Dimensionering av träkonstruktioner

Projektering av träkonstruktioner

Del 1

UTGÅVA 2:2016

Introduktion till utformning och dimensionering
Konstruktiva egenskaper för sågat virke och träbaserade kompositprodukter
Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd
Dimensionering av träförband
Sammansatta träelement
Horisontalstabilisering
Dimensionering för bruksgränstillstånd
Träbyggnadssystem för bostäder
Konstruktionssystem för infrastruktur

SVENSKT TRÄ™

Dimensionering av träkonstruktioner

Projektering av träkonstruktioner

Del 1

UTGÅVA 2:2016

Redaktör
Eric Borgström

Faktagranskare
Eric Borgström och Rune Karlsson

Formgivning och produktion
ProService Kommunikation AB

Illustrationer
Cornelia Thelander
Vendela Martinac

ISBN 978-91-981922-6-1

Utgivare
Skogsindustrierna
Svenskt Trä
Box 55525
102 04 STOCKHOLM
Tel: 08-762 72 60
Fax: 08-762 79 90
E-post: info@svenskttra.se
www.svenskttra.se

Förord

Det här är den andra omarbetade utgåvan sedan den första *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1, Projektering av träkonstruktioner* gavs ut 2015. Regler och standarder förändras i takt med samhällsutvecklingen, varför en publikation av det här slaget regelbundet måste ses över.

Bokserien *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* har tagits fram främst för att underlätta för konstruktörer att beräkna träkonstruktioner och är anpassad till Eurokoder samt till svenska byggregler enligt EKS 10 (BFS 2015:6). Den används även vid den högre utbildningen på universitet och högskolor.

I bokserien *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* ingår också *Del 2, Regler och formler enligt Eurokod 5* samt *Del 3, Dimensioneringsexempel*. Samtliga tre böcker finns på svenska och engelska. I och med att böckerna finns på båda språken är vår målsättning att de ska fylla en funktion hos många användare med olika kunskapsnivåer.

Författarna till *Del 1* är verksamma vid utbildningen av ingenjörer vid tekniska universitet och högskolor i Sverige, såsom Chalmers Tekniska Högskola i Göteborg, Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm, Linnéuniversitetet i Växjö, Luleå Tekniska Universitet och Lunds Tekniska Högskola. Även SP Hållbar Samhällsbyggnad har bidragit till innehållet.

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

Välkommen in på **www.traguiden.se**!

Övrig information om trä, limträ och träbyggande finns på **www.svenskttra.se**.

Stockholm, oktober 2016

Eric Borgström
Svenskt Trä

Dimensionering av träkonstruktioner

Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3 är anpassade till Eurokod 5 och till de svenska tillämpningsreglerna EKS 10 (BFS 2015:6).

- Del 1: Projektering av träkonstruktioner
- Del 2: Regler och formler enligt Eurokod 5
- Del 3: Dimensioneringsexempel

Design of timber structures

Volume 1: Structural aspects of timber construction

Volume 2: Rules and formulas according to Eurocode 5

Volume 3: Examples

Friskrivningar

Genom att använda innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* godkänner du nedan angivna användarvillkor. All information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* tillhandahålls endast i informationssyfte och ska inte anses vara en rådgivande eller professionell relation med läsaren.

All information tillhandahålls i befintligt skick och utan någon form av garanti, i den utsträckning som tillåts av gällande lag. Även om utgivaren i rimlig omfattning försöker tillhandahålla tillförlitlig information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3*, garanterar inte utgivaren att innehållet är fritt från felaktigheter, misstag och/eller avsaknad av information eller att innehållet är aktuellt och relevant för användarens behov.

Utgivaren, Föreningen Sveriges Skogsindustrier, lämnar ingen garanti för några resultat som härrör från nyttjandet av informationen som finns i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3*. All användning av information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* sker på eget ansvar och på egen risk.

Rättigheterna till innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* tillkommer Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Innehållet skyddas enligt upphovsrättslagen. Missbruk beivras. Kopiering av innehållet är förbjuden.

Föreningen Sveriges Skogsindustrier tar inte något ansvar för skada som må orsakas på grund av innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3*.

Innehållsförteckning

Kapitel 1
Introduktion till utformning och dimensionering 8
Robert Kliger, professor, CTH, Chalmers Tekniska Högskola – Konstruktionsteknik, Göteborg

Kapitel 2
Konstruktiva egenskaper för sågat virke och träbaserade kompositprodukter 26
Marie Johansson, professor, Linnéuniversitetet – Institutionen för teknik och design, Växjö

Kapitel 3
Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd 68
Roberto Crocetti, professor, och Annika Mårtensson, professor,
LTH, Lunds Tekniska Högskola, Lunds Universitet – Avd. för Konstruktionsteknik, Lund

Kapitel 4
Dimensionering av träförband 110
Helena Lidelöw, biträdande professor, LTU, Luleå Tekniska Universitet
– Avd. för Byggkonstruktion och -produktion, Luleå

Kapitel 5
Sammansatta träelement 150
Bert Norlin, lektor, KTH, Kungliga Tekniska Högskolan – Inst. för Byggvetenskap, Stockholm

Kapitel 6
Horisontalstabilisering 200
Roberto Crocetti, professor, LTH, Lunds Tekniska Högskola, Lunds Universitet
– Avd. för Konstruktionsteknik, Lund

Kapitel 7
Dimensionering för bruksgränstillstånd 232
Annika Mårtensson, professor, LTH, Lunds Tekniska Högskola, Lunds Universitet
– Avd. för Konstruktionsteknik, Lund

Kapitel 8
Träbyggnadssystem för bostäder 258
Helena Lidelöw, biträdande professor, LTU, Luleå Tekniska Universitet
– Avd. för Byggkonstruktion och -produktion, Luleå

Kapitel 9
Konstruktionssystem för infrastruktur 292
Anna Pousette, civilingenjör, teknisk licensiat, SP Hållbar Samhällsbyggnad, Skellefteå

Symboler 311

Kapitel 1
Introduktion till utformning och dimensionering

Robert Kliger

1 Introduktion till utformningsprocessen och dimensionering av bärande konstruktioner 9
1.1 Allmän introduktion till konstruktionsutformning 9
1.2 Faser av ett byggprojekt 9
1.2.1 Konceptuell utformning 10
1.2.2 Detaljutformning genom verifiering 12
1.2.3 Uppförandeprocessen 12
1.2.4 Inspektion och underhåll 13
1.2.5 Rivning 14
1.3 Olika krav relaterade till träbyggnader 14
1.3.1 Intressenter 14
1.3.2 Kravkategorier 14
1.3.3 Krav uppställda av samhället – Eurokoder 15
1.3.4 Krav uppställda av kunder och slutanvändare 16
1.4 Eurokoder – generella antaganden, gränstillstånd och detaljutformning 16
1.4.1 Allmänna antaganden och verifieringar 16
1.4.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd 18
1.4.3 Verifiering baserad på partialkoefficientmetoden 19
1.5 Koncept som används för dimensionering i gränstillstånd av trä och träbaserade produkter 22
1.5.1 Lastvarighetsklasser 22
1.5.2 Effekt av fuktinnehåll och klimatklasser 23
1.5.3 Partialkoefficienter för materialparametrar och anpassning med hjälp av modifieringsfaktorer 23
1.5.4 Skillnader i materialrespons när laster påförs i olika riktningar i förhållande till träets fiberorientering 24
1.6 Källhänvisningar 24

1 Introduktion till utformningsprocessen och dimensionering av bärande konstruktioner

1.1 Allmän introduktion till konstruktionsutformning

Konstruktionsutformning omfattar val av dimensioner för lastbärande element och modellering av den lastbärande stommen med hänsyn till kraven som ställts upp gällande materialhållfasthet, beteende och hållbarhet under byggnadsverkets livslängd.

Dimensionering av bärande konstruktioner baseras på verifiering. Syftet med denna verifiering är att visa att de faktiska kraven uppfyllts för det valda materialet, dimensionerna och konstruktionssystemet. Denna verifiering kan erhållas genom beräkning eller provning, eller genom en kombination av dessa två.

Den dimensionerande livslängden är den period under vilken det antas att byggnaden kommer att användas för sitt avsedda syfte, med förväntat underhåll men utan att större reparationer är nödvändiga. Ofta rekommenderas en dimensionerande livslängd på 50 år för byggnader och 100 år för broar.

1.2 Faser av ett byggprojekt

Livslängden för ett byggprojekt, oavsett om det är ett hus, en industri eller en del av en infrastruktur såsom en bro, kan delas in i olika faser, se Figur 1.1. Dessa faser omfattar utformning, uppförande, brukande (livslängd) inklusive underhåll och reparationer, samt till sist vid avslutningen av byggnadsverkets livslängd, rivning.

Figur 1.1: Faser av ett byggprojekt, Niemeyer (2003).

Konceptuell utformning är den första fasen av ett byggprojekt. Denna fas omfattar identifiering och undersökning av behov, definiering av kravspecifikationer för potentiella lösningar, utvärdering av potentiella lösningar samt utveckling av lämpliga konstruktionskoncept för vidare dimensionering. När väl konceptet har valts och definierats väl, inleds andra fasen i utformningsprocessen genom verifiering enligt dimensioneringsregler. Den andra fasen omfattar preliminär- och detaljutformning. Krafter som belastar grundläggningen erhålls till exempel efter den preliminära utformningen, vilket gör det möjligt att dimensionera grundläggningen samtidigt som alla detaljer i huvudkonstruktionen dimensioneras. Alla möjliga dimensioneringsproblem måste lösas innan uppförandefasen inleds. När väl uppförandefasen är avslutad och en avslutande inspektion genomförts, är byggnaden klar att användas för det den är avsedd för. Inspektion och underhåll är insatser som är viktiga under hela livslängden för alla byggprojekt. Olika utformningar, byggmetoder, material och miljöexponeringar kräver olika omfattande underhåll under en byggnads livslängd. Alla byggkomponenter kräver någon form av underhåll.

Brott i förtid i vissa delar eller förändringar av den avsedda användningen kräver utvärdering av konstruktionen och skapar behov av reparationer eller förstärkningar. Nya konstruktionsutformningar, utvärdering av återstående livslängd, förstärkning och reparation är vanliga åtgärder under byggnadsverkets livslängd. Vid slutet av byggnadens livslängd nås rivningsfasen. I denna fas är det viktigt att material som använts i byggnaden är lätta att demontera, återvinna och/eller återanvända.

1.2.1 Konceptuell utformning

Det finns åtminstone två olika tillvägagångssätt för att beskriva konceptuell utformning; en av Kroll med flera (2001) och en av Engström (2002). Det tillvägagångssätt som framförs av Kroll med flera betraktas som teoretisk, men är mycket användbar när det gäller förståelse för problemlösning och skapandet av innovativa lösningar. Tillvägagångssättet antaget av Engström är mer praktiskt och här ges en kort sammanfattning. En jämförelse av båda metoderna presenteras i Figur 1.2. Tillvägagångssättet med konceptuell utformning kan utnyttjas både i början av byggprocessen och under byggnadsverkets livslängd i en process av reparationer, förstärkning och underhåll.

Kroll med flera (2001)

- **Behovsidentifiering**
- **Behovsanalys**
- **Utformningskrav**
- **Teknikidentifiering**
- **Analys av parametrar**
  - Identifikation av parametrar
  - Kreativ syntes
  - Utvärdering

Engström (2002)

- **Intuitiv fas**
  - Uppgiftsanalys ⇨ målspecifikation
  - Krav, utformningskriterier
  - Idéskapande ⇨ alternativa koncept
  - Preliminär utvärdering ⇨ lovande alternativ
- **Utvärderingsfas**
  - Viktning av utformningskriterier
  - Riskanalys
  - Slututvärdering ⇨ vinnande alternativ
  - Preliminär dimensionering
  - Kontroll av svåra detaljer
  - Modifieringar ⇨ slutlig lösning

Figur 1.2: Primära frågeställningar vid konceptuell utformning.

Intuitiv fas

Denna fas omfattar definitionen av specifika målsättningar för projektet, förståelse för kundens önskemål och omformulering av dessa till en kravlista, förståelse för utformningskriterierna som specificerats av samhället genom utformningsregler, skapande av enkla konceptlösningar för olika idéer och den preliminära utvärderingen av varje idé.

Att förstå kundens önskemål och insamlande av all nödvändig information från möjliga intressenter som kan påverka projektet är en nödvändig del av den intuitiva fasen. Litteraturstudier, en sökning efter motsägelser och intervjuer med brukare och andra intressenter kan

bidra med nödvändig information för att definiera målsättningar och upprätta en lista över prioriteringar inklusive olika krav. Utformningskraven bör vara så tydliga som möjligt och bör innehålla frågor såsom prestanda, kvalitetsparametrar, tillförlitlighet, säkerhet, produktens livslängd, estetik, ergonomi, ekonomi och underhåll. Huvudsyftet med den systematiska sökningen är att generera en lång rad av möjliga utformningskoncept. En kombination av intuitiva och systematiska metoder är troligen det bästa sättet att skapa nya koncept. Kreativa och innovativa idéer baseras på god teoretisk och praktisk kunskap. Olika idéer bör representeras av olika konstruktionsmaterial eller kombinationer av material, en mångfald av konstruktionssystem och produktionsmetoder. Sådana idéer skapas genom en systematisk sökning och tas fram inom den intuitiva tankeprocessen.

Det är alltid fördelaktigt att ta fram för många konceptidéer snarare än för få. Det mest angelägna vid preliminär utvärdering är att reducera antalet koncept. Detta kan uppnås genom diskussioner eller med hjälp at preliminära utvärderingsmatriser. Det är viktigt att ha en väldokumenterad motivering av en lösning som tagits fram, och att också, om möjligt, i den följande processen kunna spåra processen tillbaka till detta steg.

Utvärderingsfas och val av det slutliga konceptet

Utvärderingsfasen omfattar rangordning av olika koncept, genomförande av en förenklad riskanalys av varje koncept och olika kravställningar för att göra något slags systematisk jämförelse av olika koncept. Rangordning kan utföras genom att avväga målsättningar och olika krav för att göra någon sorts systematisk jämförelse av olika koncept. En matris tas fram som visar poäng för olika krav i relation till olika framtagna koncept. Konceptet med de högsta poängen placeras högst i rangordningen. En riskanalys är en viktig del av den konceptuella utformningen. Alla möjliga risker bör listas för de två eller tre koncepten som rankas högst. Dessa risker exempelvis kan innefatta uppförande, transport och produktionsrisker, ekonomiska risker, olycksrisker eller väderrisker. Resultatet av riskanalysen bör inkluderas i slututvärderingen av ett antal av de mest lovande koncepten.

Preliminär dimensionering

Syftet med preliminär dimensionering är att uppskatta de preliminära dimensionerna av de lastbärande delarna i en byggnad, såsom takstolar, balkar, pelare, väggar och bjälklag. Isoleringstjockleken kan vara en avgörande faktor när det kommer till tjockleken på konstruktionselement. Den preliminära dimensioneringen omfattar ofta inhämtande av relevanta lastkombinationer för att uppskatta tvärsnittskrafter som verkar på en konstruktionsdel som analyseras.

Uppskattningar av tvärsnittsdimensioner baseras på:

- erfarenhet och rekommendationer
- preliminära dimensionerande krafter (inklusive interaktion)
- preliminära dimensionerande spänningar
- preliminära nedböjningar.

Grova uppskattningar kan baseras på:

- tumregler
- tidigare erfarenhet
- enkla analysverktyg
- enkla dimensioneringsprogram
- tabeller och diagram.

Ett exempel på en tumregel som gäller för en träbalk med ett rektangulärt tvärsnitt är att om förhållandet mellan höjd och bredd (h/b) ≥ 6, så måste den tryckta kanten förses med fullständig stagning i sidled och balken måste avstyvas vid upplagspunkterna för att förhindra rotation.

1.2.2 Detaljutformning genom verifiering

Resultat och process

Under detaljutformningsfasen avgörs alla centrala utformningsbeslut. Som resultat av detaljutformningen uppnås följande resultat:

- byggnaden är fullständigt och otvetydigt definierad och validerad
- alla viktigare konstruktiva undersystem är definierade
- alla delar är fullständigt konstruerade och koordinerade
- kostnader och byggmetoder är fastställda till hög precisionsnivå
- överenskommelse har nåtts mellan involverade företag angående toleranser för att säkerställa byggbarhet, prefabricering och transport
- kvalitetsnivåer har ställts upp
- föreskrivande specifikationer har utförts.

Den konstruktiva utformningsprocessen regleras av tillämpliga dimensioneringsregler, vilka gäller för det geografiska läget där byggnaden ska uppföras. I olika länder kan dimensioneringsreglerna baseras på olika principer, såsom exempelvis dimensionering i gränstillstånd, för tillförlitlighet eller för tillåtna spänningar. I de flesta europeiska länder gäller dimensionering i gränstillstånd och alla faser av denna utformningsprocess definieras i en serie av Eurokoder. Samma dimensioneringsregler måste användas då konstruktionsutformning tas fram för en hel byggnad.

Verifiering

Verifiering utgör huvuddelen i dimensioneringsarbetet med lastbärande konstruktioner. Verifieringen av lastbärande kapacitet hos en byggnad eller byggnadsdel genomförs i brottgränstillståndet, medan verifieringen av huruvida den fungerar utförs i bruksgränstillståndet. För att verifiera en byggnad i brottgränstillståndet måste en konstruktör skapa konstruktions- och lastmodeller med hjälp av dimensioneringsvärden för påverkan, material eller produktegenskaper och geometriska data. Lastfall bör väljas genom att identifiera lastkonfigurationer och möjliga avvikelser från antagna riktningar och lägen för påverkan samt uppsättningar av deformationer och imperfektioner som bör beaktas samtidigt.

1.2.3 Uppförandeprocessen

Process

Byggprocessen omfattar vanligtvis översättningen av beräkningar till den verkliga produktionen av byggnaden. Utformningen består vanligtvis av ritningar och specifikationer, vanligen framtagna av ett projekteringslag som består av besiktningsmän, planingenjörer, byggnadskalkylerare (eller mängdberäknare), ingenjörer inom konstruktion, installation och brand.

Byggprojektens ökande komplexitet skapar ett behov av en utformningsprofession som tränats i varje fas av ett projekts livscykel, och av utvecklingen av en förståelse för byggnaden som ett avancerat tekniskt system. Den kräver nära integrering av många undersystem och deras komponenter, inklusive hållbarhet.

Byggnadsinformationsmodellering, BIM, är en process av generering och hantering av byggnadsdata under en byggnads livslängd. BIM utnyttjar typiskt tredimensionella, realtids, dynamiska byggnadsmodelleringsprogram för att öka produktiviteten under byggnadsutformningen och uppförandefasen. Processen levererar en byggnadsinformationsmodell (BIM), som omfattar byggnadsgeometri, rumsliga samband, geografisk information såväl som mängder av och egenskaper för byggnadskomponenter.

BIM är ett sätt att hantera information som skapas under utformnings- och byggprocessen, men även under förvaltandet, det vill säga hela vägen från konceptuell utformning till uppförande och genom bruksfasen. Modellering möjliggör hantering och återanvändning av relevant information om byggnaden.

1.2.4 Inspektion och underhåll

Bedömning

Byggnadsverk utformas vanligtvis för en livslängd på 50 till 100 år. Förändringar av lastkaraktär, nedbrytning med stigande ålder, miljöeffekter och slumpmässig påverkan kan orsaka lokal eller global skada på byggnaden. Ett konstruktionssystem som är i bruk utsätts för åldersrelaterad nedbrytning/försämring, vilket leder till potentiella bekymmer avseende underhåll, hälsa och säkerhet, miljömässiga och ekonomiska konsekvenser. Bedömningen av åldrade byggnaders tillstånd, se till exempel Paik och Melchers (2008), är en viktig del av ingenjörstekniskt arbete och omfattar:

- inspektion och underhåll av gamla byggnadsverk
- bedömning av återstående hållfasthet hos byggnader i försämrat tillstånd
- tillförlitlighet och riskbedömning av gamla byggnader
- modeller för att förutsäga konstruktiv försämring.

De huvudsakliga stegen vid en tillståndsbedömning bör vara:

a) att dokumentera eventuell skada och finna orsakerna till problemen
b) att bedöma omfattningen av problemet och att uppskatta återstående bärförmåga för konstruktionskomponenter och konstruktionssystemet inklusive grunden
c) att vid behov planera återställande och ombyggnad/förstärkning av byggnaden.

En viktig roll i tillståndsbedömning av existerande byggnader är en detaljerad visuell inspektion och icke-förstörande provning. Om byggnaden skadats av en naturkatastrof eller av en olyckslast, krävs omfattande expertis för att tolka fältobservationer och provresultat för att göra en korrekt bedömning av tillståndet, såväl som analysering och utvärdering av säkerhet.

Renovering och reparation

Karaktären av ombyggnad och reparationer är markant olik nybyggnadsarbete, då det är nödvändigt att arbeta med en förutbestämd situations begränsningar. Det är väsentligt för de som är involverade i den här typen av arbete att skaffa ingående kunskap om byggnaden som ska repareras. Dokumentation av ursprungsutformningen, definitionen av alternativ användning och dokumentation av bedömningar av byggnaden definierar den nya situationen och utgör basen för utformningen av det nya byggnadsarbetet.

1.2.5 Rivning

Rivningsfasen är det sista stadiet av en byggnads livslängd. Idag finns alltjämt en verklig möjlighet till förbättring och reducering av den miljömässiga påverkan från byggsektorn, när det kommer till återanvändning och återvinning av byggnadsmaterial. Den byggda miljön lämnar ett betydande bidrag till den totala nationella påverkan på miljön. Regeringspolitik förväntas spela en viktig roll för förbättring av byggsektorns miljömässiga prestanda. Energi- och materialanvändning under produktion och bruksfas för en byggnad står för en stor mängd av den totala energi- och materialkonsumtionen. Genom att använda byggnader funktionellt så länge som möjligt och genom att eftersträva återanvändning av största möjliga andel material under rivning samt korrekt hantering av avfallsströmmarna, kan betydande miljömässiga vinster göras. I detta hänseende kan träbyggnader ha en mycket stor fördel i jämförelse med andra byggnadsmaterial. Rivningsprojekt blir idag mer komplicerade om hållbarhet inkorporeras i detta stadium. Den förberedande fasen från policy till igångsättning måste beskrivas noggrant. Redan vid den konceptuella utformningen fattas beslut som ofta har en stor inverkan på hela livslängden och byggnadens hållbarhet, inklusive rivningsfasen.

1.3 Olika krav vid träbyggande

1.3.1 Intressenter

De viktigaste grupperna är: a) samhället, genom regler b) försäkringsbolag c) byggherre (eller arkitekten som företrädare för fastighetsägare eller kunder) d) entreprenörer, byggare eller snickare e) tillverkare av prefabricerade element f) leverantörer av träprodukter, se Tabell 1.1. Samhället, försäkringsbolag och byggherren formulerar kraven för hela byggnadens alla komponenter, medan en byggentreprenör eller byggare formulerar krav för träprodukter. Samhället ställer upp krav för att säkerställa en tillräckligt låg risk för kollaps under den tid som byggnaden används. Brukbarheten eller funktionskraven är ofta inte reglerade i detalj. Kraven är allmänna och det är upp till byggherrarna att formulera mer preciserade krav. Byggherren ger entreprenören i uppdrag att uppföra en byggnad och förväntar sig då en viss funktion av byggnadskomponenterna, vanligtvis utan hänsyn till val av material eller utförande. Ett bjälklag måste exempelvis uppfylla nedböjnings- och vibrationskraven, oavsett hur detta åstadkoms. Entreprenören måste tillfredsställa både beställarens funktionskrav och samhällets säkerhetsregler. Bjälklaget måste ha en viss styvhet för att möta nedböjningskraven. Entreprenören inför vissa krav på produkterna. Produktegenskaperna bör tillåta snabb och effektiv produktion.

1.3.2 Kravkategorier

Kraven som ställs upp för virke eller träbaserade produkter kan delas in i följande kategorier: säkerhet, funktion, önskvärda egenskaper och irrelevanta egenskaper, se Tabell 1.1. Säkerhetskraven ställs upp av samhället för att förebygga fel och skador som kan orsaka personskada eller stora ekonomiska kostnader. Allmänheten accepterar inte dödsfall och skador på grund av brott i bärverk (i våra hem, under arbetstid, under rekreation och andra aktiviteter) under en byggnads dimensionerande livslängd jämfört med dödsfall orsakade av andra risker och händelser. Följaktligen är konstruktiv säkerhet det främsta kravet i alla regelverk som behandlar konstruktionsutformning. Funktionskraven är direkt relaterade till brukarens behov och förväntningar.

Tabell 1.1 Matris över krav från intressenter med exempel på olika nivåer, Johansson med flera (1990).

Intresserade grupper	Säkerhetsbaserade krav	Funktionsbaserade krav	Önskvärda egenskaper	Irrelevanta egenskaper
Samhället, normer, standarder	Byggnadens säkerhet. Säkerhet mot personskada. Dimensioneringsmetoder. Eurokoder	Funktion i generella termer	-	-
Försäkringsbolag	Bärförmåga under byggnadens livslängd. Dimensioneringsmetoder	Funktion i generella termer. Styvhet, hållbarhet, brand, lastbärande förmåga. Uppfyller normerna	-	-
Byggnadsbeställare, byggherre, brukare	Uppfyller dimensioneringsnormer	Funktion i specifika termer. Dimension, form, hållbarhet, lukt, lastbärande förmåga, styvhet, vibrationer	Estetiska överväganingar, "varma" ytor, form, lätt att måla, ommåla och demontera	Materialval
Entreprenör, byggare, snickare	Styvhet	Dimension, form, styvhet, lukt, lastbärande förmåga, fuktinnehåll, hållbarhet, mögel, röta, vikt, lägen för kvistar, möjlighet att spika, skruva och limma	"Rätt" längd, tolerans mot fukt, ingen impregnering. "Rätt" pris	Träslag, missfärgning och utseende hos inbyggt trä

De önskade egenskaperna är de som ger produkten ett högre värde för användaren, utöver de grundläggande behoven. Funktionskravens avgränsningar är ofta vaga, eftersom de ofta relateras till komfort och mänsklig uppfattningsförmåga vilka är svåra att kvantifiera. Irrelevanta egenskaper representerar sådant som inte påverkar en produkts funktion. Byggentreprenören bryr sig exempelvis generellt inte om färgen, antalet eller storleken av kvistar i väggreglar.

1.3.3 Krav uppställda av samhället – Eurokoder

Generella koncept

De grundläggande kraven uppställda av europeisk standard SS-EN 1990 för tillförlitligheten under byggarbete omfattar: konstruktionssäkerhet, robusthet och brukbarhet.

Konstruktionssäkerhet: En byggnad bör utformas och uppföras på ett sådant sätt att den under dess avsedda livslängd med lämpliga grader av tillförlitlighet och på ett ekonomiskt sätt, tål alla påverkningar som rimligen kan uppstå under uppförandet och brukandet. Detta berör säkerhet för människor, byggnaden och dess innehåll.

Robusthet: En byggnad bör utformas och uppföras på ett sådant sätt att den inte skadas av händelser såsom:

- explosioner
- kollisioner
- konsekvenser av mänskliga fel

i en omfattning oproportionerlig mot den ursprungliga orsaken.

Brukbarhet: En byggnad bör utformas och uppföras på ett sådant sätt att den under dess avsedda livslängd med lämpliga grader av tillförlitlighet och på ett ekonomiskt sätt, förblir i gott skick för den användning som den avsetts för. Detta berör byggnadens funktion och utseende samt komfort.

Hållbarhet

Hållbarheten för en byggnad eller byggnadsdel antas ha en viss livslängd baserad på att lämpligt underhåll utförs och att den förblir i gott skick under den dimensionerande livslängden. Konstruktionsutformningen anpassas lämpligen till den miljö byggnaden eller byggnadsdelen befinner sig i. Bärande delar bör utformas så att nedbrytning inte försämrar hållbarhet och bärförmåga hos bärverket vid förväntad nivå av underhåll. Vägledning för dimensionering med hänsyn till en konstruktions livslängd ges i Thelandersson med flera (2012).

1.3.4 Krav uppställda av kunder och slutanvändare

Kraven som ställs upp av kunder och slutanvändare av träprodukter är olika för olika produkter och användare. Det är mycket viktigt att skilja mellan miljöförhållanden inomhus och utomhus, mellan lastbärande och icke lastbärande delar och mellan olika byggmetoder.

Funktion, byggbarhet, hållbarhet och underhåll

Dessa krav skiljer sig mellan kunder och brukare å ena sidan och entreprenörer, snickare och byggare å den andra, se Tabell 1.1. För den första gruppen är typerna av byggnadsmaterial inte viktiga så länge som de fyller sin funktion. Dimension, form, styvhet, vibration, lastbärande förmåga, lukt och hållbarhet är, oavsett konstruktionsmaterial, de viktigaste kvalitetsparametrarna för att uppfylla funktion och underhåll av byggnaden. För den andra gruppen, ifall trä används som konstruktionsmaterial, är formen på träet vid den fuktkvot som gäller under byggtiden, samt möjligheten att spika, skruva och limma vid behov, mycket väsentliga egenskaper för att underlätta en mer rationell byggprocess. Fuktkvoten i sig är inte något problem för en byggentreprenör, men effekten av alltför hög fuktkvot eller alltför mycket variation i fuktinnehåll kan ha mycket negativ inverkan på funktionen, byggbarheten, hållbarheten och underhållet av en byggnad. Förekomsten av kvistar hos trä är vanligtvis inte något problem för en byggentreprenör, men ifall kvistarna är belägna där ett trästycke behöver skarvas eller förbindas med en mekanisk förbindartyp, såsom spikar eller skruvar, kan detta skapa problem för en snickare.

1.4 Eurokoder – generella antaganden, gränstillstånd och detaljutformning

1.4.1 Allmänna antaganden och verifieringar

De allmänna antagandena för en konstruktionsdimensioneringsprocess är väl specificerade i SS-EN 1990. Exempel på dessa antaganden omfattar:

- valet av konstruktionssystem och byggnadsutformningen görs av lämpligt kvalificerad och erfaren personal
- utförandet genomförs av personal med lämpliga färdigheter och erfarenhet
- lämplig ledning och kvalitetskontroll finns tillgänglig på konstruktionskontoren och under arbetets utförande, det vill säga vid fabriker och industrier samt på byggplatsen
- konstruktionsmaterialen och produkterna används som specificerat i SS-EN 1990 till SS-EN 1999, i lämpliga utförandestandarder, i referensmaterial och produktspecifikationer, se Figur 1.3
- byggnaden är lämpligt underhållen
- byggnaden används i enlighet med de dimensionerande antagandena.

Figur 1.3: Länkar mellan Eurokoder.

SS-EN 1990 ställer upp principer och krav för säkerhet, brukbarhet och hållbarhet för byggnader, beskriver grunden för deras utformning och verifiering samt ger riktlinjer för relaterade aspekter på konstruktioners tillförlitlighet. SS-EN 1990 är även tillämpbar för konstruktiv värdering av existerande konstruktioner, för utveckling av utformning av reparationer och förändringar eller för bedömning av förändrad användning. En acceptabel grad av tillförlitlighet för de flesta byggnader, förväntas bli uppnådd genom utformning och uppförande i enlighet med Eurokoder 1 till 9, tillsammans med lämpliga åtgärder för kvalitetsgaranti. Eurokoden för utformning och detaljering av träbyggnader är SS-EN 1995.

Eurokoder baseras på utformning i gränstillstånd. Ett gränstillstånd definierar tillstånd bortom vilka konstruktionen inte längre tillfredsställer de relevanta prestandakraven. Dessa tillstånd klassificeras som brott- och bruksgränstillstånd. Brottgränstillstånd (Ultimate Limit States, ULS) relaterar till säkerhet, tillstånd förknippade med kollaps eller med andra former av brott. Bruksgränstillstånd (Serviceability Limit States, SLS) relaterar till de tillstånd då byggnaden, även om den står, beter sig på ett otillfredsställande sätt, till exempel på grund av överdriven deformation eller vibration. Verifieringen, eller dimensioneringsprocessen, illustreras i Figur 1.4.

För att verifiera en byggnad eller en del av densamma, måste en konstruktör skilja mellan dimensioneringssituationer, se Tabell 1.2, faktorer, påverkningar, kombinationer av påverkningar och deras effekter, se Figur 1.4. Exempel på faktorer är gravitation, vind, snö, solstrålning, jordbävningar och så vidare. Exempel på påverkningar är last, tryck, temperatur, markacceleration och så vidare. Kombinationer av påverkningar är påverkningar som sannolikt uppträder samtidigt. Slutligen, effekter på byggnaden av kombinationer av påverkningar kan vara spänning, inre krafter och moment, rotation, förskjutning och så vidare.

Då verifiering utförs genom beräkningar innebär detta ofta användande av väletablerade dimensioneringsmodeller som återger den verkliga mekaniska responsen hos den dimensionerade byggnaden i det aktuella gränstillståndet. Det förekommer emellertid ofta att det inte är möjligt att exakt imitera den verkliga byggnaden eller den verkliga lastens storleksordning eller variation. Till följd av detta är ofta dimensioneringsmodeller förenklade, beroende på den noggrannhetsnivå som ska uppnås eller stadiet i dimensioneringsprocessen.

Figur 1.4: Krav och terminologi använd i dimensioneringsprocessen.

Tabell 1.2 Dimensioneringssituationer och deras behov av verifiering.

