låga krav på utseendet, t ex i vissa lagerbyggnader.

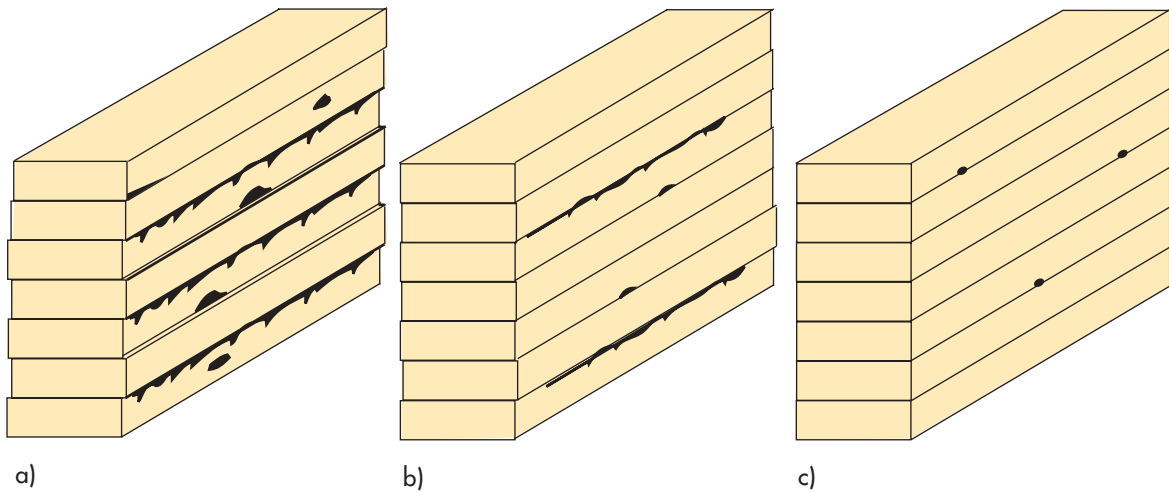
HYVLADE YTOR: Höjdsidorna skall vara bearbetade med hyvel e d. Enstaka lameller får vara obearbetade. Mindre limfläckar tillåts.

Hyvlade ytor rekommenderas för synligt bruk i lokaler där funktion och bärförmåga tillmäts den största betydelsen men där man ändå vill utnyttja limträ som miljöskapande element, t ex i industrier, lantbruksbyggnader etc.

RENHYVLADE, EJ LAGADE YTOR: Höjdsidorna skall vara bearbetade med hyvel e d. Mindre limfläckar tillåts.

Renhyvlade, ej lagade ytor rekommenderas för synligt bruk där inte extra höga krav ställs på utseendet, t ex takbalkar i sporthallar, affärslokaler etc.

RENHYVLADE, LAGADE YTOR: Höjdsidorna skall vara bearbetade med hyvel e d. Sidor som blir synliga efter montering skall vara lagade så att de är fria från större sprickor, kådlåpor, kvist-



Figur 1.11

a) Justerade ytor. b) Hyvlade ytor. c) Renhyvlade, ej lagade ytor alternativt Renhyvlade, lagade ytor.

hål, urslag och limfläckar. Synliga kanter skall vara fasade.

Renhyvlade lagade ytor rekommenderas för synligt bruk vid extra höga krav på utseendet, t ex i bostäder, skolor etc. I vissa fall kan även en putsad (slipad) yta vara lämplig, t ex om limträet skall laseras.

Breddsidorna skall för alla fyra slagen av ytor vara bearbetade med hyvel e d. Mindre limfläckar tillåts.

Observera vad som sägs under 1.5.2 om limträelement som framställs genom att klyvsåga bredare element. Klyvbalk lämpar sig inte för enheter där lagad yta krävs.

1.5.4 Ytbehandling

Avsikten med en ytbehandling är i allmänhet att ge träytan ett visst utseende och att skydda materialet mot hastig nedfuktning och uttorkning och därmed motverka uppkomsten av sprickor. En filmbildande ytbehandling, t ex täckfärg eller klarlack, gör också träytan lättare att hålla ren och ger ett visst skydd mot mekanisk åverkan. Ytbehandling kan också utföras i syfte att motverka flamspridning och rökutveckling vid brand.

Limträ kan ytbehandlas med samma medel

och metoder som vanligt virke, t ex laseras, täckmålas eller klarlackeras. De tekniska, ekonomiska och estetiska förutsättningarna avgör valet i varje enskilt fall. Observera dock att mörka lasyrfärger har olägenheten att i sig harmlösa torksprickor, som kan uppstå efter färdigbehandlingen, framträder tydligare mot en mörk yta än mot en ljus. Limträelement levereras, om inget annat avtalas, helt obehandlade från fabrik.

Vid låga krav på utseendet behöver limträ inomhus som regel ingen ytbehandling. Konstruktionen måste då skyddas på annat sätt under byggtiden så att skadlig nedfuktning och nedsmutsning undviks. Utomhus under tak räcker det ofta att grundbehandla med en färglös eller pigmenterad trälasyr, eventuellt kombinerad med någon form av kemiskt träskydd mot missfärgande svampangrepp. Vid höga krav på utseendet krävs dock ytterligare en eller flera behandlingar.

Utvändigt limträ utsätts för stora variationer i fuktkvot och bör ytbehandlas för att minska risken för skadlig sprickbildning. Fuktskyddet kan även här kombineras med kemiskt träskydd. Något varaktigt skydd mot rötangrepp kan däremot inte åstadkommas genom ytbehandling, se nedan om träskydd. Utomhuskonstruktioner av limträ bör om möjligt skyddas under tak eller med en ventilerad inklädnad.

Utan ytbehandling åldras materialet under inverkan av väder och vind och får med tiden den sammetsgrå, i soliga lägen tjärbruna yta som är typisk för gamla timmerhus. Det finns för närvarande ingen ytbehandling som i längden och med rimliga underhållsinsatser förmår bevara den färska, ”trävita” träytans utseende utomhus. Om man inte godtar träets naturliga åldrande för en utomhuskonstruktion är det därför lämpligt att i stället välja en pigmenterad ytbehandling.

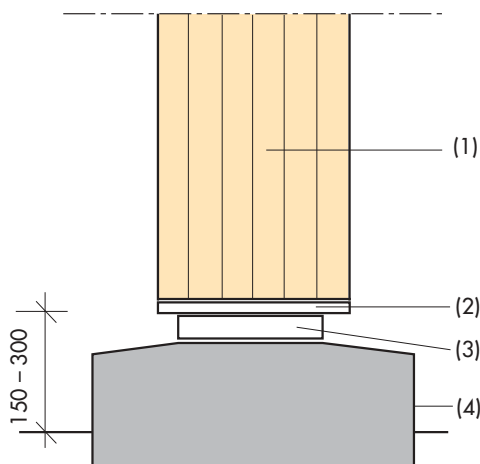
All utvändigt ytbehandling måste underhållas. Underhållsintervallens längd och åtgärdernas omfattning beror bl a av konstruktionens läge och vilken typ av ytbehandling man valt. Lasyrfärger kräver sålunda kortare intervall än täckande färger, men är i gengäld lättare att underhålla. För att inte ytan skall bli mörkare för varje strykning kan underhåll av laserade ytor utföras med färglös eller endast tonad lasyr. Oavsett om man väljer laserande eller täckande, rekommenderas olje- eller alkydbaserade färger.

1.5.5 Träskydd

Trä är ett organiskt material och kan under vissa betingelser angripas av svampar och skadeinsekter. I det enskilda fallet kan det förefalla som en nackdel men sett i ett ekologiskt sammanhang får det nog räknas som en av materialets stora fördelar. Under byggnadens brukstid måste dock konstruktionen skyddas mot sådana angrepp. I första hand sker detta genom att den byggnadstekniskt utformas så att förutsättningar för röta inte uppstår.

Sådant s k konstruktivt träskydd inriktas på att hålla träet torrt (fuktkvot $\leq 20\%$). Om detta inte är möjligt måste konstruktionen utformas så att träet kan torka ut efter nedfuktning. Torrt trä som utsätts för tillfälliga nedfuktningar ruttar inte.

Ett annat effektivt sätt att skydda trä mot röta är att använda impregnerat virke med lämpligt träskyddsmedel. Impregnering kan dock aldrig ersätta det konstruktiva träskyddet, utan skall ses



Figur 1.12

Exempel på konstruktivt träskydd.

(1) Limträpelare. (2) Fuktskydd, t ex oljehärdad board. (3) Mellanlägg av stål, impregnerat trä eller betong. (4) Betong eller annat fuktsugande underlag.

som ett komplement, eftersom fukt i konstruktionen också ger upphov till andra problem än röta, t ex missfärgningar och deformationer.

Vilket träskyddsmedel som skall användas och vilka krav på inträngning och upptagning som skall ställas blir en avvägning mellan byggherrens önskemål om ett effektivt rötskydd och samhällets krav på en giftfri och hälsosam miljö. Användningen av kemiskt träskydd regleras både i lagstiftning och i olika standarder.

Limträ kan tillverkas av lameller som impregnerats före hyvling och limning. Efter limningen kan höjdsidorna antingen lämnas obearbetade eller hyvlas på normalt sätt på fabrik. I båda fallen bör skyddseffekten förbättras genom efterbehandling med något lämpligt bestrykningsmedel. Detta gäller även kapytor.

Limträ kan också impregneras efter limning men elementstorleken begränsas då av måtten hos tillgänglig impregneringsanläggning. Impregnering efter limning bör på grund av sprickrisken bara utföras med oljelösliga impregneringsmedel eller kreosotolja. Det senare bör dock, av arbetarskyddsskäl, användas med största försiktighet. Kreosotimpregnerat trä får ej användas till husbyggnader.

1.5.6 Skydd vid transport, lagring och montering

Till skydd mot nederbörd och smuts under transport, lagring och montering levereras som regel limträelement för synligt bruk emballerade, buntvis eller var för sig, i plastfilm eller papper. Limträ som är avsett för inbyggnad emballeras normalt inte.

Emballaget är inget fuktskydd. Tvärtom så kan, under olyckliga omständigheter, fukt kondensera på emballagets insida. Vattnet måste då dräneras bort genom att emballaget skärs upp i underkanten.

Vid lagring av limträelement på byggplatsen skall man tänka på följande:

- lägg aldrig limträelement direkt på marken
- använd rena (!) underslag, som är minst 250 mm höga och som ger god luftning
- underlaget skall vara torrt och plant så att inte limträelementen slår sig eller skevbelastas
- lägg rena (!) ströläkt mellan limträelementen och placera läkten lodrätt ovanför varandra
- vid utomhuslagring skyddas limträelementen t ex med presenningar som läggs på rena (!) regler så att fullgod ventilation erhålls under presenningen. Låt ej presenningen gå ända ner till marken.
- långvarig lagring på byggnadsplatsen skall undvikas, speciellt om den sker utomhus

Limträelementen kan, om man kommer överens om det, levereras med kantskydd för att minska risken för skador under transport och montage. Vid lyft med kran skall man använda breda stroppar och skydda limträelementens kanter med plåtvinklar eller annat, så att inga lyftmärken uppkommer. Arbetshandskar, stroppar och andra lyftdon skall vara fria från lös smuts. Gå inte på ytor som skall vara synliga efter montage!

1.6 Transport och montering

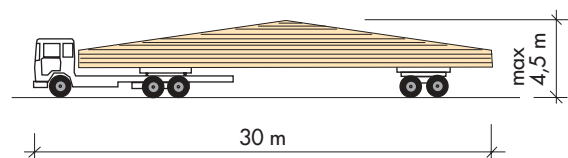
Transport och montering utgör de sista momenten i uppförandet av en limträkonstruktion och kan tyckas vara av mindre betydelse. De kräver emellertid samma omsorg som de föregående, eftersom de på ett avgörande sätt kan påverka inte bara konstruktionens utformning utan även projektets ekonomi och planering.

1.6.1 Transport

Normalt sker transporten på landsväg. Med lastbil kan längder på 9-10 m transporteras. Om man utnyttjar vanliga speditjonsbilar får elementen inte vara längre än 12 m.

Element med större längd än 12 m transporteras på trailers med utdragbart flak. Upp till 30-35 m långa element kan transporteras på detta vis. Vid små leveranser av långa balkar blir kostnaden hög för denna typ av transport och det är därför en fördel om balkarna kan delas i mindre enheter som kan transporteras på vanlig lastbil.

I Sverige fordras särskilt tillstånd från myndigheterna om den sammanlagda fordonslängden överstiger 30 m. Upp till 30 m långa element vållar som regel inga problem härvidlag. Specialtransport krävs normalt om lastbredden 2,5 m eller totalhöjden 4,5 m överskrids, vilket ofta är aktuellt i samband med ram- eller bågkonstruktioner. Om järnvägs- eller sjötransport är ett alternativ gäller andra gränser. Ofta kan också transportproblemen lösas genom att man delar upp konstruktionen i lämpliga transportenheter som skarvas på byggplatsen.



Figur 1.13
Största tillåten längd och höjd på fordon utan specialtillstånd.

1.6.2 Montering

Montering av limträkonstruktioner kräver nästan alltid tillgång till någon form av lyftanordning, som regel en mobilkran.

Det bästa är om limträelementen kan lyftas direkt från bilen till sin plats i byggnaden. Detta är emellertid sällan möjligt och som regel får man därför räkna med en viss tids lagring på byggplatsen. Därvid bör de anvisningar som ges i avsnitt 1.5.6 beaktas.

Vid mottagning av leverans kontrolleras att antal limträelement och beslag stämmer med beställningen.

Det är viktigt att man redan innan man lossar lasten från transportfordonet har planlagt monteringen så att tidskrävande omlastningar kan undvikas. Tydlig och systematisk märkning av enskilda limträelement och beslag är också avgörande för ett rationellt montage.

Tills dess att byggnadens stabiliserande system är komplett måste tillfälliga åtgärder vidtas för att säkra stommen mot vind och andra påfrestningar under byggtiden. Ram- och bågkonstruktioner säkras bäst med stålvaror som spänns med vantskruvar. Vajrarna används också till att fixera konstruktionerna i rätt läge tills dess att vindfackverk eller motsvarande är monterade.

Plastemballage bör skäras upp i underkant för att undvika fukt innanför plasten. Emballaget kan också avlägsnas helt, men man bör då vara uppmärksam på risken för att synliga konstruktioner smutsas ner under byggtiden. Särskilt utsatta är takkonstruktioner med högprofilerad plåt direkt på takbalkarna, där läckvatten i plåtskarvarna smutsar ner balksidorna innan isolering och papptäckning är på plats.

Treledsramar och -bågar består av två delar som ansluts till betongfundament eller pelare och kopplas ihop med stålbeslag inocken. Större konstruktioner monteras enklast och säkrast med hjälp av en mobilkran och ett flyttbart monteringsstorn under nocken. Monteringen går till så att vardera ram- eller båghalvan lyfts på plats med mobilkranen. Ramfoten/anfanget görs fast

i fotbeslag eller pelartopp och nockpartiet läggs upp på monteringsstornet och kopplas ihop. Så fort stabiliseringen är klar flyttas stornet till nästa linje.

1.7 Underlag för beställning och leverans

1.7.1 Beskrivning

På ritning och i beskrivning anges

- Beteckning (littera) för identifikation (t ex B1, P3 osv).
- Typ av konstruktionselement (t ex enligt tabell 2.1 eller referens till ritning).
- Nominella mått (bredd x vänster upplagshöjd/största höjd/höger upplagshöjd x längd i mm). För jämnhöga balkar eller pelare anges bara ett höjdmått. För speciella elementtyper, t ex osymmetrisk sadelbalk, anges mått på ritning.
- Hållfasthetsklass.
- Limtyp (I eller II enligt EN 301).
- Ytklass (om Renhyvlade, lagade ytor önskas anges också vilka ytor som blir synliga).
- Ytbehandling (om sådan önskas).
- Överhöjning i mm (om sådan önskas).
- Träslag (om annat än gran önskas, t ex tryckimpregnerad furu).
- Toleranser.

Exempel på specifikation:

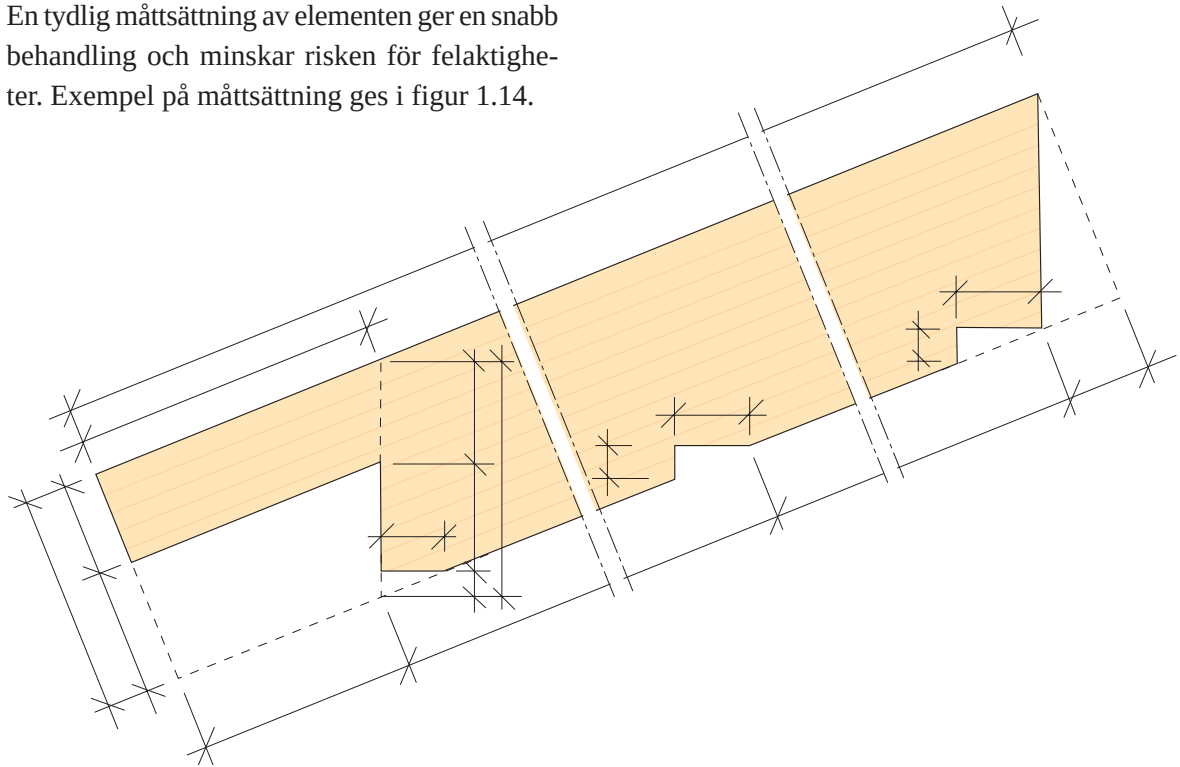
4 st sadelbalk 165 x 680/1370/680 x 22000 mm
L40 - I - Hyvlade ytor - Överhöjning 120 mm.

Vid förfrågan och beställning anges dessutom

- Antal lika enheter (observera att treledsram eller treledsbåge består av två element).
- Eventuell hänvisning till ritning på urtag e. d.
- Särskilda önskemål beträffande emballage (t ex styckevis emballering, kantskydd m m).
- Leveransplan.
- Lossningssätt (kran eller lastmaskin).
- Objektets namn och leveransadress.

1.7.2 Måttättning

En tydlig måttättning av elementen ger en snabb behandling och minskar risken för felaktigheter. Exempel på måttättning ges i figur 1.14.



Figur 1.14
Exempel på måttättning.

2. Konstruktionssystem

- 2.1 Balk- pelarsystem 27
- 2.2 Kontinuerliga balkar 28
- 2.3 Massivbjälklag 29
- 2.4 Fackverk 29
- 2.5 Treledstakstolar 30
- 2.6 Bågar 31
- 2.7 Ramar 32
- 2.8 Konsoler 33
- 2.9 Balkrost 34
- 2.10 Skalkonstruktioner 35
- 2.11 Sammansatta system 36
- 2.12 Beslag och anslutningsdetaljer 37
- 2.13 Översiktstabell 38

Fredells byggvaruhus i Nacka.
En av Sveriges största miljöcertifierade byggnader.
Foto: Mikael Hagéus, CR-studio.

2. Konstruktionssystem

Variationsrikedomen är stor när det gäller statiska system för limträkonstruktioner. I detta avsnitt beskrivs översiktligt några olika sätt att utforma limträstommar till hallbyggnader – 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 synpunkter. Produktionstekniska eller transporttekniska begränsningar kan i vissa fall vara avgörande, se avsnitt 1.4.

Tabell 2.1 ger en sammanställning över de vanligaste typerna av konstruktionssystem.

För att underlätta valet anges i tabellen rekommenderade spännviddsområden och ungefärliga konstruktionshöjder för olika bärverkstyper. De motsvarar genomsnittsvärden under normala förhållanden. Små laster eller litet centrumavstånd mellan enheterna medför något mindre tvärsnittshöjd än vad tabellen anger och omvänt.

2.1 Balk- pelarsystem

I sin enklaste och vanligaste form består limträstommen av fritt upplagda tvåstödsbalkar på pelare. Vid små spännvidder är jämnhöga balkar oftast att föredra medan det vid större spännvidder kan vara ekonomiskt motiverat att låta tvärsnittshöjden variera med krafterna i balken.

Ett exempel på detta är sadelbalken som ges störst konstruktionshöjd på mitten där det böjande momentet är störst, se figur 2.2.

Ofta är deformationskrav, t ex den största tillåtna nedböjning som kan accepteras, och inte erforderlig bärförmåga avgörande för den lägsta konstruktionshöjd som kan väljas.

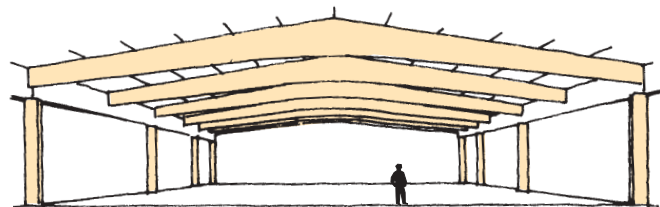
Limträbalkar utformas som regel med rak underkant men de kan också av estetiska eller funktionella skäl ges mer eller mindre markerad krökning. En vanlig form är då den så kallade bumerangbalken – en sadelbalk med krökt underkant (figur 2.1, övre figuren).

Installationer utgör en väsentlig del av funk-

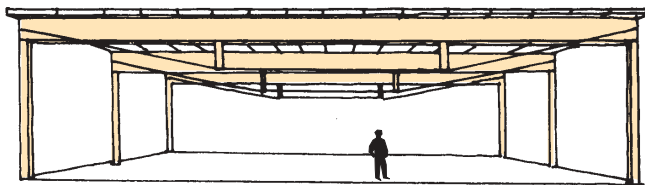
tionen som i hög grad påverkar den arkitektoniska upplevelsen. En fråga som ofta kommer på tal är därför om det går att göra hål och urtag i limträelementen. I en vanlig balk medverkar hela tvärsnittsytan till att ta upp tvärkrafterna. Dessa är störst vid upplagen och det är därför oftast olämpligt med håltagningar eller urtag vid upplagen. Håltagningar bör vidare förläggas till tvärsnittets mittparti eftersom böjspänningarna är minst där. Figur 2.3 illustrerar inom vilket område (streckat) i en fritt upplagd balk en eventuell håltagning i första hand bör placeras.

Resonemanget ovan är av principiell natur. Detaljerade anvisningar om hur man dimensionerar och utformar håltagningar och urtag ges i kapitel 4 Särskilda hänsyn.

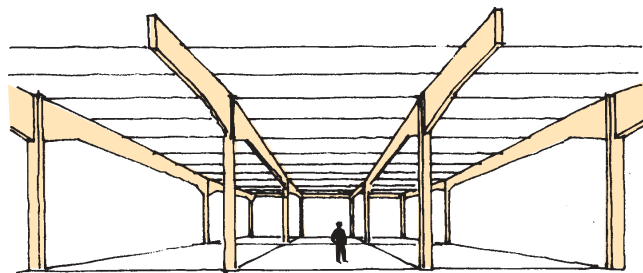
Pelare av limträ har normalt god bärförmåga. En inspänd pelare, som ej stagas i fria änden, har en knäcklängd som är ungefär dubbla pelarhöjden. För en pelare, som är ledat infästad upp- till och nertill, s k pendelpelare, är knäcklängden lika med pelarhöjden.



Bumerangbalkar

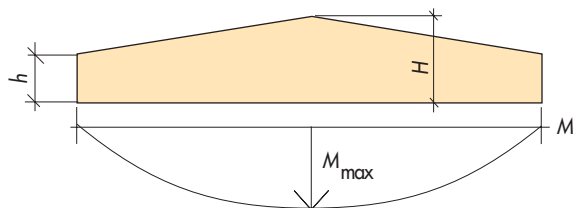


Underspända balkar



Balkar som förstärkts vid upplagen

Figur 2.1
Balk-pelarsystem.



Figur 2.2

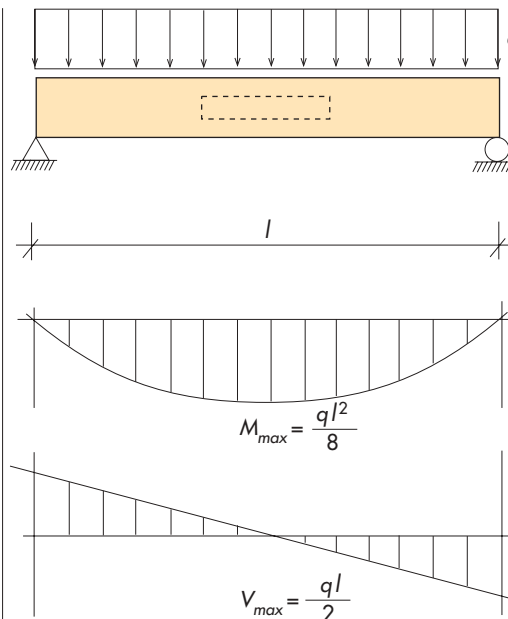
En sadelbalk följer rätt väl momentkurvan för en fritt upplagd tvåstödsbalk. Den är därför mer materialekonomisk än en jämnhög balk.

Det är vanligt att husets utformning på ett naturligt sätt ger möjlighet att staga pelarna i toppen, t ex genom en anslutande takkonstruktion. Vid låga byggnader, upp till 3 - 4 m höga, är det som regel ekonomiskt att spänna in pelarna i grundkonstruktionen för att klara stabiliteten. Grundkonstruktionen måste då dimensioneras för de uppträdande momenten. Vid större höjder brukar det vara fördelaktigare att anordna krysstag eller så kallade vindfackverk. Se vidare kapitel 12 Stabilisering av limträstommar.

2.2 Kontinuerliga balkar

Balkar på flera stöd eller balkar med överkragning medger högre materialutnyttjande än vad som kan uppnås vid fritt upplagda tvåstödsbalkar. Utnyttjandegraden kan höjas ytterligare genom att balkhöjden ökas vid innerstöden, se figur 2.4 (nedre figuren).

Kontinuerliga balkar utförs med fördel som

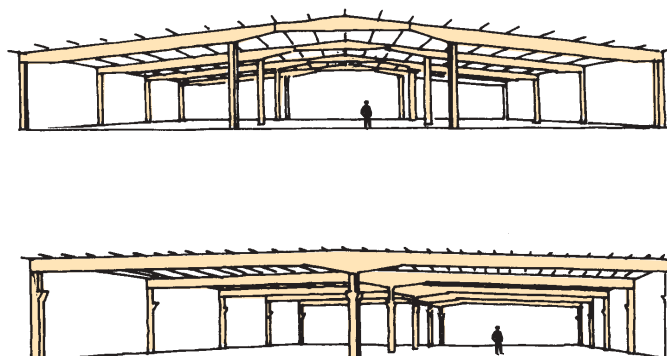


Figur 2.3

Yttre moment och tvärkrafter vid fritt upplagd tvåstödsbalk, belastad med jämnt fördelad last.

så kallade gerbersystem. Skarvarna utformas då som leder (typ gångjärn) och placeras så att man får en gynnsam momentfördelning och lämpliga transportlängder.

System med kontinuerliga balkar är särskilt lämpliga till takkonstruktioner, t ex som sekundärbalkar (åsar).



Figur 2.4

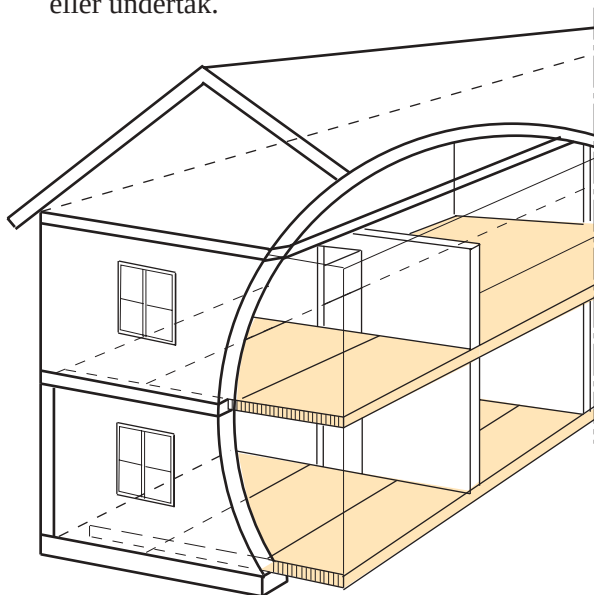
Kontinuerliga balkar.

2.3 Massivbjälklag

Massivbjälklag av limträelement är ett gott alternativ till betongbjälklag eller olika typer av lättbjälklag, framförallt i samband med flervåningshus av trä. Konstruktionen består av limträelement på lågkant. De enskilda elementen kan med fördel sammanfogas med efterspända stålstänger tvärs lamellriktningen.

Tvårspänningen ger viss plattverkan som förbättrar styvheten och medger att bjälklaget utnyttjas som stomstabiliserande skiva med många konstruktiva möjligheter, t ex fria hörn, stolpar utan balkar, synliga golv eller tak etc. Den minskar dessutom fuktrörelserna i tvärled och säkerställer bjälklagets goda brand- och ljudisolerande egenskaper.

När krav ställs på ljudisoleringen måste bjälklaget dock som regel förses med övergolv och/eller undertak.



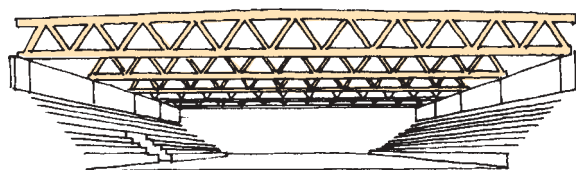
Figur 2.5
Massivbjälklag.

2.4 Fackverk

Vid stora spännvidder, när solida, massiva balkar tenderar att bli alltför otympliga och materialkrävande, kan någon typ av fackverk vara ett ändamålsenligt alternativ. Särskilt gäller detta vid krav på liten taklutning och där konstruktionshöjden inte är alltför pressad.

Till fackverkets fördelar hör att det kan tillverkas på fabrik i lämpliga transportenheter som monteras ihop på byggarbetsplatsen. Till nackdelarna får räknas många och ibland komplicerade knutpunkter. Det är en fördel om arkitekten kan medverka vid fackverkets utformning, särskilt beträffande knutpunkter och övriga detaljer. Infällda beslag ger ett bra brandskydd och dessutom smäckra lösningar.

Installationerna kan i många fall lokaliseras nära överramen. Med en smäckert utformad underram följer därvid rumsbildningen överramen och insidan av den isolerade takkonstruktionen. Tryckta stänger kan utformas av limträ där hela tvärsnittet utnyttjas medan de dragna kan vara av stål. Konstruktionshöjden är här avståndet mellan underramens och överramens systemlinjer. Här har arkitekten ofta stor frihet att laborera med konstruktionshöjden.



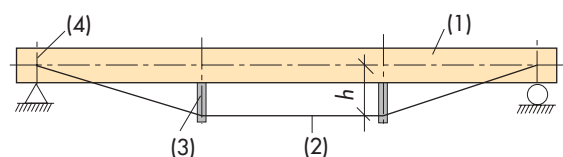
Figur 2.6
Fackverk.

2.5 Treledstakstolar

Treledstakstolar eller spännverk kan vara en lösning när spännviddskraven utesluter massiva balkar och när bågar eller ramar av olika skäl inte är aktuella.

I sin enklaste form består treledstakstolen av två balkar som lutar mot varandra och är ledat sammankopplade inocken. Fotändarna är också ledat infästade i fundament, eller sinsemellan förenade med dragband – ofta av stål (övre figuren i figur 2.7). I det senare fallet läggs takstolen vanligtvis upp på pelare men dragbandet kan också gjutas in i golvkonstruktionen. Balkarna är oftast raka och jämnhöga men även här kan formen varieras.

Spännverket kan betraktas som en övergångsform mellan massiv balk och fackverk. Knutpunkterna är dock färre och enklare till sin utformning än i ett fackverk. Det finns idag företag som arbetar med anpassade ståldetaljer, som t ex dragstag och knutpunkter.



Figur 2.8

Exempel på underspänd balk med konstruktionshöjden h .

(1) Balk;

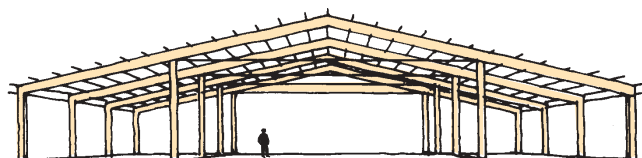
(2) Dragstag;

(3) Tryckstag;

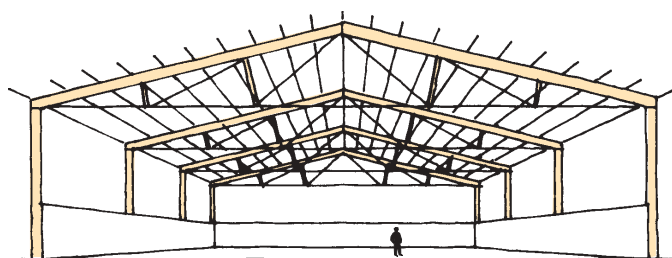
(4) Infällda eller utanpåliggande stålbeslag.

Ofta kombineras olika grundformer. Den mellersta figuren i figur 2.7 visar ett exempel på kombination av spännverk och treledstakstol.

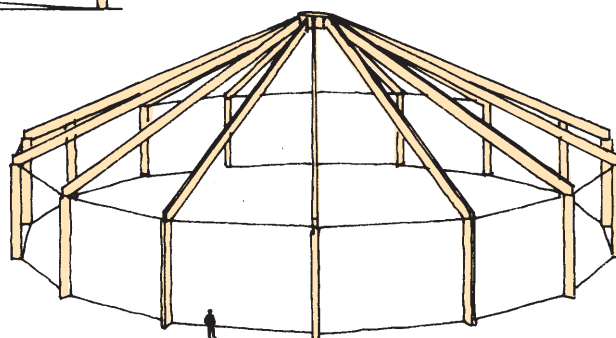
Treledstakstolar kan med fördel utformas som skrymbärverk. Takbalkarna anordnas då strålförmigt från en gemensamnockpunkt och dragbanden ersätts med en polygonformad (månghörnig) dragring, som längs periferin sammanbinder fotpunkterna (nedre figuren).



Treledstakstolar med dragband i mittspännnet



Treledstakstolar med dragband



Bärverk av treledstakstolar med dragring

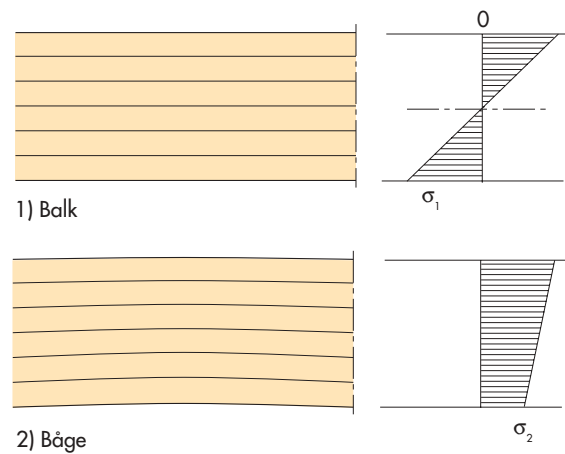
Figur 2.7
Treledstakstolar.

2.6 Bågar

Limträ är ett spännande konstruktionsmaterial bl a genom möjligheten att enkelt utföra krökta konstruktioner såsom bågar, ramar, skal etc. För en bestämd belastning kan den mest ändamålsenliga formen för en limträbåge beräknas, den s k trycklinjen. En båge som följer trycklinjen för en viss last blir – när den belastas med denna last – utsatt för rent tryck uteslutande över hela sin längd. För en jämnt utbredd, vertikalt nedåtriktad last blir trycklinjen en parabel, för en grupp punktlaster en polygon (månghörning). I praktiken måste dock en konstruktion dimensioneras för fler olika lastfall, t ex liksidig och olikssidig snölast, vindlast från olika håll o s v, och det är inte möjligt att finna en bågform som ger rent tryck för alla uppträdande lastfall. Normalt väljer man en bågform som motsvarar en rimlig sammanvägning av olika estetiska, produktionstekniska och hållfasthetstekniska krav.

Genom att materialet utnyttjas bättre i en båge blir erforderlig elementhöjd bara ca 1/3 av erforderlig höjd hos en balk med samma spännvidd och belastning. Skillnaden i verkningssätt hos en balk och en båge illustreras i figur 2.10.

Formgivningsmöjligheterna gör, tillsammans med den höga hållfastheten, att limträkonstruktioner är särskilt konkurrenskraftiga vid stora



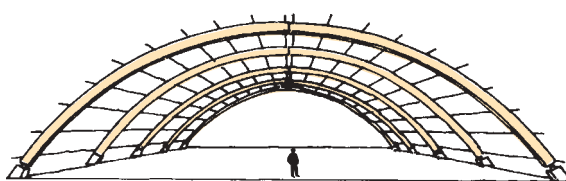
Figur 2.10

Böjspänningarna i en momentbelastad balk (1) varierar över balkhöjden. Tryck i överkant och dragning i underkant. I tvärsnittets mitt är böjspänningen = 0. En båge (2) får, till skillnad från balken, som regel tryckspänningar över hela tvärsnittet.

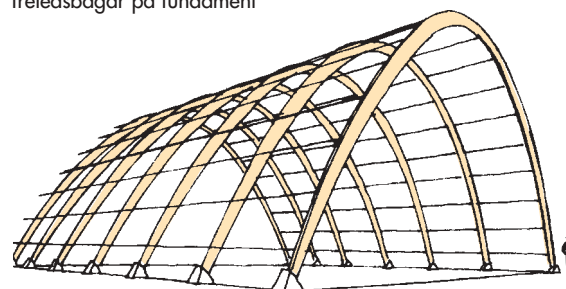
spännvidder. Bågar med över 100 m fritt spann har utförts.

Cirkelbågen är den vanligaste formen. Vid stora spännvidder kan en parabelbåge dock ge bättre ekonomi. För att öka den fria höjden nära upplagen kan elliptisk eller annan bågform vara att föredra. Fri höjd kan också uppnås genom att lägga upp bågen på pelare.

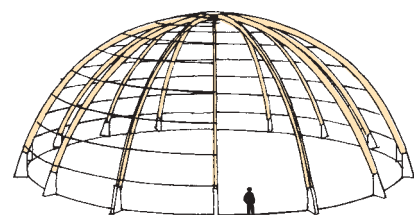
En båge kräver fasta upplag, som kan utgöras av en angränsande konstruktion, av grundkonstruktionen eller av särskilda dragband. Drag-



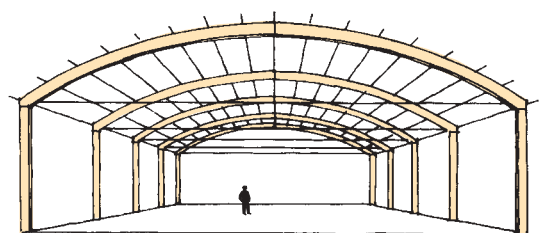
Treledsbågar på fundament



Parabelbågar



Radiellt anordnade bågar



Bågar med dragband (dragstag)

Figur 2.9
Bågar.

banden kan placeras synligt, eller under golvkonstruktionen i en hallbyggnad.

Bågar utförs normalt med ledad infästning i upplagen och för det mesta också med ledad skarv i nocken (treledsbåge). Vid större spännvidder kan, av transportskäl, flera skarvar vara önskvärda. Dessa placeras då inom områden med små moment och utförs momentstyva.

Treledsbågen är statiskt bestämd, vilket innebär enkel dimensionering och okänslighet för stödsjunkningar. Den är också stabil i sitt eget plan och ger därför inga inspänningsmoment i grundkonstruktionen.

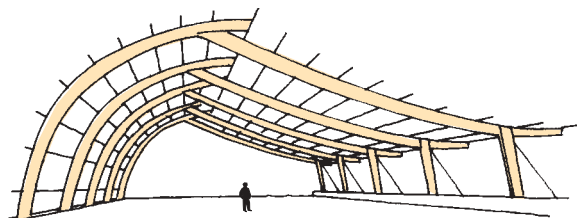
Med bågar radiellt anordnade i cirkel erhålls en kupolliknande byggnadsform. I en äkta kupol utnyttjas även skalverkan, vilket kräver speciell utformning av bärverket i tangentiell riktning. Vid stora spännvidder och i synnerhet om den yta som skall övertäckas har stor utbredning i flera riktningar, kan kupolen vara en ekonomiskt intressant lösning. I Tacoma, USA finns en kupolbyggnad utförd i limträ med över 160 m spännvidd.

2.7 Ramar

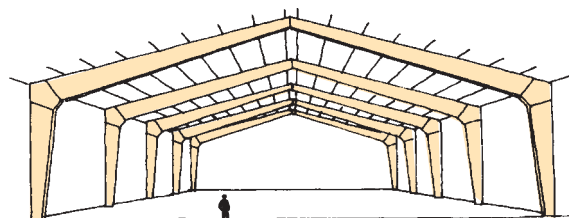
Av funktionella, estetiska eller andra skäl kan många gånger andra bågformer vara att föredra än den materialekonomiskt gynnsamma parabelbågen eller cirkelbågen. Krav på viss fri höjd inom hela byggnadsarean leder ofta till den för limträ karakteristiska treledsramen med krökt ramhorn eller, vid höga krav på utnyttjande av byggnadsvolymen, skarpt ramhorn.

Byggnadens funktion förbättras i båda fallen till priset av ett något lägre materialutnyttjande. Treledsramen har i övrigt samma fördelar som treledsbågen – enkel dimensionering och grundläggning. Den är speciellt lämplig vid dålig undergrund då den inte ger några inspänningsmoment i grundkonstruktionen.

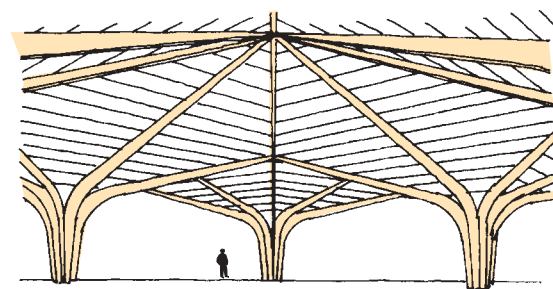
Den traditionella formen är plansymmetrisk men intressanta rumsbildningar kan uppnås genom kombination med andra konstruktionselement – krökta eller raka – eller genom tredimensionella arrangemang av halvramar.



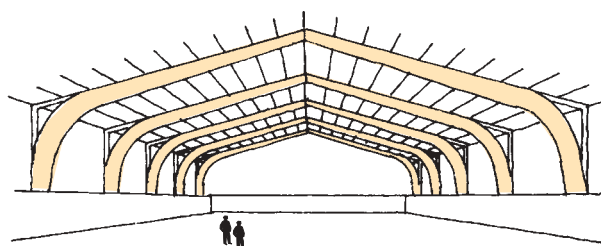
Kombination av ramar med olika krökning



Ram med fingerskarvade hörn



Tredimensionellt arrangemang av halvramar



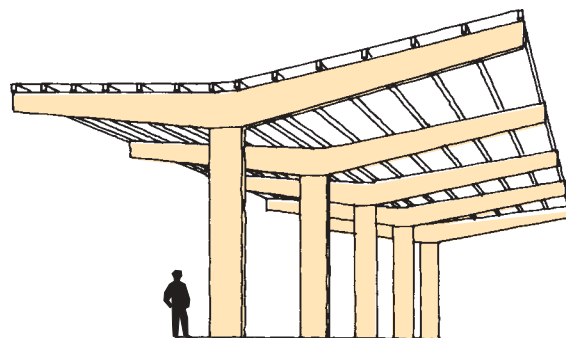
Krökta ramhorn

Figur 2.11
Ramar.

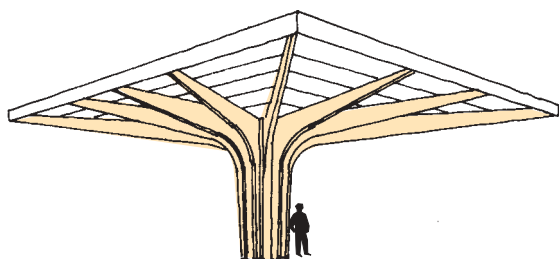
2.8 Konsoler

I många sammanhang kräver byggnadens funktion att den ena eller båda långsidorna är öppna och fria från pelare. Exempel på sådana byggnader är friluftsscener, perrongtak och åskådarläktare.

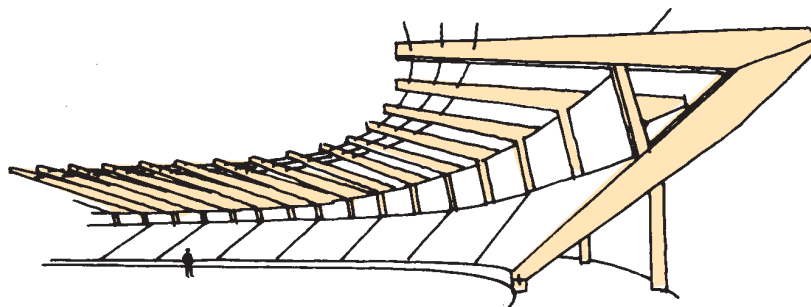
Limträtekniken erbjuder här lösningar i form av utkragande, raka balkar eller krökta konsoler – halvramar. I båda fallen måste betydande inspänningsmoment överföras till anslutande konstruktioner, som således måste utformas med hänsyn till detta.



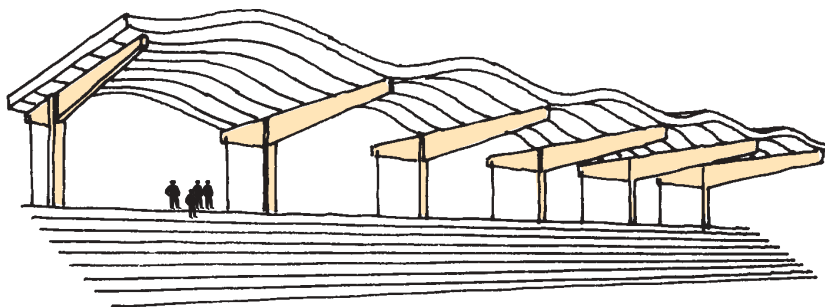
Skärmtak med inspända pelare



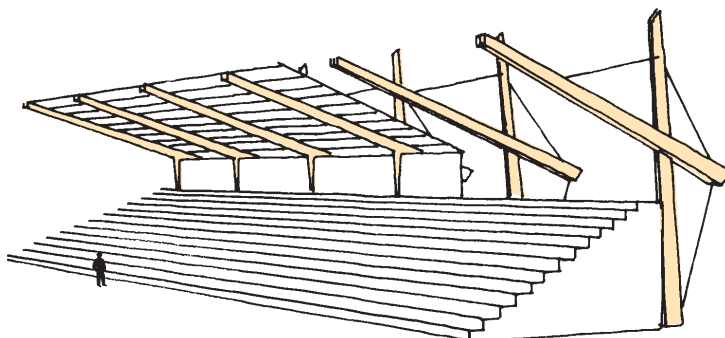
Skärmtak med inspända konsoler



Läktare



Läktare med bakspända konsoler



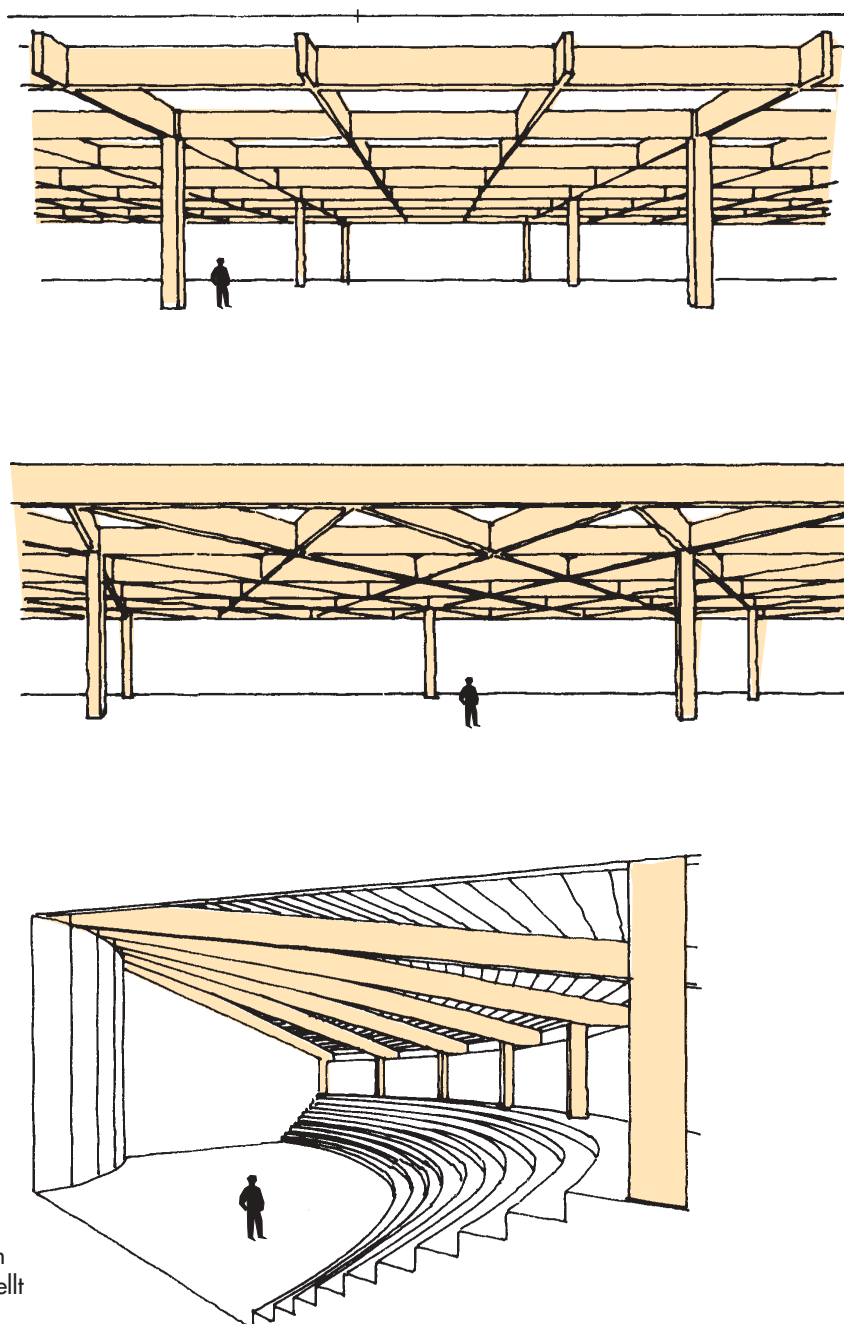
Läktare med bakspända konsoler

Figur 2.12
Konsoler.

2.9 Balkrost

Balkarna kan ordnas radiellt eller i sk balkrost. Den senare konstruktionstypen bär i flera riktningar och medger därför lägre konstruktionshöjd än traditionella balksystem. I gengäld belastas ekonomin av ett stort antal relativt komplicerade knutpunkter. Balkrost är därför sällan

konkurrenskraftiga i byggnader där stomkostnaden har avgörande betydelse för valet av konstruktionssystem. Bäst utnyttjas systemets fördelar om spännvidden/pelardelningen väljs lika i alla riktningar.



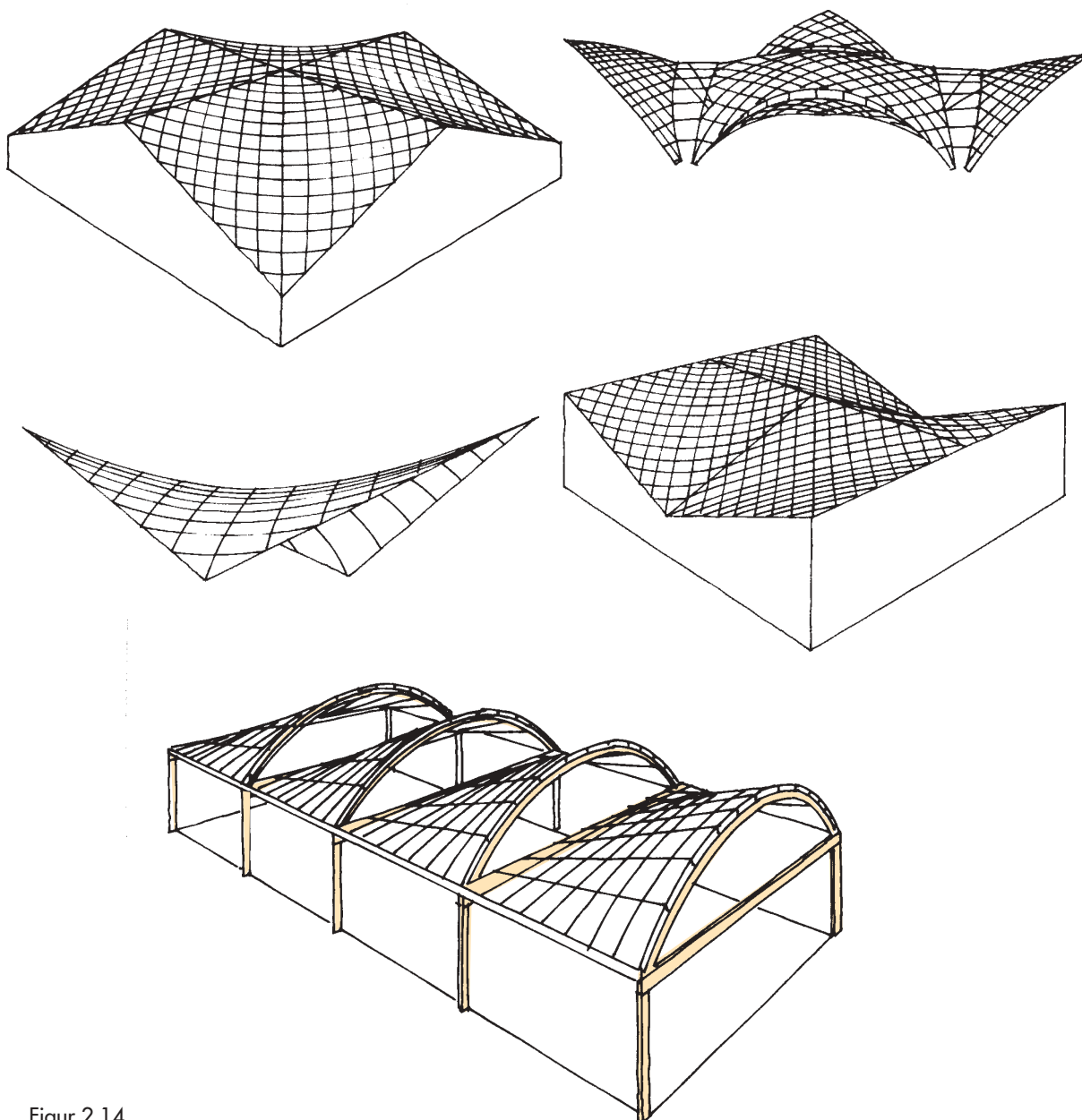
Figur 2.13
Balkrost (överst och
i mitten) resp. radiellt
bärverk (nederst).

2.10 Skalkonstruktioner

Skalkonstruktioner ger rika möjligheter till avancerad formgivning och stora pelarfria ytor. Genom att kombinera flera skalelement kan en mångfald olika takformer erhållas.

Bland olika skalformer har kupolen redan nämnts i samband med bågar – vanliga typer är

också konoid – och s k HP-skal (hyperbolisk paraboloid). En värdefull egenskap hos de båda senare är att de kan genereras av räta linjer och därför lätt kan byggas upp av ett eller flera korsande skikt av träpanel eller profilplåt.



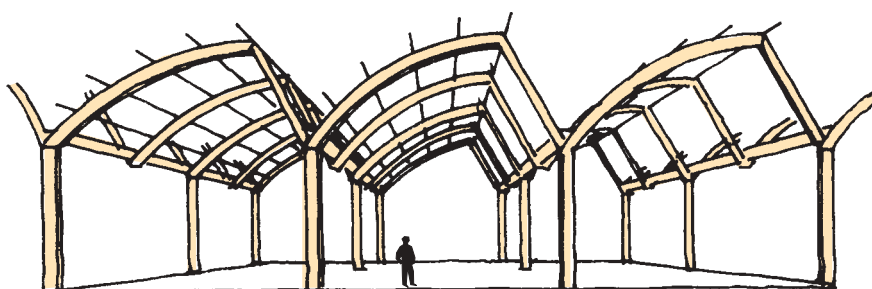
Figur 2.14
Skalkonstruktioner. Olika former.

2.11 Sammansatta system

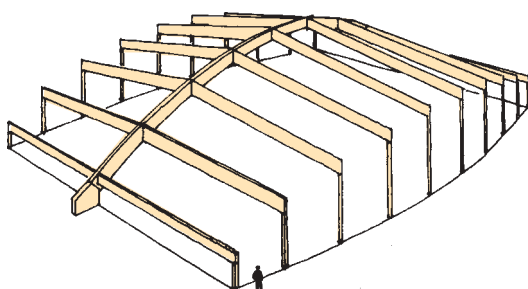
Kombinationer av olika statiska system erbjuder ofta eleganta lösningar.

Önskemål om rikligt dagsljus i en lokal kan tillgodoses med en sågtakskonstruktion bestående av treledstakstolar som läggs upp på kontinuerliga avväxlingsbalkar.

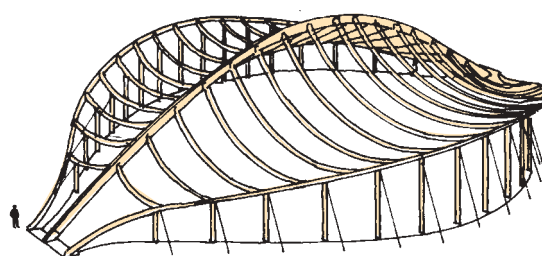
Besvärliga grundförhållanden kan bemästras genom att upplagsreaktionerna koncentreras till ett fåtal punkter som grundförstärks. I de kombinerade båg-balkstommarna i de två mellersta figurerna förs huvuddelen av taklasten ner i bågnas anfang.



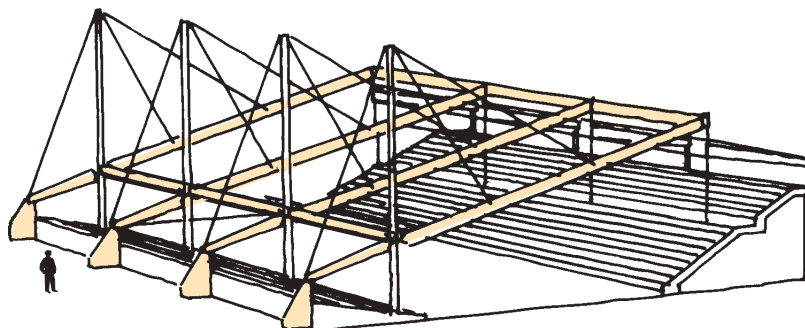
Sågtakskonstruktion



Båg-balkstomme



Båg-balkstomme



Hängtakskonstruktion

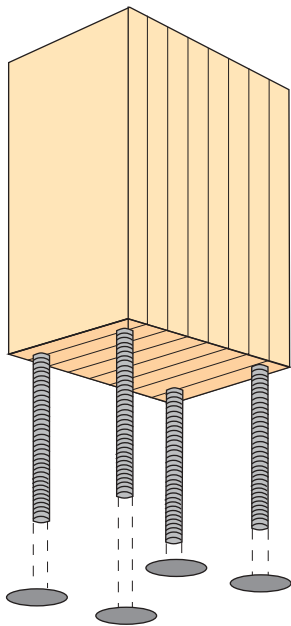
Figur 2.15
Sammansatta system.

2.12 Beslag och anslutningsdetaljer

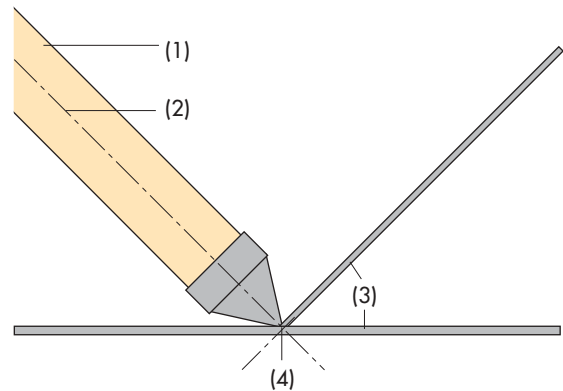
Limträkonstruktioner är ofta synliga och utgör en väsentlig del av byggnadens arkitektur, inte minst gäller detta beslag och anslutningsdetaljer. Utformningen av dessa bör därför ägnas speciell uppmärksamhet och omsorg från arkitektens sida.

I den äldre träbyggnadstekniken var knutpunkter normalt utformade för att överföra tryckkrafter och kunde endast i begränsad omfattning överföra dragkrafter. Idag utförs anslutningar och knutpunkter som regel med hjälp av spik, skruv och olika typer av stålbeslag och är lika väl ägnade att överföra tryck- som dragkrafter.

Stålförband överför krafter på ett mer koncentrerat och väldefinierat sätt än äldre typer av träförband. En led, d v s en ihopkoppling av två konstruktionselement utan momentupptagande förmåga, kan verkligen utformas som en led.



Figur 2.16
Exempel på i limträpelare inbyggt beslag, s k inlimmad skruv.



Figur 2.17
Systemlinjerna skall helst mötas i en punkt, annars uppträder moment i knutpunkten.

- (1) Tryckstag;
- (2) Systemlinje;
- (3) Dragstag;
- (4) Teoretisk knutpunkt.

En knutpunkt skall normalt placeras i systemlinjernas korsningspunkt (ledpunkten), så att man inte får oönskade moment i knutpunkten.

Utformningen av stålbeslagen hänger ofta samman med konstruktiva begränsningar, som t ex kontakttryck mellan stål och limträ.

Möjligheter finns att utforma infällda eller utanpåliggande beslag, som fungerar som leder eller som kan överföra moment. Exempel på anslutningar är:

- grunddetaljer
- upplagsdetaljer, såsom möte pelare – balk eller balk – balk
- knutpunkter, d v s förband och sammanfogningar av limträelement eller dragstag, som möts i en punkt

På marknaden finns användbara standardbeslag såsom spikningsplåtar, vinkelbeslag, balkskor och bandstål. Normalt är emellertid krafter och limträdimensioner så stora att ståldetaljerna bättre utformas för tillverkning på verkstad.

Eventuella krav beträffande brandskydd av ståldetaljer måste beaktas. Ett dolt, inbyggt beslag är som regel bättre brandskyddat än ett utanpåliggande (se vidare kapitel 13 och 14).

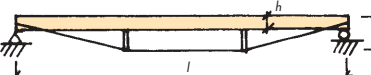
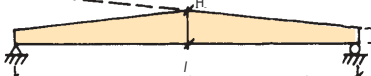
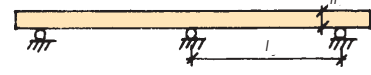
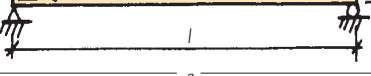
2.13 Översiktstabell

Översikten i tabell 2.1 omfattar bara de allra vanligaste typerna av konstruktionssystem för tak. För att underlätta projekteringen anges re-

kommenderade spännviddsområden och ungefärliga tvärsnittshöjder för olika bärverkstyper. De motsvarar genomsnittsvärden under norma-

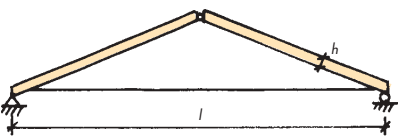
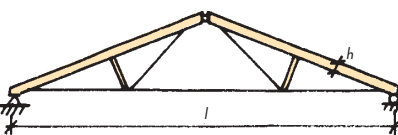
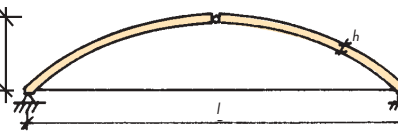
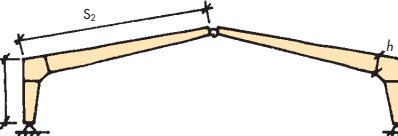
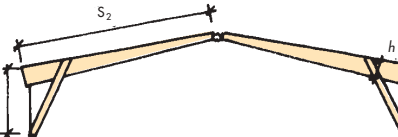
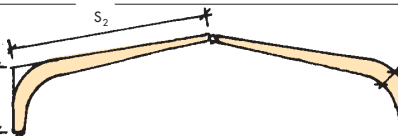
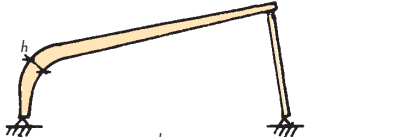
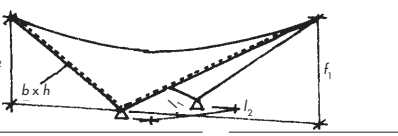
Tabell 2.1

Konstruktionssystem för tak med limträ. Rekommenderade taklutningar och spännvidder. Ungefärlig tvärsnittshöjd vid normal belastning. Centrumavstånd mellan bärverken 4–10 m.

System	Beteckning	Lämplig taklutning	Lämplig spännvidd (m)	Tvärsnittshöjd
	Rak balk på två stöd	$\geq 3^\circ$	< 30	$h \sim \frac{l}{17}$
	Rak underspänd balk på två stöd	$3-30^\circ$	< 50	$h \sim \frac{l}{40}$ $H \sim \frac{l}{12}$
	Sadelbalk (pulpetbalk) på två stöd	$3-10^\circ$	$10-30$	$h \sim \frac{l}{30}$ $H \sim \frac{l}{16}$
	Bumerangbalk på två stöd	$3-15^\circ$	$10-20$	$h \sim \frac{l}{30}$ $H \sim \frac{l}{16}$
	Rak balk kontinuerligt upplagd på flera stöd	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \sim \frac{l}{20}$
	Rak balk med voter kontinuerligt upplagd på flera stöd	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \sim \frac{l}{24}$ $H \sim \frac{l}{16}$
	Konsolbalk på två stöd	$< 10^\circ$	< 15	$h \sim \frac{l}{10}$
	Rak fackverksbalk på två stöd	$\geq 3^\circ$	$30-85$	$h \sim \frac{l}{10}$
	Ortogonalt balkrost	$\geq 3^\circ$	$12-25$	$h \sim \frac{l}{20}$ ($a = 2,4 - 7,2$ m)

la förhållanden. Små laster eller litet centrum-avstånd mellan enheterna medför något mindre tvärsnittshöjd än vad tabellen anger och omvänt.

Valet av konstruktionssystem påverkas ofta av olika produktionstekniska eller transporttekniska begränsningar, se avsnitt 1.4.

System	Beteckning	Lämplig taklutning	Lämplig spännvidd (m)	Tvärsnittshöjd
	Treledstakstol med eller utan dragband	$\geq 14^\circ$	15 - 50	$h \sim \frac{l}{30}$
	Treledstakstol med dragband och underspända balkar	$\geq 14^\circ$	20 - 100	$h \sim \frac{l}{40}$
	Treleds- (tvåleds) båge med eller utan dragband	$\frac{f}{l} \geq 0,14$	20 - 100	$h \sim \frac{l}{50}$
	Treledsram med fingerskarvat ramhörn	$\geq 14^\circ$	15 - 25	$h \sim \frac{s_1+s_2}{13}$
	Treledsram med sammansatt ramhörn	$\geq 14^\circ$	10 - 35	$h \sim \frac{s_1+s_2}{15}$
	Treledsram med krökt ramhörn	$\geq 14^\circ$	15 - 50	$h \sim \frac{s_1+s_2}{15}$
	Halvram med pendelpelare	$\geq 20^\circ$	10 - 25	$h \sim \frac{l}{25}$
	Hyperboliskt Paraboloidskal (HP-skal)	$\frac{f_1+f_2}{l_1+l_2} \geq 0,2$	$l_1 \sim l_2$ 15 - 60	$h \sim b \sim \frac{l}{70}$ (kantbalkar)

3. Dimensioneringsmetoder

3.1 Allmänt 43

3.2 Partialkoefficientmetoden 43

3.2.1 Lasteffekt 44

3.2.2 Säkerhetsklasser 44

3.2.3 Lasttyper 44

3.2.4 Klimatklasser 45

3.2.5 Dimensionering i brottgränstillståndet 46

3.2.6 Dimensionering i bruksgränstillståndet 46

3.3 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjningar 47

3.3.1 Överhöjning 47

3.3.2 Nedböjning 47

3. Dimensioneringsmetoder

Dimensioneringsregler för bärande byggnadskonstruktioner syftar i första hand till att begränsa risken för att brott i konstruktionen leder till allvarliga personskador. Man skall kunna känna sig trygg när man vistas i byggnaden. Dessutom vill man säkerställa att byggnaden fungerar tillfredsställande vid normal användning, t ex genom att ställa krav på bjälklagets styvhet.

Byggnormerna anvisar godtagbara verifikationsmetoder, d v s metoder för att visa att de ställda kraven är uppfyllda. Normerna anger också vilka förutsättningar beträffande laster, hållfasthet m m, som skall ligga till grund för dimensioneringen.

Limträkonstruktioner skall beräknas och dimensioneras enligt godtagna regler. I Sverige tillämpas Boverkets konstruktionsregler, BKR eller Eurocode 5, EC 5. Båda baseras på partialkoefficientmetoden, som är den beräkningsmetod som tillämpas för bärande konstruktioner i de flesta länder i Europa. Metoden innebär att konstruktionerna kontrolleras i två gränstillstånd – brottgränstillståndet och bruksgränstillståndet. I brottgränstillståndet kontrolleras att konstruktionerna har tillräcklig säkerhet mot brott. I bruksgränstillståndet kontrolleras att konstruktionen inte får deformationer av sådan storlek att de inte uppfyller de funktionskrav som ställs på konstruktionerna. Exempel på deformation är nedböjning. Dimensionering enligt EC 5 förutsätter i de flesta länder ett nationellt anpassningsdokument (NAD). NAD till EC 5 har utarbetats i samtliga nordiska länder.

Eurocode 5 förutsätter vidare att:

- Konstruktionerna utformas av kvalificerade och erfarna personer
- Fabriker, verkstäder och byggplatser är underkastade tillfredsställande tillverkningskontroll
- Byggmaterial och produkter används så som föreskrivs i EC 5 eller i relevanta material- eller produktbeskrivningar.
- Byggnaden underhålls
- Byggnaden används i överensstämmelse med vad som förutsatts vid projekteringen

3.1 Allmänt

Eftersom en konstruktions verkningssätt ofta är olika vid normal användning och nära brott, skiljer man som regel mellan dimensionering i bruksgränstillståndet och i brottgränstillståndet. Med gränstillstånd menas då ett tillstånd i vilket en konstruktion eller en konstruktionsdel nätt och jämnt uppfyller ställda krav.

Vid dimensionering i brottgränstillståndet krävs att konstruktionen skall ha betryggande säkerhet mot brott så länge den används på det sätt som den är avsedd för.

Vad som får anses betryggande fastställs i gällande byggnormer.

Vid dimensionering i bruksgränstillståndet ställs oftast inte några tvingande krav i normerna. Man nöjer sig med att ge rekommendationer och överlåter till byggherren eller hans sakkunnige, projektören, att slutligt avgöra vad som är acceptabelt. På så vis kan man undvika att helt fasta krav ger orimliga och oekonomiska konstruktioner.

Risken för att man skall uppnå ett visst gränstillstånd, t ex brott, i konstruktionen, beror på hur pass osäkra de förutsättningar är, som beräkningen grundas på, dvs

- sannolikheten för att antagna laster överskrider
- sannolikheten för att beräknad bärförmåga underskrider

Risken för att brott i konstruktionen leder till personskada beror i sin tur på

- sannolikheten för att människor vistas i byggnaden när brott inträffar

Normalt kan både de yttre påverkningarna från last m m och konstruktionens förmåga att motstå dessa påverkningar, betraktas som stokastiska (slumpmässiga) variabler. Om man känner fördelningsfunktionerna för dessa variabler kan man därför beräkna brottrisen med hjälp av sannolikhetsteoretiska metoder. Kunskapen om dessa fördelningsfunktioner är emellertid bristfälligt; i synnerhet gäller detta de yttersta delarna,

”svansarna”, som är avgörande för resultatet. I praktiken använder man därför olika standardfunktioner, t ex normalfördelningen och Weibullfördelningen. Den brottrisk som man beräknar på detta sätt blir rent teoretisk och därför är metoden egentligen inte användbar för praktisk dimensionering. Åtminstone inte med dagens kunskapsnivå. Till detta bidrar i hög grad att själva beräkningsarbetet är komplicerat.

Även om sannolikhetsteoretiska metoder sålunda inte är användbara för dimensionering i ett enskilt fall, kan de med fördel användas för jämförelser, t ex mellan olika material eller mellan olika konstruktionstyper. Sannolikhetsteoretiska metoder har därför stor betydelse som verktyg för att kalibrera andra, förenklade metoder, t ex partialkoefficientmetoden.

3.2 Partialkoefficientmetoden

En verifikationsmetod som är mer lämpad för praktiskt bruk än strikt sannolikhetsteoretiska metoder är partialkoefficientmetoden (pk-metoden). Partialkoefficientmetoden är deterministisk, dvs den bygger på att de ingående parametrarna inte är stokastiska (slumpmässiga) utan kan sättas bestämda värden. Parametervärdena, t ex partialkoefficienter, lastvärden och hållfasthetsvärden, bestäms emellertid på basis av sannolikhetsteoretiska beräkningar. Partialkoefficientmetoden är numera allmänt, internationellt accepterad och används såväl i de nordiska ländernas nationella tränormer som i den gemensamma europeiska tränormen Eurocode 5, Design of Timber Structures (EC 5).