Dimensioneringssituationer		Verifieringar
Varaktiga	Normal användning	Brottgräns, Bruksgräns
Tillfälliga	Uppförande, tillfälliga tillstånd tillämpliga på byggnaden, t.ex. underhåll och reparationer	Brottgräns, Bruksgräns
Exceptionella	Normal användning	Brottgräns
	Under uppförande	Brottgräns
Seismiska	Normal användning	Brottgräns, Bruksgräns
	Under uppförande	Brottgräns, Bruksgräns

1.4.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd

Dimensioneringen i gränstillstånd baseras på ett statistiskt tillvägagångssätt med bedömning av sannolikheten att uppnå ett givet gränstillstånd, samt på upprättandet av en acceptabel maximal nivå för den sannolikheten för dimensioneringssyften. Betrakta ett särskilt fall när gränstillståndet för brott kan beskrivas i termer av lasteffekt E och bärförmåga R så att brott kommer att uppstå om $E > R$ (det så kallade **fundamentala fallet**). Lasteffekten E motsvarar vanligtvis ett maximalt värde under en referensperiod T (ofta taget som ett år för tidsvarierande laster). Både E och R är slumpmässiga variabler. Säkerhetsmarginalen definierad som $Z = R - E$ är också en slumpmässig variabel så att strukturen betraktas som säker om $Z > 0$. Om det antas att både R och E är normalfördelade med medelvärden μ_R och μ_E såväl som standardavvikelser σ_R och σ_E, kan sannolikheten för brott P_f uttryckas som

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi[(0-\mu_Z)/\sigma_Z] = \Phi(-\beta) \qquad \textbf{Ekv. 1.1}$$

där Φ är den standardiserade normala distributionsfunktionen, $\mu_Z = \mu_R - \mu_E$ och $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2$. $\beta = \mu_Z/\sigma_Z$ är det så kallade säkerhetsindexet.

Säkerhetsindex β används ofta som ett mått på säkerhetsnivå och är länkad till samma referensperiod T som används för lasteffekten E. Förhållandet mellan P_f och β visas i Tabell 1.3. Då β ökar, minskar sannolikheten för brott, det vill säga säkerhetsnivån blir högre.

Tabell 1.3 Förhållande mellan sannolikhet för brott P_f och säkerhetsindex β.

β	0,00	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20	5,60
P_f	0,5	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}

Konstruktionsnormer baserade på dimensionering i gränstillstånd definierar vanligtvis den formella säkerhetsnivån i termer av ett minsta målsäkerhetsindex β_{target} (eller maximalt tillåten sannolikhet för brott). För Eurokodnormen är det allmänna målsäkerhetsindex satt till 4,7 för en referensperiod av ett år och 3,8 om en referensperiod av 50 år används. I nationella tillämpningar tillåter många länder β_{target} vara en funktion av de förväntade konsekvenserna av brott, definierade genom säkerhetsklasser. Detta innebär exempelvis att lägre värden för β_{target} kan användas i fall då konsekvenserna av ett brott avseende mänskligt liv, betraktas som små och vice versa.

1.4.3 Verifiering baserad på partialkoefficientmetoden

Vid normal ingenjörsteknisk dimensionering är en utvärdering baserad på säkerhetsindex opraktisk. I stället används den så kallade partialkoefficientmetoden. Med referens till det grundläggande fallet i brottgränstillstånd introducerat i Avsnitt 1.4.2 måste det verifieras att den dimensionerande bärförmågan R_d är större än den dimensionerande lasteffekten E_d för det avsedda konstruktionselementet, det vill säga:

$$R_d > E_d \qquad \textbf{Ekv. 1.2}$$

Detta krav måste verifieras för varje brottmod och ett antal olika lastkombinationer beroende på dimensioneringssituationen. Dimensioneringsvärdet E_d för lasteffekten bestäms baserat på permanenta påverkningar G, tidsvariabla påverkningar Q, och olyckspåverkningar A. Dimensioneringsvärdet G_d för permanenta påverkningar bestäms av:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \qquad \textbf{Ekv. 1.3}$$

där γ_G är partialkoefficient för permanent last G och G_k är det karakteristiska värdet för permanent påverkan, typiskt definierad som 50 %-percentilen eller medelvärdet. Dimensioneringsvärden för variabla påverkningar definieras genom:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \qquad \textbf{Ekv. 1.4}$$

där γ_Q är en partialkoefficient för variabel påverkan Q och Q_k är det karakteristiska värdet för variabel påverkan, typiskt definierad som 98 %-percentilen av fördelningen för årliga maximivärden för Q.

Dimensioneringsvärdet R_d för bärförmåga bestäms huvudsakligen baserat på materialparametrar och dimensioner. Dimensioneringsvärdet f_d för en hållfasthetsparameter f bestäms ur:

$$f_d = \eta \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad \textbf{Ekv. 1.5}$$

där γ_M är en partialkoefficient (säkerhetsfaktor) för materialet, f_k är det karakteristiska värdet för materialegenskapen f, typiskt 5 %-percentilen, och η är en faktor som tar hänsyn till skillnader mellan förhållanden på plats i byggnaden och förhållandena vid provningar för att bestämma egenskapen.

Idén bakom partialkoefficienter är att de bör återge osäkerheten för varje typ av påverkan. Partialkoefficienten γ_Q är därför vanligen större än γ_G, på grund av det faktum att variabla laster (till exempel snö, vind och nyttiglast) uppvisar större osäkerhet än permanenta laster (till exempel egenvikt). Härutöver bör värdena av partialkoefficienter väljas så att den önskade tillförlitlighetsnivån uppnås. För detta syfte kalibreras och optimeras partialkoefficienterna genom beräkningar av tillförlitlighetsindex β erhållet då partialkoefficienten används vid dimensionering av en serie enkla och representativa dimensioneringsfall. Målet med denna kalibreringsprocedur är att bestämma partialkoefficienterna så att olika dimensioneringssituationer leder till likformiga tillförlitlighetsnivåer β för olika dimensioneringssituationer så nära målet som möjligt för tillförlitlighetsnivån β_{target}.

En viktig grund för partialkoefficientmetoden är konceptet med karakteristiskt värde, vilket bör baseras på en tydlig statistisk definition. Det är uppenbart att värdet på en partialkoefficient för både laster och materialparametrar beror av definitionen av det använda karakteristiska värdet. För tidsvariabla påverkningar (till exempel snö och vind) är en typisk definition av karakteristiskt värde Q_k att sannolikheten att överskrida Q_k bör vara 2 procent per år. Detta är detsamma som att hävda att Q_k bör ha en återkomsttid av 50 år, vilket innebär att lastnivån Q_k i medeltal överskrids en gång över en 50-årsperiod.

Permanenta påverkningar är mer eller mindre konstanta under byggnadens hela livslängd. Som motsats till detta förändras variabla påverkningar då extrema nivåer uppstår. Då mer än en variabel påverkan bidrar till en viss lasteffekt E, måste kombinationsvärden för dimensionerande påverkningar bestämmas för att ta hänsyn till den reducerade sannolikheten att extrema värden av alla variabla påverkningar uppstår samtidigt. För att erhålla ett dimensionerande kombinationsvärde för varje lastsituation, bör varje påverkan beaktas en i taget som huvudsaklig påverkan (med sitt fulla värde) och kombinerad med de andra påverkningarna beaktade med sina kombinationsvärden, vilka beskrivs genom en reduktion av det karakteristiska värdet Q_k genom faktorer ψ_0, ψ_1 och ψ_2. Följande lastvärden införs i SS-EN 1990:

- **Kombinationsvärdet** ($\psi_0 Q_k$): som används för verifiering av brottgränstillstånd och för den karakteristiska kombinationen av irreversibla bruksgränstillstånd (konsekvens av påverkningar som överskrider de specificerade brukskraven kvarstår när påverkningarna tas bort).
- Det **frekventa värdet** ($\psi_1 Q_k$): som används för verifiering av brottgränstillstånd länkade till olyckspåverkan och för verifiering av reversibla bruksgränstillstånd. Det frekventa värdet överskrids approximativt 1 procent av tiden.
- Det **kvasi-permanenta värdet** ($\psi_2 Q_k$): som används för bedömning av långtidseffekter av bruksgränstillstånd, såsom nedböjning eller sprickor, och för återgivning av variabla påverkningar i olyckskombinationer av brottgränstillstånd. Motsvarar medelvärdet för tiden av den variabla påverkan Q.

Faktorn ψ_2 kan även betraktas som en faktor som omvandlar laster med kortvarig varaktighet till en likvärdig permanent påverkan för att beräkna långtidsnedböjningen påverkad av krypning.

SS-EN 1990 definierar regler för lastkombinationer för olika dimensioneringssituationer, vilka visas i Tabell 1.2. Dessa regler definierar hur permanenta laster och variabla laster ska kombineras för bestämning av lasteffekten. Den följande allmänna formeln är, exempelvis,

giltig för dimensionering av ständiga eller övergående dimensioneringssituationer i brott-tillståndet:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \textbf{Ekv. 1.6}$$

där index j och i betecknar den j-te permanenta lastkomponenten respektive den i-te variabla lastkomponenten och:

$Q_{k,1}$	det karakteristiska värdet för den variabla huvudlasten
$\gamma_{Q,1}$	partialkoefficienten förknippad med $Q_{k,1}$.

För att verifiera ett bärverk är det nödvändigt att beakta olika dimensioneringssituationer, se Tabell 1.2. Den valda dimensioneringssituationen bör vara tillräckligt allvarlig och representera alla de förhållanden som rimligen kan förutses inträffa under uppförande och användande av byggnaden. För verifieringar i brottgränstillstånd eller bruksgränstillstånd finns det en serie förutsättningar för beräkningar.

Brottgränstillstånd behandlar:

- brott
- kollaps
- jämviktsförlust
- övergång till en mekanism
- fel orsakat av utmattning.

Bruksgränstillstånd behandlar:

- deformation
- vibration
- sprickor
- skador med negativ påverkan på användningen.

Proceduren med dimensionering i gränstillstånd kan beskrivas som att:

- definiera relevanta gränstillstånd för vilka konstruktionsbeteendet ska kontrolleras
- bestämma för varje gränstillstånd de lämpliga påverkningar och lastkombinationer som ska beaktas
- använda lämpliga konstruktionsmodeller för dimensionering och ta hänsyn till den oundvikliga variationen av parametrar såsom materialegenskaper och geometriska data
- verifiera att inget av de relevanta gränstillstånden överskrids.

I brottgränstillstånd bör följande typer av gränstillstånd beaktas då de är relevanta:

- EQU (EQUlibrium = jämvikt): anknyter till den statiska jämvikten för en byggnad eller del av densamma som kan betraktas som en styv kropp.
- STR (STRength = hållfasthet): anknyter till det inre brottet eller fortskridande deformation av en struktur eller dess byggnadsdel.
- GEO (GEOtechnics = geoteknik): anknyter till brott eller fortskridande deformation av jorden eller berggrunden (marken).
- FAT (FATigue = utmattning): anknyter till utmattningsbrott i en byggnad eller konstruktionsdel.

1.5 Koncept som används för dimensionering i gränstillstånd av trä och träbaserade produkter

Som byggnadsmaterial skiljer sig trä från stål, armerad betong och andra kompositer på ett antal sätt. Trä är ett biologiskt och naturligt material med starkt varierande egenskaper. Trä är anisotropt, det vill säga det har olika egenskaper i olika riktningar. Vidare är det hygroskopiskt vilket innebär att fuktinnehållet i materialet ständigt förändras med den relativa fuktigheten i den omgivande miljön. Då en konstruktör väljer en viss kvalitet av betong eller stål, produceras den av tillverkarna av dessa material enligt fastställda procedurer för att erhålla specifik kvalitet med mer eller mindre kontrollerad variation. När det emellertid gäller trä så väljer konstruktören en kvalitet som har verifierats genom någon typ av icke-förstörande hållfasthetssortering av sågat virke, se Avsnitt 2.5. Detta innebär klassning av existerande material, som bildats under en lång tidsperiod och ofta under mycket olika förhållanden baserat på statistiska samband. Sågat virke tillverkas av en stor variation av stockar sågade från många olika träd. Dessa träd kommer ofta från skogar med mycket olika skogsförhållanden och en mycket lång omloppstid.

Dessa förutsättningar för hållfasthetssorterat virke och de varierande egenskaper för träbaserade produkter tas med i beräkningen vid dimensionering av träkonstruktioner.

Några av de egenskaper som är specifika för olika träbaserade produkter är:

- lasters typ och varaktighet
- virkets fuktkvot och klimatklasser
- partialkoefficienter för materialegenskaper och anpassningar med hjälp av olika modifieringsfaktorer
- skillnaden i materialrespons då lasterna påförs i olika riktningar i förhållande till träets fiberorientering.

1.5.1 Lastvaraktighetsklasser

Trä utsätts för en betydande hållfasthetsförlust över tid, se Avsnitt 2.4.3. För att ta hänsyn till hållfasthetsförlusten har lastvaraktighetsklasser upprättats, för att underlätta dimensioneringsprocessen. Lastvaraktighetsklasserna täcker en serie varaktigheter som kan förekomma i praktiken och förknippade påverkningar, se Tabell 1.4.

Tabell 1.4 Lastvaraktighetsklasser.

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

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

Inverkan av lastvaraktighet på träets hållfasthet tas med i beräkningen genom tilldelning av en faktor k_{mod} som en funktion av klimatklass definierad i Avsnitt 1.5.2 och en av fem lastvaraktighetsklasser i Tabell 1.4. Hållfasthetsmodifieringsfaktorn k_{mod} är en reduktionsfaktor för den karakteristiska hållfastheten för trä och träbaserade produkter och varierar mellan 0,2 och 1,1. Endast för momentan last och torrt trä är denna faktor > 1,0 och leder till en ökning av den karakteristiska hållfastheten.

1.5.2 Effekt av fuktinnehåll och klimatklasser

Fuktinnehåll och variationer av fuktinnehåll spelar en mycket betydande roll för alla egenskaper hos trä och träbaserade produkter. Fuktinnehåll påverkar både hållfasthet och styvhet. För att lägga till denna effekt vid dimensionering har tre klimatklasser definierats i SS-EN 1995. Dessa är:

Klimatklass 1 – då medelfuktkvoten i de flesta barrträslag inte överstiger 12 %
Klimatklass 2 – då medelfuktkvoten i de flesta barrträslag inte överstiger 20 %
Klimatklass 3 – då medelfuktkvoten i de flesta barrträslag överstiger 20 %.

1.5.3 Partialkoefficienter för materialparametrar och anpassning med hjälp av modifieringsfaktorer

För att ta hänsyn till osäkerheten i hållfasthetsmodellen som används för dimensionering, tillsammans med ofördelaktiga effekter av geometriska avvikelser hos material, delas karakteristiska hållfasthetsvärden med en partialkoefficient γ_M för att erhålla den dimensionerande hållfastheten för materialet, se Ekvation 1.5. Partialkoefficienten γ_M varierar mellan 1,3 och 1,2 för de flesta träbaserade materialen i brottgränstillståndet, men för olyckskombinationer och alla kombinationer i bruksgränstillstånd är partialkoefficienten $\gamma_M = 1$. Det förekommer många olika anpassningar av hållfastheten med hjälp av modifieringsfaktorer. Vanligt förekommande faktorer i Eurokod 5 är: k_h, $k_{c,90}$, k_{crit}, k_{dis}, k_m, k_{sys}, k_v, k_{vol}.
De motsvarar:

- storlekseffekt (k_h)
- en ökning av tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerna ($k_{c,90}$)
- en reduktion av hållfastheten på grund av effekter av instabilitet i sidled och vridknäckning (k_{crit})
- en anpassning av den dimensionerande dragspänningen/hållfastheten vinkelrätt mot fibrerna vid hjässan av en sadelbalk, krökt balk eller bumerangbalk (k_{dis})
- spänningsomfördelning för balkar belastade i böjning kring båda huvudaxlarna (k_m)
- hållfasthetsegenskaper för ett element då flera element eller komponenter är jämnt utspridda och förbundna av ett kontinuerligt lastfördelningssystem (k_{sys})
- reduktion av skjuvhållfasthet på grund av ett urtag (k_v)
- en anpassning av den dimensionerande draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna vid hjässan av en sadelbalk, krökt balk eller bumerangbalk som överskrider en viss referensvolym (k_{vol}).

För att beskriva effekten av krypning multipliceras momentana deformationer med en faktor som beskriver den ytterligare deformationen som utvecklas över tid (k_{def}).

Mer bakgrund och detaljer om dessa faktorer ges i senare kapitel i denna bok.

1.5.4 Skillnader i materialrespons när laster påförs i olika riktningar i förhållande till träets fiberorientering

Både mekaniska och fysikaliska egenskaper skiljer sig markant mellan olika riktningar när det kommer till fiberorientering, det vill säga den radiella, longitudinella och tangentiella riktningen i sågat virke leder till mycket olika egenskaper. Vid dimensionering är det mycket viktigt att ha klart för sig om träet belastas parallellt eller vinkelrätt mot fibrerna. I det första fallet har trä mycket god hållfasthet, men i det senare fallet är hållfastheten typiskt 1/10 av hållfastheten i den longitudinella riktningen och ofta nära noll, se Avsnitt 2.4.

1.6 Källhänvisningar

Engström, B. (2002): *Conceptual Design – Methodology*. Kurslitteratur om konstruktionsanalys och dimensionering. Institutionen för Konstruktionsteknik. Chalmers, Göteborg.

Johansson, G., Perstorper, M., Kliger, R. (1990): *Kvalitetskrav på byggnadsvirke*. BFR R105:1990, Stockholm.

Kroll, E., Condoor, S., Jansson, D. (2001): *Innovative Conceptual Design – Theory and Application of Parameter Analysis*. Cambridge University Press. Cambridge, UK. ISBN 0521778484.

Niemeyer, S. (2003): *Conceptual Design in Building Industry*. Master's Thesis 03:6. Institutionen för Konstruktionsteknik. Chalmers, Göteborg.

Paik, J.K., Melchers, R.E. (2008): *Condition assessment of aged structures*. Woodhead Publishing Limited. ISBN 1 84569 334 5.

SS-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2009/AC:2010 *Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-1:2002/AC:2009 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–1: Allmänna laster – Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-2:2002/AC:2009/AC:2013/AC2:2013 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–2: Allmänna laster – Termisk och mekanisk verkan av brand*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-3:2003/AC:2009 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–3: Allmänna laster – Snölast*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-4:2005/AC:2009/AC:2010/A1:2010 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–4: Allmänna laster – Vindlast*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-5:2003/AC:2009 *Eurokod 1: Laster på bärande konstruktioner – Del 1–5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-6:2005/AC:2008/AC:2013 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–6: Allmänna laster – Last under byggskedet*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-7:2006/AC:2010/A1:2014 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–7: Allmänna laster – Olyckslast.* SIS Förlag AB.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader.* SIS Förlag AB.

Thelandersson, S., Isaksson, T., Früwald, E., Toratti, T.,Viitanen, H., Grüll, G., Jermer, J., Suttie, E. (2012): *Beständighet för utomhusträ ovan mark. Guide för utformning och material-val.* Rapport TVBK-3060. Lunds Tekniska Högskola.

Kapitel 2

Konstruktiva egenskaper för sågat virke och träbaserade kompositprodukter

Marie Johansson

2 Konstruktiva egenskaper för sågat virke och träbaserade kompositprodukter 28
2.1 Skogsbruk och produktion av sågat virke 28
2.1.1 Europeiskt skogsbruk 28
2.1.2 Svenskt skogsbruk 29
2.1.3 Produktion av sågat virke 30
2.2 Träets uppbyggnad 32
2.2.1 Vedens materialstruktur 32
2.2.2 Naturliga egenskaper för trä 35
2.2.2.1 Kvistar 35
2.2.2.2 Fibervinkel 35
2.2.2.3 Juvenilved 36
2.2.2.4 Reaktionsved 36
2.3 Träets fysikaliska egenskaper 37
2.3.1 Trä och fukt 37
2.3.2 Krympning och svällning 38
2.3.3 Formförändringar i virke 39
2.3.4 Densitet 39
2.4 Mekaniska egenskaper hos trä och virke 40
2.4.1 Träets styrka och styvhet 40
2.4.1.1 Dragning parallellt med fiberriktningen 41
2.4.1.2 Dragning vinkelrätt mot fiberriktningen 41
2.4.1.3 Tryck parallellt med fiberriktningen 42
2.4.1.4 Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen 43
2.4.1.5 Belastning i vinkel mot fiberriktningen 43
2.4.1.6 Skjuvhållfasthet 44
2.4.2 Hållfasthet och styvhet för konstruktionsvirke 45
2.4.3 Inverkan av fukt 46
2.4.4 Inverkan av tid 47

2.4.5 Inverkan av temperatur 48
2.4.6 Inverkan av storlek 48
2.4.7 Långtidsdeformationer 49
2.5 Hållfasthetssortering 51
2.5.1 Förhållandet mellan hållfasthet, styvhet och andra parametrar 53
2.5.2 Principer för maskinell hållfasthetssortering 54
2.5.2.1 Statisk böjning på lågkant 54
2.5.2.2 Elasticitetsmodul bestämd dynamiskt 55
2.5.2.3 Andra mätmetoder 55
2.6 Modifierat trä 56
2.6.1 Processer 56
2.6.2 Egenskaper hos modifierat trä 56
2.7 Träbaserade konstruktionselement 57
2.7.1 Träbaserade konstruktionselement av sågat virke 57
2.7.1.1 Limträ 58
2.7.1.2 Korslimmat trä – KL-trä 60
2.7.2 Träbaserade kompositprodukter av faner 61
2.7.2.1 Fanerträ (LVL) 61
2.7.2.2 Plywood 62
2.7.3 Träbaserade kompositprodukter av spån, flis eller fibrer 63
2.7.3.1 OSB (Oriented strand board) 63
2.7.3.2 Flis, spån eller fiberskivor 63
2.7.4 Sammansatta element – I-balkar 63
2.8 Slutanvändarnas krav på sågat virke 64
2.9 Källhänvisningar 66

2 Konstruktiva egenskaper för sågat virke och träbaserade kompositprodukter

2.1 Skogsbruk och produktion av sågat virke

År 2009 var 3,95 miljarder hektar i världen klassificerade som skog. Av dessa skogar var 25 procent belägna i Europa, 21 procent i Sydamerika, 16 procent i Afrika, 15 procent i Asien, 18 procent i Nord- och Centralamerika och 5 procent i Oceanien. Strax under hälften av träanvändningen i världen utgörs av industriellt trä (massa, papper och träprodukter); den andra hälften används som bränsle varav huvuddelen används i utvecklingsländer. För sågat virke är USA, Kanada, Ryssland, Tyskland och Sverige de länder som producerar mest och Kanada, Ryssland och Sverige är även stora exportörer.

2.1.1 Europa

Skogssektorn är en viktig ekonomisk sektor för Europa. Om man betraktar Europa som helhet (inklusive Ryssland) står skogssektorn för cirka 1 procent av BNP och sysselsätter nästan fyra miljoner människor. Europa har 25 procent av världens skogliga resurser men bara 17 procent av den totala landarealen. Den största delen, 81 procent, av de skogliga resurserna finns inom den Ryska Federationen. Detta innebär att 44,3 procent av Europas landareal är täckt av skogar. I alla länder i Europa ökar skogsarealen och virkesmängden i skogen varje år. Skillnaderna inom Europa är emellertid mycket stora. I den största delen av tillgänglig statistik är Europa indelat i tre regioner: Västeuropa, Östeuropa (inkl. de baltiska staterna) och OSS-länderna (det forna Sovjetunionen).

Skogarna i Västeuropa är till största delen privatägda (över 70 procent) medan andelen av privatägda skogar ökar i Östeuropa från att ha varit i stort sett statligt ägda före 1990. I OSS-länderna är skogen till 100 procent statligt ägd. Den fragmentiserade ägarstrukturen i Västeuropa har gjort det komplext att sköta skogarna och i många länder bildas starka privata ägarsällskap. Skogsskötsel är i de flesta europeiska länder starkt reglerat av statliga förordningar, vilket innebär strikta regler rörande skördande och återplantering. De europeiska skogarna (exkl. Ryssland) är till största delen en blandning av naturliga och planterade skogar. Skogarna i Ryssland är fortfarande i stor utsträckning naturliga, särskilt öster om Ural. En annan viktig aspekt av skogen är den sociala och samhälleliga dimensionen. Mer än 90 procent av de europeiska skogarna är öppna och tillgängliga för allmänheten och skogsarealen för rekreation ökar.

Länderna i Östeuropa och OSS-länderna producerade före 1990 omkring hälften av det sågade virket i Europa. Politiska förändringar orsakade en drastisk minskning av produktionen efter det. Idag ökar åter produktionen i dessa länder och ökar gör även produktion av träbaserade konstruktionselement (såsom limträ, korslimmade träskivor och olika skivprodukter). Efterfrågan på bioenergi från skogen ökar i Europa i takt med att fler länder försöker ersätta fossila bränslen med förnyelsebar energi. Efterfrågan på förnyelsebar energi har ökat mängden material som tas ut från skogarna, såsom material från gallring, rester från trädfällning, grenar och stubbar.

Den europeiska skogen kan indelas i boreal (nordlig) skog (de nordiska länderna och norra Ryssland) och tempererad ädellövskog (Mellaneuropa och södra delarna av Ryssland). I boreala

a) b)

Figur 2.1: Exempel på två barrträdarter. a) Gran (spruce, *Picea abies*), b) tall, fura (pine, *Pinus Sylvestris*) (Foto: Marie Johansson).

skogar dominerar barrträdarterna gran, tall och lärk, se Figur 2.1. Även i övriga Europa dominerar barrträdarterna men även lövträdarter förekommer, som till exempel bok, kastanj och al. I produktionen av sågat virke, i synnerhet för byggindustrin, är det främst barrträdarterna som används.

2.1.2 Svenskt skogsbruk

På nationsnivå är skogsindustrin en mycket viktig industrisektor för Sverige och står för 9 – 12 procent av den totala omsättningen, mervärde och sysselsättning inom den svenska industrin. Cirka 12 procent av den totala exporten från Sverige baseras på varor från skogsindustrin. Det totala exportvärdet 2014 var 124 miljarder kronor och av detta svarade massa- och pappersindustrin för cirka 3/4 medan sågat virke och träbaserade konstruktionselement (EWP) svarade för den resterande fjärdedelen.

Den svenska skogsarealen är totalt 27,5 miljoner hektar. Av detta är 78 procent produktiv skog, medan återstoden är arealer avsatta för bevarande samt improduktiva områden. Den svenska skogen är till 50 procent privatägd, medan privata och statliga företag äger 25 procent respektive 14 procent. De allra vanligaste arterna i den svenska skogen är gran (40 procent) och tall, fura (39 procent). Den övriga skogen består av björk (12 procent) och andra ädla träslag. Björken används idag främst inom massa- och pappersindustrin.

Gran och tall används både i sågverk och i massa- och pappersindustrin. År 2013 togs 76 miljoner m^3fub (fast volym under bark) stockar ur skogen till den svenska industrin och av detta gick omkring 50 procent till sågverksindustrin och de övriga 50 procent till massa- och pappersindustrin. Sågverksindustrin förädlade omkring 70 procent av detta till sågat virke och träbaserade kompositprodukter medan de återstående 30 procent utgjordes av träflis som skickades till massa- och pappersindustrin. Den totala volymen sågat virke från sågverksindustrin 2013 var 17,5 miljoner m^3 av vilka 12 miljoner m^3 exporterades. Den största exportmarknaden för svenskt sågat virke 2014 var Storbritannien (2,7 miljoner m^3) med Egypten, Norge, Tyskland och Danmark som de näst största exportmarknaderna, Skogsindustrierna (2014).

Användningen av svenskt sågat virke kan ses i Figur 2.2, vilken visar att en stor del används för förpackningar. Av det återstående sågade materialet används 55 procent direkt inom byggindustrin.

Figur 2.2: Uppskattad användning av sågat virke i Sverige, Dackling (2002).

2.1.3 Produktion av sågat virke

Följande avsnitt beskriver produktionen av sågat virke i en svensk (nordisk) kontext och fokuserar på produktionen av konstruktionsvirke av gran (spruce, *Picea abies*). Skogarna i Sverige domineras av brukade (planterade) skogar, där omloppstiden är omkring 80 år. De flesta skogarna är idag planterade och skötta genom åtskilliga gallringar under tillväxten. Vid en ålder av omkring 80 år skördas träden. Efter fällning tas stockarna till ett sågverk eller en massafabrik och grenarna huggs till träflis och forslas bort för att användas som energived. Marken återplanteras därefter med nya gran- eller tallplantor.

Figur 2.3: Skördare och skotare i aktion i skogen (Foto med godkännande av Rottne industri AB (till vänster) och Gremo (till höger)).

Det vanliga sättet att skörda träd i Sverige är att göra kalhyggen i skogen av jämngamla bestånd med hjälp av en skördare, se Figur 2.3. Skördaren har möjlighet att mäta stockdiametern och kapa stockarna i längder optimerade för marknadens behov. Stockarna sågas till massaved (mindre diameter) eller sågstockar. Stockarna transporteras därefter med en skotare till närmaste skogsväg för mellanlagring före transport med lastbil till ett sågverk eller en massafabrik. För sågverksindustrin i Sverige är den maximala stocklängden ca 5,5 m med en diameter mindre än 40 cm.

Vid sågverket sorteras stockarna vanligtvis av oberoende virkesmätande företag auktoriserade av VMK (Virkesmätning Kontroll) i olika kvalitetsklasser för att avgöra priset på stockarna för betalning till skogsägaren. Stockarna sorteras normalt även i olika längd- och diameterklasser. Stockarna barkas sedan och får passera en metalldetektor innan de skickas in i såglinjen. I början av såglinjen skannas stockarna för att registrera åtminstone stockarnas yttre form och i mer avancerade skannrar avläses inre egenskaper med hjälp av röntgen. Resultatet från skannern används för att optimera postningen (sågmönstret som sågen ska dela upp stocken efter), stockarna sågas till brädor av olika storlekar och sorteras i satser efter olika dimensioner (och kvalitetsklasser). Nästa steg i processen är att stapla brädorna inför torkning. Virkestorkning genomförs för att reducera fuktkvoten i brädorna till nivåer mellan 12 % och 18 %, beroende på materialets slutanvändning. Det finns i princip två typer av virkestorkar som kan användas, kammartork eller vandringstork. I vandringstorken förs de staplade brädorna in i ena änden av torken och transporteras sakta (5 – 7 dagar) genom torken. I kammartorken placeras de staplade brädorna i en kammare i torken och dörrarna stängs och virket torkas under 5 – 7 dagar. Den relativa fuktigheten och temperaturen i virkestorken är möjliga att kontrollera och anpassa så att torkningsprocessen genomförs med minimerat energibehov och optimerad kvalitet på det sågade virket.

Efter torkning förs brädorna till ett justerverk där de skannas visuellt och sorteras i olika klasser och oönskade delar av brädorna sågas bort. Brädorna körs därefter vanligen genom en planhyvel för att erhålla slutligt format. Efter hyvling hållfasthetssorteras brädor som ska användas som konstruktionsvirke i olika hållfasthetsklasser (mer om hållfasthetsklasser och sortering kan läsas i Avsnitt 2.5). Det sågade virket är nu färdigt att packas, emballeras och skeppas till sin slutdestination.

2.2 Träets uppbyggnad

Trämaterialet är skapat av träd och materialstrukturen är optimerad för de förhållanden som trädet är exponerat för. Trädstammen växer rund för att optimera trädet mot vindlaster, det bildar grenar för att bära upp löv (eller barr) för att ta del i fotosyntesen, det lagrar kemikalier i mitten av trädet att använda som vapen ifall trädet utsätts för ett hot och det bildar reaktionsved i ett lutande träd för att optimera sina inre spänningar. Trädet är således uppbyggt med inre förspänning (tillväxtspänningar) för att minimera risken för krossning av träet vid höga tryckspänningar. Detta är några exempel på hur träd optimeras för sin överlevnad. När trädet skördas är inte alla dessa optimeringar fördelaktiga för användningen av sågat virke. För att kunna använda virket på bästa möjliga sätt är det nödvändigt att veta hur trämaterialet är uppbyggt och hur denna struktur påverkar materialets beteende.

2.2.1 Vedens materialstruktur

Trä är en naturlig komposit uppbyggd av huvudsakligen tre ämnen: 50 procent kol, 6 procent väte och 44 procent syre i form av cellulosa, hemicellulosa och lignin. Nordiska barrträdarter har de ungefärliga proportionerna 40 – 45 procent cellulosa, 25 – 30 procent hemicellulosa och 25 – 35 procent lignin. Cellulosa är en lång organisk molekylkedja uppbyggd av glukosenheter, se Figur 2.4. Antalet glukosenheter kan variera från ett fåtal upp till 15 000 beroende på läget för cellulosamolekylen inuti cellväggen. Cellulosamolekyler har hydroxylgrupper (–OH) på sidan, som kan forma vätebindingar till nästa cellulosakedja. Hemicellulosa är namnet på en grupp av kortare förgrenade molekylkedjor och lignin är generiska termen för en grupp tredimensionella polymerer, Bodig och Jayne (1982).

Figur 2.4: Grundläggande struktur för en cellulosamolekyl.

Cellulosan i trä är samlad i kristallina strängar, inneslutna av hemicellulosa och lignin. Strängarna kallas för det mesta mikrofibriller. Dessa strängar bygger upp cellväggen i den levande rörformiga vedcellen. Den vanligaste celltypen i barrträ är trakeiden, som är rörformig med en storlek av omkring 2 – 4 mm i längd och 0,1 mm i bredd (diameter). Cellväggen i trä består av fyra lager. På utsidan finns det ett tunt skikt vanligen kallat primärväggen, där strängarna är slumpmässigt orienterade. Innanför denna finns den

Figur 2.5: Strukturen hos en vedcell. Figuren visar cellväggen uppbyggd av 4 skikt kring det centrala cellhålrummet. Typiska mikrofibrillvinklar i dessa skikt ges i figuren, Hoffmeyer (1995).

egentliga cellväggen bestående av tre skikt. I det yttre och inre av dessa skikt (S_1 och S_3) är strängarna orienterade runt den rörformiga cellen. Huvudsyftet med dessa skikt är att bevara cellens form. Mellan dessa skikt finns ett tjockare skikt (S_2) där de flesta av strängarna är orienterade mer eller mindre parallellt med den rörformiga cellens längdriktning, se Figur 2.5. Detta mellersta cellväggsskikt (S_2) står för 85 procent av cellväggens tjocklek och är följaktligen det lager som har störst påverkan på cellens egenskaper. Vinkeln mellan cellens axiala riktning och mikrofibrillerna i S_2-lagret kallas vanligen mikrofibrillvinkeln. Cellerna är sammanbundna av ett skikt kallat mittlamellen, huvudsakligen bestående av lignin; detta fungerar som ett bindemedel mellan cellerna.

Trävävnaden i barrträ är uppbyggd av ett stort antal av dessa trakeider (90 procent av volymen), vanligtvis kallade fibrer. Strukturen för lövträslag är vanligen mer komplicerad och inbegriper även andra typer av celler. Trakeiderna är huvudsakligen orienterade i trädets längdriktning. Ett växande träd bildar nya celler genom celldelning i ett lager mellan veden och barken: kambium. Under vårperioden har trädet behov av celler som kan transportera vatten och näring uppåt och neråt i trädet. Cellerna som bildas under denna period kallas vårved och har tunna cellväggar (2 µm) och stora cellhålrum (lumen) för att underlätta vätsketransport i stammen. Under sommaren är behovet av vatten och näring mindre och trädet behöver även mer styrka för att stå emot yttre laster såsom vind och snö. Under sommaren och hösten bildar därför trädet celler med tjocka cellväggar (10 µm) och mindre cellhålrum. Dessa celler kallas vanligen sommarved, se Figur 2.6. och andelen sommarved har betydande inverkan på de mekaniska egenskaperna hos trämaterialet. Det är ofta möjligt att skilja de olika celltyperna åt efter deras färg; vårveden kan ses som ett brett ljusare band, medan sommarveden kan ses som ett smalare band av mörkare trä.

Figur 2.6: Principen för cellväggens tillväxt under ett år. Observera de tunnväggiga vårvedscellerna och de tjockväggiga sommarvedscellerna. Antalet celler i ett verkligt träd är fler.

Vedcellerna har små öppningar (porer) på sidorna som förbinder dem till angränsande celler. Dessa öppningar tillåter vatten med mineraler och näringsämnen att transporteras inom trädet. Det förekommer olika typer av porer i olika trädarter. Portypen är huvudfaktorn som styr fuktpermeabiliteten för olika arter.

De enda vedcellerna som verkligen lever, det vill säga har kapacitet för celldelning, i ett träd, är de som finns i det allra yttersta skiktet (kambium), nära barken. Cellerna längre in i trädet har förmågan att transportera vätska (splintved). I cellerna innanför splintveden börjar trädet lagra ämnen som skyddar trädet mot biologiska angrepp, det vill säga extraktivämnen. Veden i denna del av trädet kallas kärnved. I tall kan kärnveden urskiljas genom dess mörkare färg, se Figur 2.7. I gran är det inte möjligt att se skillnad mellan splintved och kärnved med hjälp av färgen. Mitten av trädet benämns ofta märgen.

Figur 2.7: Kärnved och splintved.

2.2.2 Naturliga egenskaper för trä

Det finns ett antal egenskaper för trä, som i ingenjörstekniskt hänseende kan ses som defekter, och några av dessa beskrivs nedan.

2.2.2.1 Kvistar

Alla träd behöver löv (lövträd) eller barr (barrträd) för transpiration, respiration och fotosyntesprocessen. Ytan som behövs för denna process är så stor att det är nödvändigt för trädet att sprida ut löv och barr på grenar. Varje år växer trädet i längd vid toppen men bildar också nya grenar längs sidorna. Dessa grenar bäddas år efter år gradvis in i stammen genom tillväxten av mer material på utsidan av stammen och grenarna, se Figur 2.8. Materialet i grenen är detsamma som i stammen och vävnadssystemet i de två strukturerna är sammanbundna. Ett tvärsnitt i trädets längdriktning genom en kvist visar att fiberriktningen kring kvisten är förvriden och att fibrerna sveper om kvisten. Närvaron av kvistar har negativ effekt på de flesta mekaniska egenskaper för sågat virke. Fibrerna omkring kvisten är inte längre kontinuerliga när träet är sågat och således påverkas styrkan, åtminstone i den huvudsakliga fiberriktningen. Kvistarnas storlek, form, antal och läge påverkar styrkan hos det sågade virket. För användning som konstruktionvirke sorteras vanligen sågat virke med färre och mindre kvistar i högre klasser.

Figur 2.8: En kvist sedd från alla fyra sidorna av ett trästycke med kvadratiskt tvärsnitt 45 × 45 mm (Foto Bertil Enquist).

2.2.2.2 Fibervinkel

Fibrerna i trä tenderar att växa i en spiral omkring trädstammen. Den mest vedertagna förklaringen, ur trädets perspektiv, är att det skapar mer flexibilitet i stammen och därmed ökat motstånd mot vindlaster. Fibervinkel är definierad som vinkeln mellan fiberriktningen och märgens riktning. I fallet med gran är fibervinkeln noll nära märgen. En spiralvridning åt vänster utvecklas därefter och fortsätter att tillta under den följande tillväxten, vanligtvis nås ett maxvärde av 3 – 4° inom de första årsringarna. Fibervinkeln avtar sedan mot noll. Senare under trädets livslängd kan fibervinkeln byta riktning och gå över åt höger. Fibervinkeln i denna riktning tilltar långsamt så länge stammens tillväxt fortsätter.

2.2.2.3 Juvenilved

Juvenilved bildas under de första 5 – 20 åren av trädets tillväxt. Juvenilveden bildas nära märgen. Den karakteriseras av tilltagande ökning av celldimensioner och förändringar i cellkaraktär samt mönstret för cellordningen. Enligt de flesta undersökningar har juvenilved något sämre egenskaper än mogen ved. Cellerna i den mogna veden kan vara tre till fyra gånger så långa som de som återfinns i juvenilveden. Förutom cellängden är det även skillnad i cellstruktur, se Figur 2.9. Det förekommer färre sommarvedsceller i juvenilved. För barrträslag är densiteten typiskt 10 – 15 procent lägre i juvenilveden och styrkan är normalt 15 – 30 procent lägre än i den mogna veden. Inom cellen är mikrofibrillvinkeln i S2-delen av den sekundära väggen större i juvenilved. Juvenilved har konstaterats krympa längs fibrerna upp till nio eller tio gånger mer än mogen ved.

Figur 2.9: Övergång av egenskaper från juvenilved till mogen ved.

2.2.2.4 Reaktionsved

Reaktionsved bildas på grund av att varje del av trädet strävar efter att bibehålla sitt genetiskt förutbestämda, statiska jämviktsläge. Alla förskjutningar leder till bildandet av reaktionsved på ett sätt som gör att den förskjutna delen via kortast möjliga väg återförs till sitt ursprungliga läge. I den här teorin spelar gravitationen en roll eftersom förskjutningen måste göras i relation till gravitationsfältet.

Reaktionsveden som bildas i nakenfröiga trädarter (barrträd) och gömfröiga trädarter (lövträd) betecknas enklast tryckved respektive dragved. Tryckved och dragved är beteckningar som använts under lång tid och de indikerar även funktionen av dessa vävnader i det levande trädet. Tryckved bildas på den tryckta sidan av ett lutande barrträd för att med tryckkrafter återföra trädet till ett upprätt läge. Dragved bildas på motsvarande sätt på den dragna sidan av ett lövträd. Då barrträd är de som används för konstruktionsändamål i Sverige koncentreras nedanstående text på tryckved (tjurved). Tryckvedsfibrer är kortare och rundare än träfibrer i normalt trä. De har förvrängda ändar och tjocka cellväggar. Det bildas ofta mellanrum mellan cellerna, vilket leder till mindre kontakt mellan fibrerna. S2-lagret är mycket tjockare i tryckvedsceller än i normala celler men med en mikrofibrillvinkel i S2-skiktet omkring 30 – 50°. I extrem tryckved produceras inget S3-lager, men det ersätts ibland av ett vårtliknande lager. Alla former mellan extrem tryckved och normal ved kan naturligtvis förekomma i trä.

I kemiska termer så ingår samma ämnen i både tryckved och normal ved. Skillnaderna hänför sig till mängden av ämnena. Tryckved innehåller upp till 30 – 40 procent mer lignin och 20 – 25 procent mindre cellulosa än normal ved. Mängden hemicellulosa ändras normalt inte. Tryckved har högre densitet, lägre fibermättnadspunkt, reducerad permeabilitet, uppvisar mindre radiell och tangentiell krympning men betydligt större krympning i längdriktningen, högre tryckhållfasthet men lägre draghållfasthet, lägre elasticitetsmodul och uppvisar ett sprödare brottbeteende än normal ved, Timell (1986).

2.3 Träets fysikaliska egenskaper

2.3.1 Trä och fukt

En av de yttre faktorer som har stor inverkan på träets egenskaper är vatten. Fuktinnehållet i trä beror alltid av den relativa fuktigheten i den omgivande luften. Då vatten tränger in i en torr träbit binds först vattenmolekylerna till ytan på cellulosasträngarna i cellväggarna (till hydroxylgrupperna). När alla platser i cellväggen är fyllda börjar vattenmolekylerna fylla cellhålrummet. Mängden vatten i trä definieras vanligen som fuktinnehåll (fuktkvot) u, ofta uttryckt i % av vikt, se Ekvation 2.1:

$$u = \frac{m_{\mathrm{u}} - m_{\mathrm{dry}}}{m_{\mathrm{dry}}} \cdot 100 \qquad \textbf{Ekv. 2.1}$$

där u står för fuktinnehåll (kvot) i %, m_{u} är träets massa vid fuktinnehållet u, och m_{dry} är träets massa efter torkning i 103 °C i 24 timmar. Den nivå på fuktinnehållet då adsorptionen och desorptionen av vatten är lika, kallas jämviktsfuktkvoten. Förhållandet mellan relativ luftfuktighet och jämviktsfuktkvoten kan ses i Figur 2.10:

Figur 2.10: Förhållande mellan jämviktsfuktkvot och relativ luftfuktighet.

Fibermättnadspunkten är ett koncept som ofta används för att definiera fuktinnehållet då cellväggen är fylld med vattenmolekyler men cellhålrummen fortfarande är tomma. För barrträ som vuxit i Europa är fibermättnadspunkten ofta mellan 27 och 33 %. Vid högre fuktinnehåll börjar cellhålrummen att fyllas med vatten. Fibermättnadspunkten är en brytpunkt. Exempelvis uppträder svällning av trämaterialet när vattenmolekyler binds i cellväggarna; vatten i cellhålrummen påverkar däremot inte de yttre dimensionerna på ett trästycke.

2.3.2 Krympning och svällning

I cellväggen är vattnet bundet till mikrofibrillernas yta. Då funktinnehållet reduceras kommer mikrofibrillerna närmare varandra vilket gör att träet krymper. Eftersom de flesta mikrofibrillerna finns i S_2-skiktet, så styr mikrofibrillvinkeln i detta skikt mycket av beteendet hos trämaterialet som helhet, under krympning och svällning.

Eftersom mikrofibrillvinkeln normalt lutar i en liten vinkel mot längdaxeln uppträder nästan all krympning i tvärriktningen. Juvenilved och tryckved uppvisar mikrofibrillvinklar som är mycket större än de för normalved, vilket leder till mycket större longitudinella rörelser, se Figur 2.11. Typiska värden för normalved, vid krymptöjning i olika riktningar, är för en förändring av fuktinnehållet med 1 %:

- Longitudinellt 0,0001
- Radiellt 0,0015
- Tangentiellt 0,0030

Det är en faktor 2 i skillnad mellan krympningen i radiell och tangentiell riktning, vilket kan förklaras av skillnaden i vedstruktur mellan dessa två riktningar. Krympningen i den longitudinella riktningen är mycket liten, men för stora längder kan den ändå behöva beaktas. Närvaron av tryckved eller juvenilved kan ha stora effekter, i synnerhet på den longitudinella krympningen, vilken kan vara hundra gånger större i tryckved än i normal ved.

a) Krympning vid normal mikrofibrillvinkel.

b) Krympning vid stor mikrofibrillvinkel (tryckved eller juvenilved).

Figur 2.11: Schematisk skiss av hur mikrofibrillerna är ordnade, samt krympning i normalved, tryckved och juvenilved. Observera skillnaden i mikrofibrillvinkel.

Figur 2.12: Definitioner av formförändringar.

2.3.3 Formförändringar i virke

Den varierande krympningen i ett trästycke kan orsaka geometriska förändringar av trästyckets form som kan göra det svårt att använda, se Figur 2.12. Deformationer kan delas in i fyra olika former: skevhet, kantkrokighet, kupighet och flatböj. Kantkrokighet är böjningen hos ett trästycke, från den raka linjen från ände till ände, medan flatböj är flatsidans avvikelse från densamma. Skevhet definieras som vriddeformation i längsled och kupighet är avvikelsen från en rät linje tvärs brädan. För reglar som används inom byggindustrin är skevhet den formförändring som orsakar störst problem. Även kantkrokighet skapar problem, medan måttlig flatböj kan accepteras. Kupighet innebär vanligtvis inte något problem för konstruktionsvirke, men orsakar allvarliga materialförluster vid hyvling.

Skevhet kan förklaras av den kombinerade effekten av årsringsorientering, fibervinkel och krympning. Det faktum att krympning vinkelrätt mot den verkliga fiberriktningen är stor, kombinerat med en fibervinkel av några grader såväl som krökningen av årsringen gör att varje årsring skevar och följaktligen sker detta med hela brädan. Kupighet orsakas huvudsakligen av skillnaden i krympning mellan den radiella och den tangentiella riktningen, i kombination med årsringarnas cirkulära form. De två böjningssätten flatböj och kantkrokighet orsakas av variationer i longitudinell krympning inom en enskild bräda och att de tillväxtspänningar som fanns i stocken/trädet släpper när virket sågas.

Storleken på formförändringarna i sågat virke kan påverkas av olika postning och olika torkprocesser. En bra postning, till exempel sågande av brädor som inte innehåller märgen, kan reducera skevhet. Virkestorkningsprocessen är också viktig, olika torkningsscheman, luftflöde och vikter ovanpå det sågade virket kan hjälpa till att minimera formförändringen. Det kan också vara fördelaktigt att mäta fibervinkeln och hantera brädor med stor fibervinkel annorlunda, exempelvis med tyngre laster i virkestorken.

2.3.4 Densitet

Densiteten är en mycket viktig fysikalisk egenskap hos trä; det korrelerar med nästan alla mekaniska egenskaper. Densitet, ρ, definieras som:

$$\rho = \frac{m}{V} \qquad \textbf{Ekv. 2.2}$$

där m är massan i kg och V är volymen i m^3. Densiteten är fuktberoende, då både massan och volymen beror av fuktinnehållet. Därför måste densiteten för trä även definieras i termer av fuktinnehåll. Den vanligast förekommande definitionen inom träkonstruktion är densiteten ρ_{12}, det vill säga densiteten baserad på massan och volymen vid 12 % fuktkvot. Detta är fuktkvoten som används vid alla standardiserade försök gällande trämaterials hållfasthet.

Densiteten för cellväggen är omkring 1 500 kg/m^3. Detta innebär att densiteten är ett mått på mängden porer i trämaterialet. Den normala densiteten, ρ_{12}, för barrträ i de nordiska länderna varierar mellan 300 och 600 kg/m^3.

2.4 Mekaniska egenskaper hos trä och virke

Det är vanligt att dela trä i små kvistfria provkroppar och stora provkroppar som inbegriper träets naturliga egenskaper såsom kvistar, fibervinkel, juvenilved och reaktionsved. Kvistfria provkroppar består av enbart raka träfibrer utan avvikelser och således beror egenskaperna hos provkroppen enbart av egenskaperna hos träfibern. För virke är effekten av de naturliga egenskaperna stor och bestämmer i stor utsträckning provkroppens egenskaper och beteende.

2.4.1 Träets styrka och styvhet

Trämaterialets struktur, de rörformiga cellerna i en matris av lignin, leder till olika egenskaper i olika riktningar, det vill säga att materialet är anisotropiskt. Med strukturen av rör i en matris är det lätt att förstå att tryckhållfastheten är högre parallellt med fibrerna än vinkelrätt mot fiberriktningen. Trä har alltså olika egenskaper i olika riktningar och det är viktigt att hålla reda på belastningsriktningen med hänsyn till detta. För en fullständig bild av trämaterialets egenskaper är det nödvändigt att definiera alla spänningarna i Figur 2.13.

Figur 2.13 visar definitionerna av de olika spänningarna i trä. För virke bortses ofta från skillnaden mellan R- och T-riktningen och riktningarna benämns σ_0 eller $\sigma_{//}$ respektive σ_{90} eller $\sigma_{\perp}$ för riktningarna parallellt med respektive vinkelrätt mot fiberriktningen. För att beskriva trämaterialets ”verkliga” beteende inom elasticitetsgränsen är 12 materialegenskaper nödvändiga; till exempel elasticitetsmodulen E_L, E_R, E_T, skjuvmodulen G_{LR}, G_{LT}, G_{RT} och Poissons tal ν_{LR},

Figur 2.13: Definition av normal- (σ) och skjuv- (τ) spänningar i olika riktningar i trämaterialet.

ν_{RL}, ν_{LT}, ν_{TL}, ν_{RT}, och ν_{TR}. Vanligtvis antas Poissons tal vara parvis lika, vilket gör det möjligt att utelämna tre. Genom att bortse från skillnaderna i tangentiell och radiell riktning kan antalet variabler reduceras till sex, ofta betecknade $E_{//}$, $E_{\perp}$, $G_{//}$, $G_{\perp}$, $\nu_{//}$ och $\nu_{\perp}$, där // betecknar riktningen parallellt med och ⊥ betecknar riktningen vinkelrätt mot fibrerna. Elasticitetsmodulen förkortas ofta till MOE.

2.4.1.1 Dragning parallellt med fiberriktningen

Genom att belasta små kvistfria provkroppar (det vill säga utan kvistar) är det möjligt att undersöka effekten av belastningen av trämaterialet i olika riktningar. Ett rent dragprov i fiberriktningen visar att spänning/töjningsförhållandet är nästan linjärt till brott, se Figur 2.14. På materialnivån är två brottmoder möjliga (eller en kombination av dem); mittlamellen går sönder och fibern dras ut ur matrismaterialet eller fibern dras av. Styrkan för trä i drag parallellt med fiberriktningen, f_t, är mycket hög; brottspänningen är ofta i storleksordningen 100 MPa. Brottet är emellertid ofta mycket sprött.

Figur 2.14: a) Spänning/töjningsförhållande för kvistfritt trä belastat i dragning parallellt med fiberriktningen. Typiska brott i ren dragning parallellt med fiberriktningen för b) tjockväggig sommarved och c) tunnväggig vårved.

2.4.1.2 Dragning vinkelrätt mot fiberriktningen

Ifall trä belastas i dragning vinkelrätt mot fiberriktningen är krafterna som behövs för att dra isär eller dra av fibrerna mycket lägre. Även styvheten är lägre i den här riktningen. Figur 2.15 visar detta samt att hållfastheten för trä belastat vinkelrätt mot fibrerna, $f_{t,90}$, är mycket låg, i de flesta fall är det inte möjligt att anta högre styrka än 0,5 MPa.

Figur 2.15: a) Spänning/töjningsförhållande för kvistfritt trä belastat i dragning vinkelrätt fibrerna. b) Typiskt brott i ren dragning vinkelrätt mot fibrerna.

2.4.1.3 Tryck parallellt med fiberriktningen

I tryck beter sig trämaterialet annorlunda. I tryck parallellt med fiberriktningen kommer den huvudsakliga spänningen uppträda parallellt med fibrernas (rörens) axiala riktning. Rör belastade axiellt är mycket stabila och kan stå emot en hög lastnivå. Då lasten blir för hög kommer en del fibrer börja knäcka och drivas in i andra fibrer. När knäckningsbeteendet i trä inleds minskar möjligheten att ta större laster och beteendet kan klassificeras som plasticerande. Figur 2.16 visar spänning-töjningsförhållandet för kvistfritt trä belastat parallellt med fiberriktningen. Tryckhållfastheten för trä i rent tryck parallellt med fibrerna, f_c, är omkring 80 MPa. Typiska värden för stukningstöjningen ε_c är 0,8 – 1,2 procent med en brottöjningsnivå $\varepsilon_u \approx 3\varepsilon_c$.

Figur 2.16: a) Spänning/töjningsförhållande för kvistfritt trä belastat i tryck parallellt med fiberriktningen. b) Typiskt brott i rent tryck parallellt med fiberriktningen.

2.4.1.4 Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen

I tryck vinkelrätt mot fiberriktningen kommer de rörformiga vedcellerna att krossas. Krossning av en rörformig struktur från sidan kräver liten kraft och följaktligen är både styvhet och hållfasthet för denna form av belastning låg. Det är dock inte möjligt att definiera ett rent brott i tryck vinkelrätt mot fibrerna. Då alla cellerna är krossade kan spänningsnivån stiga igen. Figur 2.17 visar spänning/töjningsförhållandet för trä belastat vinkelrätt mot fibrerna. Den maximala spänningsnivån i tryckbelastning vinkelrätt mot fibrerna, $f_{c,90}$, är 3 – 5 MPa. Brott i tryck vinkelrätt fibrerna definieras då som den spänningsnivån som ger 10 procent bestående deformationer.

Figur 2.17: a) Spänning/töjningsförhållande för kvistfritt trä belastat vinkelrätt mot fibrerna. b) Typiskt brott i tryck vinkelrätt fiberriktningen.

Det är skillnad i deformationens storlek för samma lastnivå, beroende på orienteringen av årsringen. Elasticitetsmodulen vinkelrätt mot fibrerna är högre i den tjockväggiga sommarveden än i den tunnväggiga vårveden. Detta tas emellertid inte hänsyn till vid dimensionering av träkonstruktioner.

2.4.1.5 Belastning i vinkel mot fiberriktningen

Om materialet belastas i en vinkel mellan vinkelrätt mot fibrerna och parallellt med fibrerna är hållfastheten någonstans emellan extremfallen som förklaras ovan. En ekvation för att beräkna tryckhållfastheten beroende av vinkeln α, se Figur 2.18, mellan lastriktningen och fiberriktningen föreslogs av Hankinson (se till exempel Dinwoodie 2000), se Ekvation 2.3.

Figur 2.18: Definition av vinkeln α mellan spänningen (kraften) och fiberriktningen.

$$f_\alpha = \frac{f_0 \cdot f_{90}}{f_0 \sin^2 \alpha + f_{90} \cos^2 \alpha} \qquad \textbf{Ekv. 2.3}$$

Denna ekvation har visat sig fungera väl även i dragning. I grafisk form, se Figur 2.19, är det möjligt att se, att redan en liten avvikelse från den parallella riktningen ger betydande reduktion i hållfasthet.

Figur 2.19: Förhållande mellan brotthållfasthet och vinkeln *α* mellan fiberriktningen och kraftriktningen enligt Hankinson; Dinwoodie (2000).

2.4.1.6 Skjuvhållfasthet

Skjuvhållfastheten för trä är högst i planen parallellt med fiberriktningen; hållfastheten varierar mellan 5 och 8 MPa. Skjuvhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen τ_{RT} (rullskjuvning) är ofta mellan 3 och 4 MPa (det vill säga halva hållfastheten jämfört med parallellt med fibrerna).

Figur 2.20: Skjuvning i olika riktningar, efter Carling med flera (1992).

I träkonstruktioner är skjuvning i τ_{RL}- och τ_{TL}-riktningen de vanligast förekommande. Skjuvhållfastheten i τ_{TL}-riktningen är lägre då brottlinjen går genom den svagare vårveden, jämfört med τ_{RL}-riktningen där brottytan måste gå genom både vår- och sommarved. För konstruktören är det emellertid inte möjligt att skilja mellan dessa två och det lägre av de två värdena används i normerna. Vid rullskjuvningbrott rullar de rörformiga fibrerna mot varandra istället för att skära cellerna i längdriktningen. Rullskjuvning är inte så vanligt i normala kvadratiska balkar men måste dock tas hänsyn till i till exempel limmade I-balkar. Skjuvhållfastheten såväl som draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna påverkas av torksprickor i materialet.

2.4.2 Hållfasthet och styvhet för konstruktionsvirke

Större trästycken (sågat virke) innehåller inte bara raka träfibrer utan även avvikelser såsom kvistar, tryckved, fiberstörningar och så vidare. Det är därför inte möjligt att förutse det mekaniska beteendet för sågat virke direkt utgående från egenskaperna hos kvistfritt trä. Fiberstörningar omkring en kvist kan exempelvis ge upphov till stora lokala spänningar på grund av belastning i en vinkel mot fibrerna.

Effekten av en kvist, på töjningsfältet (och indirekt spänningsfältet), kan ses i Figur 2.21. Denna provkropp, med tvärsnittet 45 × 45 mm med en kvist, se Figur 2.8, belastades i dragning upp till en nivå av 20 kN (medelspänning 10,0 MPa). Töjningarna registrerades under belastningen med mätsystemet ARAMIS™ tillverkat av företaget GOM. Systemet baseras på utvärdering av ett slumpmässigt mönster som appliceras över ytan, vilket deformeras tillsammans med materialet. Två CCD-kameror placeras i olika vinklar framför provkroppen, vilket möjliggör att stereoskopiska bilder kan tas av provkroppen. Baserat på rörelsen i det slumpmässiga mönstret är det möjligt att utvärdera 3D-förskjutning och töjning.

Figur 2.21: Töjning i axiell riktning, ε_y, för lasten 20 kN.

Den resulterande töjningsfördelningen omkring kvisten är långt ifrån jämn. Områden långt ifrån kvisten, med rakare fibrer, uppvisar mindre töjning än områden nära kvisten.

Hållfasthetsvärden som används för konstruktionsvirke bestäms därför genom provning med standardiserad metodik. Detta innebär att hållfasthetsvärden snarare återspeglar ett hållfasthetsvärde på balknivå, snarare än ett faktiskt hållfasthetsvärde på materialnivå. Hållfasthetsvärdet för böjning bestäms enligt europeiska standarder SS-EN 384 och SS-EN 408 genom

ett böjningsprov utfört med fyrpunktsbelastning. Balken ska ha en längd som är 19 gånger balkhöjden, *H*, och belastas med en fri spännvidd 18*H* med ett avstånd mellan de inre belastningspunkterna på 6*H*. Värdena för styvhet och hållfasthet bestämda genom belastningsprov till brott definieras med hjälp av de nominella tvärsnittsmåtten. De bestämda hållfasthetsvärdena måste räknas om till en höjd av 150 mm, vilket är den definierade standardhöjden för sågat virke. Detta sätt att prova leder till hållfasthetsvärden som omfattar effekten av materialdefekter (såväl som en liten effekt av instabilitet). Metoden att utnyttja det elastiska tröghetsmomentet vid bestämning av hållfastheten innebär även att hållfasthetsvärdena endast kan utnyttjas i dimensioneringsmodeller baserade på elasticitetsteori. Hållfasthetsvärdena i drag och tryck bestäms på samma sätt med provning av nominella dimensioner och bestämning av ett hållfasthetsvärde baserat på dessa dimensioner.

Metoden att bestämma hållfasthets- och styvhetsvärden genom provning leder till olika hållfasthetsvärden för olika belastningsmoder, såsom böjning, drag och tryck.

2.4.3 Inverkan av fukt

De mekaniska egenskaperna för trä påverkas av fuktinnehållet. Ju lägre fuktkvot, desto högre hållfasthet och styvhet. Ofta sägs träets hållfasthet och styvhet öka linjärt med minskande fuktinnehåll under fibermättnadspunkten. Över fibermättnadspunkten, däremot, förekommer inga större förändringar av hållfastheten och styvheten med ökande fuktinnehåll.

Försök har visat att påverkan av fuktkvot är olika i olika belastningsriktningar. I Tabell 2.2 visas förändringar av egenskaper för kvistfritt trä vid en förändring av fuktinnehållet med 1 %. Detta samband gäller för variationer i fuktinnehåll från 8 till 20 %. Försök har visat att påverkan av fuktinnehåll på fullstora virkesstycken inte är så uttalad som på små kvistfria provkroppar, särskilt gällande vissa belastningsriktningar. Draghållfastheten är nästan oberoende av fuktinnehållet för fullstora virkesstycken medan tryckhållfastheten påverkas väldigt mycket av fuktinnehållet.

Dimensioneringsregler tar vanligtvis hänsyn till påverkan av fuktkvoten, genom reduktion av hållfasthetsvärden för virke som används i miljöer där högt fuktinnehåll kan förekomma. I Eurokod 5 indelas alla konstruktionselement i klimatklasser avseende det högsta fuktinnehåll som elementet kan bli utsatt för under sin livstid, se Avsnitt 1.5.2.

Tabell 2.2 **Ungefärlig förändring av mekaniska egenskaper för kvistfritt trä vid en förändring av fuktinnehållet med 1 %, Hoffmeyer (2003).**

Egenskap	Förändring (%)
Tryckhållfasthet parallellt med fiberriktningen	5
Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen	5
Böjhållfasthet parallellt med fiberriktningen	4
Draghållfasthet parallellt med fiberriktningen	2,5
Draghållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen	2
Skjuvhållfasthet parallellt med fiberriktningen	3
Elasticitetsmodul parallellt med fiberriktningen	1,5

2.4.4 Inverkan av tid

En annan faktor med stor inverkan på de mekaniska egenskaperna för trä och virke är tid. Försök har visat att böjhållfastheten avtar med ökad belastningstid, det vill säga lastens varaktighet. Förhållandet verkar gälla i alla belastningsmoder men är särskilt viktigt i böjning. Den ursprungliga kurvan för förhållandet mellan hållfasthet och belastningstid togs fram vid Forest Product Lab i Madison, USA, på 1950-talet baserat på små kvistfria provkroppar och är känt som Madisonkurvan. Ekvationen för Madisonkurvan är nästan proportionell mot logaritmen för den tid som lasten är påförd, se Ekvation 2.4:

$$f = 90{,}4 - 6{,}3 \log t \qquad \textbf{Ekv. 2.4}$$

där f är spänningsnivån i procent, och t är lastens effektiva varaktighet uttryckt i timmar. Kurvan visar att hållfastheten efter ett år har avtagit med ungefär 60 procent av den ursprungliga korttidshållfastheten, se Figur 2.22. Madisonkurvan visar en kritisk spänningsnivå, 50 procent, under vilken inga effekter av lastens varaktighet förekommer.

Figur 2.22: Förhållandet mellan relativ böjhållfasthet och belastningstid. Hållfastheten vid 5 minuter har satts till 100 procent.

Vidare studier har visat att kurvan kan vara annorlunda för fullstora trästycken. En del forskning har indikerat att effekten av lastens varaktighet är mindre för låghållfast virke än för höghållfast virke och att effekten är mindre än för kvistfritt trä, Hoffmeyer (2003). Andra studier indikerar att effekten av lastens varaktighet är av samma storleksordning för konstruktionsvirke som för kvistfritt trä. Det är även en effekt av fuktinnehåll och temperatur på kurvan för lastens varaktighet. Högre fuktinnehåll och varierande fuktighet ger större effekt av lastens varaktighet. Detsamma har noterats för ökande temperaturer.

För att ta med effekten av lastens varaktighet i dimensioneringen, delas alla laster normalt in i klasser beroende på deras varaktighet och hållfastheten reduceras beroende på lastvarighetsklassen för den specificerade lasten. Reduktionen är större för långvariga laster än för kortvariga. I Eurokod 5 kombineras lastens varaktighet och fuktinnehållet i en hållfasthetsmodifieringsfaktor k_{mod}, se Avsnitt 1.5.1.

2.4.5 Inverkan av temperatur

Både hållfasthet och styvhet för trä minskar med ökande temperatur. Effekten är emellertid relativt liten vid normala temperaturer (–30 °C till +90 °C). Vid temperaturer över +95 °C (eller +65 °C för långvariga laster) förekommer en termisk nedbrytning av trämaterialet. Vid högre temperaturer förkortas cellulosakedjorna och hemicellulosans struktur förändras. Effekten av temperatur beaktas normalt inte i dimensioneringsregler.