Metoden använder sig av flera olika säkerhetsfaktorer – partialkoefficienter – som var för sig beaktar inverkan av de olika slag av osäkerhet som beräkningarna är behäftade med, t ex

- lastantaganden (γ_f)
- beräknad bärförmåga (γ_m)
- brottkonsekvens (γ_n)

I normerna anges de partialkoefficienter och de karakteristiska värden på laster och materialhållfasthet m som skall läggas till grund för dimensioneringen. Med utgångspunkt från dessa förutsättningar beräknas dimensionerande lasteffekt S_d och dimensionerande bärförmåga R_d .

I brottgränstillståndet gäller dimensioneringsvillkoret:

$$R_d \geq S_d \quad (3.1)$$

I bruksgränstillståndet formuleras dimensioneringsvillkoret oftast så att den beräknade nedböjningen, sprickbredden s_v skall vara mindre än ett absolut eller relativt kravvärde.

Tillämpningen av partialkoefficientmetoden kan variera från land till land. Inom Norden är den i stort sett enhetlig, men jämfört med EC 5 finns vissa skillnader, t ex beträffande säkerhetsklasser, se nedan.

3.2.1 Lasteffekt

Med lasteffekt avser man t ex nedböjning, böjande moment eller annan snittstorhet förorsakad av last. Den dimensionerande lasteffekten S_d bestäms med utgångspunkt från dimensioneringsvärden för aktuella laster, placerade i ogynnsammaste lastställning.

Dimensioneringsvärdet för en last är:

$$F_d = \gamma_f F_k \text{ eller } F_d = \gamma_f \Psi F_k \quad (3.2)$$

där F_k är karakteristiskt och ΨF_k är vanligt värde på lasten, medan γ_f är partialkoefficienten för last, ibland kallad lastfaktorn.

Som regel dimensionerar man inte konstruktionen för en enstaka last utan för en kombination av laster, t ex egentygnd och snölast. I brottgränstillståndet kan lasterna därvid anta såväl karakteristiska som vanliga värden, medan bruksgränstillståndet ofta bara behöver undersökas för kombinationer med vanliga lastvärden.

3.2.2 Säkerhetsklasser

Risken för att brott i konstruktionen skall medföra allvarliga personskador är olika för olika typer av byggnader, beroende på vad de används till och för olika byggnadsdelar, beroende på deras funktion. Så är t ex risken för personskada större vid brott i en takbalk än vid brott i en väggregel och risken är större om balken bär upp taket över en sporthall än om den sitter i ett virkesmagasin.

I våra nordiska byggnormer beaktar man dessa skillnader genom att bärande konstruktioner hänförs till olika säkerhetsklasser, beroende på vilka konsekvenser ett brott i konstruktionen för med sig. Säkerhetsklassen styr sedan antingen kontrollens omfattning eller värdet på partialkoefficienten γ_n vid dimensionering i brottgränstillståndet. I bruksgränstillståndet gör man däremot inte någon åtskillnad mellan säkerhetsklasserna.

Indelning i säkerhetsklasser tillämpas för närvarande inte i Eurocodes.

3.2.3 Lasttyper

Styvhet och bärförmåga hos en träkonstruktion är i hög grad beroende av varaktigheten hos de laster som verkar på konstruktionen. Vid dimensioneringen skiljer man därför mellan laster med olika varaktighet, t ex mellan permanenta laster, som egentygnd, och laster med varierande intensitet under byggnadens livslängd. De senare indelas normalt i långvariga laster, laster med medellång varaktighet och kortvariga laster. Ibland förekommer också momentana ”ögonblickslaster”, t ex stötar.

Byggnormerna anger olika hållfasthets- och styvhetsvärden för laster med olika varaktighet.

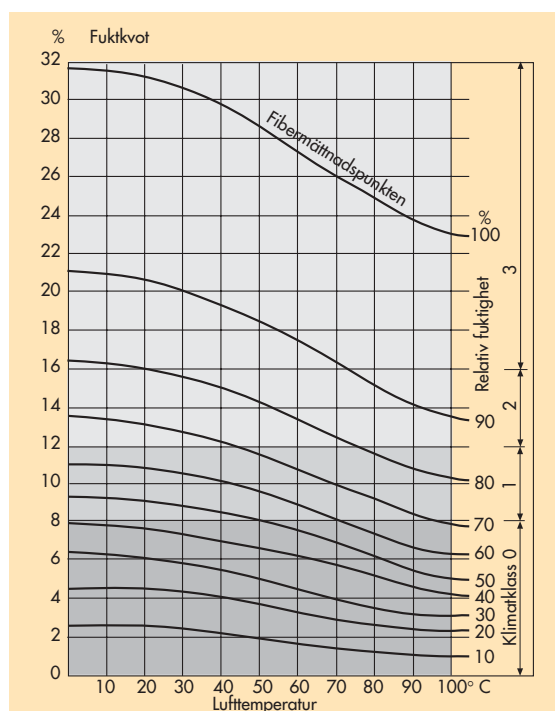
Bärförmåga beräknas med utgångspunkt från de materialvärden som gäller för den last i en lastkombination som har kortast varaktighet. Nedböjning beräknas som summan av de ingående lasternas nedböjningsbidrag; vart och ett

beräknat med hänsyn till den enskilda lastens varaktighet.

Vilken varaktighetsklass eller lasttyp som en last skall hänföras till beror i viss mån på geografiska/klimatiska och kulturella förhållanden. Snölast betraktas t ex som långvarig (vanligt värde) eller medellång (karaktéristiskt värde) i Sverige, Norge och Finland, medan Danmark och stora delar av övriga Europa behandlar den som kortvarig. Normerna ger som regel vägledning i frågan.

3.2.4 Klimatklasser

Träets fuktkvot har, liksom lasternas varaktighet, stor inverkan på materialets hållfasthet och styvhet. Torrt trä är både starkare och styvare än fuktigt trä. Byggnormerna hanterar detta genom att definiera ett antal klimatklasser, var och en representerande ett bestämt fuktkvotsintervall inom det område som är typiskt för byggnadskonstruktioner. För de olika klimatklasserna



Figur 3.1
Jämviktsfuktkvoten i trä som funktion av temperaturen vid olika luftfuktighet.

anger man sedan olika hållfasthets- och styvhetsvärden.

Det är konstruktörens uppgift att, med utgångspunkt från förutsättningarna i det enskilda fallet, avgöra till vilken klimatklass ett visst konstruktionselement skall hänföras. Byggnormerna ger vägledning genom att exemplifiera med vanliga konstruktionsdelar. Indelningen i klimatklasser är densamma i EC 5 och i de nordiska ländernas nationella normer.

Klimatklass 1 karakteriseras av en miljö där den relativa luftfuktigheten endast under några få veckor per år överstiger 65 % och aldrig når 80 %.

Detta motsvarar en fuktkvot i materialet som bara under kortare perioder överstiger 12 %. Hit räknas bl a

- vindsbjälklag och takstolar i kalla men ventilerade vindsutrymmen över varaktigt uppvärmda lokaler
- pelare och väggreglar i ytterväggar till varaktigt uppvärmda byggnader om de skyddas av ventilerad och dränerad beklädnad
- bjälklag över inneluftsventilerat kryprum.

Hit brukar man som regel också hänföra limträstommar i simhallar och isolerade ridhus.

Klimatklass 2 karakteriseras av en miljö där den relativa luftfuktigheten endast under några få veckor per år överstiger 80 %.

Detta motsvarar en fuktkvot i materialet som bara under kortare perioder överstiger 16 %. Hit räknas bl a

- bjälklag över uteluftsventilerade kryputrymmen
- limträkonstruktioner i lokaler eller byggnader som inte är permanent uppvärmda, t ex fritidshus, kallager, oisolerade ridhus och ekonomibyggnader
- limträkonstruktioner i dåligt ventilerade simhallar

Klimatklass 3 karakteriseras av en miljö som ger ett större fuktinnehåll än det som svarar mot klimatklass 2.

Hit räknar man bl a

- limträkonstruktioner i lokaler eller byggnader med fuktalstrande verksamhet eller lagring
- konstruktioner som är helt oskyddade för väta eller i direkt kontakt med mark.

Limträkonstruktioner inomhus i lokaler med luftfuktning bedöms från fall till fall med hänsyn till luftfuktningens omfattning.

I Sverige tillämpar man sedan länge dessutom en särskild klass för torrt inomhusklimat – Klimatklass 0.

Klimatklass 0 karakteriseras av en miljö där den relativa luftfuktigheten endast under några få veckor per år överstiger 65 % och i genomsnitt inte överstiger 40 %. Detta motsvarar en fuktkvot i materialet som bara under kortare perioder överstiger 8 %. Hit räknas bl a

- limträkonstruktioner inomhus i varaktigt uppvärmda lokaler utan luftfuktning. Hit kan man som regel också räkna takkonstruktioner i samband med överbyggda gårdar.

3.2.5 Dimensionering i brottgränstillståndet

Dimensionerande bärförmåga i brottgränstillståndet bestäms med utgångspunkt från ett dimensionerande hållfasthetsvärde. Detta beräknar man genom att dividera det karakteristiska värdet f_k , omräknat med hänsyn till lasttyp och klimatklass, med partialkoefficienten γ_m för osäkerhet i material och – enligt vissa normer, bl a den svenska – med partialkoefficienten γ_n för brottkonsekvens:

$$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_m \cdot (\gamma_n)} \quad (3.3)$$

Omräkningsfaktorn k_{mod} bestäms därvid med

utgångspunkt från varaktigheten hos den kortvarigaste lasttypen i den dimensionerande lastkombinationen.

Enligt vissa normer skall böj- och draghållfasthet dessutom korrigeras med hänsyn till förekommande storlekseffekter. Vid dimensionering av krökta konstruktionselement skall vidare böjhållfastheten reduceras ytterligare, med hänsyn till initiella böjspänningar i lamellerna.

Karakteristiska grundvärden på hållfasthet liksom omräkningsfaktorer för olika fall anges i gällande normer.

Värdet på γ_m beror bl a på graden av kontroll vid dimensionering och tillverkning. För L-märkt limträ, som dimensionerats och monterats på ett fackmässigt sätt får som regel ett lägre värde på γ_m tillämpas än för träkonstruktioner i allmänhet.

Värdet på γ_n beror på vilka konsekvenser ett eventuellt brott kan få och bestäms i förekommande fall med ledning av konstruktionselementets säkerhetsklass.

I Bilaga 2 redovisas dimensionerande materialvärden för limträ vid dimensionering i brottgränstillståndet.

I Bilaga 3 redovisas dimensionerande bärförmåga med avseende på tvärkraft och böjning på högkant för limträelement med rektangulärt tvärsnitt.

3.2.6 Dimensionering i bruksgränstillståndet

I bruksgränstillståndet skall konstruktionen ha tillräcklig styvhet för att inte obehagliga svängningar eller sådana deformationer som nedsätter byggnadsdelens funktion, t ex takavvattningskanaler, skall uppträda. Många normer har speciella regler för kontroll av styvheten i träbjälklag.

Styvheten hos ett limträelement påverkas, förutom av geometrin, av flera andra faktorer, såsom belastningens varaktighet och av materialets fuktkvot och temperatur. Framförallt har variationer i last, fuktkvot och temperatur stor betydelse.

När man skall beräkna uppträdande deformationer beaktar man ovanstående genom att korrigera normernas styvhetsvärden med hänsyn till lastvaraktighet och klimatklass. Eftersom man normalt är mera intresserad av en korrekt uppskattning av deformationens storlek än av ett värde som med viss sannolikhet ligger på säkra sidan, brukar de karakteristiska styvhetsvärden som normerna anger för deformationsberäkningar motsvara 50 %-fraktilen d_v s medelvärde.

Vid lastfall som består av flera laster med olika varaktighet, beräknas deformationen som summan av de olika lastdelarnas deformationsbidrag, vart och ett bidrag beräknat med de materialvärden som motsvarar respektive lastdels varaktighet.

Dimensionerande materialvärden för bruksgränstillståndet får man genom att först korrigera det karakteristiska värdet på t ex elasticitetsmodulen med hänsyn till lasttyp och klimatklass. Därefter dividerar man resultatet med partialkoefficienten γ_m för osäkerhet i material och – för det fall normen föreskriver det – även med partialkoefficienten γ_n för brottkonsekvens.

Som regel sätter man $g_n = g_m = 1,0$ vid dimensionering i bruksgränstillståndet, d_v s:

$$E_d = k_{mod} \cdot E_k \quad (3.4)$$

där k_{mod} = omräkningsfaktor m h t lasttyp och klimatklass enligt gällande norm

E_k = karakteristiskt grundvärde på elasticitetsmodulen vid deformationsberäkning

Omräkningsfaktorn k_{mod} anges i vissa normer på formen:

$$k_{mod} = \frac{1}{1 + k_{def}} \quad \text{eller} \quad k_{mod} = \frac{1}{1 + \Psi_2 \cdot k_{def}} \quad (3.5)$$

där kryptalet k_{def} ges olika värde i olika klimatklasser och Ψ_2 tar hänsyn till inverkan av lastvaraktighet.

I Bilaga 2 redovisas dimensionerande värden på elasticitets- och skjuvmodul för limträ vid dimensionering i bruksgränstillståndet.

3.3 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjningar

Från utseendesynpunkt finns anledning att begränsa nedböjningen t ex hos takbalkar. Redan nedböjningar i storleksordningen 1/300-del av spännvidden är fullt synbara, i synnerhet om horisontella referenslinjer finns. Sådana utseendekrav bör emellertid sättas olika i olika typer av lokaler, d_v s lägre i t ex ett lagerutrymme än i en utställningslokal.

3.3.1 Överhöjning

Till en del kan olägenheter med uppträdande nedböjningar elimineras genom att konstruktionen tillverkas med en viss överhöjning. Överhöjningens storlek kan lämpligen väljas lika med beräknad nedböjning av egentygnd och variabel last med vanligt värde, vilket kan antas ge en horisontell underkant i bruksstadiet. Överhöjning är aktuell framförallt vid fritt upplagda tvåstödsbalkar med spännvidd över 6 à 8 m. Kontinuerliga flerstödsbalkar behöver som regel inte överhöjas.

Vid s k låglutande tak bör överhöjning alltid föreskrivas. Den bör väljas så stor att man även vid full snölast får tillräckligt fall mot takbrunnar. Stående smältvatten, snö och istäcke kan annars ge successivt ökande nedböjning och risk för brott i takbalkarna. Dessutom är risken stor för läckage och vattenskador. En minsta taklutning på 3° bör alltid eftersträvas.

3.3.2 Nedböjning

I tabell 3.1 anges normalt godtagbar nedböjning i förhållande till den fria spännvidden för några olika konstruktionselement och för olika användningsområden. Uppgifterna kan i tillämpliga

delar användas även för bågar, ramar och andra konstruktioner.

För konstruktionselement utan överhöjning bör nedböjningen av total last begränsas ytterligare, t ex till 2/3 av tabellens värden.

Anslutning mot icke bärande mellanväggar skall utformas så att bjälklaget kan deformeras fritt utan att överföra last till väggen. I annat fall kan väggen skadas och/eller eventuellt överbelasta underliggande bjälklag. Sekundära konstruktioner kan som regel utformas med mindre stränga krav på begränsad nedböjning än primärkonstruktioner. Detta får dock inte leda till försämrad funktion, t ex genom bristningar i taktäckningsmaterialet.

Tabell 3.1.

Normalt godtagen nedböjning i förhållande till den fria spännvidden. Bruksgränstillståndet.

Användningsområde	Variabel last (vanligt värde)	Total last (inkl.egentyngd)
Takbalkar		
Industri	1/200	1/150
Skolor, butiker m m	1/250	1/200
Golvbjälkar¹⁾		
Normalt	1/500	1/300
Förråd och andra lokaler utan tillträde för allmänheten	1/200	1/150
Fackverk		
Noggrann beräkning	1/250	1/200
Approximativ beräkning	1/500	1/400
Konsoler	1/250	1/200
Takåsar		
Utan separat innertak	1/250	1/200
Med separat innertak	1/150	1/100

¹⁾ Styvheten hos träbjälklag skall även kontrolleras med avseende på svikt.

4. Särskilda hänsyn

4.1 Volymeffekten 53

4.2 Vippning 54

4.2.1 Raka balkar 54

4.2.2 Krökta element 56

4.3 Kontakttryck 57

4.4 Urtag i balkände 59

4.4.1 Urtag utan förstärkning 59

4.4.2 Urtag med förstärkning 60

4.5 Hål 61

4.5.1 Hål utan förstärkning 61

4.5.2 Hål med förstärkning 62

4.6 Limträ med snedskurna lameller 64

4.7 Limträ med krökta lameller 64

4.8 Tvärdraghållfasthet 65

4.9 Fuktrörelser 66

Håkons Hall, Lillehammer, Norge.
Arkitekt: Østgaard Arkitekter A/S.

Foto: Egil Bjerke

4. Särskilda hänsyn

Limträ skiljer sig från andra moderna konstruktionsmaterial bl a genom att det är ett levande material, som rör sig såväl med fuktkvotens variationer, som under långvarig belastning. Det är dessutom utpräglat anisotropt, d v s materialegenskaperna är väsentligt olika i fiberriktningen och tvärs denna. Draghållfastheten t ex, är ungefär femtio gånger så stor parallellt med fibrerna som tvärs dessa. Särskild uppmärksamhet måste därför ägnas anslutningen mellan olika konstruktionselement och delar där kraftflödet i konstruktionen ändrar riktning, t ex upplagspunkter och ramhörn.

Detta kapitel behandlar, på en övergripande nivå, några av de punkter som man måste ta särskild hänsyn till när man dimensionerar en limträkonstruktion.

4.1 Volymeffekten

Böjhållfastheten hos stora limträbalkar är, under vissa förhållanden, lägre än hos små balkar. Denna s k volymeffekt, eller storlekseffekt, är tämligen väl dokumenterad för belastningar med kort varaktighet och det finns också en anslående teoretisk förklaring till fenomenet i Weibull's sprödbrottsteori. Eftersom förhållandet mellan balkars längd och höjd, liksom förhållandet mellan bredd och höjd varierar inom ganska snäva gränser, kan volymeffekten, vid böjning och vid dragning parallellt med fiberriktningen, lika väl uppfattas som en höjd- och/eller längdeffekt. Mot denna bakgrund har man, bl a i nordamerikanska normer, sedan många år en höjdberoende korrektionsfaktor för limträ's böjhållfasthet. I nyare amerikanska normer är faktorn en funktion av såväl balkens längd, bredd och höjd, som av träslag och av momentkurvans form.

Såväl den experimentella dokumentationen som den teoretiska förklaringen till volymeffekten gäller kortvarig belastning och konstanta klimatförhållanden, då trä uppträder elastiskt och har ett utpräglat sprött brottbeteende. Byggnadskonstruktioner utsätts å andra sidan för betydande fuktvariationer och dimensioneras som regel av laster med en varaktighet på flera veckor eller månader, t ex snölast. Under sådana, mer realistiska förhållanden, är inverkan av trämaterialens krypning inte obetydlig och en viss spänningsomlagring kan förväntas äga rum inom den

kritiska balkvolymen. Det experimentella underlaget är dessutom alltför magert för att medge andra slutsatser än beträffande medelvärden. Nyare forskning pekar emellertid mot att volymeffekten är väsentligt mindre när man jämför karakteristiska värden istället för medelvärden. Det har därför ifrågasatts om man, med nuvarande kunskaper, verkligen skall beakta volymeffekten vid dimensionering med avseende på böjning.

Flera moderna normer, bl a EC 5 och de nationella svenska konstruktionsreglerna, har anammat volymeffekten för limträ, medan den ignoreras i andra, t ex i de norska normerna.

Vid böjning och vid dragning parallellt fiberriktningen brukar man beakta volym/höjdeffekten genom att multiplicera det karakteristiska hållfasthetsvärdet med en omräkningsfaktor:

$$k_h = \left(\frac{h_0}{h} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (4.1)$$

där h_0 = höjden hos en referensbalk
 h = höjden hos den aktuella balken
 m = konstant som bestäms ur försök,
 (enligt EN 1194 gäller $m = 10$).

Till skillnad mot fallet böjning och dragning parallellt fiberriktningen, råder stor enighet om att man skall beakta volymeffekten vid dimensionering med avseende på dragning tvärs fiberriktningen, se nedan under avsnitt 4.8 Tvärdrag-hållfasthet.

4.2 Vippning

Höga och slanka konstruktionselement som belastas med böjande moment kring den horisontella huvudaxeln kan – om de inte förhindras att vrida sig eller böja ut i sidled – vippa eller kanta för en last som är lägre än böjbrottlasten. Säkerheten mot vippning kan kontrolleras genom att man visar att

$$M_S \leq k_{crit} \cdot M_R \quad (4.2)$$

där M_S = dimensionerande böjmoment i brottgränstillståndet

M_R = dimensionerande bärförmåga vid böjning, i förekommande fall reducerad m h t lamellkrökning, se 4.7

$$k_{crit} = \begin{cases} 1,0 & \text{för } \lambda_m \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_m & \text{för } 0,75 < \lambda_m < 1,40 \\ 1/\lambda_m^2 & \text{för } 1,40 \leq \lambda_m \end{cases} \quad (4.3)$$

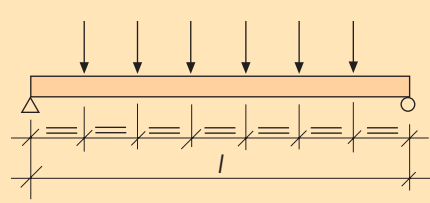
$$\lambda_m = \sqrt{\frac{f_m}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{bh^2 f_m}{6M_{crit}}} \quad (4.4)$$

f_m = dimensionerande böjhållfasthet, i förekommande fall reducerad m h t lamellkrökning, se avsnitt 4.7.

M_{crit} = vippningsmomentet, beräknat enligt elasticitetsteori och med elasticitets- och skjuvmoduler för bärförmågeberäkning.

Tabell 4.1.

Effektiv balklängd l_e i förhållande till total balklängd. Fritt upplagd balk, vridningsförhindrad vid upplag och belastad av n st lika stora punktlaster. Punktlaster angriper i balkens överkant och förhindrar balkens sidoutböjning i angreppspunkterna. $l_e = \lambda \frac{l}{(n+1)}$



n	1	2	3	4	5	6	≥ 7
λ	0,60	0,91	0,84	0,91	0,94	0,97	1,0

4.2.1 Raka balkar

Kritiskt moment för fritt upplagd, rak balk med konstant tvärsnittshöjd, som är vridningsförhindrad vid upplagen och belastad med konstant moment är:

$$M_{crit} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y \cdot GK_v} \quad (4.5)$$

där l = spännvidden

$$I_y = \frac{b^3 h}{12}$$

$$K_v = \frac{b^3 h}{3} (1 - 0,63b/h) \quad (4.6)$$

E, G = dimensioneringsvärden för styvhet enligt gällande norm.

Vid andra upplagsfall och belastningar kan kritiskt moment skrivas på formen:

$$M_{crit} = \frac{\pi}{l_e} \sqrt{EI_y \cdot GK_v} \quad (4.7)$$

där l_e = effektiv balklängd enligt tabell 4.1 eller 4.2. Med kritiskt moment uttryckt på detta sätt blir slankhetstalet

$$\lambda_m = 0,07 \sqrt{\frac{l_e h}{b}} \quad (4.8)$$

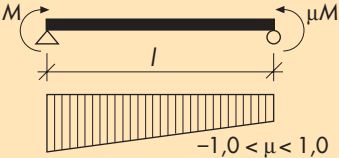
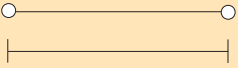
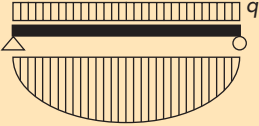
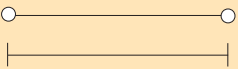
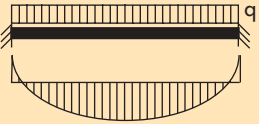
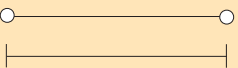
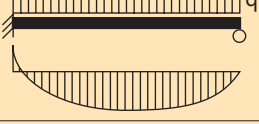
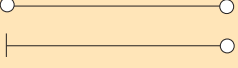
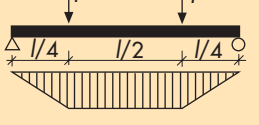
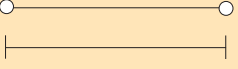
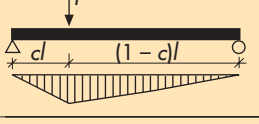
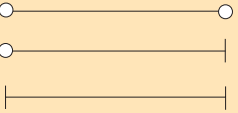
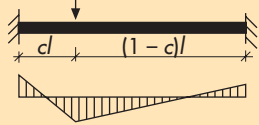
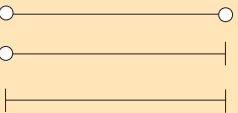
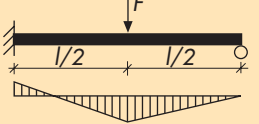
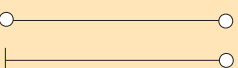
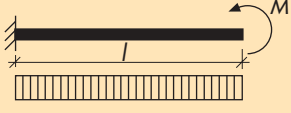
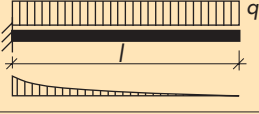
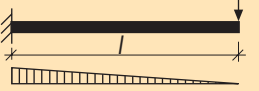
För balk, vars tryckta kant utefter hela sin längd är förhindrad att böja ut i sidled, t ex av takpanel eller profilerad plåt, och som är fasthållen mot vridning vid upplagen kan man anta att $k_{crit} = 1,0$. Infästningen i den sidostagande konstruktionen skall därvid dimensioneras för en jämnt fördelad sidokraft enligt avsnitt 12.3.

För balk, belastad genom sekundärbalkar som förhindrar sidoutböjning av balkens tryckta kant kan den effektiva balklängden l_e i uttrycket för λ_m ovan bestämmas enligt tabell 4.1. Sekundärbalkar, liksom infästningen av dessa skall dimensioneras för en tillskottskraft enligt avsnitt 12.3.

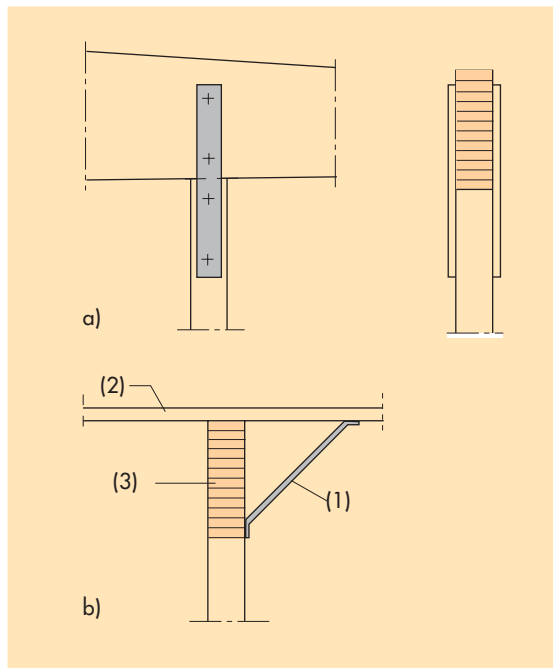
Kontinuerliga balkar kan vippa vid mellanstöd om inte särskild avsträvning av underkanten anordnas. Vid kontinuerligt stagad överkant kan slankhetstalet λ_m beräknas med utgångspunkt från en effektiv balklängd l_e som är lika

Tabell 4.2.

Effektiv balklängd l_e i förhållande till total balklängd l . Källa: Norsk standard NS 3470.

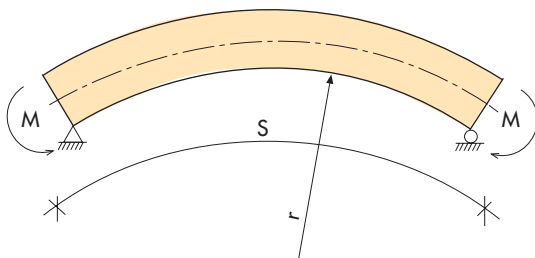
Statiskt system	Upplagsförhållanden vid böjning i sidled	l_e / l vid lastangrepp i tyngdpunktsaxeln ¹⁾
		$0,60+0,40\mu > 0,40$ $0,60+0,40\mu > 0,20$
		$0,90$ $0,55$
		$0,80$ $0,70$
		$0,80$ $0,75$
		$1,00$ $0,55$
		$0,56+0,74c(1-c)$ $0,28+0,80c(1-c)$ $0,49+0,60c(1-1,42c) > 0,35$
		$0,47+0,50c(1-c)$ $0,39+0,58c(1-c)$ $0,47+0,41c(1-1,17c) > 0,35$
		$0,70$ $0,65$
		$2,00$
		$0,50$
		$0,80$

1) Om lasten angriper i balkens överkant skall l_e ökas med dubbla balkhöjden. Om lasten däremot angriper i underkant skall l_e minskas med halva balkhöjden.



Figur 4.1
Sidostagning vid mellanstöd
a) med U-stång eller kraftig trälask
b) med snedstag (1) från ås (2) till underkant balk (3).

med dubbla balkhöjden. Är överkanten endast punktvis stagad, t ex av sekundärbalkar, får l_e räknas som det minsta av avstånden från stöd till momentnollpunkt respektive stagpunkt. Anordnas särskild avsträvning av balkens underkant, t ex enligt figur 4.1 får l_e räknas som 0,3 gånger avståndet från stöd till avsträvning. Balken förutsätts i samtliga fall vridningsförhindrad vid upplaget.



Figur 4.2
Cirkulärt bägelement. Beteckningar.

4.2.2 Krökta element

Krökta element kan behandlas efter samma principer som angivits för raka balkar.

För ett cirkulärt bägelement enligt figur 4.2, fritt upplagt på två stöd och belastat med konstant moment, kan – under förutsättning av vridningsförhindrande upplag – kritiskt moment beräknas enligt formeln:

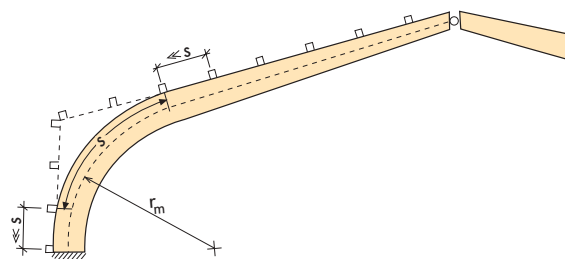
$$M_{crit} = \frac{\pi}{s} \sqrt{EI_y \cdot GK_v} \pm \frac{EI_y + GK_v}{2r} \quad (4.9)$$

$$\text{där } I_y = \frac{b^3 h}{12} \quad \text{och} \quad K_v = \frac{b^3 h}{3} (1 - 0,63b/h)$$

Plustecknet i ekvation (4.9) gäller den momentriktning som ger dragning på den konvexa sidan. En viss krökning i momentets riktning minskar således risken för vippning.

För ett krökt ramhörn enligt figur 4.3 kan kritiskt moment och motsvarande slankhetstal beräknas enligt ovanstående formler med s lika med båglängden mellan två snitt där konstruktionen är vridningsförhindrad och stagad i sidled. Om angränsande avstånd mellan stagpunkter är väsentligt kortare än s (se figur 4.3) får man en inspänningseffekt som gör att M_{crit} kan beräknas med en något reducerad, effektiv båglängd s_e .

Vid andra momentfördelningar än konstant moment får man kritiskt moment genom att multiplicera M_{crit} enl. ovan med en korrektions-



Figur 4.3
Vippning och knäckning vid krökt ramhörn.
Beteckningar.

faktor k (förstoringsfaktor) som kan bestämmas med ledning av tabell 4.2. Faktorn k motsvarar därvid l/l_e , d v s det inverterade tabellvärdet.

Ramhörn är som regel belastade med både tryckkrafter och böjande moment. Dimensioneringskriteriet kan i detta fall skrivas:

$$\frac{\sigma_{c,0}}{k_c f_{c,0}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,x}}{k_{crit} k_r f_{m,x}} \leq 1 \quad (4.10)$$

där

$\sigma_{c,0}$ = påkänning av dimensionerande tryckkraft

k_c = reduktionsfaktor m h t knäckning enligt avsnitt 5.1

$f_{c,0}$ = dimensionerande tryckhållfasthet

$\sigma_{m,x}$ = påkänning av dimensionerande moment

k_{crit} = reduktionsfaktor m h t vippning

k_r = reduktionsfaktor m h t lamellkrökning enligt punkt 4.7.

4.3 Kontakttryck

Tryckkrafter överförs ofta genom direkt anliggning. Är kraftriktningen parallell med fibrerna kan oftast hela tryckhållfastheten $f_{c,0}$ utnyttjas. Vid tryck ändträ mot ändträ finns emellertid risk för att kontaktytorna penetreras, ungefär som två rotborstar som pressas mot varandra. För att förhindra detta är det lämpligt att utforma anslutningen med ett mellanlägg av hård träfiberskiva, stålplåt eller likande. I annat fall bör dimensioneringsvärdet reduceras till $0,6f_c$.

Vid lokalt tryck vinkelrätt fibrerna förhindrar de obelastade delarna sammantryckningen av de belastade delarna. Om belastningslängden är kort (mätt i fiberriktningen) kan man därför, under vissa förutsättningar, istället räkna med en effektiv belastningslängd l_{eff} som är större än den verkliga. Enligt vissa normer räknar man istället med ett förhöjt värde på tryckhållfastheten.

Vid upplagstryck, vinkelrätt mot fiberriktningen, skall följande villkor vara uppfyllt:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (4.11)$$

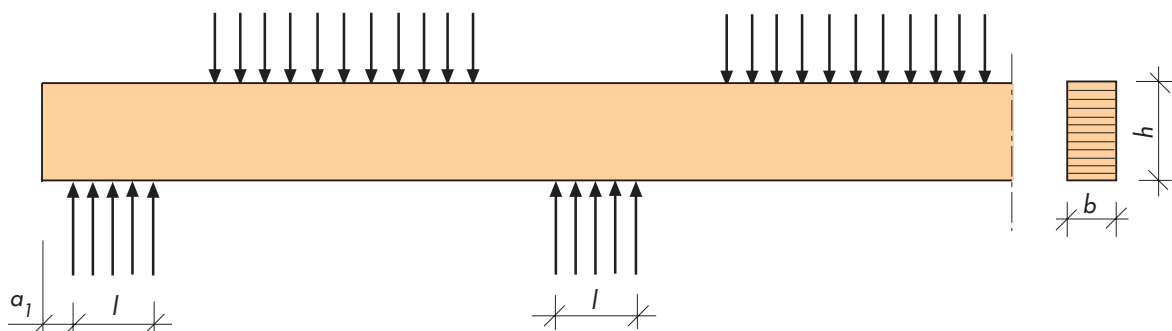
där

$$k_{c,90} = 1 + \frac{a(150 - l)}{17000} \leq 1,8 \quad (4.12)$$

a = avståndet i mm från balkände till upplagets kant, dock högst 100 mm

l = upplagslängd i mm, dock högst 150 mm

Beteckningar enligt figur 4.4.



Figur 4.4
Balk på upplag.

Om kontaktrycket angriper i sned vinkel mot fibrerna, t ex enligt figur 4.5, kan man bestämma hållfastheten med hjälp av följande formel (vanligen kallad Hankinson's formel):

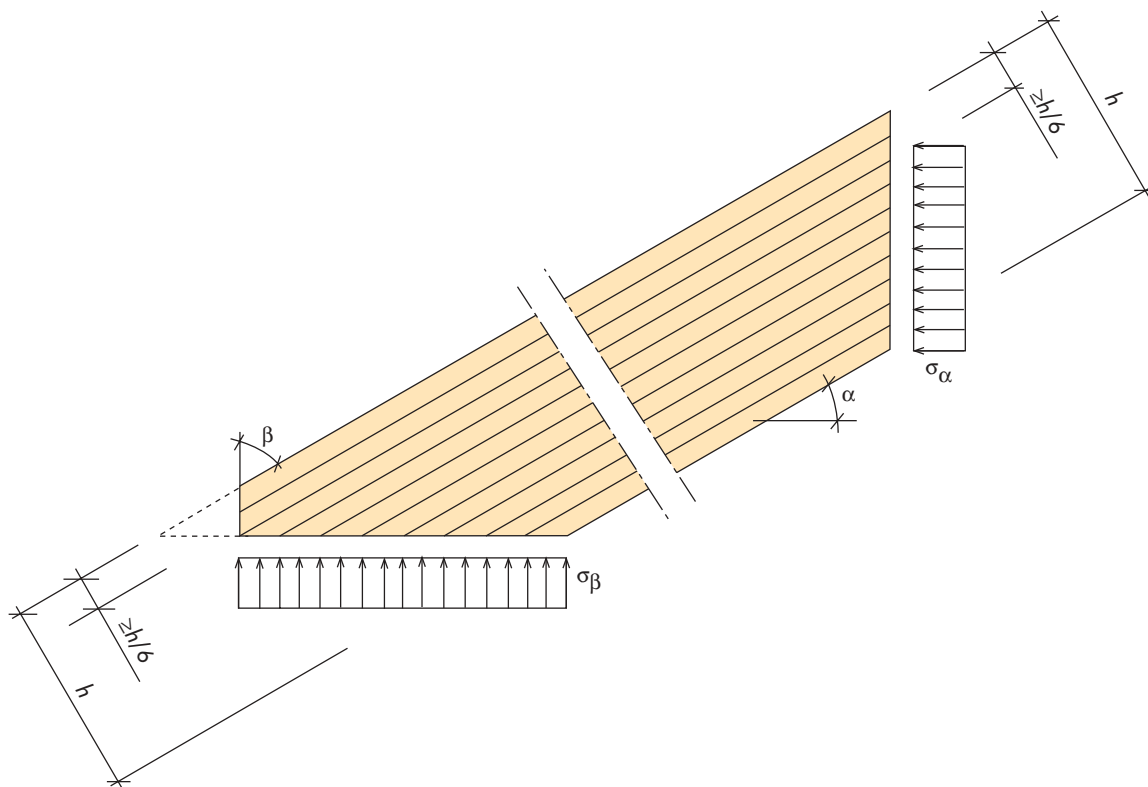
$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{c,0}}{\frac{f_{c,0}}{f_{c,90}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.13)$$

där α är den spetsiga vinkeln mellan kraft- och fiberriktning.

Vilka värden på $f_{c,0}$ och $f_{c,90}$ som skall användas beror på tvärsnittets uppbyggnad, d v s om det är homogent eller kombinerat (se avsnitt 1.3.1) och i det senare – och vanligaste fallet – även av kontaktytans storlek och dess belägen-

het i tvärsnittet. För kombinerat limträ skall materialvärden för närmast lägre hållfasthetsklass användas om kontaktrycket huvudsakligen verkar inom tvärsnittets inre två tredjedelar, där lamellvirket är av något lägre kvalitet. Vid direkt anliggning mellan två ändträytor reduceras tryckhållfastheten parallellt fibrerna till $0,6 f_{c,0}$ enligt ovan.

Beslag och upplag bör utformas så att belastade fibrer får stöd av intilliggande, obelastade fibrer. Speciellt vid spetsiga hörn, se figur 4.5, skall kontaktrycket inte angripa alltför nära den fria kanten. Vid avskurna hörn bör man kontrollera att avskärningen ligger tillräckligt långt från ett tänkt, spetsigt hörn, se figur 4.5.



Figur 4.5
Kontaktryck vid spetsiga hörn.

4.4 Urtag i balkände

Urtag i balkände bör undvikas, eftersom även små urtag utgör sprickanvisningar som minskar bärförmågan väsentligt. Särskild försiktighet bör iaktas vid konstruktioner som kan befaras bli utsatta för stora fuktvariationer. Se vidare avsnitt 4.8 Tvärdraghållfasthet och 4.9 Fuktrörelser. Kan urtag inte undvikas bör de, åtminstone i underkant, utföras snedsågade, enligt figur 4.6b. Allt ändträ i urtaget skall ytbehandlas. Rätvinkliga urtag skall utföras med minst 25 mm hörnradie. Större urtag än $0,5h$ eller 500 mm bör inte tillåtas utan förstärkning.

4.4.1 Urtag utan förstärkning

Bärförmågan för urtag utan förstärkning kan kontrolleras med följande metod, som är baserad på brottmekaniska studier av förhållandena vid urtagets inre hörn. Kriteriet har för enkelhets skull formulerats som en kontroll av skjuvspänningarna i resttvärsnittet, trots att det är tvär-

dragspänningarna som är avgörande för bärförmågan:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot V}{bh_1} \leq k_v f_v \quad (4.14)$$

För balkar med urtaget i överkant är $k_v = 1,0$.

För balkar med urtaget i underkant är:

$$k_v = \min \left\{ 1,0 \right. \\ \left. 6,5 \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \frac{1}{\sqrt{h}} \left(\sqrt{\alpha - \alpha^2} + \right. \right. \\ \left. \left. + 0,8 \frac{e}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)^{-1} \right\} \quad (4.15)$$

där h = total balkhöjd i mm

$\alpha = h_1/h$

$i = a/(h-h_1)$

Övriga beteckningar framgår av figur 4.6.

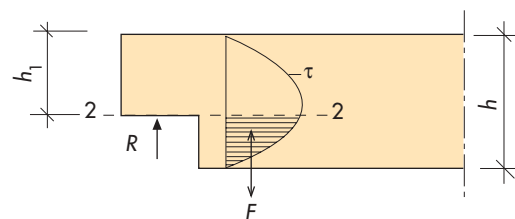
4.4.2 Urtag med förstärkning

Bärförmågan hos balkar med rektangulära urtag med förstärkning kan kontrolleras enligt föregående avsnitt. Om förstärkningen dimensioneras enligt nedanstående anvisningar, kan man därvid sätta $k_v = 1,0$.

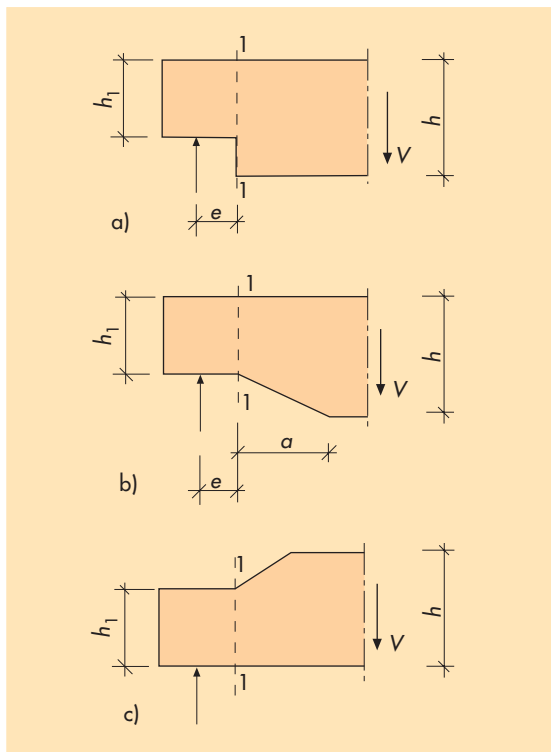
Förstärkningen kan utföras av plywood eller inlimmad skruv och skall dimensioneras för dragkraften F_s som verkar i snitt 2-2 enligt figur 4.7:

$$F_s = R \left[3 \left(\frac{h-h_1}{h} \right)^2 - 2 \left(\frac{h-h_1}{h} \right)^3 \right] \quad (4.16)$$

där R = dimensionerande upplagsreaktion.



Figur 4.7
Förstärkning av urtag i balkände. Beteckningar.



Figur 4.6
Urtag i balkände. Beteckningar.

4.4.2.1 Förstärkning med plywood

Plywood med minst tjockleken $d = 10$ mm limmas på båda sidor av balken enligt figur 4.8. Ytfaneran orienteras med fiberriktningen vinkelrät mot balkens längdriktning. Presstrycket vid limningen kan appliceras med hjälp av kamspik eller skruv. I båda fallen skall plywooden förborras. Förankringslängden skall vara minst två gånger skivtjockleken. Fästdonen skall vara jämnt fördelade över plywoodskivan och till antalet motsvara ca 1 spik/skruv per 6000 mm² (motsvarar spik-/skruvtäthet 75 mm). Inbördes avstånd mellan fästdonen bör vara lika både tvärs och parallellt med fiberriktningen och skall vara i överensstämmelse med gällande normer. Limningen skall utföras av limträtillverkaren i enlighet med gällande bestämmelser för konstruktionslimning.

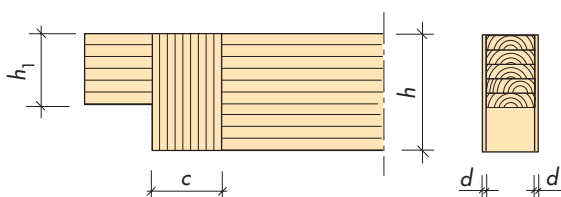
Bärförmågan F_R hos plywoodskivan och en limfog beräknas enligt formel (4.17). Normens hållfasthetsvärden f_t och f_v för plywood har där reducerats till 25 % med hänsyn till att spänningsfördelningen i limfogen är ojämn:

$$F_R = \min \begin{cases} 2cd_{eff} \cdot 0,25 f_t \\ 2ch_1 \cdot 0,25 f_v \\ 2c(h - h_1) \cdot 0,25 f_v \end{cases} \quad (4.17)$$

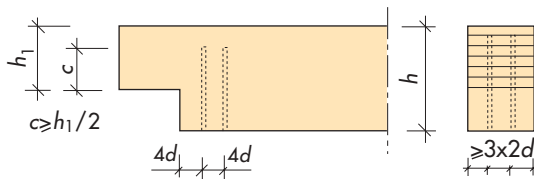
där $2d_{eff}$ = sammanlagd tjocklek av faner på båda sidor om balken med fiberriktningen vinkelrät mot balkens längdriktning.

Övriga beteckningar enligt figur 4.8.

$$\text{Dimensioneringsvillkor: } F_S \leq F_R \quad (4.18)$$



Figur 4.8
Urtag i balkände. Förstärkning med plywood.



Figur 4.9.
Urtag i balkände. Förstärkning med inlimmad skruv

4.4.2.2 Förstärkning med inlimmad skruv

Inlimmad skruv får bara användas i konstruktioner inomhus i Klimatklass 0 och 1 och bör generellt undvikas där stora variationer i fuktkvoten kan befaras. Skruven (skruvarna) placeras så nära urtagets kant som möjligt med hänsyn till bestämmelser om minsta kant- och centrumavstånd och förankras på minst halva upp-lagshöjden, se figur 4.9. Mer än två rader skruv, räknat i balkens längdriktning, rekommenderas inte.

Skruvens bärförmåga F_R , med avseende på draghållfasthet och förankring, beräknas enligt gällande bestämmelser eller godkännande.

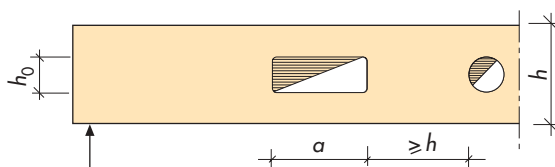
4.4.2.3 Förstärkning med glasfiberarmering

Senare tids forskning har visat att förstärkning med glasfiberarmerad epoxiplast är en användbar metod. Glasfiberarmeringen fungerar på liknande sätt som plywoodskivorna men har fördelen att den är transparent och närmast liknar ett tjockt lackskikt. Till nackdelarna hör att erfarenheterna av metoden än så länge är begränsade och att en allmänt accepterad dimensioneringsmetod saknas. Användningen av epoxilim kan dessutom vara problematisk från arbetarskyddssynpunkt.

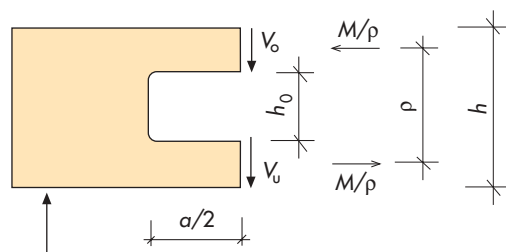
4.5 Hål

Större hål utgör plötsliga tvärsnittsförändringar som stör kraftflödet i en konstruktion. Därigenom uppkommer betydande tvärdragspänningar och skjuvspänningar intill hålet. Tillsammans med de torksprickor som naturligt uppstår till följd av att ändträ blottläggs i hålets sidor, kan dessa extraspänningar allvarligt nedsätta konstruktionens bärförmåga. Särskild försiktighet är motiverad vid sådana balktyper, som sadel- och pulpetbalkar, där den geometriska formen i sig ger upphov till tvärdragspänningar. I krökta konstruktionsdelar, t ex ramhörn eller bumerangbalkar, bör man överhuvud taget inte tillåta hål. På grund av risken för sprickbildning tillåts inte heller håltagningar i utomhuskonstruktioner eller annars där man kan befara stora variationer i fuktkvoten.

Om hål inte kan undvikas, bör de placeras centriskt kring neutrallagret, se figur 4.10, dock kan en avvikelse på högst $0,1h$ accepteras. Hål med $h_o \geq 0,5h$ eller $a \geq 3h_o$ tillåts ej. Kantav-



Figur 4.10 Hål i limträbalkar. Beteckningar.



Figur 4.11
Vid rektangulära hål beaktas inverkan av de tillskottsmoment som tvärkraften ger upphov till.

ståndet mellan två hål skall vara minst lika med balkhöjden h . Rektangulära hål utförs med minst 25 mm hörnradie. Hålen insidor bör ytbehandlas för att dämpa fuktkvotens variation och minska risken för sprickbildning. Varma rör och ventilationskanaler som dras genom hålen skall isoleras.

4.5.1 Hål utan förstärkning

Bärförmågan med avseende på moment och tvärkraft kontrolleras för resttvärsnittet. Tvärkraften kan därvid fördelas på delarna över respektive under hålet i förhållande till deras styvhet. Bärförmågan med avseende på tvärkraft kan kontrolleras med villkoret 4.14, varvid såväl resttvärsnittet över hålet som under hålet kontrolleras. Höjden h_1 i formel 4.14 ersätts därvid med höjderna h_o och h_u hos resttvärsnitten över respektive under hålet. Vid rektangulära hål beaktar man de tillskottsmoment som tvärkraften ger upphov till i "över- och underramen", se figur 4.11. Om därvid färre än fyra lameller återstår över respektive under hålet, skall dimensionerande böjhållfasthet reduceras med 25 %.

Dimensionerande skjuvhållfasthet reduceras med hänsyn till hålstorlek och balkbredd, varvid hålstorleken representeras av hålets diameter vid runda hål och av diagonalmåttet:

$$D = \sqrt{h_o^2 + a^2} \quad \text{vid rektangulära hål} \quad (4.19)$$

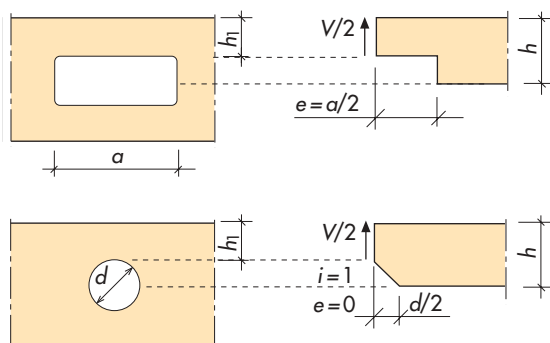
$$f_{v,red} = k_{h\ddot{a}l} \cdot k_{vol} \cdot f_v \quad (4.20)$$

där

$$k_{h\ddot{a}l} = \begin{cases} 1 - 555(D/h)^3 & \text{för } D/h \leq 0,1 \\ \frac{1,62}{(1,8 + D/h)^2} & \text{för } D/h > 0,1 \end{cases} \quad (4.21)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{90}{b}\right)^{0,2} \quad \text{för } 90 \leq b \leq 215 \text{ mm} \quad (4.22)$$

Faktorn k_{vol} beaktar hållfasthetens volymberoende, jämför avsnitt 4.1.



Figur 4.12
Analogi mellan hål och urtag i balkände. Beteckningar.

Balkar smalare än 90 mm klyvsågas normalt fram ur dubbla bredden, vilket ger en i detta sammanhang ogynnsam orientering av årsringarna på klyvsidan. Klyvbalkar, d v s balkar som är smalare än 90 mm, omfattas inte av de undersökningar som ovanstående dimensioneringsregler grundas på.

Spänningsförhållandena omkring ett hål liknar mycket dem vid ett urtag i balkände, se figur 4.12.

Genom att utnyttja ovanstående analogi kan därför bärförmågan vid ett hål med dominerande tvärkraftsbelastning beräknas med hjälp av formel (4.14) och (4.15). Beteckningar enligt figur 4.12.

4.5.2 Hål med förstärkning

4.5.2.1 Förstärkning med plywood

Förstärkning med plywood kan utföras enligt följande metod, hämtad ur den tyska tränormen DIN 1052:

Plywood av bok eller björk, med minst tjockleken $d = 10$ mm, limmas på ömse sidor av balken. Skivornas mått skall uppfylla nedanstående villkor, se även figur 4.13:

$$h_0 \leq 0,5h \quad h_1 \geq \begin{cases} 0,4h_0 \\ 0,1h \end{cases} \quad (4.23)$$

$$a \leq h \quad a_1 \geq \begin{cases} 0,25a \\ h_1 \end{cases} \quad (4.24)$$

Ytfaneren orienteras med fiberriktningen parallell med balkens längdriktning. Presstrycket vid limningen kan appliceras med hjälp av kamspik eller skruv. I båda fallen skall plywooden förborras. Förankringslängden skall vara minst lika med dubbla skivtjockleken. Fästdonen skall vara jämnt fördelade över plywoodskivan och till antalet motsvara ca 1 spik/skruv per 6000 mm², (motsvarar spik-/skruvtäthet 75 mm). Inbördes avstånd mellan fästdonen bör vara lika både tvärs och parallellt med fiberriktningen och skall vara i överensstämmelse med gällande normer. Limningen skall utföras av limträttillverkaren i enlighet med gällande bestämmelser för konstruktionslimning.

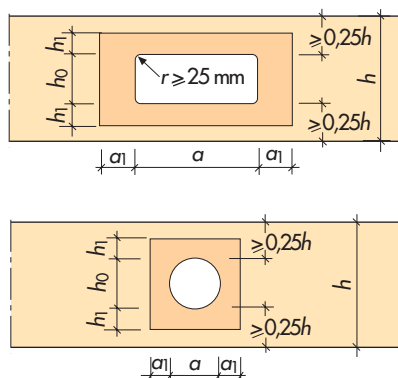
Erforderlig tjocklek på plywoodförstärkningen beror av utnyttjandegraden μ och kan bestämmas med ledning av tabell 4.3.

$$\mu = \frac{1,5V / (bh)}{f_v} \quad (4.25)$$

Utnyttjandegraden μ beräknas på balkens bruttotvärsnitt $b \times h$ utan hänsyn till tvärsnittsreduktionen på grund av hålet och

med V = aktuell tvärkraft i snittet genom hålets centrum

f_v = dimensionerande skjuvhållfasthet vid hål (utan reduktion med hänsyn till håltagning).



Figur 4.13
Plywoodförstärkning av hål. Beteckningar.

Tabell 4.3 Erforderlig tjocklek på plywoodförstärkning

Utnyttjandegrad μ	Skivtjocklek på var sida d
0	$0,05 b$
$1/3$	$0,18 b$
$2/3$	$0,25 b$
1	$0,33 b$

4.5.2.2 Förstärkning med inlimmad skruv

Förstärkning med inlimmad skruv rekommenderas bara för hålstorlekar med $a \leq 0,6h$ och $h_0 \leq 0,35h$. Eftersom skruven förhindrar balkens fria krympning och därigenom ger upphov till tvärdragspänningar i det kritiska området vid hålet, begränsas användningen till fall där skruvlängden är högst 500 mm. Skruven (skruvarna) placeras så nära hålkanten som möjligt med hänsyn till bestämmelser om minsta kant- och centrumavstånd och dras minst 40 mm förbi hålet, se figur 4.14. Mer än två skruvrader i balkens längdriktning rekommenderas inte.

Skruven/skruvarna dimensioneras för kraften F_s :

$$F_s = 0,5V \left[3 \left(\frac{h-h_0}{h} \right)^2 - 2 \left(\frac{h-h_0}{h} \right)^3 \right] \quad (4.26)$$

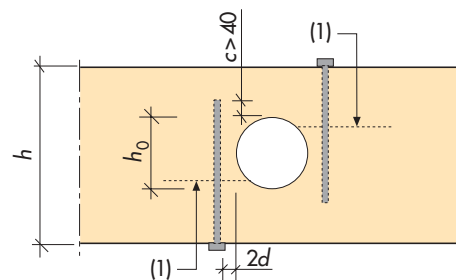
där V = dimensionerande tvärkraft i hålets centrum.

Skruvens bärförmåga F_R , med avseende på draghållfasthet och förankring, beräknas enligt gällande bestämmelser eller godkännande.

$$\text{Dimensioneringsvillkor: } F_s \leq F_R \quad (4.27)$$

4.5.2.3 Förstärkning med glasfiberarmering

Liksom vid urtag är förstärkning med glasfiberarmerad plast en användbar metod, se avsnitt 4.4.2.3.



Figur 4.14
Förstärkning av hål med inlimmad skruv.
Ungefärligt sprickläge betecknas (1).

4.6 Limträ med snedskurna lameller

Konstruktionselement av limträ utformas ofta med varierande tvärsnittshöjd, t ex sadelbalkar, kontinuerliga balkar med voter över mellanstöden eller ramkonstruktioner. Som regel åstadkommer man tvärsnittsvariationen genom att snedskära lamellerna utefter den ena kanten, medan lamellerna är parallella utefter den andra. Eftersom böjspänningarna vid den snedskurna kanten är parallella med denna och sålunda bildar vinkeln α med fiberriktningen, reduceras böjhållfastheten. Även fördelningen av böjspänningarna ändras, jämfört med en balk med konstant tvärsnittshöjd, se t ex nedan under sadel- och bumerangbalk. Hållfasthetsreduktionen är olika, beroende på om snedskärningen är på den tryckta eller dragna sidan. Dimensionerande böjhållfasthet erhålls genom att multiplicera böjhållfastheten parallellt med fiberriktningen f_m med reduktionsfaktorn k_α :

$$k_\alpha = \frac{1}{\frac{f_m}{f_{90}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.28)$$

där $f_{90} = f_{t,90}$ vid snedskärning på den dragna sidan och

$f_{90} = f_{c,90}$ vid snedskärning på den tryckta sidan.

Snedskärningar i större vinkel än 15° på trycksidan och 5° på dragna sidan bör undvikas. För att minska risken för sprickbildning kan man spiklimma en täckbräda till den snedskurna ytan. Utförandet rekommenderas för konstruktioner i Klimatklass 3, liksom för konstruktioner i övriga klimatklasser om skärningsvinkeln är större än 7° .

4.7 Limträ med krökta lameller

Till limträns mera framträdande förtjänster hör möjligheten att enkelt utföra krökta konstruktionselement. Vid tillverkningen böjs då de enskilda lamellerna till önskad form innan limmet härdar, varvid vissa egenspanningar byggs in i materialet. Träets krypegenskaper gör emellertid att dessa till största delen utjämnas under limningen, som ju sker under tillförsel av fukt och värme och normalt kan egenspanningarna försummas vid dimensionering. Vid små krökningsradier måste emellertid deras inverkan på böjhållfastheten beaktas. Detta kan ske genom att grundvärdet för böjhållfasthet multipliceras med en reduktionsfaktor k_r :

$$k_r = \begin{cases} 1,0 & \text{för } r_m / t \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \cdot r_m / t & \text{för } r_m / t < 240 \end{cases} \quad (4.29)$$

där t = lamelltjockleken

r_m = genomsnittlig krökningsradie för limträelementet.

Största tillåtna lamelltjocklek (t) i krökta konstruktionselement är enligt EN 386 (Träkonstruktioner – Limträ – Funktions och produktionskrav):

$$\max t = \frac{r}{250} \left(1 + \frac{f_{m,k}}{80} \right) \quad (4.30)$$

där r = lamellens krökningsradie (mm)

$f_{m,k}$ = karakteristisk böjhållfasthet hos lamellskarvar (N/mm²).

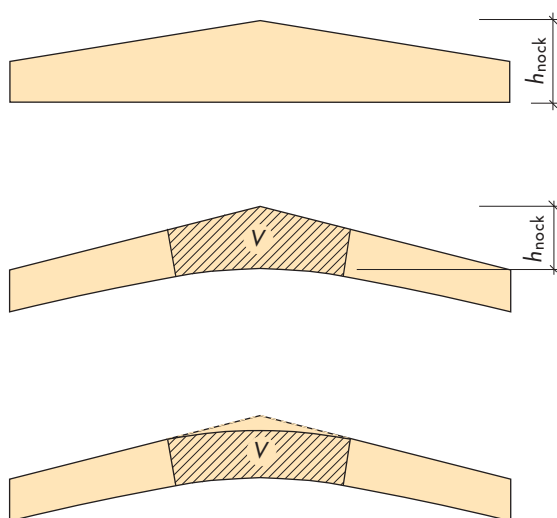
I Sverige tillverkas limträ normalt av 45 mm lameller, vilket motsvarar en minsta krökningsradie på ca 7,5 m för hållfasthetsklass L 40. Vid mindre krökningsradie måste lamelltjockleken minskas, vilket ökar kostnaden.

I krökta konstruktionselement uppträder ofta tvärdragspänningar. Hållfastheten vid dragning tvärs fiberriktningen behandlas nedan och beräkning av uppträdande påkänningar under avsnittet om bumerangbalkar och krökta balkar.

4.8 Tvärdraghållfasthet

Trä har sin lägsta hållfasthet vid dragning tvärs fiberriktningen. Den påverkas i hög grad av sprickor, kvistar och växtvariationer, särskilt i vårveden, den ljusa, mjukare delen av årsringarna. Tvärdraghållfastheten utnyttjas bara inom områden där tvärdragspänningar uppkommer som följd av sekundära effekter, t ex vid hål och urtag, inom sadelbalkarsnockparti och i krökt, momentbelastade konstruktionselement.

Olika undersökningar har visat att tvärdraghållfastheten är starkt beroende av den belastade trävolymens storlek, dvs av belastningstyp och geometrisk form hos konstruktionen, se även avsnitt 4.1 Volymeffekten. Det i bestämmelser-



Figur 4.15
Sadelbalk, bumerangbalk och krökt balk med konstant tvärsnittshöjd.

na angivna grundvärdet skall därför korrigeras, t ex genom multiplikation med en omräkningsfaktor k_{vol} :

$$k_{vol} = k_{dis} \left(\frac{V_0}{V} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (4.31)$$

där m = konstant som bestäms ur försök, ofta sätts $m = 5$

V_0 = referensvolym, vanligtvis = 0,01 m³

V = karakteristisk volym som bestäms med hänsyn till konstruktionselementets geometri

k_{dis} = konstant som beaktar spänningsfördelningen i balken.

För balkar enligt figur 4.15, belastade med jämnt fördelad last kan värden på k_{dis} och V hämtas ur tabell 4.4. V behöver dock inte sättas större än $2V_b/3$ där V_b är balkens totala volym.

För beräkning av uppträdande tvärdragspänningar hänvisas till avsnitten om sadel- och bumerangbalkar.

Tabell 4.4

Balktyp	k_{dis}	V
Sadelbalk	1,4	$b(h_{nock})^2$
Bumerangbalk	1,7	Krökt del enligt fig 4.15
Krökt balk	1,4	Krökt del enligt fig 4.15

4.9 Fuktrörelser

Limträelement levereras normalt med en fuktkvot på cirka 12 %, vilket ungefär motsvarar jämviktsfuktkvoten i Klimatklass 1. Under andra klimatförhållanden kommer fuktkvoten efterhand att anpassa sig till jämvikt med omgivningens relativa luftfuktighet och temperatur. Fuktkvotens årsgenomsnitt för limträkonstruktioner i olika klimatklasser är ungefär:

8 % i Klimatklass 0

12 % i Klimatklass 1

16 % i Klimatklass 2

För konstruktioner i Klimatklass 3 kan man inte ange något genomsnittsvärde.

Till följd av bl a säsongsvisa förändringar i klimatet kommer fuktkvoten i en träkonstruktion att förändras oupphörligt. Variationen är 3 - 5 procentenheter för inomhus- och utomhuskonstruktioner under tak och 8 - 10 procentenheter för oskyddade utomhuskonstruktioner. Trä inomhus är som regel torrast på vintern, utomhuskonstruktioner torrast på sommaren.

Limträ, liksom annat trä, sväller när fuktkvoten ökar och krymper när fuktkvoten minskar. Rörelserna är många gånger större tvärs fiberriktningen än parallellt med denna; 0,2 % respektive 0,01 % för varje procents ändring av fuktkvoten. Erfarenhetsmässigt kan man räkna med följande maximala fuktrörelser för limträ i klimatklasserna 1 och 2:

- vinkelrätt fiberriktningen ca 10 mm/m
- parallellt fiberriktningen ca 0,5 mm/m.

Om fuktrörelserna i tvärriktningen förhindras, på grund av yttre eller inre tvång, kan hållfast-

heten tvärs fiberriktningen överskridas, varvid träet stukas eller spricker. Anslutningsdetaljer och förbindningar skall därför utformas så att normala fuktrörelser hindras i så stor utsträckning som möjligt. Man bör också vara uppmärksam på att styvhet och bärförmåga hos skruvförband försämras om de inte är väl åtdragna. Om möjligt bör därför åtminstone vitala skruvförband kunna efterdras sedan virket torkat. Längdändringarna är som regel så små att de kan försummas, utom för mycket stora konstruktioner. Konstruktioner där fuktkvoten kan bli ojämnt fördelad över tvärsnittet, t ex balkar eller pelare som ligger i ett isoleringsskikt, kan emellertid få betydande deformationer på grund av olika fuktrörelser på den kalla och på den varma sidan. Vintertid befinner sig ena sidan i ett varmt och torrt klimat, medan den andra sidan står i kontakt med uteluften, vars relativa fuktighet är hög. Utsidan blir således längre än insidan vilket är orsaken till att tak och ytterväggar har en tendens att böja utåt om vintern. Vid fri uppläggning och oförhindrade fuktrörelser kan utböjningen på grund av oliksidig fuktpåverkan beräknas ur följande uttryck:

$$u = \frac{l \cdot \Delta l}{8h} \quad (4.32)$$

där l = spännvidden

Δl = längddifferensen mellan utsida och insida på grund av svällning respektive krympning

h = tvärsnittshöjden.

5. Pelare och strävor

5.1 Centriskt tryck 71

5.2 Tvärbelastad pelare 72

5.3 Sammansatta pelare 73

5.3.1 Kontinuerligt skruvad pelare 73

5.4 Pelarsystem 74

5.4.1 Horisontalkrafter av snedställning 74

5.4.2 Knäckning 74

5. Pelare och strävor

Pelare och strävor är normalt identiska med raka limträelement. De kan specialtillverkas eller vara lagerbalk om någon av lagerbalksdimensionerna passar. En pelare kan givetvis tillverkas med t ex vot upptill om upplagstrycket kräver det, eller med större tvärsnitt nedtill för att kunna ta upp större inspänningsmoment. Normalt beräknas pelare som s k pendelpelare, d v s ledad i båda ändar eller som inspänd nedtill (i fundament) och ledad upptill.

Pelare utförs vanligen med samma bredd som balken eller bågen som är upplagd på pelaren, men de kan också utföras med större bredd eller som dubbla, sammansatta pelare.

5.1 Centrisk tryck

Centrisk tryckta limträelement skall uppfylla villkoret

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq k_c f_c \quad (5.1)$$

där k_c = en reduktionsfaktor som beaktar risken för plan knäckning

f_c = dimensionerande tryckhållfasthet

A = pelarens bruttoarea

Reduktionsfaktorn k_c bestäms med utgångspunkt från pelarens eller strävans slankhet $\lambda = l_c / i$ där l_c är pelarens knäcklängd och $i = (I/A)^{0.5}$ dess tröghetsradie i knäckningsriktningen. För pelare med rektangulärt tvärsnitt gäller:

$$\lambda = \frac{l_c \sqrt{12}}{d} \quad (5.2)$$

där l_c = pelarens knäcklängd i knäckningsriktningen

d = pelarens tvärmått i knäckningsriktningen.

Ofta uttrycks slankheten med ett relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.3)$$

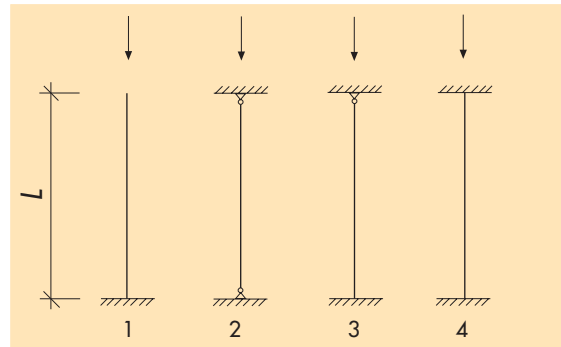
där $f_{c,k}$ = karakteristiskt korttidsvärde på tryckhållfastheten i fiberriktningen

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda^2} = \text{teoretisk knäckspänning}$$

$E_{0,05}$ = karakteristiskt korttidsvärde på elasticitetsmodulen i fiberriktningen.

Observera att elasticitetsmodulen skall sättas in med det värde som används vid beräkning av bärförmåga, vilket som regel skiljer sig från det värde som används vid beräkning av deformationer.

Slankheten är som regel olika stor i olika rikt-



Figur 5.1
Olika upplagsfall vid knäckning.

Tabell 5.1.
Teoretiska och praktiskt tillämpbara knäcklängder vid olika upplagsfall.

Upplagsfall	1	2	3	4
Teoretisk knäcklängd	2,0	1,0	0,7	0,5
Praktisk knäcklängd	2,25	1,0	0,85	0,7

ningar, beroende på att böjstyvhet och inspänningsförhållanden är olika. För pelare med konstant tvärsnitt framgår teoretisk knäcklängd l_c i förhållande till verklig pelarlängd L vid olika upplagsförhållanden av tabell 5.1. Upplagsfallen – Eulers fyra knäckningsfall – framgår av figur 5.1.

Fast inspänning kan, på grund av deformationer i stålbeslag, grundskruvar m m, aldrig uppnås i praktiken. Där inspänning av limträpelare åstadkoms med hjälp av mekaniska träförband bör värdena i den undre raden i tabell 5.1 tillämpas.

För pelare med linjärt varierande tvärsnittshöjd kan knäcklängden bestämmas med hjälp av figur 5.2.

Pelare i fasad räknas ofta förhindrade att knäckas ut i sin veka riktning (varvid dock infästning av väggreglar och även väggkonstruktionen i övrigt måste kontrolleras för uppträdande stagkrafter, se kapitel 12), medan innerpelare i allmänhet är fria utefter hela längden.

Vid pelarfot, pelartopp och andra snitt där försvagningar av tvärsnittet på grund av skruv-

hål och annat förekommer, visas att:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_{net}} \leq f_c \quad (5.4)$$

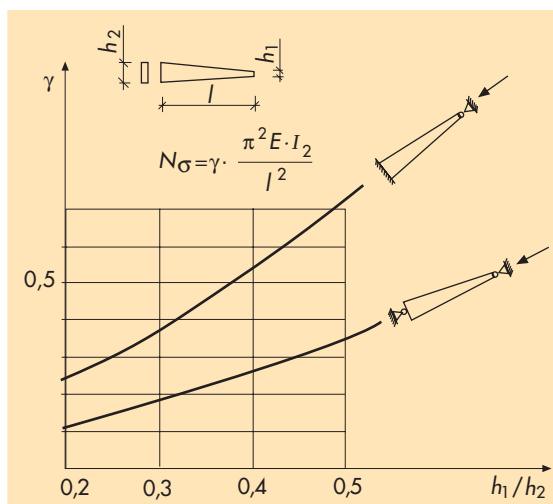
där A_{net} = pelarens nettoarea

Sambandet mellan reduktionsfaktorn k_c och det relativa slankhetstalet λ_{rel} anges i konstruktionsbestämmelserna och skiljer sig obetydligt mellan olika normer. Enligt EC 5 gäller t ex:

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda_{rel} \leq 0,5 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} & \text{för } \lambda_{rel} > 0,5 \end{cases} \quad (5.5)$$

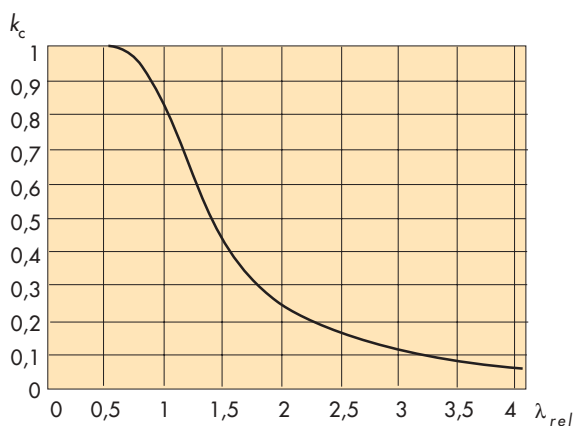
$$\text{där } k = 0,5 (1 + 0,1(\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2) \quad (5.6)$$

Sambandet enligt EC 5 visas i figur 5.3.



Figur 5.2

Diagram för bestämning av knäckningslast för pelare med linjärt varierande tvärsnittshöjd.



Figur 5.3

Reduktionsfaktorn k_c som funktion av det relativa slankhetstalet enligt EC 5.

5.2 Tvärbelastad pelare

Dimensioneringsvillkor vid samtidigt tryck och böjning brukar ha formen av så kallade interaktionsvillkor, t ex enligt EC 5:

$$\left(\frac{\sigma_c}{k_c f_c} \right)^n + \frac{\sigma_{m,y}}{f_{m,y}} + k_m \frac{\sigma_{m,z}}{f_{m,z}} \leq 1 \quad (5.7)$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{k_c f_c} \right)^n + k_m \frac{\sigma_{m,y}}{f_{m,y}} + \frac{\sigma_{m,z}}{f_{m,z}} \leq 1 \quad (5.8)$$

där

$n = 2$, om risk för knäckning inte föreligger ($\lambda_{rel} \leq 0,5$)

$n = 1$, i övriga fall ($\lambda_{rel} \geq 0,5$)

σ_c = normalspänning av centriskt tryck

$\sigma_{m,y}$, $\sigma_{m,z}$ = böjspänning av tvärbelastning i y- respektive z-led

f_c , $f_{m,y}$, $f_{m,z}$ = dimensionerande tryck- respektive böjhållfasthet

k_c = reduktionsfaktor m h t risken för knäckning enligt avsnitt 5.1

$k_m = 0,7$ för rektangulära tvärsnitt;
1,0 för andra tvärsnittsformer.

Reduktionsfaktorn k_c bestäms med utgångspunkt från slankhetstalet för knäckning i den ogynnsammaste riktningen, oavsett i vilken riktning momentet verkar. För fasadpelare som avstyvas av väggreglar kontrolleras sålunda om slankheten vid knäckning i sidled mellan reglarna är större än vid knäckning ut från väggen.

Enligt svenska bestämmelser skall, i uttrycken ovan, hållfasthetsvärdena för böjning reduceras m h t risken för vippning, se avsnitt 4.2.