2.4.6 Inverkan av storlek

Hållfasthetsprovning av trä har visat på en ansenlig inverkan av volymen av den prövade provkroppen. Större provkroppar knäcks vid en lägre medelspänningsnivå än mindre provkroppar. Detta fenomen förklaras vanligen av teorin om den svagaste länken. Denna teori säger att ”en kedja utsatt för dragning aldrig är starkare än sin svagaste länk”. För trä visar det sig att sannolikheten för att en stor svaghet förekommer i det högst belastade snittet är större för stora provkroppar än för små. Trä är ett sprött material och Weibullteorin används för att förklara beteendet. Weibullteorin antar att materialet är sprött och att defekterna är av slumpmässig storlek och slumpmässigt fördelade inom provkroppen. Om V_1 och V_2 är volymerna av två provkroppar av trä, och f_1 och f_2 är deras respektive hållfasthet, så kan Ekvation 2.5 användas för att beskriva förhållandet mellan dessa parametrar. Faktorn k är formparametern för Weibullfördelning:

$$\left(\frac{f_2}{f_1}\right) = \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{1/k} \qquad \textbf{Ekv. 2.5}$$

Volymen är här en produkt av bredden, höjden och längden, det vill säga b, h och ℓ av provkroppen och ekvationen kan skrivas om som Ekvation 2.6, med exponenter associerade med varje dimension:

$$\left(\frac{f_2}{f_1}\right) = \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{1/k_b} \cdot \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{1/k_h} \cdot \left(\frac{\ell_1}{\ell_2}\right)^{1/k_\ell} \qquad \textbf{Ekv. 2.6}$$

I praktiken varierar bredden på en träbalk relativt lite och effekten av bredden negligeras generellt. Värden för böjhållfasthet såväl som för drag- och tryckhållfasthet prövas i en standardkonfiguration med ett specifikt förhållande mellan balkhöjd och längd. Detta gör det möjligt att reducera Ekvation 2.6 till enbart balkhöjd, men med en kombinerad faktor för formfunktionen som tar hänsyn till både balkhöjd och längd.

Storlekseffekten beaktas ofta i dimensioneringsregler genom att använda olika hållfasthetsvärden för olika storlekar på det belastade elementet. Eurokod 5 inkluderar en modifieringsfaktor k_h som ökar böj- och draghållfastheten, för sågat virke för en höjd mindre än 150 mm i böjning och med en bredd mindre än 150 mm i dragning.

Volymeffekten är också mycket stor i dragning vinkelrätt mot fibrerna. Eurokod 5 inkluderar därför en modifieringsfaktor k_{vol} i områden med höga dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna som exempelvis i krökta element eller i hjässpartiet av sadelbalkar, se Kapitel 3.

2.4.7 Långtidsdeformationer

Belastningstiden påverkar inte bara hållfastheten utan även deformationerna av trä. Ett trästycke utsatt för konstant last kommer att uppvisa tilltagande deformation med tiden, en effekt kallad krypning, se Figur 2.23. När lasten avlägsnas kommer det mesta av deformationerna att återgå, en liten permanent deformation återstår dock ofta.

Figur 2.23: Krypkurva, överst last-tidskurvan och underst deformation-tidskurvan.

Krypkurvan i Figur 2.23 visar deformationen för en relativt låg last/spänningsnivå. För låga lastnivåer är krypkurvan konvex. Högre last/spänningsnivåer kan leda till en snabbt ökande deformation och leda till krypbrott, se Avsnitt 2.4.4.

Deformationen kan delas upp i tre komponenter: elastisk, tidsberoende elastisk och plastisk (viskös) deformation. Den elastiska deformationen uppträder direkt efter belastning. Därefter kommer deformationen under konstant last att långsamt öka. Denna ökning av deformationen består av både tidsberoende elastisk och plastisk deformation. Skillnaden mellan dessa två komponenter blir synlig först efter avlastning. Den tidsberoende elastiska deformationen är reversibel och återgår med tiden, medan den plastiska deformationen är permanent.

Det finns flera yttre faktorer som påverkar krypningens storlek: temperatur, lastriktning, styvhet, kvistar och fuktinnehåll:

- Lastriktning – krypningens storlek är olika i olika lastriktningar.
- Styvhet – försök har visat att material med högre elasticitetsmodul inte bara uppvisar mindre momentan deformation, den ytterligare krypdeformationen är också mindre för material med högre elasticitetsmodul.
- Kvistar – träbalkar med mer kvistar (och lägre elasticitetsmodul) uppvisar större krypdeformation under last.
- Fuktinnehåll – försök har visat att trä med högre fuktinnehåll uppvisar större krypdeformation än trä med lägre fuktinnehåll. Varierande fuktinnehåll i kombination med belastning har emellertid visats ge en betydande ökning av krypdeformationer.

- Temperatur – ökad temperatur leder till ökade krypdeformationer. Detta är särskilt märkbart vid temperaturer över 100 °C när ligninet mjuknar.

Ökande deformationer hos trä under varierande klimatförhållanden är kända under benämningen mekanosorptiv effekt. Denna effekt beskrevs först av forskare från Australien under 1950-talet. Denna effekt illustreras i Figur 2.24 som visar resultaten av en studie av krypning i små provkroppar av bok belastade i böjning.

Figur 2.24: Nedböjningen av små provkroppar av bok, belastade i böjning till 1/8 och 3/8 av korttidshållfastheten under konstanta och varierande klimatförhållanden, Hearmon och Paton (1964).

Inverkan av fuktinnehåll och lastens varaktighet är viktig vid dimensionering av en träkonstruktion. Träbaserade konstruktionselement, tillverkade av trä och någon typ av bindemedel, kan ha andra krypegenskaper än sågat virke. I dessa typer av material kan krypbeteendet styras av bindemedlets egenskaper. Krypningen är för vissa träbaserade konstruktionselement större än för sågat virke.

Krypning beaktas ofta vid dimensionering. Det är exempelvis viktigt att beakta vid analys av spänningar i sammansatta konstruktioner, men även, och kanske allra viktigast, vid beräkning av långtidsdeformationer i bruksgränstillståndet. Ökningen av deformation på grund av krypning, u_{creep}, efter en oändligt lång tid, definieras vanligtvis som en krypfaktor, betecknad k_{def} i Eurokod 5, multiplicerad med den momentana deformationen u_{inst}, se Ekvation 2.7:

$$u_{creep} = k_{def} u_{inst} \qquad \textbf{Ekv. 2.7}$$

Med den här definitionen är det möjligt att beräkna den slutliga deformationen, se Ekvation 2.8:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = u_{inst}\left(1 + k_{def}\right) \qquad \textbf{Ekv. 2.8}$$

Med hjälp av krypkoefficienten är det möjligt att uppskatta hur stora deformationerna kommer att bli i en konstruktion efter en lång tid med konstant last. För vanligt sågat virke är kryp-faktorn k_{def} = 0,6 – 0,8 för normalt torra förhållanden och så stor som 2,0 för trä utsatt för hög och varierande fuktkvot.

2.5 Hållfasthetssortering

Hållfastheten, styvheten och densiteten för trä varierar i stor utsträckning. För gran (*Picea abies*) kan variationen i böjhållfasthet vara mellan 10 och 90 MPa. För att kunna använda detta material i lastbärande konstruktioner är det nödvändigt med bättre kontroll av egenskaperna. Trämaterialet produceras av naturen och det är därför inte möjligt att kontrollera egenskaps-variationen genom att förändra tillverkningsprocessen. För trä är det istället nödvändigt att få en uppskattning av egenskaperna och sortera materialet i olika hållfasthetsklasser.

Det karakteristiska hållfasthetsvärdet definieras normalt för alla material som 5 %-percentilen i fördelningen av hållfastheten, se Figur 2.25.

Genom att sortera materialet i olika hållfasthetsklasser är det möjligt att:

- förbättra kontrollen av träegenskaper såsom hållfasthet och styvhet
- ha en gemensam klassificering inom en marknad
- optimera utbytet av råmaterialet
- optimera användningen (tillräckligt god kvalitet).

Figur 2.25: Principen för hållfasthetsvariation för trä och materialet uppdelat i tre hållfasthetsklasser.

Enligt de flesta standarder sorteras materialet efter dess böjhållfasthet. Medelvärdet för elasticitetsmodulen och densiteten måste också kontrolleras så att de är inom klassens gränser. Alla andra parametrar uppskattas med utgångspunkt i dessa värden.

För närvarande förekommer två typer av sortering: visuell sortering och maskinell sortering.

Visuell hållfasthetssortering
Tekniken för visuell hållfasthetssortering bygger på den antagna korrelationen mellan visuellt upptäckta virkesfel och hållfastheten. Det finns sorteringsregler som fastställer vilken typ och storlek på virkesfelen som kan tillåtas inom varje hållfasthetsklass. De första reglerna för visuell hållfasthetssortering upprättades i USA på 1920-talet och visuella sorteringsregler upprättades även i flera europeiska länder under 1930-talet. Sorteringsreglerna är givetvis olika för olika trädslag, antal sorteringsklasser och så vidare. Visuell sortering har traditionellt utförts av mänskliga sorterare som ser på varje trästycke medan det passerar på ett transportband. Detta leder givetvis till noggrannhetsproblem eftersom sorteraren endast har ett par sekunder på sig att tilldela brädan för en viss klass. Det har även den naturliga nackdelen att enbart visuella virkesfel kan iakttas medan inre virkesfel inte är möjliga att upptäcka. Metoden tillåter endast användning av enkla kombinationer av virkesfel. Idag finns det skanningstekniker som kan användas tillsammans med regler för visuell hållfasthetssortering vilket förbättrar tekniken.

Maskinell hållfasthetssortering
Tekniken för maskinell hållfasthetssortering bygger på att virkesstycken körs genom en maskin som mäter en eller flera parametrar på ett icke-förstörande sätt. Dessa parametrar används sedan för att förutse hållfastheten och eventuellt styvheten. Tanken att använda icke-förstörande mätmetoder som grund för att uppskatta hållfasthet och styvhet, lades fram på 1950-talet i både USA och Australien. Anledningen var en önskan att förbättra sorteringens noggrannhet. De vanligast använda parametrarna vid icke-förstörande mätning är elasticitetsmodulen och densiteten.

2.5.1 Förhållandet mellan hållfasthet, styvhet och andra parametrar

Principerna för hållfasthetssortering bygger på icke-förstörande mätning av en eller flera parametrar och använder detta mått för att förutse hållfastheten (och eventuellt styvhet och densitet). Detta innebär att det är nödvändigt att ha god kunskap om sambandet mellan dessa parametrar och hållfastheten samt inverkan av olika naturliga egenskaper på dessa samband. För kvistfritt trä har följande samband konstaterats mellan hållfasthet, densitet och elasticitetsmodul:

- Böjhållfasthet – elasticitetsmodul $R^2 = 0{,}70 – 0{,}75$
- Böjhållfasthet – densitet $R^2 = 0{,}60 – 0{,}65$
- Elasticitetsmodul – densitet $R^2 = 0{,}60 – 0{,}65$

Egenskaperna för trä varierar emellertid i hög grad mellan olika träd, stockar och till och med inom ett träd eller en stock. Naturliga egenskaper för trä inverkar även på parametrarna och deras samband och det är inte enbart virkesfelens storlek, utan också deras läge som har betydelse. Vid visuell sortering är förekomsten av kvistar den enskilt viktigaste parametern för att tilldela brädor olika hållfasthetsklasser. Kvistar har även visats vara den viktigaste faktorn i verkliga hållfasthetsprovningar. I hållfasthetsprovning av gran (*Picea abies*) har det visats att ungefär 90 procent av brotten initieras vid läget för en kvist. Fibervinkel är orsaken till brott i en del fall. Tryckved har en tydlig effekt på sambandet mellan dessa parametrar; den har hög densitet och låg elasticitetsmodul men hållfastheten är endast marginellt mindre.

Det finns ett antal olika parametrar som är mätbara med icke-förstörande metoder, vilka kan användas i hållfasthetssortering. Åtskilliga försök har gjorts för att ta fram sambandet mellan olika parametrar och böj- eller draghållfastheten för sågat virke. Genom att studera några av dessa försöksserier kan följande förklaringsgrad (R^2) mellan böjhållfasthet och andra parametrar erhållas, se Tabell 2.3.

Tabell 2.3 **Förklaringsgrad (R^2) mellan böjhållfasthet och parametrar mätta med icke-förstörande metoder, baserad på studier av sågat virke, Johansson (2003).**

Mätt parameter	R^2
Kvistar	0,16 – 0,27
Årsringsbredd	0,20 – 0,44
Densitet	0,16 – 0,40
Elasticitetsmodul, böj eller drag	0,53 – 0,72
Kvistar och densitet	0,38
Kvistar och elasticitetsmodul	0,58 – 0,73

Den bästa faktorn för hållfasthetsförutsägelser är styvheten eller elasticitetsmodulen. Förklaringsgraden (R^2) varierar mellan 0,5 och 0,7 mellan olika studier; skillnaden beror huvudsakligen på olika mätmetoder för elasticitetsmodulen. Ett typiskt resultat för böjhållfastheten och styvheten kan ses i Figur 2.26.

Figur 2.26: Förhållandet mellan elasticitetsmodulen (på högkant) och böjhållfasthet för 380 reglar med dimensionen 45 × 70 mm.

Skillnaden kan även hänföras till olika kviststorlek i materialet i olika studier. Elasticitetsmodulen innehåller information om kvistar (lägre elasticitetsmodul vid läget för kvisten), fibervinkel (lägre elasticitetsmodul) och tryckved (lägre elasticitetsmodul), vilket är anledningen till att den fungerar bättre än de andra parametrarna. Det är förstås även möjligt att kombinera olika parametrar vid virkessortering. Att lägga till information om kvistar till information om medeldensitet förbättrar förutsägelsen av hållfastheten. Tillägg av mer information till elasticitetsmodulen förbättrar inte förutsägelsen ytterligare, förmodligen på grund av att elasticitetsmodulen redan omfattar denna information.

2.5.2 Principer för maskinell hållfasthetssortering

Det används många tekniker i hållfasthetssorteringsmaskiner: statisk böjning på lågkant, elasticitetsmodul bestämd dynamiskt eller densitetsmätning med hjälp av röntgen är de vanligast förekommande teknikerna.

2.5.2.1 Statisk böjning på lågkant

Böjning på lågkant av virket är den princip som använts längst och var dominerande bland sorteringsmaskiner ända fram till det tidiga 2000-talet. Tekniken baseras på mätning av flatsidans elasticitetsmodul genom trepunktsböjning. Brädorna förs kontinuerligt på flatsidan genom en maskin med tre rullar och utvärderingen av elasticitetsmodulen baseras på antingen 1) mätning av deformation för konstant last eller 2) mätning av lasten som krävs för att skapa en förprogrammerad deformation, se Figur 2.27. Detta ger ett mått på variationen av elasticitetsmodulen längs brädan. Med känd elasticitetsmodul är det möjligt att uppskatta brädans hållfasthet och tilldela den en viss hållfasthetsklass.

Figur 2.27: Principen för en statisk böjningsmaskin.

2.5.2.2 Elasticitetsmodul bestämd dynamiskt

Den dynamiska elasticitetsmodulen för en bräda kan bestämmas genom att skapa vibrationer i den. Principen bygger på teorin för vibration av prismatiska balkar och ekvationen för bestämning av elasticitetsmodulen från den första resonansfrekvensen för fri-fria upplagsförhållanden i den axiella riktningen kan uttryckas som:

$$E_{A1} = 4 f_{A1}^2 \ell^2 \rho \qquad \textbf{Ekv. 2.9}$$

där E_{A1} är elasticitetsmodulen, ρ är densiteten vid tidpunkten för mätningen, f_{A1} är den första resonansfrekvensen i den axiella riktningen och ℓ är balklängden. För andra upplagsförhållanden än de fri-fria och för frekvenser av högre ordning måste ekvationen modifieras. Det är också möjligt att använda böjvibrationer. För provkroppar av kvistfritt trä korrelerar den dynamiska elasticitetsmodulen väl med den verkliga elasticitetsmodulen, detsamma har konstaterats i flera studier även för virke. Metoden har emellertid nackdelen att den mäter ett medelvärde för elasticitetsmodulen för brädan medan de statiska böjningsmaskinerna, åtminstone i teorin, har kapaciteten att lokalisera läget längs brädan som har den lägsta elasticitetsmodulen. Åtskilliga studier har visat att tekniken fungerar lika bra eller bättre, för material med begränsad kviststorlek, som tekniker baserade på statisk böjning.

2.5.2.3 Andra mätmetoder

Med röntgen, gammastrålning eller mikrovågor är det möjligt att mäta densitetsvariationen inom att virkesstycke. Flera av träets naturligt förekommande variationer ger veden en densitet som skiljer sig från normalved; kvistar och tryckved har högre densitet och juvenilved har lägre densitet. Med tillräcklig noggrannhet i mätningsproceduren är det möjligt att karakterisera exempelvis storlek, läge och form på kvistar inom ett virkesstycke. Med känd kviststruktur och tröskelvärden för kvistvolym är det möjligt att skapa en maskin som kan sortera virke i olika hållfasthetsklasser.

Det finns även andra tekniker att använda. En baseras på våghastighet. Denna teknik utgår från mätningar av den tid som det tar för en puls, genererad av en hammare, eller ultraljud, att passera i längdriktningen genom brädan. Hastigheten hos ljudvågen genom materialet kan användas som utgångspunkt för att beräkna medelvärdet för brädans elasticitetsmodul. Det är givetvis även möjligt att kombinera olika tekniker, och exempelvis kombinera mätning

av elasticitetsmodulen med en strålningsbaserad teknik för att registrera storlek och läge för kvistar. Det finns ett antal sorteringsmaskiner på marknaden, de flesta av dem bygger på vibrationstekniken, men nästan lika många bygger på statisk böjning och röntgen. Några av dessa maskiner har förmågan att använda en kombination av två av de beskrivna teknikerna.

2.6 Modifierat trä

Det är möjligt att ändra egenskaperna för trä genom modifiering av cellväggens polymerer och matrisen som bäddar in dem. Modifiering av trä har varit föremål för år av forskning, huvudsakligen fokuserad på ökning av dimensionsstabiliteten och ökning av träets beständighet. Dessa modifieringar har studerats för att ersätta giftiga träbevarande kemikalier såsom koppar, krom och arsenik och kreosot.

Under de senaste 15 åren har ett antal alternativa mer miljövänliga trämodifieringar åter undersökts, patenterats och kommersialiserats. Det finns tre grundläggande tekniker, varav några med variationer: acetylering, furfurylering och värmebehandling. Dessa modifieringar har det gemensamt att de alla ökar dimensionsstabiliteten, reducerar träets fuktinnehåll och reducerar angrepp av träförstörande svampar, se Hon och Shiraishi (1991) och Hill (2006).

2.6.1 Processer

Acetylering är en reaktion mellan ättiksyreanhydrid och hydroxylgrupper som är lokaliserade främst på hemicellulosans och ligninets polymerer i cellväggen. Det bundna acetylet sväller cellväggen och får den att återgå nästan till de ursprungliga dimensionerna i den obehandlade veden. Reaktionen genomförs i en vacuum/tryckcylinder efter att träet har torkats ned under 10 % fuktighet.

Furfurylering är en metod där trä tryckimpregneras med monomerisk furfurylalkohol. Nyckelreaktionen är en polymerisering av alkohol som sväller cellväggarna vilket kan ske med eller utan tvärbindning. Processen leder till en permanent svällning av träet. En del av de tillförda kemikalierna lokaliseras i cellhålrummen.

Värmebehandling utförs genom upphettning av träet till höga temperaturer (190 °C till 220 °C) under närvaro eller frånvaro av syre och ibland upphettad olja. Den höga temperaturen leder till en förlust av huvudsakligen hemicellulosapolymerer vilket leder till en förlust av mekaniska egenskaper. Nedbrytningen är mer allvarlig om processen genomförs med syre.

2.6.2 Egenskaper hos modifierat trä

Acetylering leder till en lätt mörknad av ljusa träslag och en mild blekning av mörka träslag. De bästa resultaten ses med en viktökning med acetyl på 18 till 20 procent. Dimensionsstabiliteten ökar kraftigt (80 procent +), motståndet mot nedbrytning av brun-, vit- och mjukröta ökar väsentligt (mindre än 2 procent i ett standardiserat beständighetsförsök i jord blev angripet) och jämviktsfuktkvoten sänks betydligt (reducerat från 21 % till 5 %). De mekaniska egenskaperna (brottmodul och elasticitetsmodul) kan konstateras oförändrade vid kontroll i torrtester, medan en våt hållfasthet och våt styvhet hos acetylerat trä är mycket högre än hos obehandlat virke. Acetylerat trä används i dörrar, fönster, golvbeläggningar, utomhusmöbler och fasadbeklädnader.

Furfurylering förändrar färgen hos träet beroende på behandlingsgrad. Trä behandlat till en viktökning av 30 procent är mörkt rött till brunt och trä behandlat till 100 procent är mörkbrunt. Mekaniska egenskaper förbättras, motståndet mot nedbrytning ökar och jämviktsfuktkvoten sänks med 30 till 60 % jämfört med obehandlat trä. Furfurylerat trä används ofta till golvbeläggningar och fasadbeklädnader men kan även ses i utomhusmöbler.

Värmebehandling resulterar i stora förluster av mekaniska egenskaper beroende på temperaturen, tiden och behandlingsmetoden. Mekaniska egenskaper kan reduceras mer än 50 procent. Värmebehandlat trä är generellt sett mörkare och kan lukta något bränt. Det förekommer viss ökning av motståndet mot nedbrytning, jämviktsfuktkvoten minskas med 40 till 50 %), och träet är mer sprött jämfört med obehandlat trä. Värmebehandlat trä används främst som golvbeläggningar och fasadbeklädnader och inte för konstruktiva ändamål.

2.7 Träbaserade konstruktionselement

Normalt sågat virke är tillgängligt endast upp till vissa dimensioner, på grund av trädens storlekar och industriella processer. I Sverige innebär de maximala dimensionerna för sågat virke en höjd av 245 mm och en längd mindre än 5,5 m. För större dimensioner är det nödvändigt att använda någon typ av träbaserat konstruktionselement (på engelska *Engineered Wood Products*, EWP). Träbaserade konstruktionselement tillverkas av trä i form av sågat virke, faner, fibrer eller spån, sammanhållna med i de flesta fall någon typ av bindemedel.

Figur 2.28: Ungefärliga årsangivelser för utveckling av olika träbaserade konstruktionselement, balktyper ovanför och skivtyper nedanför tidslinjen.

Under 1900-talet har ett stort antal träbaserade konstruktionselement uppfunnits, både i form av balkar och i form av skivor. Figur 2.28 visar en tidslinje för innovationer rörande olika typer av träbaserade konstruktionselement.

Merparten av dessa produkter uppfanns i Nordamerika, där brist på material från stora träd från naturliga skogar har lett till en ökad användning av material från träd med mindre diameter, stockar med lägre kvalitet och nya trädarter. I en kontrollerad produktionsprocess är det möjligt att utveckla nya produkter med ökat förädlingsvärde och goda konstruktiva egenskaper.

2.7.1 Träbaserade konstruktionselement av sågat virke

Träbaserade konstruktionslement baserade på sammanlimmade stycken av sågat virke kan produceras i form av balkar (limträbalkar) eller i form av tjocka skivor, vanligtvis limmade med de sågade brädorna orienterade i olika riktningar i olika lager, betecknat korslimmat trä (KL-trä).

2.7.1.1 Limträ

Den äldsta typen av träbaserade konstruktionselement är limträ. Det första patentet för en limningsprocess för sågat virke tilldelades Otto Hetzer 1906. Limträ består av flera (minst två) lameller (fingerskarvade sågade brädor) bundna tillsammans med någon typ av lim. Lamellerna är alla orienterade med sin huvudsakliga fiberriktning i den färdiga limträbalkens axiella riktning.

Normala raka limträbalkar i Sverige består av 45 mm tjocka lameller med en bredd på upp till 215 mm. Bredare balkar kan tillverkas genom sammanlimning av två eller fler limträbalkar. Limträ kan antingen vara homogent eller tillverkas för att passa de dimensionerande spänningarna i balken, med lameller av högre hållfasthet i balkens yttre områden där större spänningar förväntas uppträda. Denna limträtyp kallas kombinerat limträ, se Figur 2.29.

Figur 2.29: Uppbyggnaden av en kombinerad limträbalk.

Raka limträbalkar tillverkas i en högmekaniserad process. Den normala processen inleds med sågning och torkning av lamellerna. För limningsprocessen torkas lamellerna till en fuktkvot mellan 6 och 15 %, varefter alla lamellerna hållfasthetssorteras. Lamellerna, får ha högst 5 % skillnad i fuktkvot, fingerskarvas till korrekt lamellängd. Lamellerna hyvlas och därefter appliceras lim på flatsidorna. I Sverige är det vanligast använda limmet en typ av melamin-urea-formaldehyd (MUF). I en del särskilda tillämpningar används dock fortfarande fenol-resorcinol-formaldehyd (PRF). Brädorna läggs upp i en press där limmet härdar under särskilt tryck och i en specificerad temperatur och därefter hyvlas balkarna till rätt slutlig dimension samt eventuellt förses med ett vaxlager för att skydda dem mot fukt. Den mekaniserade produktionsprocessen omfattar även kvalitetskontroll genom regelbundna hållfasthetskontroller av fingerskarvar och delamineringsprov av limfogen.

Figur 2.30: Tillverkningsprocessen för raka limträbalkar.

Balkarna kan även tillverkas som krökta balkar, antingen en liten överhöjning för att minimera nedböjning, eller som en krökt balk. De krökta balkarna tillverkas vanligen av tunnare lameller och tvingas till den önskade krökta formen innan limmet härdar.

Försök har visat att limträ i medeltal inte är mycket starkare än solida balkar av samma dimensioner, men att hållfasthetsvariationen är mindre, se Figur 2.31. Den låga variabiliteten förklaras ofta med lamineringseffekter, det vill säga genom att dela det solida trämaterialet i mindre stycken och limma ihop dem i slumpmässig ordning, så fördelas områden med virkesfel och låg hållfasthet jämnare och varje virkesfel ger en mindre tydlig effekt.

Figur 2.31: Fördelningsfunktion för hållfasthet för limträbalkar och konstruktionsvirke.

Det allra vanligaste brottet hos en limträbalk utsatt för böjning är dragbrott parallellt med fibrerna i den yttre lamellen, ofta initierad i en kvist eller en fingerskarv. En annan typ av brott som kan uppstå är skjuvbrott. Sprickor kan uppträda längs fibrerna på grund av torkningseffekter och en del forskare hävdar att detta reducerar skjuvkapaciteten hos balkarna, men andra forskare håller inte med om denna slutsats. Höga dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna behöver beaktas, särskilt i krökta balkar och balkar med hål och urtagningar.

2.7.1.2 Korslimmat trä – KL-trä

Korslimmat trä (KL-trä, på engelska *cross-laminated timber*, X-Lam) är en produkt som har vunnit betydande marknadsandelar inom träindustrin på 2000-talet. KL-trä tillverkas av sågat virke som limmas samman i en skiktad struktur med brädorna i varje skikt orienterade vinkelrätt mot angränsande skikt ovanför och under, se Figur 2.32. Den exakta uppbyggnaden av KL-träskivor beror på tillverkaren. KL-träprodukter kan tillverkas med 3, 5, 7 eller fler skikt med olika tjocklekar i olika skikt. Användandet av ett ojämnt antal skikt innebär att de yttre skikten alltid är orienterade i samma riktning och en bättre hållfasthet kan uppnås.

Figur 2.32: Korslimmad träskiva med tre skikt.

Storleken på KL-träskivor beror på tillverkarens kapacitet men i regel är de minst 60 mm tjocka och kan vara så stora som 500 mm tjocka, 3 000 mm breda och med en längd upp till 24 m. Hållfasthetsparametrarna för KL-trä är hittills primärt satta för varje tillverkare efter materialprovning utförd av en oberoende tredje part. KL-träskivor kan användas som lastbärande vertikala väggelement och som horisontella skivelement i bjälklag. KL-träelement levereras vanligtvis till byggplatsen färdiga att montera, förberedda med exempelvis hål för dörrar och fönster, såväl som frästa spår för elektriska installationer. Kundanpassningen av elementen utförs vanligtvis redan i fabriken med hjälp av avancerade CNC-maskiner.

Det förekommer även KL-träskivor hopfogade med spik eller skruv istället för lim. Egenskaperna för den typen av skivor avviker delvis från motsvarande för limmade skivor.

Figur 2.33: Fanertillverkning från stockar.

2.7.2 Träbaserade kompositprodukter av faner

Ett annat sätt att utnyttja råmaterialet är att producera faner av stockarna. Faner är tunna (2 – 4 mm) skikt av trä. Stockarna avbarkas och ångas i hett vatten innan fanerskikten svarvas av, se Figur 2.33. Dessa tunna faner torkas till målfuktkvoten 12 – 15 % samt hållfasthetssorteras vanligen före användning i träbaserade konstruktionselement.

Faneren limmas därefter samman i olika format och med olika bindemedel till olika konstruktionselement. De två allra vanligast förekommande produkterna är fanerträ (även kallat LVL) och plywood.

2.7.2.1 Fanerträ (LVL)

Fanerträ (på engelska *laminated veneer lumber*, LVL) tillverkas genom sammanlimning av träfanerark till tjocka (20 – 90 mm) konstruktionsskivor med de maximala dimensionerna 3 000 × 24 000 mm. I normalt fanerträ är alla skikten orienterade med enhetlig fiberriktning, vanligtvis i längdriktningen av den färdiga produkten, se Figur 2.34. Efter limning och härdning sågas skivorna till önskade skivdimensioner. Processen att limma samman faner skapar element med högre tillförlitlighet och lägre variabilitet genom eliminering och fördelning av virkesfel, på samma sätt som i limträ.

Figur 2.34: Fanerträ med alla faner med samma fiberorientering.

Fanerträ uppvisar generellt hög böj-, drag- och tryckhållfasthet, såväl som hög skjuvhållfasthet och relativt hög elasticitetsmodul. Det förekommer en betydande storlekseffekt i fanerträ som måste beaktas vid beräkning av dimensionerande värden för böjning av fanerträ. En del klasser av fanerträ tillverkas med några av skikten med fiberriktningen vinkelrätt mot huvudfiberriktningen för merparten av skikten. Denna tillverkning möjliggör produktion av konstruktionsskivor med högre styvhet i tvärriktningen, som kan vara fördelaktig i vissa stomkomponenter, såsom bjälklag.

2.7.2.2 Plywood

Plywood var en av de första träbaserade kompositprodukterna som tillverkades. Den tillverkas på i stort sett samma vis som fanerträ, med den skillnaden att faneren läggs vinkelrätt mot varandra. Antalet faner är alltid udda, vilket innebär att fiberriktningen hos de yttre lagren alltid är i samma riktning, se Figur 2.35. Konstruktionsplywood tillverkas vanligtvis i skivstorlekar av 1 200 × 2 400 mm eller 1 220 × 2 440 mm med en tjocklek av 12 – 24 mm. Fiberriktningen i de yttersta faneren orienteras i skivans längdriktning.

Figur 2.35: Tvärsnitt av femskiktad plywood.

De konstruktiva egenskaperna för plywood beror av fanerens antal och tjocklek samt lastriktningen. Det är viktigt att komma ihåg kraftriktningen, böjning vinkelrätt mot planet och böjning i planet, se Figur 2.36. Skikten med fiberriktningen i samma riktning som normalspänningarna har högst styvhet och tar huvuddelen av lasten. Bidraget till lastupptagningen från de skikt som har fiberriktningen orienterad vinkelrätt mot normalspänningarnas riktning är mycket litet och kan i praktiken försummas.

Figur 2.36: Böjning a) vinkelrätt mot planet och b) i planet inklusive fördelning av normalspänningar.

2.7.3 Träbaserade kompositprodukter av spån, flis eller fibrer

Träbaserade kompositprodukter kan även tillverkas med utgångspunkt i mindre trädelar såsom spån, flis eller fibrer. Dessa smådelar limmas samman i industrialiserade processer för att bilda skivor i olika format. På grund av tillverkningsprocessen uppvisar dessa produkttyper normalt en hög densitet i ytskikten och något lägre densitet i mitten. Produktens hållfasthet styrs till stor del av produktionstekniken, men även i stor utsträckning av typen och mängden bindemedel som används i produkten.

2.7.3.1 OSB (oriented strand board)

Den vanligast förekommande skivan i konstruktiv användning är OSB (på engelska *oriented strand board*, på svenska även kallad strimlespånskiva). OSB tillverkas av tunna träspån (storlek omkring 0,8 × 13 × 100 mm), som skärs från stockar med små diametrar. Dessa strimlor binds samman med hjälp av bindemedel (lim), till ett ungefärligt förhållande av 95 procent trä och 5 procent bindemedel, under värme och tryck. Strimlorna orienteras för att bilda bästa möjliga produkt, vilket innebär att strimlorna i de yttre skikten orienteras parallellt med skivans längdriktning och strimlorna i de inre skikten orienteras slumpmässigt.

Den vanligaste OSB-produkten är i form av skivor med storleken 1 200 × 2 400 mm och med en tjocklek mellan 6 och 25 mm. Denna produkttyp används som skivmaterial i väggar och bjälklag. OSB kan även tillverkas i större skivor med bredder upp till 3 m, längder upp till 25 m och tjocklekar upp till 75 mm. Dessa skivor kan användas som konstruktionselement på samma sätt som skivor av KL-trä.

2.7.3.2 Flis, spån eller fiberskivor

Flis, spån och fiberskivor tillverkas alla av träflis av olika storlekar blandade med bindemedel och varmpressade till skivform. Spånskivor (på engelska *chipboard*) kan tillverkas av cirka 85 procent flis/spån som är något mindre än strimlorna i OSB, och 15 procent bindemedel. Denna typ av spånskivor är ovanliga i Sverige. Spånskivor (på engelska *particleboard*) tillverkade av mindre träspån, sågspån kombinerat med bindemedel är mer vanliga i Sverige. Denna typ av spånskiva används idag främst i bjälklagskonstruktioner men ersätts ofta med plywood eller OSB.

Fiberskivor kan tillverkas av träfiber och lim i en process som liknar tillverkningen av spånskivor eller i en våt process där ligninet i trämaterialet används som bindemedel. Den sistnämnda processen utvecklades av William H. Mason. Den vanligast förekommande benämningen för denna typ av hård träfiberskiva är masonit. Hårda träfiberskivor används som konstruktionselement medan andra typer av fiberskivor är vanligare inom snickeri och möbeltillverkning.

2.7.4 Sammansatta element – I-balkar

En annan typ av träbaserad kompositprodukt är I-balkar, se mer i Kapitel 5. Dessa balkar tillverkas med flänsar av sågat virke eller fanerträ och med liv av någon skivmaterialtyp, plywood, OSB eller hård träfiberskiva, se Figur 2.37. Dessa balkar tillverkas i en automatiserad produktionsprocess under kontroll av tredjepartsorganisationer. Liven limmas till flänsarna antingen i frästa spår i dessa, eller mellan två virkesstycken som bygger upp flänsen.

Figur 2.37: I-balkar med flänsar av sågat virke och liv av skivmaterial.

I-balkar kan betraktas som sammansatta element och dimensioneras som sådana. Kvalitetskontrollen av tillverkningsprocessen är emellertid mycket svår att fullfölja utan en industrialiserad produktionsprocess. Detta har lett till att I-balkar tillverkas i fabriker och att värden för den karakteristiska hållfastheten ges av den enskilda tillverkaren.

2.8 Slutanvändarnas krav på sågat virke

Olika slutanvändning av träprodukter innebär olika kravställningar på det sågade virket. En byggnad består av många delar som sätts samman till en helhet. Dessa delar behöver uppfylla olika krav i termer av exempelvis geometriska toleranser och olika typer av belastningar. Detta avsnitt redogör för några olika typer av vanligt förekommande stommar och deras krav gällande geometri, utseende och mekaniska egenskaper.

En bjälklagskonstruktion är en horisontell lastbärande stomdel med huvudsyftet att avskilja olika våningsplan och bära laster av möbler och människor. Ett bjälklagselement tillverkas ofta av träbalkar (eller träbaserade konstruktionselement) med centrumavstånd på 300 mm eller 600 mm, försedda med golvbeläggning ovanpå. Bjälklagselement måste uppfylla tre huvudsakliga dimensioneringskriterier: hållfasthet i termer av böjning och skjuvning, nedböjning och vibrationer. Dimensionering av bjälklag enligt de flesta använda reglerna, till exempel Eurokod 5, visar att kriterierna gällande nedböjning och vibrationer är svårast att uppfylla. Båda dessa beror av materialstyvheten (elasticitetsmodulen). För sågat virke som används i bjälklag är en hög elasticitetsmodul den allra viktigaste materialegenskapen. För att möta kraven på ett plant golv får inte formförändringarna av det sågade virket vara alltför stora. Den mest kritiska formförändringen är kantkrokighet eftersom den har direkt påverkan på formen på bjälklaget och därmed golvet. Skevhet är också viktigt då det är svårt att åstadkomma god sammanfogning mellan golvbeläggningens skivmaterial och träbalkarna då balken har en kraftig skevhet.

Ett annat vanligt förekommande stomelement är väggstommar med sågade träreglar. I denna konstruktion används träet som vertikala reglar som täcks med beklädnadsmaterial på båda sidorna. Den huvudsakliga lasten på en vägg är normalkrafter ovanifrån och en utbredd last

från sidan orsakad av vindlaster. Det främsta dimensioneringskriteriet för en vägg är tryck parallellt med fibrerna och böjning. Det finns dock även energikrav på en byggnad som kräver isolering. Kravet på isoleringstjocklek i väggen gör det nödvändigt att använda större regeldimensioner än vad som normalt skulle vara nödvändigt av lastbärningsskäl. Kravet på väggreglars hållfasthet är därför normalt relativt lågt, medan kravet på formstabilitet alltjämt är högt. Kraven på en rak vägg innebär strikta krav gällande skevhet hos väggreglar.

För andra produkter som exempelvis virke för takstolar gäller höga krav på draghållfasthet. Krav kan även ställas på begränsad förekomst av kvistar i områden för förband i en takstol. Draghållfastheten är också viktig för material som ska användas som lameller i limträbalkar och för limningsprocessen kan det förekomma geometriska kravspecifikationer. För sågat virke som levereras till en limträfabrik gäller strikta kriterier för fuktinnehållet.

2.9 Källhänvisningar

Anon (2007): *State of the World's Forests 2007.* Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rom. ISBN 978-92-5-105586-1.

Anon (2009): *State of the World's Forests 2007.* Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rom. ISBN 978-92-5-106057-5.

Anon (2005a): *European Forest Sector Outlook Study – 1960–2000–2020* Main report. United Nations publications. ISSN 1020 2269.

Anon (2005b): *Global Forest Resources Assessment 2005.* FAO Forestry Paper 147. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rom.

Bodig, J., Jayne, B. (1982): *Mechanics of wood and wood composites.* Van Nostrand Reinhold company Inc. New York. ISBN 0-442-00822-8.

Dackling, M. (2002): *Den svenska trävarumarknaden. Förbrukning inom delsektorer 1995–2000.* Institutionen för industriella produktionssystem, avdelningen för Skog- och träteknik, Växjö universitet, Växjö.

Dinwoodie, J.M. (2000): *Timber: Its nature and behaviour.* Andra upplagan. E & FN Spon, London. ISBN 0-419-23580-9.

Hankinson, R.L. (1921): *Investigation of crushing strength of spruce at varying angles of grain*, Air Force Information Circular No. 259, U. S. Air Service.

Hearmon, R.F.S. Paton J. M. (1964): *Moisture content changes and creep of wood.* Forest products journal 14 (8) pp. 357–359.

Hill, C.A.S. (2006): *Wood Modification: Chemical, Thermal and Other Processes.* John Wiley&Sons, Chichester, England, 239 pp. ISBN 0-470-02172-1.

Hoffmeyer, P. (1995): *Wood as a building material (A4), in Timber Engineering STEP 1*, Blass, H.J., Aune P., Chooet B.S., Editors. Almere, Centrum Hout, the Netherlands.

Hoffmeyer, P. (2003): *Strength under long-term loading, in Timber Engineering*, S. Thelandersson and H.J. Larsen (Red). Wiley: Chichester. ss.131–152. ISBN 0-470-84469-8.

Hon, D.N.S., Shiraishi, N. (Red). (1991): *Chemical modification of wood, Handbook on Wood and Cellulosic Materials*, Marcel Dekker, Inc., New York, NY, Kapitel 15, 703–756.

Johansson, C.-J. (2003): *Grading of Timber with Respect to Mechanical Properties, in Timber Engineering*, S. Thelandersson, Larsen, H. J. (Red.) Wiley: Chichester. ss. 23–45. ISBN 0-470-84469-8.

Skogsindustrierna, The Swedish Forest Industries: *Facts and Figures.*

SS-EN 338:2016 *Träkonstruktioner – Konstruktionsvirke – Hållfasthetsklasser.* SIS Förlag AB.

SS-EN 384:2010 *Träkonstruktioner – Konstruktionsvirke – Bestämning av karakteristiska värden för mekaniska egenskaper och densitet*. SIS Förlag AB.

SS-EN 408:2010/A1:2012 *Träkonstruktioner – Konstruktionsvirke och limträ – Bestämning av vissa fysikaliska och mekaniska egenskaper.* SIS Förlag AB.

SS-EN 14080:2013 *Träkonstruktioner – Limträ och limmat konstruktionsvirke – Krav.* SIS Förlag AB.

Timell, T.E. (1986): *Compression wood in gymnosperms*. New York; Springer-Vlg, Cop. ISBN 0-387-15715-8.

Kapitel 3

Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd

Roberto Crocetti
Annika Mårtensson

3 Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd (ULS) 69
3.1 Prismatiska balkelement 69
3.1.1 Böjning och skjuvning 69
3.1.2 Axialkrafter 71
3.1.2.1 Dragning 71
3.1.2.2 Tryck 72
3.1.3 Bärförmåga 72
3.1.4 Balkar med hål och urtag 74
3.2 Dimensionering av slanka element 77
3.2.1 Pelarknäckning 77
3.2.2 Kombination av böjning och axiellt tryck 79
3.2.3 Vippning 81
3.2.3.1 Introduktion 81
3.2.3.2 Teorin för balkars elastiska stabilitet 82
3.2.3.3 Tillvägagångssättet enligt Eurokod 5 85
3.2.4 Knäckning av ramar och bågar 87
3.2.4.1 Beteende i sidled med särskild betoning på knäckning ut ur planet 88
3.2.4.2 Planknäckning 89
3.3 Särskilda träelement 93
3.3.1 Balkar med varierande tvärsnittshöjd 94
3.3.2 Krökta balkar och bumerangbalkar 96
3.3.3 Dimensioneringsprocedurer 100
3.3.3.1 Snedsågade balkar 100
3.3.3.2 Krökta balkar och bumerangbalkar 102
3.4 Ramverk 104
3.5 Bågar 107
3.6 Källhänvisningar 108

3 Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd (ULS)

3.1 Prismatiska balkelement

3.1.1 Böjning och skjuvning

Böjbelastade element är sådana konstruktionselement som utsätts för böjning och flera typer och former av sådana element används i träkonstruktion. Typiska exempel är solida rektangulära balkar, golvreglar och åsar, se även Figur 3.1.

Detta avsnitt behandlar i detalj allmänna föreskrifter som behövs för dimensionering av böjbelastade element tillverkade av rakt solitt trä eller träbaserade konstruktionsprodukter med likformigt tvärsnitt där fibrerna går huvudsakligen parallellt med elementaxeln.

a)

b)

Foto: Skogsindustrierna

Figur 3.1: Exempel på böjbelastade element. a) Utvändig träkonstruktion, b) golvreglar.

För balkdimensionering måste kontroller utföras för momentupptagande förmåga, tvärkraftsbärförmåga, nedböjningar och vibrationer. I allmänhet är böjning det mest kritiska kriteriet för balkar med medellånga spännvidder, nedböjning och vibrationer för långa spännvidder och skjuvning för tungt belastade balkar med korta spann.

Elasticitetsteorin för böjning anför att när exempelvis ett solitt rektangulärt element, som det som visas i Figur 3.2, utsätts för ett böjmoment M kring y–y-axeln (den starka axeln), kommer den dimensionerande spänningen, oavsett avståndet z från denna axel, att vara:

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I_y} \qquad \textbf{Ekv. 3.1}$$

där I_y är böjtröghetsmomentet för tvärsnittet kring y–y-axeln. Termen $I_y/0{,}5h$ benämns böjmotståndet kring den starka axeln och är betecknad W_y. Detta innebär att den momentupptagande förmågan för en träbalk kan bestämmas ur:

$$M_{Rd} = f_{m,y,d} \cdot W_y \qquad \textbf{Ekv. 3.2}$$

där $f_{m,y,d}$ är dimensionerande värdet för materialets böjhållfasthet. Index R refererar till bärförmåga.

Figur 3.2: a) Tvärsnitt av en rektangulär balk. b) Orientering av koordinatsystem i denna handboksserie.

Liknande uttryck kan härledas för den dimensionerande böjhållfastheten kring *z–z*-axeln (den svaga axeln). Notera att verifieringen av böjhållfasthet hos trä alltid bör baseras på elasticitetsteori såsom förklaras i Avsnitt 2.4.2.

Instabilitet i sidled kan påverka ett element utsatt för böjning när elementets tryckzon inte är fullständigt avstyvat mot rörelser i sidled och den relativa slankheten för böjning är hög. Dimensioneringsproceduren för att ta med effekten av instabilitet i sidled i beräkningen ges i Avsnitt 3.2.2.

Om ett element utsätts för böjning kring båda axlarna och det relativa slankhetstalet för böjning kring *y–y*-axeln är sådan att instabilitet i sidled kan negligeras, ges dimensioneringsvillkoren som måste uppfyllas av:

$$\frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{M_{\mathrm{y,Rd}}} + k_m \frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{z,Rd}}} \leq 1$$

$$k_{\mathrm{m}} \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{M_{\mathrm{y,Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{z,Rd}}} \leq 1$$

Ekv. 3.3

där k_{m} är en modifieringsfaktor som tillåter omfördelning av spänningarna i elementet. Index E refererar till krafter och moment bestämda ur verkande laster. Värden för faktorn k_{m} återfinns i Eurokod 5: För konstruktionsvirke, fanerträ och limträ är $k_{\mathrm{m}} = 0{,}7$ för rektangulära tvärsnitt och $k_{\mathrm{m}} = 1{,}0$ för andra tvärsnitt. För andra träbaserade konstruktionsprodukter är $k_{\mathrm{m}} = 1{,}0$ oavsett tvärsnitt.

När en balk utsätts för böjning kommer även skjuvspänningar att uppstå. I överensstämmelse med elastisk böjteori kommer skjuvspänningar att genereras parallellt med balkens längdaxel. Värdet för skjuvspänningarna oavsett nivå i balktvärsnittet, härlett ur elasticitetsteori, är:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b}$$

Ekv. 3.4

där τ är skjuvspänningen på den sökta nivån, V är tvärkraften i det betraktade läget, S är statiska momentet för arean ovanför skjuvspänningsnivån kring neutralaxeln,

I är yttröghetsmomentet för tvärsnittet kring neutralaxeln, och b är tvärsnittets bredd vid skjuvspänningsnivån.

Oavsett läge längs balken, kommer skjuvspänningen vid över- och underytan av tvärsnittet att vara noll och den maximala skjuvspänningen kommer att uppnås i neutralaxelns läge. För ett rektangulärt tvärsnitt med bredden b och höjden h kommer den maximala skjuvspänningen att uppstå vid halva höjden och vara:

$$\tau = \frac{3V}{2b \cdot h} \qquad \textbf{Ekv. 3.4A}$$

Detta innebär att skjuvhållfastheten ges av:

$$V_{\mathrm{Rd}} = \frac{2 f_{\mathrm{v,d}} A}{3} \qquad \textbf{Ekv. 3.5}$$

där A är tvärsnittsarean och $f_{\mathrm{v,d}}$ är den dimensionerande skjuvhållfastheten.

Skjuvhållfastheten kan reduceras av sprickor i träelementet, orsakade av fuktrelaterade spänningar. Detta beaktas i Eurokod 5, där det rekommenderas att en reducerad effektiv bredd b_{ef} ska användas i Ekvation 3.4, istället för den faktiska bredden b.

3.1.2 Axialkrafter

Detta avsnitt täcker dimensionering av rakt konstruktionsvirke eller limträ, där fibrerna huvudsakligen går parallellt med elementets längdriktning och elementen utsätts för effekterna av axiellt tryck eller axiell dragning.

3.1.2.1 Dragning

Fastän draghållfastheten $f_{\mathrm{t,0,k}}$ för kvistfria provkroppar av trä är större än tryckhållfastheten $f_{\mathrm{c,0,k}}$, så är draghållfastheten för konstruktionsvirke generellt sett mindre än tryckhållfastheten, på grund av att dragbrott uppträder på ett sprött snarare än ett duktilt sätt, och även på grund av dess känslighet för effekter av fiberstörning, kvistar och andra defekter, så är draghållfastheten för konstruktionsvirke generellt sett mindre än tryckhållfastheten. Detta gäller i synnerhet för lägre hållfasthetsklasser.

Dimensionering med hänsyn till dragning är vanligtvis mycket enkel och det som huvudsakligen beaktas är hållfasthetsvärdet för träelementet. I en del fall kan det vara relevant att beakta volymen som utsätts för dragspänningen, då det har visats att styrkan är storleksberoende, se Avsnitt 2.4.6.

I vissa fall kommer träelementen utsättas för både böjning och axiell belastning. I fallet med kombinerad böjning och axiell spänning är dimensioneringskriterierna relativt enkla, det vill säga brott kommer inte att uppstå när det följande sambandet gäller:

$$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{Rd}}} + \frac{N_{\mathrm{t,Ed}}}{N_{\mathrm{t,Rd}}} \leq 1 \qquad \textbf{Ekv. 3.6}$$

där $N_{\mathrm{t,Ed}}$ är dragkraften på grund av yttre laster.

3.1.2.2 Tryck

Exempel på element utsatta för tryckkrafter återges i Figur 3.3 (pelare, stolpar, väggreglar och fackverksstänger). Dessa är element som utsätts för tryckverkan parallellt med fibrerna och längs elementets centrumaxel (*x*–*x*-axeln).

Figur 3.3: Exempel på element utsatta för tryckkrafter. a) Pelare i en trästomme, b) väggreglar i ett flervåningshus med trästomme, c) utvändiga pelare.

När elementet utsätts för en axiallast finns det vid ökande slankhet en tendens hos elementet att böja ut i sidled och slutligen ge efter för knäckning. Eftersom huvudfokus är knäckstabilitet när det gäller element utsatta för tryck parallellt med fibrerna, kommer tryck att diskuteras i sin helhet i Avsnitt 3.2. Detsamma gäller för element utsatta för tryck och böjning, vilket också kommer att diskuteras i Avsnitt 3.2.

3.1.3 Bärförmåga

I många konstruktiva system baserade på trä eller andra träprodukter, utsätts träet för tryck vinkelrätt mot fibrerna, se Figur 3.4. Eftersom trä har låg styvhet i denna riktning och uppvisar stora fuktrelaterade rörelser, kommer tryck att leda till stora deformationer. Då det uppstår i ett förband mellan bjälklag och väggstomme kan det leda till oönskade sättningar i byggnaderna. Fastän huvudproblemet med tryckkrafter vinkelrätt mot fibrerna vanligtvis är deformation och inte faktiskt brott, behandlar de flesta regelverk detta problem som en brottgränssituation, det vill säga som dimensionering med hänsyn till brott.

Figur 3.4: Träregelstomme. Lägen där betydande deformationer kan uppstå på grund av tryckkrafter är markerade med cirklar.

Då trä utsätts för tryck vinkelrätt mot fibrerna motstår träfibrerna ökad belastning ju mer de pressas samman och då de börjar kollapsa avtar lastökningstakten, se även Avsnitt 2.4.1.4. Detta beteende fortsätter till dess fibrerna är fullständigt krossade och om träet hoppressas bortom detta stadium kommer lasten man kan påföra att fortsätta stiga. Det är svårt att definiera ett tydligt brott i denna mod. Deformationerna kan vara mycket stora men träet kommer fortfarande att hålla för lasten. Därför ges ofta värdet för tryckstyrkan vinkelrätt fibrerna som ett gränsvärde definierat av ett visst värde på stukningen. Beroende på läget för den belastade ytan, bärlängden och elementhöjden kan emellertid denna gräns överskridas.

Exempel på lastupptagningseffekter (brott) illustreras i Figur 3.5. Dimensioneringskontrollen i brottgränstillståndet kan då ges av:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \qquad \textbf{Ekv. 3.7}$$

Här är $\sigma_{c,90,d}$ den dimensionerande tryckspänningen vinkelrätt mot fibrerna och $f_{c,90,d}$ är den dimensionerande tryckhållfastheten vinkelrätt mot fibrerna, medan $k_{c,90}$ är en faktor som tar hänsyn till hur lasten påförs. Värdet som normalt används för $k_{c,90}$ är 1,0, men högre värden kan tillämpas om särskilda förhållanden föreligger, exempelvis då en väggregel är placerad på ett ramunderstycke så att endast en liten del av understycket är utsatt för tryckkrafter. Betrakta till exempel fallet som visas i Figur 3.5 d). Om syllen vilar på hela sin undersida blir spänningen mindre vid den kontaktytan än vid den övre kontaktytan, eftersom den belastade ytan är större där. Det ska även noteras att den spänningsutsatta ovansidan kan betraktas som större än regelns tvärsnittsarea, eftersom fibrerna i syllen i närheten av väggregeln ökar motståndet mot kraften. Den senare faktorn kan tas med i beräkningen antingen genom faktorn $k_{c,90}$ eller genom att dela kraften med en större area än väggregelns tvärsnittrarea. Detta skulle innebära att $\sigma_{c,90,d}$ kan bestämmas antingen genom N/bh eller genom N/A_{ef} där N är den dimensionerande påförda lasten, b är väggregelns bredd och h är väggregelns höjd och A_{ef} är den effektiva kontaktarean, vilken då är större än bh.

Figur 3.5: Lastupptagning vinkelrätt mot fibrerna.

Det är i många fall viktigt att uppskatta deformationen i zoner utsatta för tryck eftersom det är deformationerna och inte det faktiska brottet som i de flesta fall kommer att vara av störst intresse. Detta är av större betydelse i flervåningsbyggnader där deformationerna av varje våning kommer att adderas.

I Boverkets EKS 10 ges följande allmänna råd beträffande tryck vinkelrätt mot fiberriktningen:

Om verifiering för tryck vinkelrätt mot fiberriktningen avser dimensioneringssituationer där konsekvensen enbart är förhöjda deformationer som inte har någon väsentlig inverkan på systemets stabilitet och bärförmåga kan $\gamma_M = 1{,}0$ och $k_{mod} = 1{,}0$ användas när dimensionerande hållfasthet $f_{c,90,d}$ beräknas. Exempel på sådana fall är intryckning av reglar mot syll och hammarband i låga byggnader, samt upplagstryck mot balkar. För fall där intryckning av träet kan bedömas påverka bärförmågan (till exempel lokalt tryck i fackverk) eller där deformationer har väsentlig effekt för funktionen (till exempel vid höga byggnader) bör i tabell 2.3, i SS-EN 1995-1-1 rekommenderade partialkoefficienter användas. *(Ur EKS 10 (BFS 2015:6))*

I Limträhandbok Del 2 avsnitt 4.1.4 rekommenderas att ”Detta förfaringssätt bör ändå begränsas till sådana träkonstruktioner där förhållandet mellan egentyngd och variabel last är förhållandevis litet, säg $g_k/q_k \leq 0{,}4$. … För träkonstruktioner med större egentyngd ($g_k/q_k > 0{,}4$) bör man ändå använda dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen.”

3.1.4 Balkar med hål och urtag

Vid stomdimensionering av träkonstruktioner är det viktigt att undvika dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen eftersom hållfastheten i den riktningen är mycket låg, Gustafsson (1995, 2003). Dragspänningar kan uppkomma i flera situationer, se även Figur 3.6:

- Den geometriska utformningen av konstruktionselementet kan ge upphov till dragning vinkelrätt mot fibrerna när stommen belastas. Så kan vara fallet för krökta balkar såväl som för balkar med hål eller urtag, se Figur 3.6 a), b) och c).
- Olika typer av förband kan också förorsaka spänningar vinkelrätt mot fibrerna, som i Figur 3.6 d), e) och f).
- Variationer av fuktinnehåll kan leda till oönskade spänningar inom ett element, särskilt om plötsliga förändringar uppstår i tvärsnittet.

Figur 3.6: Olika typer och fall av brott vinkelrätt mot fibrerna.

Här kommer problem med hål och urtag att diskuteras. Både hål och urtag kan minska den lastbärande förmågan för en balk betydligt och bör företrädesvis undvikas vid konstruktionsutformning. Eftersom dragspänningar uppstår kring ett hål eller ett urtag kommer brottet att vara sprött och därmed plötsligt. Detta innebär att brott kan uppstå nästan helt utan förvarning, vilket kan ges vid andra typer av brott. I Figur 3.7 visas fördelningen av dragspänningar nära änden av ett urtag och det är uppenbart att spänningarna kan vara större än draghållfastheten. Faktum är att den teoretiskt beräknade elastiska spänningen kommer att gå mot oändlighet. Skjuvspänning kan också leda till brott i närheten av en plötslig förändring av tvärsnittsarean.

Figur 3.7: Spänning vid kanten av ett urtag enligt linjär teori och uppskattad i praktiken, heldragen linje visar teoretisk spänning och streckad linje visar uppskattad spänning.

Eftersom den mycket stora spänningen ofta är koncentrerad till ett mycket litet område, så är det omöjligt att bestämma den lastbärande kapaciteten för en balk med ett hål eller ett urtag, med ett konventionellt spänningskriterium. Istället är det nödvändigt att förlita sig på försök eller på koncept baserade på brottmekanik istället för konventionella spänningskriterier.

Brottmekanik är en del av vetenskapen om materialhållfasthet. En solid kropp reagerar på extrem belastning genom att undergå stor deformation eller brott. Ofta är storleksordningen av de laster som orsakar brott av främsta intresse för ingenjören. I fall då inga eller endast mindre spänningskoncentrationer förekommer, till exempel i fallet då ett konstruktionselement utsätts för homogen spänning eller böjning, kan beräkningen av brottlasten utföras med hjälp av ett konventionellt spänningskriterium. I fall av mycket höga spänningskoncentrationer, å andra sidan, behövs ett annat tillvägagångssätt. Då kan olika analyser utföras med tillämpning av

brottmekanik. Det finns ett antal olika alternativa teorier men ingen av dessa kommer att beskrivas utförligt här. Här beskrivs endast de grundläggande idéerna för teorin som ligger till grund för ekvationerna givna i Eurokod, närmare bestämt linjär brottmekanik, särskilt analys av energiavgivningskvoten (energy release rate). I denna teori är energiavgivningen i området för brottprocessen det kritiska värdet, det vill säga när energiavgivningen har nått ett kritiskt värde G_c, kommer brott att uppstå. Det kritiska värdet kan betraktas som en materialparameter som kan bestämmas genom försök. Med hjälp av G_c kan värdet för brottlasten bestämmas, Gustafsson (1995). Andra parametrar som är nödvändiga att känna till är geometriska egenskaper för urtagna balkar såväl som skjuvmodulen och elasticitetsmodulen parallellt med fiberriktningen eftersom dessa påverkar beteendet. I ekvationerna som förekommer i Eurokod har det antagits att $\sqrt{(EG_c)}$ är proportionell mot skjuvhållfastheten, vilket har visat sig vara fallet genom försök.

I dimensioneringsprocessen kontrolleras skjuvspänningen mot skjuvhållfastheten på följande sätt:

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2b\alpha h} \leq k_v \cdot f_{v,d} \qquad \textbf{Ekv. 3.8}$$

där k_v är en reduktionsfaktor som beror av de geometriska förutsättningarna och material, $f_{v,d}$ är det dimensionerande värdet för skjuvhållfastheten, V_d är den dimensionerande tvärkraften, b är balkbredden, h är balkhöjden och α är en dimensionslös parameter som används för att beskriva urtagets geometri.

För balkar med ett hål ges ingen hållfasthetsekvation i Eurokod, men sådana samband kan erhållas från andra regelsamlingar. Grunderna för regelsamlingarna skiljer sig och de ger inte samma resultat, Danielsson (2008). En primär slutsats som kan dras av detta är att hål i träkonstruktioner bör undvikas och att man, när de används, måste vara observant angående deras placering samt använda ekvationerna med försiktighet. Det finns några grundläggande regler som behöver följas för exempelvis hålplacering, maximalt tillåten hålstorlek och minimivärden för hörnradier i rektangulära hål. I Tabell 3.1 och Figur 3.8 presenteras exempel på dessa. Det rekommenderas generellt att placera hål längs balkens neutralaxel.

Tabell 3.1 Exempel på restriktioner angående geometri och placering av oförstärkta hål, Danielsson (2008).

	Limträhandbok	DIN 1052:2004
ℓ_A	≥ 0,5h	≥ 0,5h
ℓ_v	≥ h	≥ h
ℓ_z	≥ 1,5h och ≥ 300 mm	≥ h och ≥ 300 mm
h_{ro}	≥ 0,35h	≥ 0,25h
h_{ru}	≥ 0,35h	≥ 0,25h
a	≤ 0,4h	≤ h
h_d	≤ 0,15h	≤ 0,4h
r	≥ 25 mm	≥ 15 mm

Figur 3.8: Beteckningar för regler gällande hål geometri och placering.

Eftersom det förekommer stora osäkerheter i det fåtal dimensioneringsregler som existerar, är det bästa för närvarande att anta att praktiskt taget inga krafter kan överföras av träet i områden med hål, utan att förstärkningar måste göras runt hålen istället. Detta kan göras genom att exempelvis förstärka med stålstänger eller plywood. För att utföra detta ges några dimensioneringsråd i litteraturen som kan tillämpas, men även dessa bör användas med stor försiktighet. Se även Limträhandbok Del 2 för mer information.

3.2 Dimensionering av slanka element

Träelement dimensioneras ofta relativt slanka. Därför är uppmärksamhet under dimensioneringsprocessen avgörande, för att undvika stabilitetsrelaterade problem.

3.2.1 Pelarknäckning

Som nämnts tidigare så tenderar axiellt belastade element utsatta för tryck, att förskjutas i sidled, vilket slutligen kan leda till brott, som visas i Figur 3.9. Ju slankare elementet är desto större är risken för knäckning. Slankhetstalet definieras som den effektiva knäcklängden för elementet, ℓ_e, delad med tröghetsradien, i, för tvärsnittet:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i}$$

där tröghetsradien kring en axel $i = \sqrt{(I/A)}$, I är tröghetsmomentet och A är elementets tvärsnittsarea.

Figur 3.9: Effektiv knäcklängd ℓ_e för olika ändförhållanden. ℓ är den verkliga pelarlängden.

Knäckning kommer att uppträda kring axeln med det högsta slankhetstalet. Den effektiva längden ℓ_e (eller knäcklängden) för ett tryckt element är avståndet längs dess utsträckning mellan angränsande nollpunkter av den deformerade formen. Exempel på värden för knäcklängden som kan användas för dimensionering i praktiken ges i Figur 3.9. Värdena i Figur 3.9 är något högre än de teoretiska värden som ges av Eulerteori eftersom hänsyn måste tas till osäkerheter angående randvillkor. För en ideal rak pelare med längden ℓ med likformiga egenskaper och ledad infästning i båda ändar, kommer den teoretiska axiallasten för vilken knäckning kommer att uppträda kring axeln y–y eller z–z att vara Eulerknäcklasten för respektive axel. Om Eulerknäcklasten uttrycks i termer av effektiv längd, kan detta skrivas som:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_e^2} \qquad \textbf{Ekv. 3.9}$$

Uttrycket som ges ovan är ett teoretiskt värde för lastkapaciteten, eftersom ingen verklig pelare är idealt rak och då även andra faktorer kommer att påverka beteendet för en pelare utsatt för axiellt tryck såsom:

- styrka/styvhet – tryckhållfasthet och materialets elasticitetsmodul
- elementets geometri – tvärsektionsdimensioner och längd
- upplagsförhållanden, vilka tas med i beräkningen genom effektiv knäcklängd
- geometriska imperfektioner – avvikelser från nominella dimensioner, initialkrökning och lutning
- materialvariationer och dito imperfektioner – densitet, effekt av kvistar, effekt av sammantryckning, trä och fuktinnehåll.

Detta beskrivs vanligen genom att införa en reduktionsfaktor χ som beror av slankhetstalet λ samt på ovan nämnda faktorer, så att tryckkapaciteten ges av:

$$N_{c,R} = \chi \cdot f_{c,d} \cdot A \qquad \textbf{Ekv. 3.10}$$

där $f_{c,d}$ är det dimensionerande värdet för tryckhållfastheten och A är tvärsnittsarean.

Vid beräkningar gällande träelement måste påverkan av de ovan nämnda faktorerna beaktas. Reduktionsfaktorn χ har utvärderats genom simuleringar av ett stort antal pelare, Blass (1995). Pelarna modellerades genom att tilldela dem materialegenskaper och geometriska imperfektioner baserade på observationer av verkliga pelare. Materialegenskaper, geometri, initialkrökning och avvikelser från målvärdena valdes slumpmässigt för varje simulerad pelare. Korrelation mellan olika egenskaper beaktades. Beräkningen av brottlasten för de simulerade pelarna baserades på andra ordningens plasticitetsanalys med hjälp av den plastiska deformationspotentialen för trä utsatt för tryck. Baserat på simuleringarna togs knäckningskurvor fram för olika förhållanden. För att utföra detta definierades ett mått kallat det relativa slankhetstalet λ_{rel}:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \qquad \textbf{Ekv. 3.11}$$

där $f_{c,0,k}$ är den karakteristiska tryckhållfastheten för träet parallellt med fibrerna och $E_{0,05}$ är 5 %-fraktilen av elasticitetsmodulen.

Ur simuleringsresultaten har kurvor härletts i termer av $\lambda_{rel,y}$ (eller $\lambda_{rel,z}$) varifrån reduktionsfaktorer $k_{c,y}$ (eller $k_{c,z}$) för knäckhållfastheten, kallade instabilitetsfaktorer, har erhållits för konstruktionsvirke och limträelement utsatt för axiellt tryck, se även Figur 3.10. Detta ger den följande formen för tryckhållfastheten:

$$N_{c,Rd} = k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot A \qquad \textbf{Ekv. 3.12}$$

Figur 3.10: Typisk graf som visar hållfasthetsreduktionen i ett tryckt element i konstruktionsvirke, som en funktion av slankhetstalet.

3.2.2 Kombination av böjning och axiellt tryck

För element utsatta för tryck och böjning kan tre fall urskiljas: fallet då inga instabilitetseffekter förekommer, ett fall då knäckning kan uppkomma och fallet då både knäckning och instabilitet i sidled kan uppstå. Det sistnämnda fallet kommer att diskuteras i Avsnitt 3.2. i det följande diskuteras de två tidigare fallen.

För ett element med lågt slankhetstal som utsätts för tryck och böjning kommer ingen knäckning att uppkomma och brott kommer att grunda sig på elementets tryckhållfasthet. Figur 3.11 visar interaktionsdiagram för ett element utsatt för kombination av böjmoment och axiellt tryck, baserat på tillämpningen av elasticitets- och plasticitetsteori. Inom elasticitetsteori, kommer brottvilkoret att uppnås när den kombinerade tryckspänningen i elementet når materialets tryckhållfasthet. Då plasticitetsteori gäller, flyter materialet då det når tryckhållfastheten och tillåter spänningarna att omfördelas i viss utsträckning, vilket kommer att leda till att hållfastheten ökar. Vid elasticitetsteoretiskt betraktelsesätt kan inte summan av den kombinerade axialutnyttjandegraden och böjutnyttjandegraden överskrida 1. Med plasticitetsteori blir emellertid förhållandet mellan axiell hållfasthet och axiell styrka en kvadrerad funktion. Detta möjliggör att elementet kan ta ett högre värde på förhållandet mellan böjspänningen och böjhållfastheten för samma värde för förhållandet mellan axiell spänning och styrka.