5.3 Sammansatta pelare

Eftersom största tillgängliga bredd på enskilda limträelement normalt är ca 200 mm blir slankheten i pelarens veka riktning ofta större än $\lambda = 170$ vilket brukar användas som övre gräns i normal byggpraxis. Pelaren kan då byggas upp av flera delar, t ex enligt figur 5.4, som hopfogas med hjälp av spik, skruv, lim eller en kombination av dessa.

Om pelaren är kontinuerligt hoplimmad kan man räkna med full samverkan mellan delarna och dimensionera enligt föregående avsnitt, i annat fall måste man ta hänsyn till att delarna förskjuts inbördes när pelaren belastas. Rena skruvförband ger därvid alltför stora förskjutningar och måste alltid kombineras med mellanläggsbrickor av inpressningstyp. Nedan beskrivs hur en kontinuerligt skruvad pelare kan dimensioneras. Dimensioneringsregler för andra typer av sammansatta pelare finns bl a i EC 5.

5.3.1 Kontinuerligt skruvad pelare

Kontinuerligt skruvade, sammansatta pelare enligt figur 5.4a förutsätts utförda med tandbrickor, typ Bulldog eller liknande. Dimensioneringen kan ske med utgångspunkt från ett effektivt slankhetstal:

$$\lambda_e = \lambda \sqrt{\frac{2}{1 + 6 \frac{\gamma}{1 + \gamma}}} \quad (5.9)$$

där λ = slankhetstalet för utknäckning i papperets plan vid full samverkan mellan delarna:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{2} \cdot \frac{E \cdot A \cdot s}{K \cdot l^2}}$$

E_0 = elasticitetsmodul för bärförståberäkningar

K = förskjutningsmodul i N/mm för skruv med tandbrickor

A = pelarens sammanlagda tvärsnittsytta

l = pelarens längd

s = centrumavstånd i mm mellan skruv eller skruvgrupper i pelarens längdriktning

n = antal skruv per grupp.

E_0 och K sätts in med sina karakteristiska grundvärden enligt gällande norm. Eftersom båda storheterna påverkas på ungefär samma sätt av fukt-kvotens variation och av belastningens varaktighet är graden av samverkan, uttryckt i faktorn γ , oberoende av dessa. Normerna anger oftast bara ett K_{ser} på förskjutningsmodulen, som skall användas för deformationsberäkningar. Faktorn γ bör i så fall beräknas med utgångspunkt från ett reducerat värde $K = 2/3 K_{ser}$.

Enskild skruv med tandbricka kontrolleras för tvärkraften:

$$F = \frac{1}{n} \cdot V \cdot \frac{s}{b} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1 + \gamma}{6\gamma}} \quad (5.10)$$

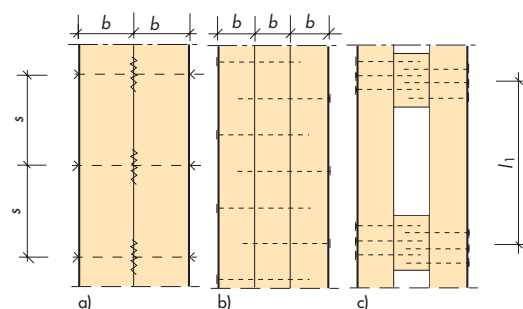
$$\text{där } V = \begin{cases} \frac{N}{120} \cdot \frac{1}{k_c} & \text{för } \lambda \leq 30 \\ \frac{N}{60} \cdot \frac{1}{k_c} \cdot \frac{\lambda_e}{60} & 30 < \lambda_e < 60 \\ \frac{N}{60} \cdot \frac{1}{k_c} & \lambda_e \geq 60 \end{cases} \quad (5.11)$$

N = dimensionerande last på pelaren

λ_e = effektivt slankhetstal enligt ekv (5.9)

k_c = reduktionsfaktor som beaktar knäckrisken.

Knäckningsfaktorn k_c beräknas enligt ekv (5.5) varvid λ_{rel} beräknas med utgångspunkt från pelarens effektiva slankhetstal λ_e .



Figur 5.4. Sammansatta pelartvärnsnitt. Exempel.
a) Kontinuerligt skruvat. b) Kontinuerligt spikat.
c) Med distansklotsar.

5.4 Pelarsystem

Enplans hallbyggnader utformas ofta som enkla system av pelare och balkar där en eller flera pelare spänns in i grunden och stödjer övriga, som pendlar utformade pelare, enligt figur 5.5.

5.4.1 Horisontalkrafter av snedställning

De inspända pelarnas snedställning kan betraktas som en del av den initialkrokighet som förutsätts vid dimensionering med hänsyn till knäckning nedan och behöver inte beaktas särskilt. Pendelpelarnas oavsiktliga snedställning ger däremot upphov till horisontella krafter i systemet som måste tas upp av de inspända pelarna. Den dimensionerande horisontalkraften beräknas med hjälp av sambandet:

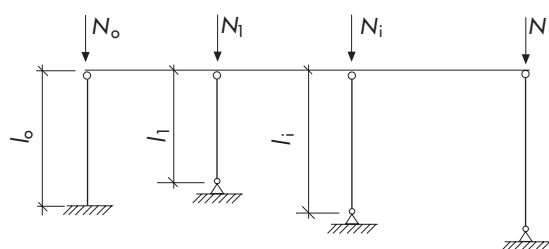
$$H = \alpha_d \sum N_i \quad (5.12)$$

där $\sum N_i$ = total dimensionerande vertikallast på pendelpelarna

$$\alpha_d = 0,003 + 0,012 / \sqrt{n}$$

n = totalt antal pelare

Snedställningskraften fördelas på de inspända pelarna i förhållande till dessas styvhet. Den antas ha samma varaktighet som dimensionerande vertikallast och kombineras med övriga horisontalkrafter av vind m m som skall tas upp av de inspända pelarna.



Figur 5.5
Pelarsystem med en inspänd pelare.

5.4.2 Knäckning

I jämförelse med helt fria pelare, nedsätts knäckningslasten för de inspända pelarna i systemet i det föregående, genom att dessa inte bara har att uppbära sin egen last utan också tjänstgör som stöd åt pendelpelarna.

För ett system med en eller flera likadana, inspända pelare som stöder ett antal pendelpelare enligt figur 5.5 kan pendelpelarnas inverkan på systemets knäckningslast beaktas genom att man kontrollerar de inspända pelarnas bärförmåga med utgångspunkt från slankhetstalet:

$$\lambda_e = \lambda \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{\sum (N_i / l_i)}{\sum (N_o / l_o)}} \quad (5.13)$$

där λ = slankhetstalet för de inspända pelarna vid utknäckning i systemets plan, utan hänsyn till pendelpelarnas inverkan

N_i, l_i = vertikal last, respektive verklig längd på enskild pendelpelare

N_o, l_o = vertikal last, respektive verklig längd på inspända pelare.

EXEMPEL

Beräkna inspänningsmoment och slankhetstal för pelarna i stomsystemet i figur 5.6 vid knäckning i ramplanet.

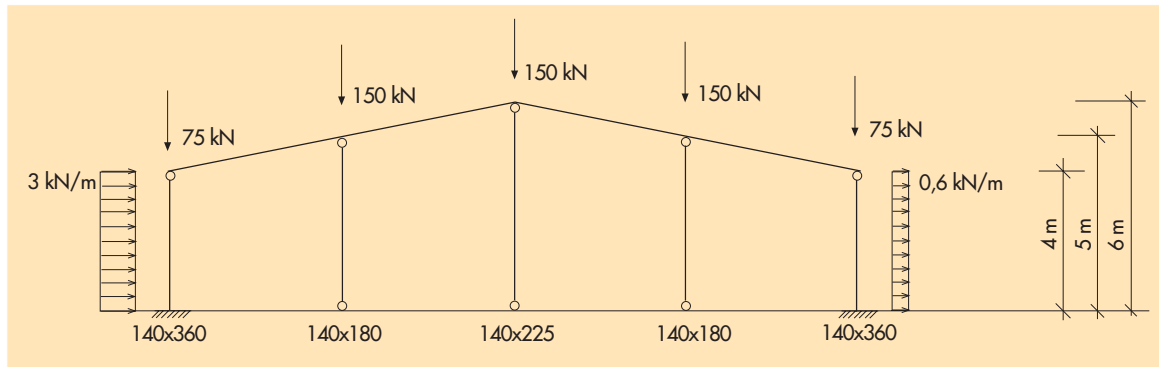
Horisontalkraft av pelarnas snedställning Enligt ekvation (5.12) gäller:

$$H = (0,003 + 0,012 / \sqrt{n}) \sum N_i =$$

$$= (0,003 + 0,012 / \sqrt{5}) \cdot 3 \cdot 150 = 3,8 \text{ kN}$$

Horisontalkraften ger moment i de inspända pelarna:

$$M = 0,5 \times 3,8 \times 4 = 7,6 \text{ kNm.}$$



Figur 5.6
Förutsättningar till beräkningsexempel.

Moment av vindlast

Pelartopparna antas först oförskjutbara.

Då blir inspänningsmomentet i vänster pelare:

$$M_0 = \frac{q_1 h^2}{8} = \frac{3 \cdot 4^2}{8} = 6,0 \text{ kN}$$

Horisontell upplagsreaktion i pelartopp:

$$R = \frac{3}{8} q_1 h + \frac{3}{8} q_2 h = \frac{3}{8} (3,0 + 0,6) 4 = 5,4 \text{ kN}$$

Pelartopparna släpps därefter fria och upplagsreaktionen fördelas på pelarna i förhållande till dessas styvhet d v s vardera fasadpelaren får $0,5 R = 2,7 \text{ kN}$. Inspänningsmomentet av denna horisontalkraft blir:

$$M_R = 0,5 R \cdot h = 0,5 \cdot 5,4 \cdot 4 = 10,8 \text{ kNm.}$$

Totalt inspänningsmoment i vänster pelare:

$$M = M_0 + M_R = 6,0 + 10,8 = 16,8 \text{ kNm.}$$

Knäckning

Slankhetstalet för de inspända pelarna blir, utan hänsyn till pendelpelarnas inverkan, enligt figur 5.1:

$$\lambda = \beta \frac{h \sqrt{12}}{b} = 2,25 \frac{4000 \sqrt{12}}{360} = 87$$

där

b = balkbredd

h = pelarhöjd

Med hänsyn till pendelpelarnas inverkan blir det effektiva slankhetstalet enligt formel (5.13):

$$\begin{aligned} \lambda_e &= \lambda \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{\sum (N_i / l_i)}{\sum (N_o / l_o)}} = \\ &= 87 \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{2 \cdot 150 / 5 + 150 / 6}{2 \cdot 75 / 4}} = 147 \end{aligned}$$

Slankhetstalen för pendelpelarna beräknas på vanligt sätt:

$$\lambda = \frac{5000 \sqrt{12}}{180} = 96$$

$$\lambda = \frac{6000 \sqrt{12}}{225} = 92$$

6. Balkar

6.1 Raka balkar med konstant tvärsnittshöjd 79

- 6.1.1 Snittkrafter 79
- 6.1.2 Skjuvning 80
- 6.1.3 Upplagstryck 80
- 6.1.4 Böjning och vippning 81
- 6.1.5 Nedböjning 81

6.2 Raka balkar med linjärt varierande tvärsnittshöjd 82

- 6.2.1 Snittkrafter 82
- 6.2.2 Skjuvning 82
- 6.2.3 Upplagstryck 82
- 6.2.4 Böjning 82
- 6.2.5 Vippning 83
- 6.2.6 Tvärdragspänningar 83
- 6.2.7 Nedböjning 84

6.3 Krökta balkar (bumerangbalkar) 85

- 6.3.1 Böjning 85
- 6.3.2 Vippning 86
- 6.3.3 Tvärdragspänningar 86
- 6.3.4 Deformationer 87

6.4 Dimensioneringsdiagram 87

6. Balkar

Balkar av limträ kan ha konstant tvärsnittshöjd (raka balkar) eller ha varierande tvärsnittshöjd. Balkar med varierande tvärsnittshöjd förekommer bl a som symmetriska eller, undantagsvis, osymmetriska sadelbalkar, pulpetbalkar och takbalkar i ramkonstruktioner. Sadel- och pulpetbalkar är som regel fritt upplagda på två stöd.

Dimensionerande snittkrafter för balkar beräknas med hjälp av jämviktsvillkor och linjär elasticitetsteori och med utgångspunkt från dimensionerande lastvärden och lastkombinationer enligt gällande bestämmelser.

Även spänningar och deformationer beräknas enligt den linjära elasticitetsteorin för balkar. Tvärsnittskonstanter bestäms därvid med utgångspunkt från nettotvärsnittet, d v s med hänsyn till verkliga tvärmått, urtag och urfräsningar och till tvärsnittsreduktioner från skruvhål och från spik och träskruv med större diameter än 6 mm. Om inte annat anges förutsätts här att tvärsnitt är rektangulära med konstant bredd. För balkar med varierande tvärsnittshöjd förutsätts även att träets fiberriktning är parallell med balkarnas underkant.

6.1 Raka balkar med konstant tvärsnittshöjd

6.1.1 Snittkrafter

Snittkrafter och upplagsreaktioner beräknas enklast med hjälp av dator. För handräkning finns några vanliga lastfall tabellerade i tabell 6.1 och 6.2 nedan.

Med koefficienterna k ur tabellerna gäller:

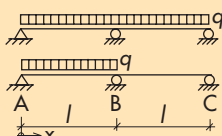
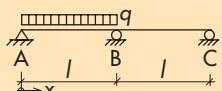
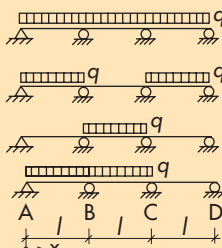
$$\text{Moment} \quad M = k \cdot ql^2$$

$$\text{Upplagsreaktion} \quad R = k \cdot ql$$

$$\text{Nedböjning} \quad w = k \cdot ql^4/100EI \text{ vid } x = k \cdot l$$

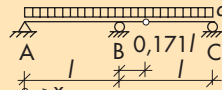
Tabell 6.1

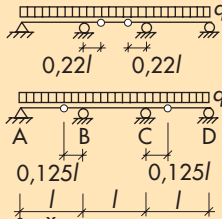
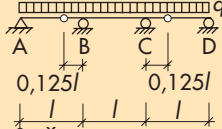
Koefficienter k för moment, upplagsreaktioner och nedböjning. Gäller oskarvad balk med konstant tvärsnitt.

	Moment			Upplagsreaktion			Nedböjning				
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x			
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42			
	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47			
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	0,100	1,100	0,400	0,690	0,45
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	-0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	-0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Tabell 6.2

Koefficienter k för moment, upplagsreaktioner och nedböjning. Gäller Gerbersystem med konstant tvärsnitt.

	Moment			Upplagsreaktion			Nedböjning	
	M_{AB}	M_{BC}	M_B	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,086	0,086	-0,086	0,414	1,172	0,414	0,774	0,46

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,086	-0,086	0,039	-0,086	0,086	0,414	1,085	1,085	0,414	0,774	0,46
	0,096	-0,063	0,063	-0,063	0,096	0,438	1,062	1,062	0,438	0,714	0,49
										0,521	1,50

För kontinuerliga balkar över tre stöd med olika fältvidder och belastade med jämnt fördelade laster enligt figur 6.1 kan moment och upplagsreaktioner beräknas med hjälp av följande uttryck:

$$M_B = -\frac{q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3}{8(l_1 + l_2)} \quad (6.1)$$

$$R_A = \frac{q_1 l_1}{2} + \frac{M_B}{l_1} \text{ varav } M_{AB} = \frac{R_A^2}{2q_1} \quad (6.2)$$

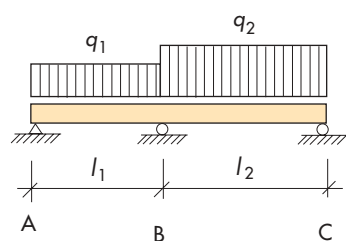
$$R_C = \frac{q_2 l_2}{2} + \frac{M_B}{l_2} \text{ varav } M_{CD} = \frac{R_C^2}{2q_2} \quad (6.3)$$

För kontinuerliga balkar över fyra stöd, med olika fältvidder och belastade med jämnt fördelade laster enligt figur 6.2, kan stödmomenten beräknas med hjälp av följande uttryck:

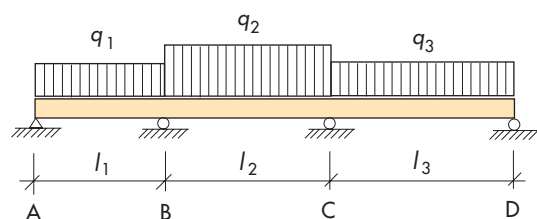
$$M_B = -2q_1 \frac{l_1^3(l_2 + l_3)}{L^2} - q_2 \frac{l_2^3(l_2 + 2l_3)}{L^2} + q_3 \frac{l_3^3 \cdot l_2}{L^2} \quad (6.4)$$

$$M_C = q_1 \frac{l_1^3 l_2}{L^2} - q_2 \frac{l_2^3(2l_1 + l_2)}{L^2} - q_3 \frac{l_3^3(l_1 + l_2)}{L^2} \quad (6.5)$$

där $L^2 = 16(l_1 + l_2)(l_2 + l_3) - 4l_2^2$



Figur 6.1
Kontinuerlig balk på tre stöd.



Figur 6.2
Kontinuerlig balk på fyra stöd.

6.1.2 Skjuvning

Följande dimensioneringsvillkor gäller:

$$\tau = \frac{1,5V}{bh} \leq k_v f_v \quad (6.6)$$

där V = dimensionerande tvärkraft

f_v = dimensionerande skjuvhållfasthet

k_v = reduktionsfaktor m h t eventuellt urtag i balkände enligt avsnitt 4.4.

För balk som är upplagd på underkanten och belastad längs överkanten får man som regel beräkna tvärkraften (men inte upplagsreaktionen) utan hänsyn till den del av belastningen som angriper på mindre avstånd från teoretiska upplaget än balkhöjden. Anvisningen kan tillämpas såväl för fritt upplagda tvåstödsbalkar, som för kontinuerliga balkar på tre eller flera stöd.

Villkoret kan också formuleras som erforderlig balkhöjd med hänsyn till skjuvning:

$$h_v = \frac{1,5V}{b k_v f_v} \quad (6.7)$$

För fritt upplagd tvåstödsbalk med jämnt fördelad belastning kan villkoret skrivas:

$$h_v = l \frac{0,75q / b}{k_v f_v + 1,5q / b} \quad (6.8)$$

6.1.3 Upplagstryck

Följande dimensioneringsvillkor gäller:

$$\sigma_{c,90} = \frac{R}{b l_{eff}} \leq f_{c,90} \quad (6.9)$$

där l_{eff} = effektiv upplagslängd enligt avsnitt 4.3

R = dimensionerande upplagsreaktion

$f_{c,90}$ = dimensionerande tryckhållfasthet

vinkelrätt fiberriktningen enligt gällande normer.

6.1.4 Böjning och vippning

Vid belastning i balkens styva riktning gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\sigma_m = \frac{6M}{bh^2} \leq k_{crit} f_m \quad (6.10)$$

där M = dimensionerande moment

f_m = dimensionerande böjhållfasthet

k_{crit} = reduktionsfaktor m h t vippning enligt avsnitt 4.2.

Vid kontinuerliga balkar får stödmomentet beräknas utifrån antagandet att stödreaktionen är jämnt fördelad över upplagslängden. Stödmoment beräknade enligt avsnitt 6.1.1 får därvid reduceras med:

$$\Delta M = Ra / 8 \quad (6.11)$$

där R = dimensionerande upplagsreaktion

a = upplagslängden.

Dimensioneringsvillkoret kan också formuleras som erforderlig balkhöjd med hänsyn till böjning:

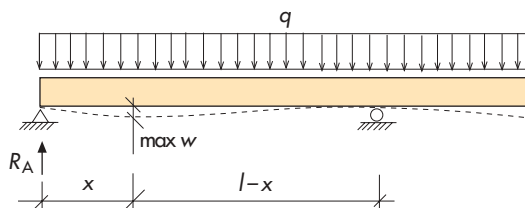
$$h_m = \sqrt{\frac{6M}{bk_{crit} f_m}} \quad (6.12)$$

För fritt upplagd tvärsbalk med jämnt fördelad belastning gäller:

$$h_m = l \sqrt{\frac{0,75q/b}{k_{crit} f_m}} \quad (6.13)$$

Eftersom både k_{crit} och f_m normalt varierar med balkhöjden måste man som regel bestämma balkhöjden h_m genom passningsberäkning.

Vid samtidig böjning kring y- och z-axlarna gäller dimensioneringsvillkoren (6.7) och (6.8). Formlerna gäller även för tvärsnitt med godtycklig form.



Figur 6.3
Nedböjning i ytterfack. Beteckningar.

6.1.5 Nedböjning

Dimensioneringsvillkoret kan som regel formuleras så:

$$w_s = k_1 \frac{Ml^2}{Ebh^3} + k_2 \frac{M}{Gbh} \leq w_R \quad (6.14)$$

där k_1 och k_2 = konstanter vilkas värde beror på aktuella upplagsförhållanden och typ av belastning,

M = dimensionerande moment

E, G = dimensionerande materialvärden

w_s, w_R = beräknad, resp maximalt godtagbar nedböjning t ex enligt tabell 3.1.

Försummas skjuvdeformationerna, vilket är försvarbart för balkar med $l/h > 10$, kan dimensioneringsvillkoret formuleras som erforderlig balkhöjd med hänsyn till nedböjning:

$$h_w = \sqrt[3]{\frac{kMl^2}{Eb w_R}} \quad (6.15)$$

För fritt upplagd tvärsbalk med jämnt fördelad belastning gäller:

$$h_w = l \cdot \sqrt[3]{\frac{5}{32} \cdot \frac{q/b}{E} \cdot \frac{l}{w_R}} \quad (6.16)$$

För kontinuerliga balkar är nedböjningen som regel inte dimensionerande. Maximal nedböjning uppträder oftast i ytterfack. Om skjuvdeformationerna försummas (se ovan) kan den beräknas genom integrering av den elastiska linjens differentialekvation:

$$w'' = -M/EI$$

Under förutsättning av konstant tvärsnitt och jämnt fördelad last blir, med beteckningar enligt figur 6.3, maximal nedböjning i ytterfack:

$$w = \frac{x}{EI} \left[\frac{R_A}{6} (l^2 - x^2) - \frac{q}{24} (l^3 - x^3) \right] \quad (6.17)$$

$$x \approx l \cdot \sqrt{\frac{R_A - 0,25ql}{3R_A - 0,46ql}}$$

Observera att dimensionering m a p styvhet som regel avser bruksstadiet och att dimensionerande last och materialvärden skall bestämmas med utgångspunkt från detta.

6.2 Raka balkar med linjärt varierande tvärsnittshöjd

6.2.1 Snittkrafter

Snittkrafterna i statiskt obestämda sadel- eller pulpetbalkar kan inte bestämmas med hjälp av tabell 6.1, som förutsätter konstant tvärsnittshöjd. En beräkning, som med fördel sker med hjälp av dator, måste beakta att tvärsnittshöjdens variation inverkar på deformationsbilden och fördelningen av snittkrafter.

6.2.2 Skjuvning

Liksom för balkar med konstant tvärsnittshöjd gäller dimensioneringsvillkoret:

$$\tau = \frac{1,5V}{bh} \leq k_v f_v \quad (6.18)$$

där V = dimensionerande tvärkraft

f_v = dimensionerande skjuvhållfasthet

k_v = reduktionsfaktor m h t eventuellt urtag i balkände enligt avsnitt 4.4.

Tvärkraften får även här beräknas utan hänsyn till den del av belastningen som angriper i överkant balk och på mindre avstånd från teoretiska upplaget än balkhöjden vid upplaget. Balken förutsätts upplagd på underkanten.

Villkoret kan, liksom vid jämnhög balk, formuleras som erforderlig upplagshöjd med hänsyn till skjuvning:

$$h_v = \frac{1,5V}{bk_v f_v} \quad (6.19)$$

För fritt upplagd tvåstödsbalk med jämnt fördelad belastning kan villkoret skrivas:

$$h_v = l \frac{0,75q/b}{k_v f_v + 1,5q/b} \quad (6.20)$$

6.2.3 Upplagstryck

Liksom för balkar med konstant tvärsnittshöjd gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\sigma_{c,90} = \frac{R}{bl_{eff}} \leq f_{c,90} \quad (6.21)$$

där l_{eff} = effektiv upplagslängd enligt avsnitt 4.3

R = dimensionerande upplagsreaktion

f_{c90} = dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen enligt gällande normer.

6.2.4 Böjning

I princip gäller samma dimensioneringsvillkor som för balkar med konstant tvärsnittshöjd. Den varierande tvärsnittshöjden inverkar emellertid på böjspänningarnas fördelning över tvärsnittet, se figur 6.4. Dessutom reduceras böjhållfastheten i den snedskurna kanten enligt avsnitt 4.6.

Den sammanlagda inverkan innebär för fritt upplagda tvåstödsbalkar att spänningarna i balkens (snedskurna) överkant som regel är avgörande för dimensioneringen.

Vid dimensionering av kontinuerliga balkar måste både över- och underkant kontrolleras i stödsnittet:

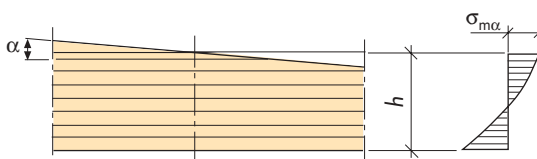
$$\sigma_m = k_{\sigma,\alpha} \frac{6M}{bh^2} \leq k_{f,\alpha} f_m \quad (6.22)$$

där M = dimensionerande moment i snittet

f_m = dimensionerande böjhållfasthet

$k_{f,\alpha}$ = reduktionsfaktor m h t snedskärning av lameller enligt avsnitt 4.6.

$$k_{\sigma,\alpha} = \begin{cases} 1 - 4 \tan^2 \alpha, & \text{i den övre, snedskurna kanten} \\ 1 + 4 \tan^2 \alpha, & \text{i den undre, ej snedskurna kanten} \end{cases}$$



Figur 6.4

Fördelning av böjspänningar i balk med varierande tvärsnittshöjd.

Eftersom både moment och tvärsnittshöjd varierar längs balkaxeln uppträder maximal böjspänning som regel inte där momentet är störst utan i ett snitt närmare upplaget. Snittets läge kan bestämmas analytiskt genom att man deriverar uttrycket:

$$\sigma(x) = \frac{M(x)}{W(x)} \text{ och sätter resultatet lika med noll.}$$

För fritt upplagda pulpetbalkar eller symmetriska sadelbalkar med jämnt fördelad belastning ligger det dimensionerande snittet på avståndet:

$$x = \frac{h}{2h_m} l \quad (6.23)$$

från upplaget, varvid h betecknar balkhöjd vid upplag och h_m balkhöjd på halva spannvidden. Maximal böjspänning i snittet är:

$$\sigma_m = k_{\sigma,\alpha} \frac{0,75ql^2}{bh(h + l \tan \alpha)} \quad (6.24)$$

Dimensioneringsvillkoret kan uttryckas som erforderlig balkhöjd i mittsnittet:

$$h_m = \frac{h_0^2 + h^2}{2h} \quad (6.25)$$

där

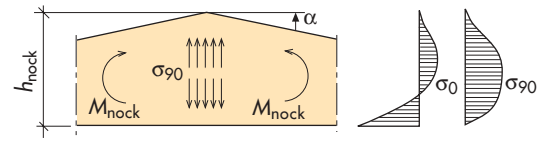
$$h_0 = \sqrt{\frac{0,75ql^2}{bf_m} \cdot \frac{k_{\sigma,\alpha}}{k_{f,\alpha}}} \quad (6.26)$$

Vid given taklutning gäller i stället:

$$h_m = \sqrt{h_0^2 + \left(\frac{l}{2} \tan \alpha\right)^2} \quad (6.27)$$

Vid dimensionering av kontinuerliga sadelbalkar och vid tvåstöds sadelbalkar med stor taklutning skall även nockpartiet kontrolleras. Största böjspänningen uppträder i underkant balk, se figur 6.5, och kan beräknas med hjälp av följande uttryck:

$$\sigma_m = \left(1 + 1,4 \tan \alpha + 5,4 \tan^2 \alpha\right) \cdot \frac{6M_{nock}}{bh_{nock}^2} \quad (6.28)$$



Figur 6.5
Fördelning av böj- och tvärdragspänningar i nockpartiet på en sadelbalk.

där M_{nock} och h_{nock} är moment respektive balkhöjd i nocksnittet. Dimensionerande böjhållfasthet f_m behöver inte reduceras med hänsyn till snedskärning eftersom kontrollen i detta fall avser underkant balk.

6.2.5 Vippning

Bärförmågan med hänsyn till vippning kontrolleras enligt avsnitt 4.2 varvid följande dimensioneringsvillkor gäller:

$$\sigma_m = \frac{6M}{bh^2} \leq k_{crit} f_m \quad (6.29)$$

där M = dimensionerande moment

f_m = dimensionerande böjhållfasthet

k_{crit} = reduktionsfaktor m h t vippning enligt avsnitt 4.2.

För sadel- eller pulpetbalkar, belastade genom sekundärbalkar som förhindrar överkantens sidoutböjning, får reduktionsfaktorn k_{crit} bestämmas med utgångspunkt från ett slankhetstal beräknat med effektiva balklängden l_e enligt tabell 4.2 och balkhöjden h i dimensionerande snitt.

6.2.6 Tvärdragspänningar

För sadelbalkar med nedåtriktad last kan tvärdragspänningarna i nockpartiet vara dimensionerande. Vid taklutningar under 10° och sidostagad överkant lyder dimensioneringsvillkoret:

$$\sigma_{90} = 0,1 \tan \alpha \frac{6M_{nock}}{bh_{nock}^2} \leq k_{vol} f_{t,90} \quad (6.30)$$

där $f_{t,90}$ = dimensionerande tvärdraghållfasthet
 k_{vol} = reduktionsfaktor m h t tvärdraghållfasthetens volymberoende enligt avsnitt 4.8.

6.2.7 Nedböjning

Nedböjning hos sadel- och pulpetbalkar beräknas enklast med hjälp av dator. Handräkning med arbetsekvationer, innebär omfattande räknearbete.

För en fritt upplagd pulpetbalk, eller en symmetrisk sadelbalk, med jämnt fördelad belastning kan nedböjningen uppskattas med hjälp av följande formler:

$$w_q = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI_e} + 0,35 \frac{ql^2}{Gb(h + h_{max})} \quad (6.31)$$

$$\text{där } I_e = \frac{bh_e^3}{12}$$

$$h_e = h + 0,33 \cdot l \cdot \tan\alpha \text{ för sadelbalk}$$

$$h_e = h + 0,45 \cdot l \cdot \tan\alpha \text{ för pulpetbalk.}$$

För balkar med $2l/(h+h_{max}) > 15$ kan man bortse från den andra termen i uttrycket ovan, som motsvarar skjuvdeformationernas bidrag till nedböjningen.

För en fritt upplagd pulpetbalk, eller en symmetrisk sadelbalk, belastad med en punktlast F enligt figur 6.6, kan man beräkna nedböjningen i fältmitt med formeln:

$$w_F = k_F \frac{Fl^3}{48EI} \quad (6.32)$$

där k_F = konstant beroende av förhållandet h/h_{max} och lastens angreppspunkt som kan erhållas ur tabell 6.3.

$$I = bh^3/12.$$

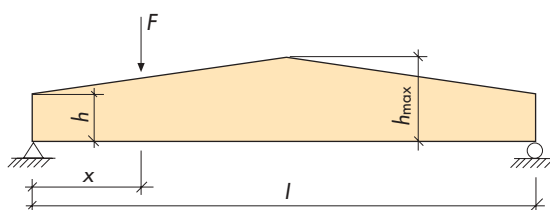
Tabell 6.3
Nedböjningsfaktor k_F

Sadelbalk

x/l	h/h_{max}				
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,1	0,0104	0,045	0,105	0,188	0,296
0,2	0,0190	0,080	0,194	0,356	0,568
0,3	0,0206	0,104	0,259	0,489	0,792
0,4	0,0224	0,117	0,299	0,574	0,944
0,5	0,0229	0,121	0,312	0,604	1,0

Pulpetbalk

x/l	h/h_{max}				
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0,1	0,0256	0,081	0,149	0,221	0,296
0,2	0,0430	0,147	0,278	0,421	0,568
0,3	0,0543	0,192	0,375	0,579	0,792
0,4	0,0548	0,213	0,430	0,663	0,944
0,5	0,0518	0,210	0,439	0,708	1,0
0,6	0,0446	0,187	0,399	0,657	0,944
0,7	0,0358	0,149	0,325	0,544	0,792
0,8	0,0238	0,103	0,228	0,385	0,568
0,9	0,0120	0,053	0,117	0,199	0,296



Figur 6.6
Fritt upplagd sadelbalk belastad med punktlast.

6.3 Krökta balkar (bumerangbalkar)

Balkar av limträ utförs ofta med krökt form. Tvärsnittshöjden inom den krökta delen kan därvid vara konstant eller varierande, se figur 6.7. Vid konstant tvärsnittshöjd kan önskad sadeltaksform åstadkommas med en lös nockdel som spikas eller skruvas till balken i efterhand.

Vid användning av krökta balkar skall man lägga särskild vikt vid att åtminstone ett av upplagen medger horisontella rörelser, då konstruktionens verkningssätt, och därmed dimensioneringsförutsättningarna, annars ändras radikalt. Större taklutningar än 10° bör undvikas.

För balkens raka delar gäller samma dimensioneringsvillkor med avseende på tvärkraft, upplagstryck och böjning, som för rak balk med konstant eller varierande tvärsnittshöjd, se avsnitten 6.1 och 6.2. För den krökta balkdelen kontrolleras böjspänningar och tvärdragsspänningar. Dimensionerande böjhållfasthet skall därvid reduceras med hänsyn till lamellkrökning enligt avsnitt 4.7.

6.3.1 Böjning

Följande dimensioneringsvillkor gäller inom balkens krökta del:

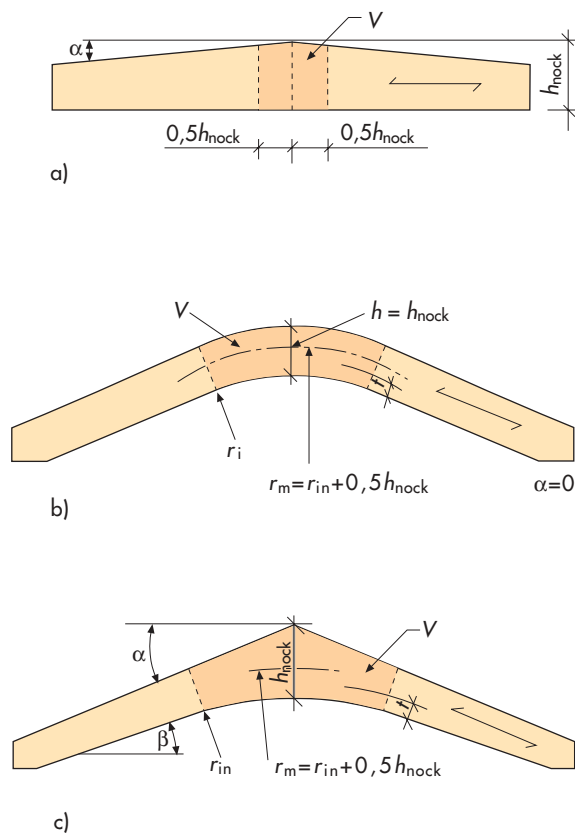
$$\sigma_m \leq k_r f_m \quad (6.33)$$

där k_r = reduktionsfaktor m h t lamellkrökning enligt avsnitt 4.7.

Vid jämnt fördelad last är mittsnittet dimensionerande. Maximal böjspänning uppträder i underkant balk:

$$\sigma_m = k_l \frac{6M}{bh_{nock}^2} \quad (6.34)$$

Värdet på koefficienten k_l beror av krökningsradie och balktyp, d v s om tvärsnittshöjden varierar eller är konstant inom den krökta delen av



Figur 6.7
Krökta balkar med konstant, respektive varierande tvärsnittshöjd. Den karakteristiska volymen V har markerats i figuren.

balken. EC 5 anger följande formler för material med $E_0/E_{90} \approx 30$ och $h_{nock}/r_m \leq 0,3$:

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{nock}}{r_m} \right) + k_3 \left(\frac{h_{nock}}{r_m} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{nock}}{r_m} \right)^3 \quad (6.35)$$

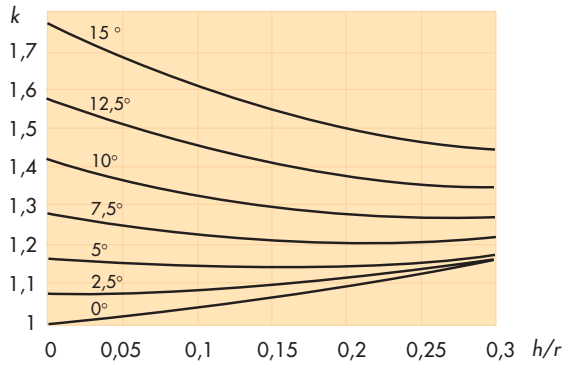
där $k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha + 5,4 \tan^2 \alpha$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha - 7,8 \tan^2 \alpha$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha$$

För balkar med konstant tvärsnittshöjd inom den krökta delen gäller formlerna med $\alpha = 0$ och $h_{nock} = h$. I figur 6.8 visas hur k_l varierar med taklutning och krökning.



Figur 6.8
Koefficienten k_l för krökt balk med varierande tvärsnittshöjd vid olika taklutning och krökning.

För krökta balkar med varierande tvärsnittshöjd skall även böjspänningarna i tangeringspunkterna kontrolleras. Dessa kan beräknas med hjälp av uttrycket ovan varvid:

$$k_l = \max \begin{cases} 1,05 \\ 1 + 3,7 \tan^2(\alpha - \beta) \end{cases} \quad (6.36)$$

6.3.2 Vippning

Bärförmågan med hänsyn till vippning kontrolleras enligt avsnitt 4.2. Jämför även motsvarande anvisningar under 6.2.5 för raka balkar med varierande tvärsnittshöjd.

6.3.3 Tvärdragspänningar

Vid vertikal, nedåtriktad last uppträder tvärdragspänningar inom den krökta delen av balken. Dimensioneringskriteriet lyder därvid:

$$\sigma_{90} \leq k_{vol} f_{t,90} \quad (6.37)$$

där $f_{t,90}$ = dimensionerande tvärdraghållfasthet
 k_{vol} = reduktionsfaktor m h t tvärdraghållfasthetens volymberoende enligt punkt 4.8.

Dimensionerande tvärdragspänning uppträder som regel i mittsnittet och kan beräknas med hjälp av uttrycket:

$$\sigma_m = k_p \frac{6M}{bh_{nock}^2} \quad (6.38)$$

Värdet på koefficienten k_p beror, liksom värdet på k_l ovan, av krökningsradie och balktyp, d v s konstant eller varierande tvärsnittshöjd.

EC 5 anger följande formler för material med $E_0/E_{90} \approx 30$ och $h_{nock}/r_m \leq 0,3$:

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{nock}}{r_m} \right) + k_7 \left(\frac{h_{nock}}{r_m} \right)^2 \quad (6.39)$$

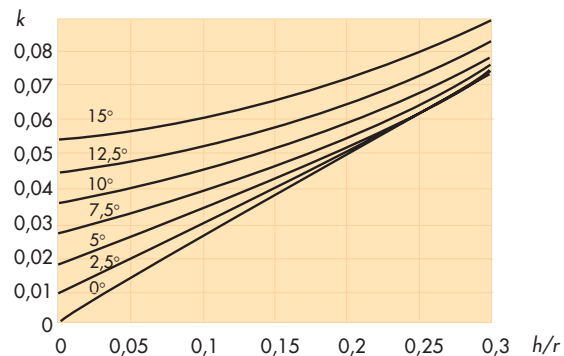
där $k_5 = 0,2 \tan \alpha$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha + 2,6 \tan^2 \alpha$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha - 4 \tan^2 \alpha$$

För balkar med konstant tvärsnittshöjd inom den krökta delen gäller formlerna med $\alpha = 0$ och $h_{nock} = h$. I figur 6.9 visas hur k_p varierar med taklutning och krökning.

Om tvärdragsspänningarna i nockpartiet överskrider dimensionerande hållfasthetsvärde kan man förstärka balken med samma metoder som tillämpas för hål och urtag, t ex med inlimmad skruv eller spiklimmad plywood. Se vidare avsnitten 4.4.2 och 4.5.2.



Figur 6.9
Koefficienten k_p för krökt balk med varierande tvärsnittshöjd vid olika taklutning och krökning.

6.3.4 Deformationer

Vertikal nedböjning i fältmitt kan uppskattas med hjälp av uttrycket:

$$w = \frac{w_0}{\cos \frac{\alpha + \beta}{2}} \quad (6.40)$$

där w_0 = beräknad nedböjning enligt 6.2.7 för en symmetrisk sadelbalk med samma spännvidd och samma tvärmått vid upplag och i fältmitt.

Horisontalförskjutningen hos det rörliga upplaget kan uppskattas med uttrycket:

$$w_h = w \cdot \frac{f + 0,8h}{l/4} \quad (6.41)$$

där f = det vertikala avståndet mellan neutral-lagret vid upplag och inock
 h = balkhöjd vid upplag
 l = spännvidd
 w = vertikal nedböjning i fältmitt.

6.4 Dimensioneringsdiagram

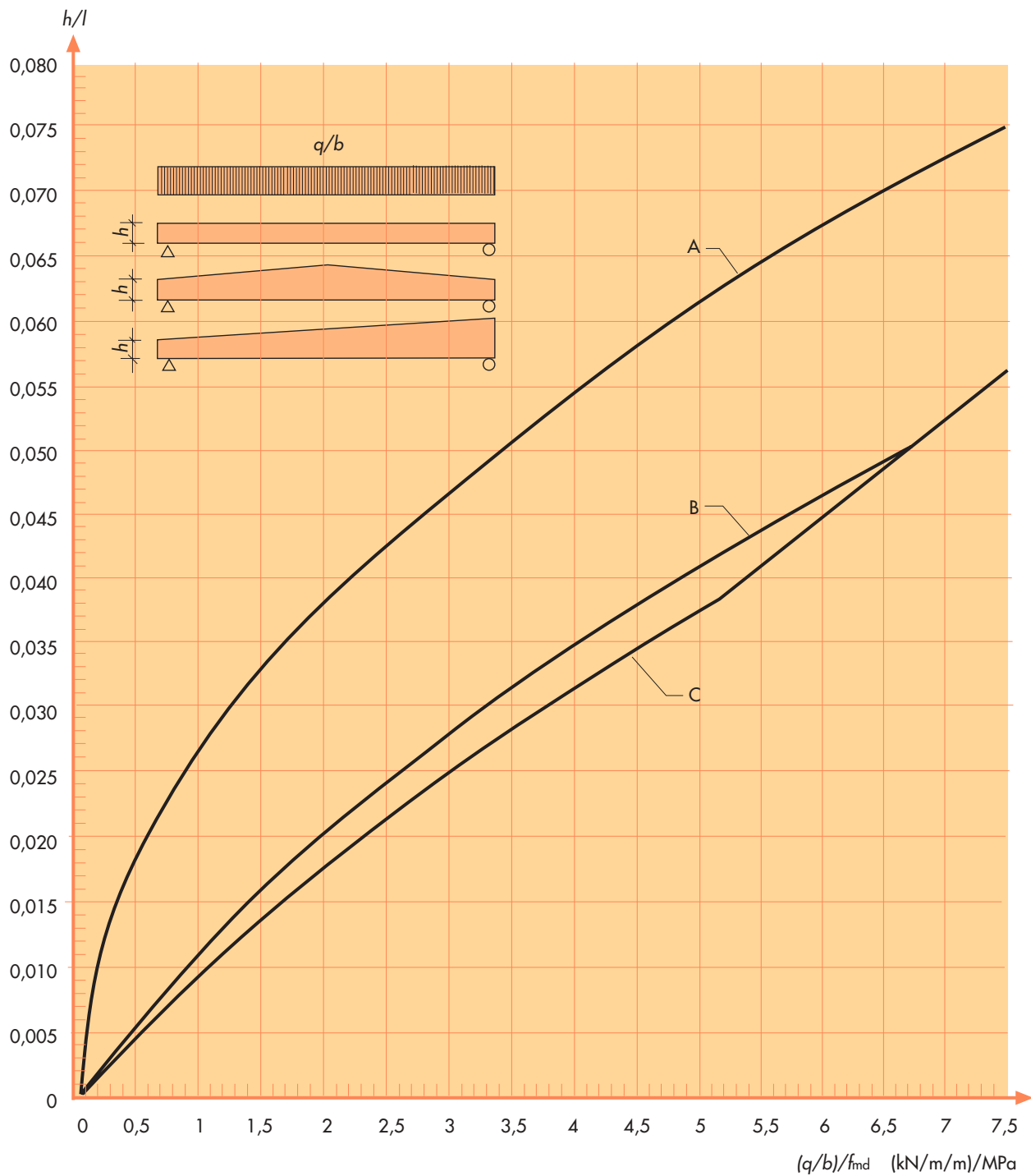
Dimensionering av raka tvåstödsbalkar kan ske med hjälp av diagram i figur 6.10 (bärförmåga) och 6.11 (styvhets).

Ingångsvärdet i diagrammen får man genom att beräkna lasten per löpmeter balk (kN/m) och dividera detta värde med balkbredden (m) och med det dimensionerande värdet (MPa) på böjhållfastheten (figur 6.10) respektive på elasticitetsmodulen vid böjning (figur 6.11). Det dimensionerande värdet på böjhållfasthet och elasticitetsmodul bestäms med hänsyn till klimatklass, lastvaraktighet och säkerhetsklass m m, enligt de normer som gäller i det enskilda fallet. Se t ex Bilaga 2. I figur 6.11 skall det dimensionerande värdet på elasticitetsmodulen användas, som gäller för beräkning av deformationer. Normalt motsvarar det medelvärde.

Vägledning till diagrammen på nästa uppslag

1. Bestäm lastkombination och dimensionerande lastvärde (q_d)
2. Bestäm aktuell spännvidd.
3. Välj balktyp (rak balk, sadel- eller pulpetbalk)
4. Välj på försök en balkhöjd och en balkbredd som verkar rimliga, t ex med hjälp av tabell 2.1.
5. Bestäm dimensionerande böjhållfasthet (f_{md}) med hänsyn till vald balkhöjd, säkerhetsklass, klimatklass och varaktigheten hos den kortvarigaste lasten i lastkombinationen. Se t ex Bilaga 2a eller 2c.
6. Beräkna ingångsvärdet $q_d/b/f_{md}$ med beaktande av sorterna kN/m/m/MPa och sök upp värdet på den horisontella axeln i diagram 6.10.
7. Drag en vertikal linje genom denna punkt och markera var linjen skär kurvan för den valda balktypen (A, B eller C).
8. Drag en horisontell linje genom skärningspunkten och läs av värdet på kvoten h/l där linjen skär den vertikala axeln.
9. Beräkna balkhöjden h och jämför denna med den antagna.
10. Korrigera vid behov ingångsvärdet enligt punkt 5 ovan och upprepa punkterna 6 till 9 tills dess att antagen och avläst balkhöjd stämmer överens.
11. Bestäm, på motsvarande sätt, erforderlig balkhöjd med hänsyn till krav på begränsad nedböjning. Diagrammet (6.11) är baserat på kravet att nedböjningen i balkmitt skall vara högst 1/200-del av spännvidden.

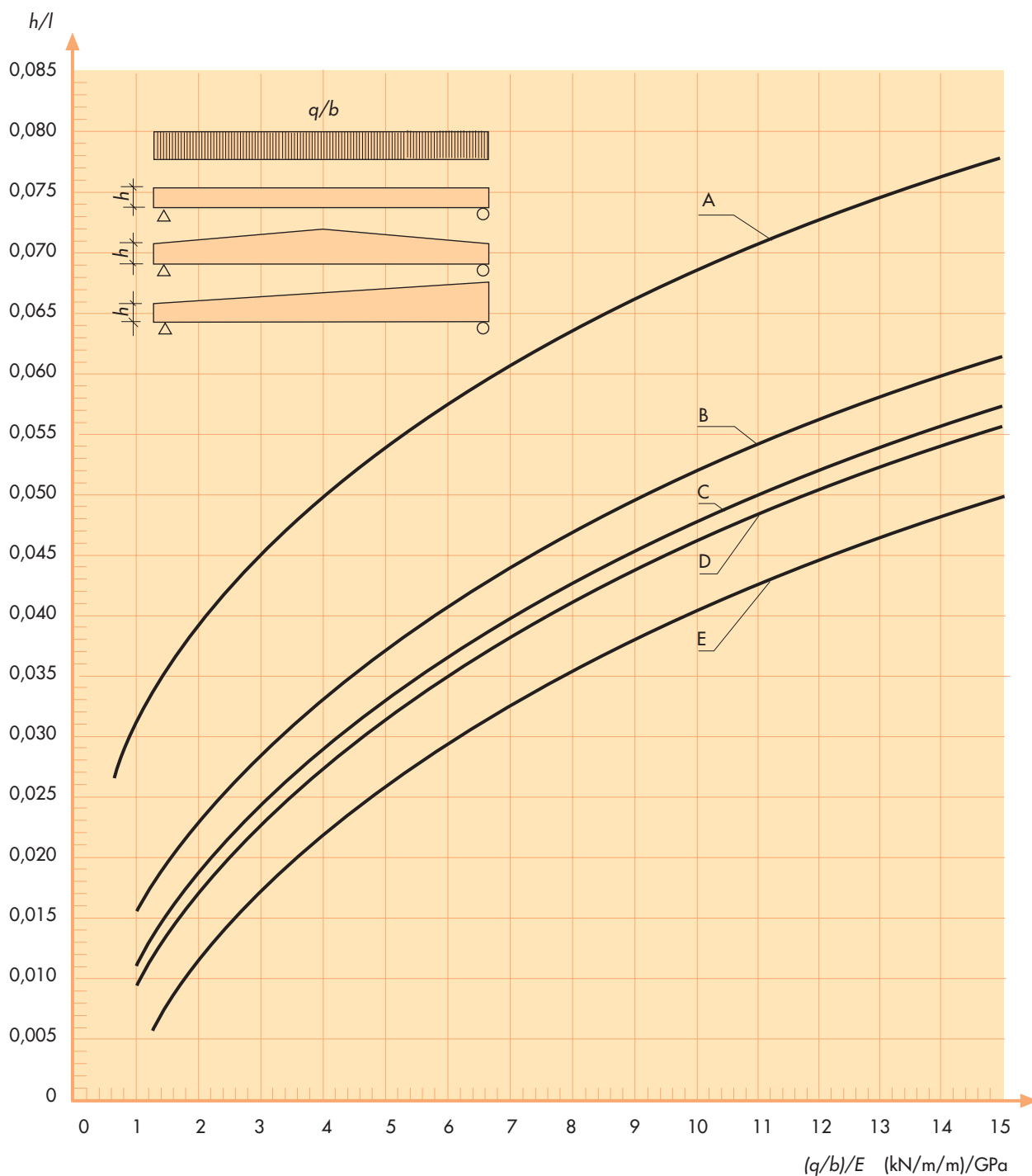
Ingångsvärdet $q_d/b/E$ beräknas nu med den lastkombination och det värde på elasticitetsmodul (E) som gäller vid dimensionering i bruksgränstillståndet. Se t ex Bilaga 2b eller 2d för dimensioneringsvärden på E-modulen.



Figur 6.10

Diagram för dimensionering av tvästädsbalkar med hänsyn till bärförmåga. Raka balkar, sadel- och pulpetbalkar. Balkarna förutsätts förhindrade att vipa eller knäcka ut i sidled.

Kurva A = Rak balk. Kurva B = Sadel- och pulpetbalk 1:20. Kurva C = Sadel och pulpetbalk 1:16.



Figur 6.11

Diagram för dimensionering av tvästödsbalkar med hänsyn till nedböjning i bruksgränstillståndet.

Raka balkar, sadel- och pulpetbalkar. Balkarna förutsätts förhindrade att vipa eller knäcka ut i sidled.

Dimensioneringsvillkor: max nedböjning $w \leq l/200$. För andra villkor, t ex $w \leq l/n$ multipliceras lasten q med $n/200$.

Kurva A = Rak balk. Kurva B = Sadelbalk 1:20 Kurva C = Sadelbalk 1:16 Kurva D = Pulpetbalk 1:20

Kurva E = Pulpetbalk 1:16.

7. Fackverk

7.1 Geometri 93

7.2 Beräkning av stångkrafter 94

7.3 Dimensionering av stänger 95

7.4 Knutpunkter 95

7.5 Nedböjning och överhöjning 95

Sibelius Hall, entréhallen, Lahti, Finland.
Arkitekt: Arkkitehtityöhuone Artto Palo Rossi
Tikka Oy/Hannu Tikka och Kimmo Lintula.
Konstruktör: Turun Juva OY.

Foto: Mikko Junninen/Wood Focus Finland

7. Fackverk

Ett fackverk är ett system av stänger som är förenade i knutpunkter till en bärande konstruktion. Om samtliga stänger ligger i samma plan har man ett plant fackverk, annars ett rymdfackverk.

Träfackverk är oftast plana och används normalt som fritt upplagda tvåstödsbalkar. Den fortsatta framställningen avser sådana fackverk. Fackverk för stabilisering av byggnader behandlas i avsnitt 12.2 Vindfackverk.

Fackverkskonstruktioner har en rad fördelar framför massiva konstruktioner:

- Högt materialutnyttjande bidrar till god ekonomi
- Stor frihet i formgivningen
- Kan lätt delas upp i mindre transportenheter
- Låg vikt ger enkel hantering i fabrik och på byggplatsen samt låga transportkostnader

7.1 Geometri

Träfackverk för små spännvidder har som regel triangelform, stänger av konstruktionsvirke och knutpunkter av spikplåtar. Vid större spännvidder är däremot limträ det dominerande materialet. En vanlig limträkonstruktion, som egentligen är att betrakta som ett enkelt fackverk är treledstakstolen. Denna behandlas i ett särskilt kapitel: 8. Treledstakstolar. Annars utformas limträfackverk oftast som parallellfackverk även om andra former också förekommer, t ex trapets- eller bågformade fackverk, se figur 7.1.

Överramen följer som regel takformen, medan underramens form bestäms bl a av krav på fri höjd i lokalen, erforderlig konstruktionshöjd, arkitektens önskemål och i någon mån av utformningen hos ett eventuellt undertak. Mellan över- och underram anordnas livstänger (vertikaler och/eller diagonaler) så att ett system av slutna trianglar bildas. Fackverket blir då geometriskt stabilt. Det är dessutom statiskt bestämt, dvs stångkrafterna kan beräknas med jämviktsekvationer, om antalet stänger (n) uppfyller villkoret:

$$n = 2m - r \quad (7.1)$$

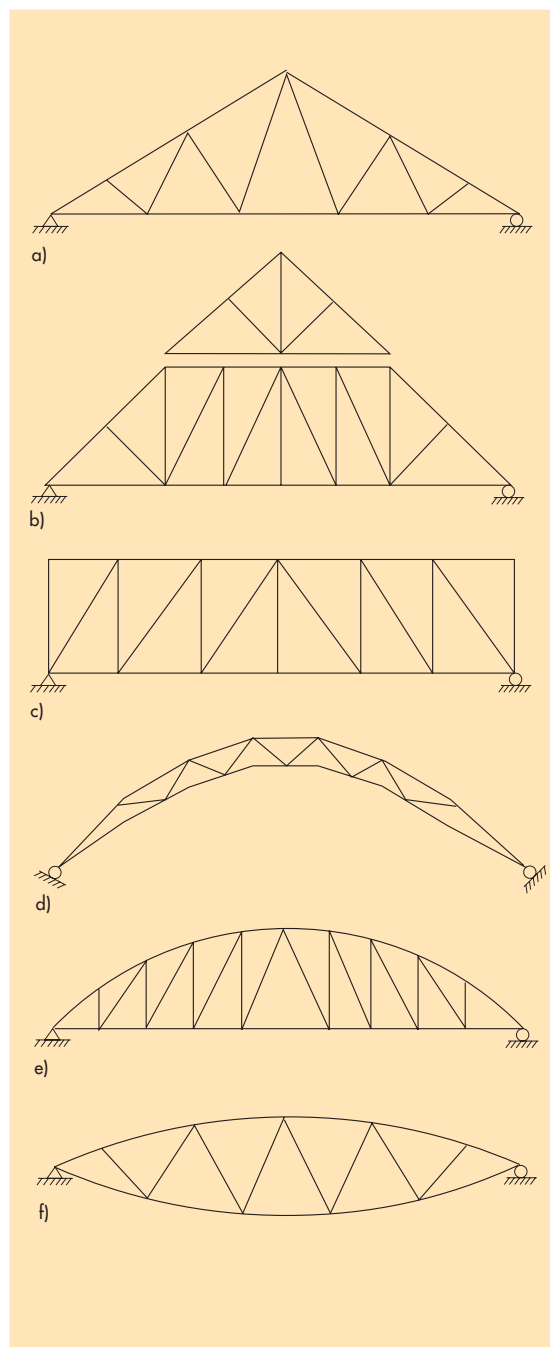
där m = antalet knutpunkter

r = antalet yttre upplagsreaktioner.

För en fritt upplagd tvåstödsbalk, belastad med horisontella och vertikala laster, gäller $r = 3$ och villkoret kan skrivas:

$$n = 2m - 3$$

Om antalet stänger är större, är fackverket statiskt obestämt och stångkrafterna måste då beräknas med hänsyn till såväl jämvikt- som deformationsvillkor. Är stängernas antal mindre, är fackverket geometriskt instabilt och oanvändbart som bärverk.



Figur 7.1

Olíka typer av fackverk

a) Sadeltakstol

b) D:o uppdelad i transportenheter

c) Parallellfackverk

d) Tvåledsbåge

e) Parabelfackverk

f) Båtformat fackverk

Diagonalerna anordnas i övrigt så att:

- knutpunkterna om möjligt sammanfaller med de yttre lasternas angreppspunkter, varigenom moment i överramstängerna kan undvikas,
- förekommande installationer, t ex ventilations-trummor, kan passera,
- fackverket får ett harmoniskt utseende (t ex symmetriskt, samma lutning på diagonalerna),
- tryckta stänger blir så korta som möjligt, varigenom avsträvning av dessa kan undvikas,
- fackverket kan delas upp i lämpliga transportenheter.

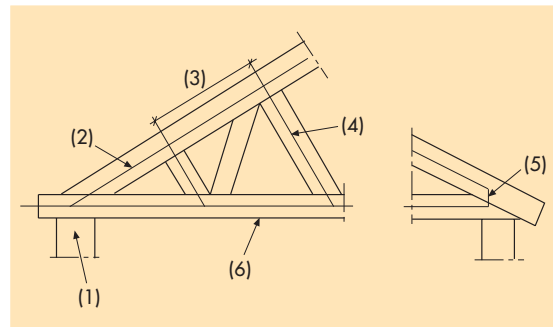
Konstruktionshöjden bör inte vara alltför pressad, ca 1/12-del av spännvidden är lämpligt vid parallellfackverk för att inte stångkrafterna skall bli besvärande stora.

7.2 Beräkning av stångkrafter

Träfackverk kan beräknas som elastiska ramkonstruktioner. Stångernas och förbindningarnas styvhet och deformationer skall därvid beaktas, liksom inverkan av excentriciteter i knutpunkter och vid upplag. Beräkningen genomförs enklast med hjälp av dator.

Följande riktlinjer bör ligga till grund för val av beräkningsmodell:

- Såvida inte en mer generell modell används skall fackverket beräknas som ett system av balkelement placerade längs systemlinjer och sammanfogade i knutpunkter, t ex enligt figur 7.2.
- Systemlinjerna skall överallt ligga inom stångernas tvärsnitt. I de yttre stängerna, normalt över- och underramstängerna, skall systemlinjerna sammanfalla med stångernas tyngdpunktslinjer.
- Fiktiva stänger får användas för att modellera excentiska anslutningar eller upplag, se figur 7.2. Riktningen hos en fiktiv stång bör, så



Figur 7.2

Exempel på statisk modell av fackverk: (1) Upplag; (2) Systemlinje; (3) Facklängd; (4) Inre stång; (5) Fiktiv stång; (6) Yttre stång;

långt det är möjligt, sammanfalla med kraftriktningen. Fiktiva stänger skall antas ha samma styvhet som anslutande stänger.

- Vid beräkningen får man bortse från inverkan av icke-linjärt beteende (knäckning) hos tryckta stänger, om man i stället beaktar detta vid dimensionering av den enskilda stången.

7.3 Dimensionering av stänger

Om fackverket enbart belastas i knutpunkterna, t ex av takåsar, kan stängerna som regel dimensioneras med hänsyn enbart till normalkrafter och eventuella excentricitetsmoment. Ramstänger som belastas mellan knutpunkterna skall även dimensioneras för moment.

Fackverksstängerna kan utföras enkla eller sammansatta. Dubbla över- och underramstänger kombineras ofta med enkla diagonaler. Tryckta stänger av limträ kombineras ibland med drag-na stålstänger, jämför t ex avsnitt 8.2.

Dragna stänger skall dimensioneras med hänsyn till tvärsnittsreduktion på grund av skruvhål och liknande. Ofta blir utrymmeskrav för knutpunktens träförband avgörande för stångens tvärsnittsmått.

Tryckta stänger skall dimensioneras enligt kapitel 5, med hänsyn till risken för knäckning

såväl i fackverkets plan som ut ur planet. Normalt sätter man knäcklängden lika med avståndet mellan två intilliggande inflexionspunkter. För stänger mellan ledade knutpunkter och för kontinuerliga stänger utan transversell belastning innebär detta att knäcklängden blir lika med avståndet mellan angränsande knutpunkter. För att minska knäcklängden kan man vid behov sträva av stängerna i eller tvärs fackverkets plan. Överramstängerna är ofta naturligt avsträva i sidled, t ex av åsar eller takpanel.

7.4 Knutpunkter

Knutpunkterna utförs i allmänhet med skruvförband och mellanläggsbrickor. Undantagsvis förekommer också limmade knutpunkter. Vid stora spännvidder är stångkrafterna ofta så stora att kraftöverföringen i knutpunkterna bäst sker via knutplåtar av stål. Figur 7.3 visar ett exempel på knutpunkt med inslitsade plåtar och dymlingar av stål. Systemet har med framgång använts i Norge, t ex vid Olympiahallarna i Hamar och Lillehammer och vid Gardermoen flygterminal utanför Oslo.

7.5 Nedböjning och överhöjning

Förbandens eftergivlighet medför att fackverk får relativt stora nedböjningar jämfört med massiva konstruktioner. De bör därför alltid tillverkas med överhöjning (både över- och underramsstänger), ungefär $l/150$ vid $l/h = 12$ och $l/200$ vid $l/h = 10$.

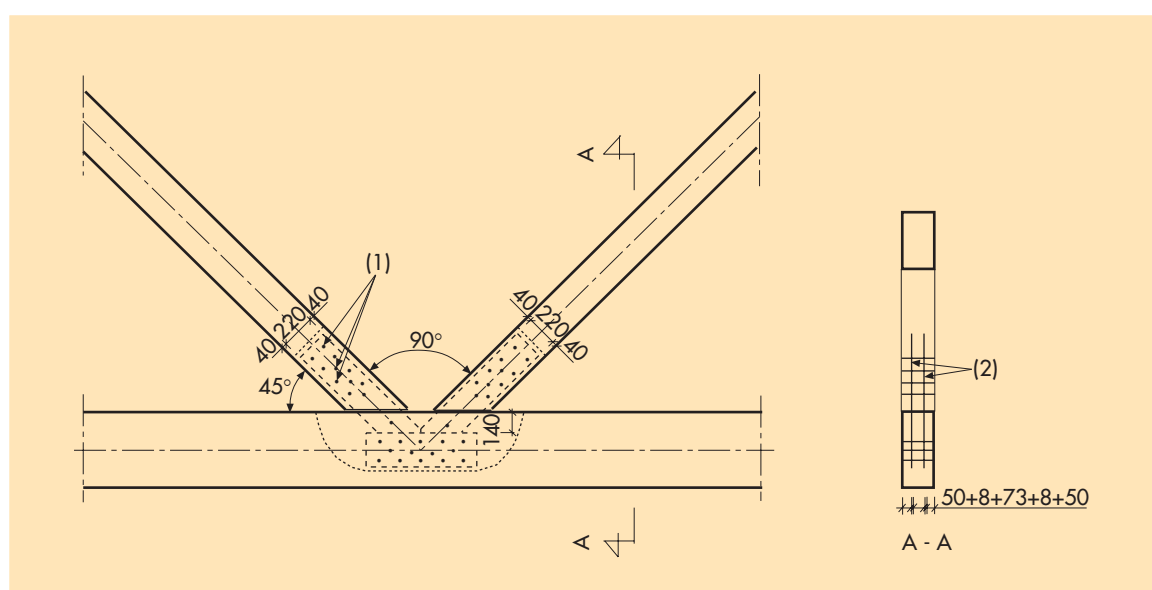
En uppskattning av nedböjningen hos ett parallellfackverk, utan hänsyn till inverkan av förbandens deformationer, får man genom att beräkna nedböjningen för en massiv balk med tröghetsmomentet:

$$I = \sum A_i \cdot a_i^2 \quad (7.2)$$

där A_i = ramstängernas tvärsnittsarea

a_i = avståndet mellan ramstångens och fackverkets tyngdpunktslinjer.

Den verkliga nedböjningen är emellertid väsentligt större. En noggrann beräkning kan göras med hjälp av dataprogram.



Figur 7.3
Exempel på utformning av knutpunkt i fackverk med stor spännvidd: (1) 12 mm ståldymlingar; (2) Inslitsade stålplåtar.

8. Treledstakstolar

8.1 Treledstakstol med enkla takbalkar 99

8.1.1 Snittkrafter och upplagsreaktioner 99

8.1.2 Deformationer 100

8.1.3 Säkerhet mot lyftning 100

8.2 Treledstakstol med underspända takbalkar 102

8.3 Dimensioneringsdiagram 103

Lösdriftsstell, Rödånäs Gård, Rödåsel.
Konstruktör: Martinsons Trä AB.

Foto: Gösta Wendelius

8. Treledstakstolar

Treledstakstolar utförs vanligen som ett s k spännverk med högben av raka limträelement och dragband av limträ eller stål och används för spännvidder där takstolar av vanligt virke inte räcker till. Takkonstruktionen kan utföras som åstak med vanligen 6 - 8 m c-avstånd mellan takstolarna. Överramarna kan utföras underspända för att optimera materialutnyttjandet. Taklutningen för treledstakstolar bör vara mellan 14 och 30 grader och spännvidden mellan 15 och 40 m. Underspända takstolar kan dock spännas betydligt mer, 50 m eller längre.

8.1 Treledstakstol med enkla takbalkar

Konstruktionen består av två raka limträbalkar, lutade mot varandra och ledat sammankopplade inocken. Fotändarna är sinsemellan förenade med ett dragband eller ledat infästade i oförskjutbara fundament. Taklutningen bör, med hänsyn till horisontalkrafternas storlek och till rörelser i nock och vid upplagen, inte underskrida 14° .

Limträbalkarna dimensioneras som strävor utsatta för tryck och böjning enligt avsnitt 5.2 varvid risken för knäckning och/eller vippning beaktas. I allmänhet kan vippning och utknäckning i takplanet anses förhindrad av åsar, takpanel eller andra sekundärkonstruktioner vilka i så fall måste dimensioneras för uppträdande stagkrafter, se kapitel 12. Vid knäckning vinkelrätt mot takplanet är knäcklängden

$$l_c = 0,5 l / \cos \alpha.$$

Vid nock och upplag kontrolleras skjuvpåkänningar och lokalt tryck varvid observeras att kraften angriper i sned vinkel mot fibrerna, se avsnitt 4.3.

Dragbandet kan vid spännvidder upp till 25 m utföras av limträ men som regel är det av stål. I uppvärmda lokaler (över $+5^\circ\text{C}$) kan man använda höghållfast stål, t ex Dywidag. Ofta är dock möjligheterna att utnyttja den höga hållfastheten begränsade av de deformationer som dragbandets töjning ger upphov till.

Anslutningen mot limträbalkarna utformas med hänsyn till att kraften angriper i sned vinkel mot fibrerna.

Nockbeslaget utformas som momentfri led och dimensioneras för maximal horisontell tryckkraft. Denna är lika stor och motriktad kraften i dragbandet. Vid lastkombinationer där den yttre lasten är olika stor på de båda takfallen, uppträder också en tvärkraft i nocken. Enligt flertalet lastnormer är detta aktuellt endast vid taklutningar större än 15° . Det är dock lämpligt att

alltid dimensionera nockbeslaget så att viss tvärkraft kan överföras, t ex motsvarande halv, ensidig snölast vilket kan förekomma i samband med snöskottning.

8.1.1 Snittkrafter och upplagsreaktioner

Vid jämnt fördelad, nedåtriktad belastning och med beteckningar enligt figur 8.1 kan man beräkna uppträdande reaktions- och snittkrafter med hjälp av följande uttryck:

$$\text{Vertikal upplagsreaktion} \quad R_1 = \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (8.1)$$

$$R_2 = \frac{(q_1 + 3q_2) \cdot l}{8} \quad (8.2)$$

$$\text{Kraft i dragbandet} \quad H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 f} \quad (8.3)$$

$$\text{Max moment i takbalken} \quad M = \frac{q_1 l^2}{32} \quad (8.4)$$

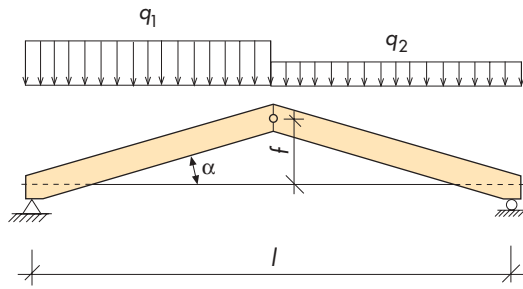
$$\text{Tillhörande normalkraft} \quad N_1 = -\frac{(q_1 + q_2) \cdot l}{8 \sin \alpha} \quad (8.5)$$

$$\text{Max normalkraft i balken} \quad N_2 = N_1 = \frac{q_1 l}{4} \sin \alpha \quad (8.6)$$

$$\text{Max tvärkraft i balken} \quad V_1 = \frac{q_1 l}{4} \cos \alpha \quad (8.7)$$

$$\text{Tvärkraft i nock (vertikal)} \quad V_2 = -\frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (8.8)$$

Vid jämnt fördelad, uppåtriktad belastning med olika intensitet på de båda takfallen enligt figur 8.2, t ex vid vindsug, kan man beräkna uppträdande reaktions- och snittkrafter med hjälp av



Figur 8.1
Treledstakstol med enkla takbalkar och dragband.
Nedåtriktad last.

nedanstående uttryck:

Vertikal (nedåtriktad) upplagsreaktion

$$R_1 = \frac{(3w_1 + w_2) \cdot l}{8} - \frac{(w_1 - w_2) \cdot l}{8} \tan^2 \alpha \quad (8.9)$$

$$R_2 = \frac{(w_1 + 3w_2) \cdot l}{8} + \frac{(w_1 - w_2) \cdot l}{8} \tan^2 \alpha \quad (8.10)$$

Den horisontella upplagsreaktionen fördelas lika på båda upplagen:

$$H_1 = H_2 = \frac{(w_1 - w_2) \cdot f}{2} \quad (8.11)$$

(Tryck)kraften i dragbandet blir då:

$$H = \frac{w_1 + w_2}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} (1 - \tan^2 \alpha) \quad (8.12)$$

Max moment i takbalk:

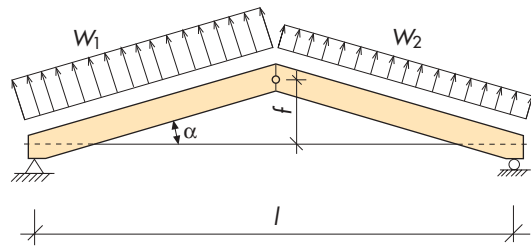
$$M = -\frac{w_1 l^2}{32 \cos^2 \alpha} \quad (8.13)$$

Normalkraft i takbalk:

$$N = R_1 \sin \alpha + (H - H_1) \cos \alpha \quad (8.14)$$

Max tvärkraft i takbalk:

$$V = R_1 \cos \alpha - (H - H_1) \sin \alpha \quad (8.15)$$



Figur 8.2
Treledstakstol med enkla takbalkar och dragband.
Uppåtriktad last.

8.1.2 Deformationer

Vid jämnt fördelad, nedåtriktad belastning enligt figur 8.1 kan man beräkna vertikal sjunkning inock med hjälp av uttrycket:

$$w = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \tan^2 \alpha (E \cdot A)_{balk}} \left(\frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{(E \cdot A)_{balk}}{(E \cdot A)_{dragband}} \right) \quad (8.16)$$

Om upplagen är oeftergivliga blir den andra termen inom parentes noll.

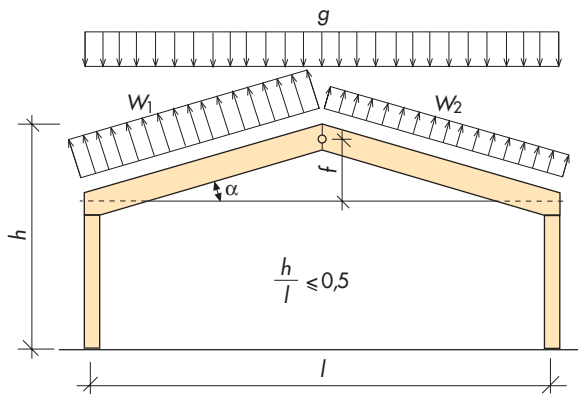
8.1.3 Säkerhet mot lyftning

Treledstakstolar med dragband skall kontrolleras mot lyftning, t ex på grund av vindsug. Eftersom dragbandet som regel inte kan ta upp tryckkrafter fungerar konstruktionen som avsedd endast för lastkombinationer som ger dragning i detta, dvs

$$\Sigma H \geq 0$$

Om villkoret ovan inte är uppfyllt måste den (inåtriktade) horisontella upplagsreaktionen tas upp på annat sätt, t ex i vindfackverk, takskiva eller liknande.

Alternativt kan dragbandet, åtminstone om det utförs av trä, avstyvas i sidled så att före-



Figur 8.3
Beräkningsexempel. Beteckningar.

kommande tryckkrafter kan tas upp. Avstyvning-
en kan t ex kombineras med undertaket om så-
dant finns.

Takstolen kan också utformas med moment-
styvnock t ex genom en högt placerad hanbjäl-
ke. Konstruktionen blir då statiskt obestäm-
d och de ovan angivna uttrycken för beräkning av snitt-
krafter och upplagsreaktioner gäller inte.

Exempel 8.1

Genom att utveckla villkoret $\Sigma H \geq 0$ kan man
härleda ett generellt uttryck för erforderlig egen-
tyngd hos treledstakstolar med dragband vid oli-
ka vindlast.