Figur 3.11: Interaktionsdiagram för kombination av böjning och axiellt tryck i ett element kring en axel. *N* och *M* är den pålagda lasten och momentet och N_u och M_u är brottlasten och momentet giltigt för antingen elasticitets- respektive plasticitetsteori (streckad respektive heldragen linje).

I fallet då ingen hållfasthetsreduktion förekommer, det vill säga slankheten för elementet är låg, kan hållfasthetsfördelarna förknippade med plastiskt beteende hos trä utsatt för tryckspänningar antas. Detta beskrivs i följande ekvation i Eurokod 5 för fallet med böjning kring båda axlarna:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_m \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \left(\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,0,Rd}}\right)^2 \leq 1 \qquad \textbf{Ekv. 3.13}$$

där k_m är en reduktionsfaktor som beror av tvärsnittets form, se Avsnitt 3.1.1.

I fall då slankhetsvärdet är högt, det vill säga när knäckningseffekter måste tas med i beräkningen, dras ingen fördel av något plastiskt beteende i elementet och brottlasten uppnås när materialet når sin brotthållfasthet i den extrema fibern. Detta är i linje med betraktelsesättet för interaktion vid elasticitetsteori som visas i Figur 3.11. Ekvationen som ska användas vid dimensionering av element utsatta för både tryck och böjning ges i Eurokod i den följande formen, för fallet med böjning kring båda axlarna:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_m \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{N_{c,Ed}}{k_{c,y} \cdot N_{c,0,Rd}} \leq 1 \qquad \textbf{Ekv. 3.14}$$

där k_c är reduktionsfaktorn för knäckning. Ekvationen gäller för knäckning kring *y–y*-axeln.

3.2.3 Vippning

3.2.3.1 Introduktion

För en ideal rak, elastisk balk kommer inga deformationer ut ur planet att förekomma, så länge böjmomentet orsakat av den pålagda yttre lasten P är lägre än det elastiska vippningsmomentet M_{crit}. Då böjmomentet orsakat av P överskrider M_{crit}, vippar balken genom utböjning i sidled och skevning, som visas i Figur 3.12. Om balkens tryckzon inte stagas för att förhindra rörelser i sidled, kan elementet vippa vid en böjspänning som är lägre än det dimensionerande värdet definierat i Avsnitt 3.1.1.

Figur 3.12: Vridknäckning i sidled av en fritt upplagd balk.

Precis som axiellt belastade pelare, så är emellertid balkar aldrig idealt raka i praktiken, och inte heller idealt homogena, och de är ofta inte belastade i det plan som antagits vid dimensionering och analys.

Dessutom förekommer sällan träbalkar vars tryckzon är helt fri från all stagning. Faktum är att de flesta balkar är sidostagade genom sekundär konstruktion av plywood, beklädnad, kortlingar, åsar eller diagonalstagning.

Det bör poängteras att det är nödvändigt att undersöka inte bara den enskilda balken angående lämplig stagning, utan även systemet som helhet.

Figur 3.13: Vippning av ett tak- eller bjälklagssystem. a) Ostagad, b) stagad.

Figur 3.13 a) visar balken *AB* med tvärbalksstagning på mitten; i ett sådant fall är vippning av hela systemet fortfarande möjligt, såvida inte systemet är stagat, till exempel så som visas i Figur 3.13 b). Alltför ofta vid dimensionering möter konstruktörer situationer då stagningssystemets tillräcklighet gällande vippning i sidled är osäker. Typiska exempel är då balken i fråga inte är stagad vid tryckzonen utan nära dragzonen, eller åsar eller tunnplåtsklädda bjälklagssystem som vilar på men inte är fast infästa i balkarna.

I tvivelaktiga fall är det är emellertid bättre att anta att ingen sidostagning alls förekommer. Alternativt kan det vara möjligt att i en del fall utvärdera en elastisk stagning. Sidostagning får inte ignoreras: många brott i trästommar förorsakas av otillräcklig stagning mot instabilitet i sidled. Konstruktören bör även noggrant beakta byggskedet då ännu inte all stagning som faktiskt är planerad är på plats.

3.2.3.2 Teorin för balkars elastiska stabilitet

En balk som är böjd i planet med störst böjstyvhet kan vippa i sidled vid ett särskilt kritiskt lastvärde. Så länge lasten på en sådan balk är under det kritiska värdet så kommer balken att vara stabil. Då lasten ökas, kommer emellertid ett tillstånd nås vid vilket en något nedböjd och skevad form av jämvikt blir möjlig. Den lägsta lasten vid vilken detta kritiska tillstånd inträder representerar balkens kritiska last.

Betrakta balken i Figur 3.14 med påförda ändmoment M, kring en axel parallell med y-axeln, för att bestämma den kritiska lasten för det särskilda fallet med ett likformigt böjmoment längs balkens längd. Balkändarna är fria att rotera kring y-axeln, men är fixerade mot skevning (det vill säga balkändarna är fixerade mot rotation kring z-axeln).

Figur 3.14: Vippning i sidled av en sidledes ostagad balk utsatt för rent böjmoment kring dess starka axel.

På grund av det yttre böjmomentet, böjer balken ut både i den vertikala riktningen, det vill säga parallellt med *z*-axeln, och i tvärriktningen, det vill säga parallellt med *y*-axeln. Dessa två deformationer beror av varandra; då balken böjer ut i sidled har det påförda momentet en komponent som utövar ett vridmoment kring den utböjda längdaxeln, vilket får balken att skeva.

Utböjningen i *z*-riktningen är betecknat *w* och $dw/dz = \beta$ är skevningsvinkeln. Figur 3.15 visar jämvikten i ett godtyckligt tvärsnitt för en fritt upplagd balk, där $M_{x'}$ är vridmomentet och $M_{y'}$ är böjmomentet.

Figur 3.15: Vippning i sidled för en i sidled ostagad balk.

$$M_{x'} \approx M_{crit} \cdot \frac{dw}{dx}$$ **Ekv. 3.15**

$$M_{y'} \approx M_{crit}$$ **Ekv. 3.16**

$$M_{z'} \approx M_{crit} \cdot \frac{dw}{dz} = M_{crit} \cdot \beta$$ **Ekv. 3.17**

Men genom elasticitetsteorin:

$$M_{z'} = -E \cdot I_z \cdot \frac{d^2 w}{dx^2}$$ **Ekv. 3.18**

och:

$$M_{x'} = G \cdot K_v \cdot \frac{d\beta}{dx}$$ **Ekv. 3.19**

där:

E	balkens elasticitetsmodul
I_z	tröghetsmomentet kring den veka axeln
K_v	vridstyvhetsfaktor
G	skjuvmodul

Införande av Ekvation 3.15 i Ekvation 3.19 och därefter differentiering med hänsyn till x ger:

$$G \cdot K_v \cdot \frac{d^2\beta}{dx^2} = M_{crit} \cdot \frac{d^2 w}{dx^2}$$ **Ekv. 3.20**

Införande av Ekvation 3.15 i Ekvation 3.19 och därefter substituering i Ekvation 3.20:

$$G \cdot K_v \cdot \frac{d^2\beta}{dx^2} = M_{crit} \cdot \left(-\frac{M_{crit} \cdot \beta}{E \cdot I_z} \right)$$ **Ekv. 3.21**

eller:

$$\frac{d^2\beta}{dx^2} + \frac{M_{crit}{}^2 \cdot \beta}{E \cdot I_z \cdot G \cdot K_v} = 0 \;\Rightarrow\; \frac{d^2\beta}{dx^2} + \phi^2 \cdot \beta = 0$$ **Ekv. 3.22**

där:

$$\phi^2 = \frac{M_{crit}{}^2}{E \cdot I_z \cdot G \cdot K_v}$$ **Ekv. 3.23**

Lösningen till differentialekvation 3.22 är:

$$\beta(x) = A \cdot \cos(\phi \cdot x) + B \cdot \sin(\phi \cdot x)$$ **Ekv. 3.24**

där A och B är godtyckliga konstanter.

Randvillkoren är att skevningsvinkeln är noll vid upplagen, det vill säga:

$$\beta(x = 0) = 0 \;\Rightarrow\; A = 0$$

$$\beta(x = \ell) = 0 \;\Rightarrow\; B \cdot \sin(\phi \cdot \ell) = 0$$ **Ekv. 3.25**

Den icke-triviala lösningen är därför:

$$\sin(\phi \cdot \ell) = 0 \;\Rightarrow\; \phi \cdot \ell = n \cdot \pi \qquad \textbf{Ekv. 3.26}$$

där n är ett heltal. För den grundläggande knäckningsmoden, $n = 1$.

Substituering av Ekvation 3.23 i Ekvation 3.26 ger:

$$M_{\text{crit}} = \frac{\pi}{\ell} \cdot \sqrt{E \cdot I_{\text{z}} \cdot G \cdot K_{\text{v}}} \qquad \textbf{Ekv. 3.27}$$

Den motsvarande böjspänningen är:

$$\sigma_{\text{m,crit}} = \frac{M_{\text{crit}}}{W_{\text{y}}} = \frac{6 \cdot \pi}{b \cdot h^2 \cdot \ell} \cdot \sqrt{E \cdot I_{\text{z}} \cdot G \cdot K_{\text{v}}} \qquad \textbf{Ekv. 3.28}$$

3.2.3.3 Tillvägagångssättet enligt Eurokod 5

Som vanligt för knäckningsfenomen föreslår Eurokod 5 användningen av en reduktionsfaktor i kombination med balkens styrka. I fallet med en icke stagad balk används en sådan faktor k_{crit} för att hålla böjspänningarna i balkens tryckzon lägre än de böjspänningar som skulle medföra vippning:

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \qquad \textbf{Ekv. 3.29}$$

där:

$\sigma_{\text{m,d}}$	den dimensionerande böjspänningen
$f_{\text{m,d}}$	den dimensionerande böjhållfastheten
k_{crit}	en faktor som tar hänsyn till den reducerade böjhållfastheten på grund av vippning i sidled.

I Eurokod 5 ges k_{crit} som en funktion av $\lambda_{\text{rel,m}}$, vilken definieras som den relativa slankheten för böjning:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{f_{\text{m,k}}}{\sigma_{\text{m,crit}}}} \qquad \textbf{Ekv. 3.30}$$

Den kritiska böjspänningen för en fritt upplagd rak balk med konstant tvärsnitt, vilken stagas mot vippning vid upplagen och belastas med ett konstant moment (se Figur 3.14) är:

$$\sigma_{\text{m,crit}} = \frac{M_{\text{y,crit}}}{W_{\text{y}}} = \frac{6 \cdot \pi}{b \cdot h^2 \cdot \ell} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_{\text{z}} \cdot G_{0,05} \cdot I_{\text{tor}}} \qquad \textbf{Ekv. 3.31}$$

där index 0,05 indikerar 5 %-fraktilvärden för elasticitetsmodulen och skjuvmodulen (notera att karakteristiska värden vanligtvis antas när stabilitetskontroller utförs).

För rektangulärt tvärsnitt med bredden b och höjden h är tröghetsmomentet kring den svaga axeln $I_z = (h \cdot b^3/12)$, och vridstyvhetsfaktorn för relativt slanka balkar kan approximativt likställas med $I_{tor} \approx (b^3 \cdot h/3)$. Genom att införa dessa samband i Ekvation 3.31 kan den elastiska kritiska böjspänningen skrivas som:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot \ell} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot G_{0,05}} \qquad \textbf{Ekv. 3.32}$$

För barrträ med rektangulära tvärsnitt är förhållandet $E_{0,05}/G_{0,05}$ ungefär 16, och genom att införa detta i Ekvation 3.32, så kan den kritiska böjspänningen för balken böjd kring sin starka axel skrivas som:

$$\sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot \ell} \cdot E_{0,05} \qquad \textbf{Ekv. 3.33}$$

där $E_{0,05}$ är 5 %-fraktilvärdet för elasticitetsmodulen parallellt med fibrerna, b är balkens bredd, h är balkens höjd, ℓ är den dimensionerande spännvidden för den fritt upplagda balken mellan sidostöd vid balkens ändar. Ekvation 3.33 är endast giltig för ett likformigt momentförhållande anbringat på en fritt upplagd balk där balkändarna är förhindrade att röra sig i sidled, är fria att rotera i plan och är fullständigt stagade mot vridrotation.

För situationer med olika förhållanden för ändinfästningarna och där momentet framkallas av andra typer av belastningar, såväl som i fall där last läggs på tryck- (eller drag-) ytan snarare än längs balkens centrumaxel, kan det elastiska kritiska momentet erhållas med hjälp av samma uttryck, men där den dimensionerande spännvidden ℓ ersätts med vad som benämns ”effektiv längd”, ℓ_{ef}, för balken:

$$\sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot \ell_{ef}} \cdot E_{0,05} \qquad \textbf{Ekv. 3.34}$$

Den effektiva längden erhålls genom anpassning av den dimensionerande spännvidden så att effekten av momentfördelning och ändinfästningsförhållanden tas med i beräkningen. Värden för vanligt förekommande fall inom träkonstruktion ges i Tabell 3.2.

Tabell 3.2 **Effektiv längd uttryckt som ett förhållande till spännvidden.**

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

Källa: Tabell enligt SS-EN 1995-1-1:2004, 6.3.3.

Förhållandet mellan den effektiva längden ℓ_{ef} och spannet ℓ gäller för en balk vid upplag stagade mot vridning och belastad längs centrumaxeln. Om lasten påförs vid balkens tryckkant, bör ℓ_{ef} ökas med $2 \cdot h$ och om lasten påförs vid balkens dragkant bör ℓ_{ef} minskas med $0,5 \cdot h$, där h är balkens höjd.

När väl slankhetstalet för böjning $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{0,5}$ är känt, kan reduktionsfaktorn k_{crit} bestämmas enligt Tabell 3.3.

Tabell 3.3 Värden för k_{crit} som en funktion av $\lambda_{rel,m}$.

Värde för k_{crit}	Relativ slankhet för böjning, $\lambda_{rel,m}$
1	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
$1,56 - 0,75\,\lambda_{rel,m}$	$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
$1 / (\lambda_{rel,m})^2$	$\lambda_{rel,m} > 1,4$

En grafisk representation av k_{crit} uppställd mot det relativa slankhetstalet för böjning, $\lambda_{rel,m}$, visas i Figur 3.16.

Figur 3.16: Värdet av k_{crit} för olika värden av det relativa slankhetstalet $\lambda_{rel,m}$.

Som det framgår av Figur 3.16 och Tabell 3.3, har värdet $\lambda_{rel,m} = 0,75$ antagits som gränsen under vilken balken kommer att vara styv nog för att undgå vridknäckning i sidled. Med andra ord så kan full böjhållfasthet uppnås utan risk för instabilitetsproblem om $\lambda_{rel,m} < 0,75$. Detta har även visats i försök, se Piazza med flera (2005).

Då $\lambda_{rel,m} > 1,4$, det vill säga när $f_{m,k} > 2 \cdot \sigma_{m,crit}$ kan det betraktas som att balken ger sig endast genom elastisk knäckning och den elastiska kritiska böjhållfastheten blir ett dimensionerings-villkor. Slutligen kommer balken att ge sig i böjning vid relativa slankhetsvärden mellan 0,75 och 1,4, men efter relativt markanta deformationer i sidled (och vertikalt). Eftersom det kommer att råda samverkan mellan böjning i två riktningar (vertikalt och i sidled) samt även vridning, kommer balken inte att kunna uppnå full dimensionerad böjhållfasthet. Eurokod 5 antar approximationen av ett linjärt samband mellan dessa gränser.

3.2.4 Knäckning av ramar och bågar

I ramar och bågar, liksom i pelare, måste knäckhållfastheten kring både den styvare och vekare axeln verifieras genom stabilitetskontroller.

3.2.4.1 Beteende i sidled med särskild betoning på knäckning ut ur planet

Det är uppenbart att en ram eller en båge belägen i ett vertikalplan, måste hindras från att tippa i sidled, se Figur 3.17 a). Två metoder kan användas för att förhindra detta. En är inspänning av elementet i grunden, vilket är en relativt besvärligt att åstadkomma och vilket även – särskilt i fråga om stora stommar – kräver en massiv grundläggning för att förhindra tippning. En annan, mer vanligt förekommande metod för att åstadkomma sidostabilitet är genom stagning med element som är tvärgående mot stommen eller bågen, som visas i Figur 3.17 c). Det andra stora problemet avseende beteendet av ramar och bågar i sidled är knäckning i sidled (eller knäckning ut ur planet). Eftersom träelement kan vara relativt slanka, så kan knäckning ut ur planet uppkomma av den typ som illustreras i Figur 3.17 b).

a) Båge som tippar i sidled.

b) Knäckning i sidled på grund av hög normalkraft.

c) Sidostabiliteten för bågar kan åstadkommas med hjälp av sidostagning med andra element, såsom åsar i takkonstruktionen. Diagonalstagning eller någon annan mekanism behövs för att säkerställa stabilitet.

Figur 3.17: Faktorer att ta hänsyn till beträffande sidobeteende för bågar.

En lösning på knäckning ut ur planet är att öka styvheten av ramen eller bågen i tvärriktningen med hjälp av ökad tvärsnittsbredd. Vid stagning i enlighet med Figur 3.17 c) blir ramen eller bågen relativt slank. Det bör noteras att samma system som används för att stabilisera bågar och ramar mot tippning i sidled även fungerar som sidostagning och förhindrar knäckning i sidled.

I normala ramverk och bågar kontrolleras **knäckning ut ur planet** på samma sätt som för en tryckt och böjd stång, mellan stagningarna. Dessa stagningar gör de effektiva längderna för varje element tydligt identifierbara. I fallet med ett ramverk bör till exempel knäckningen ut ur planet kontrolleras i de ostagade zonerna, så som för en pelare med knäcklängd enligt Figur 3.18.

Figur 3.18: Knäcklängd för knäckning ut ur planet för ett ramverk.

3.2.4.2 Planknäckning

Knäckning **i ramens eller bågens plan** är generellt mer komplicerat än för en tryckt och böjd stång. Den vanliga metoden för analys av ramar och pelare är:

- **förenklad analys**
- **andra ordningens analys.**

Om **förenklad analys** används, kan ramar och bågar verifieras på samma sätt som tryckt och böjd stång. Beräkningen av spänningar på grund av yttre belastning baseras på linjärelastisk teori betraktande jämvikten i det odeformerade statiska systemet. Spänningar orsakade av geometriska och konstruktiva imperfektioner i planet och i sidled, och föranledda utböjningar i planet, tas med i beräkningen genom att multiplicera värden för tryck- och böjhållfasthet med knäckningsreduktionsfaktorerna k_c och k_{crit}. Den första knäckningsmoden för ramverk (asymmetrisk knäckning) har formen som visas i Figur 3.19.

Figur 3.19: Knäckning i planet av en treledsram.

För bestämningen av knäcklasten enligt förenklad analys, krävs knäcklängden ℓ_e. För att finna ett rimligt värde för en sådan längd, låt oss först betrakta en treledsbåge. För vanliga förhållanden höjd/spännvidd – det vill säga h/ℓ inom spannet 0,14 – 0,3 – är den lägsta knäckningsmoden för bågar osymmetrisk och har formen som visas i Figur 3.20.

Figur 3.20: Osymmetrisk knäckningsform för en båge.

Enligt Timoshenko med flera (1963) kan det kritiska värdet för lastintensiteten för en parabolisk båge med likformigt tvärsnitt utsatt för jämnt fördelad last, med två eller tre leder, uttryckas genom följande ekvation:

$$q_{\text{crit}} = \gamma_4 \cdot \frac{E \cdot I}{\ell^3} \qquad \textbf{Ekv. 3.35}$$

Den numeriska faktorn γ_4 uttrycks grafiskt som en funktion av h/ℓ i Figur 3.21, där delen av kurvorna markerade med streckade linjer motsvarar symmetriska knäckningsformer. I dessa fall kan osymmetrisk knäckning alltjämt uppstå och för erhållande av värden på γ_4, måste kurvorna för bågar utan central led (tvåledsbågar) användas. I till exempel fallet med en treledsbåge med $h/\ell > 0{,}3$, tas γ_4-värdet från kurvan för en tvåledsbåge.

Figur 3.21: γ_4-värden som en funktion av h/ℓ.

Låt oss nu härleda knäcklängden för en parabolisk treledsbåge med konstant tvärsnitt och jämnt fördelad last. Vi antar att förhållandet $f/\ell \approx 0{,}14 - 0{,}15$ (vilket är ett mycket vanligt förhållande för träbågar). Båglängden ℓ_{arch} för en symmetrisk parabolisk båge med spännvidden ℓ och pilhöjden f kan beräknas med hjälp av följande approximativa formel:

$$\ell_{arch} \approx 1{,}06 \cdot \ell \qquad \textbf{Ekv. 3.36}$$

Figur 3.22: Krafter verkande på en halv treledsbåge.

Det kritiska värdet för normalkraft vid bågens nock:

$$H_{crit} = \frac{q_{crit} \cdot \ell^2}{8 \cdot f} = \gamma_4 \cdot \frac{E \cdot I}{8 \cdot f \cdot \ell}$$ **Ekv. 3.37**

kan jämföras med den kritiska lasten för axiellt belastade pelare med längden $s = \ell_{arch}/2$ (= $0{,}53 \cdot \ell$):

$$N_{crit} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot s)^2} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{\beta^2 \cdot 0{,}53^2 \cdot \ell^2}$$ **Ekv. 3.38**

där β är knäcklängdsfaktorn. Genom att sätta $H_{crit} = N_{crit}$, $h/\ell = 0{,}15$ och $\gamma_4 \approx 30$ (se Figur 3.22):

$$\beta = 1{,}17$$ **Ekv. 3.39**

För praktisk dimensionering kan den effektiva längden för knäckning ofta antas vara:

$$\ell_e = 1{,}25 \cdot s$$ **Ekv. 3.40**

I analogi med detta kan knäcklängden för den ”ekvivalenta pelaren” för ett ramverk antas vara:

$$\ell_e = 1{,}25 \cdot a$$ **Ekv. 3.41**

med symboler som visas i Figur 3.23.

Figur 3.23: Knäcklängd för knäckning i planet av ett ramverk.

Ifall **andra ordningens analys** används, baseras spänningsberäkningarna på geometrisk icke-linjär teori betraktande jämvikten för det deformerade statiska systemet. När en godtycklig ram eller en båge belastas, deformeras den så att den belastade formen skiljer sig från den odeformerade formen. Den odeformerade formen används i fallet med analysen av vanlig liten utböjning (första ordningens analys). Deformationen förorsakar att de axiella lasterna i elementen verkar längs andra linjer än de som antagits i analysen, så som visas i Figur 3.24. Effekterna, vanligen kallade andra ordningens effekter, eller P-deltaeffekter, kan reducera ramens bärförmåga.

Figur 3.24: Asymmetrisk (eller svajningsmod) deformation (till vänster) och symmetrisk deformation (till höger).

I andra ordningens analys påförs de dimensionerande lasterna gradvis som tillskott. Innan en tillskottslast påförs stommen, beräknas förskjutningar på grund av tidigare påförda laster. Tillskottslaster påförs i lägen definierade efter tillägg av förskjutningarna på grund av tidigare påförda laster. I andra ordningens analys beaktas således effekten på elementkrafterna, av alla förskjutningar på grund av tidigare påförda laster, inklusive horisontell svajning. Denna typ av analys är vanligtvis utförd med hjälp av lämpliga finita elementbaserade datorprogram.

Om geometriska imperfektioner också modelleras, kan elementkrafter erhållna genom andra ordningens analys användas direkt för elementdimensionering, utan reduktion av den dimensionerande hållfastheten på grund av knäckning. Initialdeformation bör antas besläktad med deformationsformen under last och kan antas motsvara en initialdeformation som erhålls genom införande av en lutningsvinkel φ för stommen eller relevanta delar, samt en initial sinusformad krökning mellan stommens noder. I Figur 3.25 visas några exempel.

Figur 3.25: Exempel på antagna initialdeformationer av geometrin för a) ramar och bågar, vid b) symmetrisk last och c) icke-symmetrisk last.

3.3 Särskilda träelement

Med särskilda träelement avses här träkomponenter med varierande höjd på tvärsnittet eller krökta element. Typiska exempel på element med varierande tvärsnittshöjd är sadelbalkar, kontinuerliga balkar med högre tvärsnitt över mellanliggande stöd, eller ramar. Typiska exempel på krökta element är böjda sadelbalkar (bumerangbalkar), krökta balkar och bågar. Exempel visas i Figur 3.26. Särskilda träelement är vanligtvis tillverkade av limträ, se Avsnitt 2.7.1.1.

Figur 3.26: a) Dubbelsidigt snedsågad balk (sadelbalk), b) krökt balk, c) bumerangbalk.

En egenhet för särskilda träelement är att fördelningen av böjspänningar är ickelinjär. Låt oss betrakta en krökt balk utsatt för ett positivt böjmoment, för att förstå detta icke-linjära beteende. De totala förskjutningarna av fibrerna i den krökta balken är proportionella mot avståndet från fibrerna till den neutrala ytan. Töjningarna av fibrerna är emellertid inte proportionella mot dessa avstånd, då fibrerna inte är av samma längd. Inom elasticitetsgränsen är spänningen i en fiber i balken proportionell mot töjningen av fibern och således är de elastiska spänningarna i fibrerna i en krökt balk inte proportionella mot avståndet mellan fibrerna och den neutrala ytan. Därför passerar inte neutralaxeln i en krökt balk genom centrum av tvärsnittet. Spänningsfördelningen över tvärsnittet och det relativa läget för neutralaxeln visas i Figur 3.27.

Figur 3.27: Böjning av krökta balkar.

Om balken vore rak skulle spänningen vara noll i centralaxeln och variera proportionellt med avståndet till centralaxeln så som indikerats med den streckade linjen i figuren.

Formlerna som kommer att redovisas i de följande avsnitten härleddes under antagande av isotropi hos materialet. I verkligheten är trä ett anisotropiskt material. Det har emellertid visats genom försök att formler härledda för isotropiska material även är giltiga för anisotropiska material såsom trä, se Stalnaker med flera (1989).

3.3.1 Balkar med varierande tvärsnittshöjd

Konstruktionselement av trä, i synnerhet limträkomponenter, utformas ofta med en varierande tvärsnittshöjd, till exempel symmetriska sadelbalkar, kontinuerliga balkar med högre tvärsnitt över mellanliggande stöd, eller ramar. Som regel åstadkoms variationer av tvärsnittet genom snedsågning av lamineringarna längs en kant.

Fördelningen av böjspänningar i snedsågade balkar är ickelinjär. Dessutom uppträder den största skjuvspänningen i sådana balkar inte längs neutralaxeln. Faktum är att läget för den maximala skjuvspänningen är närmare den snedsågade kanten, se Figur 3.28. Endast vid upplagen för en fritt upplagd balk eller vid den fria änden av en konsolbalk, är skjuvspänningen störst vid neutralaxeln. Observera att de skjuv- och böjspänningar som visas i Figur 3.28 är parallella med lamineringarna, snarare än parallella med den snedsågade sidan.

Figur 3.28: Böjspänningar (σ_m), skjuvspänningar (τ) och dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna ($\sigma_{t,90}$) i en dubbelsidigt snedsågad balk (sadelbalk) till vänster, och enkelsidigt snedsågad balk (pulpetbalk) till höger.

För små lutningar på den snedsågade kanten, säg $\alpha \leq 7°$, vilket i praktiken täcker in den största delen av alla fall, är effekten av snedsågningen på böjspänningen liten. I dimensioneringssyfte kan därför den maximala böjspänningen beräknas som för en balk med konstant tvärsnittshöjd (det vill säga $\sigma_m = M/W$), både vid den snedsågade och vid den raka kanten. Böjhållfastheten $f_{m,d}$ vid den snedsågade kanten reduceras dock med en reduktionsfaktor, för att ta hänsyn till skjuvspänningen och spänningen vinkelrätt mot fibrerna som verkar samtidigt med böjspänningen vid den snedsågade kanten, se Figur 3.29.

Figur 3.29: Spänningar vid den snedsågade kanten på en balk. Till vänster visas böjspänning parallellt med den snedsågade kanten (huvudsaklig spänning). Till höger visas böjspänning σ_0 parallellt med och σ_{90} vinkelrätt fibrerna.

Med kännedom om spänningskomponenten σ_m parallellt med den snedsågade kanten (se till vänster i Figur 3.29) kan spänningen som verkar på planen parallellt med fibrerna respektive vinkelrätt mot fibrerna beräknas genom statikekvationen:

$$\sigma_0 = \sigma_{m,\alpha} \cdot \cos^2 \alpha \qquad \textbf{Ekv. 3.42}$$

$$\sigma_{90} = \sigma_{m,\alpha} \cdot \sin^2 \alpha \qquad \textbf{Ekv. 3.43}$$

$$\tau = \sigma_{m,\alpha} \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha \qquad \textbf{Ekv. 3.44}$$

Ekvationerna 3.42 – 3.44 visar att det – nära den snedsågade kanten – förekommer både spänningar vinkelrätt mot fibrerna (σ_{90}) och skjuvspänningar parallellt med fibrerna (τ). Storleksordningen av sådana spänningar ökar med ökande lutning på den snedsågade kanten. Om den snedsågade kanten är belägen på balkens tryckta sida, uppstår tryck vinkelrätt mot fibrerna. Om den snedsågade kanten är belägen vid balkens dragna sida uppstår å andra sidan dragning vinkelrätt mot fibrerna. Av denna anledning bör snedsågade kanter med en vinkel som överstiger 10° på den tryckta sidan eller 2 – 3° på den dragna sidan undvikas (det bör hållas i minnet att dragning vinkelrätt mot fibrerna kan orsaka spröda brott vid relativt låga spänningsnivåer och därför bör hållas så låg som möjligt).

Figur 3.30: Tryck vinkelrätt mot fibrerna uppstår vid den snedsågade kanten (till vänster). Dragning vinkelrätt mot fibrerna uppstår vid den snedsågade kanten (till höger). Nu för tiden avrådes från den sistnämnda balkformen. Det är ur flera aspekter bättre och vanligare med så kallad häng- eller fiskbuksbalk, med böjda lameller på undersidan och horisontalsågade på ovansidan.

Eftersom både momentet och höjden varierar längs balkens axel, uppträder inte de maximala böjspänningarna där momentet är som störst utan i ett snitt närmare upplagen, se Figur 3.31. Läget för detta snitt kan bestämmas analytiskt ur villkoret:

$$\frac{d\sigma(x)}{dx} = \frac{d}{dx}\left(\frac{M(x)}{W(x)}\right) = 0 \qquad \textbf{Ekv. 3.45}$$

För fritt upplagda enkelsidigt snedsågade balkar eller symmetriska dubbelsidigt snedsågade balkar med jämnt fördelade laster är det kritiska snittet beläget på ett avstånd:

$$x = \frac{h_0}{2 \cdot h_{ap}} \cdot \ell \qquad \textbf{Ekv. 3.46}$$

från upplaget, där h_0 är höjden på balken vid stödet och h_{ap} är maximala balkhöjden.

3.3.2 Krökta balkar och bumerangbalkar

Bland de mest uttalade fördelarna med limträ är möjligheten att utforma krökta konstruktionselement. Under tillverkningen böjs de enskilda lamellerna till den önskade formen innan limmet har härdat. För att undvika skador på lamellerna då de böjs måste krökningen vara begränsad. Tjockare lameller kan inte böjas lika skarpt som tunnare. Krökningen måste även vara begränsad så att återstående böjspänningar inte verkar i det färdiga elementet. Låt oss som ett exempel, försöka uppskatta böjspänningen i en lamell i en krökt limträbalk under tillverkningen, när den böjs till en given krökningsradie. Realistiska värden skulle kunna vara:

- lamelltjocklek: $t = 33$ mm
- krökningsradie $r_{in} = 8$ m
- elasticitetsmodulen $E = 13\ 000$ MPa.

Den teoretiska böjspänningen som uppträder i lamellen på grund av böjning är:

$$\sigma = \frac{E \cdot t}{2 \cdot r_{in}} = \frac{13000 \cdot 33}{2 \cdot 8000} = 26{,}8 \text{ MPa} \qquad \textbf{Ekv. 3.47}$$

vilket är nära böjhållfastheten för lamellen. På grund av krypningsegenskaperna för trä är emellertid böjspänningarna betydligt dämpade under limning, vilken utförs med tillskott av värme och fukt. Dessa initiala spänningar kan därför ofta ignoreras vid dimensionering. Då värdet på förhållandet mellan krökningsradie (r_{in}) och lamelltjocklek (t) är alltför lågt, bör balkens böjhållfasthet reduceras. Enligt Eurokod 5 måste en reduktionsfaktor införas då $r_{in}/t < 240$.

Då böjmoment påförs på en balk som är försedd med en initial krökning i böjplanet, uppstår radiella spänningar (såväl som böjspänningar). Dessa radiella spänningar kan uppträda som antingen drag- eller tryckspänningar, se Figur 3.31.

Figur 3.31: Böjmoment tenderar att öka limträelementets krökning (till vänster). Böjmoment som tenderar att räta ut limträelementet (till höger).

När det påförda momentet tenderar att öka krökningen av limträelementet, pressas lamellerna allt hårdare emot varandra, se till vänster i Figur 3.31. Detta innebär att radiella tryckspänningar uppstår mellan lamellerna. När det påförda böjmomentet tenderar att räta ut limträelementet tenderar å andra sidan lamellerna att dela på sig, se till höger i Figur 3.31. Detta innebär att radiella dragspänningar uppstår mellan lamellerna. Radiella dragspänningar bör hållas så låga som möjligt då de kan orsaka sprickbildning i elementet.

Läsaren kan lätt demonstrera denna effekt genom att hålla flera pappersark hårt sammanpressade i en initialt krökt form. Böjande av bunten åt ena hållet separerar arken medan böjning åt det andra hållet pressar ihop dem.

Figur 3.32 visar nocken på en krökt balk utsatt för konstant böjmoment. Genom att som förenkling anta en linjär spänningsfördelning, kan det lätt visas att de resulterande drag- och tryckkrafterna, T respektive C ger upphov till en kraft T_{90} i den radiella riktningen:

Figur 3.32: Förenklad modell för bestämning av spänningar vinkelrätt mot fibrerna vid nocken av en krökt balk utsatt för rent böjmoment.

$$T_{90} \approx 2 \cdot C \cdot \frac{d\vartheta}{2} = C \cdot d\vartheta \qquad \textbf{Ekv. 3.48}$$

Resultantkrafter T och C är lika. För ett balktvärsnitt med bredden b och höjden h kan resultanterna lätt härledas:

$$C = -T = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_m \cdot b \cdot \frac{h}{2} \right) \qquad \textbf{Ekv. 3.49}$$

Med geometriska överväganden:

$$d\ell = r \cdot d\vartheta \qquad \textbf{Ekv. 3.50}$$

Substituering av Ekvation 3.49 och Ekvation 3.50 i Ekvation 3.48:

$$T_{90} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_{\mathrm{m}} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{d\ell}{r} \qquad \textbf{Ekv. 3.51}$$

Då dragkraften vinkelrätt fibrerna är känd, ges den motsvarande dragspänningen av:

$$\sigma_{\mathrm{t,90}} = \frac{T_{90}}{b \cdot dl} = \frac{h}{4 \cdot r} \cdot \sigma_{\mathrm{m}} = k_{\mathrm{p}} \cdot \sigma_{\mathrm{m}} \qquad \textbf{Ekv. 3.52}$$

Ekvation 3.52 visar att dragspänningen vinkelrätt fibrerna $\sigma_{\mathrm{t,90}}$ vid nocken av en krökt balk kan beräknas approximativt genom att modifiera böjspänningarna parallellt med fibrerna ($\sigma_{\mathrm{m}} = M/W$) med formfaktorn $k_{\mathrm{p}} = h/(4 \cdot r)$. Det är viktigt att observera att ökning av balkhöjden h och/eller minskning av krökningsradien r kommer att öka storleksordningen för spänningar vinkelrätt mot fibrerna.

Olika studier har visat att draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna $f_{\mathrm{t,90}}$ är starkt beroende av den för spänning utsatta trävolymen. Det grundläggande dimensionerande värdet på draghållfasthet vinkelrätt mot fibrerna måste därför modifieras, till exempel genom att multiplicera det med en modifieringsfaktor k_{vol} och k_{dis}:

$$k_{\mathrm{vol}} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} \qquad \textbf{Ekv. 3.53}$$

där:

V_0	referensvolym. I Eurokod 5 sätts $V_0 = 0{,}01\ \mathrm{m}^3$
V	belastad/krökt volym bestämd med hänsyn till elementets geometri
k_{dis}	modifieringsfaktor med hänsyn till spänningsfördelning i balken.

Värden för k_{dis} och V för balkar belastade med jämnt fördelad last kan hämtas från Tabell 3.4. V behöver dock inte tas högre än $2/3V_{\mathrm{b}}$ där V_{b} är den totala volymen av balken.

Tabell 3.4 **Värden för k_{dis} och V enligt Eurokod 5 för typiska balktyper.**

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

Vinklar α och β i grader, b avser konstruktionselementets bredd.

I situationer då den dimensionerande draghållfastheten för spänningar vinkelrätt mot fibrerna överskrids, kan mekaniska förbindare såsom inlimmade stänger eller helgängade skruvar användas som förstärkning, se Figur 3.33.

Figur 3.33: Förstärkning av nocken på sadelbalkar, bumerangbalkar och krökta balkar med hjälp av mekaniska förbindare.

3.3.3 Dimensioneringsprocedurer

3.3.3.1 Snedsågade balkar

För lutningar $\alpha \leq 10°$ kan de dimensionerande böjspänningarna $\sigma_{m,\alpha,d}$ och $\sigma_{m,0,d}$ (se Figur 3.34) tas som:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_{x_0}} = \frac{6\,M_d}{b\,h_0^{\,2}} \qquad \textbf{Ekv. 3.54}$$

Figur 3.34: Dubbelsidigt snedsågad balk (sadelbalk) med redovisade kritiska tvärsnitt för böjspänningar.

Vid den allra yttersta fibern i den snedsågade kanten bör spänningarna uppfylla följande uttryck:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \qquad \textbf{Ekv. 3.55}$$

där:

- $\sigma_{m,\alpha,d}$ och $\sigma_{m,0,d}$ är de dimensionerande böjspänningarna i en vinkel mot fibrerna respektive vid den raka kanten
- M_d är det dimensionerande böjmomentet i snitt $x = x_0$
- $x = x_0$ är läget för de maximala böjspänningarna ($x_0 = (h_0 \cdot \ell)/(2 \cdot h_{ap})$ för fritt upplagda balkar med jämnt fördelad last)
- W_{x_0} är böjmotståndet vid tvärsnittet $x = x_0$
- $f_{m,d}$ är den dimensionerande böjhållfastheten
- $k_{m,\alpha}$ är en reduktionsfaktor som tar med samtidig verkan av böjspänning, skjuvspänning och tryck-/dragspänning vid den snedsågade kanten.

Värdena av $k_{m,\alpha}$ för olika lutningar på den snedsågade kanten visas i Figur 3.35. Värdena är härledda för limträklassen GL30c.

Figur 3.35: Värden av $k_{m,\alpha}$ enligt Eurokod 5 för olika lutningar på den snedsågade kanten, limträklass GL30c.

Även om den sällan styr dimensioneringen måste också böjspänningen vid nocken kontrolleras:

$$\sigma_{m,d} = k_\ell \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_\ell \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \qquad \textbf{Ekv. 3.56}$$

där:

- k_ℓ är en faktor bestämd genom finit elementanalys som tar med snedsågningen av lamellerna i beräkningen. Värden för k_ℓ för limträ GL30c ges i Figur 3.37
- $M_{ap,d}$ är det dimensionerande momentet vid nocken
- W_{ap} är böjmotståndet för balken vid nocken.

Den dimensionerande dragspänningen vinkelrätt mot fibrerna på grund av böjmoment kan beräknas enligt följande:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_p \cdot \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \qquad \textbf{Ekv. 3.57}$$

där:

- k_p är en faktor bestämd genom finit elementanalys, definierad som förhållandet mellan spänning vinkelrätt fibrerna och böjspänning vid nocken. Värden för k_p för limträ GL30c ges i Figur 3.38.

Den dimensionerande draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna måste då reduceras för att ta hänsyn till volymeffekten. Enligt Eurokod 5, måste följande olikhet uppfyllas:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot \left(\frac{0,01}{V}\right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d} \qquad \textbf{Ekv. 3.58}$$

där:

- k_{dis}, se Tabell 3.4
- V, se Tabell 3.4
- $f_{t,90,d}$ är draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna.

3.3.3.2 Krökta balkar och bumerangbalkar

Det mest kritiska snittet av krökta balkar och bumerangbalkar är vanligtvis det som är beläget vid nocken, se Figur 3.36.

Figur 3.36: Böjspänningar och dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna för en krökt balk (till vänster) och en bumerangbalk (till höger).

Böjspänningarna vid nocken kan beräknas enligt följande:

$$\sigma_{m,d} = k_{\ell} \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_{\ell} \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \qquad \textbf{Ekv. 3.59}$$

där:

- k_{ℓ} är en faktor bestämd genom finit elementanalys som tar hänsyn till balkens geometri. Värden för k_{ℓ} för limträklass GL30c ges i Figur 3.37.

Figur 3.37: Faktor k_ℓ enligt Eurokod 5 för olika krökningsradier, limträklass GL30c.

Böjhållfastheten för krökta lameller bör reduceras för att ta hänsyn till egenspänningar som uppstår då lamellerna böjs under tillverkningen av konstruktionselementet. Detta kan göras genom att multiplicera det grundläggande värdet för böjhållfastheten $f_{m,d}$ med en reduktionsfaktor k_r:

$$\sigma_{m,d} = k_r \cdot f_{m,d} \qquad \textbf{Ekv. 3.60}$$

Värdet av k_r minskar med minskande förhållande r_{in}/t (se tabellen nedan).

Tabell 3.5 Reduktionsfaktor för böjhållfasthet k_r enligt Eurokod 5 som en funktion av förhållandet r_{in}/t, där r_{in} = inre krökningsradie och t = lamelltjocklek.

r_{in}/t	k_r
≥ 240	1
< 240	$0{,}76 + 0{,}001 \cdot r_{in}/t$

Den dimensionerande dragspänningen vinkelrätt mot fibrerna på grund av böjmoment kan beräknas enligt följande:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \qquad \textbf{Ekv. 3.61}$$

där:

- k_p är en faktor bestämd genom finit elementanalys, definierad som förhållandet mellan spänning vinkelrätt mot fibrerna och böjspänning vid nocken. Värdet av k_p för limträklass GL30c ges i Figur 3.38.

Figur 3.38: Faktor k_p enligt Eurokod 5 för olika krökningsradier, limträklass GL30c.

Den dimensionerande draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna ska reduceras på samma sätt som för snedsågade balkar, se Ekvation 3.58.

3.4 Ramverk

Ramkonstruktioner i trä utförs vanligen i limträ. Ramhörnet kan tillverkas krökt med kontinuerliga lameller, fingerskarvade, förbundna med ståldymlingar och inslitsade plåtar, eller sammansatta, se Figur 3.39.

Figur 3.39: Exempel på treledsramar. a) Ram med krökta ramhörn, b) ram med fingerskarvade ramhörn, c) sammansatt ram (knästagad ram).

Ramens form bör följa den huvudsakliga lastens trycklinje så länge funktionella och estetiska överväganden tillåter det. Taklutningen bör inte vara mindre än 14 – 15° på grund av bland annat önskan att reducera nockens nedböjning.

Treledsramar är lämpliga för spännvidder upp till 30 – 40 m. Om spännvidderna är större kommer de två ramhalvorna att vara för stora att transportera i ett stycke. Tvåledstakstolen erbjuder en styvare konstruktion men innebär generellt att ramen måste tillverkas och transporteras i tre eller fler delar, vilka sammanfogas med styva förband på platsen. Knutpunkter kan lämpligen placeras i lägen i konstruktionen där momenten är små. Styva förband kräver typiskt mer komplicerat hantverk än leder och betingar därför ett högre pris. De är dessutom ofta tydligt synliga på ett icke önskvärt sätt. Ramdelarna är å andra sidan mindre än de i en motsvarande treledsram och därför lättare att transportera.

Träramar med en eller ingen led utnyttjas vanligtvis inte i lastbärande konstruktioner. Treledsramar är den vanligaste typen. Den är stabil mot horisontalkrafter i sitt eget plan och statiskt bestämd, vilket innebär att momentfördelningen inte påverkas av ojämna sättningar av grundläggningen, fuktrörelser eller oförutsedda deformationer i knutpunkter och förband. Därtill är treledsramen ledat infäst i fundamenten vilket förenklar deras konstruktion. Vid dåliga grundläggningsförhållanden kan de horisontella reaktionskrafterna vid upplagen tas upp av dragelement mellan fundamenten (inuti eller under golvkonstruktionen). Lasten på grunden blir då i princip vertikal. I normala fall, med taklutningar omkring 15°, består belastningen av egenvikt och snölast samt möjliga kritiska koncentrerade laster. I fall med branta taklutningar, till exempel i kyrkor eller vissa typer av lagerbyggnader, kan lastkombinationer tillsammans med vind vara kritiska. En primär, grov dimensionering kan utföras i enlighet med Figur 3.40.

$h_r \approx h/15 + \ell/30$

$h_f \sim 0{,}7 \cdot h_r$

$h_n \sim 0{,}3 \cdot h_r$ ($\geq$ 250 mm)

$b \sim 0{,}15 \cdot h_r$ till $0{,}20 \cdot h_r$

$r \geq 8$ m

Figur 3.40: Preliminär dimensionering av ett ramverk i limträ.

Ramhörnen i ramverk kan antingen vara krökta eller fingerskarvade.

Krökta ramhörn utförs vanligen med ett konstant tvärsnitt. Radiella dragspänningar (till exempel dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna) måste kontrolleras om lastkombinationer ger positiva moment (inre kant i dragning) vid ramhörnet – vanligt förekommande i kombinationer med vindlast. Krafter beräknas och kontrolleras enligt instruktionerna i Avsnitt 3.3.3.2. Detta innebär att ett ramhörn i limträ kan hanteras som en krökt balk.

Fingerskarvade ramhörn utformas vanligen med ett mellanstycke, se Figur 3.41. Vinkeln mellan kraften och fibrerna vid fogarna bör vara begränsade, vilket är fördelaktigt för belastningskapaciteten för ramhörnet. Dragspänningar på den snedsågade sidan av elementet bör undvikas. För att åstadkomma negativa böjmoment vid ramhörnet – vilket normalt är det vanligaste fallet i praktiken – bör därför de snedsågade lamellerna placeras på undersidan av ramen, det vill säga på den tryckta sidan, så som visas i Figur 3.41. Å andra sidan kan det vara fördelaktigt i situationer med företrädesvis positiva böjmoment vid ramhörnet – till exempel för ramverk med hög taklutning och stora vindlaster – att placera den snedsågade sidan på ramens ovansida.

Figur 3.41: Fingerskarvat ramhörn med mellanstycke.

Fogarna kan kontrolleras enligt följande empiriska metod:

- Böjmoment och normalkraft vinkelrätt mot fogarna beräknas vid centrum av varje fog;
- Effektiv tvärsnittsarea och effektivt böjmotstånd vid fogen beräknas.

Med symboler enligt Figur 3.41, gäller följande uttryck:

$$A_{\text{joint}} = \frac{b \cdot h}{\cos\beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \qquad \textbf{Ekv. 3.62}$$

$$W_{\text{joint}} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot \cos^2\beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \qquad \textbf{Ekv. 3.63}$$

där:

- b är bredden på ramtvärsnittet
- t är bredden på spetsen hos fingerskarvarna
- f är centrumavståndet mellan fingrarna vid basen

För de flesta geometrier för fingerskarvar kan det antas att $(1 - t/f) \approx 0{,}8$.

Det dimensionerande värdet för tryckhållfastheten $f_{c,\beta}$ bestäms ur vinkeln β mellan longitudinella krafter och fiberriktningen.

3.5 Bågar

Träbågar tillverkas generellt av limträ, huvudsakligen på grund av att limträ kan tillverkas i krökta former och med varierande höjd utan någon stor ökning av priset. Som regel används solida tvärsnitt med konstant höjd, men sammansatta tvärsnitt i form av I- eller lådformiga tvärsnitt förekommer (se Kapitel 5), särskilt för stora spann.

Formen på en båge bör väljas så att momenten är så små som möjligt. Detta innebär som regel att bågen följer trycklinjen (jämviktspolygon) för den dominerande belastningskombinationen. Inverkan av moment kan dock inte undvikas helt, då åtskilliga lastkombinationer måste beaktas, var och en med sin egen trycklinje. Som en kompromiss väljs ofta en parabol. Av funktionella skäl, till exempel för att öka ståhöjden nära upplagen, kan en elliptisk eller annan bågform vara att föredra. Gränsen mellan ramar och bågar är flytande här. Samma resultat kan uppnås genom att placera bågen på pelare, se till vänster i Figur 3.42. De horisontella upplagskrafterna orsakade av bågen måste i det här fallet tas om hand av ett dragstag mellan bågens anfangspunkter. Då bågen vilar direkt på grundplattan, till exempel som till höger i Figur 3.43, kan horisontalkrafterna tas upp av grundläggningen om grundläggningsförhållandena tillåter detta, eller genom dragstag under golvet eller ingjutet i detsamma. För att begränsa storleken på horisontalreaktionerna bör höjden på bågen vara lika eller större än 0,14 av dess spann. För en parabol motsvarar detta en vinkel α vid basen på 30°.

Figur 3.42: Båge med dragstag på pelare, till vänster, och båge som spänner från anfanger, till höger.

För fler delar som är styvt hopfogade på platsen, bör leder och styva förband lokaliseras som i Figur 3.43. Valet mellan två- och treledsbågar görs efter liknande överväganden som för ramar. Treledsbågar är alltså att föredra för spännvidder upp till 60 – 70 m medan större spann vanligen kräver att bågen tillverkas och transporteras i tre delar.

Figur 3.43: Lämplig lokalisering av knutpunkter i bågkonstruktioner, led till vänster och styva förband till höger.

3.6 Källhänvisningar

Anon (1995): *Timber Engineering STEP 1 and STEP 2*. H.J. Blass med flera, Centrum Hout, Nederländerna.

Belluzzi, O. (1966): *Scienza delle Costruzioni, vol. IV (Strukturmekanik, vol IV)*, på italienska, Zanichelli, Bologna, Italien.

Blass, H.J. (1995): *Columns. I Timber Engineering STEP 1.* Red. Blass, med flera, Centrum Hout, Nederländerna.

Carling, O. (1992): *Dimensionering av träkonstruktioner.* AB Svensk Byggtjänst & Trätek, Stockholm.

Danielsson, H. (2008): *The strength of glulam beams with holes*. A Probabilistic Fracture Mechanics Method and Experimental Tests. Avdelningen för Strukturmekanik. Rapport ISRN LUTVDG/TVSM--09/3069--SE (1-124).

Gustafsson, P.J. (1995): Notched beams and holes in glulam beams. *Timber Engineering STEP 1.* Red. Blass et al., Centrum Hout, Nederländerna.

Gustafsson, P.J. (2003): Fracture perpendicular to grain – Structural applications. *Timber Engineering.* Ed. Thelandersson S., Larsen H.J., Wiley & Sons, Chichester, Storbritannien. 3.40.

Gross, H., Crocetti, R. (2016): *Limträhandbok Del 1–3*. Svenskt Trä, Stockholm.

Mårtensson, A. (2003): *Short and long term deformations of timber structures. Timber Engineering.* Red. Thelandersson S., Larsen H.J., Wiley & Sons, Chichester.

Piazza, M., Tomasi, R., Modena, R. (2005): *Strutture in Legno* (Träkonstruktioner), på italienska, Hoepli, Milano, Italien.

Porteous, J., Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, Storbritannien.

Stalnaker, J.J., Harris, E.C. (1989): *Structural Design in Wood*. Van Nostrand Reinhold, New York.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader.* SIS Förlag AB.

Timoshenko, S., Gere, J.M. (1963): *Theory of Elastic Stability* (2:a utgåvan). McGraw Hill International Book Company, Singapore.

Thelandersson, S., Larsen, H.J. (2003): *Timber Engineering.* John Wiley & Sons Ltd. West Sussex, Storbritannien. 3.41.

Kapitel 4
Dimensionering av träförband

Helena Lidelöw

4 Dimensionering av träförband ... 112
4.1 Dymlingstyper ... 112
4.2 Skjuvhållfasthet hos enstaka dymlingar ... 114
4.2.1 Dymlingsverkan ... 114
4.2.2 Materialparametrar ... 114
4.2.2.1 Hålkanthållfasthet ... 115
4.2.2.2 Flytmoment ... 116
4.3 Johansens teori – förband trä mot trä och trä mot skiva ... 117
4.3.1 Brottmod I ... 118
4.3.2 Brottmod II ... 120
4.3.3 Brottmod III ... 122
4.3.4 Dimensioneringssituationer ... 122
4.3.5 Tvåskäriga förband trä mot trä ... 123
4.4 Förband stål mot trä ... 123
4.4.1 Inslitsade stålplåtar ... 124
4.4.2 Tvåskäriga förband stål mot trä ... 125
4.5 Uttryck för bärförmågan för en enskild dymling ... 126
4.6 Bärförmåga i dragning hos dymlingar – linverkan ... 129
4.6.1 Tillämpningar av Eurokod 5 ... 129
4.6.2 Bestämning av bärförmågan i dragning hos enskilda förbindare ... 130
4.6.2.1 Spikar ... 130
4.6.2.2 Skruvar ... 131
4.6.2.3 Träskruvar ... 131
4.7 Kombinerad lasteffekt ... 132
4.8 Förband som uteslutande beror av bärförmågan i dragning ... 132
4.9 Spröda brottmoder och gruppverkan i dymlade förband ... 133
4.9.1 Gruppverkan ... 133
4.9.2 Tillämpningar av Eurokod 5 ... 134
4.9.3 Spröda brottmoder i dymlade förband ... 136
4.9.3.1 Blockskjuvbrott ... 137
4.9.3.2 Klossbrott ... 137

4.10 Krafter som verkar i vinkel mot fibrerna....137
4.11 Spikplåtar....138
4.12 Limmade förband....140
4.12.1 Limegenskaper....141
4.12.2 Limtyper....142
4.12.3 Styrka....142
4.13 Inlimmade stänger....143
4.14 Utformning av sammansatta pelartvärsnitt....143
4.15 Lastfördelning i förband....144
4.15.1 Elastisk lastfördelning....144
4.15.2 Plastisk lastfördelning....145
4.15.2.1 Övre gränsen för plastisk bärförmåga....145
4.15.2.2 Undre gränsen för plastisk bärförmåga....145
4.16 Styvhet hos förband....146
4.17 Källhänvisningar....147

4 Dimensionering av träförband

Träelement måste fogas samman för att fungera som ett system. Förband och knutpunkter påverkar det konstruktiva beteendet hos elementen genom att exempelvis bidra med momentstyva förband eller ledade infästningar. Förband mellan träelement har även stor påverkan på ett byggsystems helhetsekonomi, främst på grund av tidsåtgången under produktionen. Förband i träkonstruktioner kan klassificeras enligt följande grupper:

- **Traditionella träförband:** användes i traditionell träbyggnadsteknik när man saknade tillgång till ståldymlingar eller andra ståldetaljer. Dymlingar av starkare träslag som exempelvis ek kunde användas för att förstyva en knutpunkt. Ofta utfördes sådana förband genom att man gjorde urtag i virkesstyckena, vilka sedan sammanfogades som ett pussel. Traditionella sammanfogningar utförs för hand och är tidskrävande att tillverka och därmed relativt dyra. Dessutom är deras kapacitet att överföra laster begränsad, i synnerhet dragkrafter, vilket i sin tur begränsar deras användningsområde till byggnader med korta spännvidder samt möbler. Restaurering av äldre byggnadsverk är emellertid ett viktigt område där kunskap om traditionell sammanfogningsteknik är värdefull och det finns många stora historiska träbyggnader bevarade.

- **Dymlade förband:** överför krafter genom skjuvverkan i mekaniska förband som monteras i vinkel mot kraftriktningen. Detta är den vanligaste förbandstypen för träelement, både i Sverige och i världen. Dymlade förbandstyper kan utformas för att vara duktila, vilket bidrar till konstruktionens säkerhet. Dymlade förbandstyper omfattar följande typer av förbindare:
  - spikar
  - träskruvar
  - dymlingar
  - spikningsplåtar (i kombination med ankarspik/ankarskruv) och spikplåtar
  - skruvar

- **Limmade förband:** kan användas för att sammanfoga konstruktionselement men även för att bygga upp element som exempelvis limträ och fanerträ (även kallat LVL). Limning kräver kontrollerade miljöer för produktion eftersom många limtyper påverkas av omgivande luftfuktighet och temperatur under härdningen. Därför rekommenderas det inte att utföra limmade förband på byggplatsen. Limmade förband uppvisar ofta ett sprött beteende, även om hållfastheten kan vara hög.

4.1 Dymlingstyper

Spikar är släta eller sträva huvudförsedda cylindrar, se Figur 4.1. Diametern för spikar är mindre än 8 mm och de kan drivas direkt in i träet eller i förborrade hål. I Eurokod 5 används begreppen slät och övrig spik. En slät spik är en spik med en slät hals utan profilering, det kan exempelvis vara rund, fyrkantig eller räfflad spik. Till övrig spik räknas alla andra spiktyper med en hals med någon form av profilering, det kan exempelvis vara kamgängad, huggen eller vriden spik.

Figur 4.1: Exempel på spikar. a) Rund, slät spik, b) räfflad, slät spik (här en dyckert).

Träskruvar är gängade huvudförsedda cylindrar som i regel inte kräver förborrning, se Figur 4.2. Om diametern är högst 6 mm är den teoretiskt att betrakta som en spik.

Figur 4.2: Exempel på träskruvar. a) Så kallad fransk träskruv kräver förborrning och ersätts emellertid ofta av exempelvis b) träbyggnadsskruv eller c) universalskruv.

Dymlingar är släta (eller i sällsynta fall sträva) cylindrar utan huvud, se Figur 4.3 respektive SS-EN 14592 för dymlingsförbindare. Dymlingar har enligt Eurokod 5 en diameter som är 6 – 30 mm. Samtliga förbindare som används i träkonstruktioner ska vara CE-märkta av leverantören.

Figur 4.3: Exempel på dymling.

Spikningsplåtar är avsedda att kombineras med ankarspikar eller -skruvar och är försedda med förborrade hål i ett mönster som motsvarar byggnormernas krav på infästningsavstånd, se Figur 4.4 a). Spikplåtar (SS-EN 14545) är en rationalisering av spikningsplåten och är försedd med tänder som är utstansade ur och utvikta från stålplåten, se Figur 4.4 b). Plåttjockleken är maximalt 2 mm för att möjliggöra utvikning av tänderna. De pressas in i virket under kontrollerade former, exempelvis vid takstolstillverkning.

Figur 4.4: a) Spikningsplåt, b) spikplåt.

Genomgående skruvar är skruvar, i regel med sexkantshuvud, som kräver förborrning, se Figur 4.5. Diametern är för byggändamål vanligtvis minst 6 mm. Skruvar har ofta ett slätt skaft och en gängad del där muttern sitter.

Figur 4.5: Skruv kompletteras ofta med bricka och mutter. Dessa kallas i vardagligt tal för bultar.

Materialet som används i förbindare av dymlingstyp är för det mesta stål, som kan behandlas för att bli rostfritt eller härdat. Stål karakteriseras av sin brotthållfasthet, f_u och sträckgränsen, f_y. Ett vanligt klassificeringssystem för skruvar i Sverige är en markering på förbindaren med en kombination av siffror, till exempel 8.8, vilket översätts till f_u = 800 MPa och f_y = 800 × 0,8 = 640 MPa.

Med **dymling** avses hädanefter en förbindare av dymlingstyp, såsom spik, träskruv, stål-dymling och skruv.

4.2 Skjuvhållfasthet hos enstaka dymlingar

4.2.1 Dymlingsverkan

Förbindaren monteras i vinkel mot kraftens riktning, vanligtvis vinkelrätt mot denna. Under belastning kommer dymlingen att trycka mot det omgivande trämaterialet vilket ger upphov till ett hålkanttryck mot dymlingen, se Figur 4.6.

Figur 4.6: Kraftig och klen dymling.

Dymlingen kommer att fungera som en balk med fördelad last från hålkanttrycket. Om dymlingen är kraftig kommer den inte att böjas, men om den är av en mer klen typ kommer den att deformeras genom böjning. Till slut kan en eller flera flytleder uppstå i dymlingen. När dymlingen en gång har deformerats kan skjuvverkan kompletteras genom att dymlingen i deformerat tillstånd börjar ta upp dragkrafter. Förmågan att ta upp dragkrafter kan ökas på olika sätt. Ett sätt är att använda skruvar med huvud och/eller mutter för att åstadkomma förankring. Alternativ till detta är att fästa skruvar i vinkel mot kraftriktningen för att överföra laster via gängorna, eller genom att använda skruvar eller andra dymlingar med sträv yta för att öka utdragshållfastheten.

4.2.2 Materialparametrar

Den lastupptagande förmågan hos en dymlad förbandstyp vid skjuvning avgörs av tre parametrar; träets hålkanthållfasthet f_h, dymlingens hållfasthet uttryckt som dess flytmoment M_y och förankringskapaciteten F_{ax} som möjliggör upptagning av dragkrafter i dymlingen.

4.2.2.1 Hålkanthållfasthet

Hålkanthållfasthet är det tryck som träet som omger dymlingen tål. Detta fastställs genom ett test enligt SS-EN 383, se Figur 4.7 a), där en kraftig dymling trycks genom ett hål i ett träelement. Hålkanthållfastheten fastställs som den maximala kraften delad med dymlingens projicerade area, $A = d \times t$ och mäts i MPa. Ett typiskt testresultat visas i Figur 4.7 b).

Figur 4.7: Hålkanthållfasthet. a) Försöksuppställning, b) typiskt försöksresultat.

Själva hålkanthållfastheten påverkas av ett flertal parametrar:

- **Trämaterialets densitet:** högre densitet ger högre hålkanthållfasthet.
- **Förbindarens diameter *d*:** en mindre diameter leder till en högre hålkanthållfasthet än en större. Hålet kan tillåtas överstiga förbindarens diameter med 2 mm utan att detta ger effekt på hålkanthållfastheten, Blass (2003).
- **Vinkeln *α* mellan fiberriktning och lastriktning:** störst hålkanthållfasthet erhålls vid tryck parallellt med fibrerna och minst vinkelrätt mot fibrerna.
- **Friktionen mellan dymling och trä:** dymlingar med sträv yta ger högre hålkanthållfasthet än dymlingar med slät yta.
- **Trämaterialets fukthalt:** fukthalten påverkar hålkanthållfastheten på samma sätt som den påverkar andra hållfastheter. Hålkanthållfastheten påverkas negativt om fukthalten är hög och positivt om den är låg.
- **Förstärkning av trämaterialet mot drag tvärs fiberriktningen:** Hålkantbrott initieras av uppsprickning längs med fibrerna, orsakat av att dymlingen förstorar hålet när den trycker mot träet. Således begränsas hålkanthållfastheten av draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna. Förstärkning av trämaterialet mot krafter vinkelrätt mot fibrerna ökar därför hålkanthållfastheten.
- **Ifall hålet är förborrat eller ej:** om hålet är förborrat överförs merparten av lasten parallellt med fibrerna genom tryckkrafter i denna riktning. Hål som inte förborras leder till en lastsituation där hålkanthållfastheten är en blandning av tryck parallellt med och tvärs fibrerna, se Figur 4.8.

Figur 4.8: Lastsituation i ett förborrat respektive ett icke förborrat hål. Fibrerna skärs av vid förborrning medan de i ett icke förborrat hål böjs runt dymlingen.

Empiriska uttryck för bestämningen av karakteristisk hålkanthållfasthet i barrträ inkluderar karakteristisk densitet och förbindarens diameter:

$$f_{h,0,k} = 0{,}082\rho_k d^{-0{,}3}$$ utan förborrning, det vill säga $d < 8$ mm **Ekv. 4.1**

$$f_{h,0,k} = 0{,}082(1 - 0{,}01d)\rho_k$$ med förborrning, för alla diametrar **Ekv. 4.2**

där $f_{h,0,k}$ står för den karakteristiska hålkanthållfastheten vid belastning parallellt med fiberriktningen. Notera att densiteten ρ_k ska anges i kg/m^3 och diametern d i mm i Ekvationerna 4.1–4.2.

För spikar varierar inte hålkanthållfastheten med vinkeln mellan belastnings- och fiberriktningen i någon större utsträckning. För skruvar är effekten större och reduktion görs genom Hankinsons formel om belastning sker vid en vinkel α i förhållande till fiberriktningen:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha} \quad \left[\mathrm{N/mm^2}\right]$$
$$k_{90} = 1{,}35 + 0{,}015d$$ **Ekv. 4.3**

där $f_{h,\alpha,k}$ står för hålkanthållfastheten vid en belastningsriktning α i förhållande till fiberriktningen och d är förbindarens diameter i mm.

k_{90} är här given för barrträ. Dymlingskapaciteten $f_{h,0,k}$ beräknas enligt Ekvation 4.2. För andra material än barrträ, såsom spånskiva, plywood (benämns även kryssfaner) och träfiberskiva, hänvisas till Del 2, kapitel 10, alternativt till Eurokod 5, Avsnitt 8.3 och 8.5.

4.2.2.2 Flytmoment

Flytmomentet refererar till det plastiska momentet i en stålkonstruktion. Det är det moment som krävs för att en flytled ska uppstå i en dymling. Det bestäms genom ett test av spikar enligt SS-EN 409, se Figur 4.9, eller genom beräkning av flytmomentet för större dymlingsdiametrar.

Figur 4.9: Bestämning av flytmomentet hos spikar.

Det karakteristiska värdet för flytmomentet $M_{y,Rk}$ för en förbindare av dymlingstyp beror av förbindarens diameter d uttryckt i mm och av dymlingsmaterialet f_u, där stålets brotthållfasthet uttrycks i N/mm². Empiriska uttryck för bestämningen av böjhållfastheten anges för spikar och dymlingar med grövre diameter:

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} 180 d^{2,6} \text{ [Nmm] för runda spikar} \qquad \textbf{Ekv. 4.4}$$

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} 270 d^{2,6} \text{ [Nmm] för fyrkantiga och räfflade spikar} \qquad \textbf{Ekv. 4.5}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6} \quad \text{[Nmm] för alla typer av förbindare med } d > 8 \text{ mm} \qquad \textbf{Ekv. 4.6}$$

För alla andra typer av dymlingsformade förbindare måste provning enligt SS-EN 14592 göras för att bestämma $M_{y,Rk}$, alternativt att uppgifter inhämtas från leverantör.