Lastkombinationen egentynad och vindsug en-
ligt figur 8.3 undersöks varvid partialkoefficien-
terna betecknas:

$\gamma_{f,g}$ för egentynad, respektive

$\gamma_{f,w}$ för vindlast

Dimensioneringsvärdet för kraften i dragbandet
blir då enligt ekvation (8.3) och (8.12) och med
 g = konstruktionens egentynad:

$$\Sigma H = \gamma_{f,g} \frac{g \cdot l^2}{8f} - \gamma_{f,w} \frac{w_1 + w_2}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} (1 - \tan^2 \alpha)$$

Enligt ovan skall villkoret $\Sigma H \geq 0$ vara uppfyllt,
varav:

$$g \geq \frac{\gamma_{f,w}}{\gamma_{f,g}} \cdot \frac{w_1 + w_2}{2} \cdot (1 - \tan^2 \alpha) \quad (8.17)$$

Exempel 8.2

Bestäm, med hjälp av det i föregående exempel
härledda uttrycket (8.17), erforderlig egentynad
hos en takkonstruktion med dragbandstakstolar
under följande förutsättningar:

- Taklutning 14°
- Vindlastens karakteristiska hastighetstryck
 $q_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Partialkoefficienternas värden är 0,85 ($\gamma_{f,g}$)
respektive 1,3 ($\gamma_{f,w}$)
- Formfaktorn för utvändig vindlast på taket är
- 0,2 (lovart, sug) respektive - 0,4 (läsida, sug)
- Formfaktorn för invändig vindlast på taket är
0,2 (tryck) på såväl lovart- som läsida.
- Inverkan av randeffekter vid takfot ochnock
kan försummas i detta sammanhang.

Vindlasterna på takfallen blir därmed:

$$w_1 = (\mu_{inv} + \mu_{utv}) q_k = (0,2 + 0,4) 0,6 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_2 = (\mu_{inv} + \mu_{utv}) q_k = (0,2 + 0,2) 0,6 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{w_1 + w_2}{2} = \frac{0,36 + 0,24}{2} = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

Villkoret (8.17) ger då:

$$g \geq \frac{1,3}{0,85} \cdot 0,30 \cdot (1 - \tan^2 \alpha) = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

Som jämförelse kan nämnas att ett isolerat plåt-
tak på limträåsar har egentynaden 0,35 - 0,45
 kN/m^2 .

8.2 Treledstakstol med underspända takbalkar

Vid stora spännvidder (>30 m) kan takbalkarna i en treledstakstol med fördel utföras underspända, enligt figur 8.4. Momentet i takbalkarna reduceras därvid genom införande av ett eller flera elastiska mellanstöd, medan normalkraften ökar i motsvarande grad. Konstruktionen kan, till skillnad från den enkla treledstakstolen, utformas med mindre taklutning än 14° om bara vinkeln α mellan dragband och takbalk vid upplag är större än 14° , se figur 8.4.

Snittkrafterna i takstolen beräknas som för ett vanligt fackverk, se kapitel 7. Hänsyn bör därvid tas till dragstängernas längdändring på grund av last och temperaturpåverkan liksom till uppträdande deformationer i knutpunkterna. Beräkningarna utförs normalt med hjälp av dator.

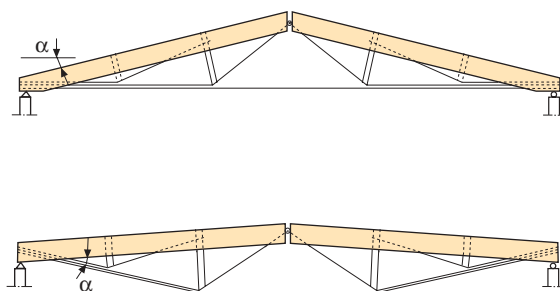
Balkarna dimensioneras för samtidigt verkan- de tryck och böjning. Risken för vippning och för knäckning vertikalt eller i sidled beaktas enligt avsnitt 5.2.

Trycksträvorna dimensioneras enligt avsnitt 5.1.

Särskild uppmärksamhet måste ägnas risken för utknäckning i sidled. Infästningen i takbalkarna bör av den anledningen utföras momentstyv. Eventuellt sidostagas den undre knutpunkten.

Dragstängerna bör anordnas så att knutpunkterna får en enkel och ändamålsenlig utformning, t ex genom att man väljer lämpligt antal rundstänger och vid varje trycksträva bockar upp en eller flera stänger mot nästa knutpunkt i överramsstängen. Höghållfast stål kan användas i vissa fall.

Nockens nedsjunkning kan uppskattas med



Figur 8.4
Treledstakstolar med underspända takbalkar.

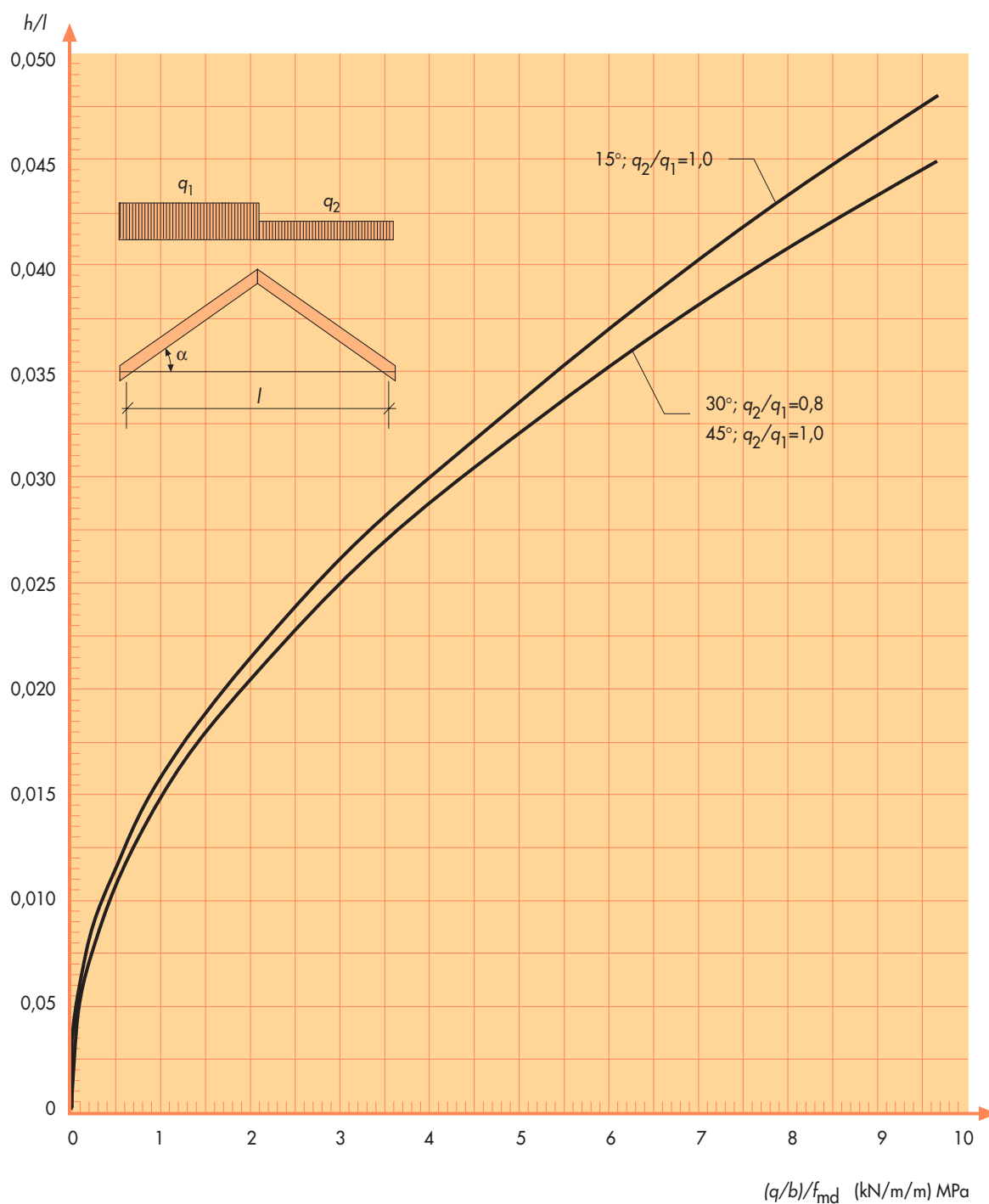
hjälp av formel 8.16 för treledstakstol med enkla takbalkar. Därvid sätter man in arean för det dragband som förenar upplagspunkterna.

8.3 Dimensioneringsdiagram

Dimensionering av treledstakstol kan ske med hjälp av diagram i figur 8.5 på motsående sida.

Ingångsvärdet i diagrammet $(q/b)/f_{md}$ får man genom att beräkna lasten per löpmeter balk (kN/m) och dividera detta värde med balkbredden (m) och med det dimensionerande värdet på böjhållfastheten (MPa) vid aktuellt lastfall. Detta bestäms med hänsyn till klimatklass, lastvaraktighet och säkerhetsklass enligt de normer som gäller i det enskilda fallet. Se t ex Bilaga 2.

Diagrammet baseras på förutsättningen att förhållandet mellan dimensionerande värden på böjhållfasthet och tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen är 1,1 och att förhållandet mellan dimensionerande värden på elasticitetsmodulen vid böjning och tryckhållfastheten parallellt fiberriktningen är 370.



Figur 8.5

Diagram för dimensionering av treledstakstol med hänsyn till bärförmåga. Takbalkarna förutsätts förhindrade att vippa eller knäcka ut i sidled. Förutsättning: $f_{md}/f_{cd} = 1,1$ och $E_{md}/f_{cd} = 370$.

9. Ramar

9.1 Dimensionering av treledsram 107

9.1.1 Snittkrafter och upplagsreaktioner 108

9.1.2 Preliminär dimensionering 108

9.1.3 Stabilitetskontroll 109

9.2 Utformning av ramhörn 110

9.2.1 Krökt ramhörn 110

9.2.2 Fingerskarvat ramhörn 110

9.2.3 Skruvat ramhörn 111

9.2.4 Hörn i sammansatta ramar 112

9. Ramar

Ramkonstruktioner av trä utförs i dag nästa undantagslöst i limträ. Ramhörnet kan därvid antingen utföras krökt med genomgående lameller, fingerskarvat, skruvat, med ståldymplingar och inslitsade plåtar eller sammansatt, se figur 9.1. Ramformen bör så långt funktionella och estetiska krav medger följa huvudlastens trycklinje. Krökta eller sammansatta ramhörn uppfyller lättast detta önskemål och är därför de former som bäst lämpar sig för stora spännvidder. Taklutningen bör med hänsyn bl a tillnockpartiets nedsjunkning inte understiga 14 grader.

Tredledsramen lämpar sig för spännvidder upp till 30-40 m. Vid större spann blir ramhalvorna för stora att transportera i ett stycke. Förbindningslinjen mellan nock och anfang bör således inte överskrida 30 m, och vinkelräta avståndet mellan denna linje och ramhörnets ytterkant bör inte vara större än 4 à 5 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 byggplatsen. Skarvarna förläggs lämpligen till delar av konstruktionen med små moment. Momentstyva skarvar kräver ett mer komplicerat utförande än leder och betingar därför ett högre pris. De är dessutom ofta iögonenfallande på ett mindre önskvärt sätt. Ramdelarna blir i gengäld mindre än vid motsvarande treledsram och därmed enklare att transportera.

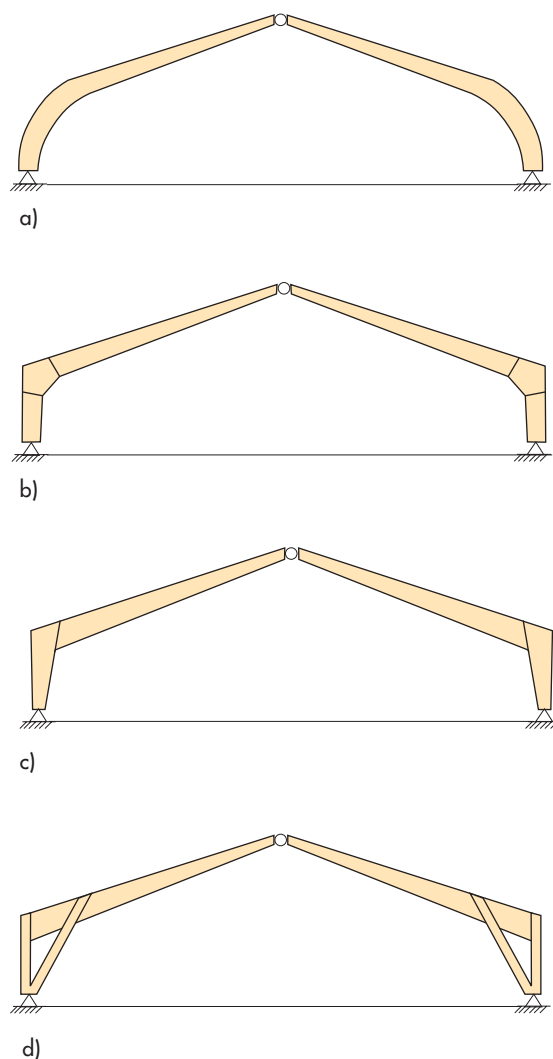
Noll- eller enledsramar av trä används i allmänhet inte som bärande konstruktioner.

9.1 Dimensionering av treledsram

Treledsramen är den ojämförligt vanligaste ramtypen. Den 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. Undergrunden utsätts då huvudsakligen för vertikal belastning.

I normalutförandet, med taklutningar omkring 15° , är lastfallet egentynad och snö samt eventuella punktlaster från telferbanor och liknande som regel dimensionerande. Vid höga takresningar, t ex i samband med kyrkor eller vissa typer av lagerbyggnader, kan däremot lastkombinationer med vind vara avgörande.

Beräkning av böjdeformationer utförs enklast med hjälp av dator och något av de beräkningsprogram för träkonstruktioner som finns på marknaden.



Figur 9.1
Exempel på utformning av tredledsramar. a) Ram med krökt ramhörn. b) Ram med fingerskarvat ramhörn. c) Ram med skruvat ramhörn. d) Sammansatt ram.

9.1.1 Snittkrafter och upplagsreaktioner

Treledsramen är statiskt bestämd och snittkrafterna kan därför beräknas med jämviktsekvationer. Den geometriska formen medför dock ofta rätt omfattande beräkningsarbete som med fördel kan utföras med hjälp av dator.

Vid jämnt fördelad, oliksidig belastning kan uppträdande reaktions- och snittkrafter för en treledsram enligt figur 9.2 beräknas med hjälp av följande uttryck (jämför ekvation (8.1)–(8.3)):

$$\text{Vertikal upplagsreaktion} \quad R_A = \frac{(3q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (9.1)$$

$$R_C = \frac{(q_1 + 3q_2) \cdot l}{8} \quad (9.2)$$

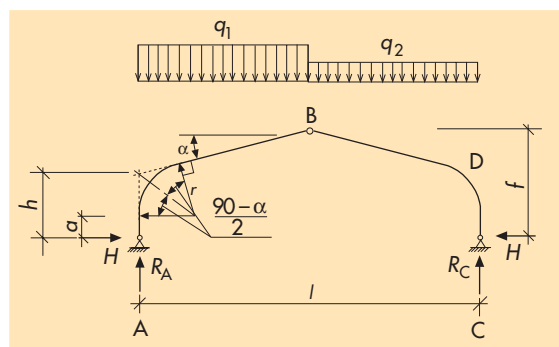
$$\text{Horisontell upplagsreaktion} \quad H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16f} \quad (9.3)$$

Max moment i ramhörn

$$M_D = H \cdot a + (N - R_C) \cdot r + \frac{q_2 r^2}{2} \left(1 - \frac{R_C}{N}\right)^2 \quad (9.4)$$

$$\text{Tillhörande normalkraft} \quad N \approx \sqrt{R_C^2 + H^2} \quad (9.5)$$

$$\text{Tvärkraft inock (vertikal)} \quad V_B = -\frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (9.6)$$



Figur 9.2
Treledsram med krökt ramhörn. Beteckningar.

9.1.2 Preliminär dimensionering

En preliminär, överslagsmässig dimensionering kan ske enligt följande beräkningsgång:

1. Bestäm ramens huvudmått och dimensioneringsvärden för aktuella laster och klimatförhållanden.

2. Skissa ramens ungefärliga medellinje med ledning av följande erfarenhetsmässiga uppgifter:

- tvärsnittshöjd i ramhörn $h_r \approx h/15 + l/30$
 - tvärsnittshöjd vid ramfoten $h_f \approx 0,7 h_r$
 - tvärsnittshöjd i nock $h_n \approx 0,3 h_r \geq 250 \text{ mm}$
 - krökningsradie i ramhörn $r_m \geq 170 t$
- där t är lamelltjockleken.

3. Beräkna snittkrafter vid anfang och nock för olika lastkombinationer.

4. Bestäm erforderligt tvärsnitt vid anfangen med hänsyn till maximal normalkraft eller maximal tvärkraft.

5. Bestäm erforderligt tvärsnitt i nock efter samma kriterier som vid anfangen. Nockbeslagets utformning kan också påverka tvärmåtten.

6. Korrigera skissen från punkt 2 och bestäm snittkrafter i ramhörn för olika lastkombinationer.

7. Bestäm erforderliga tvärmått i ramhörn med hänsyn till stabilitet och detaljutformning enligt anvisningarna under 9.2.

8. Kontrollera rambalken för tryck och samtidig böjning i fält enligt avsnitt 5.2. Normalt varierar tvärsnittshöjden rätlinjigt från nock till ramhörn, varför dimensionerande snitt inte sammanfaller med snittet för maximalt fältmoment. I regel räcker det att kontrollera ett par på försök valda snitt.

9.1.3 Stabilitetskontroll

Risken för knäckning i ramplanet eller rymd-knäckning (vippning) beaktas på motsvarande sätt som vid tvärbelastad pelare enligt avsnitt 5.2.

Dimensioneringskriteriet skrivs:

$$\frac{\sigma_c}{k_c f_c} + \frac{\sigma_m}{k_{crit} f_m} \leq k_r \quad (9.7)$$

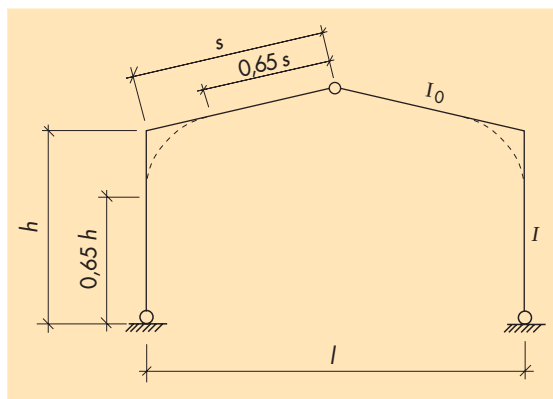
där reduktionsfaktorn k_c bestäms med hänsyn till risken för plan knäckning i eller vinkelrätt ramplanet, beroende på vilket som är farligast. k_{crit} bestäms med hänsyn till vippningsrisken enligt avsnitt 4.2 och k_r med hänsyn till lamellkrökningen enligt avsnitt 4.7.

Vid knäckning i ramplanet kan reduktionsfaktorn k_c bestämmas som för centriskt tryckt sträva enligt avsnitt 5.1, varvid slankhetstalet med för normala förhållanden tillräcklig noggrannhet kan beräknas med utgångspunkt från en fiktiv knäcklängd:

$$l_c = h \sqrt{4 + 1,6 \cdot c} \quad (9.8)$$

där $c = \frac{I}{I_0} \cdot \frac{2s}{h}$

Tröghetsmomenten I och I_0 bestäms på avstånd 0,65h och 0,65s från anfang resp nock, se figur 9.3. Uttrycket, som återfinns bl a i tyska tränormen, kan användas även för tvåledsramar.



Figur 9.3
Fiktiv knäcklängd för ramar. Beteckningar.

9.2 Utformning av ramhörn

9.2.1 Krökt ramhörn

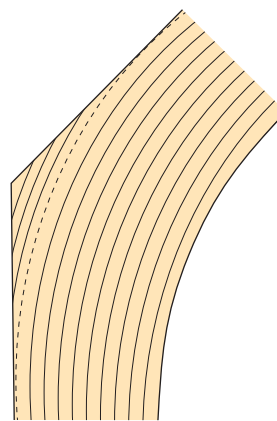
Krökta ramhörn utformas normalt med konstant tvärsnitt och lös påsalning av ytterhörnnet enligt figur 9.1a. Vid höga krav på utseendet, t ex i samband med kyrkor, kan dock fullt utlimmade hörnpartier enligt figur 9.4 förekomma. Hörnkilen (utanför den streckade linjen i figuren) kan därvid vara antingen statistiskt samverkande med tvärsnitt i övrigt eller löst påspikat. Radiella (tvärdrag-) spänningar kontrolleras vid lastfall som ger positiva moment (dragen innerkant) i ramhörnnet – vanligtvis kombinationer med vindlast. Uppträdande spänningar beräknas och kontrolleras enligt anvisningar i avsnitt 6.3, varvid ett utlimmat ramhörn kan behandlas som en bumerangbalk.

9.2.2 Fingerskarvat ramhörn

Fingerskarvade ramhörn utformas vanligen med mellanstycke enligt figur 9.5. Vinkeln mellan kraft- och fiberriktning i skarvsnittet begränsas därigenom vilket påverkar ramhörnets bärförmåga gynnsamt. Lamellriktningen bör vara parallell med ramens utsida.

Skarvsnittet kontrolleras enligt följande, empiriskt grundade förfarande:

- Moment M_{skarv} och normalkraft N_{skarv} vinkelrätt mot skarvsnittet beräknas i vardera skarvens centrum



Figur 9.4
Krökt ramhörn med fullt utlimmat hörnparti.

- Effektiv tvärsnittsarea och effektivt böjmotstånd i skarvsnitten beräknas. Med beteckningar enl figur 9.5 gäller följande uttryck:

$$A_{skarv} = \frac{bh}{\cos \beta} \left(1 - \frac{t}{f} \right) \quad (9.9)$$

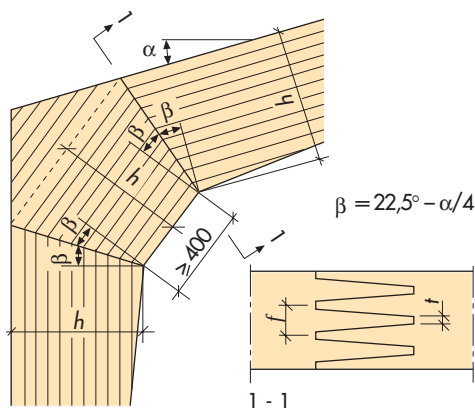
$$W_{skarv} = \frac{bh^2}{\cos^2 \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f} \right) \quad (9.10)$$

där t = skarvprofilens spetsbredd

f = skarvprofilens fingerdelning

- Dimensioneringsvärdet $f_{c,\alpha}$ på tryckhållfastheten bestäms med hänsyn till vinkeln (mellan normalkraft och fiberriktning enligt avsnitt 4.3 och med utgångspunkt från de värden som gäller för virket i ytterlamellerna utan reduktion för kontakttryck ändträ-ändträ. Dimensioneringsvärdet skall inte reduceras med hänsyn till risk för knäckning eller vippning.
- Vid lastkombinationer som ger tryckspänningar i ramhörnets insida gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\frac{N_{skarv}}{A_{skarv}} + \frac{M_{skarv}}{W_{skarv}} \leq f_{c,\alpha} \quad (9.11)$$



Figur 9.5
Fingerskarvat ramhorn med mellanstycke. Snitt genom fingerskarv.

- Vid lastkombinationer som ger dragspänningar i ramhörnets insida, vanligtvis kombinationer med vindlast, gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\frac{N_{skarv}}{A_{skarv}} + \frac{M_{skarv}}{W_{skarv}} \leq k_{\alpha} \cdot f_{c,\alpha} \quad (9.12)$$

där faktorn k_{α} är beroende av vinkeln β mellan normalkraft och fiberriktning i skarvsnittet.

För:

$$\beta \leq 11,25^{\circ} \text{ är } k_{\alpha} = 0,333$$

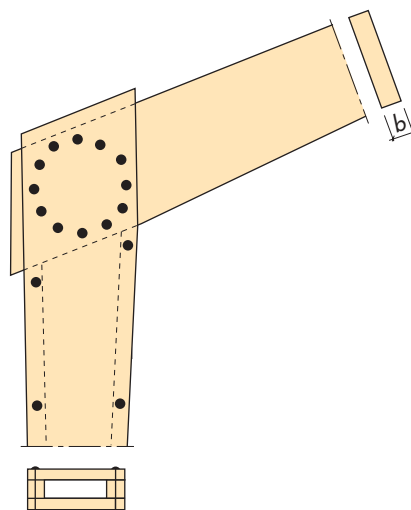
$$11,25^{\circ} < \beta < 18,75^{\circ} \quad k_{\alpha} = 0,533 - 0,0178\beta$$

$$18,75^{\circ} \leq \beta \leq 22,5^{\circ} \quad k_{\alpha} = 0,200$$

9.2.3 Skruvat ramhorn

Skruvade ramhorn utförs normalt med dubbla ramben enligt figur 9.6. Risken för vippning kan med detta utförande anses eliminerad. Alternativt kan ramhornet utföras med enkla ramben och utanpåliggande knutplåtar av stål. Vippningsrisken skall i detta fall kontrolleras. Ramben och rambalk görs lämpligen lika höga, medan vardera delen av rambenet ges bredden 0,6–0,7 ggr rambalkens.

Skruvorna anordnas med iakttagande av gäl-



Figur 9.6
Skruvat ramhorn.

lande norms föreskrifter om minsta centrumavstånd. För att öka styvhet och bärförmåga hos ramhörnet kan skruvarna kombineras med mellanläggsbrickor.

Skruv utan mellanläggsbrickor kan bytas ut mot dymlingar av stål, som normalt är billigare och enklare att montera. Dock bör minst fyra skruvar alltid ingå i förbandet.

Bärförmågan beräknas under antagandet att alla förbandsdelar har samma styvhet. Snittkrafterna i förbandets centrum beräknas och fördelas med hjälp av följande uttryck, se figur 9.7:

$$F_{i,x} = \frac{H}{n} + \frac{M}{I} y_i \quad (9.13)$$

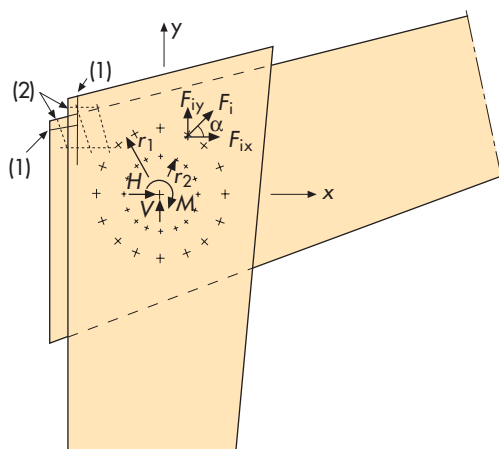
$$F_{i,y} = \frac{V}{n} + \frac{M}{I} x_i \quad (9.14)$$

där $I = \Sigma(x_i^2 + y_i^2)$ är förbandsdelarnas polära tröghetsmoment med avseende på förbandets centrum.

Den resulterande kraften i respektive skruv blir:

$$F_i = \sqrt{F_{i,x}^2 + F_{i,y}^2} \quad (9.15)$$

med riktningen $\alpha = \arctan(F_{i,y}/F_{i,x})$



Figur 9.7
Skruvat ramhörn. Beteckningar.
(1) Spricka; (2) Förstärkning med träskruv.

Bärförmågan för enskild skruv bestäms med hänsyn till aktuell vinkel mellan kraft- och fiberriktning.

Skruvorna kan med fördel anordnas i koncentriskt cirklar enligt figur 9.6 och 9.7. Fler än två cirklar rekommenderas dock inte. Dimensioneringsvärdet för skruvar i den inre cirkeln bör reduceras med 15 %.

Utförda provningar visar att skjuvpåkänningarna i ramhörnet ofta är avgörande för bärförmågan. Erforderliga kontroller kan begränsas till att påvisa att:

$$\tau = \frac{1,5V}{A} \leq f_v \quad (9.16)$$

där

$$V = \frac{M}{\pi} \cdot \frac{n_1 r_1 + n_2 r_2}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2} - \frac{V_{balk}}{2} \text{ för rambalk} \quad (9.17)$$

$$V = \frac{M}{\pi} \cdot \frac{n_1 r_1 + n_2 r_2}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2} - \frac{V_{ben}}{2} \text{ för ramben} \quad (9.18)$$

A = tvärsnittsarean för rambalk respektive ramben (obs! dubbla ramben) i snittet genom skruvförbandets tyngdpunkt

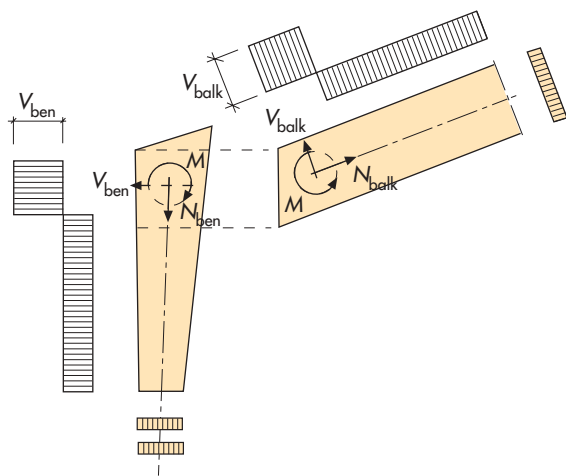
n_1, n_2 = antal skruv i yttre resp inre cirkeln

r_1, r_2 = radien i yttre resp inre cirkeln

V_{balk} respektive V_{ben} avser den tvärkraft som i snittet genom skruvförbandets tyngdpunkt verkar på rambalk respektive ramben, se figur 9.8.

Provningarna visar också att en vanlig brottorsak vid positiva moment, i synnerhet vid ramhörn med skruvarna anordnade i två cirklar, är skjuv- eller fläkningsbrott i de yttre delarna av rambalkens och rambenets ändpartier, se figur 9.7. Det rekommenderas därför att vid denna utformning förstärka ytterlamellerna i hörnet med skruv enligt figur 9.7. Förstärkningen i rambalk och ramben dimensioneras för en dragkraft $F_{hörn}$ enligt nedan:

$$F_{hörn} = \frac{M}{12} \cdot \frac{n_1 r_1}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2} \quad (9.19)$$



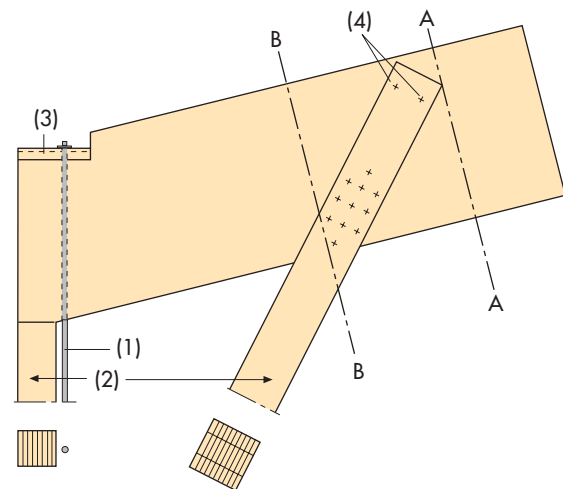
Figur 9.8
Snittkrafter och tvärkraftsdiagram (schematiskt) för ramben och rambalk.

9.2.4 Hörn i sammansatta ramar

Sammanfattade ramhörn kan utformas på många olika sätt. Vid utförande enligt figur 9.9 kontrolleras snitt A med avseende på tryck och samtidig böjning enligt avsnitt 5.2, varvid dimensioneringsvärdena på tryck- och böjhållfasthet reduceras med hänsyn till knäckning i ramplanet respektive vippning. Dessutom kontrolleras uppträdande skjuvspänningar i snitt B.

Det yttre rambenet dimensioneras för axiallast och eventuellt för samtidigt verkande vindmoment. Som regel uppträder stora dragkrafter i rambenet. Dessa kan föras ned i grunden med hjälp av en dragstång av stål enligt figur 9.9, medan förekommande moment och tryckkrafter tas upp av en enkel trästräva. Dragstången bör fästas in i rambalkens överkant för att minska risken för sprickor.

Inre ramben dimensioneras som pelare utsatt för tryck och böjning. Böjmomentet kommer normalt från excentrisk lastinföring, se t ex figur 9.10. Anslutning mellan rambalk och ramben utformas så att överföringen av tryckkrafter huvudsakligen sker i rambalkens underkant, lämpligen genom anliggning. Lutande ramben kan anslutas med sk förstöt enligt figur 9.10.



Figur 9.9
Sammanfattat ramhörn med skruvad infästning av inre ramben.
(1) Dragstång av stål.
(2) Tryckstång av trä.
(3) C-profil av stål.
(4) Avlånga skruvhål.

Kraftspelet i denna beprövade typ av anslutning är oklart, men spänningskontrollen kan enligt gammal praxis ske på följande sätt:

- Tryckkraften N uppdelas i komponenterna N_1 och N_2 , vinkelräta mot anliggningsytorna.
- N_1 antas jämnt fördelad över ytan BC. Förstötens djup bestäms så att:

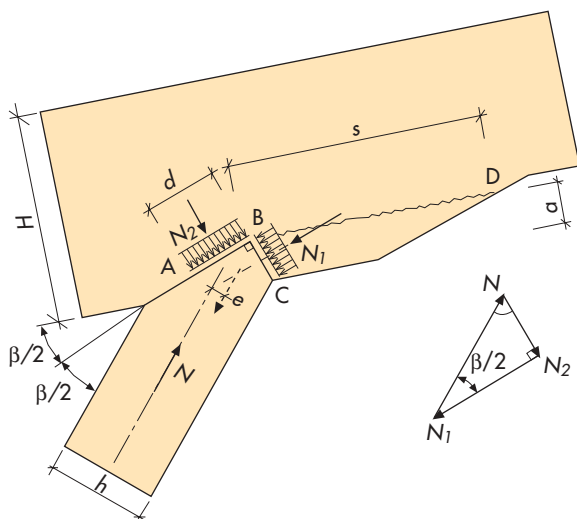
$$\sigma_{c,\alpha,1} = \frac{N_1}{ba} \cos(\beta/2) \leq f_{c,\alpha,1} \quad (9.20)$$

där $f_{c,\alpha,1}$ bestäms enligt avsnitt 4.3 med hänsyn till vinkeln $\alpha = \beta/2$ mellan kraft- och fiberriktning. För rätvinklig förstöt gäller $a = h/2$.

- N_2 antas jämnt fördelad över ytan AB vars utbredning bestäms av villkoret:

$$\sigma_{c,\alpha,2} = \frac{N_2}{bd} = f_{c,\alpha,2} \quad (9.21)$$

där $f_{c,\alpha,2}$ bestäms enligt avsnitt 4.3 med hänsyn till vinkeln $\alpha = 90^\circ - \beta/2$ mellan kraft- och fiberriktning.



Figur 9.10
Anslutning av trycksträva med förstöt.
Kraftspel och beteckningar.

- Vidare kontrolleras att:

$$\tau = \frac{N_1 \cos(\beta / 2)}{bs} \leq f_v \quad (9.22)$$

där s skall vara minst 200 mm.

Större längd än $s = 8a$ får inte utnyttjas.

- Vid lutningar $\beta \geq 60^\circ$ begränsas förstötens djup till:

$$a \leq \frac{H}{6} \quad (9.23)$$

- Strävans tvärmått kontrolleras

$$h \geq [a \cdot \tan(\beta / 2) + d \cdot \cos(\beta / 2)] \cdot \sin \beta \quad (9.24)$$

erering 117

ittkrafter och upplagsreaktioner 117

ibilitetskontroll 118

ärdragspänningar 119

glängd 119

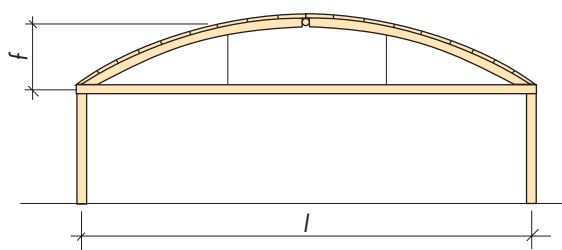
neringsdiagram 120

10. Bågar

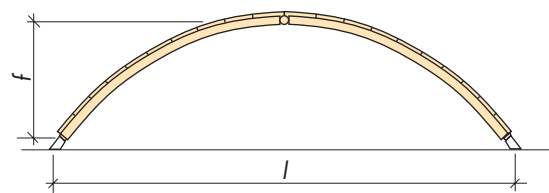
Bågkonstruktioner är väl lämpade att utföras av limträ – ett material som utan större merkostnad kan framställas i krökta former och med varierande tvärsnittshöjd. Som regel används massiva tvärsnitt med konstant höjd men även sammansatta tvärsnitt med I- eller lådform förekommer, särskilt vid större spännvidder.

Bågens form väljs så att uppträdande moment blir så små som möjligt. Som regel innebär detta 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, vid små spännvidder, cirkelform. Av funktionella skäl, t ex för att öka den fria höjden nära upplagen, kan elliptisk eller annan bågform vara att föredra. Gränsen mellan båg- och ramkonstruktioner blir här flytande. Samma resultat kan också uppnås genom att man lägger upp bågen på pelare, se figur 10.1. Ofta måste därvid de horisontella upplagsreaktioner som bågverkan ger upphov till, tas upp av dragband mellan anfangen. Med bågen upplagd direkt på fundament i grundkonstruktionen, t ex enligt figur 10.2, kan horisontalkrafterna tas upp av fundamenten, om grundförhållandena så medger, eller av dragband under golvplattan, alternativt ingjutna i denna. För att begränsa de horisontella upplagsreaktionernas storlek bör pilhöjden väljas större än 0,14 ggr bågens spännvidd. För en parabelbåge motsvarar detta anfangsvinkeln 30 grader.

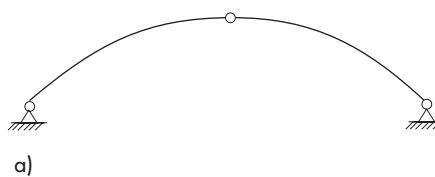
Val mellan två- eller treledsbågar sker efter liknande överväganden som för ramkonstruktioner, se kapitel 9. Treledsbågar är således att föredra vid spännvidder upp till 60 -70 meter, medan större spännvidder som regel kräver att bågen tillverkas och transporteras i tre eller flera delar, som sammanfogas momentstyvt på byggplatsen. Leder och momentstyva skarvar bör placeras enligt figur 10.3.



Figur 10.1
Båge med dragband, upplagd på pelare.



Figur 10.2
Båge upplagd på fundament.



Figur 10.3
Lämplig placering av skarvar i bågkonstruktioner.

- a) Momentfri skarv (led)
- b) Momentstyvt skarv

10.1 Dimensionering

Dimensionering av två och treledsbågar kan ske enligt samma beräkningsgång som används för treledsramar enligt avsnitt 9.1.2. Punkterna 7 och 8 ersätts därvid av följande:

Bågen dimensioneras med hänsyn till tryck och böjning enligt avsnitt 5.2 och med hänsyn till anvisningarna nedan.

Dimensionering av treleds parabelbågar med pillhöjdsförhållandet $f/l = 0,14$ kan ske med hjälp av figur 10.6 (dimensioneringsdiagram).

Samma diagram kan även användas för överslagsmässig dimensionering av treleds cirkelbågar.

10.1.1 Snittkrafter och upplagsreaktioner

För jämnt fördelad last, kan reaktions- och snittkrafterna i en treleds parabelbåge beräknas ur nedanstående uttryck:

$$\text{Vertikal upplagsreaktion} \quad R = \frac{q_1 \cdot l}{2} \quad (10.1)$$

$$\text{Horisontell upplagsreaktion} \quad H = \frac{q_1 l^2}{8f} \quad (10.2)$$

$$\text{Maximal normalkraft} \quad N = \sqrt{R^2 + H^2} \quad (10.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Normalkraft} \\ \text{i godtyckligt snitt} \quad N = \sqrt{(R - q_1 x)^2 + H^2} \end{aligned} \quad (10.4)$$

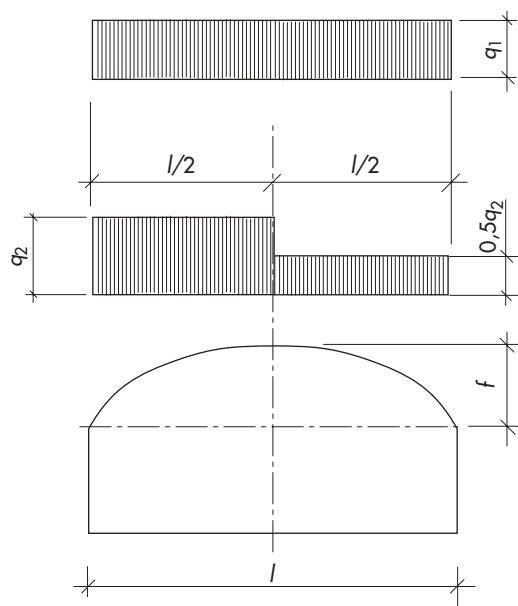
$$\text{Moment i godtyckligt snitt} \quad M_{(x)} = 0 \quad (10.5)$$

$$\text{Tvärkraft i godtyckligt snitt} \quad V_{(x)} = 0 \quad (10.6)$$

För treleds cirkelbågar med $0,14 < f/l < 0,20$ gäller approximativt:

$$\text{Max moment} \quad M \approx \frac{q_1 \cdot f^2}{11} \quad (10.7)$$

I övrigt kan uttrycken för treleds parabelbåge användas vid överslagsberäkningar.



Figur 10.4.
Exempel på lastfördelningar på bågtag.

För ojämnt fördelad last enligt figur 10.4 kan reaktions- och snittkrafterna i en treleds parabelbåge beräknas ur nedanstående uttryck:

$$\begin{aligned} \text{Vertikal} \\ \text{upplagsreaktion} \quad R_A = \frac{7}{16} \cdot q_2 l \end{aligned} \quad (10.8)$$

$$R_B = \frac{5}{16} \cdot q_2 l \quad (10.9)$$

$$\begin{aligned} \text{Horisontell} \\ \text{upplagsreaktion} \quad H = \frac{3q_2 l^2}{32f} \end{aligned} \quad (10.10)$$

$$\text{Max moment (för } x = 0,25l) \quad M = \frac{q_2 l^2}{128} \quad (10.11)$$

$$\begin{aligned} \text{Tillhörande} \\ \text{normalkraft} \quad N = H \sqrt{1 + \left(\frac{2f}{l}\right)^2} \end{aligned} \quad (10.12)$$

$$\text{Maximal tvärkraft (i nock)} \quad V = \frac{1}{16} \cdot q_2 l \quad (10.13)$$

För treleds cirkelbågar med $0,14 < f/l < 0,20$ kan ovan angivna uttryck användas vid överslagsberäkningar.

Reaktions- och snittkrafter för bågar beräknar man lämpligen med hjälp av dator.

10.1.2 Stabilitetskontroll

Bågar är som regel slanka konstruktioner och dimensioneringen måste därför, i än högre grad än vid ramkonstruktioner, ske med hänsyn till de tillskottskrafter som bågens initialdeformation och dess deformation under last ger upphov till. Enligt 2:a ordningens teori beräknas dessa och adderas till tidigare funna snittkrafter, varefter dimensionering sker på vanligt sätt, utan reduktion av dimensionerande tryckhållfasthet med hänsyn till knäckning. Initialdeformationen bör antas likformig med deformationsfiguren under last och kan antas vara sinusformad med en pilhöjd på $0,003 \cdot l$, se figur 10.5. Beräkningsarbetet är som regel omfattande och kräver i praktiken hjälp av dator.

Alternativt kan man betrakta bågen som ett statiskt oföränderligt system (1:a ordningens teori) och i stället beakta tillskottskrafternas inverkan genom att reducera dimensionerande hållfasthetsvärden med en slankhetsberoende faktor som bestäms på samma sätt som vid tryckt och böjd stång enligt avsnitt 5.2. Dimensioneringskriteriet är detsamma som för ramar, ekv (9.7):

$$\frac{\sigma_c}{k_c f_c} + \frac{\sigma_m}{k_{crit} f_m} \leq k_r \quad (10.14)$$

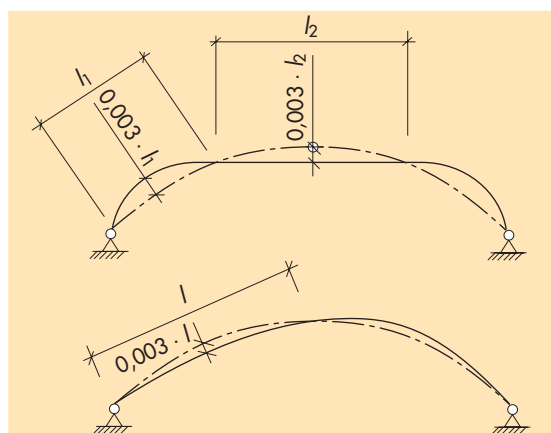
där reduktionsfaktorn k_c bestäms med hänsyn till risken för plan knäckning i eller vinkelrätt ramplanet, beroende på vilket som är farligast. k_{crit} bestäms med hänsyn till vippningsrisken enligt avsnitt 4.2 och k_r med hänsyn till lamellkrökningen enligt avsnitt 4.7. Vid små krökningsradier beaktas att böjspänningarna inte är linjärt fördelade över tvärsnittshöjden genom att sätta:

$$\sigma_m = k_p \frac{6M}{bh^2} \quad (10.15)$$

enligt avsnitt 6.3.1. Koefficienten k_p bestäms enligt ekvation (6.39) med vinkeln $\alpha = 0$.

Knäckning i bågens plan

Reduktionsfaktorn k_c bestäms som för tryckt



Figur 10.5

Exempel på antagen initialdeformation vid symmetriskt och osymmetriskt lastfall. l , l_1 och l_2 betecknar avståndet mellan punkter som inte ändrat läge vid bågens deformation.

stång, se avsnitt 5.1. Slankhetstalet beräknas därvid med utgångspunkt från en fiktiv knäcklängd l_c . För treleds parabelbågar med konstant tvärsnitt gäller approximativt uttrycken:

$$l_c = \begin{cases} 0,58 \cdot l \cdot \sqrt{1 + 6 \left(\frac{f}{l} \right)^2} & \text{om } \frac{f}{l} \leq 0,3 \\ 0,50 \cdot l \cdot \sqrt{1 + 11,6 \left(\frac{f}{l} \right)^2} & \text{om } \frac{f}{l} > 0,3 \end{cases} \quad (10.16)$$

där innebörden av beteckningarna f och l framgår av figur 10.2.

För tvåleds parabelbågar gäller, oberoende av pilhöjdsförhållandet f/l , det undre uttrycket.

Tryckspänningen σ_c beräknas med utgångspunkt från normalkraften i hjässan.

Även för två- eller treleds cirkelbågar med liten pilhöjd ($f/l \leq 0,2$) är uttrycken ovan tillämpliga. Vid större pilhöjder ger uttrycken värden på osäkra sidan.

Knäckning vinkelrätt bågens plan

Utnäckning av bågen i sidled är som regel förhindrad av yttertakskonstruktionen, eller av sekundärt bärverk, t ex åsar. Reduktionsfaktorn k_c bestäms som för tryckt stång, varvid knäcklängden får sättas lika med båglängden mellan punkter med förhindrad sidoutböjning.

Vippning

Reduktionsfaktorn k_{crit} med hänsyn till vippning bestäms enligt avsnitt 4.2, varvid krökningsradien kan sättas:

$$r = \begin{cases} \frac{l^2}{8f} & \text{för parabelbågar} \\ \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} & \text{för cirkelbågar} \end{cases} \quad (10.17)$$

Inom områden med stora negativa moment kan stagning av den tryckta innerkanten vara nödvändig.

10.1.3 Tvärdragspänningar

Radiella (tvärdrag-) spänningar kontrolleras vid lastfall som ger positiva moment (dragen innerkant) i bågen – vanligtvis kombinationer med vindlast eller ojämnt fördelad snölast. Uppträdande spänningar beräknas och kontrolleras enligt anvisningar i avsnitt 6.3.

Särskild försiktighet bör iaktas där tvärdragspänningar till följd av bågformen överlagras av lokala spänningar, t ex till följd av inhängda laster.

10.1.4 Båglängd

Båglängden s för en symmetrisk parabelbåge med spännvidden l och pilhöjden f kan beräknas med följande formel:

$$s = 2f \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2} + 2f \cdot \left(\frac{l}{4f}\right)^2 \ln \left[\frac{4f}{l} \left(1 + \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2} \right) \right] \quad (10.18)$$

För $f/l = 0,14$ blir $s = 1,0528 \cdot l$

Båglängden s för en cirkelbåge med spännvidden l och pilhöjden f kan beräknas med följande formel:

$$s = 2f \cdot \left(1 + \left(\frac{l}{2f}\right)^2 \right) \frac{\pi}{360} \arcsin \left(\frac{\frac{l}{f}}{1 + \left(\frac{l}{2f}\right)^2} \right) \quad (10.19)$$

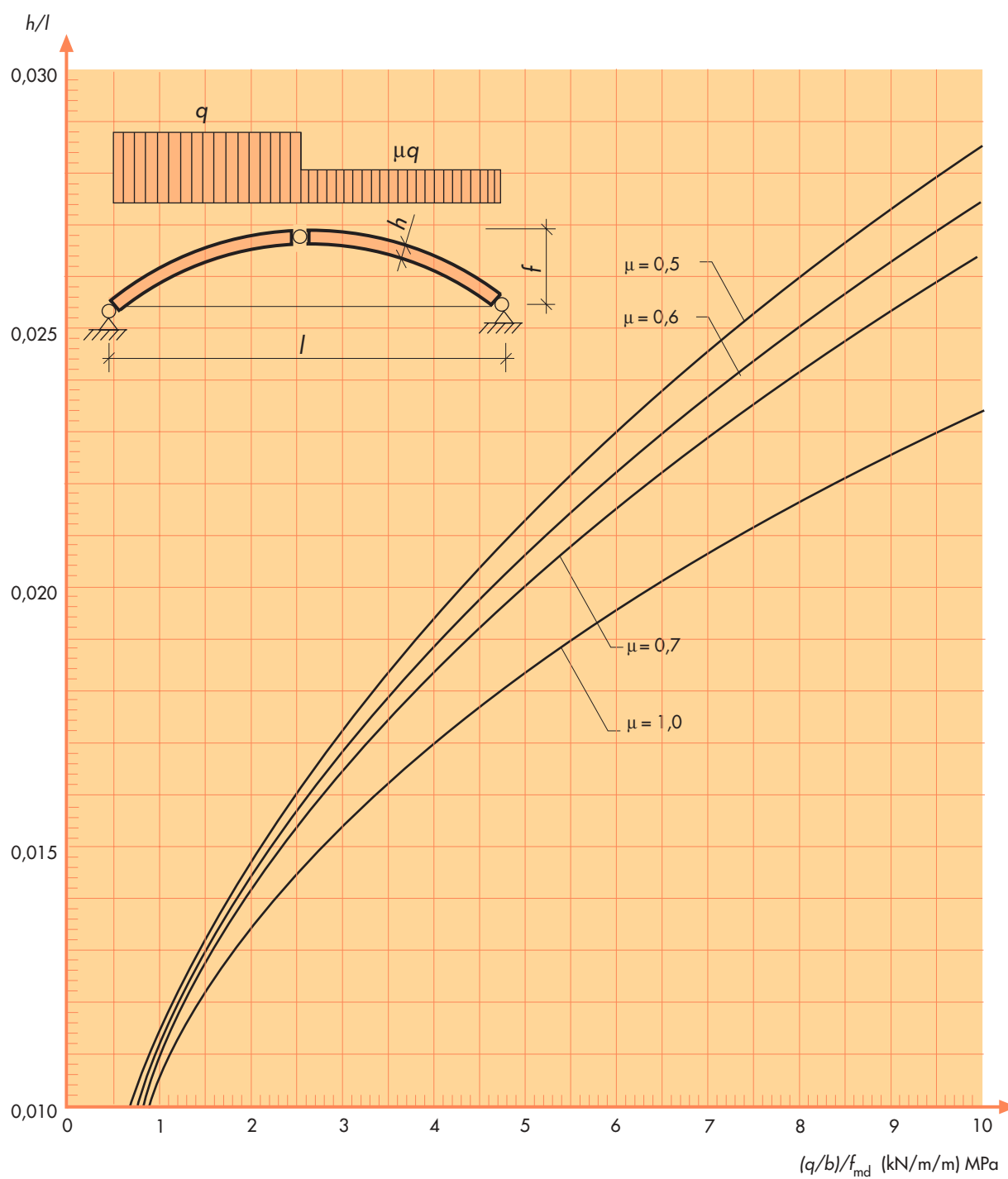
För $f/l = 0,14$ blir $s = 1,0544 \cdot l$

10.2 Dimensioneringsdiagram

Dimensionering av treleds parabelbågar kan ske med hjälp av diagram i figur 10.6 på nästa sida.

Ingångsvärdet i diagrammet $(q/b)/f_{md}$ får man genom att beräkna lasten per löpmeter balk (kN/m) och dividera detta värde med bågbredden (m) och med det dimensionerande värdet på böjhållfastheten (MPa) vid aktuellt lastfall. Detta bestäms med hänsyn till klimatklass, lastvaraktighet och säkerhetsklass enligt de normer som gäller i det enskilda fallet. Se t ex Bilaga 2.

Diagrammet baseras på förutsättningen att förhållandet mellan dimensionerande värden på böjhållfasthet och tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen är 1,1 och att förhållandet mellan dimensionerande värden på elasticitetsmodulen vid böjning och tryckhållfastheten parallellt fiberriktningen är 370.



Figur 10.6

Diagram för dimensionering av treleds parabelbåge med hänsyn till bärförmåga. Bågen förutsätts förhindrad att vippa eller knäcka ut i sidled. Bågens pilhöjdsförhållande $f/l = 0,14$.

Interiör från limträfabrik i Moelv, Norge.
Bearbetning av bågpackverk till Tynsetbron.

Foto: Egil Bjerke

11. Takåsar

11.1 Omlottlagda åsar 125

11.2 Gerbersystem 125

Pelletslager, Skelleftehamn.
Konstruktör: J&W.

Foto: MJAC Foto

11. Takåsar

Takåsar utförs normalt av raka balkar med konstant tvärsnitt. De kan utföras fritt upplagda och hängs då oftast in mellan primärbalkarna eller som kontinuerliga balkar på flera stöd och läggs då vanligen upp ovanpå det primära bärverket. Kontinuerliga åssystem kan i sin tur utföras med oskarvade åsar i två eller flera fack, med momentstyva skarvar, vanligen i form av omlottläggning över stöd eller med ledade skarvar i så kallat Gerber-system.

11.1 Omlottlagda åsar

Omlottlagda åsar har fördelen att bärförmågan fördubblas över stöd, där momentet är störst. På samma sätt som vid voter minskar dessutom åsarnas nedböjning. Omlottläggningen görs så lång att momentet i varje ås minskat till hälften och fältmomentet blir därmed dimensionerande. Moment, upplagsreaktioner och maximal nedböjning (w) kan beräknas som för en kontinuerlig balk med konstant tröghetsmoment. Styvhetsvariationen påverkar visserligen momentfördelningen positivt, men detta utjämnas av oundvikliga deformationer i förbanden. Vid fler än två lika fack gäller, med omlottlängder enligt figur 11.1:

$$\bullet \text{ ytterfack } M_{\text{dim}} = 0,080ql^2 \quad (11.1)$$

$$w = 0,69ql^4 / 100EI \quad (11.2)$$

$$\bullet \text{ innerfack } M_{\text{dim}} = 0,046ql^2 \quad (11.3)$$

$$w = 0,32ql^4 / 100EI \quad (11.4)$$

Skarvförbanden dimensioneras för $F = 0,42 ql$

Oskarvade åsar i två eller flera fack får dimensioneras med hänsyn till att takbalkarna utgör eftergivliga stöd. Stödmomenten enligt tabell 6.1 kan följaktligen reduceras med 10 %. Upplagsreaktionerna vid innerstöd kan reduceras av samma skäl. Vid åsar upplagda på tre stöd och skarvade i samma linje får sålunda takbalkarna dimensioneras för lasten $1,10 \cdot ql$ (i stället för $1,25(ql)$).

11.2 Gerbersystem

Gerbersystem utformas så att fält- och stödmomenten blir lika. För att minska risken för fortskridande ras om ett fack skulle kollapsa, bör systemet utformas så att vartannat fack är fritt från leder. Vid två eller tre fack kan snittkrafter och maximal nedböjning (w) beräknas med hjälp av tabell 6.2. Vid fler än tre fack gäller, om skarvarna placeras enligt alternativ 1 i figur 11.2:

$$\bullet \text{ ytterfack } M_{\text{dim}} = 0,096ql^2 \quad (11.5)$$

$$V_{\text{dim}} = V_{\text{skarv}} = 0,44ql \quad (11.6)$$

$$w = 0,72ql^4 / 100EI \quad (11.7)$$

$$\bullet \text{ innerfack } M_{\text{dim}} = 0,063ql^2 \quad (11.8)$$

$$V_{\text{dim}} = 0,56ql \quad (11.9)$$

$$V_{\text{skarv}} = 0,35ql \quad (11.10)$$

$$w = 0,52ql^4 / 100EI \quad (11.11)$$

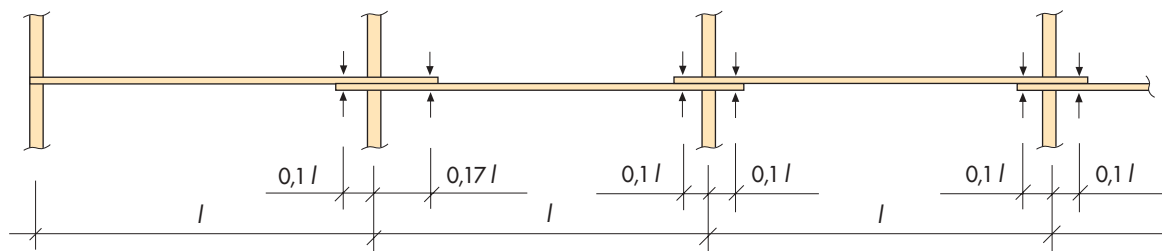
Med skarvplacering enligt alternativ 2 i figur 11.2 gäller samma uttryck som ovan för innerfacken. För ytterfacken gäller i stället:

$$\bullet \text{ ytterfack } M_{\text{dim}} = 0,086ql^2 \quad (11.12)$$

$$V_{\text{dim}} = 0,59ql \quad (11.13)$$

$$w = 0,77ql^4 / 100EI \quad (11.14)$$

Det är ofta praktiskt att välja samma konstruktionshöjd på åsar i ytterfack och innerfack och, om så erfordras, i stället öka åsarnas bredd i ytterfacken.

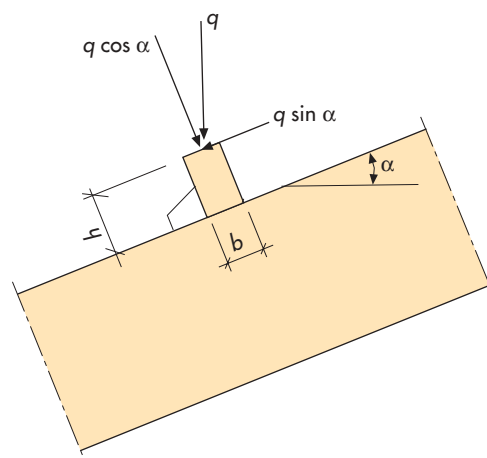


Figur 11.1
Kontinuerligt åssystem med omlottskarvning.

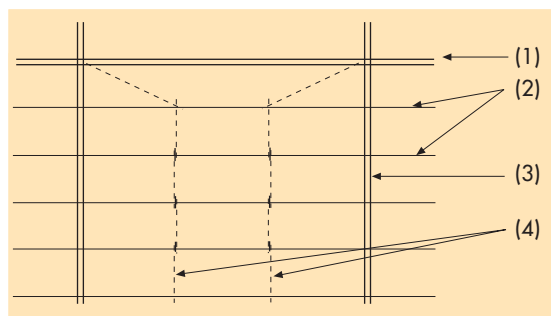
Vid taklutningar över 1:10 måste man ta hänsyn till att åsarna lutar. Den vertikala lasten, d v s som regel snö och egentygnd, delas upp i en komponent vinkelrätt mot takytan ($q \cdot \cos \alpha$) och en komponent parallell med takytan ($q \cdot \sin \alpha$) enligt figur 11.3.

Som regel är takbeklädningen så styv att lastens komponent i takplanet tas upp genom skivverkan. Någon kontroll utförs vanligen inte. Vid stora taklutningar, eller om man inte kan påräkna skivverkan, måste åsarna emellertid kontrolleras för samtidig böjning i styva och veka riktningen, t ex enligt avsnitt 5.2, formel (5.7) och (5.8). I tveksamma fall kan det vara motiverat att minska spännvidden i veka leden genom att "hänga upp" åsarna inocken enligt figur 11.4. Takbalkarna bör därvid kontrolleras för den extra belastning som påförs via hängstagen.

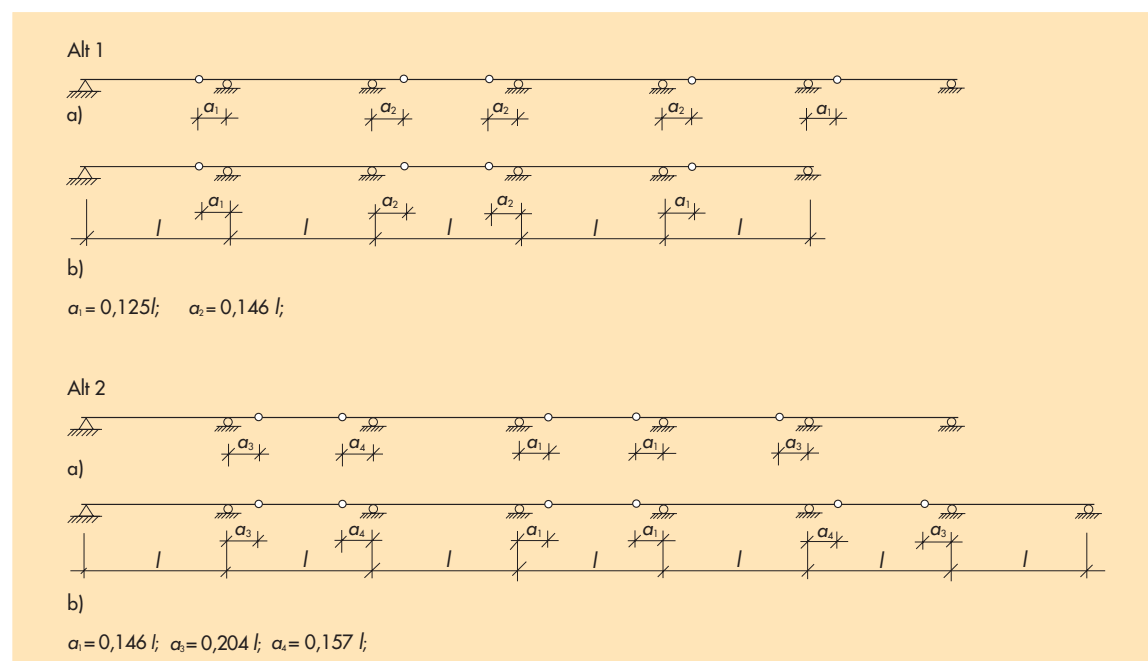
Utnyttjas åsarna för avstyvning av primärbalkar, eller för att föra över drag- eller tryckkrafter till vindförband, skall bärförmågan kontrolleras även för samtidigt tryck och böjning enligt avsnitt 5.2. Skarvar och infästning till takbalkar kontrolleras också för dessa krafter. Se vidare avsnitt 12.3.



Figur 11.3
Uppdelning i komponenter av vertikal last på lutande ås.



Figur 11.4
Vid stor taklutning kan övriga åsar hängas upp i nockåsen. (1) Nockås; (2) Övriga åsar; (3) Takbalk; (4) Förankringsstag.



Figur 11.2 Olika typer av Gerber-system. Alt. 1: Skarv i ytterfack. a) Jämnt antal fack. b) Udda antal fack.
Alt. 2: Ytterfack utan skarvar: a) Jämnt antal fack. b) Udda antal fack.

abilisering av nträstommar

Skivverkan 131

Vindfackverk 131

12.2.1 Vind mot långsidorna 131

12.2.2 Vind mot gavlarna 131

Sidostagning av takbalkar 132

Förtskridande ras 133

d vindfackverk.

12. Stabilisering av limträstommar

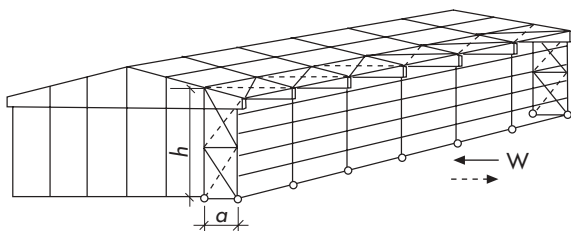
Ett viktigt moment vid dimensionering av en byggnadsstomme är kontroll av totalstabiliteten. För att kunna ta horisontella laster, till exempel vindlaster, måste konstruktionen stabiliseras enligt något av följande alternativ:

- Skivverkan i taket som överför horisontallasten från pelare till väggskivor, normalt placerade i gavlarna.
- Vindfackverk i taket som överför horisontallasten från pelare till vindbockar, normalt placerade i gavlarna enligt figur 12.1.
- En av eller båda pelarna spänns in momentstyvt i grundkonstruktionen enligt figur 12.2a.
- En av eller båda pelarna fästs in momentstyvt i balken enligt figur 12.2b, varvid en tre- respektive tvåledsram erhålls.
- Konstruktionen kompletteras med diagonaler enligt figur 12.2c. Av funktionella skäl är detta som regel endast möjligt i gavelkonstruktioner.
- Konstruktionen ansluts stumt till en väggskiva i sitt eget plan.

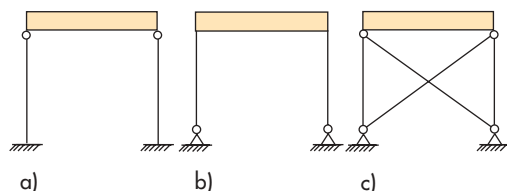
12.1 Skivverkan

Skivverkan i plana tak av profilerad plåt kan utnyttjas för stabilisering av trästommar under följande förutsättningar:

- Ingående delplåtar sammanfogas så att uppträdande skjuvkrafter kan överföras.
- Takskivan avstyvas längs sina ränder av kantbalkar vilka fästs in och dimensioneras för uppträdande krafter.
- Koncentrerade laster (till exempel från vindpelare) förs in via fördelningssträvor, vilka fästs in och dimensioneras med hänsyn till uppträdande krafter. Dimensionering av takskivan och infästning till trästommen kan utföras enligt samma principer som gäller vid stålstommar.



Figur 12.1
Stabilisering av limträstomme med vindfackverk och vindbockar.



Figur 12.2
Exempel på konstruktioner som är stabila i sitt eget plan.
a) Fast inspänning av pelarfötter; Ledad anslutning mellan balk och pelare.
b) Ledad infästning av pelarfötter; Fast anslutning mellan balk och pelare.
c) Ledad infästning av pelarfot och pelartopp; Krysstag av stål eller trä.

12.2 Vindfackverk

12.2.1 Vind mot långsidorna

Ramar och bågar är stabila i sitt eget plan liksom balk-pelarsystem med i grunden inspända pelare. Stomsystem med pendelpelare måste däremot stabiliseras genom skivverkan i taket eller med vindfackverk i takplanet. Principen för vindavstyvning med fackverk längs byggnaden visas i figur 12.1. Ofta utnyttjas takbalkarna som vertikaler i fackverket och några av åsarna som ramstänger. De senare får då inte vara utförda som gerberbalkar. Som avstyvande element tillkommer då endast diagonaler, ofta kryss av rundstål eller tryckstyva trädiagonaler. Förbanden mellan de olika element som ingår i vindfackverket måste dimensioneras med hänsyn till uppträdande krafter och excentriciteter. Ofta ligger ju ramstänger och vertikaler i skilda plan.

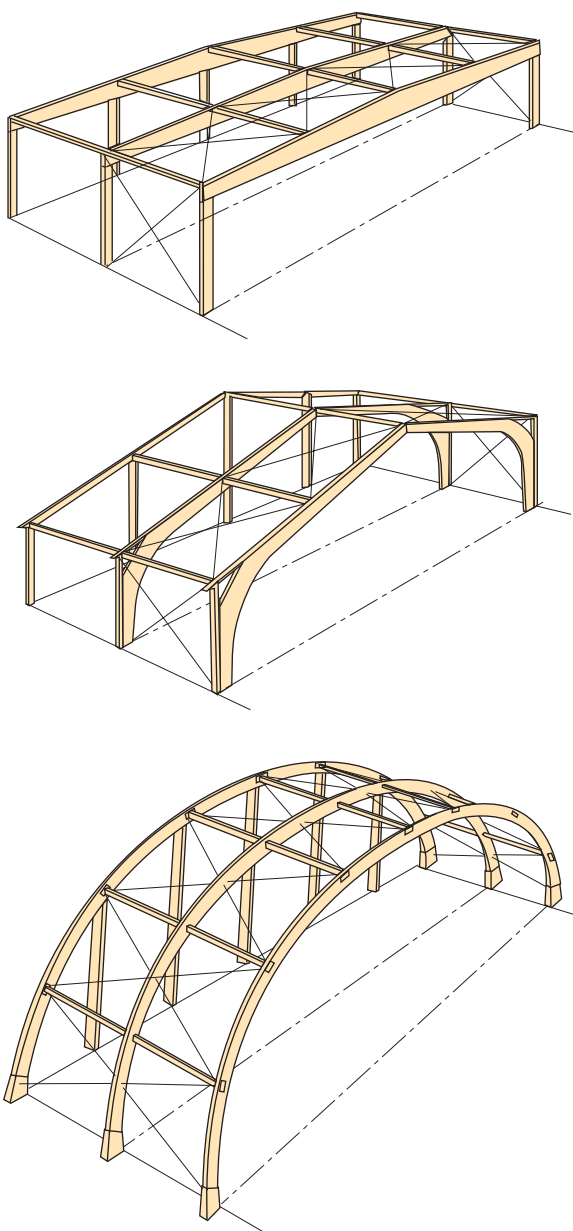
12.2.2 Vind mot gavlarna

Stabilisering mot vind på gavlarna utförs lämpligen med vindfackverk enligt figur 12.3. Härvid utnyttjas primärbärarna som ramstänger. Åsarna kan fungera som vertikaler men ofta väljer man att utforma fackverket med egna vertikaler för att få alla komponenter i samma plan och undvika olägenheter med excentricitet i knutpunkterna. Ofta utformas vindfackverket så att det också kan utnyttjas för stabilisering under stommontaget.

I mindre byggnader räcker det normalt med fackverk vid den ena gaveln. Åsarna eller takskivan måste då kunna överföra såväl tryck- som dragkrafter från den andra gaveln. I långsträckta byggnader kan det däremot vara lämpligt, inte minst med tanke på stabiliseringen under stommontaget, att anordna vindfackverk i ett eller flera fack inuti byggnaden.

Vid gavlarna placeras vindfackverket med fördel i det andra facket från gaveln räknat. Knutpunkternas utformning påverkas då inte av gavelkonstruktionen, som i allmänhet avviker från stommen i övrigt.

Vid dimensioneringen beaktas att fackverket säl-
lan är plant. I knutpunkter där fackverkets ram-
stänger ändrar riktning, t ex inocken på ett sa-
deltak, uppstår kraftkomponenter tvärs takytan
som måste tas upp av det primära bärverket.



Figur 12.3
Vindstabilisering vid ram och bågkonstruktioner.

12.3 Sidostagning av takbalkar

Takskiva eller vindfackverk utnyttjas ofta för sidostagning av takbalkar. Skivan eller fackverket skall då, utöver andra horisontella laster, t ex av vind (q_w), dimensioneras för en horisontell, jämnt fördelad last:

$$q_{stag} = k_l \cdot \frac{n \cdot M}{50l \cdot h} (1 - k_{crit}) \quad (12.1)$$

där M = maximalt moment i balken

h = balkens höjd

l = takskivans eller vindfackverkets
spännvidd

n = antalet sidostagade balkar

k_{crit} = faktor enligt avsnitt 4.2 som beaktar
risken för vippning hos en
ostagad balk

$$k_l = \min \left\{ 1, \sqrt{15/l} \right\}$$

Faktorn k_l tar hänsyn till att man kan räkna med större noggrannhet i utförandet vid större konstruktioner.

Infästningen av åsarna eller takplåten i takbalken dimensioneras för kraften:

$$F_1 = q_{stag} \cdot a / n \quad (12.2)$$

där a = åsavstånd eller, vid plåt direkt på takbalkarna, skruvavstånd

Styvheten hos den sidostagande konstruktionen skall vara så stor att utböjningen av lasten q_{stag} inte överskrider $l/700$ och utböjningen av den totala lasten, inklusive t ex vind, inte överskrider $l/500$.

Takåsar skall staga flera balkar, liksom infästningen av denna i den sidostagande konstruktionen, dimensioneras för kraften:

$$F_2 = n \cdot F_1 \quad (12.3)$$

Beteckningar enligt figur 12.4.

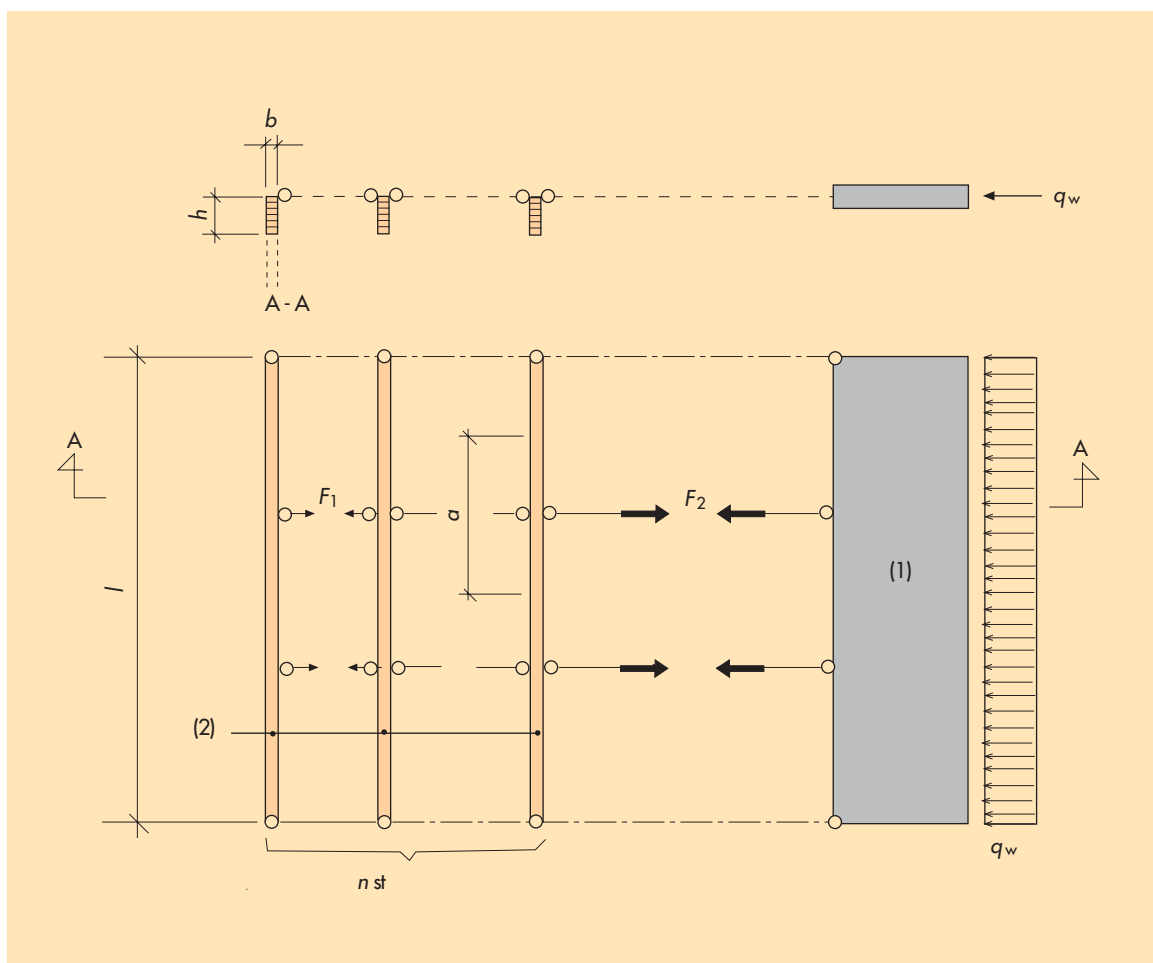
12.4 Fortskridande ras

Stommen i hallbyggnader med stora spännvidder (≥ 15 m) och som inrymmer lokaler där många personer vistas samtidigt, t ex sporthallar, utställningslokaler och varuhus, skall utformas så att risken för fortskridande ras till följd av olyckslast är acceptabelt liten.

Olyckslast kan t ex vara en bil som kör på en pelare eller en gasexplosion inne i byggnaden och som regel är det i hallbyggnader inte rimligt att dimensionera ett enskilt konstruktionselement för att klara sådana laster. I stället bör stomsystemet utformas så att en primär bygg-

nadsdel, t ex en huvudbalk eller pelare, skall kunna kollapsa utan att byggnaden i sin helhet rasar samman. I lastkombinationer med olyckslast får dock övriga laster som regel antas uppträda med sina vanliga värden och inte med sina extremvärden (karaktäristiska värden).

Normalt räcker det att överslagsmässigt kontrollera horisontalstabiliteten hos återstående delar av byggnaden om t ex en huvudbalk faller bort. För byggnader som inrymmer samlingslokaler skall man dessutom visa att det skadade facket kan överbryggas av ett alternativt bärverk, t ex genom att utnyttja lin- och membranverkan i åsar och yttertak.



Figur 12.4
Sidostagning av takbalkar. (1) Sidostagande konstruktion. (2) Sidostagade takbalkar.

detaljer

låt eller plattstång 137
l 140

5

låt eller plattstång 148
2

ll pelare 156
låt eller plattstång 156
>

rtopp 162
finuerlig balk 163

låt 163
låt och värkraftsöverförande

167

låt 167
168
AF-W 170
< 171

1

75

76

ibåge 178
låt eller plattstång 178
d vipplager 178

3.
teborg.

13. Anslutningsdetaljer

Träbyggnadsteknik är egentligen konsten att rätt foga trästycke till trästycke. Bara med hjälp av genomtänkta och noggrant utförda anslutningsdetaljer kan materialets möjligheter utnyttjas i full utsträckning. Kännetecknande för en god utformning är bland annat att

- krafternas väg genom förbandet är kort och väldefinierad,
- krafter tvärs fiberriktningen överförs över så stor yta att hållfastheten inte överskrids, se vidare avsnitt 4.8,
- förekommande fuktrörelser kan äga rum utan att ge upphov till sprickor eller andra skador, se vidare avsnitt 4.9,
- vatten- och smutssamlade fickor undviks.

Dimensioneringsreglerna i detta avsnitt utgör till största delen en bearbetning av motsvarande avsnitt i Limträhandboken 1995. Framställningen skiljer sig emellertid i ett väsentligt avseende från förelägget. I formler och figurer betecknar alltid H , V , N och M *hela* den kraft eller det moment varmed det anslutande konstruktionselementet påverkar anslutningen (pelarfoten, pelartoppen, nockskarven o s v).

13.1 Skruvförband

I Bilaga 4 redovisas dimensionerande bärförmåga för olika skruvdiametrar och limträdimensioner i tvärkraftsbelastade förband med sidostycken av stål. Värdena är beräknade dels enligt BKR och dels enligt EC 5 med NAD (S).

13.2 Ledad pelarfot

Ledad pelarfot överför horisontala och vertikala krafter. Moment överförs i princip inte. Det är dock en fördel om beslag och infästningar har tillräcklig momentkapacitet för att kunna stabilisera pelaren under montageskedet. Anslutningen bör utformas så att pelarens vinkeländring inte förhindras, eftersom eventuella tvångskrafter tvärs fiberriktningen kan ge upphov till sprickor.

Beslagen utformas oftast med utanpåliggande laskar av stål som spikas eller skruvas fast i pelaren. Alternativt kan man använda stolpskor för att undvika direkt kontakt mellan fundament och pelare. Önskas, av estetiska eller brandtekniska skäl, dold infästning kan inlimmad skruv vara ett lämpligt alternativ.

Anslutningen mot grunden kan utformas på olika sätt: Beslagen kan gjutas fast i betongkonstruktionen antingen direkt eller i ursparningar. Beslagen kan också svetsas mot ingjutna fästplåtar. Ett tredje alternativ är att skruvas fast beslagen med expanderskruv eller kemankare.

Pelarände som ansluter direkt mot betong, murverk eller annat fuktsugande material bör förses med någon form av fuktspärr, t ex 3,2 mm hård, oljehärdad träfiberskiva som spiklimmas mot pelaränden eller gummiduk. För pelare utomhus eller i lokaler där fritt vatten förekommer regelbundet, t ex i simhallar, skall anslutningen mot grunden utformas så att pelaränden är skyddad mot väta och så den kan torka ut snabbt för den händelse den ändå skulle bli våt.

Beslagen levereras lösa, utom sådana med inlimmad skruv, som alltid limmas på fabrik. Vid

skruvförband bör helst skruvhålen i pelarna borras i samband med montaget. På så vis kan man undvika passningsproblem, framförallt vid direktingjutna beslag.

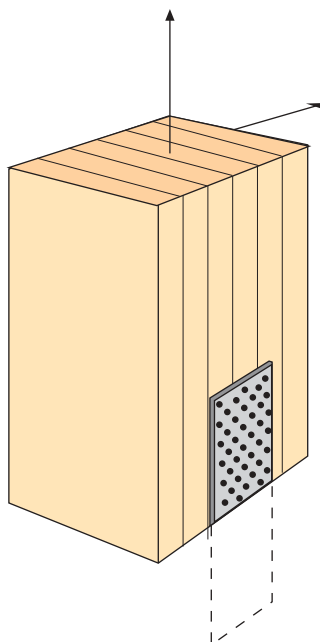
I det följande redovisas dimensioneringsprinciper för fyra alternativa lösningar: laskar av spikningsplåt eller plattstång, laskar av vinkelprofil, stolpskor och inlimmad skruv. Anvisningarna avser huvudsakligen dimensionering av trä- och ståldelar. Beträffande dimensionering av anslutande betongkonstruktioner är förutsättningarna i det enskilda fallet alltför skiftande för att generella regler skall rymmas i denna handbok. Läsaren hänvisas i stället till gällande betongnormer.

13.2.1 Laskar av spikningsplåt eller plattstång

Ledad infästning med laskar av spikningsplåt eller plattstång infästa på pelartvärnsnittets bredsidor är enkel och ändamålsenlig, lämplig såväl för små som stora horisontalkrafter, figur 13.1.

Beslaget kan antingen gjutas fast i betongkonstruktionen eller svetsas mot en ingjuten fästplåt. Kraftöverföringen mellan betong och ingjutna beslag kan antingen ske genom vidhäftning mellan lask och betong eller genom anliggning mot en utvikt kant på lasken, alternativt mot en skruv eller ett armeringsjärn som träs genom hål i lasken. Vid dimensionering kan man inte förutsätta att vidhäftning och anliggning samverkar utan man bör utgå från att hela kraften skall tas upp antingen genom vidhäftning eller genom anliggning.

Kraftöverföringen mellan lask och limträpelare sker med hjälp av spik, skruv eller träskruv. Val av fästdon sker med utgångspunkt från estetiska, ekonomiska, montage tekniska och hållfasthets- eller styvhetsmässiga krav. Bärförmåga och styvhet hos skruvförband kan förbättras med hjälp av mellanläggsbrickor, t ex av typ Bulldog. Dessa bör i så fall anbringas på fabrik, eftersom inpressningen kräver specialverktyg.



Figur 13.1
Ledad infästning av pelarfot med laskar av spikningsplåt. Principskiss.

Mellanläggsbrickor bör därför undvikas i samband med direktingjutna beslag. Det rekommenderas inte att pressa in mellanläggsbrickor med hjälp av genomgående skruv, eftersom skruvens gängor och en eventuell förzinkning kan skadas.

Förborrade spikningsplåtar av förzinkad stålplåt är inte lämpade för svetsning, eftersom giftiga gaser bildas vid zinksiktets upphettning, och bör endast komma ifråga då laskarna förankras genom ingjutning i grunden.

Spikningsplåtar med valfritt hålmönster och valfri plåttjocklek och ytbehandling kan beställas från särskilda tillverkare av perforerad plåt. Lägsta kostnaden erhålls som regel om hålen kan stansas ut vilket förutsätter att plåttjockleken är högst lika med håldiametern. Hålen bör vara ca 1 mm större än spikens tvärmått.

Laskar för skruvförband tillverkas lämpligen av plattstång eller universalstång. Godstjockleken väljs ur standardserien 6, 8, 10, 12, 15 och 20 mm och skall vara minst 0,3 gånger skruvdiametern (0,4 gånger vid mellanläggsbricka). Hålen borrar 1 mm större än skruvdiametern.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas lasken som en i fundamentet fast inspänd konsol, belastad med en horisontalkraft och, i förekommande fall, med en lyftande vertikalkraft, båda angripande i skruv- eller spikgruppens centrum, figur 13.2.

Nedåtriktade vertikalkrafter i pelaren förutsätts som regel överförda direkt till grunden genom anliggning. Om anliggning inte kan utnyttjas skall även vertikalkraften beaktas vid dimensionering av lasken.

Dimensioneringsvillkoret för infästning av en enskild lask i pelaren lyder:

$$\sqrt{F_x^2 + F_y^2} \leq R_{vd} \quad (13.1)$$

där $F_x = 0,5 \cdot V_d / n$

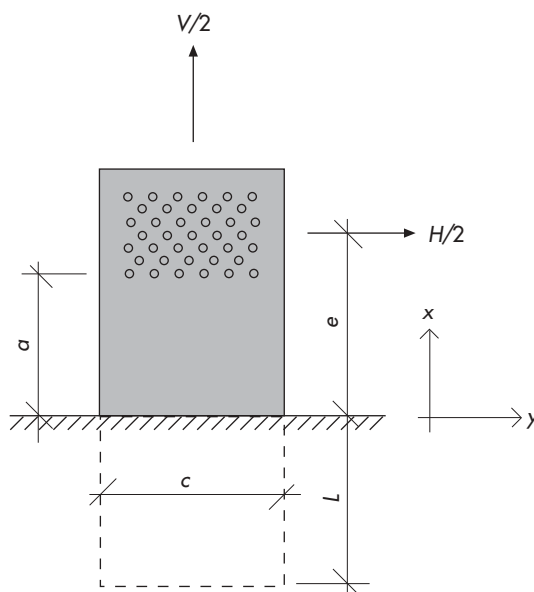
$F_y = 0,5 \cdot H_d / n$

n = antalet fästdon per lask

R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad spik eller skruv

H_d = dimensionerande horisontalkraft från pelaren

V_d = lyftande vertikalkraft från pelaren



Figur 13.2
Spikningsplåten som en fast inspänd konsol.
Beteckningar.

Dimensioneringsvillkoret för en enskild lask lyder:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.2)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på stålets sträckgräns.

σ = normalspänningen och

τ = skjuvspänningen

beräknade i samma punkt på lasken. Om σ och τ beräknas med utgångspunkt från elasticitets-teori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder, får f_{yd} i ekvation (13.2) ersättas med $1,1f_{yd}$.

Den maximala normalspänningen σ_{max} uppträder i laskens dragna kant och beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{max} = \frac{0,5H_d \cdot e}{W} + \frac{0,5V_d}{A} \quad (13.3)$$

där A och W är laskens tvärsnittsarea respektive böjmotstånd. Avståndet mellan inspänningssnittet och spik- eller skruvgruppens centrum betecknas med e . Skjuvspänningen τ vid samma tvärsnittskant är lika med noll.

Skruv- eller spikhålen inverkan på laskens kapacitet kan beaktas genom att i ekvation (13.2) ersätta f_{yd} med brottspänningen f_{ud} och beräkna spänningarna σ och τ utgående från tvärsnittets nettostorheter, A_{net} och W_{net} .

Detta innebär att materialet tillåts plasticera omkring hålen.

Den maximala skjuvspänningen τ_{max} uppträder i jämnhöjd med neutralaxeln vid böjning kring z-axeln och kan beräknas ur sambandet:

$$\tau_{max} = 1,5 \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.4)$$

Om den vertikala kraften överförs genom anliggning är normalspänningen σ lika med noll.

I annat fall beräknas normalspänningen σ ur sambandet:

$$\sigma = \frac{0,5V_d}{A} \quad (13.5)$$

För tunna laskplåtar kontrolleras även risken för buckling vid plåtens tryckta kant.

Denna kontroll kan utföras i enlighet med BSK kapitel 6:24.

Reduktionsfaktorn ϖ_b bestäms därvid med utgångspunkt från laskens slankhetsparameter λ_b som beräknas ur sambandet:

$$\lambda_b = 0,76 \frac{\sqrt{c \cdot e}}{t} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad (13.6)$$

där f_{yk} = karakteristiskt värde på stålets sträckgräns och

E_k = karakteristiskt värde på elasticitetsmodulen

t = laskens tjocklek

c = laskens bredd

Övriga beteckningar, se figur 13.2.

För stål med $f_{yk} \leq 270$ MPa behöver risken för buckling inte kontrolleras om laskens tjocklek uppfyller villkoret:

$$t \geq 0,07\sqrt{c \cdot e} \quad (13.7)$$

För spikningsplåtar kan avståndet e i ekvationerna (13.6) och (13.7) ersättas med den fria kantens längd a räknad från inspänningssnittet till den första spikraden, se figur 13.2.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på förankring genom vidhäftning för en enskild lask som är ingjuten i grunden lyder:

$$\left(\frac{V}{V_d}\right)^2 + \left(\frac{H}{H_d}\right)^2 \leq 1,0 \quad (13.8)$$

där $V_d = 2s \cdot L \cdot f_{cv}$

$$H_y = \frac{4c \cdot L \cdot f_{cv}}{1 + 1,2 \cdot L / c + 2,4 \cdot e / c}$$

$$s = 2(c+t)$$

$$t = \text{plåttjockleken}$$

$$f_{cv} = \text{dimensioneringsvärdet på} \\ \text{vidhäftningshållfastheten.}$$

Övriga beteckningar enligt figur 13.2.

För betong i hållfasthetsklass K25 kan man sätta det karakteristiska värdet på vidhäftningshållfastheten till:

$f_{cvk} = 1,2 \text{ MPa}$ för plattstång och $3,5 \text{ MPa}$ för hållplåt.

Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

Om anslutningen mot grunden utförs med svets mot ingjuten fästplåt bör man tänka på möjligheterna till ett gott arbetsutförande. Som regel kommer man inte åt att svetsa från laskens båda sidor. Om lasken fasas och stumsvetsas helt igenom behöver svetsens bärförmåga inte kontrolleras. Om lasken däremot kälsvetsas mot fästplåten skall svetsens hållfasthet kontrolleras enligt gällande bestämmelser. Kälsvetsens a-mått skall vara minst 3 mm. Om a-måttet inte överstiger 5 mm kan svetsen läggas i en sträng.

Om svetsförbandet mellan lasken och den ingjutna fästplåten utnyttjas till mer än 70 % kräver vissa normer att svetsen kontrolleras genom oförstörande provning, t ex röntgen. Med hänsyn till risken för skiktbristning i fästplåten krävs dessutom ofta att denna, vid utnyttjandegraden över ca 50%, utförs av material med garanterade och verifierade egenskaper i tjockleksriktningen eller att plåten kontrolleras med ultraljudsprovning. Det är därför i många fall ändamålsenligt att utföra fästplåten av tillverkningskontrollerat (ultraljudsprovat) material och att begränsa utnyttjandegraden i lasken enligt ekvation (13.2) till 70 % samtidigt som svetsen dimensioneras så att den blir lika stark som lasken.

Bredden och längden på den ingjutna fästplåten bestäms som regel utgående från limträpelarens dimensioner och det utrymme som beslaget och dess infästning kräver med beaktande av erforderliga byggtoleranser. Tjockleken bestäms så att böjspänningen i fästplåten inte överstiger det dimensionerande hållfasthetsvärdet.

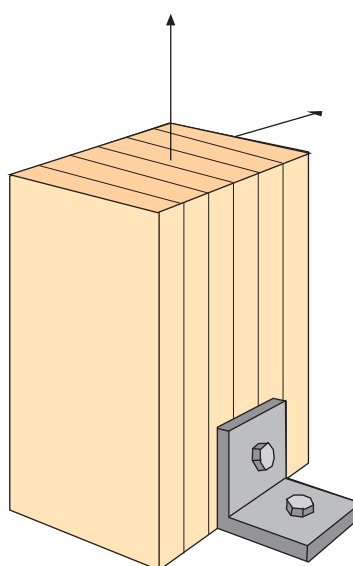
13.2.2 Laskar av vinkelprofil

Ledad infästning med laskar av vinkelprofil som skruvas mot pelartvärsnittets sidor är en enkel och ändamålsenlig metod, lämplig för små horisontalkrafter, se figur 13.3.

Beslagen skruvas fast i grunden med expanderskruv eller kemankare, vilket möjliggör en noggrann inmätning och minskar risken för felplacering. Symmetriskt utförande rekommenderas, med en lask på vardera sidan.

Kraftöverföringen mellan lask och limträpelare sker med hjälp av genomgående skruv eller träskruv, som vid behov kombineras med mellanläggsbrickor. Mellanläggsbrickor bör monteras på fabrik.

Olika typer av vinkelbeslag, avsedda att anslutas med expanderskruv till underliggande be-



Figur 13.3
Ledad infästning av pelarfot med laskar av vinkelprofil.
Principskiss.

tongkonstruktion, tillverkas och säljs av ett flertal företag. Beslagen kan också specialtillverkas av bockad plåt eller av valsade profiler.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas vinkelprofilens vertikala del som en i fundamentet fast inspänd konsol, belastad med en horisontalkraft och i förekommande fall med en lyftande vertikal kraft, båda angripande i skruvgruppens centrum, figur 13.4. Nedåtriktade vertikalkrafter i pelaren överförs direkt till grunden genom anläggning.

Infästningen i pelaren och vinkelprofilens vertikala skänkel kontrolleras som för laskar av spikningsplåt eller plattstång, avsnitt 13.2.1.

Dimensioneringsvillkoret för vinkelprofilens horisontala skänkel lyder:

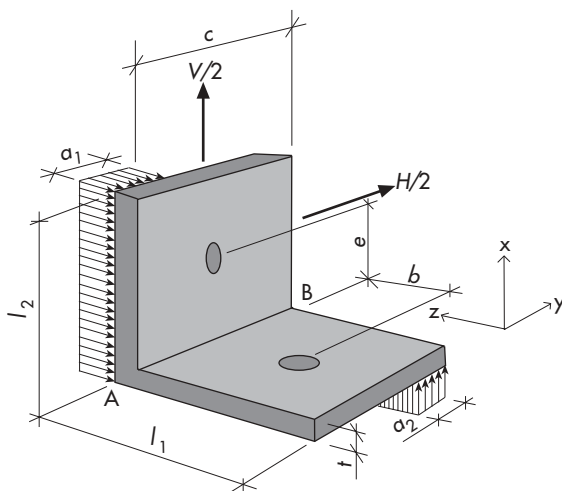
$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.9)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på stålets sträckgräns

σ = normalspänningen och

τ = skjuvspänningen

beräknade i samma punkt på skänkeln.



Figur 13.4
Lask av vinkelprofil. Beteckningar.

Om σ och τ beräknas utgående från elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spännings-tillstånd råder får f_{yd} i ekvation (13.9) ersättas med $1,1f_{yd}$.

Maximal normalspänning σ_{max} uppträder i punkterna A och B och beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{max} = \frac{0,5H_d \cdot b}{W_x} + \frac{0,5V_d \cdot b}{W_y} \quad (13.10)$$

där

H_d och V_d är hela den dimensionerande horisontalkraften och lyftande vertikalkraften från pelaren

W_x och W_y är skänkels böjmotstånd b framgår av figur 13.4.

Skjuvspänningen τ är lika med noll i punkterna A och B.

Om den lyftande vertikalkraften är liten uppträder maximal skjuvspänning τ_{max} mitt emellan punkterna A och B och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{max} = 1,5 \frac{0,5H_d}{A} + \frac{0,5H_d \cdot e}{W_v} \quad (13.11)$$

där A = skänkels tvärsnittsarea

W_v = skänkels vridmotstånd ($= A \cdot t/3$).

e framgår av figur 13.4.

Normalspänningen vid samma punkt på tvärsnittet beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{max} = \frac{0,5V_d \cdot b}{W_y} \quad (13.12)$$

Om endast en expanderskruv används per beslag upptas excentricitetsmomentet $0,5H_d \cdot b$ av pelaren. Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontaktrycket mellan pelaren och beslaget lyder då:

$$0,5H_d \cdot b \leq f_{c90d} \cdot a_1 \cdot l_2 \left(\frac{c - a_1}{2} \right) \quad (13.13)$$

där f_{c90d} = dimensioneringsvärdet på limträpelarens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen.

a_1 = det vertikala tryckblockets utbredning

Övriga beteckningar framgår av figur 13.4.

Tryckblockets utbredning a_1 kan beräknas ur sambandet:

$$\frac{c}{2} \geq a_1 = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{c90d}}} \quad (13.14)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på stålets sträckgräns
 t = beslagets tjocklek.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av vinkelprofilens horisontala skänkel i grunden lyder:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1 \quad (13.15)$$

där $F_v = 0,5 \cdot H_d / n$ och

$$F_t = (0,5 \cdot V_d + F) / n$$

R_{vd} = expanderskruvens dimensionerande bärförmåga vid tvärkraftsbelastning och

R_{td} = dess dimensionerande bärförmåga vid utdragsbelastning.

n = antalet expanderskravar per beslag

F = den utdragskraft som förorsakas av horisontalkraftens excentricitet, $H_d \cdot e$.

Med beteckningar enligt figur 13.4 kan F beräknas ur sambandet:

$$F = \frac{0,5H_d \cdot e}{(c - a_2) / 2} \quad (13.16)$$

Det horisontella tryckblockets utbredning a_2 beräknas ur sambandet:

$$\frac{c}{2} \geq a_2 = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{cc}}} \quad (13.17)$$

där f_{cc} = dimensioneringsvärdet på betongens hållfasthet vid lokalt tryck.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontaktryck mellan betong och vinkelbeslag lyder:

$$0,5H_d \cdot e \leq f_{cc} \cdot a_2 \cdot l_1 \cdot \left(\frac{c - a_2}{2}\right) \quad (13.18)$$

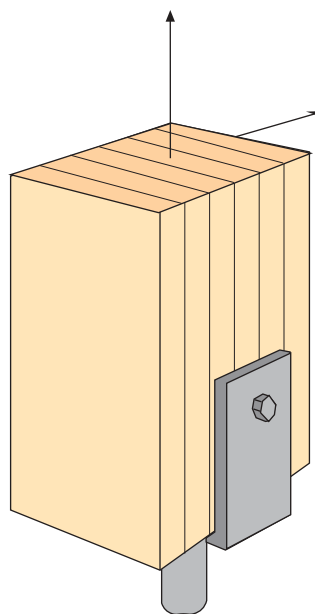
För betong i hållfasthetsklass K25 kan man, om inte kantavstånd eller andra faktorer begränsar hållfastheten, sätta det karakteristiska värdet på tryckhållfastheten till $f_{cck} = 30$ MPa.

Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

13.2.3 Stolpskor

För ledad infästning utomhus eller i lokaler där fritt vatten förekommer är stolpskor ett lämpligt alternativ, eftersom uppsugning av vatten genom pelarens ändyta förhindras, figur 13.5. Beslaget utformas med dräneringshål, så att vatten inte kan bli stående i stolpskon.

Beslaget består av en U-profil och en förankringsstång. Som regel gjuts en del av förankringsstången fast i betongkonstruktionen, direkt eller i ursparningar, men stången kan också anslutas med svets mot en i grunden ingjuten fästplåt. Vid små pelarkrafter kan förankringsstången vara massiv, t ex en armeringsstång, men ofta används cirkulära eller kvadratiske rörprofiler.



Figur 13.5
Ledad infästning av pelarfot med stolpsko av stål.
Principskiss.

Stolpskor finns i standardutförande hos flera beslagstillverkare.

Kraftöverföringen mellan betong och ingjuten förankringsstång kan antingen ske genom vidhäftning mellan förankringsstång och betong eller genom anliggning mot en bricka med mutter i stångens ingjutna ände. Vid dimensioneringen kan man inte förutsätta att vidhäftning och anliggning samverkar utan bör utgå från att hela kraften skall tas upp antingen genom vidhäftning eller genom anliggning.

Kraftöverföringen mellan U-profil och limträpelare sker med hjälp av spik eller skruv. De senare kan vid behov kombineras med mellanläggsbrickor som i så fall bör anbringas på fabrik, se ovan under 13.2.1.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas stolpskons vertikala del som en fast inspänd konsol, belastad med en horisontalkraft och i förekommande fall med en lyftande vertikalkraft, båda angripande i spik- eller skruvgruppens centrum. Nedåtriktade vertikalkrafter överförs från pelaren till stolpskon genom anliggning och vidare genom förankringsstången till fundamentet. Förankringsstången dimensioneras med hänsyn till knäckning och böjande moment förorsakat av horisontalkraften.

Förbandet mellan pelaren och U-profilens skänklar kontrolleras på samma sätt som vid laskar av spikningsplåt eller plattstång, avsnitt 13.2.1.

Om U-profilen belastas med horisontalkrafter och lyftande vertikalkrafter utförs kontrollen av U-profilens liv som för laskar av vinkelprofil, avsnitt 13.2.2. Om nedåtriktade vertikalkrafter förekommer kontrolleras bärförmågan hos livet med villkoret:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.19)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på U-profilens sträckgräns.

σ = normalspänningen och

τ = skjuvspänningen beräknade i samma punkt på U-profilen.

Om σ och τ beräknas utgående från elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder, får f_{yd} i formel (13.19) ersättas med $1,1 \cdot f_{yd}$.

Maximal normalspänning $\sigma_{\max}$ uppträder vid beslagets kant, i snitt A-A och beräknas ur sambandet:

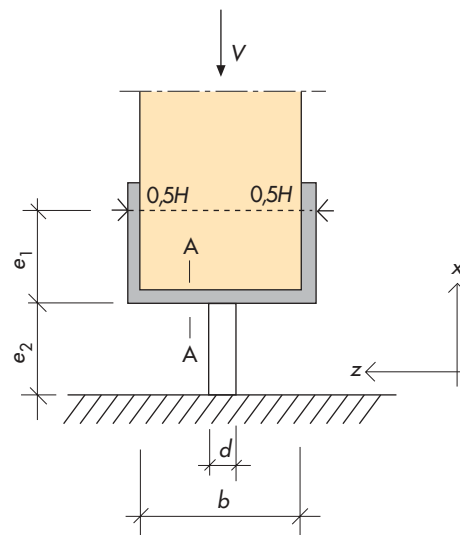
$$\sigma_{\max} = \frac{0,5H_d \cdot \left(\frac{b-d}{2}\right)}{W_x} + \frac{0,5V_d \left(\frac{b-d}{2}\right)^2}{W_y} \quad (13.20)$$

där

H_d och V_d är dimensionerande horisontalkraft respektive nedåtriktad vertikalkraft beräknad per pelare

W_x och W_y är livets böjmotstånd.

Övriga beteckningar framgår av figur 13.6. Skjuvspänningen τ i samma punkt är noll.



Figur 13.6
Stolsko av U-profil. Beteckningar.

Maximal skjuvspänning $\tau_{\max}$ uppträder i jämn-höjd med neutrallagret vid böjning kring y-axeln och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{\max} = 1,5 \frac{0,5V_d}{A} \left(\frac{b-d}{b} \right) \quad (13.21)$$

där A = arean hos U-profilens liv.

Normalspänningen σ i över- och underkant liv, beräknad i ett snitt genom förankringsstången blir:

$$\sigma = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{0,5V_d}{b} \left(\frac{b-d}{2} \right)^2}{W_y} \quad (13.22)$$

För skjuvspänningen τ i samma punkt gäller följande uttryck:

$$\tau = 1,5 \frac{0,5H_d}{A} + \frac{0,5H_d \cdot e_1}{W_v} \quad (13.23)$$

där W_v är livets vridmotstånd ($=A \cdot t/3$).
Avståndet e_1 framgår av figur 13.6.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på an-liggningsstryck mellan pelare och U-profil lyder:

$$V_d \leq f_{cd} \cdot b \cdot c \quad (13.24)$$

där f_{cd} = dimensioneringsvärdet på limträ-pelarens tryckhållfasthet i fiberrikt-ningen

c = U-profilens längd

b = pelarens bredd

Risken för genomstansning i U-profilen kontrol-leras enligt formel (13.19). Normalspänningen sätts lika med noll och skjuvspänningen τ be-räknas ur sambandet:

$$\tau = \frac{V_d - f_{cd} \cdot d^2}{s \cdot t} \quad (13.25)$$

där s = förankringsstångens omkrets
 t = godstjockleken i U-profilens liv.

Svetsen mellan U-profil och förankringsstång utförs som stumsvets och någon beräkningskont-roll av svetsfogens hållfasthet erfordras inte. Om fogens utnyttjandegrad begränsas till 70 % be-höver utförandet inte kontrolleras med ultraljud eller på annat sätt.

Förankringsstångens bärförmåga kontrolleras med hjälp av dimensioneringsvillkoret (13.19). Maximal normalspänning uppträder i inspän-ningsnittet vid stångens ytterkanter och beräk-nas ur sambandet:

$$\sigma_{\max} = \frac{H_d(e_1 + e_2)}{W_z} + \frac{V_d}{A} \quad (13.26)$$

där A = förankringsstångens tvärsnittsarea

W_z = förankringsstångens böjmotstånd.

e_1 och e_2 framgår av figur 13.6.

Skjuvspänningen i samma punkt är noll.

Maximal skjuvspänning uppträder i neutrallag-ret och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{\max} = k_{\tau} \frac{H_d}{A} \quad (13.27)$$

där A = tvärsnittsarean

k_{τ} = 1,5 för kvadratisk, massivt tvärsnitt,

1,3 för cirkulärt, massivt tvärsnitt,

2,0 för cirkulärt rörtvärsnitt och

2,5 för kvadratisk rörtvärsnitt.

Normalspänningen i samma punkt är noll.

Knäckning av förankringsstången kontrolleras enligt gällande stålnormer. Reduktionsfaktorn för knäckning ω_c bestäms utgående från stång-ens slankhet λ_c som kan beräknas med formeln:

$$\lambda_c = 0,67 \frac{e_2}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad (13.28)$$

där f_{yk} = det karakteristiska värdet på sträckgränsen

E_k = det karakteristiska värdet på elasticitetsmodulen.

i = tröghetsradien.

För stål med $f_{yk} \leq 270$ MPa behöver risken för knäckning inte kontrolleras om stångens fria längd e_2 uppfyller villkoret:

$$e_2 \leq 8,3 \cdot i \quad (13.29)$$

Dimensioneringsvillkoret med avseende på förankring genom vidhäftning för förankringsstång som är ingjuten i grunden lyder:

$$\left(\frac{V}{V_d}\right)^2 + \left(\frac{H}{H_d}\right)^2 \leq 1,0 \quad (13.30)$$

där $V_d = f_{cv} \cdot s \cdot L$

s = förankringsstångens omkrets

L = ingjutningslängden

f_{cv} = dimensioneringsvärdet på vidhäftningshållfastheten.

$$H_d = 1,75d \cdot$$

$$\cdot f_c \left(\sqrt{(e_1 + e_2)^2 + \frac{2W_{pl} \cdot f_{st}}{d \cdot f_{cc}}} - e_1 - e_2 \right)$$

W_{pl} = stångens plastiska böjmotstånd

d = stångens diameter

f_{cc} = dimensioneringsvärdet på betongens tryckhållfasthet m h t lokalt tryck

f_{st} = dimensioneringsvärdet på stångmaterialets böjhållfasthet

Övriga beteckningar framgår av figur 13.6.

För betong i hållfasthetsklass K25 kan man, om kantavstånden är tillräckliga, räkna med följande karakteristiska värden på vidhäftningshållfastheten respektive tryckhållfastheten:

$f_{cvk} = 1,2$ MPa för släta stänger (rör eller massiva) utan ändförankring

$f_{cvk} = 4,2$ MPa för kamstänger

$f_{cck} = 30$ MPa

Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

Om anslutningen mot grunden utförs med svets mot ingjuten fästplåt kontrolleras svetsen

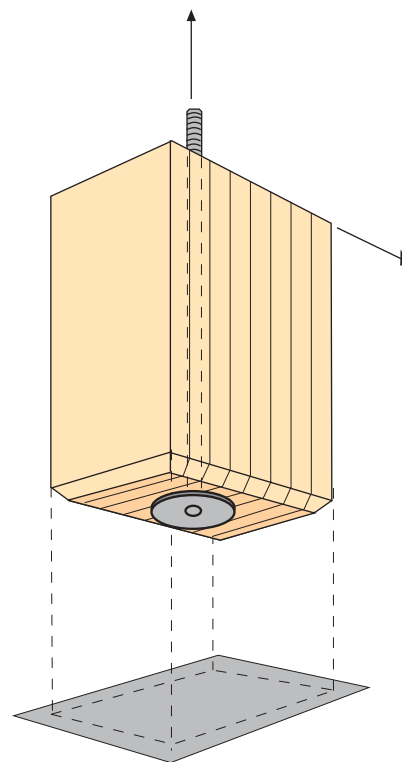
och den ingjutna fästplåten såsom för laskar av spikningsplåt eller plattstång, avsnitt 13.2.1.

13.2.4 Inlimmad skruv

Vid ledad infästning med inlimmad skruv är infästningen helt dold vilket kan vara önskvärt av estetiska, brandtekniska eller andra skäl, figur 13.7.

Inlimmad skruv får inte användas i klimatklass 3, eller i konstruktioner utsatta för dynamiska laster eller utmattningslaster. Limningsmomentet utförs alltid på fabrik.

Anslutningen mot grunden utformas som regel med en ändplåt på pelaren som svetsas mot en i grunden ingjuten fästplåt. Ändplåten gängas på den inlimmade skruven. Om flera inlimmade skruvar per pelarände erfordras svetsar man lämpligen fast ändplåten i dessa. Om anslutningen är utformad med utstickande skruvar för ingjutning i ursparningar, måste skruvar-



Figur 13.7
Ledad infästning av pelarfot med inlimmad skruv.
Principskiss.

na skyddas mot slag och stötar under transport och montage. Pelaren skall stagas tills dess att betongen härdat.

Det normala utförandet med endast en inlimmad skruv per pelare ger obetydlig förmåga att ta upp moment och förutsätter att pelaren stagas till dess att stommen stabiliserats.

Om fler än en inlimmad skruv per pelare erfordras, skall de placeras så nära varandra som möjligt, med beaktande av minsta tillåtna inbördes avstånd.

DIMENSIONERING

Antalet skruvar, deras dimensioner och inlimningslängder bestäms med hänsyn till uppträdande horisontalkrafter och eventuella lyftande vertikalkrafter. Nedåtriktade vertikalkrafter i pelaren kan överföras direkt till grunden genom anliggning.

Dimensioneringsvillkoret för en i pelaren inlimmad skruv lyder:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (13.31)$$

där $F_v = H_d/n$ och $F_t = V_d/n$.

H_d = dimensionerande horisontalkraft per pelare

V_d = dimensionerande vertikalkraft (lyftande) per pelare

n = antalet inlimmade skruvar per pelare

R_{vd} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid tvärkraftsbelastning, beräknad enligt nedan eller enligt gällande normer

R_{td} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid axiell dragning, beräknad enligt nedan eller enligt gällande normer

Den karakteristiska bärförmågan vid tvärkraft R_{vk} kan beräknas med följande formel:

$$R_{vk} = 12d^2 \sqrt{\frac{f_{yk}}{240}} \quad (13.32)$$

där d = skruvens diameter

f_{yk} = det karakteristiska värdet på skruvens sträckgräns.

Formel (13.32) gäller under förutsättning att skruvens inlimningslängd är minst $8d$, kantavståndet minst $4d$ och att skruvarnas inbördes avstånd minst $4d$.

Formler för att beräkna karakteristiskt värde på bärförmågan R_{tk} vid utdragsbelastning anges t ex i EC 5 och i det svenska typgodkännandet (typgodkännandebevis nr 1396/78). Enligt det senare kan dimensionerande bärförmåga beräknas med följande uttryck:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot d \cdot L \cdot \kappa_r / \gamma_n \\ 0,5 \cdot A_{net} \cdot f_{buk} / \gamma_n \end{array} \right. \quad (13.33)$$

där d = nominell skruvdiameter

L = inlimningslängden, dock högst 350 mm.

A_{net} = spänningsarean

f_{buk} = karakteristiskt värde på skruvens brotthållfasthet

κ_r = omräkningsfaktor som beaktar inverkan av fukt och belastningens varaktighet

γ_n = partialkoefficient för säkerhetsklass.

Inlimningslängden bör vara så stor att skruven plasticeras innan den dras ut. För stål med sträckgränsen 350 MPa innebär detta att inlimningslängden bör vara minst $19d$. Det förutsätts att kantavståndet och skruvarnas inbördes avstånd är minst $3d$. Avståndet kan minskas till $2d$ om man kontrollerar att inte hela skruvgruppen dras ur.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på betongens hållfasthet för en inlimmad skruv som är ingjuten i grunden utan ändförankring kan skrivas:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (13.34)$$

där $R_{td} = f_{cv} \cdot s \cdot L$

$$R_{vd} = 2,5 \sqrt{W_{pl} \cdot d \cdot f_{cc} \cdot f_{st}}$$

s = skruvens omkrets, dock högst 100 mm

L = ingjutningslängden

f_{cv} = dimensioneringsvärdet på vidhäftningshållfastheten.

$W_{pl} = d^3/6$ = skruvens plastiska böjmotstånd

d = stångens diameter

f_{cc} = dimensioneringsvärdet på betongens tryckhållfasthet m h t lokalt tryck

f_{st} = dimensioneringsvärdet på stångmaterialets böjhållfasthet

Det karakteristiska värdet på vidhäftningshållfastheten kan sättas till $f_{cvk} = 3,5$ MPa för rullgängad stång, ingjuten i betong i hållfasthetsklass K25. Kantavstånd och fritt avstånd mellan stänger förutsätts därvid vara minst $2,5d$ respektive $5d$. Är avstånden mindre reduceras vidhäftningshållfastheten, vilket som regel ger opraktiskt stora ingjutningslängder. Vid fler än en inlimmad skruv i beslaget är det därför ofta lämpligt att förse skruvarna med särskild ändförankring som dimensioneras för hela utdragskraften.

Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

Om anslutningen mot grunden utförs med en på skruven gängad, cirkulär ändplåt, som svetsas mot en ingjuten fästplåt enligt figur 13.8, bör denna utformas så att ett gott arbetsutförande blir möjligt. Diametern på ändplåten bör därvid vara högst 20 – 50 mm mindre än pelarens minsta tvärmått. Tjockleken bör, av samma skäl, vara minst 15 mm.

Dimensioneringsvillkoret för kälsvets mellan ändplåt och ingjuten fästplåt lyder:

$$\left(\frac{H_d}{F_{R//}} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{F_{R\alpha}} \right)^2 \leq 1 \quad (13.35)$$

där $F_{R//}$ och $F_{R\alpha}$ är svetsens dimensionerande bärförmåga i längd- respektive tvärriktningen. Det karakteristiska värdet på bärförmågan i längd- respektive tvärriktning kan beräknas med följande formler:

$$F_{R//} = 0,3 \cdot a \cdot \pi \cdot D \cdot f_{wd} \quad (13.36)$$

$$F_{R\alpha} = \frac{a \cdot \pi \cdot D \cdot f_{wd}}{\sqrt{2}} \quad (13.37)$$

där

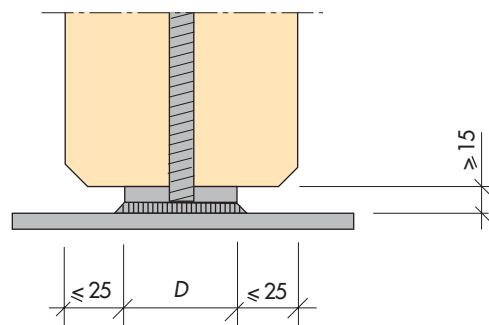
f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet.

a = svetsens a-mått

D = ändplåtens diameter.

Med hänsyn till risken för skiktbristning i fästplåten och till eventuella krav på särskild kontroll av svetsen bör utnyttjandegraden i ekvation (13.35) inte överstiga 70% och gärna begränsas till 50%. Som regel blir svetsen mellan ändplåten och fästplåten inte dimensionerande och a-måttet väljs till 3 mm.

Den ingjutna fästplåten kontrolleras som vid laskar av spikningsplåt eller plattstång, se avsnitt 13.2.1.



Figur 13.8
Infästning med ändplåt som svetsas mot en i fundamentet ingjuten fästplåt.

13.3 Inspänd pelarfot

Inspänd pelarfot överför, förutom horisontala och vertikala krafter, även moment. Inspända pelare kan användas för att stabilisera byggnadstommen mot förekommande horisontala krafter, t ex vindlaster och bromskrafter från telfer- eller traversbanor.

Trämaterialets fuktegenskaper och dess, i förhållande till böjhållfastheten, låga hållfasthet tvärs fiberriktningen gör att, i synnerhet inspända, limträpelare kräver särskild omsorg vid detaljutformningen för att man skall få en väl fungerande infästning. Beslagen kan utformas som utanpåliggande laskar av stål, som spikas eller skruvas fast i pelaren. Önskas, av estetiska eller brandtekniska skäl, en dold infästning är inlimmad skruv ett lämpligt alternativ. Inlimmad skruv lämpar sig dock endast för relativt små inspänningsmoment. Vid stora inspänningsmoment används laskar av stål och spik- eller skruvförband.

Anslutningen mot grunden kan ske på olika sätt. Pelare med beslag kan ställas på i grunden förankrade grundskruvar. Beslagen kan även svetsas mot ingjutna fästplåtar. Alternativt kan beslagen, t ex inlimmade skruvar, placeras i ursparningar i grunden och kringgjutas med betong.

Pelarände som ansluter direkt mot betong, murverk eller annat fuktsugande material bör förses med någon form av fuktspärr, t ex 3,2 mm hård, oljehärdad träfiberskiva som spiklimmas mot pelaränden eller gummiduk. För pelare utomhus eller i lokaler där fritt vatten förekommer regelbundet, t ex i simhallar, skall anslutningen mot grunden utformas så att pelaränden mot väta och så att den kan torka ut snabbt om den trots allt skulle bli våt.

Beslagen förutsätts anbringade på limträpelaren före montage. Normalt sker detta på fabrik, men av transporttekniska eller andra skäl kan beslagen också levereras lösa till byggar-

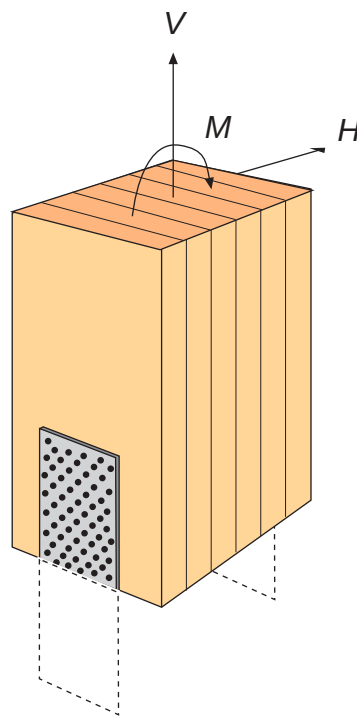
betsplatsen och där anbringas på pelaren innan denna monteras. Inlimmad skruv limmas alltid på fabrik.

I det följande redovisas dimensioneringsprinciper för två vanliga lösningar: laskar av spikningsplåt eller plattstång och inlimmad skruv.

13.3.1 Laskar av spikningsplåt eller plattstång

Inspänning med laskar av spikningsplåt eller plattstång är en enkel och billig metod, lämplig även vid stora inspänningsmoment. I motsats till utförandet vid ledad pelarfot placeras laskarna längs pelartvärsnittets smala sidor, figur 13.9.

Beslaget kan utformas med fotplåt för infästning med grundskruvar eller utan fotplåt för infästning med svets mot ingjuten fästplåt. Infästning med fotplåtar utformas lämpligen så att varje lask förses med separat fotplåt. Samma beslag kan då användas till pelare med olika tvärsnittsmått.



Figur 13.9
Inspänd pelarfot med laskar av spikningsplåt.
Principskiss. Beteckningar.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av lovartsidans lask i pelaren lyder:

$$\frac{F}{n} \leq R_{vd} \quad (13.38)$$

där R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad spik eller skruv.

n = antalet fästdon per lask

F = dimensionerande dragkraft i lasken

F kan beräknas med formeln:

$$F = f_{cd} \cdot b \cdot y - V_d \quad (13.39)$$

där V_d = dimensionerande vertikalkraft per pelare.

Pelarlaster räknas positiv för tryckkrafter och negativ för dragkrafter.

f_{cd} = dimensioneringsvärdet på limträpelarens tryckhållfasthet i fiberriktningen, dock högst dimensioneringsvärdet för betongens hållfasthet f_{cc} vid lokalt tryck.

För betong i hållfasthetsklass K25 kan man räkna med $f_{ck} = 30$ MPa.

Tryckblockets längd y beräknas ur villkoret för momentjämvikt vid pelarens ändyta, figur 13.11, och kan skrivas:

$$y = h \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d + V_d \cdot h}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2}} \right) \quad (13.40)$$

där M_d = dimensionerande inspänningsmoment
 h = pelartvårsnittets djup (höjd).

Förutsättningen för att formlerna (13.39) och (13.40) skall gälla, är att normalspänningarna till följd av normalkraft är väsentligt mindre än de böjspänningar som förorsakas av inspänningsmomentet. I annat fall blir inte kontaktrycket under pelaren koncentrerat till den tryckta kanten, så som förutsatts vid härledningen av formlerna.

Dimensioneringsvillkoret för lovartsidans lask lyder:

$$F \leq A \cdot f_{yd} \quad (13.41)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på laskens sträckgräns

A = laskens tvärsnittsarea.

Skruv- eller spikhålens eventuella inverkan på kapaciteten beaktas genom att i ekvation (13.41) ersätta A med A_{net} och f_{yd} med f_{ud} , vilket innebär att lasken tillåts plasticera omkring skruvhålen.

Dimensioneringsvillkoret för läsidans lask lyder:

$$H_d \leq f_{c90d} \cdot c \cdot x \quad (13.42)$$

där H_d = dimensionerande horisontalkraft per pelare

f_{c90d} = dimensioneringsvärdet på limträpelarens tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen

c = laskens bredd

Tryckblockets höjd x beräknas med hjälp av plasticitetsteori, utgående från att två flytleder bildas i lasken och kan skrivas:

$$x = t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{c90d}}} \quad (13.43)$$

där t = laskens tjocklek.

Om lasken kälsvetsas mot fotplåten från båda sidorna skall svetsen mellan lovartsidans lask och fotplåten uppfylla villkoret:

$$F \leq F_{R\alpha} \quad (13.44)$$

där $F_{R\alpha}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i tvärriktningen

$F_{R\alpha}$ kan beräknas med formeln:

$$F_{R\alpha} = \frac{2a \cdot c \cdot f_{wd}}{\sqrt{2}} \quad (13.45)$$

där f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet

a = svetsens a-mått, minst 3 mm. Om a-måttet är högst 5 mm kan svetsen

läggas i en sträng.

c = laskens bredd

Utnyttjas svetsförbandet mellan lask och fotplåt till mer än 70% kräver vissa normer att svetsen kontrolleras genom oförstörande provning, t ex röntgen. Med hänsyn till risken för skiktbristning i fotplåten krävs dessutom ofta att denna, vid utnyttjandegrader över ca 50%, utförs av material med garanterade och verifierade egenskaper i tjockleksriktningen eller att plåten kontrolleras med ultraljudsprovning. Det är därför i många fall ändamålsenligt att utföra fotplåten av tillverkningskontrollerat (ultraljudsprovat) material och att begränsa utnyttjandegraden i lasken enligt ekvation (13.41) till 70 % samtidigt som svetsen dimensioneras så att den blir lika stark som lasken.

Bredden och längden på fotplåten bestäms som regel av utrymmeskrav och kantavstånd för grundskruvarna. Tjockleken väljs så att böjspänningen till följd av dragkrafter i grundskruvarna inte överstiger det dimensionerande hållfasthetsvärdet för fotplåten. För fotplåten i figur 13.10 gäller villkoret:

$$0,5F \cdot e_f \leq f_{yd} \cdot W_p \quad (13.46)$$

där e_f = hävarm som definieras i figur 13.10

f_{yd} = dimensioneringsvärdet på fotplåtens sträckgräns

W_p = fotplåtens plastiska böjmotstånd

$$(W_p = b_f \cdot t_f^2/4).$$

Grundskruvarnas bärförmåga med avseende på betongens hållfasthet kan kontrolleras med följande villkor:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (13.47)$$

där $F_v = H_d/n$

$$F_t = 2F/n$$

H_d = dimensionerande horisontalkraft per pelare

F = dimensionerande kraft i dragen skruvgrupp enligt formel (13.39)

n = antalet inlimmade skruvar per pelare

Skruvarnas bärförmåga kan beräknas som för ingjuten, inlimmad skruv, enligt avsnitt 13.2.4:

$$R_{td} = f_{cv} \cdot s \cdot L$$

$$R_{vd} = 2,5 \cdot \sqrt{W_{pl} \cdot d \cdot f_{cc} \cdot f_{st}}$$

s = skruvens omkrets

L = ingjutningslängden

f_{cv} = dimensioneringsvärdet på vidhäftningshållfastheten.

$W_{pl} = d^3/6$ = skruvens plastiska böjmotstånd

d = stångens diameter

f_{cc} = dimensioneringsvärdet på betongens tryckhållfasthet m h t lokalt tryck

f_{st} = dimensioneringsvärdet på stångmaterialets böjhållfasthet

Det karakteristiska värdet på vidhäftningshållfastheten kan sättas till $f_{cvk} = 3,5$ MPa för rullgängad stång, ingjuten i betong i hållfasthetsklass K25. Tryckhållfasthetens karakteristiska värde kan sättas till $f_{cck} = 30$ MPa.

Om laskarna gjuts in direkt i grunden överförs horisontalkraften genom anliggning mot läsidans lask. Bärförmågan får anses tillräcklig om villkoret (13.42) är uppfyllt.

Vid måttlig utdragsbelastning kan man utnyttja vidhäftningen mellan betong och stål. Vid stora dragkrafter bör såväl ingjutna laskar som ingjutna grundskruvar förses med någon form av

ändförankring, varvid man helt bortser från vidhäftningen och dimensionerar ändankaret för hela dragkraften.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på förankring för en i grunden ingjuten lask på lovartsidan (utan ändförankring) lyder:

$$F \leq f_{cv} \cdot s \cdot L \quad (13.48)$$

där s = laskens omkrets

L = ingjutningslängden

f_{cv} = dimensioneringsvärdet på vidhäftningshållfastheten.

För betong i hållfasthetsklass K25 kan man räkna med

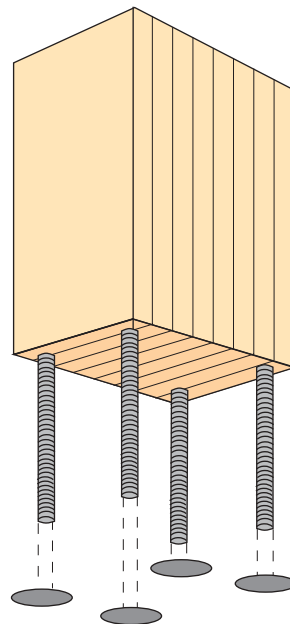
$f_{cvk} = 1,2$ MPa för plattstång och 3,5 MPa för hålplåt.

13.3.2 Inlimmad skruv

Vid inspänning av pelarfot med inlimmad skruv blir infästningen helt dold, se figur 13.12, vilket i vissa fall kan vara önskvärt av estetiska, brandtekniska eller andra skäl. Erforderliga kantavstånd och inbördes avstånd mellan skruvarna medför emellertid att pelarens momentkapacitet utnyttjas dåligt, varför inspänning med inlimmad skruv bara lämpar sig för relativt små inspänningsmoment.

Inlimmad skruv får inte användas i klimatklass 3 eller i konstruktioner utsatta för dynamiska laster eller utmattningslaster. Limningsmomentet utförs alltid på fabrik.

Anslutningen mot grunden kan utformas antingen för ingjutning direkt i ursparningar i betongkonstruktionen, eller med sockel av stål för anslutning med svets mot ingjuten fästplåt. Om anslutningen utformas med utstickande skruvar för direkt ingjutning, måste skruvarna skyddas mot slag och stötar under transport och montage. Pelaren skall stagas tills dess betongen härdat.



Figur 13.12
Inspänd pelarfot med inlimmad skruv. Principskiss.

DIMENSIONERING

Antalet skruvar, deras dimensioner och inlimningslängder bestäms med hänsyn till inspänningsmoment, horisontalkrafter och eventuella lyftande vertikalkrafter. Nedåtriktade vertikalkrafter i pelaren överförs direkt till grunden genom anliggning.

Dimensioneringsvillkoret för en enskild inlimmad skruv lyder:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}} \right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}} \right)^2 \leq 1 \quad (13.49)$$

där $F_v = H_d / n$

$F_t = 2F/n$

H_d = dimensionerande horisontalkraft per pelare

F = dimensionerande utdragskraft verkande på den dragna skruvgruppen

n = antal inlimmade skruvar

R_{vd} = dimensionerande bärförmåga per skruv vid tvärkraftsbelastning

R_{td} = dimensionerande bärförmåga per skruv vid utdragsbelastning

R_{vd} och R_{td} kan beräknas med hjälp av formel (13.32) respektive (13.33).

Om pelaren står direkt på betongkonstruktionen kan F beräknas ur sambandet:

$$F = f_{cd} \cdot b \cdot y - V_d \quad (13.50)$$

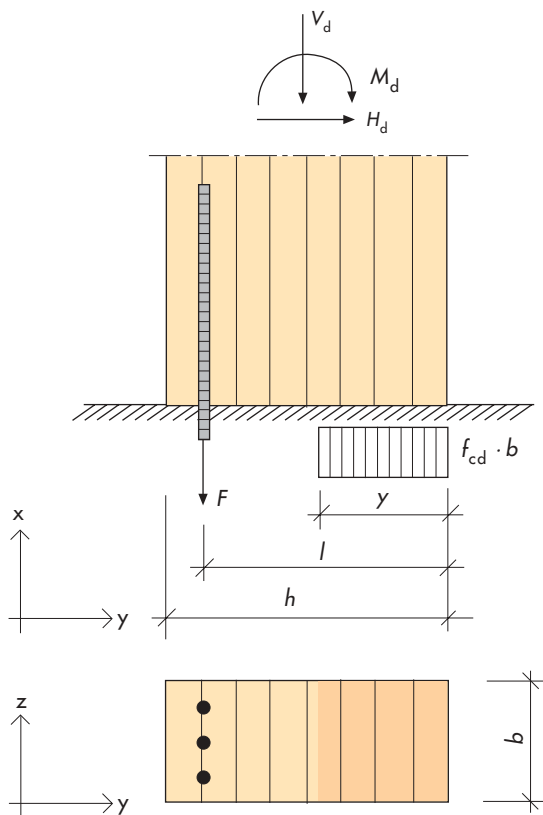
där V_d = dimensionerande vertikalkraft per pelare. V_d är positiv för tryckkrafter och negativ för dragkrafter

f_{cd} = dimensioneringsvärdet på limträ pelarens tryckhållfasthet i fiber riktningen, dock högst lika med värdet på betongens motsvarande hållfasthet f_{cc} vid lokalt tryck.

Övriga beteckningar enligt figur 13.13.

För betong i hållfasthetsklass K25 kan man räkna med:

$$f_{cck} = 30 \text{ MPa.}$$



Figur 13.13
Inspänd pelarfot med inlimmad skruv.
Beräkningsmodell.

Tryckblockets utbredning y beräknas ur villkoret för momentjämvikt vid pelarens ändyta, och kan skrivas:

$$y = l \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d + V_d(2l - h)}{f_{cd} \cdot b \cdot l^2}} \right) \quad (13.51)$$

där M_d = dimensionerande inspänningsmoment.

Om anslutningen inte sker direkt mot betongkonstruktionen, utan mot en stålsockel, blir kontaktrycket koncentrerat till de av sockelns sidopåsar förstyvade kanterna. I detta fall kan man istället beräkna F ur sambandet:

$$F = f_{cd}(2c \cdot y + b \cdot c - 2c^2) - V_d \quad (13.52)$$

där f_{cd} = dimensioneringsvärdet på limträpelarens tryckhållfasthet i fiberriktningen.

Övriga beteckningar framgår av figur 13.14.

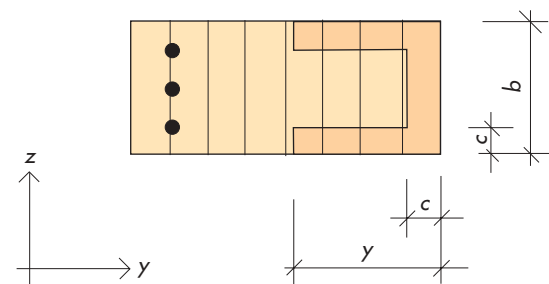
Tryckblockets utbredning y beräknas ur villkoret för momentjämvikt vid pelarens ändyta och blir i detta fall:

$$y = l \cdot \left(1 - \sqrt{1 + A - \frac{2M_d + V_d(2l - h)}{f_{cd} \cdot 2c \cdot l^2}} \right) \quad (13.53)$$

$$\text{där } A = \frac{(b - 2c)(2l - c)}{2l^2} \quad (13.54)$$

$$c = t \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{cd}}} \right) \quad (13.55)$$

t = stålsockelns tjocklek



Figur 13.14
Inspänd pelarfot med inlimmad skruv och stålsockel.
Beräkningsmodell.

Förutsättningen för att ekvationerna (13.50) – (13.55) skall gälla är att normalspänningarna till följd av normalkraft är små i förhållande till de böjspänningar som inspänningsmomentet ger upphov till i kontaktytan.

Vid små moment koncentreras nämligen inte kontakttrycket under pelaren till den tryckta kanten såsom förutsatts vid härledningen av formelerna.

Om skruvarna gjuts in direkt i ursparningar i betongkonstruktionen, kan man kontrollera bärförmågan med avseende på betonghållfastheten enligt föregående avsnitt 13.3.1, dimensioneringsvillkoret (13.47) med tillhörande formler.

Kantavstånd och fritt avstånd mellan stänger förutsätts därvid vara minst $2,5d$ respektive $5d$. Är avstånden mindre, reduceras vidhäftningshållfastheten, vilket som regel ger opraktiskt stora ingjutningslängder.

Vid fler än en inlimmad skruv i beslaget är det därför ofta lämpligt att förse skruvarna med särskild ändförankring som dimensioneras för hela utdragskraften. Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

Om anslutningen mot grunden sker med hjälp av stålsockel kan denna med fördel tillverkas av halva fyrkantrör som finns i ett stort antal dimensioner och godstjocklekar, se figur 13.15.

Dragkraften i skruvarna ger upphov till böj-

moment i sockeln. Bärförmågan med avseende på böjspänningen skall uppfylla villkoret:

$$m_p \leq f_{yd} \cdot W_p \quad (13.56)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på stålsockelns sträckgräns

W_p = sockelns plastiska böjmotstånd
($W_p = t^2/4$)

m_p = böjande moment i sockeln per breddenhet

Böjmomentet m_p beräknas med hjälp av plasticitetsteori, se figur 13.16, och kan skrivas:

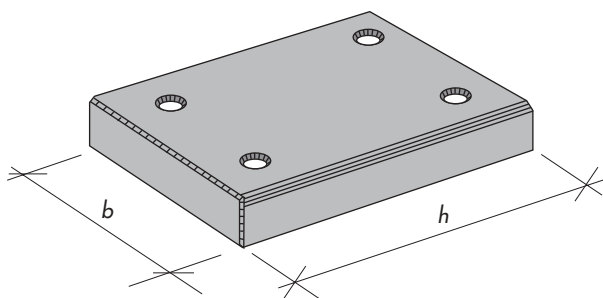
$$m_p = \frac{F \cdot c}{8c + 4b - n \cdot d} \quad (13.57)$$

där F = dimensionerande utdragskraft enligt formel (13.52)

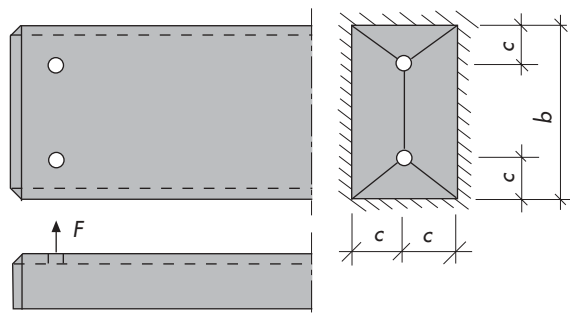
d = håldiametern

c och b framgår av figur 13.16

Svetsning mellan stålsockeln och den ingjutna fästplåten kan endast ske utifrån. Om sockeln fasas och stumsvetsas helt igenom behöver man inte kontrollera svetsens bärförmåga. Om sockeln däremot kälsvetsas mot den ingjutna fästplåten måste spänningarna i svetsarna kontrolleras. Drag- och tryckkrafter kan därvid antas överförda av flänssvetsarna och tvärkrafterna av livsvetsarna.



Figur 13.15
Stålsockel för inspänd pelare med inlimmad skruv.



Figur 13.16
Stålsockel. Beräkningsmodell.

Dimensioneringsvillkoret för svets mellan fläns och fästplåt lyder:

$$\frac{M_d}{h} + 0,5V_d \leq F_{R\alpha} \quad (13.58)$$

där $F_{R\alpha}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i tvärriktningen.

$F_{R\alpha}$ kan beräknas med formeln:

$$F_{R\alpha} = \frac{a \cdot b \cdot f_{wd}}{\sqrt{2}} \quad (13.59)$$

där f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet.

a = svetsens a-mått

Dimensioneringsvillkoret för svetsen mellan det ena livet och fästplåten lyder:

$$0,5H_d \leq F_{R\parallel} \quad (13.60)$$

där $F_{R\parallel}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i längdriktningen.

$F_{R\parallel}$ kan beräknas med formeln:

$$F_{R\parallel} = 0,6a \cdot h \cdot f_{wd} \quad (13.61)$$

där a = svetsens a-mått.

Om utnyttjandegraden i ekvationerna (13.60) och (13.58) blir högre än 70% kräver vissa normer att svetsen kontrolleras genom oförstörande provning, t ex röntgen. Med hänsyn till risken för skiktbristning i fästplåten krävs dessutom ofta att denna, vid utnyttjandegrader över ca 50%, utförs av material med garanterade och verifierade egenskaper i tjockleksriktningen eller att plåten kontrolleras med ultraljudsprovning. Det är därför i många fall ändamålsenligt att utföra fästplåten av tillverkningskontrollerat (ultraljudsprovat) material och att begränsa utnyttjandegraden i svetsarna enligt ekvation till 50 %. Som regel blir svetsen mellan sockel och fästplåt inte dimensionerande och a-måttet väljs till 3 mm.

Bredden och längden på den ingjutna fästplåten bestäms som regel utgående från limträpelarens dimensioner och det utrymme som beslaget och dess infästning kräver med beaktande av erforderliga byggtoleranser. Kraftfördelningen under fästplåten antas förenklat motsvara en rektangulär tryckzon, centrerad omkring sockelns tryckta kant, och en dragkraft i förankringsstängerna. Tjockleken väljs så att den av dragkraften förorsakade böjpåkänningen inte överstiger det dimensionerande värdet på sträckgränsen i fästplåten. Med beteckningar enligt figur 13.17 kan villkoret skrivas:

$$F^* \cdot e \leq f_{yd} W_p \quad (13.62)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på fästplåtens sträckgräns

$W_p = b_f \cdot t_f^2 / 4$ = fästplåtens plastiska böjmotstånd

F^* = dimensioneringsvärdet på den utdragskraft som verkar i centrum av gruppen med förankringsstänger.

F^* kan beräknas med formeln:

$$F^* = f_{cc} \cdot b_f \cdot y - V_d \quad (13.63)$$

där f_{cc} = dimensioneringsvärdet på betongens hållfasthet vid lokalt tryck

b_f = fästplåtens bredd

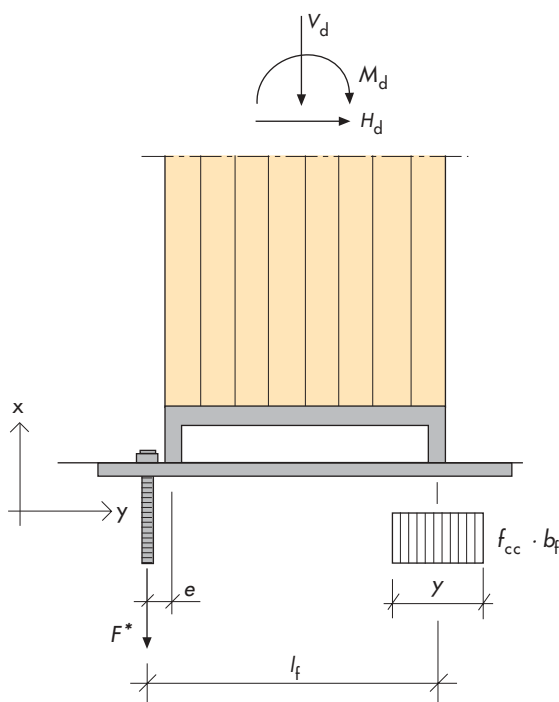
För betong i hållfasthetsklass K25 kan man räkna med:

$$f_{cc} = 30 \text{ MPa.}$$

Tryckzonens utbredning y beräknas ur villkoret för momentjämvikt och kan, med beteckningar enligt figur 13.17, skrivas:

$$y = \frac{M_d + 0,5V_d(2l_f - h)}{f_{cc} \cdot b_f \cdot l_f} \quad (13.64)$$

Tryckzonen måste i sin helhet ligga inom fästplåtens kanter. I annat fall blir kontakttrycket



Figur 13.17
Inspänd pelarfot med inlimmad skruv och stålsockel.
Beräkningsmodell.

mellan fästplåt och betongkonstruktion dimensionerande och fästplåtens dimensioner måste ökas.

Omgivande betongkonstruktion dimensioneras enligt gällande betongnormer.

Grundskruvarnas bärförmåga med avseende på betongens hållfasthet kan kontrolleras på samma sätt som vid inspänning med laskar, avsnitt 13.3.1. Dimensioneringsvillkoret (13.47) gäller, liksom tillhörande formler om F ersätts med F^* .

13.4 Ledad anslutning av balk till pelare

Ledad anslutning mellan balk och pelare överför horisontala och vertikala krafter. Moment överförs endast i begränsad omfattning och beaktas som regel inte vid dimensionering. Infästningen bör utformas så att balkens vinkeländring inte förhindras. Om vinkeländringen inte kan ske fritt uppstår nämligen extraspänningar, som kan leda till oförutsedda skador på limträpelare eller -balk.

Beslaget utformas som regel med utanpåliggande laskar av stål som spikas eller skruvas fast i pelaren och balken. Önskas av estetiska eller brandtekniska skäl en dold infästning kan inlimmad skruv vara ett lämpligt alternativ. Inlimmad skruv lämpar sig dock endast för konstruktioner inomhus och för relativt små horisontalkrafter. Utanpåliggande laskar ger en viss sidostagning av balken mot vippning medan däremot inlimmad skruv kräver särskild stagning av balkens överkant. Infälld balk används ofta vid gavelpelare, för att överföra pelarens horisontalkrafter till balken.

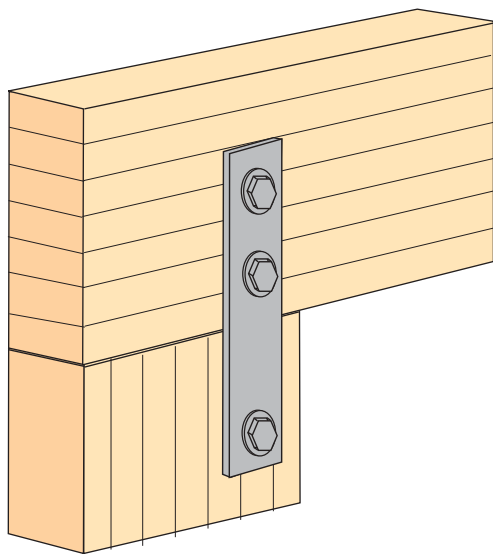
Beslagen levereras antingen lösa för att anbringas på byggsplatsen eller monterade på pelaren eller balken. Inlimmad skruv limmas alltid på fabrik.

I det följande redovisas dimensioneringsprinciper för tre alternativ: Laskar av spikningsplåt eller plattstång, inlimmad skruv och i pelartopp infälld balk.

13.4.1 Laskar av spikningsplåt eller plattstång

Ledad anslutning med laskar av spikningsplåt eller plattstång, infästa på pelartvärsnittets breddsidor, är en enkel och ändamålsenlig metod, lämplig såväl för små som stora krafter, se figur 13.18.

Kraftöverföringen mellan lask och limträpelare eller balk sker med hjälp av spik, skruv el-



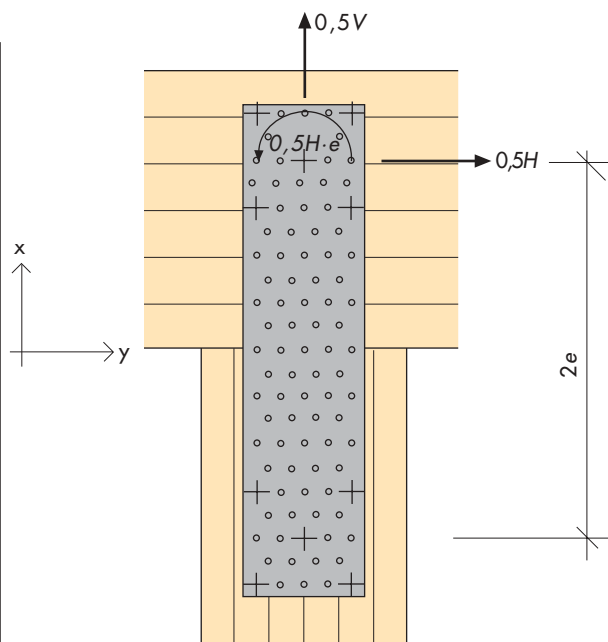
Figur 13.18
Ledad anslutning mellan balk och pelare med laskar av spikningsplåt. Principskiss.

ler träskruv. Vilken typ av fästdon som skall användas avgörs med utgångspunkt från estetiska, ekonomiska, montagekniska och styrkemässiga krav.

Laskarna bör placeras så nära pelarens innerkant som möjligt, så att de inte förhindrar balkens vinkeländring. Lämpligt kantavstånd mellan pelarens innerkant och skruvens centrum är $4d$, om förbandet överför horisontalkrafter, och $2d$ om förbandet enbart överför vertikala krafter. Om spikningsplåtar används är motsvarande avstånd $10d$ respektive $5d$.

Förborrade spikningsplåtar av förzinkad stålplåt med tjocklek 1,5 – 5,0 mm är ett billigt alternativ vid måttliga krafter. Spikningsplåtar med valfritt hålmönster och valfri plåttjocklek och ytbehandling kan beställas från särskilda tillverkare av perforerad plåt. Lägsta pris får man som regel om hålen kan stansas ut vilket förutsätter att plåttjockleken är högst lika med håldiametern. Hålen väljs lämpligen 1 mm större än spikens tvärmått.

Laskar för skruvförband tillverkas lämpligen av plattstång eller universalstång. Godstjockle-



Figur 13.19
Lasken betraktas som en i var ände fast inspänd balk. Beteckningar.

ken väljs ur standardserien 6, 8, 10, 12, 15 och 20 mm och skall vara minst 0,3 gånger skruvdiametern. Hålen borras 1 mm större än skruvdiametern.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas lasken som en i vardera änden fast inspänd balk, belastad med en horisontalkraft och i förekommande fall med en lyftande vertikalkraft. Krafterna förutsätts angripa i skruv- eller spikgruppens centrum, se figur 13.19.

Excentricitetsmomentet $0,5H \cdot e$ beaktas vid dimensioneringen. Nedåtriktade vertikalkrafter överförs till pelaren genom anliggning och belastar således inte lasken.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av en enskild lask i balken lyder:

$$\sqrt{F_x^2 + F_y^2} \leq R_{vd} \quad (13.65)$$

där R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad spik eller skruv.

Bärförmågan hos en enskild förbindare bestäms med hänsyn till vinkeln mellan kraft- och fiberriktning.

F_x och F_y beräknas med formlerna:

$$F_x = \frac{0,5V_d}{n} + \frac{0,5H_d \cdot e \cdot r_y}{I_p} \quad (13.66)$$

$$F_y = \frac{0,5H_d}{n} + \frac{0,5H_d \cdot e \cdot r_x}{I_p} \quad (13.67)$$

där H_d = dimensionerande horisontell upplagsreaktion från balken

V_d = dimensionerande vertikal upplagsreaktion (uppåtriktad) från balken

n = antalet fästdon, som den enskilda lasken är fäst i balken med

$2e$ = avståndet mellan spik- eller skruvgruppernas tyngdpunkter enligt figur 13.19

r_y, r_x = avstånden i y- och x-led mellan respektive spik- eller skruvgrupps tyngdpunkt och den enskilda spiken/ eller skruven

I_p = spik- eller skruvgruppens polära tröghetsmoment.

Det polära tröghetsmomentet beräknas med formeln:

$$I_p = \sum (r_x^2 + r_y^2) \quad (13.68)$$

Dimensioneringsvillkoret för en enskild lask lyder:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.69)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på laskens sträckgräns

σ = normalspänningen i en viss punkt på lasken

τ = skjuvspänningen i samma punkt

Om σ och τ beräknas enligt elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder, får f_{yd} i ekvation (13.69) ersättas med $1,1 \cdot f_{yd}$.

Den största normalspänningen $\sigma_{\max}$ uppträder i laskens dragna kant och ett värde på säkra sidan kan beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{\max} = \frac{0,5H_d \cdot e}{W} + \frac{0,5V_d}{A} \quad (13.70)$$

där A = tvärsnittsarea hos en lask

W = böjmotstånd hos en lask.

Skjuvspänningen τ i punkten för maximal böjspänning är lika med noll.

Maximal skjuvspänning $\tau_{\max}$ uppträder i jämnhöjd med neutralaxeln vid böjning kring z-axeln och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{\max} = 1,5 \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.71)$$

Normalspänningen σ i samma punkt på tvärsnittet beräknas ur sambandet:

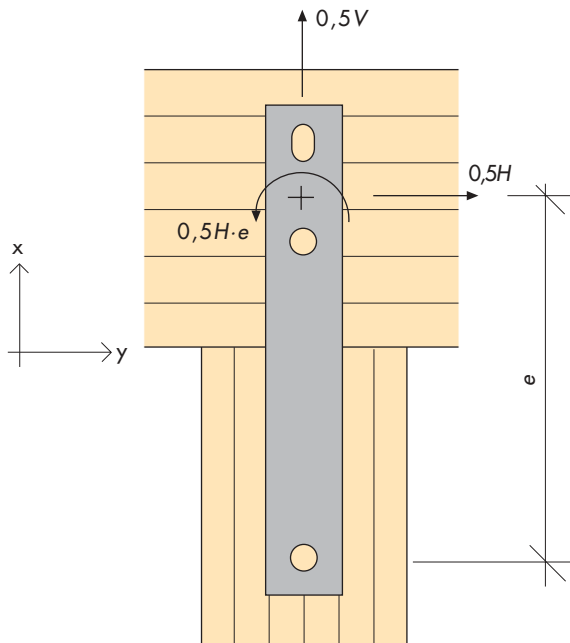
$$\sigma = \frac{0,5V_d}{A} \quad (13.72)$$

Skruv- eller spikhålens inverkan på laskens kapacitet kan beaktas genom att i ekvation (13.69) sätta in spänningar som beräknats med utgångspunkt från nettotvärsnittet, dvs med A_{net} och W_{net} och ersätta sträckgränsen f_{yd} med brottgränsen f_{ud} . Detta innebär att lasken tillåts plastisera omkring hålen.

För tunna laskplåtar kontrolleras också risken för buckling vid plåtens tryckta kant enligt gällande normer för stålkonstruktioner.

Slankhetsparametern λ_b kan därvid bestämmas enligt avsnitt 13.2.1.

Infästningen av en enskild lask i pelaren kontrolleras på samma sätt som infästningen i balken men med hänsyn till att fiberriktningen är olika i balk och pelare.



Figur 13.20

Lasken betraktas som en i ena änden fast inspänd och i den andra änden fritt upplagd balk. Beteckningar.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttryck mellan balk och pelare lyder:

$$V_d \leq f_{c90d} \cdot b \cdot h \quad (13.73)$$

där V_d = dimensionerande vertikalkraft (nedåtriktad)

f_{c90d} = dimensioneringsvärdet på limträbalkens tryckhållfasthet tvärs fiberriktningen

b = pelartvärsnittets bredd

h = pelartvärsnittets höjd (djup).

Lasken i figur 13.20 förutsätts vid dimensioneringen vara fast inspänd i balken och ledat infäst i pelaren. Excentricitetsmomentet beaktas vid dimensioneringen av infästningen i balken. Det översta skruvhålet i balken kan med fördel göras avlångt i höjdlid, för att medge viss fuktrörelse och vinkeländring hos balken. Vid dimensioneringen måste man då tänka på att denna skruv inte kan medverka till att ta upp vertikala krafter.

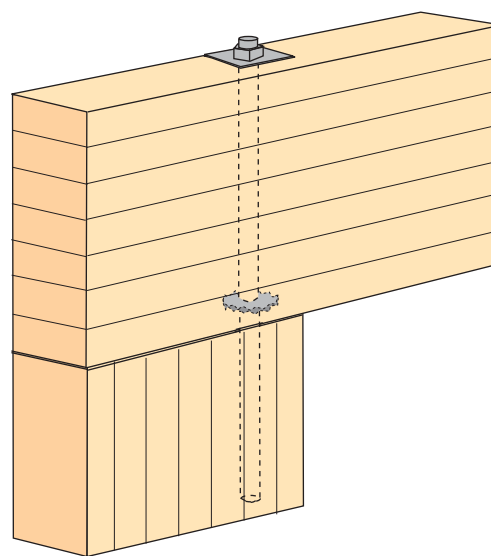
13.4.2 Inlimmad skruv

Vid ledad anslutning med inlimmad skruv är infästningen helt dold, vilket kan vara önskvärt av estetiska, brandtekniska eller andra skäl, figur 13.21. Mutter och bricka kan försänkas i balkens översida och täckas med en träplugg, vilket ger ett effektivt brandskydd.

Limningsmomentet utförs alltid på fabrik och pelarna levereras sålunda med utstickande skruvar. Under transport och montage måste skruvarna skyddas mot stötar och annan mekanisk påverkan.

Inlimmad skruv får inte användas i klimatklass 3 eller i konstruktioner utsatta för dynamiska laster eller utmattningslaster. Med hänsyn till balkens fuktrörelser bör användningen av inlimmad skruv begränsas till balkhöjder mindre än 500 mm.

Inlimmad skruv ger otillräcklig sidostagning, varför balkens överkant måste stagas genom särskilda åtgärder. Inlimmad skruv bör placeras så nära pelarens innerkant som möjligt, så att balkens vinkeländring inte hindras. Lämpligt kantavstånd mellan pelarens innerkant och skruv-



Figur 13.21

Ledad anslutning mellan balk och pelare med inlimmad skruv. Principskiss.

vens centrum är $4d$ om förbandet överför horisontala krafter, och $2d$ om förbandet enbart överför vertikala krafter. Om fler än en inlimmad skruv erfordras, bör dessa av samma skäl placeras bredvid varandra.

DIMENSIONERING

Antalet skruvar, deras dimensioner och inlimningslängder bestäms med hänsyn till förekommande horisontalkrafter och eventuella lyftande vertikalkrafter. Nedåtriktade vertikalkrafter överförs till pelaren genom anliggning.

Dimensioneringsvillkoret för den i pelaren inlimmade skruven lyder:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1 \quad (13.74)$$

där $F_v = H_d/n$

$F_t = V_d/n$

H_d = dimensionerande horisontalkraft på pelaren

V_d = dimensionerande vertikalkraft (uppåtriktad)

n = antalet inlimmade skruvar per pelare

R_{vd} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid tvärkraftsbelastning

R_{td} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid utdragsbelastning

Karakteristiska värden på R_{vd} och R_{td} beräknas enligt formel (13.32) och (13.33).

För att förbättra tvärkraftskapaciteten kan ensidigt tandade mellanläggsbrickor, t ex Bulldog, monteras på pelarens ändyta. Detta bör ske i samband med inlimning av skruven som utförs på fabrik. Den inlimmade skruvens tvärkraftskapacitet får då ökas med mellanläggsbrickornas dimensionerande tillskottskapacitet enligt gällande bestämmelser.

Storleken på brickan på balkens översida bestäms så att kontakttrycket mellan bricka och balk inte överskrider vid lyftande krafter.

Dimensioneringsvillkoret lyder:

$$F_t \leq \kappa_c \cdot f_{c90d} \cdot A_b \quad (13.75)$$

där f_{c90d} = dimensioneringsvärdet på limträbalkens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
 A_b = brickans area, med avdrag för hålet

Värdet på f_{c90d} får, med hänsyn till att trycket är lokalt, ökas genom multiplikation med en faktor κ_c . Faktorn kan bestämmas antingen med ledning av avsnitt 4.3 eller med uttrycket:

$$\kappa_c = \sqrt[4]{\frac{150}{D}} \leq 1,8 \quad (13.76)$$

där D = brickans sidomått i mm.

Brickans tjocklek t_b bestäms så att böjspänningen i brickan inte överskrider det dimensionerande värdet på materialets sträckgräns. Dimensioneringsvillkoret för en kvadratisk bricka med sidan D lyder:

$$t_b \geq D \cdot \sqrt{\frac{D}{D-d}} \cdot \sqrt{\frac{f_{c90d}}{2f_{yd}}} \quad (13.77)$$

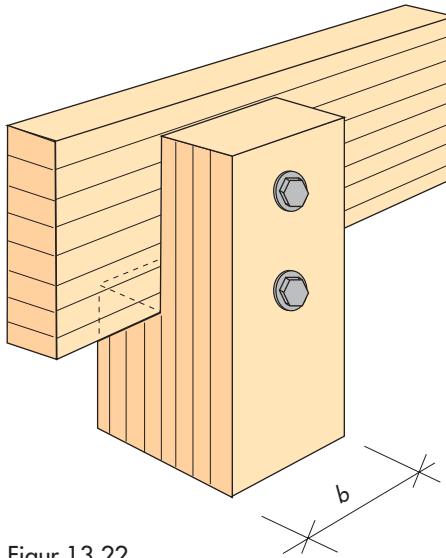
där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på brickans sträckgräns.

Kontakttrycket mellan balk och pelare kontrolleras som vid laskar av spikningsplåt eller plattstång, enligt formel (13.73).

13.4.3 Infälld balk

Infälld balk används ofta vid gavelpelare för att överföra pelarens horisontalkraft till balken. Urtaget i pelaren görs av estetiska och montagegemässiga skäl lika stort som balkbredden.

Kraftöverföringen mellan balk och pelare sker som regel med hjälp av skruv, enligt figur 13.22. Vid små horisontalkrafter kan även infästning med hjälp av plåtvinklar komma ifråga, se figur 13.23.



Figur 13.22
Ledad anslutning mellan balk och pelare med balken infälld i pelartopp. Principskiss.

DIMENSIONERING

Skruv eller plåtvinklar dimensioneras för lyftande vertikalkrafter och för sådana horisontalkrafter som drar pelaren från balken. Nedåtriktade vertikalkrafter och horisontalkrafter som trycker pelaren mot balken överförs genom anliggning. Urtaget i pelaren dimensioneras enligt anvisningarna i avsnitt 4.4. Vertikalkraften från balken angriper limträpelaren excentriskt och det tilläggsmoment som förorsakas härav skall beaktas vid dimensioneringen av pelaren.

I de följande anvisningarna förutsätts utförande med genomgående skruv. Vidare antas att eventuella horisontalkrafter verkande i balkens riktning inte belastar skruvarna.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av pelaren i balken lyder:

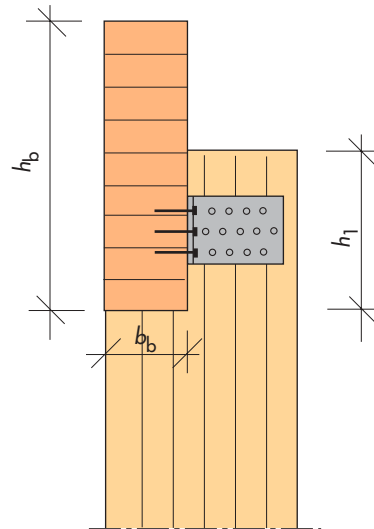
$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1 \quad (13.78)$$

där $F_v = V_d/n$

$F_t = H_d/n$

V_d = dimensionerande vertikalkraft (uppåtriktad)

H_d = dimensionerande värde på den horisontalkraft som drar pelaren från balken



Figur 13.23
Infälld balk, infäst med vinkelbeslag. Ursparing i pelare.

R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en skruv vid tvärkraftsbelastning

R_{td} = dimensionerande bärförmåga för en skruv vid utdragsbelastning

n = antalet skruvar i förbandet

Storleken och tjockleken på brickan på pelarens baksida kontrolleras som för inlimmad skruv, enligt formlerna (13.75) – (13.77).

Dimensioneringsvillkoren med avseende på kontakttryck mellan balken och pelaren lyder:

$$V_d \leq f_{c90d} \cdot b \cdot b_b \quad (13.79)$$

$$H_d \leq f_{c90d} \cdot b \cdot h_1 \quad (13.80)$$

där V_d = dimensionerande vertikalkraft (nedåtriktad)

H_d = dimensionerande värde på den horisontalkraft som trycker pelaren mot balken

b = pelartvärsnittets bredd

b_b = balktvärsnittets bredd

h_b = balktvärsnittets höjd

h_1 = Ursparingens höjd ($\leq h_b$)

Kapaciteten med avseende på nedåtriktad vertikalkraft, ekvation (13.79), kan ökas genom att man ökar upplagsytan med hjälp av en kraftig

plattstång med tjockleken t_p som placeras mellan balk och pelare. Om plattstångens utkräning är $4t_p$ på ömse sidor om pelaren, får b i ekvation (13.79) ersättas med $b + 8t_p$. Plattstångens bärförmåga behöver inte kontrolleras om utkräningen är högst $4t_p$.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på urtag i pelartopp lyder:

$$1,5 \frac{H_d}{b(h - b_b)} \leq \kappa_v \cdot f_{vd} \quad (13.81)$$

där H_d = dimensionerande värde på den horisontalkraft som trycker pelaren mot balken

f_{vd} = dimensioneringsvärdet på limträpelarens skjuvhållfasthet

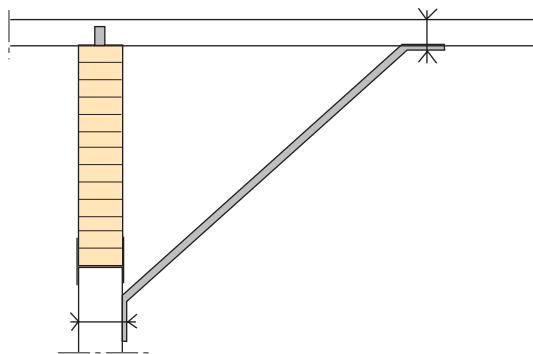
h = pelartvärsnittets djup

κ_v = reduktionsfaktor som beaktar urtagets inverkan på bärförmågan och som beräknas enligt avsnitt 4.4.

Urtagets storlek begränsas till $0,5h$ dock högst 500 mm. Urtaget kan förstärkas med t ex plywood eller inlimmad skruv, se vidare avsnitt 4.4.

13.4.4 Sidostagning av pelartopp

I hallbyggnader utformas anslutningen mellan pelare och balk ofta enligt figur 13.21, d v s med balken upplagd ovanpå pelaren. Som regel ligger därvid den horisontella stomstabiliseringen,



Figur 13.24
Sidostagning av pelartopp.

t ex vindfackverk eller takskiva, i nivå med balkens överkant och särskilda åtgärder måste därför vidtas för att hindra pelartoppen från att förskjutas i sidled. Vid fasadpelare kan oftast väggkonstruktionen utnyttjas för ändamålet, medan innerpelare normalt måste strävas av, t ex enligt figur 13.24.

Stagningen dimensioneras för en horisontalkraft som beror såväl av den vertikala upplagsreaktionen som av momentet i balken:

$$H_d = H_{pelare} + H_{balk} \quad (13.82)$$

$$H_{pelare} = N_d / 100 \quad (13.83)$$

$$H_{balk} = \frac{M_d}{h \cdot \beta_T} \quad (13.84)$$

N_d = normalkraften i pelaren

M_d = maximalt fältmoment i balken

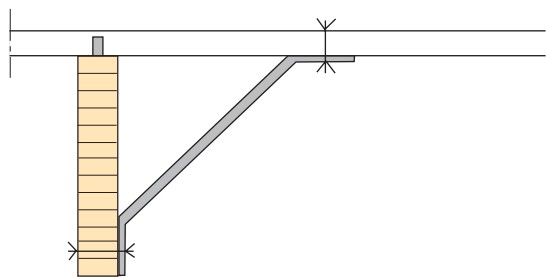
β_T = konstant som bl a beror av balkens geometri och sidostagning.

För en fritt upplagd balk med jämnt fördelad last som angriper i överkant balk kan konstanten β_T uppskattas med hjälp av följande formler:

$\beta_T = 100$ om balken är ostagad mellan upplagen.

$\beta_T = 80 + 9h/b + 0,6(h/b)^2$ om överkanten är stagad utefter hela längden.

För innerpelare summeras H_{balk} från båda fälten. Om balken är kontinuerlig över innerstöd kan man, som en approximation på säkra sidan, dimensionera stagningen som för två fritt upplagda balkar.



Figur 13.25
Stagning av kontinuerlig balk.

13.4.5 Sidostagning av kontinuerlig balk

Vippningslasten för en kontinuerlig balk kan höjas genom att man strävar av underkanten i närheten av mellanstödet, t ex enligt figur 13.25. Se avsnitt 4.2. Avsträvningen dimensioneras för horisontalkraften:

$$H_d = \frac{M_d}{70h} \quad (13.85)$$

där M_d är stödmomentet.

13.5 Ledad nockskarv

Ledad nockskarv överför horisontala och vertikala krafter. Moment överförs bara i begränsad omfattning och beaktas inte vid dimensioneringen. Infästningen bör utformas så att den inte hindrar balkarnas vinkeländring. Om denna inte kan ske fritt, uppstår extraspänningar som kan medföra oförutsedda skador på konstruktionen.

Beslaget utformas vanligtvis med utanpåliggande laskar av spikningsplåt. Vid stora tvärkrafter kombineras spikningsplåtarna med ett infräst mellanlägg av stål. Utförande med utanpåliggande plattstänger och tvärkraftsöverförande mellanlägg förekommer också, liksom laskar av trä eller plywood.

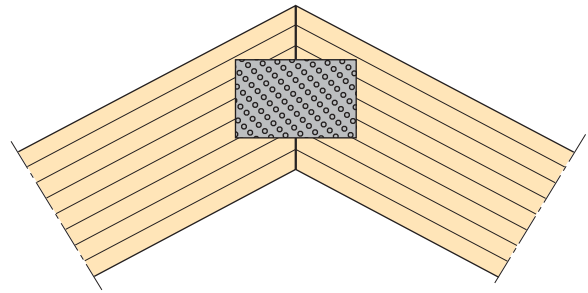
I det följande redovisas dimensioneringsprinciperna för de två första alternativen.

13.5.1 Laskar av spikningsplåt

Ledad nockskarv med laskar av spikningsplåt är enkel och ändamålsenlig, lämplig för små krafter, figur 13.26.

Kraftöverföringen mellan lask och limträbalk sker med hjälp av kamspik. Laskarna bör placeras så nära balkarnas underkant som möjligt, så att de inte hindrar balkarnas fria vinkeländring. Lämpligt avstånd mellan underkant balk och första spikraden är $10d$.

Förborrade spikningsplåtar av förzinkad stål-

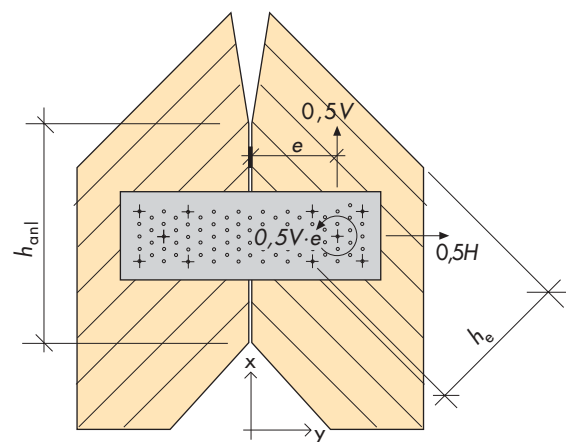


Figur 13.26
Ledad nockskarv med laskar av spikningsplåt.
Principskiss.

plåt och tjockleken 1,5 - 5,0 mm finns som lagervara i ett stort antal varianter. Spikningsplåtar med valfritt hålmönster och valfri plåttjocklek och ytbehandling kan beställas från särskilda tillverkare av perforerad plåt. Lägsta pris erhålls som regel om hålen kan stansas ut vilket förutsätter att plåttjockleken är högst lika med håldiametern. Hålen bör väljas 1 mm större än spikens tvärmått.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas lasken som en i vardera änden fast inspänd balk, belastad med en vertikal kraft och en horisontalkraft, båda angripande i spikgruppens centrum, figur 13.27. Inspänningsmomentet beaktas vid dimensioneringen av beslag och spikförband.



Figur 13.27
Ledad nockskarv med laskar av spikningsplåt.
Beteckningar.

2/3 av den tryckande horisontalkraften kan överföras genom anliggning mellan balkarna. För att minska risken för fläkning bör nockskarven utformas så att kontakttrycket inte angriper närmare balkens översida än 1/6 av balkhöjden, t ex genom snedsågning eller mellanlägg.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av en enskild lask i balken lyder:

$$\sqrt{F_x^2 + F_y^2} \leq R_{vd} \quad (13.86)$$

där R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad spik.

$$F_x = \frac{0,5V_d}{n} + \frac{0,5V_d \cdot e \cdot r_y}{I_p} \quad (13.87)$$

$$F_y = \frac{0,5H_d}{n} + \frac{0,5V_d \cdot e \cdot r_x}{I_p} \quad (13.88)$$

V_d = dimensionerande vertikalkraft per balk

H_d = dimensionerande horisontell dragkraft per balk (vid tryckkraft sätter man in $0,5H_d / 3$ i formeln)

n = antal fästdon per balk och lask

e = avstånd enligt figur 13.27

r_y, r_x = avstånden i y- och x-led mellan spikgruppens tyngdpunkt och den enskilda spiken.

I_p = spikgruppens polära tröghetsmoment.

Spikgruppens polära tröghetsmoment beräknas med formeln:

$$I_p = \sum (r_x^2 + r_y^2) \quad (13.89)$$

Dimensioneringsvillkoret för en enskild lask lyder:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.90)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på laskens sträckgräns

σ = normalspänningen i en viss punkt på lasken

τ = skjuvspänningen i samma punkt.

Om σ och τ beräknas enligt elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder får f_{yd} i ekvation (13.90) ersättas med $1,1 \cdot f_{yd}$.

Om horisontalkraften är en dragkraft uppträder maximal normalspänning $\sigma_{t,max}$ i laskens drag-na kant. Ett värde på säkra sidan kan beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{t,max} = \frac{0,5V_d \cdot e}{W} + \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.91)$$

där A = tvärsnittsarea hos en lask

W = böjmotstånd hos en lask.

Om horisontalkraften däremot är en tryckkraft, överförs den delvis genom anliggning och den största normalspänningen $\sigma_{c,max}$ beräknas istället med formeln:

$$\sigma_{c,max} = \frac{0,5V_d \cdot e}{W} + \frac{1}{3} \cdot \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.92)$$

där V_d och H_d sätts in med sina absolutvärden. Skjuvspänningen τ i punkten för maximal böjspänning är noll.

Den maximala skjuvspänningen τ_{max} uppträder i jämnhöjd med neutralaxeln vid böjning kring z-axeln och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{max} = 1,5 \frac{0,5V_d}{A} \quad (13.93)$$

Normalspänningen σ i samma punkt på tvärsnittet är vid dragning:

$$\sigma = \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.94)$$

och om horisontalkraften istället är en tryckkraft:

$$\sigma = \frac{1}{3} \cdot \frac{0,5H_d}{A} \quad (13.95)$$

Skruvhållens eventuella inverkan på laskens kapacitet kan beaktas genom att man i ekvation (13.90) ersätter sträckgränsen f_{yd} med brottgränsen f_{ud} och beräknar spänningarna σ och τ med utgångspunkt från tvärsnittets nettostorheter, A_{net} och W_{net} . Detta innebär att lasken tillåts plastificera omkring hålen.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttrycket mellan balkarna lyder:

$$\frac{2}{3} \cdot H_d \leq f_{\alpha d} \cdot A_{anl} \quad (13.96)$$

där H_d = dimensionerande värde på den tryckande horisontalkraften

$f_{\alpha d}$ = dimensioneringsvärdet på limtrébalkens tryckhållfasthet snett mot fiberriktningen, se avsnitt 4.3. Observera att hållfastheten skall reduceras om mellanlägg saknas.

A_{anl} = kontaktytan, beräknad med hänsyn till eventuell snedskärning i överkant balk.

Vid stor taklutning kan anliggningsstrycket medföra fläkningsbrott i balkarna.

Dimensioneringsvillkoret med hänsyn till fläkning lyder:

$$H \sin \alpha + V \cos \alpha \leq \frac{2}{3} \cdot b \cdot h_e \cdot f_{vd} \quad (13.97)$$

där α = taklutningen

b = balkens bredd

h_e = effektiv balkhöjd enligt figur 13.27

f_{vd} = skjuvhållfasthetens dimensioneringsvärde

13.5.2 Laskar av spikningsplåt och tvärkraftsöverförande mellanlägg

När tvärkraften är så stor att excentricitetsmomentet $V \times e$ blir besvärande kan tvärkraften istället överföras med hjälp av ett i fogen infräst mellanlägg. Mellanlägget kan utformas på många sätt, t ex en bit I-balk. I fortsättningen förutsätts dock mellanlägg enligt figur 13.28. Hela tvärkraften förutsätts därvid överförd av mellanlägget och spikningsplåtarna dimensioneras enbart för horisontella dragkrafter. De medverkar emellertid till att tvärkraften fördelas över balkhöjden och motverkar fläkning vid mellanlägget. Horisontella tryckkrafter överförs genom anliggning mellan balkände och mellanläggets vertikala skänklar.

DIMENSIONERING

Spikningsplåtar och spikförband dimensioneras enligt föregående avsnitt med $V_d = 0$ insatt i formlerna.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttryck mellan balkände och mellanlägg lyder:

$$\frac{H_d}{b(2h)} + \frac{V_d(l+t_2)}{b \cdot h(h+t_1)} \leq f_{\alpha d} \quad (13.98)$$

där V_d = dimensionerande värde på tvärkraften inock

H_d = tillhörande horisontella (tryck)kraft

b = mellanläggets längd $\approx$ balkbredd

$f_{\alpha d}$ = dimensioneringsvärdet på limtrébalkens tryckhållfasthet snett mot fiberriktningen enligt avsnitt 4.3.

Beteckningarna på mellanläggets olika tvärmått framgår av figur 13.28.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på plåtens hållfasthet lyder:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (13.99)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på stålets sträckgräns

σ = normalspänningen i en viss punkt på mellanlägget

τ = skjuvspänningen beräknad i samma punkt.

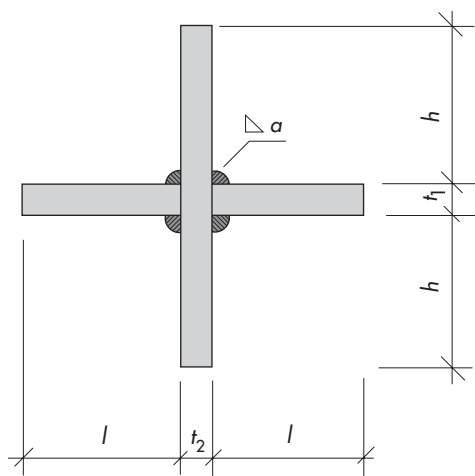
Om σ och τ beräknas enligt elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder får f_{yd} i ekvation (13.99) ersättas med $1,1 \cdot f_{yd}$.

Maximal böj- respektive skjuvspänning beräknas med följande formler:

$$\sigma_{\max} = \frac{V_d \cdot l / 2}{b \cdot t_1^2 / 6} \quad (13.100)$$

$$\tau_{\max} = 1,5 \frac{V_d}{b \cdot t_1} \quad (13.101)$$

Observera att maximal böjspänning inte uppträder i samma punkt som maximal skjuvspänning.



Figur 13.28
Mellanlägg av hopsvetsade plattstänger för överföring av tvärkrafter.

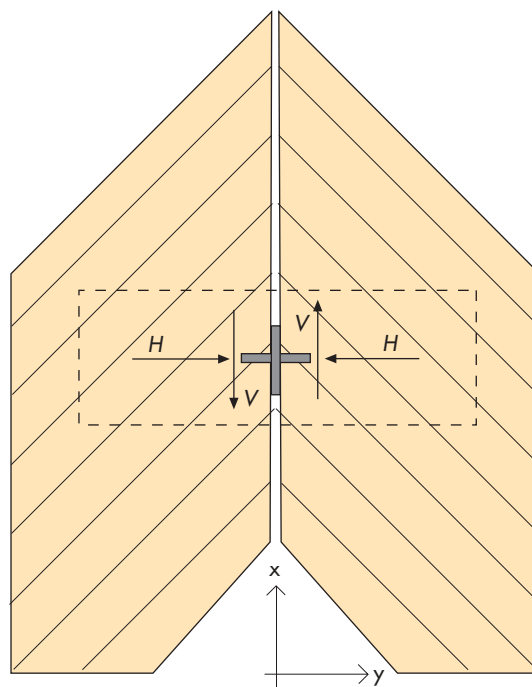
Samma dimensioneringsvillkor som ovan (13.99), gäller för svetsar mellan horisontella och vertikala skänklar.

Om mellanlägget utförs med kälsvetsar kan böj- och skjuvspänningarna i svetsarna beräknas med följande formler:

$$\sigma = \frac{V_d \cdot l / 2}{b \cdot t_1 \cdot a \sqrt{2}} + \frac{V_d}{b \cdot a \sqrt{2}} \quad (13.102)$$

$$\tau = \frac{V_d \cdot l / 2}{b \cdot t_1 \cdot a \sqrt{2}} - \frac{V_d}{b \cdot a \sqrt{2}} \quad (13.103)$$

Enligt vissa normer krävs att, om svetsförbandet utnyttjas högre än 70 %, svetsen kontrolleras genom oförstörande provning, t ex röntgen. Med hänsyn till risken för skiktbristning i den vertikala plåten krävs dessutom ofta att denna, vid utnyttjandegrader över ca 50 %, utförs av material med garanterade och verifierade egenskaper i tjockleksriktningen, eller att plåten kontrolleras med ultraljudsprovning. Det är därför som regel ekonomiskt fördelaktigt att begränsa utnyttjandegraden till 50 %.



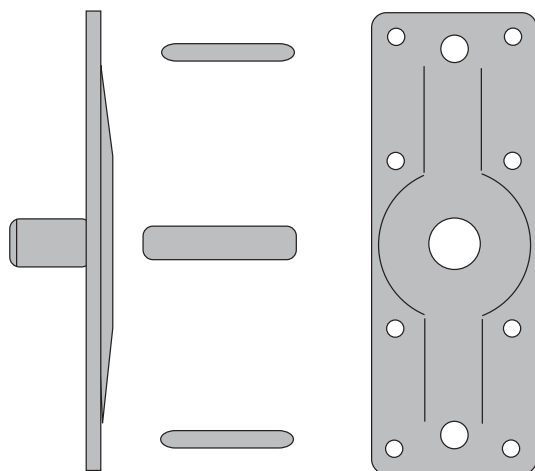
Figur 13.29
Mellanlägg av hopsvetsade plattstänger. Beteckningar.

13.5.3 Nockbeslag typ BMF

Nockbeslag i pressad plåt finns som lagervara och kan användas vid måttliga tvärkrafter. Beslaget består av två likadana plåtar med uppressade ribbor och en påsvetsad rörstump, samt en större och två mindre ståldymlingar, enligt figur 13.30. Beslaget tillverkas i fyra storlekar med höjd x bredd från 175 x 65 till 350 x 90 mm.

Tvärkraften överförs av kamspik, slagen i ändträ, tillsammans med den grövre mittdymlingen, medan de mindre dymlingarna tar upp eventuella vridande moment. Horisontella tryckkrafter överförs genom anliggning mellan de uppressade ribborna. Beslaget kombineras med spikningsplåtar på balksidorna eller, om man föredrar det av utseendeskäl, på ovansidan.

Bärförmågan med avseende på tvärkraft varierar, enligt tillverkarens uppgifter, från ca 6 kN för det minsta beslaget till ca 10 kN för det största. För detaljerade uppgifter om bärförmågan hänvisas till beslagstillverkaren.



Figur 13.30
Nockbeslag typ BMF.

13.6 Ledad balkskarv

Ledad balkskarv överför horisontala och vertikala krafter. Moment överförs bara i begränsad omfattning och beaktas inte vid dimensioneringen. Infästningen bör utformas så att den inte hindrar balkarnas vinkeländring. Om denna inte kan ske fritt uppstår extraspänningar som kan medföra oförutsedda skador på konstruktionen.

Vid måttliga krafter kan beslaget utformas med utanpåliggande laskar av stål, som spikas eller skruvas fast i balkarna. För att överföra större krafter är särskilda, så kallade gerberbeslag, ett lämpligt alternativ.

I det följande redovisas dimensioneringsprinciper för två typer av ledad balkskarv: Laskar av spikningsplåt och gerberbeslag.

13.6.1 Laskar av spikningsplåt

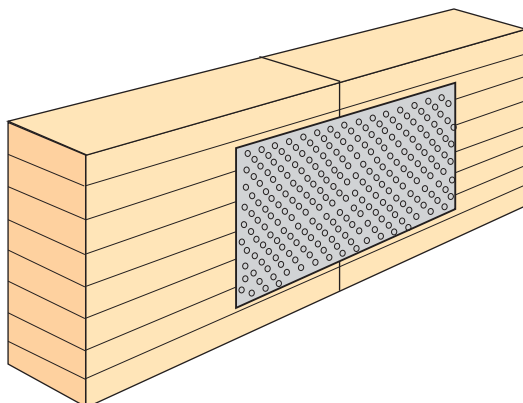
Ledad balkskarv med laskar av spikningsplåt är en enkel och ändamålsenlig skarv som är lämplig vid måttliga krafter, se figur 13.31.

Laskarna bör placeras centriskt med avseende på limträbalkens mittlinje. Kraftöverföringen mellan lask och limträbalk sker med hjälp av kamspik.

Förborrade spikningsplåtar av förzinkad stålplåt med tjockleken 1,5 – 5,0 mm lagerhålls i ett stort antal varianter och är ett billigt alternativ vid måttliga krafter. Spikningsplåtar med valfritt hålmönster och valfri plåttjocklek och ytbehandling kan också beställas från särskilda tillverkare av perforerad plåt, se vidare avsnitt 13.2.1.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering betraktas lasken som en i vardera änden fast inspänd balk, belastad med en vertikalkraft och en horisontalkraft. Krafterna förutsätts angripa i spikgruppens centrum. Tryckande horisontalkrafter överförs till 2/3 genom anliggning mellan balkarna. Inspänningsmomentet beaktas vid dimensioneringen av beslag och spikförband.



Figur 13.31
Ledad balkskarv med laskar av spikningsplåt.
Principskiss.

Infästningen av en enskild lask i balken, den enskilda laskan och kontaktrycket mellan balkarna kontrolleras som för nockskarv med laskar av spikningsplåt, avsnitt 13.5.1.

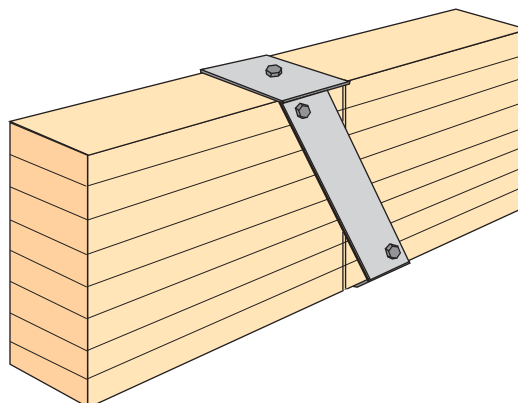
13.6.2 Svetsat gerberbeslag

Ledad balkskarv med gerberbeslag rekommenderas om stora tvärkrafter skall överföras och om kraften alltid har samma riktning. Mindre tvärkrafter i motsatt riktning kan överföras genom skruvförband i de vertikala plåtarna. Om gerberbeslaget dessutom skall överföra dragkrafter, kompletteras det med påsvetsade plattstänger.

Svetsat gerberbeslag utformas vanligtvis enligt figur 13.32, men andra utföranden förekommer, t ex med en inslitsad, centriskt placerad, vertikal plåt i stället för två utanpåliggande. Detta utförande kan ge estetiska och brandskyddstekniska fördelar.

För att inte motverka balkarnas vinkeländring placeras sidoskruvorna så nära topp- respektive bottenplåten som möjligt. Lämpligt kantavstånd är $2d$ om skruven enbart överför horisontella krafter och $4d$ om skruven också överför vertikala krafter.

Vid små tvärkrafter kan man med fördel använda lagerförda gerberbeslag, se avsnitt 13.6.3.



Figur 13.32
Ledad balkskarv med gerberbeslag.
Principskiss.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering antas att tvärkraften överförs genom anläggning mot gerberbeslagets topp- och bottenplåtar.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontaktryck mellan gerberbeslag och balk lyder:

$$V_d \leq f_{c90d} \cdot \beta \cdot b \cdot L \quad (13.104)$$

där V_d = dimensionerande tvärkraft, beräknad för hela balken

f_{c90d} = dimensioneringsvärdet på limträ balkens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen

b = balkens bredd

L = topp- eller bottenplåtens längd, figur 13.33.

Kontaktrycket antas verka endast mot en del, $\beta \cdot b$, av gerberbeslagets bredd:

$$\beta \cdot b = 2t_f \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{c90d}}} \quad (13.105)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på topp- eller bottenplåtens sträckgräns

t_f = topp- eller bottenplåtens tjocklek.

Tvärkrafternas excentricitet ger upphov till ett moment som i underkanten tas upp av kontakt-

tryck mellan ryggplåt och balkände och i överkanten av skruven i sidoplåtarna. Vid behov kan skruvarna i sidoplåtarna kompletteras med träskruv genom topplåten.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på skruven i sidoplåtarna lyder (förutsatt att ingen träskruv i överkanten förekommer):

$$F \leq R_{vd} \quad (13.106)$$

där R_{vd} = skruvens dimensionerande bärförmåga per skär vid tvärkraftsbelastning.

F beräknas ur sambandet:

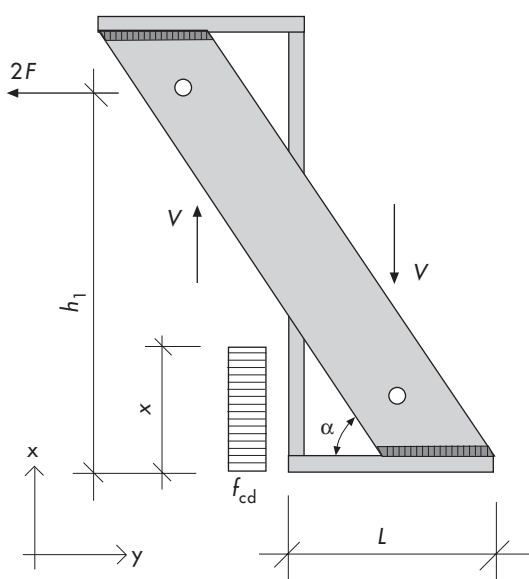
$$2F = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad (13.107)$$

där f_{cd} = dimensioneringsvärdet på limträbalkens tryckhållfasthet i fiberriktningen.

Avståndet x bestäms ur momentjämviktsvillkoret och blir:

$$x = h_1 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2V_d L}{f_{cd} \cdot b \cdot h_1^2}} \right) \quad (13.108)$$

där avståndet h_1 framgår av figur 13.33.



Figur 13.33
Svetsat gerberbeslag. Beteckningar.

Dimensioneringsvillkoret för gerberbeslagets
sidoplåtar lyder:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{vd} \quad (13.109)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på sidoplåtarnas sträckgräns

σ = normalspänningen i en viss punkt på
sidoplåten

τ = skjuvspänningen beräknad i samma punkt.

Om σ och τ beräknas enligt elasticitetsteori samtidigt som ett tvåaxligt spänningstillstånd råder får f_{yd} i ekvation (13.109) ersättas med $1,1f_{yd}$.

Den maximala normaldragsspänningen $\sigma_{\max}$ beräknas ur sambandet:

$$\sigma_{\max} = \frac{F \cdot 0,5x}{W} + \frac{0,5V_d \sin \alpha + F \cos \alpha}{A} \quad (13.110)$$

där A = tvärsnittsarea hos ena sidoplåten
 W = böjmotstånd hos ena sidoplåten.

Övriga beteckningar framgår av figur 13.33.

Om avståndet mellan skruv och bottenplåt är större än $0,5x$ ersätter man detta avstånd i ekvation (13.110) med skruvens kantavstånd.

Skjuvspänningen τ är lika med noll vid plåtkanten.

Den maximala skjuvspänningen $\tau_{\max}$ uppträder i jämnhöjd med neutralaxeln vid böjning kring z-axeln och beräknas ur sambandet:

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \frac{F \sin \alpha - 0,5 V_d \cos \alpha}{A} \quad (13.111)$$

Normalspänningen σ i samma punkt beräknas ur:

$$\sigma = \frac{0,5V_d \sin \alpha + F \cos \alpha}{A} \quad (13.112)$$

Skruvhålens inverkan på bärförmågan kan beaktas genom att man i ekvation (13.109) ersätter f_{yd} med f_{ud} och beräknar spänningarna σ och τ utgångspunkt från tvärsnittets nettostorheter, A_{net} och W_{net} . Detta innebär att lasken tillåts plasticera omkring skruvhålen.

Dimensioneringsvillkoret för kälsvetsarna mellan gerberbeslagets sidoplåtar och dess topp- respektive bottenplåt lyder:

$$\left(\frac{F}{F_{R//}}\right)^2 + \left(\frac{0,5V_d}{F_{R\perp}}\right)^2 \leq 1 \quad (13.113)$$

där $F_{R//}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i längdriktningen

$F_{R\perp}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i tvärriktningen.

$F_{R//}$ och $F_{R\perp}$ beräknas med formlerna:

$$F_{R//} = 0,6a \cdot l_s \cdot f_{wd} \quad (13.114)$$

$$F_{R\perp} = \frac{a \cdot l_s \cdot f_{wd}}{\sqrt{2}} \quad (13.115)$$

där f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet

l_s = svetsfogens längd

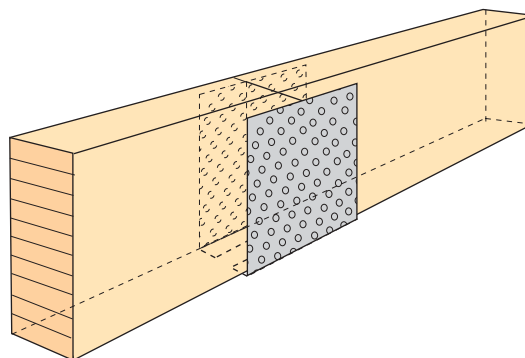
a = svetsens a-mått; väljs till minst 3 mm.

Det är i många fall fördelaktigt att begränsa utnyttjandegraden i ekvation (13.109) till 70 % och dimensionera svetsen så att den blir lika stark som sidoplåten, jämför motsvarande kommentar under avsnitt 13.2.1.

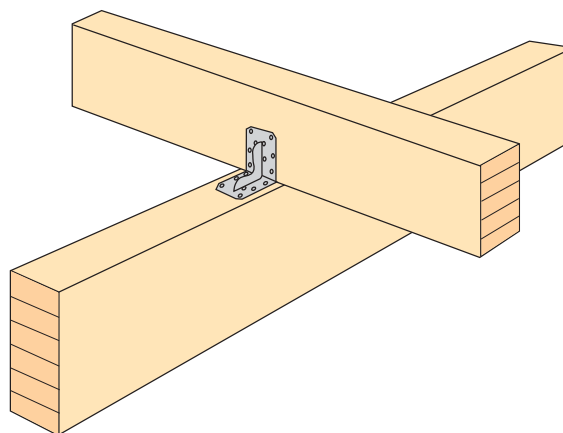
13.6.3 Gerberbeslag typ BMF-W

Vid måttliga tvärkrafter kan man med fördel använda fabrikstillverkade beslag av varmförzinkad stålplåt. Sådana tillhandahålls av ett flertal tillverkare, t ex BMF och JOMA.

Fabrikstillverkade gerberbeslag kan vara hela eller delade. De hela beslagen passar bara till bestämda balkdimensioner, medan de delade som regel är oberoende av balkarnas tvärsnittsmått. Krafterna överförs huvudsakligen med hjälp av kamspik. För detaljerade uppgifter om bärförmåga m m hänvisas till tillverkarnas produktkataloger. Vid användning av dubbla vinkelbeslag av den typ som visas i figur 13.34 måste man särskilt beakta risken för fläkning.



Figur 13.34
Gerberbeslag typ BMF-W.



Figur 13.35
Åsinfästning med förstyrkat vinkelbeslag av kallformad plåt.

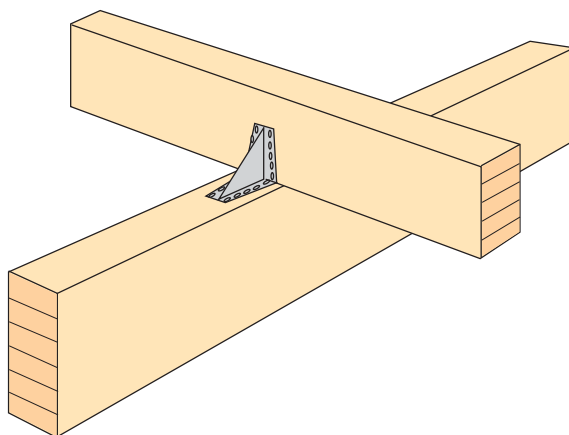
13.7 Anslutning av sekundärbalk

Sekundärbalk som är upplagd på primärbalkens översida överför vertikala krafter och små horisontella krafter i primärbalkens riktning. Sekundärbalk infäst på primärbalkens sida överför även horisontella krafter i sekundärbalkens riktning. Vid behov kan beslaget utformas så att även moment överförs.

För anslutning mellan sekundärbalk och primärbalk finns ett stort antal olika fabrikstillverkade beslag av stål som med fördel kan användas. Tillverkarnas produktkataloger tillhandahåller uppgifter om de olika beslagens bärförmåga och anvisningar om infästningen.

13.7.1 Åsinfästning

Infästning av åsar i primärbalken sker som regel med hjälp av fabrikstillverkade beslag av kallformad, förzinkad stålplåt. Beslagen kan utformas som vinkelbeslag enligt figur 13.35, med eller utan förstyvande rilla, eller som så kallad knagge enligt figur 13.36. Kraftöverföringen sker huvudsakligen genom kontaktryck och med hjälp av kamspik. Plåtbeslag tillverkas och marknadsförs av ett flertal företag, t ex BMF och JOMA. För detaljerade uppgifter om bärförmå-



Figur 13.36
Åsinfästning med knagge av kallformad plåt.

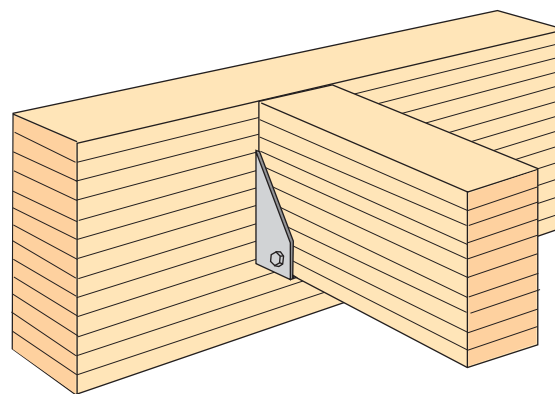
ga m m hänvisas till företagens produktkataloger. Beträffande sidostagning av åsar vid lutande tak, se avsnitt 12.3.

13.7.2 Svetsad balksko

Anslutning av sekundärbalk med balksko är en enkel och ändamålsenlig lösning, framförallt när balkarnas översida skall ligga i samma plan, se figur 13.37.

För mindre krafter finns balkskor av kallformad, förzinkad stålplåt som tillverkas och marknadsförs av ett flertal företag, t ex BMF och JOMA. Utbudet av balkskor med mått anpassade till limträdimensioner är begränsat. Tillverkarna kan dock skräddarsy balkskor precis enligt kundens önskemål. Kraftöverföringen sker huvudsakligen genom kontaktryck och med hjälp av kamspik. För detaljerade uppgifter om mått, bärförmåga m m hänvisas till företagens produktkataloger.

När stora upplagsreaktioner skall överföras från sekundärbalken krävs som regel svetsade balkskor av varmvalsad plåt (plattstång/universalstång). Kraftöverföringen mellan sekundärbalk och balksko sker huvudsakligen genom kontaktryck, medan kraftöverföringen mellan balksko och primärbalk sker med hjälp av spik, skruv eller träskruv. Bärförmågan kan ökas vä-



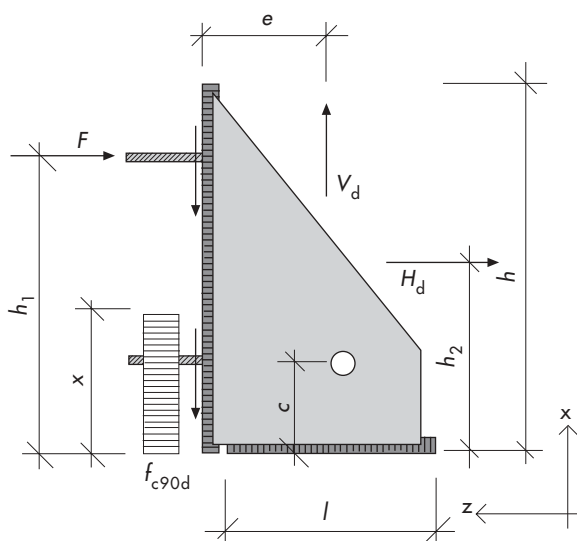
Figur 13.37.
Ledad anslutning mellan sekundär- och primärbalk med svetsad balksko. Principskiss.

sentligt med hjälp av mellanläggsbrickor mellan balksko och primärbalk. Mellanläggsbrickorna bör därvid monteras på primärbalken redan i fabriken.

Ensidigt ansluten sekundärbalk ger upphov till vridande moment i primärbalken. Momentet skall beaktas vid dimensioneringen. Observera att risken för fläkning ökar ju lägre ner på primärbalken som balkskon är infäst.

Sekundärbalkens sidostagning mot vippning kan förbättras genom att överkanten fixeras i sidled, t ex med hjälp av vinkelbeslag.

Balkskor kan utformas på olika sätt, beroende på vilka estetiska eller andra krav som ställs. Om ryggplåten inte går utanför sidoplåtarna är infästningen mot primärbalken skyddad för direkt brandpåverkan. En utkragande ryggplåt ger, å andra sidan, plats för flera rader med fästdon och bärförmågan kan ökas. Sidoplåtarna på vardera sidan om sekundärbalken kan vidare ersättas med en infräst plåt som då blir osynlig och skyddad mot direkt brandpåverkan. Utförandet påverkar inte bärförmågan, medan däremot priset ökar något.



Figur 13.38
Svetsad balksko. Beteckningar.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering antas att nedåtriktade vertikalkrafter överförs till balkskon genom anliggning mot bottenplåten. Lyftande vertikalkrafter och horisontalkrafter som drar sekundärbalken från primärbalken överförs med hjälp av skruv till sidoplåten. Horisontalkrafter som trycker sekundärbalken mot primärbalken överförs genom anliggning mot ryggplåten.

I följande dimensioneringsanvisningar för balkskon i figur 13.38 förutsätts att den lyftande vertikalkraften är liten i förhållande till den nedåtriktade vertikalkraften.

Dimensioneringsvillkoret för skruvförbandet mellan sekundärbalk och balkskons sidoplåtar lyder:

$$\sqrt{F_x^2 + F_z^2} \leq R_{vd} \quad (13.116)$$

där $F_x = 0,5V_d$
 $F_z = 0,5H_d$
 V_d = dimensionerande värde på den lyftande vertikala upplagsreaktionen för sekundärbalken
 H_d = dimensionerande värde på en horisontalkraft som drar sekundärbalken från primärbalken
 R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad träskruv.

Formlerna avser fallet med en träskruv i vardera sidoplåten.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttryck mellan sekundärbalk och balkskons bottenplåt lyder:

$$V_d \leq f_{c90d} \cdot \beta \cdot b \cdot l \quad (13.117)$$

där V_d = dimensionerande värde på vertikal upplagsreaktion (nedåtriktad), från sekundärbalken
 f_{c90d} = dimensionerande värde på sekundärbalkens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
 l = bottenplåtens längd

b = balkens bredd

β = faktor som tar hänsyn till att upplagstrycket är koncentrerat till bottenplåtens kanter

Den verksamma bredden $\beta \cdot b$ beräknas med formeln:

$$\beta \cdot b = 2t \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{c90d}}} \quad (13.118)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på bottenplåtens sträckgräns
 t = bottenplåtens tjocklek.

Balkskons sidoplåtar blir inte avgörande för bärformågan om tjockleken väljs till minst hälften av bottenplåtens tjocklek.

Dimensioneringsvillkoret för balkskons ryggplåt lyder:

$$\sigma \leq f_{yd} \quad (13.119)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på ryggplåtens sträckgräns
 σ = normalspänningen i ryggplåten.

Normalspänningen σ kan beräknas ur sambandet:

$$\sigma \approx \frac{3F}{2t^2} \quad (13.120)$$

där F = dimensionerande utdragskraft i den övre skruvraden
 t = ryggplåtens tjocklek.

Med två skruvar enligt figur 13.38 kan man beräkna F med formeln:

$$F = f_{c90d} \cdot b \cdot x - H_d \quad (13.121)$$

där f_{c90d} = dimensioneringsvärde på primärbalkens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen

H_d = dimensionerande värde på horisontalkraften

x = tryckblockets höjd, se figur 13.38 och ekvation 13.122.

Horisontalkraften sätts in med positivt tecken om kraften trycker sekundärbalken mot primärbalken och med negativt tecken om den verkar i motsatt riktning. Avståndet x beräknas ur momentjämviktsvillkoret och kan skrivas:

$$x = h_1 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{V_d \cdot e + H_d(h_1 - h_2)}{f_{c90d} \cdot b \cdot h_1^2}} \right) \quad (13.122)$$

där V_d = dimensionerande värde på vertikal (nedåtriktad) upplagsreaktion
 $e \approx 2t + l/2$

$h_2 = h/2$ om horisontalkraften är en tryckkraft
 $h_2 = c$ om horisontalkraften är en dragkraft.

Förutsättningen för att ekvationerna (13.121) och (13.122) skall gälla är att vertikalkraften är stor i förhållande till horisontalkraften. I annat fall koncentreras inte kontaktrycket till den undre kanten såsom förutsatts vid härledningen av ekvationerna.

Dimensioneringsvillkoret för den övre av två skruvar i balkskons ryggplåt enligt figur 13.38 lyder:

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}} \right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}} \right)^2 \leq 1 \quad (13.123)$$

där $F_v = 0,5V_d$

$F_t = F$

R_{vd} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid tvärkraftsbelastning

R_{td} = skruvens dimensionerande bärförmåga vid axiell dragning.

Storleken på brickan på primärbalkens baksida bestäms så att kontaktrycket mellan balk och

bricka inte överskrider tryckhållfastheten tvärs fiberriktningen. Dimensioneringsvillkoret vid utförande med två skruvar lyder:

$$F \leq k_c \cdot f_{c90d} \cdot A_b \quad (13.124)$$

där A_b = brickans area med avdrag för hålet
 k_c = en faktor som beaktar att bärförmågan ökar vid lokalt tryck.

Faktorn k_c kan bestämmas med ledning av avsnitt 4.3 eller med uttrycket:

$$k_c = \sqrt[4]{\frac{150}{D}} \leq 1,8 \quad (13.125)$$

där D är brickans sidomått i mm.

Brickans tjocklek bestäms så att böjspänningen i brickan inte överskrider det dimensionerande hållfasthetsvärdet. Dimensioneringsvillkoret för en kvadratisk bricka lyder:

$$t_b = D \sqrt{\frac{D}{D-d}} \cdot \sqrt{\frac{f_{c90d}}{2f_{yd}}} \quad (13.126)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på brickans sträckgräns

t_b = brickans tjocklek

d = skruvens diameter

D = brickans sidomått

Dimensioneringsvillkoret för kälsvetsarna mellan balkskons sidoplåtar och bottenplåten lyder:

$$\left(\frac{0,5H_d}{F_{R//}} \right)^2 + \left(\frac{0,5V_d}{F_{R\perp}} \right)^2 \leq 1 \quad (13.127)$$

där $F_{R//}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i längdriktningen

$F_{R\perp}$ = svetsens dimensionerande bärförmåga i tvärriktningen

$F_{R//}$ och $F_{R\perp}$ beräknas med formlerna:

$$F_{R//} = 0,6a \cdot l_s \cdot f_{wd} \quad (13.128)$$

$$F_{R\perp} = \frac{a \cdot l_s \cdot f_{wd}}{\sqrt{2}} \quad (13.129)$$

där f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet

l_s = svetsfogens längd

a = svetsens a-mått; väljs till minst 3 mm.

Det kan vara fördelaktigt att begränsa utnyttjandegraden i svetsförbandet till ca 70 % eftersom vissa normer kräver att man vid högre utnyttjande skall kontrollera svetsen genom oförstörande provning, t ex röntgen.

Dimensioneringsvillkoret för kälsvetsarna mellan balkskons sidoplåtar och ryggplåten lyder:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{//}^2} \leq f_{wd} \quad (13.130)$$

där f_{wd} = dimensioneringsvärdet på svetsens hållfasthet

$\sigma_{\perp}$ = normalspänning i svetsen

$\tau_{//}$ = skjuvspänning i svetsen

Normal- och skjuvspänningarna i svetsen beräknas med formlerna:

$$\sigma_{\perp} = \frac{0,5V_d \cdot e - 0,5H_d \cdot h_2}{a \cdot h^2 / 6} \cdot \sqrt{2} \pm \frac{0,5H_d}{a \cdot h} \cdot \sqrt{2} \quad (13.131)$$

$$\tau_{//} = \frac{0,5V_d}{a \cdot h} \quad (13.132)$$

Svetsens a-mått betecknas med a och väljs till minst 3 mm. Utnyttjandegraden i svetsförbandet bör begränsas till 70 % för att undvika krav på svetskontroll genom oförstörande provning, t ex röntgen.

Om balkskon utförs med utkragande ryggplåt bör, med hänsyn till risken för skiktbristning i plåten, utnyttjandegraden begränsas ytterligare, se kommentar under avsnitt 13.2.1.

13.8 Dragbandsinfästning

Dragbandsinfästningen överför enbart horisontella dragkrafter till balken. Dragbandet utgörs som regel av stål eller limträ.

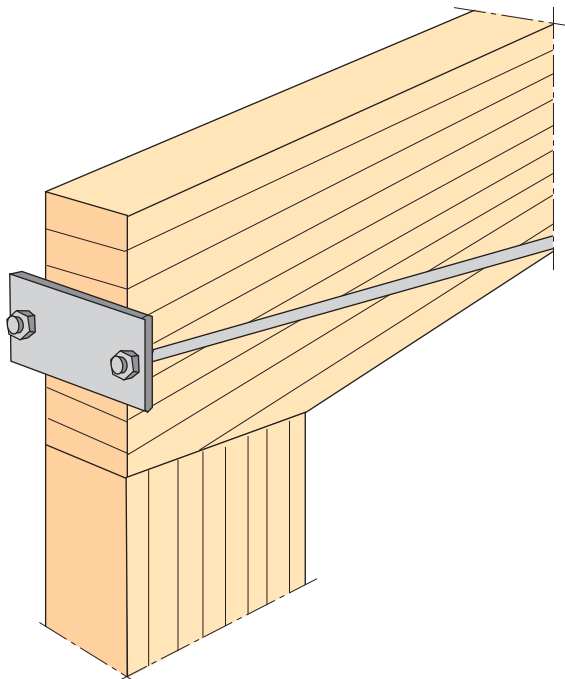
Infästningen utformas normalt så att dragkraften angriper så nära skärningspunkten mellan balkens och pelarens systemlinjer som möjligt. Man kan också medvetet ge anslutningen en viss excentricitet som utnyttjas vid dimensioneringen av takbalk eller båge.

I det följande redovisas dimensioneringsprinciper för infästning av dragband av stål alternativt dragband av trä.

13.8.1 Dragband av stål

Dragband av stål är lämpliga både för små och stora dragkrafter, figur 13.39.

Den enklaste infästningen får man med ett dragband på vardera sidan om balken. Vid måttliga dragkrafter kan de två dragbanden ersättas med ett enda dragband som dras genom ett centriskt hål i balken. Vid stora dragkrafter kan de två dragbanden på sidorna kompletteras med



Figur 13.39
Infästning av dragband av stål. Principskiss.

ett tredje, centriskt placerat. Stålplåten mot balkens ände – ankarplåten – bör förses med spikhål för att underlätta montaget.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering antas dragande horisontalkrafter överförda genom anliggning mellan ankarplåt och balkände.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttrycket mellan ankarplåt och balkände lyder:

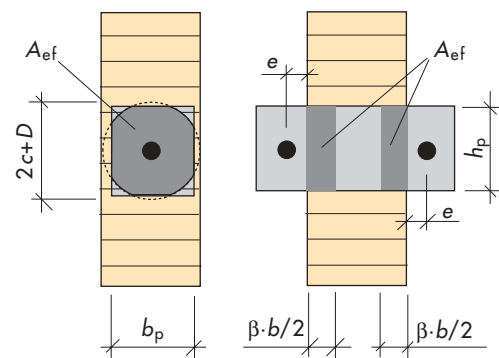
$$H_d \leq f_{cod} \cdot A_{ef} \quad (13.133)$$

där H_d = total dimensionerande dragkraft

f_{cod} = dimensioneringsvärdet på limträbalkens tryckhållfasthet snett mot fiberriktningen

A_{ef} = den effektiva delen av kontaktytan mellan ankarplåt och ändträ, se figur 13.40.

Limträets tryckhållfasthet snett mot fiberriktningen bestäms enligt avsnitt 4.3.



Figur 13.40
Effektiv kontaktyta vid ett respektive två dragband.
Beteckningar.

Vid dubbla dragband koncentreras kontaktrycket till balkens kanter. Den effektiva delen av kontaktytan mellan ankarplåt och ändträ beräknas då med uttrycket:

$$A_{ef} = \beta \cdot b \cdot h_p \quad (13.134)$$

$$\text{där } \beta = \frac{2t_p}{b} \sqrt{\frac{f_{yd}}{2f_{cod}}} \leq 1 \quad (13.135)$$

f_{yd} = dimensioneringsvärdet på ankarplåtens sträckgräns

t_p = ankarplåtens tjocklek.

Övriga beteckningar framgår av figur 13.40.

För ett enkelt, centriskt placerat dragband begränsas den effektiva delen av kontaktytan av en cirkel med diametern $2c + D$, se figur 13.40. D är diametern på muttern eller på en eventuell extra bricka och c bestäms av uttrycket:

$$c = t_p \cdot \sqrt[3]{\frac{E_k}{E_{ok}}} \quad (13.136)$$

där E_k = karakteristiskt värde på ankarplåtens elasticitetsmodul (210000 MPa)

E_{ok} = karakteristiskt värde på limträbalkens elasticitetsmodul vid tryck i sned vinkel mot fiberriktningen.

E_{ok} beräknas ur sambandet:

$$E_{ok} = E_{0k} - (E_{0k} - E_{90k}) \sin \alpha \quad (13.137)$$

där E_{0k} och E_{90k} är de karakteristiska värdena på limträbalkens elasticitetsmodul vid tryck parallellt med respektive vinkelrätt mot fiberriktningen.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på böjning i ankarplåten lyder:

$$\sigma \leq f_{yd} \quad (13.138)$$

Maximal böjspänning i plåten beräknas med uttrycken:

$$\sigma = \frac{3H_d(e + \beta \cdot b / 4)}{2h_p \cdot t_p^2} \quad \text{vid dubbla dragband} \quad (13.139)$$

$$\sigma = \frac{3H_d}{2t_p^2} \quad \text{vid enkelt dragband} \quad (13.140)$$

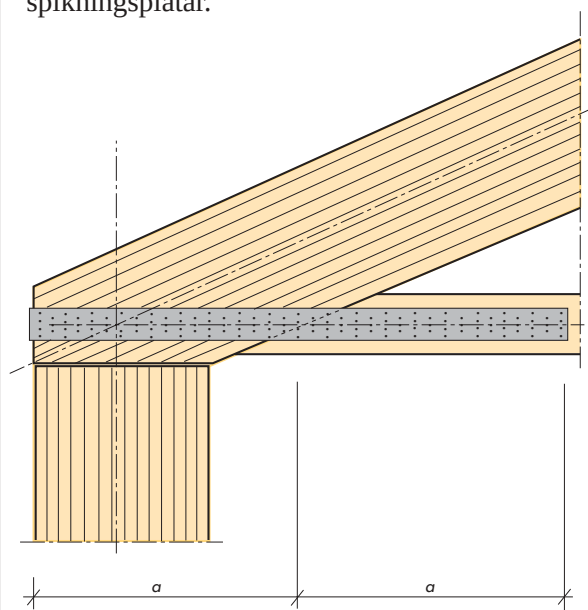
Dimensioneringsvillkoret med avseende på genomstansning av muttern genom ankarplåten lyder:

$$\tau = \frac{H_d}{\pi \cdot D \cdot t_p} \leq 0,6 f_{yd} \quad (13.141)$$

13.8.2 Dragband av trä

Dragband av trä är i första hand lämpliga vid små dragkrafter, figur 13.41.

Infästningen av dragbandet i balken kan utformas med plattstänger som antingen går runt balkänden eller slutar en bit in på balken. Vid små dragkrafter kan plattstängerna bytas ut mot spikningsplåtar.



Figur 13.41
Infästning av dragband av trä. Principskiss.

DIMENSIONERING

Vid dimensionering av dragbandsinfästningen i figur 13.41 förutsätter man att horisontella dragkrafter överförs från dragbandet till sidoplåtarna genom spikförband. Sidoplåtarna är kälsvetsade mot ankarplåten som för över kraften till balk- eller bågände genom anliggning.

Dimensioneringsvillkoret för infästningen av sidoplåtar i dragbandet lyder:

$$F_y \leq R_{vd} \quad (13.142)$$

där $F_v = H_d/2n$

H_d = dimensionerande dragkraft för hela dragbandet

R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för en tvärkraftsbelastad spik

n = antal spik per sidoplåt.

Dimensioneringsvillkoret för sidoplåtarna lyder:

$$\sigma \leq f_{yd} \quad (13.143)$$

där f_{yd} = dimensioneringsvärdet på sidoplåtens sträckgräns

σ = normalspänning i plåten

Normalspänningen beräknas ur sambandet:

$$\sigma = \frac{H_d}{2A} \quad (13.144)$$

där A är tvärsnittsarean för en sidoplåt.

Spikhållens inverkan på sidoplåtens bärförmåga kan beaktas genom att man i ekvation (13.143) ersätter sträckgränsen f_{yd} med brottgränsen f_{ud} och beräknar normalspänningen σ utgående från tvärsnittets nettoarea, A_{net} . Detta innebär att sidoplåten tillåts plasticera omkring skruvhålen. Kälsvetsarna mellan sidoplåtar och ankarplåt kontrolleras med dimensioneringsvillkoret (13.130). Härvid sätter man $\tau_{\parallel} = 0$ och $\sigma_{\perp}$ beräknas med formeln:

$$\sigma_{\perp} = \frac{H_d}{2a \cdot h_p} \sqrt{2} \quad (13.145)$$

där a = svetsens a -mått (minst 3 mm)

h_p = sidoplåtarnas höjd.

Utnyttjandegraden i svetsförbandet bör begränsas till 70 % för att undvika krav på svetskontroll genom oförstörande provning, t ex röntgen.

Kontakttrycket mellan ankarplåt och balkände kontrolleras med dimensioneringsvillkoret (13.133)

Även här koncentreras kontakttrycket till balkens kanter och den effektiva delen av kontaktytan kan beräknas med formlerna (13.134) och (13.135).

13.9 Upplag för två- eller treledsbåge

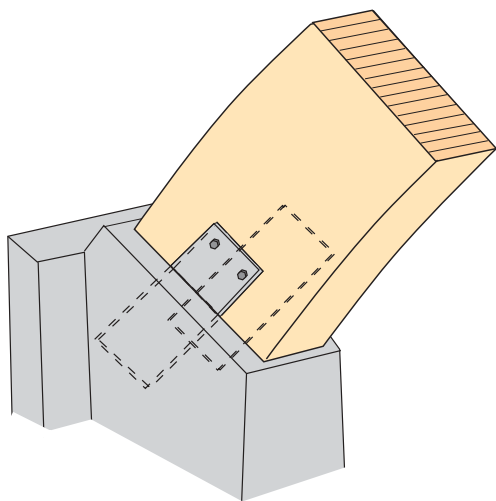
Upplag – anfang – för två- eller treledsbågar utformas som mer eller mindre momentfria leder. För mindre spännvidder, under ca 25 m, brukar man av kostnadsskäl nöja sig med en ofullständig led, en s k kvasiled. Denna överför visserligen moment, men av så begränsad storlek att det inte behöver beaktas vid dimensionering av bågen, men väl vid dimensioneringen av själva beslaget och dess infästning.

För större spännvidder är upplagskrafterna så stora att en noggrann utformning av leden är nödvändig för att bågens statiska funktion skall bli den avsedda.

13.9.1 Laskar av spikningsplåt eller plattstång

Infästning med utanpåliggande laskar av spikningsplåt eller plattstång, enligt figur 13.42, är en enkel och ändamålsenlig lösning för bågar med spännvidd mindre än ca 25 m. Användningen begränsas till inomhuskonstruktioner som inte regelmässigt kommer att utsättas för fritt vatten, t ex i samband med rengöring.

Laskarna kan antingen gjutas fast i betongfundamenten eller svetsas mot en ingjuten fästplåt. I det förra fallet skall bågens ändar förses



Figur 13.42
Båganfang med plattstång och skruv. Principskiss.

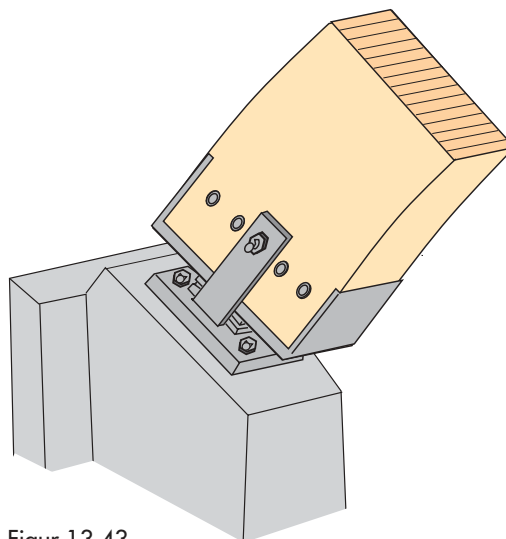
med någon form av fuktspärr, t ex en hård, oljehärdad träfiberkiva som spiklimmas mot bågens ände.

Dimensionering kan ske enligt anvisningarna för ledad pelarfot, avsnitt 13.2.1.

13.9.2 Svetsat fotbeslag med vipplager

Ett svetsat fotbeslag med renodlad ledfunktion är som regel nödvändigt vid större spännvidder. Med utformning enligt figur 13.43 begränsas det överförda momentet och behöver inte beaktas vid dimensionering av bågen. Utförandet medger att konstruktionen används utomhus, dvs i Klimatklass 3.

Normal- och tvärkrafter från bågen överförs genom kontakttryck till stålskon och från denna till vipplagret och vidare ner i betongfundamentet, se figur 13.44. Det moment $V \times h_1$ som uppkommer när tvärkraften skall förflyttas från anliggningsytans tyngdpunkt till vipplagret tas upp av skruv- och/eller ståldymingar. Det moment $V \times h_2$ som krävs för att förflytta tvärkraften vidare ner i betongfundamentet, tas upp i kontakttrycket mellan betong och lagerplatta. Själva tvärkraften tas upp av grundskruvar som gjuts in i fundamentet. Alternativt kan man förse den undre lagerplattan med klackar som för över tvärkraften till betongfundamentet.



Figur 13.43
Svetsat fotbeslag med vipplager. Principskiss.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på bärformågan hos en enskild skruv eller dymling lyder:

$$\sqrt{F_x^2 + F_y^2} \leq R_{vd} \quad (13.151)$$

där R_{vd} = dimensionerande bärformåga per skär för ett tvärkraftsbelastat fästdon, beräknad enligt gällande normer

$$F_x = \frac{0,5V_d \cdot h_1 \cdot r_y}{I_p} \quad (13.152)$$

$$F_y = \frac{0,5V_d \cdot h_1 \cdot r_x}{I_p} \quad (13.153)$$

V_d = dimensionerande värde på tvärkraften

h_1 = avstånd enligt figur 13.45

r_y, r_x = avstånden i y- och x-led mellan skruv- och/eller dymlingsgruppens tyngdpunkt och det enskilda fästdonet

I_p = gruppens polära tröghetsmoment

Spikgruppens polära tröghetsmoment beräknas med formeln:

$$I_p = \sum_1^n (r_x^2 + r_y^2) \quad (13.154)$$

där n = antal fästdon.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på hållkantryck mellan skruv/dymling och $\perp$ -profilens liv lyder:

$$2\sqrt{F_x^2 + F_y^2} \leq d \cdot t \cdot f_{bd} \quad (13.155)$$

där d = skruvens/dymlingens diameter

f_{bd} = dimensionerande värde på stålets hållkanthållfasthet

Beslagets sidoplåtar har i huvudsak styrande funktion och kan dimensioneras med utgångspunkt från praktiska överväganden. Så bör t ex skruvhålet utföras avlångt så att inte bågens vinkeländring hindras.

Dimensioneringsvillkoret med avseende på kontakttryck mellan undre lagerplatta och betongfundamentet lyder:

$$0 \leq \frac{N_d}{b \cdot c_3} \pm \frac{V_d \cdot h_2}{b \cdot c_3^2 / 6} \leq f_{ccd} \quad (13.156)$$

där c_3 = undre lagerplattans längd

h_2 = avstånd enligt figur 13.46

f_{ccd} = dimensionerande värde på betongens hållfasthet vid lokalt tryck

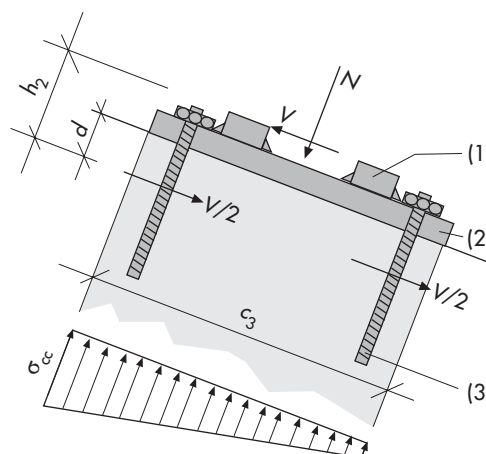
b = lagerplattans bredd

Om betongspänningen enligt formel (13.156) blir negativ måste dragkraften tas upp av grundskruvarna istället, se nedan.

Grundskruvarna kan dimensioneras enligt avsnitt 13.2.4 Inlimmad skruv. Normalt blir skruvarna belastade med enbart tvärkraft. Resultanten för kontakttrycket mellan betong och skruv kan antas ligga på djupet d (=skruvdiametern) under betongytan.

Ståldelar och svetsar dimensioneras enligt gällande stålnormer.

Omgivande betongkonstruktioner dimensioneras enligt gällande betongnormer.



Figur 13.46
Kraftöverföring mellan beslag och betong.
Beräkningsmodell.
(1) Stållinjal
(2) Lagerplatta
(3) Grundskruv

ensionering

85

85

i normer 185

sionering av träbärverk 187

ng genom klassificering 187

ng för naturligt brandförlopp 189

ärsnittshöjd 190

infästningsdetaljer och förband 191

ir 191

2

93

/ sekundärbalk 194

95

196

stål 196

solering 197

inland.

pelarfot.

/JP Tuomainen, Pia Sopanen,

iko.

14. Branddimensionering

Trä är ett brännbart material och under tidernas lopp har åtskilliga brandkatastrofer inträffat, som satt sina spår i byggnadslagstiftningen i form av olika restriktioner för användning av trä i byggnader.

Erfarenheten har emellertid också visat, att vid en brand behåller grova träkonstruktioner sin bärförmåga under förhållandevis lång tid. Denna erfarenhet avspeglar sig numera både i normsammanhang, där limträkonstruktioner tillåts även i byggnader med höga krav på brandsäkerhet och i försäkringsbolagens premiesättning, där stommar av limträ som regel jämföras med stommar av betong. En positiv attityd från brandförsvarets sida motiveras bl a av att släckningsmanskaper lätt kan konstatera hur långt förkolningen framskridit och med ledning härav bedöma hur stor del av bärförmågan som återstår.

14.1 Limträ och brand

Om en limträkonstruktion utsätts för normal brandpåverkan kommer dess ytor att antändas. Förbränningen fortskrider sedan inåt med i stort sett konstant hastighet. Inträngningen sker dock långsamt, på grund av att det kolskikt som bildas dels är värmeisolerande, dels i viss utsträckning hindrar lufttillförseln till förbränningszonen. Vid eventuella sprickor och vid skruvar och andra metallförbindningar sker inbränningen snabbare. Limfogarna däremot, har större brandmotstånd än trämaterialiet och är praktiskt taget alltid oskadade i de oförbrända delarna av konstruktionen.

Även under långvarig brandpåverkan håller sig temperaturen i de oförbrända delarna av en grov träkonstruktion under 100°C. Temperaturörelserna under en brand blir därför små – väsentligt mindre än i en stålstomme där längdutvidgningen ofta ger upphov till sekundära skador, t ex på upplag eller anslutande murverkskonstruktioner. En limträkonstruktion formändras inte heller lika kraftigt vid en brand som en oskyddad stålkonstruktion. Totalskadorna efter en brand är därför som regel mindre i byggnader med limträstomme än i byggnader med stålstomme.

För de delar av byggnaden som måste rivas kan möjligheten att röja med motorsåg och enkla handverktyg spara tid och pengar i en kritisk situation.

14.2 Brandförsäkring

Valet av stommaterial påverkas ofta på ett avgörande sätt av brandförsäkringspremiens storlek för olika alternativ. Vid beräkning av premiens storlek i det enskilda fallet tar försäkringsbolagen hänsyn till verksamhetens art och till byggnadssätt. Dessutom beaktar man faktorer som avståndet till närmaste brandkår, tillgången på vatten, risken för brandspridning m m.

RISKKLASS

Vid civilrisk, som omfattar bostäder, kontor, sjukhus, skolor etc är premien lägst och relativt oberoende av byggnadens utformning. Mellanrisk omfattar hantverksbyggnader och mindre industribyggnader, medelstora lagerbyggnader samt normala affärsbyggnader. Industririsk slutligen, omfattar medelstora och stora industribyggnader, stora lagerbyggnader samt stora affärs- och shoppingcentra.

Vid mellanrisk och industririsk är försäkringskostnaderna avsevärt högre än vid civilrisk och variationerna i premien på grund av olika byggnadsutformning är ofta av samma storleksordning som kapitalkostnaden för hela stommen.

BYGGNADSKLASS

Byggnadsklassen bestäms i Sverige enligt ett särskilt, för försäkringsbranschen gemensamt, klassificeringssystem, där utförande och material hos stomme, ytterväggar och tak utgör ingångsdata. För vissa kombinationer av tak och ytterväggskonstruktion kan stommaterialet vara avgörande för vilken byggnadsklass som gäller. Ju högre klass, desto lägre försäkringspremier.

14.3 Brandtekniska krav i normer

De byggnadstekniska brandskyddskraven formuleras i de flesta normer, däribland de nordiska, som krav på viss brandteknisk klass för byggnader och däri ingående byggnadsdelar, material och ytskikt. I de tidiga skedena av en brand är det framförallt ytskikten på tak, väggar och golv som är av betydelse för brandsäkerheten, särskilt ytskikten i utrymningsvägar. De brandtekniska egenskaperna hos bärande och avskiljande byggnadsdelar är å andra sidan viktiga vid en fullt utvecklad brand. De är då avgörande för

byggnadens stabilitet och om branden skall sprida sig till andra delar av byggnaden eller till omgivande byggnader.

Vilka krav som gäller för en viss byggnadsdel, beror på hur stor risken för allvarliga personskador är, om byggnadsdelen skulle förlora sin funktion till följd av brand i byggnaden. Framförallt inverkar byggnadens storlek, våningsantal och användningsområde. Om automatisk släckningsanordning (sprinkler) installeras kan brandmyndigheterna i vissa fall medge avsteg från kraven. Detta gäller särskilt krav på ytskikt.

Bärande konstruktioner skall utformas och dimensioneras så att säkerheten mot brott är betryggande vid brandpåverkan och under den last som kan förväntas uppträda i samband med brand. Dessa grundprinciper gäller i alla nordiska länder, medan begrepp och detaljer i regelverket kan skilja sig åt. Kraven kan visas vara uppfyllda antingen genom val av brandtekniskt klassificerade konstruktioner eller genom att man beräknar konstruktionens bärförmåga vid brandpåverkan. Normalt skall bärförmågan redovisas för en lägre lastnivå än vid dimensionering utan hänsyn till brand, t ex med vanliga värden på variabla laster.

I Sverige hänförs byggnader till endera av tre klasser:

- brandsäkra byggnader (Br 1),
- brandhårdiga byggnader (Br 2) och
- övriga byggnader (Br 3).

där de högsta kraven ställs på brandsäkra byggnader medan något lägre krav gäller för brandhårdiga byggnader. För flertalet enplansbyggnader är dock utförande i klass Br 3, med de lägsta kraven, tillräckligt.

Brandteknisk klass för bärande eller avskiljande byggnadsdelar anges, enligt ett för EU gemensamt system, genom tre beteckningar som var och en motsvarar ett visst funktionskrav:

R för bärförmåga

E för integritet (täthet mot rök och brandgaser)

I för termisk isolering

Beteckningarna kompletteras med en sifferbeteckning som anger den tid i minuter som byggnadsdelen ifråga förmår motstå brandpåverkan från en standardbrand utan att förlora sin funktion, t ex R30, E15 eller I90. Beteckningarna kan kombineras på olika sätt och den brandtekniska klassen för byggnadsdelar med krav på både bärande och avskiljande funktion betecknas sålunda RE eller REI. Observera att äldre bestämmelsers åtskillnad mellan brännbara och obrännbara byggnadsdelar (klass A respektive klass B) inte förekommer längre. Avgörande för klassificeringen är enbart den tid som byggnadsdelen vid brandpåverkan förmår uppfylla funktionskraven, inte vilka material som ingår.

Ytskikt klassificeras med avseende på förmågan att fördröja eller förhindra övertändning och rökutveckling vid brand. Klasserna har olika beteckningar inom de nordiska länderna, men baseras på samma provningsmetoder. I Sverige benämns klasserna Ytskikt klass I, II eller III. Klass I ställer därvid de högsta kraven och klass III motsvarar egenskaperna hos obehandlad träpanel. Inom EU har gemensamma klasser för ytskikt och material fastställts som tills vidare kan tillämpas parallellt med de nationella klasserna. Euroklasserna betecknas A, B, C, D, E och F där klasserna A och B motsvarar ytskikt klass I i Sverige, C motsvarar klass II och D motsvarar klass III. Euroklasserna E och F har sämre brandegenskaper än klass III.

Balkar och pelare av limträ ingår vanligen i byggnadsdelar med bärande och/eller avskiljande funktion. Ofta används också limträelementen synliga och kommer då också att ingå som del av tak eller väggytor. Vad gäller den bärande funktionen tillåter myndigheterna i Norge och Sverige att balkar och pelare i alla typer av byggnader, således även flervåningshus, utförs av limträ. Däremot kan krav på ytskikt innebära vissa begränsningar. I Finland är man mer restriktiv och tillåter högst fyra våningar i hus med trästomme.

I svenska normer ställs tvingande krav på yt-

skikt endast för utrymningsvägar. Som regel krävs klass I för tak- och väggytor. I rådstext sägs emellertid att byggnader i klass Br 1 bör ha ytskikt som i tak motsvarar klass I och på väggytor klass II. Byggnader i klass Br 2 bör ha ytskikt klass II i tak och klass III på väggytor. Underlaget i tak skall i samtliga fall utgöras av obrännbart material eller tändskyddande beklädnad.

Krav på ytskikt av högre klass än klass III (obehandlat trä) kan uppfyllas genom att limträ ytbehandlas med något godkänt färgsystem. Såväl genomsynliga som täckande alternativ finns. Däremot kan naturligtvis inte kraven på underlag av obrännbart material eller tändskyddande beklädnad uppfyllas för de delar av en takyta som består av synligt limträ.

I praktiken förekommer ofta flera material med sinsemellan olika brandegenskaper inom samma tak- eller väggyta. Ett vanligt bedömningsproblem uppkommer till exempel där man av estetiska eller andra skäl önskar en helt eller delvis synlig limträstomme. För närvarande saknas dokumenterad kunskap om hur en endast delvis brännbar yta uppträder med avseende på flamspridning och övertändning. Det är dock uppenbart att små exponerade limträtytor på stort avstånd från varandra inte nämnvärt påverkar den brandtekniska funktionen hos en i övrigt obrännbar yta. I Sverige har en praxis utbildats som innebär att för mindre byggnadsdelar, där ytskiktet saknar betydelse för brandförloppet kan ytskiktet utföras i lägre klass än vad som krävs vid en strikt tillämpning av normen, dock lägst klass III. Detsamma gäller för små rum i de fall ytskiktet inte påverkar utrymningssäkerheten i byggnaden. Vid myndigheternas bedömning utgår man vanligen från att ytskiktsskallen hos en obrännbar bjälklagsplatta (t ex träullselement) upplagd på obehandlade limträbalkar inte påverkas om den exponerade bruttoytan (summan av balkarnas under- och sidoytor) inte överstiger 20% av golvytan. Om balkarna är ytbehandlade till klass I brukar man godta 50%.

14.4 Brandteknisk dimensionering av träbärverk

14.4.1 Dimensionering genom klassificering

Vid dimensionering genom klassificering byggs bärverket upp av brandtekniskt klassificerade komponenter. Vilken klass som krävs anges i gällande normer och beror enligt ovan av bl a byggnadens användning, dess höjd, brandbelastningens storlek och på byggnadsdelens betydelse för konstruktionens totala bärförmåga.

Klassificeringen baseras på brandprovningar eller beräkningar, eller på en kombination av båda. Vid beräkning utgår man från en brandpåverkan som motsvarar standardbrandkurvan. Denna är fastlagd i en internationell standard och används vid all brandprovning.

Svenska bestämmelser ger endast ofullständiga anvisningar om hur träkonstruktioners brandtekniska klass skall beräknas. Nedan återges två metoder för att beräkna bärförmåga som beskrivs i EC 5 del 1-2. För båda metoderna gäller följande:

- skjuvning och tryck vinkelrätt mot fiberriktningen behöver inte beaktas. Balkar med urtag skall dimensioneras så att resttvärsnittet vid urtaget är minst 60% av det tvärsnitt som erfordras vid normal temperatur.
- det skall beaktas att konstruktionens slankhet med avseende på vippning och knäckning ökar vid brand och att vippnings- och knäckningsförhindrande avstyvningar kan falla bort under den beaktade brandtiden. Sådana avstyvningar får antas vara verksamma under branden om deras resttvärsnitt är minst 60% av det tvärsnitt som erfordras vid normal temperatur.

FÖRENKLAD METOD

Enligt den ena, starkt förenklade metoden beräknar man ett effektivt resttvärsnitt genom att, på alla brandutsatta sidor, minska det ursprungliga tvärsnittet med ett effektivt inbränningsdjup,

se figur 14.1. Det effektiva inbränningsdjupet är summan av det faktiska inbränningsdjupet och en zon med starkt reducerad hållfasthet och styvhet. Innanför denna zon räknar man med att hållfasthetsegenskaperna är opåverkade av branden. Resttvärsnittet förutsätts förbli rektangulärt, utan den avrundning av hörnen som i praktiken alltid uppträder.

Det effektiva inbränningsdjupet beräknas med formeln:

$$d_{ef} = d_{char} + d_0 \quad (14.1)$$

där $d_{char} = \beta_0 \cdot t$ = faktiskt inbränningsdjup i mm
 $\beta_0 = 0,7$ mm/min för limträ av gran eller furu
 t = brandens varaktighet i minuter
 d_0 = zon med starkt nedsatt hållfasthet =
 = $0,35t$ mm, dock högst 7 mm

Uttrycket förutsätter att inbränningsdjupet:

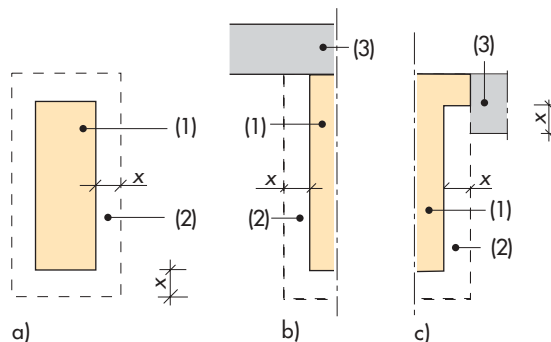
$$\beta_0 \cdot t \leq \min \begin{cases} b / 4 \\ h / 4 \end{cases}$$

Därefter beräknar man aktuella tvärsnittsstorheter för det reducerade, effektiva tvärsnittet och slutligen beräknas bärförmågan på samma sätt som vid dimensionering i brottgränstillståndet, utan hänsyn till brandpåverkan, se avsnitt 3.2.5.

Partialkoefficienterna i ekvation (3.3) sätts normalt till ($\gamma_n =$) $\gamma_m = 1,0$ vid dimensionering mot brand. Även omräkningsfaktorn med avseende på klimatklass och lastvaraktighet brukar sättas $k_{mod} = 1,0$. I praktiken räknar man alltså med reducerade, karakteristiska korttidsvärden på styvhet och hållfasthet.

NYANSERAD METOD

Enligt den andra, mer nyanserade metoden, räknar man med det ”verkliga” resttvärsnittet, utan någon försvagad zon som ovan. I gengäld räknar man med styvhets- och hållfasthetsegenskaper som reducerats med hänsyn till temperaturens inverkan.



Figur 14.1

Effektivt resttvärsnitt (a) efter brand (1), ursprungligt tvärsnitt (2). Till vänster firsidigt brandangrepp och till höger (b och c) tresidigt, där översidan skyddas av konstruktion med större brandmotstånd (3).

Resttvärsnittet kan antingen, som vid den förenklade metoden ovan, approximeras med en rektangel, eller beräknas mer noggrant, med hänsyn till hörnens avrundning.

I det förra fallet – rektangulärt tvärsnitt – beräknas inbränningsdjupet enligt (14.1) men med $d_0 = 0$.

I det senare fallet – med avrundade hörn – beräknas inbränningsdjupet enligt (14.2):

$$d_{char} = 0,64 \cdot t \quad (14.2)$$

Hörnens avrundning antas vid beräkningen ha formen av en cirkelbåge med en radie (mm) som ökar med tiden enligt följande uttryck:

$$r = \begin{cases} 0,67 \cdot t \text{ mm} & \text{för } t \leq 30 \text{ min} \\ 0,33 \cdot t + 10 \text{ mm} & \text{för } t > 30 \text{ min} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 0,5 \cdot b_{rest} \\ 0,5 \cdot h_{rest} \end{cases} \quad (14.3)$$

Tvärsnittsstorheterna kan beräknas med hjälp av följande formler:

$$A_{rest} = b_{rest} \cdot h_{rest} - 0,86 \cdot r^2 \quad (14.4)$$

$$I_{rest} = 0,0833 \cdot b_{rest} \cdot h_{rest}^3 - 0,215 \cdot r^2 \cdot h_{rest}^2 + 0,192 \cdot r^3 \cdot h_{rest} - 0,073 \cdot r^4$$

Dimensioneringsvärdet på hållfastheten beräknas, både vid antaget rektangulärt tvärsnitt och när hörnens avrundning beaktas, med följande uttryck:

$$f_{fi,d} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_k}{\gamma_{n,fi} \cdot \gamma_{m,fi}} \quad (14.5)$$

Dimensioneringsvärdena på styvhetsmoduler beräknas på motsvarande sätt.

Partialkoefficienterna $\gamma_{n,fi}$ och $\gamma_{m,fi}$ får sättas till $\gamma_{fi} = 1,0$. Faktorn k_{fi} sätts till 1,15. Den har att göra med säkerhetsproblematiken och det förhållandet att branddimensionering får baseras på 20%-fraktiler medan normernas karakteristiska hållfasthetsvärden (f_k) normalt motsvarar 5%-fraktiler. Omräkningsfaktorn $k_{mod,fi}$ beaktar temperaturens inverkan på hållfasthet och styvhet och beräknas med formeln:

$$k_{mod,fi} = 1,0 - k \frac{p}{A_{rest}} \quad (14.6)$$

där $k = 0,008$ för tryckhållfastheten

0,005 för böjhållfastheten

0,003 för draghållfasthet och E-modul,

p = omkretsen i meter för den brandexponerade delen av resttvärsnittet,

A_{rest} = resttvärsnittets yta i kvadratmeter.

14.4.2 Dimensionering för naturligt brandförlopp

Som alternativ till brandteknisk dimensionering genom klassificering kan man använda en mer nyanserad metod, där man istället för standardbrandkurvan utgår från ett så kallat naturligt (eller parametriskt) brandförlopp som, till skillnad mot standardbranden, bestäms med hänsyn till brandrummets geometri, ventilationsförhållanden och material i inredning och omgivande konstruktioner. Som regel krävs att erforderlig bärförmåga bibehålls under hela brandförloppet, inklusive avsvlningsfasen.

Inbränningsdjupet efter avsvlning beräknas med följande formel:

$$d_{char} = 2\beta_{par} \cdot t_0 \quad (14.7)$$

där

$$\beta_{par} = 1,05 \frac{5F - 0,04}{4F + 0,08}$$

F = öppningsfaktorn ($m^{1/2}$)

t_0 = 0,006 $q_{t,d}/F$ = brandens varaktighet (minuter)

$q_{t,d}$ = dimensionerande brandbelastning, relaterad till brandcellens omslutningsyta (MJ/m^2)

Uttrycken gäller under förutsättning att $d_{char} \leq b/4$ och $d_{char} \leq h/4$ där b och h är det ursprungliga tvärsnittets bredd respektive höjd, och att öppningsfaktorn ligger i intervallet $0,02 \leq F \leq 0,3 m^{1/2}$.

Vidare förutsätts bränder med i huvudsak trä som bränsle och att brandens varaktighet t_0 är högst 40 minuter. Observera dock att uttrycket för d_{char} ovan innefattar hela brandförloppet, inklusive avsvlningsfasen. Omräkningsfaktorn $k_{mod,fi}$ för hållfasthetens lägsta värde under avsvlningsfasen beräknas med formeln:

$$k_{mod,fi} = 1 - 3,2 \cdot d_{char}/b \quad (14.8)$$

där b = balkbredd före brand.

Med utgångspunkt från ovanstående samband kan en differentierad, brandteknisk dimensionering av limträbalkar genomföras i följande etapper. För definition av speciella begrepp som öppningsfaktor, brandbelastning m m, samt ytterligare vägledning rörande etapp 1-3 hänvisas till speciallitteratur, t ex "Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner" (Anderberg, Petterson. Statens råd för byggnadsforskning, T13:1992:

1. Bestäm dimensionerande brandbelastning för aktuell typ av lokal eller byggnad.
2. Beräkna brandcellens öppningsfaktor.
3. Korrigera brandbelastning och öppningsfak-

tor enligt ovan om den aktuella brandcellens termiska egenskaper avviker från standardbrandcellen.

4. Beräkna inbränningsdjupet d_{char} enligt (14.7).

5. Beräkna tvärsnittsdata för resttvärsnittet av aktuell konstruktionsdel. Tvärsnittsdata beräknas utan hänsyn till hörnens avrundning.

6. Beräkna dimensionerande bärförmåga R_d i brottgränstillståndet för resttvärsnittet. Härvid bör dimensionerande hållfasthetsvärden beräknas med $k_{mod,fi}$ enl. (14.8) beräknas enl. ekv. (14.5).

7. Bestäm dimensionerande lasteffekt S_d vid brandpåverkan.

8. Kontrollera att dimensioneringsvillkoret $R_d \geq S_d$ är uppfyllt.

14.4.3 Erforderlig tvärsnittshöjd

Genom att kombinera dimensioneringsvillkoren vid dimensionering med och utan hänsyn till brandpåverkan kan man ställa upp ett uttryck för hur mycket en viss tvärsnittskonstant får reduceras vid brand, utan att brandfallet blir dimensionerande. Med hjälp av detta uttryck kan man sedan härleda en formel för att beräkna vilken (oreducerad) tvärsnittshöjd som, vid givna förutsättningar beträffande utnyttjandegrad, partialkoefficienter m m, erfordras för att brandfallet inte skall bli dimensionerande.

För ett momentbelastat, rektangulärt tvärsnitt, utsatt för 4-sidigt brandangrepp gäller följande uttryck för erforderlig tvärsnittshöjd:

$$h_{erf} = \frac{2d}{1 - \sqrt{\frac{b}{b-2d} \cdot \frac{K_{fi}}{K_0}}} \quad (14.9)$$

där b , h_{erf} = tvärsnittsmått före brand

d = inbränningsdjup d_{ef} eller d_{char}

K_0 = tvärsnittskonstant (böjmotstånd)

före brand

K_{fi} = tvärsnittskonstant (böjmotstånd)

efter brand

K_{fi}/K_0 = tillåten reduktionsfaktor

enligt ekvation (14.10)

Vid tresidigt brandangrepp enligt figur 14.1 gäller halva värdet.

Kvoten K_{fi}/K_0 kan beräknas med hjälp av följande uttryck:

$$\frac{K_{fi}}{K_0} = \mu \frac{k_{mod}}{k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} \cdot \frac{(\Psi + G_k / Q_k)}{(\gamma_q + \gamma_g G_k / Q_k)} \quad (14.10)$$

där μ = utnyttjandegraden vid dimensionering i brottgränstillståndet, utan hänsyn till brandpåverkan

k_{mod} = omräkningsfaktor m a p klimatklass och lastvaraktighet enligt gällande

γ norm

k_{fi} , $k_{mod,fi}$ definieras i anslutning till formel (14.5)

g , γ_q = partialkoefficienter för egentygnd respektive variabel last.

γ_m , γ_n = partialkoefficienter m a p material och eventuellt säkerhetsklass

G_k , Q_k = egentygnd respektive variabel last med karakteristiska värden

Ψ = lastreduktionsfaktor för variabel last

Tabell 14.4 Minsta balkhöjd i mm för balkar med rektangulärt tvärsnitt. Fyrsidigt brandangrepp¹⁾.

BRANDKLASS	μ	BALKBREDD (mm)					
		90	115	140	165	190	215
R30	0,5	180	180	180	180	180	180
	0,75	225	180	180	180	180	180
	0,90	360	225	180	180	180	180
	1,00	585	270	225	180	180	180
R60	0,5	–	810	360	270	225	225
	0,75	–	–	765	450	360	315
	0,90	–	–	–	630	450	405
	1,00	–	–	–	900	585	450

1) Om översidan är skyddad mot brand i minst R30 resp. R60 gäller halva tabellvärdet

14.5 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband

Medan själva limträelementen, som framgått, har utomordentligt goda brandegenskaper, utgör förbindningar och anslutningsdetaljer av stål svaga punkter, som många gånger behöver brandskyddas om konstruktionen som helhet skall uppfylla kraven för en viss brandteknisk klass.

I EC 5 del 1-2 finns regler för att beräkna bärförmågan vid brandpåverkan hos såväl skyddade som oskyddade spik- och skruvförband.

Nyanserade metoder för att beräkna verkningssätt och bärförmåga hos mer komplicerade anslutningsdetaljer under en brand saknas för närvarande. Däremot finns ett stort antal brandprov dokumenterade som kan utgöra underlag för bedömningar. Exempelen nedan är i huvudsak baserade på "Holz Brandschutz Handbuch", (Kordina & Meyer-Ottens. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e. V., München 1983), där den intresserade kan hämta ytterligare information.

14.5.1 Förbindningar

Den karakteristiska bärförmåga hos förbindare av stål (spikar, skruvar, dymlingar) kan förutsättas avta med ökande temperatur på samma sätt som stålkonstruktioner. Vidare kan man utgå från att kraftöverföring mellan förbindaren och förkolnat trä inte kan utnyttjas. I praktiken innebär detta att kraftöverförande förband som regel måste brandskyddas, t ex enligt tabell 14.3, om man skall uppnå högre brandteknisk klass än R30.

Enligt EC 5 kan symmetriska, tvärkraftsbelastade förband trä mot trä eller trä mot stål antas uppfylla kraven för R15 utan särskilda skyddsåtgärder. Mellanstycken av stål, t ex inslitsade plåtar, förutsätts därvid vara minst 2 mm och sidostycken minst 6 mm tjocka.

Oskyddade förband med sidostycken av trä kan uppnå högre brandklass än R15 om man ökar de kantavstånd (a_3) och inbördes avstånd (a_4) som krävs vid dimensionering utan hänsyn till brand med avståndet a_{fi} (mm) se figur 14.2:

$$a_{fi} = 0,7(t_{fi,req} - 15) \quad (14.11)$$

där $t_{fi,req}$ = erforderligt brandmotstånd i minuter

Sidostyckenas tjocklek skall vidare uppfylla följande villkor:

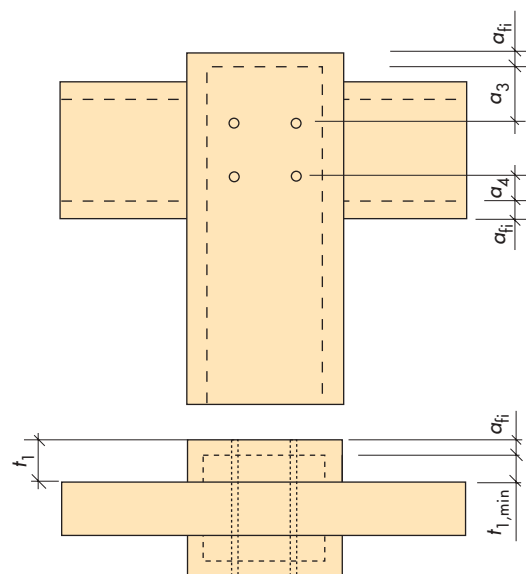
$$t_1 \geq \max \begin{cases} t_{fi,req} / (1,25 - \eta) \\ 1,6t_{fi,req} \\ t_{1,min} + a_{fi} \end{cases} \quad (14.12)$$

där $t_{fi,req}$ = erforderligt brandmotstånd i minuter

$t_{1,min}$ = erforderlig tjocklek hos sidostyckena vid dimensionering utan hänsyn till brand

$\eta = S_d / R_d$ = utnyttjandegraden i förbandet vid normal temperatur

S_d, R_d = dimensionerande lasteffekt respektive bärförmåga för förbandet vid dimensionering utan hänsyn till brand.



Figur 14.2
Ökade mått för oskyddade förband med högre brandklass än R15.

Brandklass R30 och högre kan alternativt uppnås genom att utnyttjandegraden η begränsas så att villkoret (4.13) blir uppfyllt. Detta kan åstadkommas genom att öka antalet förbindare eller genom att välja starkare förbindare.

$$\eta \leq \eta_{30} \left(\frac{30}{t_{fi, req}} \right)^2 \quad (14.13)$$

där η_{30} hämtas ur tabell 14.1. I tabellen anges också förbindarnas längd och, beträffande skruvförband med mellanlägsbrickor, minsta skruvdiameter och minsta tjocklek hos mitt- och sidostycken.

Tabell 14.1

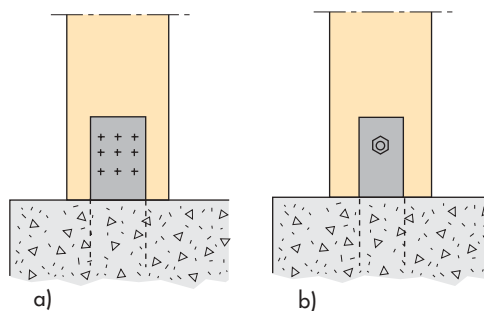
Faktorn η_{30} samt erforderlig längd (l) på förbindare, liksom minsta tjocklek hos sidostycken (t_1) och mittstycke (t_2).

Typ av förbindare		η_{30}	Dimensioner
Spik	Trä mot trä	0,80	$l \geq t_1 + t_2 + 8d$ $t_1/d \leq 16$
	Trä mot stål	1,00	$l \geq 90 \text{ mm}$
Dymling	Trä mot trä	0,80	$l \leq 2t_1 + t_2$ $l \geq t_2 + 2 \cdot 3d$
	Trä mot stål	1,00	$l \leq 2t_1 + t_2$ $l \geq t_2 + 2 \cdot 3d$
Skruv med eller utan mellanlägsbricka		0,45	$t_1 \geq 75 \text{ mm}$ $d \geq 12 \text{ mm}$

14.5.2 Pelarfot

LEDAD PELARFOT

Ledad infästning av pelarfot, där kraftöverföringen i huvudsak sker genom kontaktryck, t ex enligt figur 14.3a eller b, bedöms uppfylla kraven för klass R60 utan särskilt brandskydd. Förekommer horisontalkrafter bör även dessa tas upp genom anliggning mot betongklack enligt figur 14.4a för att R60 skall klaras utan särskilda åtgärder. Pelarfot med stålsko enligt figur 14.4b, en vanlig lösning i samband med treledsramar, bedöms klara R30 utan brandskydd.

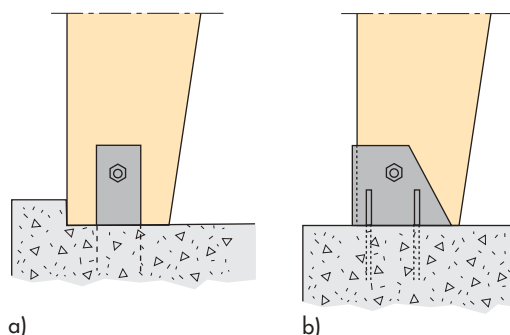


Figur 14.3

Ledad infästning av pelarfot.

a) Ingjuten spikningsplåt: R60.

b) Ingjuten plattstång och skruv: R60.



Figur 14.4

Ledad infästning av ramfot

a) Med betongklack: R60

b) Stålsko: R30.

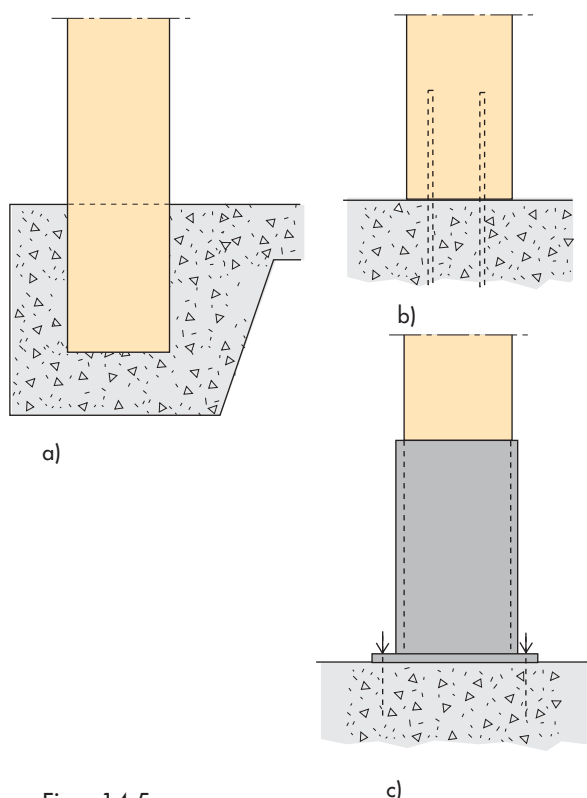
INSPÄND PELARFOT

Pelarlok av betong enligt figur 14.5a bedöms uppfylla kraven för R60 utan särskilt brandskydd.

Inspänd pelarfot med inlimmad skruv enligt figur 14.5b bedöms uppfylla kraven för R30 eller R60. Kantavstånden för skruvarna väljs så att de ligger inom det effektiva resttvärsnittet. Vid utförande med stålsko måste denna brandskyddas.

Pelarlok av stål enligt figur 14.5c måste brandskyddas (se t ex tabell 14.3) om krav ställs på brandteknisk klass.

Vid inspänning med laskar av stålplåt måste dessa brandskyddas, t ex enligt tabell 14.3, om det ställs krav på brandteknisk klass. Kantavstånd för spik eller skruv med eventuella mellanlägsbrickor väljs så att dessa ligger inom resttvärsnittet.



Figur 14.5
Inspänd pelarfot.
a) Pelarholk av betong: R60.
b) Inlimmad skruv: R30-R60.
c) Pelarholk av stål: brandskyddas.

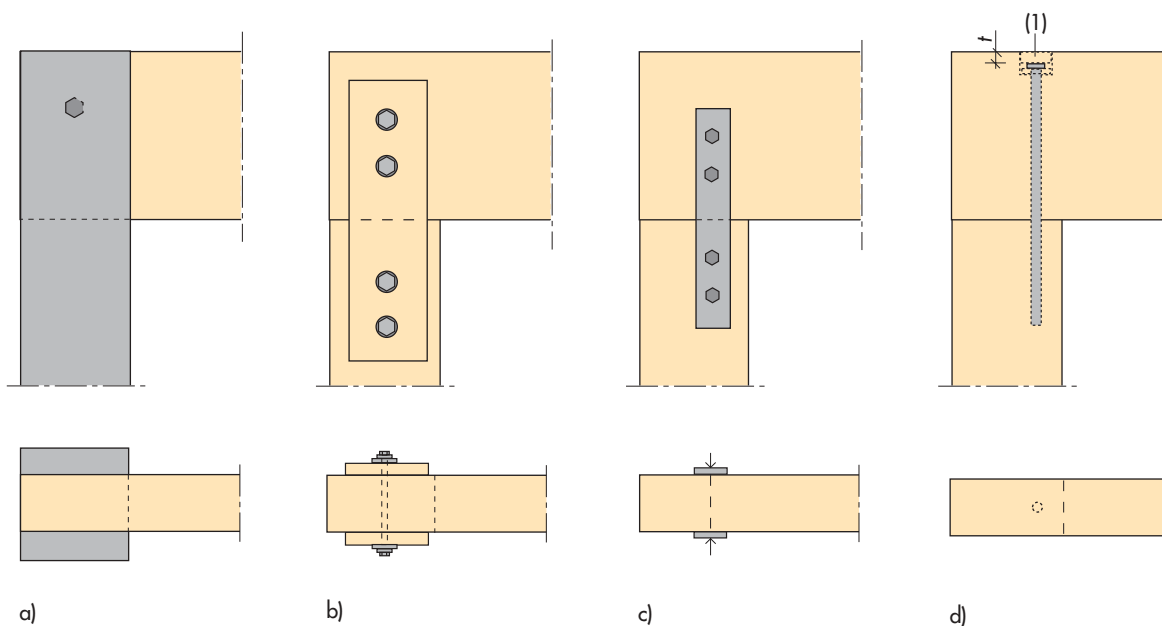
14.5.3 Pelartopp

Betonggaffel enligt figur 14.6a bedöms uppfylla kraven för R60 förutsatt att den ges tillräckliga dimensioner.

Limträgaffel enligt figur 14.6b kan, med stöd av tyska källor, bedömas uppfylla kraven för R30 om gaffeln är mer än 25 mm tjock och balkbredden större än 80 mm respektive R60 om gaffeln är mer än 40 mm och balkbredden större än 120 mm. För balkar med större höjd än 4 ggr bredden ökas kravet på gaffelns tjocklek på grund av vippningsrisken till 80 respektive 140 mm. Utförandet är inte lämpligt om horisontalkrafter skall överföras vid brandpåverkan.

Infästning med plattstänger av stål enligt figur 14.6c bedöms uppfylla kraven för R30 om endast nedåtriktad vertikallast skall överföras och balkens sidostabilitet vid brand säkras genom särskilda åtgärder t ex genom att utnyttja anslutande tak eller väggkonstruktion. För klassificering i R60 krävs brandskyddsisolering enligt tabell 14.3.

Motsvarande anslutning med spikningsplåtar

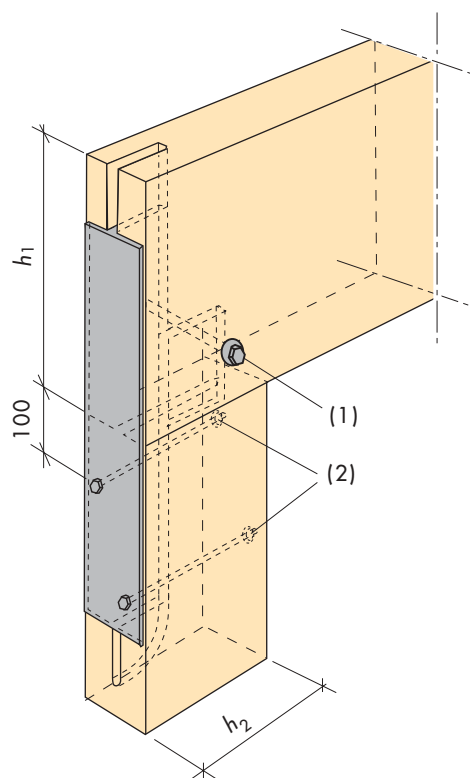


Figur 14.6
Pelare-balkanslutning a) Gaffel av betong: R60. b) Gaffel av limträ: R30-R60. c) Plattstänger av stål: R30.
d) Inlimmad skruv: R30-R60.

av typ BMF kräver brandskyddsisolering även i klass R30.

Infästning med inlimmad skruv enligt figur 14.6d har brandprovats i Finland och bedöms uppfylla kraven för R30 eller R60. Skruvarnas kantavstånd väljs så att dessa ligger inom restvärtsnittet. Balkens sidostabilitet vid brand måste säkras genom särskilda åtgärder, t ex via vägg- eller takkonstruktion.

Anslutning med inslitsad T-profil enligt figur 14.7 klassificeras enligt tyska normer 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 skall T-profilens baksida brandskyddsisoleras, t ex enligt tabell 14.3 för att inte förkolning i slitsen skall förorsaka stabilitetsproblem.



Figur 14.7
Pelare-balkanslutning med inslitsad T-profil: R30-R60.
1) Genomgående M20. 2) Genomgående M20 med bricka $D = 80$ mm.

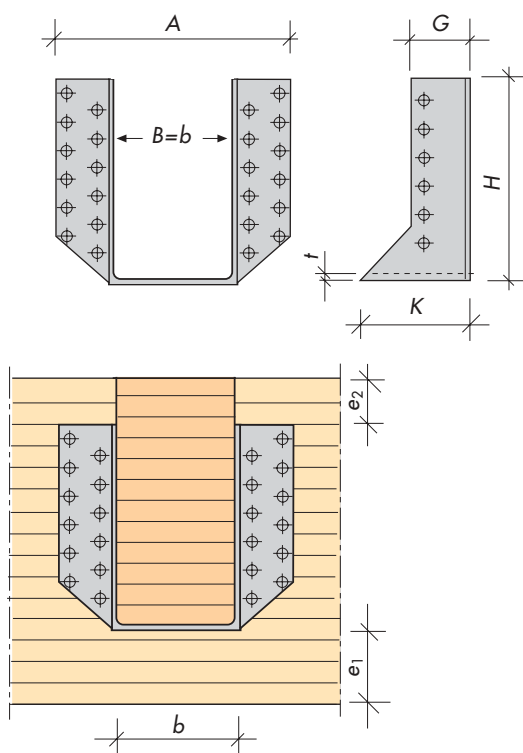
14.5.4 Anslutning av sekundärbalk

Balkskor av typ BMF utan brandskyddsisolering, se figur 14.8, klassificeras enligt tyska normer i R30 om utnyttjandegraden är högst 75 %. Minimimått enligt tabell 14.2 måste dock innehållas och dessutom krävs extra lång spik: 75 mm i stället för normalt 40 mm.

Till samma brandtekniska klass hänförs balkskor med inåtvikta flikar enligt figur 14.9 om minimimått enligt tabell 14.2 innehålls.

Vid anslutning mot pelare enligt figur 14.10 måste kantavståndet e_1 innehållas för att brandklass R30 skall uppnås. e_1 erhålls ur tabell 14.2.

Balkinfästning enligt figur 14.11 klassificeras i R30 om minimimått enligt figuren innehålls och upplagstrycket vid brandpåverkan inte överskrider 1,25 MPa.



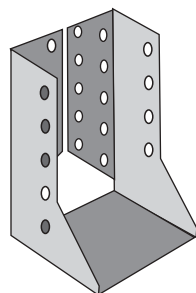
Figur 14.8
Anslutning av sekundärbalk med balksko av typ BMF: R30.

Tabell 14.2

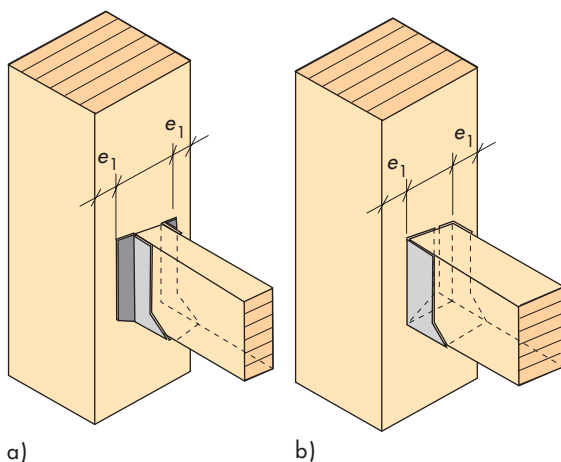
Minimimått för klass R30 vid anslutning av sekundärbalk med balksko av typ BMF. Beteckningar enl. fig. 14.8.

	Utnyttjandegrad ¹⁾ 33%	Utnyttjandegrad ¹⁾ 75%
B (mm)	100	120
A (mm)	170	200
G (mm)	40	44
K (mm)	75	85
t (mm)	2	2
e ₁ (mm)	50	100
e ₂ (mm)	20	30
Spiklängd (mm)	75	75
Antal spik		
i primärbalk (st)	2x6	2x7
i sekundärbalk (st)	2x12	2x13

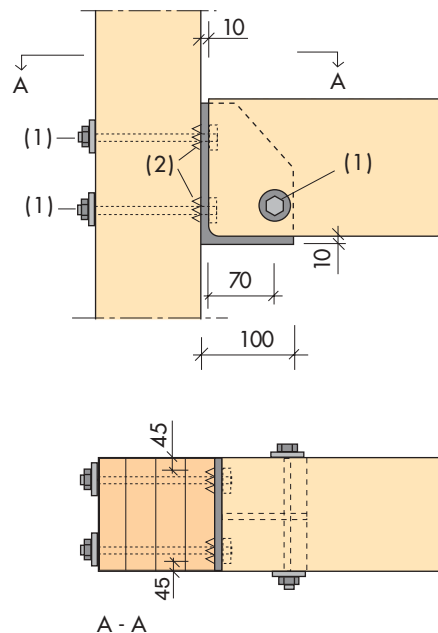
1) Lasteffekten vid brandpåverkan i procent av dimensionerande bärförmåga vid dimensionering utan hänsyn till brand.



Figur 14.9
Balksko med inåtvikta skänklar.



Figur 14.10
Kantavstånd vid balk-pelarslutning med balksko av typ BMF: R 30 under vissa förutsättningar, se tabell 14.2
a) Utåtvikta skänklar
b) Inåtvikta skänklar.

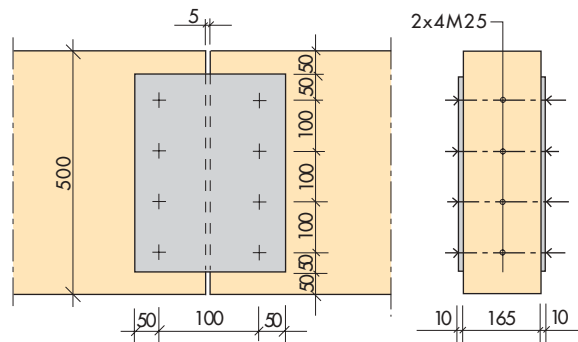


Figur 14.11
Balkanslutning med stålconsol och skruv med mellanläggsbrickor: R30.
1) M12. 2) Enkelsidiga Bulldogbrickor.

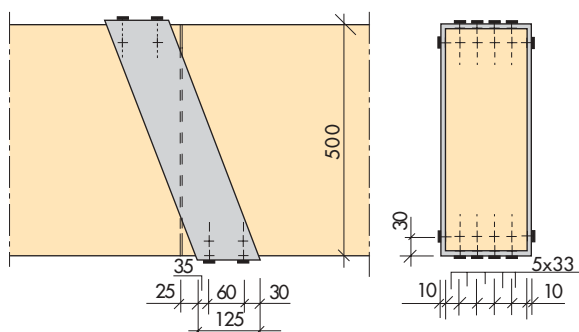
14.5.5 Balkskarv

Skruvad balkskarv enligt figur 14.12 uppfyller kraven för R30 utan brandskyddsisolering om lasteffekten vid brand är högst 65 % av dimensionerande bärförmåga vid dimensionering utan hänsyn till brand.

Med brandskyddsisolering enligt tabell 14.3 uppfylls kraven för R30 även om utnyttjandegraden vid brand är 100 %.



Figur 14.12
Skruvad balkskarv: R30.



Figur 14.13
Balkskarv med gerberbeslag: brandskyddas.

Gerberbeslag enligt figur 14.13 kräver brandskyddsisolering för att brandteknisk klass skall uppnås. Med isolering enligt tabell 14.3 uppfylls kraven för R30 om utnyttjandegraden vid brand är högst 65 %.

14.5.6 Nockskarv

Nockskarv med spikningsplåtar enligt figur 14.14a kräver brandskyddsisolering enligt tabell 14.3 för att brandteknisk klass R30 eller R60 skall uppnås.

Vid höga utseendekrav kan nockbeslag av typ BMF, se figur 14.14b, vara ett lämpligt alternativ. Utan brandskyddsisolering bedöms utförandet uppfylla kraven för klass R30. Om mellanrummet mellan balkarna fylls ut med stenull ($\rho = 140 \text{ kg/m}^3$) och beslaget placeras inom det effektiva resttvärsnittet bedöms brandmotståndet motsvara klass R60.

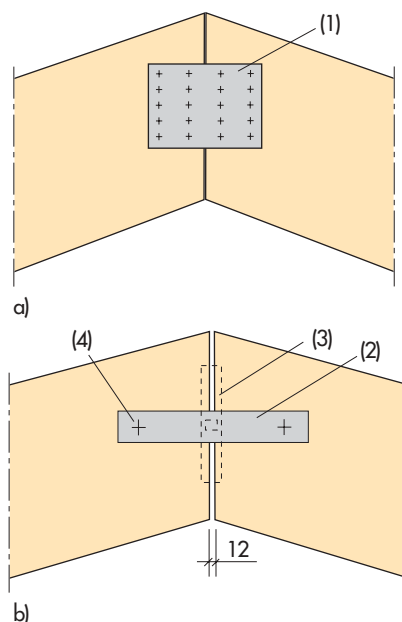
14.5.7 Dragband av stål

Ett oisolerat dragband av stål uppfyller som regel inte kraven för R30. Brandskyddsisolering sker enklast med rörsålar av stenull. Vid höga krav på utseendet kan dessa kläs med plaströr.

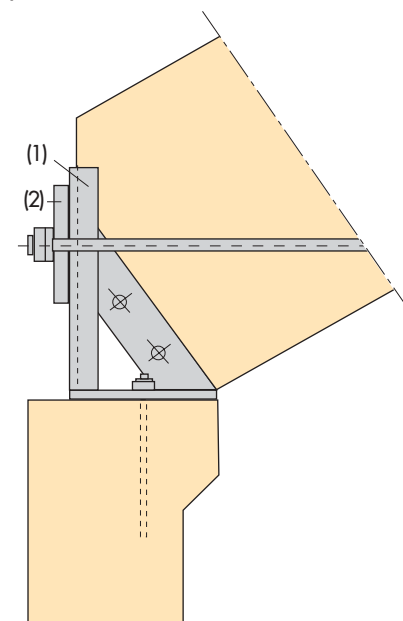
Observera att dragbandets förlängning på grund av temperaturökning är betydande även i brandskyddsisolerat utförande och att upplagen måste utformas med hänsyn härtill.

Dragbandsinfästning enligt figur 14.15 mäs-

te brandskyddsisoleras för uppnående av brandteknisk klass. Material och isoleringstjocklek kan väljas med ledning av tabell 14.3.



Figur 14.14
Nockskarv
a) Spikningsplåtar (1): brandskyddas
b) Nockbeslag av typ BMF (3), plattstål (2), skruv (4): uppfyller R30.



Figur 14.15
Dragbandsinfästning av stål: brandskyddas.
UNP-profil (1), plattstål (2).

14.5.8 Brandskyddsisolering

Hittills gjorda erfarenheter pekar mot att anslutningsdetaljer och förband med fritt exponerade ståldelar endast undantagsvis kan uppnå högre brandmotstånd än 15-20 minuter, d v s som regel mindre än de anslutande träkomponenterna. Ofta måste därför ståldelarna skyddas mot direkt brandpåverkan, så att temperaturstegringen i dessa fördröjs. De isoleringsmetoder som används är dels de som används i samband med större stålkonstruktioner t ex målning med brandskyddsfärg eller inklädnad med olika typer av obrännbara skivmaterial och dels inklädnad med trä eller träbaserade skivmaterial. När det gäller spik och skruv är försänkning i träkonstruktionen och pluggning en ofta använd metod.

I tabell 14.3 ges exempel på erforderlig isoleringstjocklek vid olika brandklass och för olika isoleringsmaterial.

Skivor av stenull anses vara det billigaste alternativet. Även om infästningsdetaljen har en ojämn yta kan man få stenullen att täcka detaljen och ändå ge tät anslutning mot limträet. Stenullen kan monteras med spik om denna förses med stor bricka under huvudet. Spikens tvärmått skall därvid vara minst 3 mm och förankringslängden i virket minst 25 mm. Brickan skall ha en anliggningsyta mot isoleringen av minst 6 cm².

Avståndet från spik till isoleringens kant eller till skarv i isoleringsmaterialet får inte vara större än 100 mm. Inbördes avstånd mellan spikar längs en kant eller skarv avpassas så att man får en tät anslutning mellan trä och stenull. Spikavståndet får dock inte överstiga 400 mm.

Brandskyddsfärg är väsentligt dyrare än stenull. Om de estetiska kraven på anslutningsdetaljerna utseende är höga kan detta ändå vara ett intressant alternativ. Infästningsdetaljerna kan vanligen förmålas. Om detaljerna spikas fast kan spikhuvudena lämnas omålade eftersom de kommer att skyddas av det kolskum som färgen bil-

Tabell 14.3
Exempel på brandskyddsisolering

Material	Tjocklek (mm)	
	R30	R60
Skivor av stenull ($\rho \geq 140 \text{ kg/m}^3$)	30	70
Brandskyddsfärg	1)	1)
Gipsskivor av normalkvalitet	13	2x13
Skivor av fibersilikat ($\rho \geq 450 \text{ kg/m}^3$)	10	20
Skivor av limträ eller plywood	20	50

1) Enligt tillverkarens anvisningar

dar vid upphettning. Om detta kan anses gälla även för skruvhuvuden och muttrar bör diskuteras med färgtillverkaren.

Gipsskivor och skivor av fibersilikat kan med fördel användas då ståldelarna kan försänkas eller bara sticker ut några millimeter från limträet. Av dessa skivor är gipsskivor billigast. Båda kan ytbehandlas. Gipsskivor kan vara av normalkvalitet. Skivorna fästs direkt mot limträet med specialspik eller -skruv typ Gyproc. Förankringslängden i virket skall vara minst 25 mm.

Avståndet från spik eller skruv till skivkant skall vara ca 15 mm. Inbördes avstånd mellan fästdon längs skivkant får inte vara större än 150 mm för spik respektive 200 mm för skruv. Spik- eller skruvtätheten skall i övrigt motsvara ett genomsnittligt centrumavstånd av ca 125 mm i båda riktningar.

Skivor av limträ eller plywood kan användas för att skydda spik eller skruv mot brandpåverkan, eller för att bygga in utskjutande detaljer. Försänkta skruvar kan skyddas med träplugg som limmas fast i försänkningen.

Skivorna spikas, skruvas eller allra bäst: spiklimmas mot limträytan varvid i gällande norm föreskrivna minimivärden på kantavstånd och centrumavstånd också utgör maximivärden utefter skivans kanter. Spik- eller skruvtätheten skall i övrigt motsvara ett genomsnittligt centrumavstånd av ca 125 mm i båda riktningar.

Stödningsstolpar

Stödningsstolpar 201

Stödningsstolpar 201

Stödningsstolpar 202

Stödningsstolpar 202

Stödningsstolpar.
Stödningsstolpar, Östersund.
Stödningsstolpar AB.

15. Kraftledningsstolpar

Ledningsnät för kraft- och teledistribution utförs normalt som fribärande luftledning. Endast inom tätbebyggda områden brukar det vara ekonomiskt försvarbart att gräva ner ledningarna. Ledningsnäten kommer därmed att ha stor inverkan på landskapet, en fråga som uppmärksammas alltmer under senare år och som idag tillmäts stor betydelse vid myndigheternas prövning av om koncession för nya linjer skall ges.

Dagens ledningsnät är till största delen byggda med naturstolpar av trä. För ledningar under 130 kV är dominansen total. En ökande andel av nyproduktionen utgörs dock numera av limträstolpar. Vid utbyte av gamla trästolpar är limträstolpar ofta enda alternativet, eftersom gamla tiders kraftiga stolpar är en bristvara idag.

Kraftledningsstolpar av limträ har samma goda egenskaper som stolpar av rundvirke:

- lång livslängd, litet underhållsbehov
- enkel grundläggning
- små energiförluster genom stolparna
- estetiskt tilltalande och miljövänliga
- låg böjstyvhet som ger möjlighet till lastutjämning mellan olika spann, t ex vid osymmetrisk islast.

Jämfört med naturstolpar erbjuder limträstolpar dessutom vissa fördelar:

- kortare leveranstider
- lägre vikt vid samma lastkapacitet
- mindre risk för hackspettsangrepp.

Idag finns över femtio års erfarenhet av limträstolpar, bland annat i USA. Inom Norden har Norge den längsta erfarenheten: sedan 1980 har man där levererat mer än 6000 stolpar. Även svenska och finska limträfabriker har numera kraftledningsstolpar på produktprogrammet.

15.1 Konstruktionstyper

Det finns många exempel, framförallt utomlands, på limträstolpar med arkitektoniskt avancerade former, där man till fullo utnyttjat limträteknikens möjligheter till fri formgivning. Som regel är det då fråga om linjer som går genom relativt tätbefolkade områden och där estetiska synpunkter har tillmätts extra stor betydelse. I de nordiska, jämförelsevis glest befolkade länderna, tar man som regel också hänsyn till rationell produktion och ekonomi. De konstruktionstyper som traditionellt används för naturstolpar är därför också de vanligaste i samband med limträkonstruktioner, se figur 15.1:

- enkelstolpar för en eller två faser
- H-stolpar med eller utan kryssförband
- A-stolpar

Limträ för ledningsbyggnad tillverkas på samma sätt och enligt samma regler som för husbyggnad. De kan tillverkas med praktiskt taget obegränsad längd och mycket stora tvärsnitt. Massiva stolpar blir emellertid förhållandevis tunga och det är därför ofta lämpligt att välja tvärsnitt med H- T- eller rörform. I figur 15.2 visas några vanliga tvärsnittstyper.

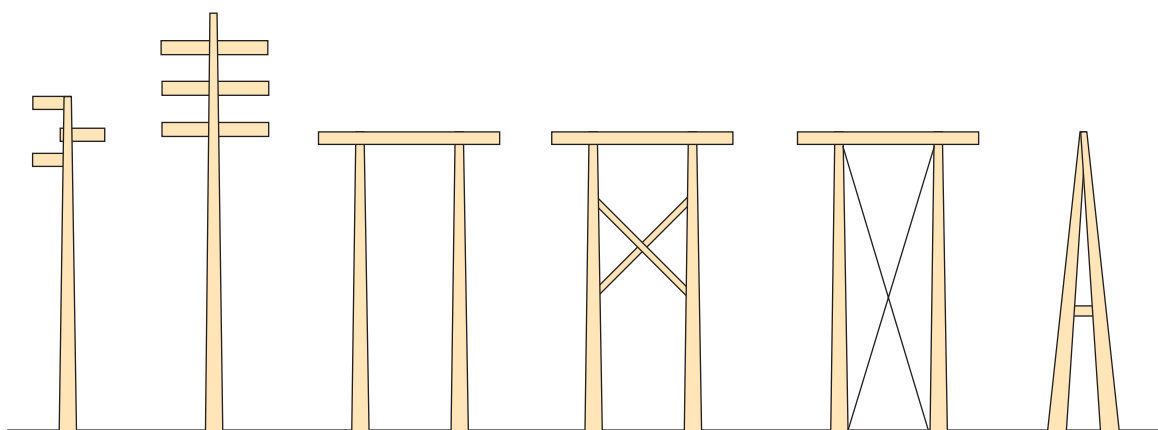
15.2 Dimensionering

Medan telefon- och belysningsstolpar dimensioneras mer eller mindre schablonmässigt med utgångspunkt från praktisk erfarenhet, skall stolpar för högspänningsledningar dimensioneras enligt normala säkerhetsmässiga principer för bärande konstruktioner. Hänsyn skall tas till förekommande laster och materialegenskaper så att risken för brott i konstruktionen blir acceptabelt liten från samhällets synpunkt.

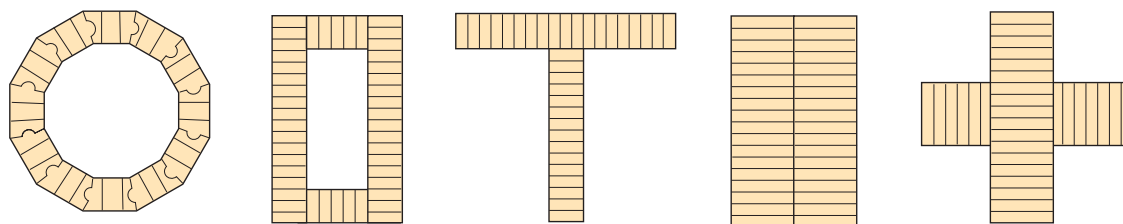
Förekommande laster är dels vertikala upplagsreaktioner från linor och andra konstruktionsdelar, dels horisontella, vinkelrätt mot och parallellt med linjesträckningen.

De vertikala upplagsreaktionerna utgörs dels av permanent last från konstruktionens egen tyngd samt rörlig last från snö och is på ledningarna. Den rörliga lasten skall placeras i farligaste lastställning.

Horisontella upplagsreaktioner vinkelrätt mot linjesträckningen förorsakas dels av vind på stolpar och linor, dels av linkrafter när ledningen ändrar riktning. Under vintern, när ledningarna är is- eller snöbelagda, kan uppträdande laster vara avsevärda.



Figur 15.1
Exempel på vanligt förekommande typer av limträstolpar.



Figur 15.2
Exempel på olika tvärsnittsformer.

Horisontella upplagsreaktioner parallellt med linjesträckningen förorsakas av att avståndet mellan stolparna är olika och av osymmetrisk rörlig last, t ex när det ena angränsande spannet är isbelagt och det andra isfritt. Det kan också förorsakas av brott i en eller flera ledningar.

Vilka laster som olika typer av ledningar skall dimensioneras för anges i nationella bestämmelser. I Sverige finns en särskild standard för kraftledningsstolpar av limträ: SS 436 01 13. I denna regleras förutsättningar beträffande material och provning.

15.3 Grundläggning

En av fördelarna med att använda trästolpar är att grundläggningsarbetena förenklas. Särskilda fundament behövs som regel inte.

Vid fast mark spänner man in limträstolpen genom att gräva ner den till ett, med avseende på stolplängd, belastning och markbeskaffenhet, betryggande djup, vanligtvis 2-3 meter.

15.4 Träskydd

Ledningsstolpar av trä är utsatta för extremt svåra klimatiska påfrestningar. Särskilt i jordbandet är det nödvändigt med ett effektivt kemiskt träskydd. Normalt tryckimpregneras hela stolpen. Observera dock att användningen av träskyddsmedel regleras såväl i olika standarder, som i den nationella miljölagstiftningen. Se även avsnitt 15.5.

Limträstolpar kan impregneras före eller efter limning. I det förra fallet utgår man vid tillverkningen ifrån impregnerade lameller. Endast lameller impregnerade med vattenlösliga impregneringsmedel kan därvid komma ifråga, eftersom lameller som impregnerats med oljeburna medel, t ex kreosotolja, inte kan limmas. För att nå fullgott limningsresultat måste man emellertid, även vid vattenburna impregneringsmedel, hyvla ytan före limning. Större delen av impregneringsmedlet avlägsnas därvid och oimpregnerad kärnved kan eventuellt friläggas. Dessutom hyvlas ofta stolpsidorna för att öka måttoggrannheten hos produkten, varvid ytterligare impregneringsmedel avlägsnas och mer kärnved exponeras.

Impregnering efter limning ger ett bättre skydd mot rötangrepp men metoden begränsas av tillgången på impregneringsanläggningar med tillräckligt stora tryckcylindrar. För närvarande är det möjligt att tryckimpregnera 30 m långa element såväl i Sverige som i Norge och Finland. Metoden används i första hand för kreosotimpregnering, eftersom impregnering med vattenlösliga medel ger stora problem med sprickbildning när stolparna torkar efter fullbordad impregnering.

Den överlägset bästa metoden, men även den dyraste, är dubbelimpregnering, d v s limträelementen tillverkas av saltimpregnerade lameller och tryckimpregneras efter limningen med kreosotolja.

Kraftledningsstolpar och travers av limträ.
Sør-Trøndelag, Norge.

mträbroar

| Allmänt 207

2 Brotyper 207

16.2.1 Plattbroar 208

16.2.2 Balkbroar 208

16.2.3 Fackverksbroar 209

16.2.4 Bågbroar 209

16.2.5 Hängbroar och snedkabelbroar 210

} Projektering av limträbroar 211

16.3.1 Allmänt 211

16.3.2 Dimensionering 211

16.3.3 Beständighet 211

16.3.4 Ytbehandling och underhåll 212

trä över Vihantasalmi, Finland.

ektering: Insinööritoimisto Ranta-Kokko & Co Oy

¹Wood Focus Finland

16. Limträbroar

De första brobyggena torde ha varit vadställen som förbättrades genom att några extra stenar lades ut på strategiska punkter. Därifrån var steget inte långt till att lägga ut en timmerstock mellan två stenar och så var den primitivaste träbron – spången – uppfunnen. Behovet av samfärdsl, inte minst trupptransporter, drev utvecklingen framåt och en tidig höjdpunkt nåddes under romarväldet.

Redan sommaren 55 f Kr lät sålunda Julius Caesar bygga en 140 m lång pålbro av trä över floden Rhen, nära Koblenz. Farbanan var ca 5 m bred och byggnadstiden sägs ha varit 10 dagar. Fördelen med denna typ av bro var att den uppenbarligen gick att bygga mycket fort och med relativt enkla medel. Till nackdelarna hör att sjöfarten hindras och att livslängden, i synnerhet för träpålarna, är jämförelsevis kort. På de viktigaste brolägena övergick man därför till bropelare av sten som placerades på större avstånd än påloken. De enkla träbjälkarna måste då som regel ersättas med mer komplicerade konstruktioner som fackverk, underspända balkar eller sprängverk. Träkonstruktionen låg nu i sin helhet ovanför det normala högvattenståndet och var bättre skyddad mot fukt och påverkan av is och strömmande vatten. I Mellaneuropa, som har en lång tradition att bygga träbroar, försågs brobanan dessutom ofta med en överbyggnad för att skydda träkonstruktion – och trafikanter – mot nederbörd. Även i Norden har man lång erfarenhet av träbroar, dock sällan överbyggda, men få är bevarade. En av de äldsta bevarade, svenska träbroarna är Lejonströmsbron i Skellefteå som byggdes 1737 och som, efter vissa ombyggnader, fortfarande är öppen för trafik.

Bland moderna vägbroar, dimensionerade för tung trafik, kan man nämna bron över Lusbäcken i Borlänge, Sverige, som är en lådkonstruktion av limträ med 20 m spännvidd och bron över Vihantasalmi i mellersta Finland (se föregående uppslag). Denna består av fem fack där de yttre, 21 m långa facken utformats som en samverkanskonstruktion med balkar av massivt limträ och samverkande farbana av betong. De tre mittfacken på vardera 42 m utgörs av triangulära hängverk av massivt limträ.

Andra exempel är de två broarna över Glomma i Hedmark, Norge. Den första, Tynsetbron, är utformad som en bågkonstruktion i tre fack – en stor fackverksbåge med 70 m spännvidd och två mindre bågar av massivt limträ, vardera med 27 m spännvidd. Den andra bron, i Evenstad, består av fem likadana, bågformade fackverk av limträ, vardera med spännvidden 36 m.

16.1 Allmänt

I de nordiska länderna har man tidigare huvudsakligen byggt s k GCM-broar av trä, d v s broar avsedda för gång-, cykel- och mopedtrafik. Under senare år har emellertid intresset för vägbroar av trä ökat markant och ett betydande antal träbroar för fordonstrafik har byggts såväl i Sverige som i Norge och Finland.

16.2 Brotyper

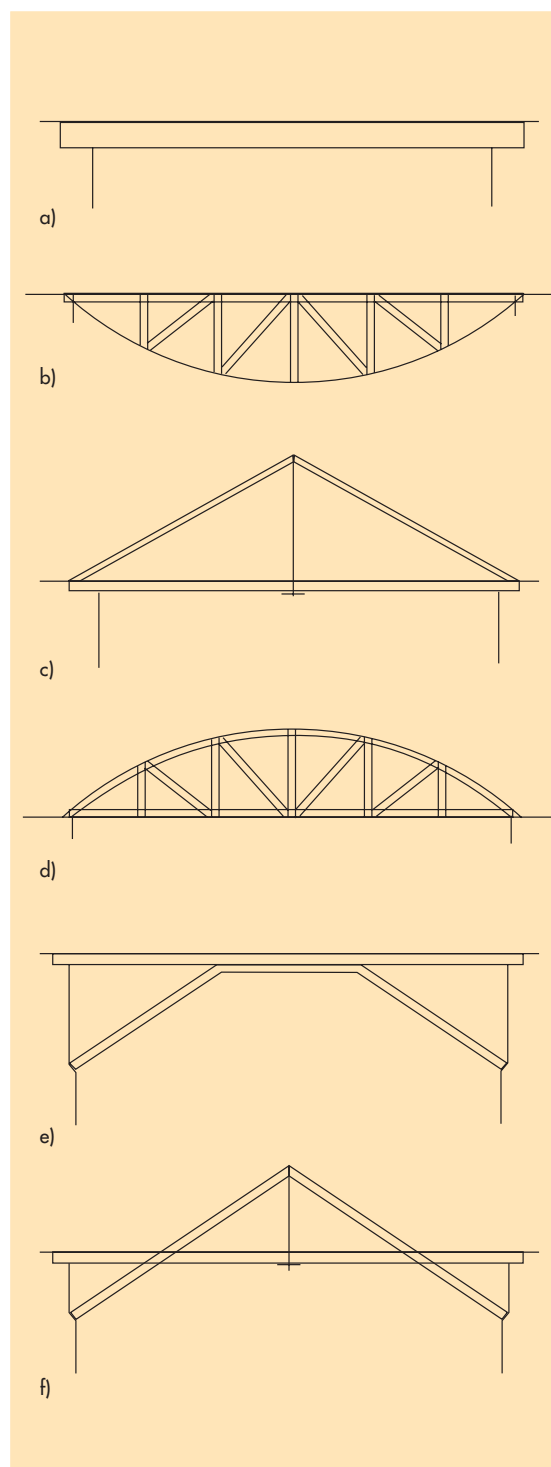
Från konstruktiv synpunkt skiljer man mellan en bros underbyggnad och dess överbyggnad.

Överbyggnaden är det, huvudsakligen horisontella, bärverk som överbryggar ett trafik hinder, t ex ett vattendrag. Till överbyggnaden räknas dels själva farbanan, dels de huvudbalkar som bär upp farbanan och slutligen det primära bärverket, t ex balkar eller bågar, som tar emot lasten (egentyngd, trafiklast och vindlast) från huvudbalkarna och för över denna till underbyggnaden.

Underbyggnaden för lasten vidare till undergrunden och består av fundament i form av landfästen och olika typer av mellanstöd. Dessa utförs numera som regel i betong, men tidigare var fundament av sten och murverk vanliga, liksom även pålverk av trä. De senare dock med vissa begränsningar som berörts tidigare.

Balkbroar, bågbroar och hängbroar är de tre huvudtyperna av överbyggnad. Till balkbroar brukar man då även räkna plattbroar liksom fackverkskonstruktioner och andra typer av sammansatta stångkonstruktioner, t ex hängverk och sprängverk, se figur 16.1, 16.2 och 16.3. Kombinationer av olika typer förekommer ofta.

Vilken konstruktionstyp som är lämpligast i det enskilda fallet beror på de specifika förutsättningarna, t ex vilken fri spannvidd och vilken fri höjd som krävs, tillgänglig konstruktionshöjd och vilken typ av trafik som bron är avsedd för. Ofta har utseendet stor betydelse efter-



Figur 16.1
Olika typer av balkbroar.
a) Enkel balk
b) Underspänd balk
c) Hängverk
d) Fackverk
e) Sprängverk
f) Hängsprängverk

som brobyggnader som regel utgör dominerande inslag i landskapet. Andra faktorer som påverkar valet är grundförhållandena och eventuella krav eller önskemål om att ett visst byggnadsmaterial skall användas.

16.2.1 Plattbroar

Den enklaste typen av träbro är spången, som kombinerar både farbana och huvudbärverk i samma konstruktion. En modern utveckling av denna princip är den tvärspända plattbron av trä, figur 16.4.

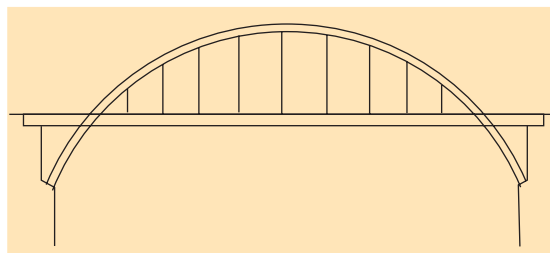
Tekniken med tvärspända plattor utvecklades i Kanada och har senare använts både i USA och i Schweiz. I Norden har ett stort antal tvärspända broar byggts under senare år.

Brobanepattan tillverkas av limträbalkar, vid mindre spännvidder av plankor, som spänns ihop med stålstänger. Konstruktionen är enkel att montera och plattan har god lastfördelning för många. Den är styv i sidled och något särskilt vindförband behövs därför inte. I allmänhet förses plattan med tätskikt och beläggning som skyddar trävirket mot fukt uppifrån. Den exponerade träytan blir därmed förhållandevis liten och fuktkvotsvariationerna (fuktrörelserna) små.

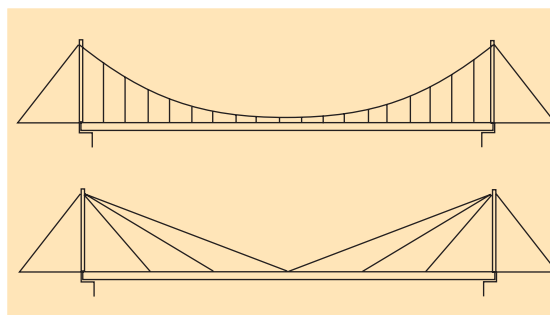
Brobanan kan med fördel utformas kontinuerlig i flera fack. Den kan också användas som under- eller överram i ett fackverk eller ingå i hängverk, sprängverk eller liknande konstruktioner, se nedan.

16.2.2 Balkbroar

I balkbroar består som regel huvudbärverket av två eller flera längsgående balkar av limträ; vid små laster och små spännvidder av sågat virke. Balkarna kan spänna över ett eller flera fack. När det inbördes avståndet mellan balkarna är litet kan brobanan av plank ligga direkt på huvudbalkarna, figur 16.5. Brobanan kan, vid mindre broar, fungera som skiva och ta upp horisontella laster, t ex vind samt förhindra att balkarna kantrar. Vid större spännvidder måste särskilda vindförband anordnas, vanligtvis i form av ho-



Figur 16.2
Bågbro.



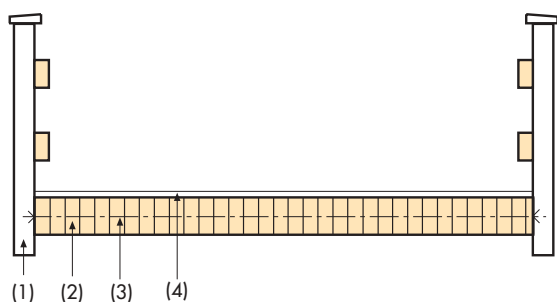
Figur 16.3
Hängbro och snedkabelbro.

risontella fackverk som förläggs mellan huvudbalkarna, i nivå med dessas under- eller överkant.

Vid större avstånd mellan huvudbalkarna villar brobanan istället på tvärgående syllar som förmedlar trafiklasten till huvudbalkarna. Ofta består brobanan, förutom av plank även av en asfaltbeläggning, figur 16.6.

Vid stora spännvidder och tung trafik utförs brobanan med oftast som förspänd platta, statiskt samverkande med huvudbalkarna i ett T- eller lådtvärsnitt, enligt figur 16.7-8. Brobanan fungerar i dessa fall som skiva för horisontella laster och särskilt vindförband behövs därför inte.

Underspända balkar, balkar utförda som hängverk eller så kallade sprängverk, användes förr ofta för att klara större spännvidder än vad som är möjligt med vanliga balkbroar, se figur 16.9-10. Huvudbalkarna försågs därvid med ett eller flera elastiska mellanstöd som gör att materialet utnyttjas effektivare. De två första konstruktionerna kan uppfattas som enkla former av fackverk.



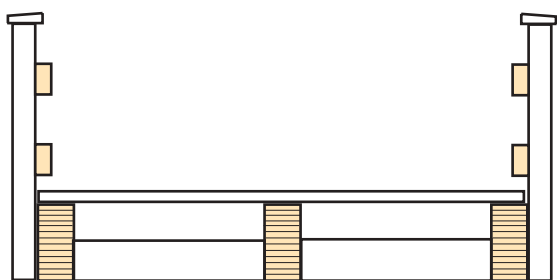
Figur 16.4
Plattbro med tvärsänd platta av limträ.
(1) Räcke
(2) Limträbalkar på hökant
(3) Ståltag
(4) Beläggning

Dragstängerna utförs normalt av stål. Vid dimensioneringen måste man ta hänsyn till materialets olika temperaturutvidgnings- och styvhets-egenskaper.

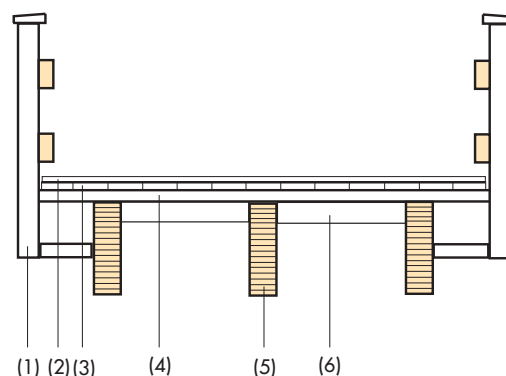
Sprängverk kan vara en effektiv lösning t ex för en balkbro som spänner över en djup ravin där sneda trycksträvor kan få stöd mot ravinens sidor. Sprängverket kan uppfattas som en mellanform mellan balkbro och bågbro, figur 16.11.

16.2.3 Fackverksbroar

Fackverksbroar används vid spännvidder där massiva bärverk inte längre är konkurrenskraftiga. Parallellfackverk är vanligast, men även parabelfackverk förekommer; som regel med genomgående över- och underram. Parallellfackverk kan med fördel utföras kontinuerliga över



Figur 16.5
Balkbro med plank direkt på limträbalkarna.



Figur 16.6
Balkbro med syll och plank.
(1) Räcke. (2) Beläggning. (3) Plankor. (4) Syllar.
(5) Limträbalkar. (6) Vindförband.

flera stöd. De kan också utföras med ovanpåliggande farbana som då kan utnyttjas för sidostabilisering eller dölja ett vindfackverk.

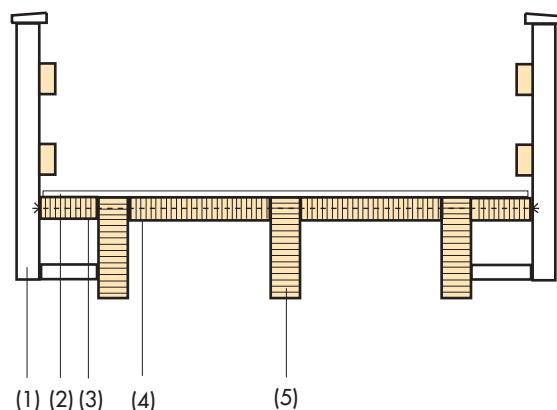
Fackverk förtillverkas på fabrik i lämpliga transport- och montageenheter.

16.2.4 Bågbroar

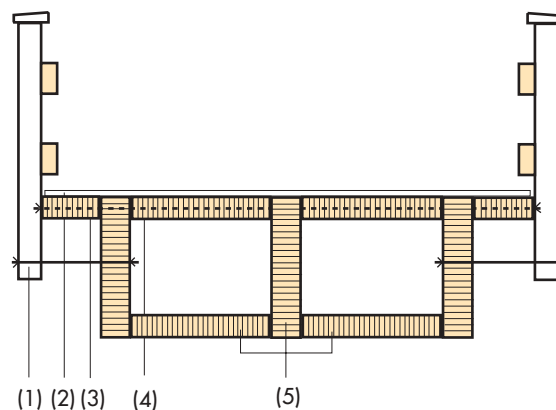
Bågformen innebär att konstruktionen - åtminstone för utbredda laster - huvudsakligen blir utsatt för tryck. Den lämpar sig därför särskilt bra för material med hög tryckhållfasthet och där bågformen inte komplicerar tillverkningen. Limträ förenar båda dessa egenskaper och är ett vanligt val för bågbroar av trä.

Överbyggnaden utformas normalt med dubbla bågar och brobanan förlagd antingen under, mellan eller ovanför bågarna, figur 16.12. Bågarna stabiliseras i sidled med fackverk eller ramverk. Liksom brobanan utnyttjas dessa även för att ta upp vindlaster och andra horisontella laster som verkar på konstruktionen.

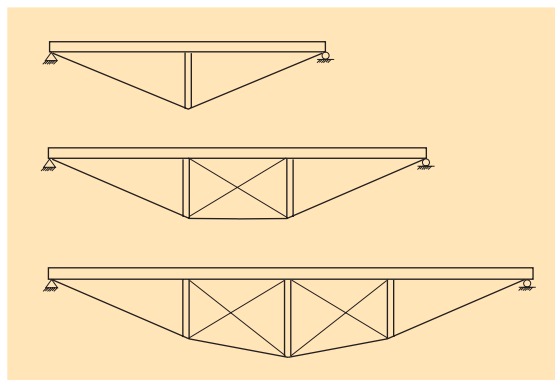
Av transport- och tillverkningsskäl utformas bågarna ofta som treledsbågar, särskilt vid spännvidder över 20 meter. Treledsbågen har dessutom fördelen att konstruktionen är statiskt bestämd och tål relativt stora sättningar i grundkonstruktionen. Om tvåledsbågar är lämpligare av andra skäl, är det dock möjligt att utföra momentstyva skarvar på byggsplatsen.



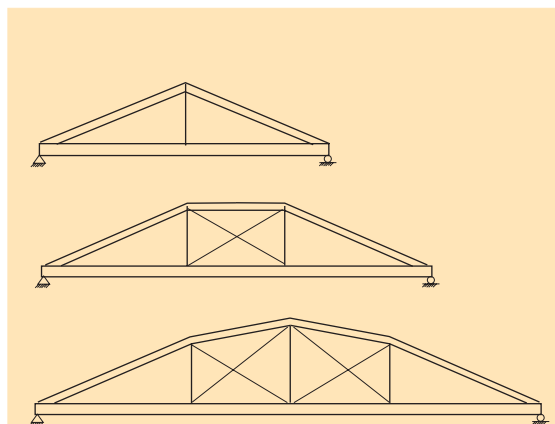
Figur 16.7
T-balksbro med förspänd platta.
(1) Räcke. (2) Beläggning. (3) Förspänd brobana.
(4) Spännstag. (5) Limträbalkar.



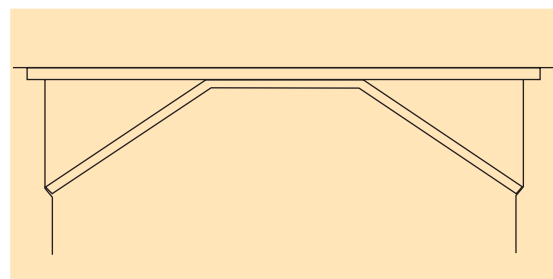
Figur 16.8
Förspänd lådbalksbro.
(1) Räcke. (2) Beläggning. (3) Förspänd brobana.
(4) Spännstag. (5) Limträbalkar.



Figur 16.9
Exempel på underspända balkar med ett, två eller tre elastiska mellanstöd.



Figur 16.10
Exempel på hängverk med ett till tre elastiska mellanstöd.



Figur 16.11
Exempel på enkelt sprängverk.

16.2.5 Hängbroar och snedkabelbroar

Hängbron består av en förstyvad brobana som med hjälp av vertikala stag hängs upp i bärkabinlar vilka spänner mellan två torn (pyloner), figur 16.3.

Snedkabelbron består av en balkbro upplagd på två eller flera fasta stöd. Mellan stöden är balkarna upphängda i sneda kablar utgående från en eller flera pyloner, figur 16.3. De sneda uppslagsreaktionerna från kablarna ger upphov till tryckkrafter i brobanan. I princip en förspänning som kan utnyttjas till att öka balkarnas momentkapacitet. Vid dimensioneringen måste man ta hänsyn till materialens olika styvhets- och temperaturutvidgningssegenskaper.

16.3 Projektering av limträbroar

16.3.1 Allmänt

Broprojekteringsmålet är att utifrån givna förutsättningar beträffande bronns läge, terrängförhållanden, geotekniska och hydrologiska förhållanden, utrymmeskrav, väggeometri m m, finna den bästa utformningen av bron. Förutom den teknisk-ekonomiska bedömning som härvid alltid bör göras, beaktas även andra intressen. Till dessa kan räknas estetiska krav, som alltefter bronns storlek och läge tillmäts större eller mindre vikt, samt drifts- och underhållsaspekter.

Inom brobyggnadsområdet betraktar man projekteringen som det skede av planeringen som omfattar utarbetande av ett lämpligt broförslag. Konstruktion och dimensionering utgör därvid delar av den detaljprojektering som vidtar sedan alla förutsättningar fastlagts.

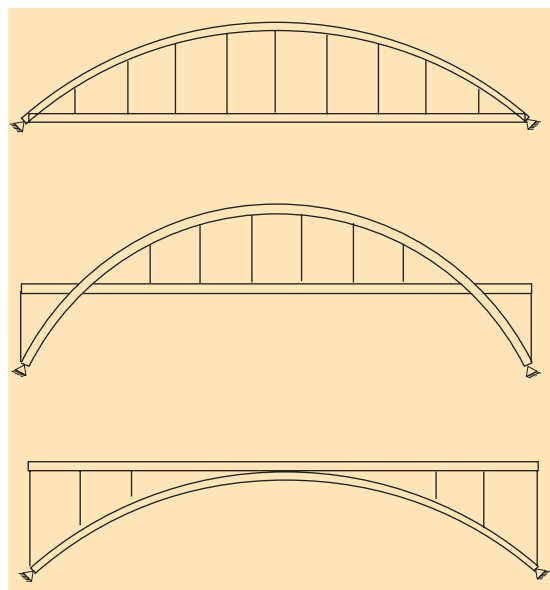
16.3.2 Dimensionering

I Sverige är det Vägverket som ger ut normer för dimensionering av broar - Bro 94. Där anges bland annat säkerhetskrav och lastförutsättningar. Beträffande övriga dimensioneringsförutsättningar hänvisar man i stor utsträckning till Boverkets Konstruktionsregler, BKR 94. Vägverket medger också att träbroar alternativt dimensioneras enligt Eurocode 5, Timber Structures, som innehåller en särskild del om broar.

Ovanstående gäller i första hand broar inom Vägverkets verksamhetsområde, men brukar tillämpas även för kommunala och privata broprojekt.

Snittkrafter i en brokonstruktion av trä kan, på samma sätt som vid husbyggnadskonstruktioner, beräknas med hjälp av formler och anvisningar i kapitel 4 - 10.

Bärförmågan hos en brokonstruktion av trä kan beräknas på samma sätt som vid husbyggnadskonstruktioner, med hänsyn tagen till de



Figur 16.12
Bågbro med underliggande, mellanliggande och ovanförbyggande brobana.

speciella säkerhetskrav och förutsättningar beträffande lastkombinationer och klimatförhållanden som anges i bronormerna.

16.3.3 Beständighet

I de nordiska länderna utförs bärande träkonstruktioner normalt av furu- eller granvirke. Dessa träslag angrips inte av träförstörande svampar så länge som fuktkvoten i virket inte under längre perioder överstiger 20%. Med en omsorgsfull konstruktiv utformning av överbyggnaden kan större delen av den bärande träkonstruktionen hållas under denna gräns. För delar i markkontakt, eller där det konstruktiva träskyddet av andra skäl inte bedöms räcka till för att hålla fuktkvoten tillräckligt låg, kan träets naturliga beständighet behöva förstärkas med kemiska träskyddsmedel. Impregnerat trä är emellertid en omstridd produkt från miljösynpunkt och användningen regleras i miljölagstiftningen. I Sverige är det endast tillåtet att använda kreosot eller impregneringsmedel som innehåller krom- eller arsenikföreningar i

situationer där det krävs ett långvarigt skydd av virke

- i markkontakt,
- i marina anläggningar,
- i räcken och andra säkerhetsanordningar till skydd mot olycksfall,
- i konstruktionelement i fukthotad miljö som är svåra att byta ut.

Brobaneräcken och det primära bärverket i en brokonstruktion torde som regel omfattas av de två sista punkterna och kan därför utan hinder av svensk lag utföras av tryckimpregnerat virke.

Vägverket i Sverige accepterar emellertid inte längre träskyddsmedel som innehåller kreosot eller krom- och arsenikföreningar. För närvarande saknas långvarig erfarenhet av de mera miljövänliga impregneringsmedel som tagits fram för att ersätta de så kallade CCA-medlen (koppar, krom, arsenik).

För att säkerställa tillräcklig livslängd för konstruktionen krävs att ståldetaljer, t ex förband, skyddas mot korrosion eller utförs av korrosionsbeständigt material. Framför allt främjas korrosion av vägsalt, vatten, regn och kondens. Man bör beakta att en träbro över en större väg påverkas av salt som virvlar upp från den större vägen. För speciellt utsatta eller vitala detaljer bör rostfritt stål eller extra korrosionsskyddande ytbehandling övervägas.

16.3.4 Ytbehandling och underhåll

Obehandlat trä som utsätts för väder och vind åldras bland annat under inverkan av solljusets UV-strålar. Träytan eroderar och färgförändras och sprickor med varierande vidd och djup uppkommer. Trots detta kan konstruktionen fungera under hundratals år vilket många historiska byggnader vittnar om.

Ofta vill man ändå skydda träet mot yterosion och sprickbildning och reducera fuktkvotens variationer eller också eftersträvar man en annan kulör än den åldrade träytans. Man kan då förse träkonstruktionen med en klimatskyddande beklädnad eller ytbehandla den.

Ytbehandling på utomhusexponerat trä har många olika uppgifter:

- skydda mot vattenupptagning
- fördröja fuktutbyte med omgivningen
- skydda mot UV-strålning
- skydda mot erosion av väder och vind
- ge träytan en viss kulör

Skydd mot vattenupptagning får man antingen genom ett vattenavvisande medel som minskar träytans vätnings- och kapillärsugning eller med en filmbildande ytbehandling som hindrar vattnet från att nå träytan.

Fuktutbytet med den omgivande luften kan förhindras med en mer eller mindre diffusions-tät ytbehandling.

Skydd mot UV-strålning kan uppnås genom tillsats av pigment som inte släpper igenom ljus. Pigmentet ger även viss kulör åt ytbehandlingen.

I Sverige kräver Vägverket att limträytor som inte är inklädda och som utsätts för solstrålning och/eller nederbörd skyddas med en pigmenterad ytbehandling med en minsta skiktjocklek av 60 μm . Ytbehandlingen, som bör utföras på fabrik eller snarast möjligt efter monteringen, kan exempelvis bestå av 1 – 2 strykningar med en alkydoljebaserad lasyr med tillsats av en fungicid och två strykningar med en alkydoljebaserad täcklasyr.

Ytbehandlingen behöver normalt förnyas med några års mellanrum. För byggnadsdelar som endast är indirekt utsatta kan underhållsintervallen vara längre. Helt täckt trä (skyddat för nederbörd) behöver inte ytbehandlas alls.

Bilagor

Bilaga 1. Tvärsnittstorheter för rektangulära tvärsnitt. 214

Bilaga 2a. Dimensionering enligt BKR. Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. 216

Bilaga 2b. Dimensionering enligt BKR. Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av deformationer i bruksgränstillståndet. 217

Bilaga 2c. Dimensionering enligt Eurocode 5. Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. 218

Bilaga 2d. Dimensionering enligt Eurocode 5. Dimensionerande materialvärden för limträ L 40 vid beräkning av deformationer i bruksgränstillståndet. 219

Bilaga 3a. Dimensionering enligt BKR. Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant. 220

Bilaga 3b. Dimensionering enligt Eurocode 5. Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant. 222

Bilaga 4a. Dimensionering enligt BKR. Dimensionerande bärförmåga för tvärkraftsbelastat skruvförband stål – trä. 224

Bilaga 4b. Dimensionering enligt Eurocode 5. Dimensionerande bärförmåga för tvärkraftsbelastat skruvförband stål – trä. 224

Bilaga 5. Byggvarudeklaration limträ. 226

Bilaga 1 Tvärsnittstorheter för rektangulära tvärsnitt enligt SS 23 27 21

h mm	antal lameller	$b = 42$ mm			$b = 56$ mm			$b = 66$ mm			$b = 78$ mm			$b = 90$ mm		
		A mm ²	W_x mm ³	I_x mm ⁴	A mm ²	W_x mm ³	I_x mm ⁴	A mm ²	W_x mm ³	I_x mm ⁴	A mm ²	W_x mm ³	I_x mm ⁴	A mm ²	W_x mm ³	I_x mm ⁴
180	4	76·10 ²	227·10 ³	204·10 ⁵	101·10 ²	302·10 ³	272·10 ⁵	119·10 ²	356·10 ³	321·10 ⁵	140·10 ²	421·10 ³	379·10 ⁵	162·10 ²	486·10 ³	437·10 ⁵
225	5	95·10 ²	354·10 ³	399·10 ⁵	126·10 ²	473·10 ³	532·10 ⁵	149·10 ²	557·10 ³	626·10 ⁵	176·10 ²	658·10 ³	740·10 ⁵	203·10 ²	759·10 ³	854·10 ⁵
270	6	113·10 ²	510·10 ³	689·10 ⁵	151·10 ²	680·10 ³	919·10 ⁵	178·10 ²	802·10 ³	108·10 ⁶	211·10 ²	948·10 ³	128·10 ⁶	243·10 ²	109·10 ⁴	148·10 ⁶
315	7	132·10 ²	695·10 ³	109·10 ⁶	176·10 ²	926·10 ³	146·10 ⁶	208·10 ²	109·10 ⁴	172·10 ⁶	246·10 ²	129·10 ⁴	203·10 ⁶	284·10 ²	149·10 ⁴	234·10 ⁶
360	8	151·10 ²	907·10 ³	163·10 ⁶	202·10 ²	121·10 ⁴	218·10 ⁶	238·10 ²	143·10 ⁴	257·10 ⁶	281·10 ²	168·10 ⁴	303·10 ⁶	324·10 ²	194·10 ⁴	350·10 ⁶
405	9	170·10 ²	115·10 ⁴	233·10 ⁶	227·10 ²	153·10 ⁴	310·10 ⁶	267·10 ²	180·10 ⁴	365·10 ⁶	316·10 ²	213·10 ⁴	432·10 ⁶	365·10 ²	246·10 ⁴	498·10 ⁶
450	10	189·10 ²	142·10 ⁴	319·10 ⁶	252·10 ²	189·10 ⁴	425·10 ⁶	297·10 ²	223·10 ⁴	501·10 ⁶	351·10 ²	263·10 ⁴	592·10 ⁶	405·10 ²	304·10 ⁴	683·10 ⁶
495	11	208·10 ²	172·10 ⁴	425·10 ⁶	277·10 ²	229·10 ⁴	566·10 ⁶	327·10 ²	270·10 ⁴	667·10 ⁶	386·10 ²	319·10 ⁴	788·10 ⁶	446·10 ²	368·10 ⁴	910·10 ⁶
540	12	227·10 ²	204·10 ⁴	551·10 ⁶	302·10 ²	272·10 ⁴	735·10 ⁶	356·10 ²	321·10 ⁴	866·10 ⁶	421·10 ²	379·10 ⁴	102·10 ⁷	486·10 ²	437·10 ⁴	118·10 ⁷
585	13	246·10 ²	240·10 ⁴	701·10 ⁶	328·10 ²	319·10 ⁴	934·10 ⁶	386·10 ²	376·10 ⁴	110·10 ⁷	456·10 ²	445·10 ⁴	130·10 ⁷	527·10 ²	513·10 ⁴	150·10 ⁷
630	14	265·10 ²	278·10 ⁴	875·10 ⁶	353·10 ²	370·10 ⁴	117·10 ⁷	416·10 ²	437·10 ⁴	138·10 ⁷	491·10 ²	516·10 ⁴	163·10 ⁷	567·10 ²	595·10 ⁴	188·10 ⁷
675	15	284·10 ²	319·10 ⁴	108·10 ⁷	378·10 ²	425·10 ⁴	144·10 ⁷	446·10 ²	501·10 ⁴	169·10 ⁷	527·10 ²	592·10 ⁴	200·10 ⁷	608·10 ²	683·10 ⁴	231·10 ⁷
720	16				403·10 ²	484·10 ⁴	174·10 ⁷	475·10 ²	570·10 ⁴	205·10 ⁷	562·10 ²	674·10 ⁴	243·10 ⁷	648·10 ²	778·10 ⁴	280·10 ⁷
765	17				428·10 ²	546·10 ⁴	209·10 ⁷	505·10 ²	644·10 ⁴	246·10 ⁷	597·10 ²	761·10 ⁴	291·10 ⁷	689·10 ²	878·10 ⁴	336·10 ⁷
810	18				454·10 ²	612·10 ⁴	248·10 ⁷	535·10 ²	722·10 ⁴	292·10 ⁷	632·10 ²	853·10 ⁴	345·10 ⁷	729·10 ²	984·10 ⁴	399·10 ⁷
855	19							564·10 ²	804·10 ⁴	344·10 ⁷	667·10 ²	950·10 ⁴	406·10 ⁷	770·10 ²	110·10 ⁵	469·10 ⁷
900	20							594·10 ²	891·10 ⁴	401·10 ⁷	702·10 ²	105·10 ⁵	474·10 ⁷	810·10 ²	122·10 ⁵	547·10 ⁷
945	21							624·10 ²	982·10 ⁴	464·10 ⁷	737·10 ²	116·10 ⁵	549·10 ⁷	851·10 ²	134·10 ⁵	633·10 ⁷
990	22							653·10 ²	108·10 ⁵	534·10 ⁷	772·10 ²	127·10 ⁵	631·10 ⁷	891·10 ²	147·10 ⁵	728·10 ⁷
1035	23										807·10 ²	139·10 ⁵	721·10 ⁷	932·10 ²	161·10 ⁵	832·10 ⁷
1080	24										842·10 ²	152·10 ⁵	819·10 ⁷	972·10 ²	175·10 ⁵	945·10 ⁷
1125	25													101·10 ³	190·10 ⁵	107·10 ⁸
1170	26													105·10 ³	205·10 ⁵	120·10 ⁸
1215	27													109·10 ³	221·10 ⁵	135·10 ⁸
1260	28															
1305	29															
1350	30															
1395	31															
1440	32															
1485	33															
1530	34															
1575	35															
1620	36															

	$b = 115 \text{ mm}$			$b = 140 \text{ mm}$			$b = 165 \text{ mm}$			$b = 190 \text{ mm}$			$b = 215 \text{ mm}$		
	A mm^2	W_x mm^3	I_x mm^4	A mm^2	W_x mm^3	I_x mm^4	A mm^2	W_x mm^3	I_x mm^4	A mm^2	W_x mm^3	I_x mm^4	A mm^2	W_x mm^3	I_x mm^4
	207·10 ²	621·10 ³	559·10 ⁵	252·10 ²	756·10 ³	680·10 ⁵	297·10 ²	891·10 ³	802·10 ⁵	342·10 ²	103·10 ⁴	923·10 ⁵	387·10 ²	116·10 ⁴	104·10 ⁶
	259·10 ²	970·10 ³	109·10 ⁶	315·10 ²	118·10 ⁴	133·10 ⁶	371·10 ²	139·10 ⁴	157·10 ⁶	428·10 ²	160·10 ⁴	180·10 ⁶	484·10 ²	181·10 ⁴	204·10 ⁶
	311·10 ²	140·10 ⁴	189·10 ⁶	378·10 ²	170·10 ⁴	230·10 ⁶	446·10 ²	200·10 ⁴	271·10 ⁶	513·10 ²	231·10 ⁴	312·10 ⁶	581·10 ²	261·10 ⁴	353·10 ⁶
	362·10 ²	190·10 ⁴	300·10 ⁶	441·10 ²	232·10 ⁴	365·10 ⁶	520·10 ²	273·10 ⁴	430·10 ⁶	599·10 ²	314·10 ⁴	495·10 ⁶	677·10 ²	356·10 ⁴	560·10 ⁶
	414·10 ²	248·10 ⁴	447·10 ⁶	504·10 ²	302·10 ⁴	544·10 ⁶	594·10 ²	356·10 ⁴	642·10 ⁶	684·10 ²	410·10 ⁴	739·10 ⁶	774·10 ²	464·10 ⁴	836·10 ⁶
	466·10 ²	314·10 ⁴	637·10 ⁶	567·10 ²	383·10 ⁴	775·10 ⁶	668·10 ²	451·10 ⁴	913·10 ⁶	770·10 ²	519·10 ⁴	105·10 ⁷	871·10 ²	588·10 ⁴	119·10 ⁷
	518·10 ²	388·10 ⁴	873·10 ⁶	630·10 ²	473·10 ⁴	106·10 ⁷	743·10 ²	557·10 ⁴	125·10 ⁷	855·10 ²	641·10 ⁴	144·10 ⁷	968·10 ²	726·10 ⁴	163·10 ⁷
	569·10 ²	470·10 ⁴	116·10 ⁷	693·10 ²	572·10 ⁴	142·10 ⁷	817·10 ²	674·10 ⁴	167·10 ⁷	941·10 ²	776·10 ⁴	192·10 ⁷	106·10 ³	878·10 ⁴	217·10 ⁷
	621·10 ²	559·10 ⁴	151·10 ⁷	756·10 ²	680·10 ⁴	184·10 ⁷	891·10 ²	802·10 ⁴	217·10 ⁷	103·10 ³	923·10 ⁴	249·10 ⁷	116·10 ³	104·10 ⁵	282·10 ⁷
	673·10 ²	656·10 ⁴	192·10 ⁷	819·10 ²	799·10 ⁴	234·10 ⁷	965·10 ²	941·10 ⁴	275·10 ⁷	111·10 ³	108·10 ⁵	317·10 ⁷	126·10 ³	123·10 ⁵	359·10 ⁷
	725·10 ²	761·10 ⁴	240·10 ⁷	882·10 ²	926·10 ⁴	292·10 ⁷	104·10 ³	109·10 ⁵	344·10 ⁷	120·10 ³	126·10 ⁵	396·10 ⁷	135·10 ³	142·10 ⁵	448·10 ⁷
	776·10 ²	873·10 ⁴	295·10 ⁷	945·10 ²	106·10 ⁵	359·10 ⁷	111·10 ³	125·10 ⁵	423·10 ⁷	128·10 ³	144·10 ⁵	487·10 ⁷	145·10 ³	163·10 ⁵	551·10 ⁷
	828·10 ²	994·10 ⁴	358·10 ⁷	101·10 ³	121·10 ⁵	435·10 ⁷	119·10 ³	143·10 ⁵	513·10 ⁷	137·10 ³	164·10 ⁵	591·10 ⁷	155·10 ³	186·10 ⁵	669·10 ⁵
	880·10 ²	112·10 ⁵	429·10 ⁷	107·10 ³	137·10 ⁵	522·10 ⁷	126·10 ³	161·10 ⁵	616·10 ⁷	145·10 ³	185·10 ⁵	709·10 ⁷	164·10 ³	210·10 ⁵	802·10 ⁷
	932·10 ²	126·10 ⁵	509·10 ⁷	113·10 ³	153·10 ⁵	620·10 ⁷	134·10 ³	180·10 ⁵	731·10 ⁷	154·10 ³	208·10 ⁵	841·10 ⁷	174·10 ³	235·10 ⁵	952·10 ⁷
	983·10 ²	140·10 ⁵	599·10 ⁷	120·10 ³	171·10 ⁵	729·10 ⁷	141·10 ³	201·10 ⁵	859·10 ⁷	162·10 ³	231·10 ⁵	990·10 ⁷	184·10 ³	262·10 ⁵	112·10 ⁸
	104·10 ³	155·10 ⁵	699·10 ⁷	126·10 ³	189·10 ⁵	851·10 ⁷	149·10 ³	233·10 ⁵	100·10 ⁸	171·10 ³	257·10 ⁵	115·10 ⁸	194·10 ³	290·10 ⁵	131·10 ⁸
	109·10 ³	171·10 ⁵	809·10 ⁷	132·10 ³	208·10 ⁵	985·10 ⁷	156·10 ³	246·10 ⁵	116·10 ⁸	180·10 ³	283·10 ⁵	134·10 ⁸	203·10 ³	320·10 ⁵	151·10 ⁸
	114·10 ³	188·10 ⁵	930·10 ⁷	139·10 ³	229·10 ⁵	113·10 ⁸	163·10 ³	270·10 ⁵	133·10 ⁸	188·10 ³	310·10 ⁵	154·10 ⁸	213·10 ³	351·10 ⁵	174·10 ⁸
	119·10 ³	205·10 ⁵	106·10 ⁸	145·10 ³	250·10 ⁵	129·10 ⁸	171·10 ³	295·10 ⁵	152·10 ⁸	197·10 ³	339·10 ⁵	176·10 ⁸	223·10 ³	384·10 ⁵	199·10 ⁸
	124·10 ³	224·10 ⁵	121·10 ⁸	151·10 ³	272·10 ⁵	147·10 ⁸	178·10 ³	321·10 ⁵	173·10 ⁸	205·10 ³	369·10 ⁵	199·10 ⁸	232·10 ³	418·10 ⁵	226·10 ⁸
	129·10 ³	243·10 ⁵	136·10 ⁸	158·10 ³	295·10 ⁵	166·10 ⁸	186·10 ³	348·10 ⁵	196·10 ⁸	214·10 ³	401·10 ⁵	225·10 ⁸	342·10 ³	454·10 ⁵	255·10 ⁸
	135·10 ³	262·10 ⁵	153·10 ⁸	164·10 ³	319·10 ⁵	187·10 ⁸	193·10 ³	376·10 ⁵	220·10 ⁸	222·10 ³	433·10 ⁵	254·10 ⁸	352·10 ³	491·10 ⁵	287·10 ⁸
	140·10 ³	283·10 ⁵	172·10 ⁸	170·10 ³	344·10 ⁵	209·10 ⁸	200·10 ³	406·10 ⁵	247·10 ⁸	231·10 ³	467·10 ⁵	284·10 ⁸	361·10 ³	529·10 ⁵	321·10 ⁸
	145·10 ³	304·10 ⁵	192·10 ⁸	176·10 ³	370·10 ⁵	233·10 ⁸	208·10 ³	437·10 ⁵	275·10 ⁸	239·10 ³	503·10 ⁵	317·10 ⁸	371·10 ³	569·10 ⁵	358·10 ⁸
	150·10 ³	326·10 ⁵	213·10 ⁸	183·10 ³	397·10 ⁵	259·10 ⁸	215·10 ³	468·10 ⁵	306·10 ⁸	248·10 ³	539·10 ⁵	352·10 ⁸	381·10 ³	610·10 ⁵	398·10 ⁸
	155·10 ³	349·10 ⁵	236·10 ⁸	189·10 ³	425·10 ⁵	287·10 ⁸	223·10 ³	501·10 ⁵	338·10 ⁸	257·10 ³	577·10 ⁵	390·10 ⁸	390·10 ³	653·10 ⁵	441·10 ⁸
				195·10 ³	454·10 ⁵	317·10 ⁸	230·10 ⁸	535·10 ⁵	373·10 ⁸	265·10 ³	616·10 ⁵	430·10 ⁸	300·10 ³	697·10 ⁵	486·10 ⁸
				202·10 ³	484·10 ⁵	348·10 ⁸	238·10 ⁸	570·10 ⁵	411·10 ⁸	274·10 ³	657·10 ⁵	473·10 ⁸	310·10 ³	743·10 ⁵	535·10 ⁸
				208·10 ³	515·10 ⁵	382·10 ⁸	245·10 ⁸	606·10 ⁵	450·10 ⁸	282·10 ³	698·10 ⁵	519·10 ⁸	319·10 ³	790·10 ⁵	587·10 ⁸
				214·10 ³	546·10 ⁵	418·10 ⁸	252·10 ⁸	644·10 ⁵	492·10 ⁸	291·10 ³	741·10 ⁵	567·10 ⁸	329·10 ³	839·10 ⁵	642·10 ⁸
				221·10 ³	579·10 ⁵	456·10 ⁸	260·10 ⁸	682·10 ⁵	537·10 ⁸	299·10 ³	786·10 ⁵	619·10 ⁸	339·10 ³	889·10 ⁵	700·10 ⁸
				227·10 ³	612·10 ⁵	496·10 ⁸	267·10 ⁸	722·10 ⁵	585·10 ⁸	308·10 ³	831·10 ⁵	673·10 ⁸	348·10 ³	940·10 ⁵	762·10 ⁸

Bilaga 2a

Dimensionering enligt BKR (BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39)

Dimensionerande materialvärden (MPa) för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. säkerhetsklass 2¹⁾²⁾.

Klimatklass 0, 1 eller 2³⁾. Partialkoefficienter $\gamma_m = 1,15$.

Kortvarigaste lasttyp i dimensionerande lastkombination	A			B			C		
Exempel på laster	Snö med vanligt värde. Bunden del av normal last			Snö med karakteristiskt värde. Fri del av n last			Vind med karakteristiskt värde		
	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm
Hållfasthetsvärden									
Böjning i styva leden ⁴⁾⁵⁾ f_{mx}	18,0		15,7	22,5		19,6	25,5		22,2
veka leden f_{my}		14,2			17,7			20,1	
Drag parallelt fibrerna ⁴⁾ f_t	12,5		10,9	15,7		13,6	17,8		15,5
tvärs fibrerna $f_{t,90}$		0,16			0,24			0,32	
Tryck parallelt fibrerna f_c		17,1			21,3			24,2	
tvärs fibrerna $f_{c,90}$		3,8			4,7			5,4	
Längsskjuvning ⁶⁾ f_v		1,9			2,4			2,7	
Styvhetsvärden för bärförmågeberäkning									
Elasticitetsmodul E_R		4 900			6 200			7 000	
Skjuvmodell G_R		350			400			450	

1) I säkerhetsklass 1 ökas och i säkerhetsklass 3 minskas tabellvärdena med 10%.

2) Vid dimensionering med hänsyn till olyckslast, fortskridande ras eller brand gäller tabellvärdena ökade med 25% oavsett säkerhetsklass.

3) I klimatklass 3 minskas tabellvärdena med 15%.

4) Vid dimensionering av konstruktionselement med $300 \text{ mm} < h < 600 \text{ mm}$ får tabellvärdet för $h \geq 600 \text{ mm}$ multipliceras med faktorn $(600/h)^{0,2}$.

5) Gäller raka element. Vid krökta element skall tabellvärdet multipliceras med faktorn κ , enligt avsnitt 4.7.

6) Gäller rektangulära tvärsnitt. Vid tvärskjuvning gäller halva tabellvärdet.

Bilaga 2b

Dimensionering enligt BKR (BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39)

Dimensionerande materialvärden (MPa) för limträ L 40 vid beräkning av deformationer i bruksgränstillståndet.

Alla säkerhetsklasser.

Lasttyp		P	A	B	C	Momentan
Exempel på laster		Egentyngd	Vanlig snö. Bunden del av nyttig last	Karaktäristisk snö. Fri del av nyttig last	Vind med karaktäristiskt värde	Svikt
Klimatklass 0 eller 1						
Elasticitetsmodul						
parallellt fibrerna	E	7 150	8 450	10 400	13 000	13 000
tvärs fibrerna	E_{90}	250	300	350	450	450
Skjuvmodul	G	450	550	700	850	800
Klimatklass 2						
Elasticitetsmodul						
parallellt fibrerna	E	5 850	7 150	9 100	11 700	13 000
tvärs fibrerna	E_{90}	200	250	250	400	450
Skjuvmodul	G	350	450	500	750	850
Klimatklass 3						
Elasticitetsmodul						
parallellt fibrerna	E	3 900	5 200	7 150	10 400	13 000
tvärs fibrerna	E_{90}	150	200	250	350	450
Skjuvmodul	G	250	350	450	700	850

Bilaga 2c

Dimensionering enligt Eurocode 5 (ENV 1995 - 1 - 1:1993) med svensk NAD.

Dimensionerande materialvärden (MPa) för limträ L 40 vid beräkning av bärförmåga. Alla säkerhetsklasser¹⁾.

Klimatklass 1 eller 2²⁾. Partialkoefficienter $\gamma_m = 1,2$.

Kortvarigaste lasttyp i dimensionerande lastkombination	Lång ³⁾ (A)			Medel (B)			Kort (C)		
Exempel på laster	Snö med vanligt värde. Bunden del av normal last.			Snö med karakteristiskt värde. Fri del av n last.			Vind med karakteristiskt värde.		
	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm	$h \leq 300$ mm		$h \geq 600$ mm
Hållfasthetsvärden									
Böjning i styva leden ⁴⁾⁵⁾ f_{mx}	22,1		19,2	25,3		19,9	28,5		24,7
veka leden f_{my}		17,4			19,9			22,4	
Drag parallelt fibrerna ⁴⁾ f_t	15,4		13,4	17,6		15,3	19,8		17,2
tvärs fibrerna $f_{t,90}$		0,23			0,27			0,30	
Tryck parallelt fibrerna f_c		21,0			24,0			27,0	
tvärs fibrerna $f_{c,90}$		4,7			5,3			6,0	
Längsskjuvning ⁶⁾ f_v		2,3			2,7			3,0	
Styvhetsvärden för bärförmågeberäkning									
Elasticitetsmodul E_R		6 100			6 900			7 800	
Skjuvmodell G_R		400			450			500	

1) Säkerhetsklassen beaktas på lastsidan

2) I klimatklass 3 minskas tabellvärdena med 20%.

3) Vid permanent last (lasttyp P) minskas tabellvärdena för laster med lång varaktighet (lasttyp A) med 15%.

4) Vid dimensionering av konstruktionselement med $300 \text{ mm} < h < 600 \text{ mm}$ får tabellvärdet för $h \geq 600 \text{ mm}$ multipliceras med faktorn $(600/h)^{0,2}$.

5) Gäller raka element. Vid krökta element skall tabellvärdet multipliceras med faktorn κ_r enligt avsnitt 4.7.

6) Gäller rektangulära tvärsnitt. Vid tvärskjuvning gäller halva tabellvärdet.

Bilaga 3a

Dimensionering enligt BKR (BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39)

Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant, när risk för vippning inte föreligger. Hållfasthetsklass L 40. Säkerhetsklass 2*.

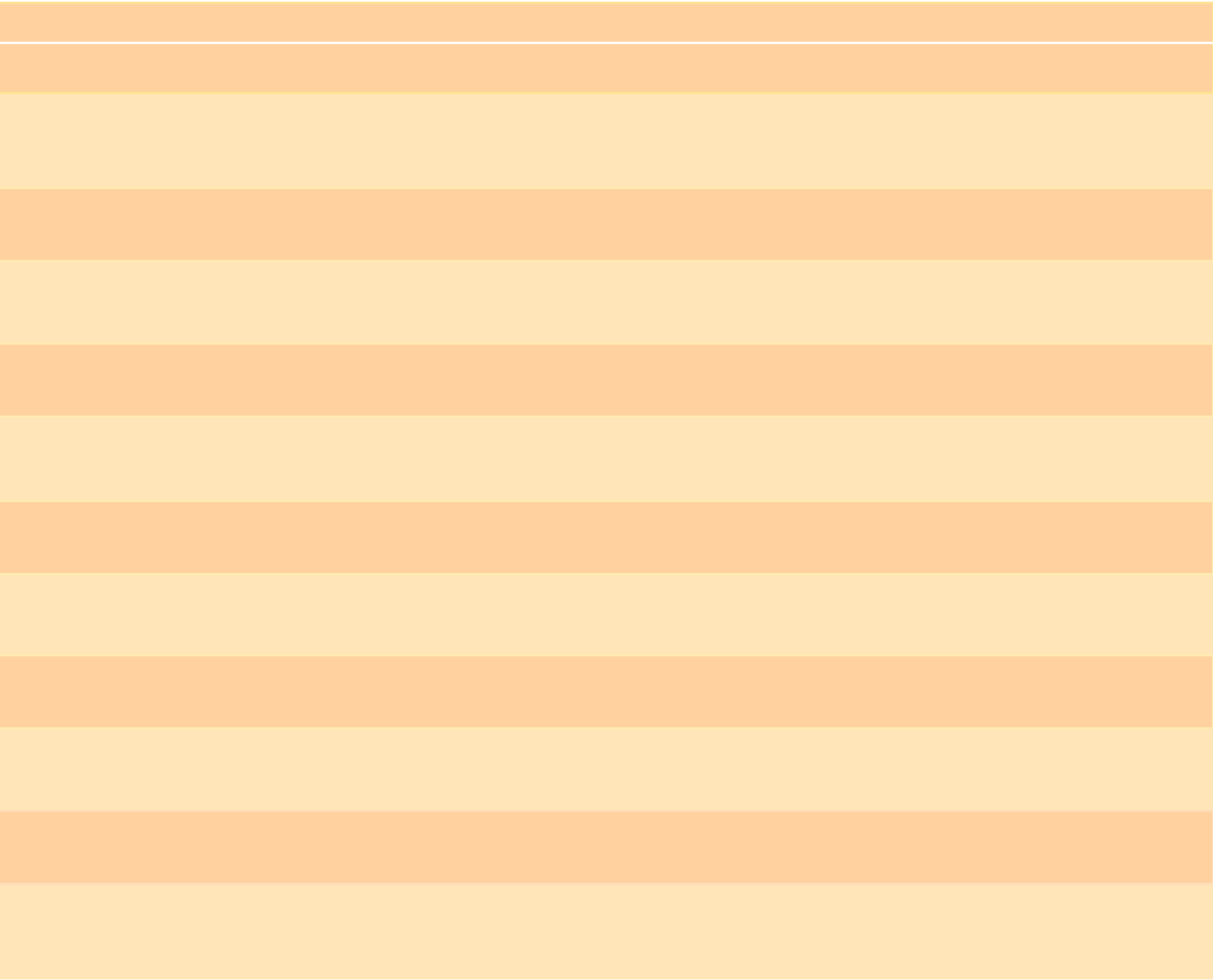
Klimatklass 0, 1 eller 2**. Lasttyp B***. Partialkoefficienten för material = 1,15. Inverkan av volymeffekt beaktad.

h mm	$b = 42$ mm		$b = 56$ mm		$b = 66$ mm		$b = 78$ mm		$b = 90$ mm	
	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm
180	11,95	5,10	15,94	6,80	18,78	8,02	22,20	9,48	25,61	10,94
225	14,94	7,97	19,92	10,63	23,48	12,53	27,75	14,81	32,02	17,09
270	17,93	11,48	23,90	15,31	28,17	18,04	33,30	21,32	38,42	24,60
315	20,92	15,46	27,89	20,61	32,87	24,29	38,85	28,71	44,82	33,13
360	23,90	19,66	31,87	26,21	37,56	30,89	44,39	36,51	51,22	42,13
405	26,89	24,30	35,86	32,40	42,26	38,19	49,94	45,13	57,63	52,07
450	29,88	29,38	39,84	39,17	46,96	46,16	55,49	54,56	64,03	62,95
495	32,87	34,87	43,83	46,50	51,65	54,80	61,04	64,77	70,43	74,73
540	35,86	40,79	47,81	54,38	56,35	64,09	66,59	75,75	76,84	87,40
585	38,85	47,11	51,79	62,81	61,04	74,03	72,14	87,49	83,24	100,95
630	41,83	54,36	55,78	72,48	65,74	85,42	77,69	100,95	89,64	116,48
675	44,82	61,89	59,76	83,20	70,43	98,06	83,24	115,89	96,05	133,72
720			63,75	94,66	75,13	111,57	88,79	131,85	102,45	152,14
765			67,73	106,87	79,82	125,95	94,34	148,85	108,85	171,75
810			71,71	119,81	84,52	141,20	99,89	166,88	115,25	192,55
855			75,70	133,49	89,22	157,33	105,44	185,93	121,66	214,54
900					93,91	174,33	110,99	206,02	128,06	237,72
945					98,61	192,19	116,54	227,14	134,46	262,08
990							122,08	249,29	140,87	287,64
1035							127,63	272,46	147,27	314,38
1080							133,18	296,67	153,67	342,31
1125							138,73	321,91	160,08	371,43
1170									166,48	401,74
1215									172,88	433,24
1260										
1305										
1350										
1395										
1440										
1485										
1530										
1575										
1620										

* I säkerhetsklass 1 ökas och i säkerhetsklass 3 minskas tabellvärdena med 10%.

** I klimatklass 3 minskas tabellvärdena med 15%.

*** För lasttyp P och A reduceras tabellvärdena med 20% och för lasttyp C ökas de med 10%.



Bilaga 3b

Dimensionering enligt Eurocode 5 (ENV 1995 - 1 - 1:1993) med svensk NAD

Dimensionerande bärförmåga m a p tvärkraft och böjning på högkant, när risk för vippning inte föreligger.

Hållfasthetsklass L 40. Alla säkerhetsklasser*. Klimatklass 1 eller 2**. Medellång lastvaraktighet (typ B)***.

Partialkoefficienten för material = 1,2. Inverkan av volymeffekt beaktad.

h mm	$b = 42$ mm		$b = 56$ mm		$b = 66$ mm		$b = 78$ mm		$b = 90$ mm	
	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm	T kN	M kNm
180	13,44	5,74	17,92	7,65	21,12	9,02	24,96	10,66	28,80	12,30
225	16,80	8,97	22,40	11,95	26,40	14,09	31,20	16,65	36,00	19,21
270	20,16	12,91	26,88	17,21	31,68	20,29	37,44	23,98	43,20	27,67
315	23,52	17,38	31,36	23,18	36,96	27,32	43,68	32,28	50,40	37,25
360	26,88	22,11	35,84	29,47	42,24	34,74	49,92	41,05	57,60	47,37
405	30,24	27,33	40,32	36,43	47,52	42,94	56,16	50,75	64,80	58,55
450	33,60	33,03	44,80	44,04	52,80	51,91	62,40	61,34	72,00	70,78
495	36,96	39,21	49,28	52,29	58,08	61,62	68,64	72,83	79,20	84,03
540	40,32	45,86	53,76	61,15	63,36	72,07	74,88	85,17	86,40	98,28
585	40,68	52,97	58,24	70,63	68,64	83,24	81,12	98,37	93,60	113,51
630	47,04	61,12	62,72	81,50	73,92	96,05	87,36	113,51	100,80	130,98
675	50,40	70,17	67,20	93,56	79,20	110,26	93,60	130,31	108,00	150,36
720			71,68	106,44	84,48	125,45	99,84	148,26	115,20	171,07
765			76,16	120,17	89,76	141,62	106,08	167,37	122,40	193,12
810			80,64	134,72	95,04	158,78	112,32	187,64	129,60	216,51
855			85,12	150,10	100,32	176,91	118,56	209,07	136,80	241,24
900					105,60	196,02	124,80	231,66	144,00	267,30
945					110,88	216,11	131,04	255,41	151,20	294,70
990							137,28	280,31	158,40	323,43
1035							143,52	306,37	165,60	353,50
1080							149,76	333,59	172,80	384,91
1125							156,00	361,97	180,00	417,66
1170									187,20	451,74
1215									194,40	487,15
1260										
1305										
1350										
1395										
1440										
1485										
1530										
1575										
1620										

* Säkerhetsklassen beaktas på lastsidan.

** I klimatklass 3 minskas tabellvärdena med 20%.

*** För lasttyp A reduceras tabellvärdena med 15% och för lasttyp C ökas de med 10%.

Bilaga 4a

Dimensionering enligt BKR (BFS 1993:58 med ändringar t o m BFS 1998:39)

Dimensionerande bärförmåga (kN/skär) för tvärkraftsbelastat skruvförband stål-trä*.

Skruv i hållfasthetsklass 4.6. Plåttjockleken högst lika med halva skruvdiametern.

Säkerhetsklass 3*. Partialkoefficienten för material = 1,25.

Klimatklass 0, 1 eller 2**. Lasttyp B***.

Skruv- diameter (mm)	Limträ- dimension (mm)	Kraften parallell med fiberriktningen			Kraften vinkelrät mot fiberriktningen		
		1-skärigt	2-skärigt		1-skärigt	2-skärigt	
			sidstycken av stål	mittstycken av stål		sidstycken av stål	mittstycken av stål
12	42	2,98	3,73	4,61	1,95	2,44	3,41
12	56	3,85	3,85	5,25	2,60	3,12	3,88
12	66	3,85	3,85	5,25	3,06	3,12	4,25
12	78	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	90	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	115	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	140	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	165	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	190	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
12	215	3,85	3,85	5,25	3,12	3,12	4,25
16	42	3,80	4,74	7,10	2,39	2,98	5,37
16	56	5,06	6,33	7,92	3,18	3,98	5,72
16	66	5,96	6,69	8,65	3,75	3,75	6,09
16	78	6,69	6,69	9,13	4,43	4,69	6,61
16	90	6,69	6,69	9,13	5,12	5,31	7,20
16	115	6,69	6,69	9,13	5,31	5,31	7,24
16	140	6,69	6,69	9,13	5,31	5,31	7,24
16	165	6,69	6,69	9,13	5,31	5,31	7,24
16	190	6,69	6,69	9,13	5,31	5,31	7,24
16	215	6,69	6,69	9,13	5,31	5,31	7,24
20	42	4,52	5,63	10,31	2,74	3,42	7,53
20	56	6,02	7,53	10,95	3,65	4,56	8,07
20	66	7,10	8,88	11,63	4,30	5,38	8,32
20	78	8,39	10,20	12,61	5,09	6,36	8,76
20	90	9,68	10,20	13,70	5,87	5,87	9,30
20	115	10,20	10,20	13,92	7,50	7,34	10,63
20	140	10,20	10,20	13,92	7,94	7,94	10,83
20	165	10,20	10,20	13,92	7,94	7,94	10,83
20	190	10,20	10,20	13,92	7,94	7,94	10,83
20	215	10,20	10,20	13,92	7,94	7,94	10,83
24	42	5,15	6,44	14,17	3,01	3,77	8,28
24	56	6,87	8,59	14,64	4,02	5,02	10,95
24	66	8,09	10,12	15,17	4,73	5,92	11,04
24	78	9,57	11,96	16,05	5,59	6,99	11,32
24	90	11,04	13,80	17,11	6,46	8,07	11,75
24	115	14,10	14,32	19,53	8,25	10,31	12,94
24	140	14,32	14,32	19,53	10,04	10,95	14,40
24	165	14,32	14,32	19,53	10,95	10,95	14,94
24	190	14,32	14,32	19,53	10,95	10,95	14,94
24	215	14,32	14,32	19,53	10,95	10,95	14,94

* Värdena på bärförmåga gäller enstaka skruv. Vid fler än sex skruvar i rad i kraftriktningen bör bärförmågan för de överskjutande skruvarna reduceras med 1/3.

** I säkerhetsklass 2 ökas tabellvärdena med 10% och i säkerhetsklass 1 med 20%.

*** I andra klimatklasser och vid andra lasttyper multipliceras tabellvärdena med en faktor enligt följande tabell:

Lasttyp	P eller A	B	C
Klimatklass 0, 1, 2	0,875	1	1,25
Klimatklass 3	0,75	0,875	1

Bilaga 4b

Dimensionering enligt Eurocode 5 (ENV 1995 - 1 - 1:1993) med svensk NAD.

Dimensionerande bärformåga (kN/skär) för tvärkraftsbelastat skruvförband stål-trä*.

Skruv i hållfasthetsklass 4.6. Plättjockleken högst lika med halva skruvdiametern.

Alla säkerhetsklasser **. Partialkoefficienten för material = 1,3.

Klimatklass 1 eller 2***. Medellång lastvaraktighet (typ B)***.

Skruv-diameter (mm)	Limträ-dimension (mm)	Kraften parallell med fiberriktningen			Kraften vinkelrät mot fiberriktningen		
		1-skärigt	2-skärigt		1-skärigt	2-skärigt	
			sidstycken av stål	mittstycken av stål		sidstycken av stål	mittstycken av stål
12	42	3,67	4,59	5,68	2,40	3,00	4,19
12	56	4,74	4,74	6,47	3,20	3,83	4,77
12	66	4,74	4,74	6,47	3,77	3,83	5,23
12	78	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	90	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	115	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	140	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	165	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	190	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
12	215	4,74	4,74	6,47	3,83	3,83	5,23
16	42	4,67	5,84	8,73	2,94	3,67	6,61
16	56	6,23	7,79	9,75	3,92	4,90	7,04
16	66	7,34	8,24	10,65	4,62	5,77	7,50
16	78	8,24	8,24	11,23	5,46	6,53	8,14
16	90	8,24	8,24	11,23	6,30	6,53	8,86
16	115	8,24	8,24	11,23	6,53	6,53	8,91
16	140	8,24	8,24	11,23	6,53	6,53	8,91
16	165	8,24	8,24	11,23	6,53	6,53	8,91
16	190	8,24	8,24	11,23	6,53	6,53	8,91
16	215	8,24	8,24	11,23	6,53	6,53	8,91
20	42	5,56	6,95	12,69	3,37	4,21	9,27
20	56	7,42	9,27	13,48	4,49	5,62	9,93
20	66	8,74	10,92	14,32	5,30	6,62	10,24
20	78	10,33	12,56	15,52	6,26	7,82	10,78
20	90	11,92	12,56	16,86	7,22	9,03	11,45
20	115	12,56	12,56	17,13	9,23	9,78	13,08
20	140	12,56	12,56	17,13	9,78	9,78	13,33
20	165	12,56	12,56	17,13	9,78	9,78	13,33
20	190	12,56	12,56	17,13	9,78	9,78	13,33
20	215	12,56	12,56	17,13	9,78	9,78	13,33
24	42	6,34	7,92	17,43	3,71	4,63	10,20
24	56	8,45	10,57	18,01	4,94	6,18	13,48
24	66	9,96	12,45	18,68	5,83	7,28	13,59
24	78	9,57	14,72	19,76	6,89	8,61	13,94
24	90	11,77	16,98	21,06	7,94	9,93	14,46
24	115	13,59	17,63	24,04	10,15	12,69	15,93
24	140	17,36	17,36	24,04	12,36	13,48	17,72
24	165	17,36	17,36	24,04	13,48	13,48	18,38
24	190	17,36	17,36	24,04	13,48	13,48	18,38
24	215	17,36	17,36	24,04	13,48	13,48	18,38

* Värdena på bärformåga gäller enstaka skruv. Vid fler än två skruvar i rad i kraftriktningen bör bärformågan beräknas med utgångspunkt från ett reducerat antal skruv $n_{ef} = 2(n/2)^{0,8}$ där n är verkligt antal skruv..

** I säkerhetsklassen beaktas på lastsidan.

*** I andra klimatklasser och vid andra lasttyper multipliceras tabellvärdena med en faktor enligt följande tabell:

Lastvaraktighet	Permanent	Lång	Medel	Kort	Momentan
Klimatklass 1, 2	0,75	0,875	1	1,125	1,375
Klimatklass 3	0,625	0,688	0,813	0,875	1,125

Bilaga 5**BYGGVARUDEKLARATION LIMTRÄ**

Denna byggvarudeklaration är branschgemensam för medlemsföretagen i Svenskt Limträ. Deklarationen följer den mall som är utarbetad av Byggsektorns Kretsloppsråd. Uppgifterna avser förhållanden i januari 2000.

Företagsinformation

Tillverkare: Anslutna företag till branschorganisationen Svenskt Limträ. Medlemsföretagen i Svenskt Limträ är certifierade av Svensk Limträkontroll vid Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut, SP och de uppfyller kraven i Regler för tillverkning av L-trä och limmat konstruktionsvirke (L-regler 1997:1).

Följande företag är anslutna:

- Långshytte Limträ AB
770 70 LÅNGSHYTTAN
tel. 0225-635 00
fax 0225-600 34.
www.langshytte.com
- Martinsons Trä AB
937 80 BYGDSILJUM
tel. 0914-207 00
fax 0914-207 81.
www.martinsonstra.se
- Moelven Töreboda Limträ AB
Box 49, 545 21 TÖREBODA
tel. 0506-481 00
fax 0506-162 63.
www.torebodalimtra.se

Produktinformation

Informationen avser limträprodukter.

Innehållsdeklaration: Limträ innehåller huvudsakligen granvirke, 370-440 kg torrsustans/kubikmeter.

Andelen lim i limträprodukter är mindre än 9 kg per kubikmeter limträ (< 1 vikts-%).

Varje företag lämnar miljödeklaration (kan kostnadsfritt rekvireras från respektive företag).

En vägledning till företagens miljödeklarationer finns på Svenskt Limträ:s hemsida www.svensktlimtra.se.

1. Produktens livscykel**1.1 Råvaror/insatsvaror**

Sågtimmer av huvudsakligen gran samt lim.

1.1A Energislag: Fossilt bränsle åtgår i skogsbruket. Se Träteknik Rapport P 9601004.

Energimängd: I Sverige används årligen 1,8 l fossilt bränsle per skogskubikmeter vid avverkning och transport från skog till bilväg.

1.1 B-C Typ av råvara/insatsmaterial:

Sågtimmer är en förnyelsebar råvara. Årsbehovet för samtliga till Svenskt Limträ anslutna företag är ca 130 000 kubikmeter fub/år.

Till limträstillverkning används två typer av lim – MUF (melamin-urea-formaldehyd) och PRF (fenol-resorcinol-formaldehyd). Då andelen lim i limträ är liten, anges inte här de kemiska substanserna.

Den som är intresserad av vad limtyperna innehåller hänvisas till limtillverkarnas miljödeklarationer.

1.1 D-E Emissioner till vatten och luft

I samband med skogsvård och avverkning nyttjas skogsmaskiner. För transporter nyttjas olika typer av lastfordon. Drivmedel är dieselolja eller bensen. Vid förbränning avges avgaser till den omgivande luften. Uppgifter om generella utsläpp till vatten saknas. Se Träteknik Rapport P 9601004.

1.1 F Inverkan på mark

I samband med skogsbruk sker viss påverkan på mark från skogsmaskiner.

1.2 Tillsatser

Inga tillsatser förekommer.

1.3 Återvunna material

Ej relevant.

1.4 Ursprung för råvaror/insatsvaror

Företagen har egna sågverk och till viss del egen skog. Viss del av sågtimret köps in. Sågtimrets ursprung är svenskt. Det egna sågtimret kommer från skogar i nära anslutning till respektive sågverk, för att minimera transporterna.

2. Produktion

2.1 Produktionsprocessen

Limträ tillverkas av lameller som torkats, hyvlats och fingerskarvats. De limmas under press. Vid limträfabrikerna används två olika typer av limning – varmpressteknik och högfrekvenslimning. Vid varmpressteknik utnyttjas främst energi från kutter som genereras vid hyvling av lamellerna och omvandlas i en lokal panncentral. Högfrekvenslimning är en modernare teknik, som ger många produktionstekniska fördelar men är å andra sidan mer el-intensiv.

Energislag:

Vid limträstillverkning används till största delen biobränsle, d v s bark, spån och flis, som tas tillvara vid sågning och hyvling. En mindre mängd energi är inköpt el och fossila bränslen.

Energimängd: 3 400 MJ per kubikmeter limträ.

Jämförande energianvändning för tillverkning av tre likvärdiga funktionella enheter av limträ, stål resp. betong framgår av nedanstående tabell.

Funktionell enhet av:	Limträ	Stål	Betong
El	1	6	1
Biobränsle	3	-	-
Fossila bränslen	1	17	4
Summa förbrukad energi	5	23	5

2.1 D-E Emissioner till vatten och luft

Utsläpp till luft från en limträfabrik utgörs främst av rökgaser (koldioxid) och sot från interna transporter och från pannanläggning. Dessutom avges små mängder terpenier (trälukt) och vattenånga från torkning samt träfiber från sågning och hyvling. Vid härdningen av limmet i limträ avges obetydliga mängder flyktiga ämnen (t ex organiska lösningsmedel, myrsyra och formaldehyd). Denna emissionär tack vare produktutveckling försumbar.

Vid tillverkningen av lim förekommer utsläpp gaser från fossil förbränning, vilken tillsammans med toxiska processrelaterade utsläpp är två viktiga miljöfaktorer. Den som vill veta mer i detalj om emissioner vid tillverkning av lim hänvisas till limtillverkarens miljödeklaration.

Utsläpp till vatten från en limträfabrik är obetydlig. Det limvatten som erhålls efter rengöring av munstycken och andra delar som ingår i limningsprocessen, tas om hand och blandas med spån, som sedan förbränns. Detta ger inget tillskott av förbränningsgaser i omgivande luft.

Utsläpp till mark utgörs huvudsakligen av torr aska. I övrigt endast små mängder rester av förpackningsmaterial, spillolja från fordon samt bark.

Miljöpåverkan

Tillverkning av limträprodukter ger förhållandevis liten miljöpåverkan. Nedanstående tabell redovisar några olika typer av miljöpåverkan för tre likvärdiga funktionella enheter av limträ, stål och betong.

Funktionell enhet av:	Limträ	Stål	Betong
Växthuseffekt	1	13	8
Förurning	1	3	2
Övergödning	1	2	1

Anm. Med funktionell enhet menas här balkar av limträ, stål och betong, fritt upplagda med spännvidden 12 m, lutning 8°, säkerhetsklass 2, klimatklass 1. Samma lastantaganden och nedböjningsbegränsningar i de tre olika dimensioneringsfallen. Dimensionering enligt BKR och BBK. I stål- och betongalternativen är 50% av stålet beräknat som återvunnet.

Regelbunden kontroll sker av utsläpp. Mätning av stoft och NOx från pannanäggning sker fortlöpande. Under sommarhalvåret sker viss bevattnings av sågtimmer vid tillhörande sågverk. Varje företag redovisar miljöprofil för utsläpp till luft, vatten och mark i sin miljödeklaration. Skillnaden mellan de olika företagens miljöprofil är marginell. En miljöprofil gäller från resursuttag till och med det att limträet lämnar företaget.

3. Distribution av färdig produkt

3.1 Produktionsort

De limträfabriker som är anslutna till Svenskt Limträ är belägna i Bygdsiljum, Långshyttan och Töreboda.

Årlig produktion:

Den sammanlagda produktionen av limträ vid de anslutna limträfabrikerna är ca 110 000 kubikmeter (år 2000).

3.2-3.3 Transportsätt

Limträprodukter transporteras med lastbil, tåg och/eller båt beroende på destinationsort och kundönskemål.

Omkring 60% av den årliga produktionen exporteras. Av de limträprodukter som säljs i Sverige sker transporten huvudsakligen med lastbil.

3.4 Emballage

Som emballagematerial används mestadels polyetenfilm. Emballage av kartong och polyester förekommer även. De till Svenskt Limträ anslutna limträfabrikerna är antingen anslutna till REPA-registret eller ställer krav på att leverantören av förpackningsmaterialet är anslutet. Totalt används ca 2,8 kg förpackningsmaterial per kubikmeter limträ. På kunds begäran försäljs limträprodukter utan emballage.



4 Byggskedet

4.1 Byggproduktion

Limträprodukter hanteras med truck eller kran. Övrig hantering sker manuellt. Limträprodukter skall skyddas mot nederbörd och markfukt på byggarbetsplatsen. Just-in-time-leveranser till byggarbetsplatser är att föredra framför lång lagringstid.

4.2 Produktanpassning

De till Svenskt Limträ anslutna limträfabrikerna kan skräddarsy produkterna för att minimera spill på byggarbetsplatsen. Dessutom kan en hel del arbeten med t ex urtag och beslag utföras på fabrik.

5. Bruksskedet

5.1 Drift

Limträ är en väl beprövad träprodukt med huvudsakligt användningsområde som stommaterial till byggnader och anläggningar, där stora fria spännvidder önskas. Limträ bör användas i konstruktioner som är väl skyddade mot nederbörd och markfukt.

5.2 Underhåll

Limträ används ofta synligt och ges ibland en ytbehandling i främst dekorativt syfte. Limträ som kan komma att utsättas för regelbunden men kortvarigt hög fuktbelastning bör skyddas med en fuktavvisande ytbehandling eller förses med annat fuktskydd. En ytbehandling kräver regelbundet underhåll för att upprätthålla avsedd funktion. Inbyggt limträ kräver inget underhåll.

5.3 Livslängd

Limträ får, liksom annat trä, en lång livslängd om det skyddas mot långvarigt hög fuktbelastning. Det bästa fuktskyddet är en väl genomtänkt konstruktion. Konstruktivt träskydd bör tillämpas i första hand. Kemiskt träskydd, t ex användning av impregnerat limträ kan användas i särskilt fuktutsatta situationer, där det konstruktiva träskyddet inte är tillräckligt, t ex limträkonstruktioner i kontakt med mark eller vatten. Impregnerat limträ kan då förlänga limträprodukternas livslängd.

6 Rivning

6.1 Demontering

Limträkonstruktioner kan i regel demonteras för återanvändning på annan plats. Den aktuella monterings tekniken avgör hur den selektiva rivningen skall utföras. Skruvförband underlättar demonteringen.

7 Restprodukter

7.1 Återanvändning

Limträ kan i princip återanvändas. Bärförmågan skall kontrolleras enligt aktuella regler. Emballaget kan återanvändas eller återtagas.

7.2 Återvinning

Limträ kan återvinnas på samma sätt som trä.

7.3 Energiutvinning

Limträ kan utnyttjas för energiutvinning om det tjänat ut. Värmevärdet är ca 16 MJ/kg vid 20 % fuktkvot. Den låga halten av lim utgör inget betydande tillskott av giftiga gaser vid förbränning.

8 Avfallsprodukter

8.1 Deponering

Limträ, även uttjänat sådant, är en resurs. Från år 2002 skall allt träavfall omhändertas och energi utvinnas.

9 Inre miljö

9.1 Allergiframkallande ämnen

Limträprodukter utgör inga begränsningar för inomhusmiljön. Den låga halten av lim utgör inget betydande tillskott av hälsopåverkande emissioner till inomhusluften. Limmets bidrag i limträ till hälsopåverkande emissioner är marginellt. Försök av limtillverkare har visat att en MUF-limmad limträenhet generellt emitterar ca 0,04 mg formaldehyd per kubikmeterluft, vilket är långt under de tyska kraven i E1-normen, som tillåter upp till 0,13 mg/m³.

9.2 Byggprocessen

Vid lagring under byggskedet skall limträprodukter skyddas mot fuktupptagning från nederbörd eller markfukt enligt medföljande anvisningar för hantering och montering.

9.3 Egenemissioner

Från limträprodukter avges mycket liten mängd hälsopåverkande ämnen. Ämnen som alfa- och beta-pinen, 3-karen, limonen och terpinolen förekommer i trä, men i obetydliga mängder. TVOC för barrträ: 0,1 - 5 mg/m²h (efter fyra veckor); 0,05 - 1 mg/m²h (efter 26 veckor) enligt Trätek, metod ST 601.

9.4 Omgivande material

Limträ skall inte byggas in i kontakt med fuktiga material p g a risken för svampangrepp. Limträ skall fuktskyddas mot anslutande fuktsugande material.

9.5 Underlag för rekommenderade betingelser enl. 9.4 hos omgivande material

Limträ i hållfasthetsklass L40 och i limningsklass I får användas i samtliga klimatklasser enligt BBR. Omgivande luft bör inte långvarigt överstiga 75% RF m h t risken för svampangrepp. Konstruktioner bör utformas så att fuktkvoten i limträet inte långvarigt överstiger 20%.

9.6 Drift och underhåll

Invändiga limträytor är föga underhållskrävande. Utvändiga ytor av limträ bör regelbundet ses över. Färgskikt kräver regelbundet underhåll. Ändräytor är särskilt fuktsugande och bör vara försedd med någon form av försegling mot fuktupptagning. En ytbehandling kan vara tillräcklig om den underhålls regelbundet.

9.7 Ljudnivå

Detta avsnitt är ej relevant för limträ.

9.8 Elektromagnetiska fält

Detta avsnitt är ej relevant för limträ.

INDEX

Anfang för båge 178, 192
Anliggningsstryck 57
Anslutningsdetaljer 37, 135, 191

Balk- pelarsystem 27
Balkar 77
Balkar med konstant tvärsnittshöjd 79
Balkar med krökt undersida 85
Balkar med varierande tvärsnittshöjd 82
Balkbroar 208
Balkrost 34, 38
Balkskarv, ledad 167, 195
Balksko 171, 194
Beslag 37, 135, 191
Beställning, underlag för 22
Beständighet, träskydd 19, brandskydd 185
limträbroar 211
BKR, Boverkets Konstruktionsregler 42
Branddimensionering 183
Brandförsäkring 185
Brandmotstånd hos anslutningsdetaljer och förband 191
Brandskyddsisolering 197
Brandteknisk klassificering 185, 187
Brandtekniska krav i normer 185
Broar av limträ 205
Brottgränstillståndet 46
Bruksgränstillståndet 46
Bumerangbalkar 85
Byggnadsklass 185
Byggsvarudeklaration för limträ 226
Bågar 115
Bågbroar 209
Bågfot 178, 192
Båglängd 119
Bärförmåga vid dimensionering enligt BKR 220
EC 5 222

Centriskt tryckt pelare 71
Cirkelbågar 117, 118, 119

Deformationer, nedböjning, balkar 79, 81, 84, 87
fackverk 95
ramar 109
treledstakstolar 100
åsar 125

Dimensioneringsdiagram - balkar, bärförmåga 88
nedböjning 89
bågar 120
treledstakstolar 103

Dimensioneringsmetoder 41
Dragbandstakstolar 99, 102, 115
Dragbandsinfästning 175, 196

Eurocode 5, Dimensionering av träkonstruktioner 42

Fackverk 91

Fackverksbroar 209
Fiberförstärkning 61, 63
Fingerskarvat ramhorn 110
Fingerskarvning av lameller 11, 15, 18
Fortskridande ras 133
Fuktrörelser 66
Förspänt limträ 208
Förstärkning, urtag 60
Förstärkning, hål 62
Förstöt 112

Gerberbeslag 168, 170, 196
Gerbersystem 125
Glasfiberarmering 61, 63

Hål i limträbalkar 61
Hållfasthetsklasser 14
Hållfasthetsvärden för L 40 vid dimensionering
enligt BKR, 216
EC 5, 218
Hängbroar 210

Inlimmad skruv, förstärkning av urtag 60
hål 63
ledad pelarfot 145
inspänd pelarfot 152, 193
pelartopp 159, 193

Klimatklasser 45
Knagge 171
Knäckning, knäcklängder, pelare 71, 74
treledstakstol 99
ramar 109
bågar 118

Konsoler 33, 38
Konstruktionssystem 25, 38
Kontakttryck 57
Kontinuerliga balkar 79
Kontroll, tillverkningskontroll 15
Kraftledningsstolpar 199
Kretslopp, återanvändning 9, 229
Krökt ramhorn 110
Krökta balkar 85
Krökta lameller 64

Lagerbalkar 16
Lagring av limträ 21
Lamellkrökning 85
Lasteffekt 44
Lasttyper 44
Limfogar 18
Limmat konstruktionsvirke 13
Limtyper 14
L-trä 13

Massivbjälklag 29
Maximal längd 16
Maximala tvärmått 16
Montering 17, 21

- Montering av limträstommar 17, 20, 21
 Mått 16
 Märkning 13, 15
- NAD, nationellt anpassningsdokument 42
 Naturligt brandförlopp 189
 Nedböjning, begränsning av 47
 Nedböjning, deformationer, balkar 79, 81, 84, 87, 89
 fackverk 95
 åsar 125
- Nockbeslag 163, 196
- Omlottlagda takåsar 125
- Parabelbågar 115
 Partialkoefficientmetoden, partialkoefficienter 43, 46
 Pelare 69
 Pelarfot, inspänd 149, 192
 Pelarfot, ledad 137, 192
 Pelarsystem 74
 Pelatopp, ledad anslutning av balk 156, 193
 Plattbroar 208
 Plywoodförstärkning 60, 62
 Produktionsstandard 16
 Produktionsvolym 9
 Pulpetbalkar 82
- Ramar 105
 Ramfot, ledad pelarfot 137, 192
 Ramhörn 110
 Riskklass 185
- Sadelbalkar 82
 Sammansatta pelare 73
 Sammansatta system 36
 Sekundärbalk, anslutning till primärbalk 171, 194
 Sidostagning av balk 54, 132, 163
 Sidostagning av pelartopp 162
 Skalkonstruktioner 35
 Skivverkan 131
 Skruvat ramhörn 111
 Skruvförband, allmänt 137, 191
 bärförmåga vid dimensionering enligt
 BKR, 224
 EC 5, 225
- Skydd vid transport, lagring och montering 20
 Skärmtak 33, 38
 Snedkabelbroar 210
 Snedskärning av lameller 64, 82
 Snedställningskrafter 74
 Specifikation, erforderliga uppgifter 22
 Stabilisering av limträstommar 129
 Standardbalkar 16
 Stolpskor 142
 Stomstabilisering 129
 Strävor 69
 Styvhestvärden för L 40 vid dimensionering enligt
 BKR, 217
 EC 5, 219
- Stämpeltryck 57
- Säkerhetsklasser 44
- Takåsar 123
 Tillverkning av limträ 11
 Tillverkningskontroll 15
 Toleranser 17
 Transport 20, 21
 Treledstakstolar 97
 Träförband, brandmotstånd 191
 Träskydd, allmänt 19
 kraftledningsstolpar 202
 broar 211
- Träslag 9, 11, 226
 Tvärbelastad pelare 72
 Tvärdraghållfasthet, volymeffekten 53, 65
 Tvärdragspänningar, urtag, hål 59, 61
 sadelbalkar 83
 bumrangbalkar 86
 ramhörn 110
- Tvärsnittstorheter för rektangulära limträtvärsnitt 214
- Underhåll, allmänt 19
 broar 212
- Upplagstryck 80
 Urtag i balkände 59
 Utseende 18
- Vindfackverk 131
 Vippning, allmänt 54
 balkar 81, 83, 86
 ramar 112
 bågar 119
 sidostagning 132, 163
- Virke 18
 Volymeffekten 53, 65
 Ytbehandling, allmänt 19
 broar 212
- Ytor, ytklasser 18
- Åsar 123
 Åsinfästning 171
 Återanvändning, kretslopp 9, 229
- Överhöjning, allmänt 47
 fackverk 95
- Översikt, konstruktionssystem 38