4.3 Johansens teori – förband trä mot trä och trä mot skiva

När en dymling belastas i skjuvning kan brott uppstå på ett antal olika sätt, beroende på dymlingsverkan, dymlingens draghållfasthet och virkesstyckenas tjocklek. Möjliga brott visas i Figur 4.10. Tjockleken anges som 1 för det klenare virkesstycket och 2 för det grövre (2 för det inre och 1 för de yttre virkesstyckena i förband med två skjuvningsplan). I fall då virkesstyckena är av olika träslag definieras en relation mellan deras respektive hålkanthållfasthet som:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \text{ [–]} \qquad \textbf{Ekv. 4.7}$$

Denna situation kan även uppstå då virkesstycken av samma träslag monteras i vinkel i förhållande till varandra, vilket innebär att hålkanthållfastheten kan skilja sig mellan de två delarna i förbandet.

Figur 4.10: Möjliga brottmoder i ett förband trä mot trä: ett skär i den övre raden och två skär i den undre raden.

Den första teori som definierade bärförmågan hos förband av dymlingstyp lades fram av Johansen (1949). Han identifierade tre möjliga brottmoder baserade på antalet flytleder i dymlingen; brottmod I uppvisar ingen flytled, vid brottmod II har en flytled uppstått och brottmod III uppvisar två flyteder, se Figur 4.10.

4.3.1 Brottmod I

Brottmoder markerade med I refererar enligt Figur 4.10 till brott enligt mod I. Hållfastheten vid brottmoderna a (I), b (I), g (I) och h (I) beräknas på samma sätt som hålkanthållfastheten beskrivet i avsnitt 4.2.2.1 och visat i Figur 4.7.

För brottmod I gäller följande, se Figur 4.11:

$$f_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d \qquad \textbf{Ekv. 4.8}$$

För att bestämma $F_{v,Rk}$ för det andra virkesstycket ersätts indextalet 1 med indextalet 2. Dymlingen förblir rak och brott uppstår i träet på grund av hålkanttrycket. Brottmoden är vanlig vid skruvade (bultade) förband men uppstår även – om än sällan – i spikade förband.

Figur 4.11: Brottmod I vid hålkantbrott.

Det är även möjligt att dymlingen kan förbli rak men rotera. Detta uppstår endast i förband med ett skär (brottmod c (I)). För att beräkna hållfastheten för ett sådant förband ställer man upp en momentjämvikt.

Figur 4.12: Brottmod I vid rotation av dymlingen.

Med utgångspunkt i hålkantbrott:

$$f_{v,Rk} = f_{h,1,k} d b_1 = f_{h,2,k} d b_2 = \beta f_{h,1,k} d b_2$$
$$b_1 = \beta b_2$$

Jämvikt vid gränsytan ger:

$$M_{left} = f_{h,1,k} d \left(\frac{b_1^2}{2} + a_1 \left(b_1 + \frac{a_1}{2} \right) - a_1 \left(b_1 + \frac{3a_1}{2} \right) \right) = \ldots = f_{h,1,k} d \left(\frac{b_1^2}{2} - a_1^2 \right)$$
$$M_{right} = f_{h,2,k} d \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right) = \beta f_{h,1,k} d \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right)$$

Genom att likställa och ersätta $b_2 = b_1/\beta$ erhålls:

$$\frac{b_1^2}{2} \frac{1+\beta}{\beta} = \beta a_2^2 + a_1^2$$

Om a_1 och a_2 uttrycks som $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ respektive $a_2 = (t_2 - b_2)/2$ återstår en andragrads-ekvation:

$$b_1^2 \left(\frac{1+\beta}{\beta} \right) + 2b_1 \left(t_1 + t_2 \right) - \left(t_1^2 + \beta t_2^2 \right) = 0$$

Lösningen för b_1 förs in i uttrycket för $F_{v,Rk}$:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} d b_1 = \frac{f_{h,1,k} d t_1}{1+\beta}\left(\sqrt{\beta + 2\beta^2\left(1+\frac{t_2}{t_1}+\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right)+\beta^3\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1+\frac{t_2}{t_1}\right)\right) \quad \textbf{Ekv. 4.9}$$

I en situation då $\beta = 1$ och virkesstyckena har samma tjocklek förenklas ekvationen till:

$$F_{v,Rk} = f_{h,k} d t\left(\sqrt{2}-1\right) \quad \textbf{Ekv. 4.10}$$

Sammanfattningsvis innebär rotation av dymlingen det värsta fallet av brottmod I när virkesstyckena har samma tjocklek.

4.3.2 Brottmod II

Om tjockleken hos ett av virkesstyckena är tillräckligt stor kommer dymlingen att böjas inne i träet och bilda en flytled, se Figur 4.13. Brottmod II refererar till moderna d, e och j som ses i Figur 4.10.

Figur 4.13: Brottmod II.

Då det kan noteras att momentet når sitt maximum i flytleden, blir tvärkraften lika med noll i denna punkt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} d b_1 = f_{h,2,k} d b_2 = \beta f_{h,1,k} d b_2$$
$$b_1 = \beta b_2$$

Momentjämvikt i leden:

$$M_{y,Rk} = -f_{h,2,k} d \frac{b_2^2}{2} + f_{h,1,k} d \left(b_1 + a_1\right)\left(b_2 + \frac{b_1 + a_1}{2}\right) - f_{h,1,k} d a_1 \left(b_1 + b_2 + \frac{3a_1}{2}\right)$$

Substituering av $f_{h,2,k} = \beta f_{h,1,k}$, $b_2 = b_1/\beta$ och $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ ger en ekvation av andra ordningen för b_1. Införande av lösningen i $F_{v,Rk}$ på samma sätt som för brottmod I ger:

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} d t_1}{2 + \beta}\left(\sqrt{2\beta\left(1 + \beta\right) + \frac{4\beta\left(2 + \beta\right) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta\right) \qquad \textbf{Ekv. 4.11}$$

Om $\beta = 1$ ($f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = f_{h,k}$), kan uttrycket förenklas till:

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,k} d t_1}{3}\left(2\sqrt{1 + \frac{3M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1\right)$$

Om istället virkesstycket på vänstersidan är tjockare, blir uttrycket för bärförmågan:

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} d t_2}{1 + 2\beta}\left(\sqrt{2\beta^2\left(1 + \beta\right) + \frac{4\beta\left(1 + 2\beta\right) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta\right) \qquad \textbf{Ekv. 4.12}$$

$$\beta = 1 \Rightarrow$$
$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,k} d t_2}{3}\left(2\sqrt{1 + \frac{3M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_2^2}} - 1\right)$$

Då $\beta = 1$, kan det konstateras att Ekvationerna 4.11 och 4.12 beskriver samma bärförmåga.

Figur 4.14: Brottmod III.

4.3.3 Brottmod III

Den mest fördelaktiga brottmoden när det gäller duktilitet är brottmod III, där dymlingen böjs i båda virkesstyckena (mod f och k). För att härleda ekvationen för bärförmågan ställs en momentjämvikt upp för den lutande delen av dymlingen, givet att tvärkraften i dymlingen är noll i de båda flytlederna:

$$M_{y,Rk} + M_{y,Rk} = f_{h,1,k} d b_1 \left(b_2 + \frac{b_1}{2} \right) - \beta f_{h,1,k} d \frac{b_2^2}{2}$$

$$b_2 = \frac{b_1}{\beta} \Rightarrow b_1 = \sqrt{\frac{2M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d}} \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}}$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} \qquad \textbf{Ekv. 4.13}$$

Genom att ange $\beta = 1$, reduceras ekvationen till:

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}$$

4.3.4 Dimensioneringssituationer

Bärförmågan måste först ställas upp för alla brottmoder varefter det lägsta värdet för den avsedda geometrin används. Ett exempel ges i Figur 4.15, där bärförmågan redovisas för ett spikat förband med räfflade spikar med 4 mm i diameter och virkestjockleken på spikens huvudsida är $7d = 28$ mm. Bärförmågan redovisas som en funktion av tjockleken hos det andra virkesstycket.

Figur 4.15: Bärförmågan för olika brottmoder för skjuvförband trä mot trä.

Då tjockleken hos virkesstycket ökar på sidan med spikens spets, förändras brottmoden från mod b (I) till c (I) och slutligen till e (II). För att uppnå mod f (III) behöver dessutom virkesstycket på sidan med spikens huvud ges större tjocklek. En fullständig redogörelse av bärförmågan hos brottmoder med ett skär är sammanställd i Tabell 4.1. Denna uppställning överensstämmer helt med Eurokod 5. Till skillnad från den teoretiska härledning som beskrivits enligt ovan och som är baserad på Blass (2003), är formlerna i Tabell 4.1 i vissa fall justerade för att ta hänsyn till överensstämmelse vid försök.

4.3.5 Tvåskäriga förband trä mot trä

I tvåskäriga förband (mod g-k i Figur 4.10) begränsas dymlingens rotation av lastfallets symmetri. I övrigt kan samma metod användas för att bestämma hållfastheten, som för enskäriga förband, och brottmod I, II och III kan uppstå. Formler för bärförmågan återges i Tabell 4.2. Denna uppställning överensstämmer helt med Eurokod 5. Till skillnad från den teoretiska härledning som beskrivits enligt ovan och som är baserad på Blass (2003), är formlerna i Tabell 4.2 i vissa fall justerade för att ta hänsyn till överensstämmelse vid försök.

4.4 Förband stål mot trä

Att använda en stålplåt som en av delarna i ett träförband är vanligt förekommande. Teoretiskt sett leder detta till att flytleden alltid uppstår i gränsytan mellan trä och stål. Detta ökar kapaciteten hos förbandet jämfört med förband med trä mot trä. För att en flytled ska uppstå krävs uppfyllande av följande villkor för stålplåten t_{steel}:

$t_{steel} \geq d \rightarrow$ inspänd infästning
$t_{steel} \leq 0{,}5d \rightarrow$ ledad infästning

Om stålplåtens tjocklek, t_{steel} är större än eller lika med dymlingens diameter d är stålplåten styv nog att fungera som en inspänd infästning och bidra till bildandet av en flytled. Om tjockleken är mindre än eller lika med dymlingens halva diameter fungerar stålplåten som en ledad infästning och dymlingen kommer att rotera i hålet utan att en flytled uppstår. Förbandets hållfasthet är högre om en flytled kan bildas. Vid behov är det tillåtet att interpolera mellan formler för hållfastheten. En fullständig redogörelse av formler för bärförmågan återges i Tabellerna 4.3 – 4.4. Ett exempel på brottmoder och bärförmåga ges i Figur 4.16.

Figur 4.16: Bärförmåga och brottmoder för enskäriga förband stål mot trä där stålplåten bidrar till inspänd infästning av spiken.

4.4.1 Inslitsade stålplåtar

Stålplåtar är mycket effektiva när det gäller lastupptagning i förband, men av brandsäkerhetsskäl innebär de inte alltid en god lösning, då stål relativt tidigt i brandförloppet hettas upp och då förlorar i styrka. Stålplåtar måste därför skyddas i konstruktioner som riskerar att utsättas för brand, exempelvis med brandskyddsfärg eller inklädnad med trä. En lösning är därför att dölja stålplåtarna inne i virkesstyckena från början, vilket ofta även är önskvärt av utseendeskäl. Detta kan åstadkommas genom att göra slitsar i virkesstyckena där stålplåtarna förs in. Hål för dymlingar förborras både i trä och stål och dymlingar drivs in i hålen för att göra förbandet komplett, se Figur 4.17.

Figur 4.17: Förband med inslitsade plåtar.

Bärförmågan hos ett förband med inslitsade stålplåtar härleds på samma sätt som beskrivs för förband trä mot trä. Den enda skillnaden är den automatiska lokaliseringen av flytleder i gränsytan mellan stål och trä. I det sammanhanget behöver inte villkoren för stålplåtens tjocklek uppfyllas, då en flytled kommer att uppstå oavsett stålplåtens tjocklek på grund av den symmetriska belastningen. Stålplåten måste emellertid ges tillräcklig tjocklek för att motstå hålkanttrycket från dymlingen. Bärförmågan för förband med inslitsade stålplåtar anges i Tabell 4.5.

4.4.2 Tvåskäriga förband stål mot trä

I förband med två skär ersätts vanligen de yttre virkesstyckena med stålplåtar, se Figur 4.18. Detta kan göras på flera sätt. En möjlighet är att använda spik som slutar inom virkesstycket, vilket ger ett enskärigt förband stål mot trä. En annan möjlighet är att använda dymlingar som når igenom både virkesstycket och de båda stålplåtarna som i Figur 4.18. Då uppstår två skär och bärförmågan i fall som detta redovisas i Tabellerna 4.6 – 4.7.

Figur 4.18: Tvåskäriga förband stål mot trä.

Ett förband med stål mot trä och två skär tillverkas enklast genom att förborra både stål och trä i samma manöver. Det finns särskilda förbindare som utvecklats för detta, både för inslitsade plåtar och för flerskäriga förband med stål mot trä, se Figur 4.19.

Figur 4.19: Särskild förbindare för förband stål mot trä som möjliggör borrning och montering av förbindaren i samma manöver.

4.5 Uttryck för bärförmågan för en enskild dymling

Tabellerna 4.1 – 4.7 visar bärförmågan per förbindare och skär. Om exempelvis två skär uppstår, ska det beräknade värdet multipliceras med 2. $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$. Uppställningen återfinns även i Eurokod 5, Kapitel 8.

Tabell 4.1 **Enskärigt förband trä mot trä.**

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

Tabell 4.2 **Tvåskärigt förband trä mot trä.**

$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$	
$F_{v,Rk} = 0{,}5 f_{h,2,k} t_2 d$	
* $F_{v,Rk} = 1{,}05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta}\left(\sqrt{2\beta(1+\beta)+\frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}}-\beta\right)+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	
* $F_{v,Rk} = 1{,}15\sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

Tabell 4.3 **Enskärigt förband stål mot trä där $t_{steel} \geq d$ (tjock plåt).**

$F_{v,Rk} = f_{h,k} t_1 d$	
* $F_{v,Rk} = f_{h,k} t_1 d\left(\sqrt{2+\frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}}-1\right)+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	
* $F_{v,Rk} = 2{,}3\sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d}+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

Tabell 4.4 **Enskärigt förband stål mot trä där $t_{steel} \leq 0{,}5d$ (tunn plåt).**

$F_{v,Rk} = 0{,}4 f_{h,k} t_1 d$	
* $F_{v,Rk} = 1{,}15\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

Tabell 4.5 **Inslitsade stålplåtar.**

$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d$	
* $F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	
* $F_{v,Rk} = 2{,}3\sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

Tabell 4.6 **Tvåskärigt förband stål mot trä där $t_{steel} \geq d$ (tjocka plåtar).**

$F_{v,Rk} = 0{,}5 f_{h,2,k} t_2 d$	
* $F_{v,Rk} = 2{,}3\sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

Tabell 4.7 Tvåskärigt förband stål mot trä där $t_{steel} \leq 0{,}5d$ (tunna plåtar).

$F_{v,Rk} = 0{,}5 f_{h,2,k} t_2 d$	
* $F_{v,Rk} = 1{,}15\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

4.6 Bärförmåga i dragning hos dymlingar – linverkan

Vid alla moder av skjuvbrott där dymlingen böjts (markerade med * i Tabellerna 4.1 – 4.7), sker en del av lastupptagningen som dragning. Beroende på dymlingens yta och ändförankring kan andelen som tas upp som dragning vara större eller mindre. Dymlingens yta kan ge högre förankringshållfasthet F_{ax} på grund av:

- roterade dymlingar
- kammar eller rullgängor
- gängor (då är dymlingen en träskruv eller skruv).

Dymlingens förankring kan ökas genom:

- brickor och muttrar på huvudsidan
- brickor och muttrar på spetssidan.

Bidraget från bärförmågan i dragning hos en dymling kan vara betydande. Kuipers och Van Der Put (1982) visade att gängor kan öka kapaciteten hos ett förband med upp till 2,6 gånger bärförmågan i skjuvning beräknad enligt Tabellerna 4.1 – 4.7, exklusive den andra termen i det högra ledet i formlerna. Effekten av dragning kan bestämmas antingen genom empiriska formler eller genom försök. Eftersom empiriska uttryck finns härledda för en mångfald av ändamål, rekommenderas provning i fall då ett specifikt förband avses användas i stora serier.

4.6.1 Tillämpningar av Eurokod 5

I Eurokod 5 tas hänsyn till linverkan genom tillägget av termen $F_{ax,Rk}/4$ till uttrycket för bärförmågan i skjuvning hos en enskild dymling enligt Avsnitt 4.4. Bidraget från linverkan begränsas till givna procenttal av bärförmågan i skjuvning (Tabell 4.1 – 4.7) vilket framgår av Tabell 4.8.

Tabell 4.8 Maximalt bidrag från linverkan i relation till bärförmågan i skjuvning för en enskild förbindare av dymlingstyp.

Typ av förbindare	Procentandel
Runda spikar	15 %
Fyrkantiga och räfflade spikar	25 %
Andra spikar	50 %
Träskruvar	100 %
Skruvar	25 %
Dymlingar	0 %

4.6.2 Bestämning av bärförmågan i dragning hos enskilda förbindare

4.6.2.1 Spikar

För spikar beror kapaciteten i dragning av friktionen hos ytan längs spiken och spikhuvudets förankringskapacitet. Dessa kan karakteriseras med f_{ax} respektive f_{head}, vilka kan bestämmas genom test enligt SS-EN 1382, SS-EN 1383 och/eller SS-EN 14358. Om dessa hållfastheter är okända kan empiriska uttryck utnyttjas för att fastställa dem för slät spik (i övrigt testas spiken enligt SS-EN 14592):

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \qquad \textbf{Ekv. 4.14}$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \qquad \textbf{Ekv. 4.15}$$

Uttryck för beräknande av bärförmågan i dragning $F_{ax,Rk}$ för spiken baseras på spikens eller huvudets ytarea och anges som:

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{cases} \qquad \text{(för andra spikar än släta)} \qquad \textbf{Ekv. 4.16}$$

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{ax,k} dt + f_{head,k} d_h^2 \end{cases} \qquad \text{(för släta spikar)} \qquad \textbf{Ekv. 4.17}$$

Figur 4.20: Bärförmågan i dragning och skjuvning hos räfflade spikar.
$F_{v,Rk}$ är bärförmågan i skjuvning och $F_{ax,Rk}$ är bärförmågan i dragning. Den totala bärförmågan är summan $F_{v,Rk} + F_{ax,Rk}/4$. Förbandet är av samma typ som visas i Figur 4.16.

där t_{pen} är inträngningsdjupet och d_h är spikhuvudets diameter. (För kamgängad spik är t_{pen} inträngningsdjupet för den kamgängade delen). Särskilda villkor gäller för tjockleken hos delarna, se Eurokod 5, Avsnitt 8.3.2 (7). Permanenta axiella laster är inte tillåtna för slät spik. I Figur 4.20 visas bidraget från bärförmågan i dragning till bärförmågan i skjuvning för räfflade spikar.

4.6.2.2 Skruvar

För skruvar beror bärförmågan i dragning av förankringskapaciteten hos brickor och muttrar samt draghållfastheten hos själva skruven. Då förankringskapaciteten för brickan ska bestämmas kan den karakteristiska tryckhållfastheten vinkelrätt mot fibrerna för träet anges som tre gånger det karakteristiska värdet på grund av koncentrerad belastning:

$$F_{ax,washer,Rk} = 3 f_{c,90,k} A_{washer} \qquad \textbf{Ekv. 4.18}$$

Om en stålplåt med tjockleken t_{steel} används istället för brickor, ska A_{washer}, där *washer* avser bricka, ersättas av en cirkelarea med diametern:

$$D = \min \begin{cases} 12 t_{steel} \\ 4d \end{cases}$$

där d är skruvdiametern.

4.6.2.3 Träskruvar

Bärförmågan i dragning hos träskruvar beror av gängningen och kan uppgå till mycket höga värden. Bärförmågan kan bestämmas som:

$$f_{ax,k} = 0{,}52\, d^{-0{,}5} \ell_{ef}^{-0{,}1} \rho_k^{0.8} \qquad d \text{ och } \ell_{ef} \text{ [mm]}, \rho_k \text{ [kg/m}^3\text{]} \qquad \textbf{Ekv. 4.19}$$

där ℓ_{ef} är längden av den gängade delen som är inbäddad i träet. Den karakteristiska bärförmågan i dragning $F_{ax,\alpha,Rk}$ hos ett träskruvat förband ställs upp enligt följande:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n^{0,9} f_{ax,k} d \ell_{ef} k_d}{1{,}2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \qquad \textbf{Ekv. 4.20}$$

där α är vinkeln mellan skruvens axel och fiberriktningen ($\alpha \geq 30°$) och k_d är min(d/8;1), där d anges i mm och n är antalet träskruvar som samverkar i förbandet. Yttre gängdiametern måste vara $6 \leq d \leq 12$ mm och $0{,}6 \leq d_1/d \leq 0{,}75$ där d_1 är inre gängdiameter.

Bidraget från bärförmågan i dragning för skruvar (med bricka och mutter) och träskruvar visas i Figur 4.21.

Figur 4.21: Bärförmåga i skjuvning och dragning för skruvar och träskruvar. Absolutvärdet för utdragsbärförmågan är olika för skruv och för träskruv. Den totala bärförmågan i skjuvning för en skruv respektive träskruv är summan $F_{v,Rk} + F_{ax,Rk}/4$.

4.7 Kombinerad lasteffekt

Då ett förband utsätts för skjuvning och axiell belastning samtidigt ska kombinationen av dessa tas i beaktande vid utformning. Följande interaktionssamband kan användas:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \qquad \text{(för släta spikar)} \qquad \textbf{Ekv. 4.21}$$

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \qquad \text{(för övriga spiktyper, samt träskruvar)} \qquad \textbf{Ekv. 4.22}$$

4.8 Förband som uteslutande beror av bärförmågan i dragning

Bärförmågan i dragning hos skruvar är så stor att det kan vara fördelaktigt att fästa dem på ett sådant sätt att de belastas enbart i drag eller tryck. Detta kan uppnås genom att använda en fackverksanalogi, där tvärkrafter upptas genom ett kraftpar i drag och tryck. Exempel på detta visas i Figur 4.22.

Figur 4.22: Träskruvar enbart belastade i tryck och dragning, Blass (2003).

Träskruvarnas bärförmåga bestäms endast med hjälp av draghållfastheten som beskrivs i Avsnitt 4.6.

4.9 Spröda brottmoder och gruppverkan i dymlade förband

Ett förband erhålls då två eller fler förbindare utnyttjas i en knutpunkt. Det är vanligt att flera förbindare som placeras i grupp krävs för att överföra förekommande laster. Centrumavståndet mellan förbindare behöver regleras för att förebygga uppsprickning mellan dessa. Regler för detta anges i de flesta byggregler, se Del 2, Kapitel 10.

4.9.1 Gruppverkan

När ett antal förbindare belastas når de sällan gränsen för sin lastbärande förmåga samtidigt. Detta beror på lokala variationer i styrka hos trämaterialet, hålstorlekar, avvikande placering av hål och ojämn lastöverföring mellan de förbundna elementen. Cramer (1968) och Lantos (1969) studerade vad som händer då en rad av förbindare belastas i dragning och de fann att den första och den sista förbindaren tar upp den högsta belastningen, det vill säga dessa kommer att nå brott först, se Figur 4.23.

Figur 4.23: Lastfördelning i ett bultförband enligt Lantos (1969). a) Kraftfördelning i sidoelement, b) kraftfördelning längs raden av förbindare.

Gruppverkan är som störst i förband med kraftiga dymlingar med nästan linjärelastiskt beteende, se Avsnitt 4.12 om limmade förband där ojämn spänningsfördelning leder till samma typ av problem. Den totala bärförmågan hos ett sådant förband är lägre än summan av de enskilda dymlingarnas bidrag. I knutpunkter med klena dymlingar, som exempelvis spikar, möjliggör plasticiteten hos förbindarna omfördelning av lasterna, så att den totala bärförmågan hos förbandet är nära eller lika med summan av de enskilda förbindarnas bärförmåga, Blass (1990).

4.9.2 Tillämpningar av Eurokod 5

Gruppverkan tillämpas för förbindare av dymlingstyp placerade i en rad parallellt med fibrerna:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \qquad \text{(träskruvar } d \leq 6 \text{ mm, spikar och klammer)} \qquad \textbf{Ekv. 4.23}$$

$$n_{ef} = \min \begin{cases} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\dfrac{a_1}{13d}} \end{cases} \qquad \text{(träskruvar } d > 6 \text{ mm, skruvar och dymlingar)} \qquad \textbf{Ekv. 4.24}$$

där a_1 är avståndet mellan förbindarna parallellt med fibrerna. Gruppverkan beror starkt av avståndet a_1 mellan förbindarna placerade i rad parallellt med fiberriktningen. För spikar är värdet av $k_{ef} = 1$ då $a_1 \geq 14d$, det vill säga ingen gruppverkan förekommer. För spikar med centrumavståndet $10d$, $k_{ef} = 0{,}85$ och för täta avstånd, $a_1 = 7d$, $k_{ef} = 0{,}7$, Eurokod 5, Avsnitt 8.3.1.1, se Figur 4.24. Reduktion av bärförmågan kan undvikas genom att förskjuta spikarna $\pm d$ i fiberriktningen.

Figur 4.24: Effektivt antal spikar i rad beroende av centrumavståndet.

För skruvar beror även effekten av avståndet mellan förbindarna och vid minimumavståndet 5d är effekten betydande, se Figur 4.25. Om avståndet överskrider 13d kan ingen gruppverkan förväntas.

Figur 4.25: Effektivt antal skruvar i rad beroende av centrumavståndet.

Gruppverkans beroende av avståndet är starkare för spikar än för skruvar.

4.9.3 Spröda brottmoder i dymlade förband

Brott enligt Johansens teori uppstår för enskilda dymlingar placerade med lämpliga centrumavstånd för att förebygga uppsprickning före böjning av dymlingen, eller innan hålkantbrott uppstår. I många knutpunkter är stora centrumavstånd omöjliga då det skulle leda till ökade dimensioner på träelementen vilket i sin tur skulle ge oekonomiska konstruktioner. Då förbindarna placeras nära varandra ökar emellertid risken för att sprickor uppstår. Detta kan medföra spröda brott i knutpunkten innan hålkantbrott uppstår. Spröda brott bör undvikas och bärförmågan för spröda brott måste kontrolleras samtidigt med bärförmågan för det enskilda fästdonet och gruppen av fästdon. Spröda brott kan vara av olika slag; radskjuvbrott, blockskjuvbrott, klossbrott och uppsprickning, se Figur 4.26.

Figur 4.26: Spröda brottmoder i mekaniska förband.

Om förbandet består av flera rader av förbindare kan radskjuvbrott eller blockskjuvbrott uppstå. På grund av liten förbindardiameter uppstår aldrig radskjuvbrott i spikade förband. Blockskjuvbrott är ovanligt då spikar sällan tränger igenom hela virkesstycket. Enligt Eurokod 5 ska därför spikade förband kontrolleras endast avseende klossbrott. Dymlade förband ska kontrolleras avseende blockskjuvbrott, medan radskjuvbrott utelämnas. Radskjuvbrott uppvisar vanligen högre bärförmåga än blockskjuvbrott, då sprickbildning uppstår längs fler ytor jämfört med blockskjuvbrott. Ytorna kan definieras som i Figur 4.27.

Figur 4.27: Ytor längs vilka sprickbildning uppstår vid klossbrott. Vid blockskjuvbrott bildas ingen bottenyta.

4.9.3.1 Blockskjuvbrott

Bärförmågan vid blockskjuvbrott består av två möjliga delar; dragkapaciteten för ändytan och skjuvkapaciteten längs sidoytorna. Drag- och skjuvkapaciteterna kan inte läggas ihop då de har olika styvheter. Kapaciteten antas som det maximala värdet på blockets drag- och skjuvkapacitet:

$$F_{\mathrm{bs,Rd}} = \max \begin{cases} 1{,}5 A_{\mathrm{net,t}} f_{\mathrm{t,0,d}} \\ 0{,}7 A_{\mathrm{net,v}} f_{\mathrm{v,d}} \end{cases} \quad \text{(förbindare av dymlingstyp)} \qquad \textbf{Ekv. 4.25}$$

Arean $A_{\mathrm{net,t}}$ är nettoarean av klossens ändyta och areorna $A_{\mathrm{net,v}}$ är nettoarean av blockets sidor. Faktorerna 1,5 och 0,7 är empiriskt härledda faktorer för anpassning till två olika fenomen. I fallet med dragkapaciteten kan draghållfastheten lokalt vara högre i en viss punkt, då sannolikheten för defekter är lägre i en angiven area än i ett helt element, Larsen (2003) Skjuvkapaciteten reduceras på grund av en volymeffekt som påverkar skjuvhållfastheten när den belastade arean är stor, Johnsson (2004). Areorna ska reduceras med storleken av förbindarnas hål, vilket indikeras med beteckningen ”net” i Ekvation 4.25. Metoden beskrivs i Eurokod 5, Bilaga A.

4.9.3.2 Klossbrott

Ekvation 4.25 kan användas för att bestämma kapaciteten både vid blockskjuvbrott och klossbrott. Det som skiljer de bägge fallen åt, är beräkningen av arean $A_{\mathrm{net,v}}$ vilken för klossbrott kan definieras som summan av nettobottenytan och nettosidoytorna på klossen.

4.10 Krafter som verkar i vinkel mot fibrerna

Trä är svagt i dragning tvärs fibrerna. Att utforma förband som de i Figur 4.28 är inte att rekommendera. En bättre lösning är att överföra krafterna i tryck, som i Figur 4.29.

Figur 4.28: Förband belastade i vinkel mot fibrerna.

Figur 4.29: Lastöverföring genom tryck.

När det är omöjligt att överföra krafter genom tryck, är det viktigt att placera fästdonen så långt från den belastade kanten som möjligt, för att undvika uppsprickning i träelementet. Det finns mer eller mindre sofistikerade modeller för att beräkna bärförmågan hos ett förband som belastas i vinkel mot fibrerna, några av dem baseras på linjär brottmekanik, Gustafsson med flera (2003). I Eurokod 5, Avsnitt 8.1.4 tas hänsyn till fenomenet genom att uppfylla:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \qquad \textbf{Ekv. 4.26}$$

där $F_{v,Ed} = \max\{F_{v,Ed,1}; F_{v,Ed,2}\}$, det vill säga den största av de två tvärkrafterna i balken på var sida om förbandet som visas i Figur 4.28. Den dimensionerande hållfastheten bestäms med utgångspunkt i den karakteristiska hållfastheten $F_{90,Rk}$, vilken definieras som:

$$F_{90,Rk} = 14b\sqrt{\frac{h_e}{1-\frac{h_e}{h}}} \quad \text{(med } b\text{, } h_e \text{ och } h \text{ uttryckta i mm och med } F_{90,Rk} \text{ i N)} \qquad \textbf{Ekv. 4.27}$$

där h, h_e och b definieras i Figur 4.28.

4.11 Spikplåtar

Spikplåtar innebär en kombination av spikar och spikningsplåtar. De tillverkas genom att tänder stansas direkt ur stålplåten, se Figur 4.4 b). På grund av begränsningar i stansningsprocessen, kan stålplåtens tjocklek inte överstiga 2 mm, vilket medför att tänderna har låg bärförmåga. Längden av tänderna är vanligtvis 8 – 15 mm, Nielsen (2003). Det allra vanligaste användningsområdet för spikplåtar är i produktionen av träfackverk, se Figur 4.30. I Sverige är den främsta tillämpningen inom husbyggnadsindustrin med vanliga spännvidder för takstolar på 9 – 15 m. Träfackverk av denna typ klarar emellertid spann upp mot 40 m. Spikplåtar monteras genom att de pressas in i träet med hydrauliskt tryck. Att använda spikplåtar på byggplatsen är därför ej att rekommendera.

Figur 4.30: Takstolar tillverkade med spikplåtar, Nielsen (2003).

På grund av tillverkningsprocessen uppvisar spikplåten ett ortotropt beteende. Förbindarens styrka är beroende av belastningsriktningens vinkel. För fullständiga egenskaper för en spikplåt behöver 11 hållfasthetsparametrar definieras; skjuv-, drag-, tryck- och förankringshållfasthet i vinkelräta riktningar samt tre konstanter som beskriver förankringsbeteendet, SS-EN 1075 och SS-EN 14545.

Då ett förband ska utformas med spikplåtar, måste drag- tryck- och skjuvhållfastheten kontrolleras samt risken för buckling av plåten i sådana snitt av fackverket som saknar sidostöd. Tillvägagångssättet beskrivs i Eurokod 5, Avsnitt 8.8, men utförs sällan genom beräkningar för hand. Det finns välutvecklade programvaror för utformning av spikplåtsbeslag och fackverk, som tar hänsyn till rörelser i knutpunkterna som påverkar kraftfördelningen i fackverket.

Spikplåtar kan även användas för att förstärka själva virket och areorna omkring förbandet, Nielsen (2003). I sådana fall är det inte spikplåten i sig som är av primärt intresse att utforma, utan snarare funktionen att motverka brott i träet vinkelrätt fibrerna. Exempel på användningsområden i enlighet med Figur 4.31 är:

- ökning av tryckhållfastheten vinkelrätt fibrerna genom att tillföra en sekundär kraftväg i förbandet och förstyva träet
- ökning av böjstyvheten genom förstärkning av den tryckta sidan av träet
- ökning av draghållfastheten vinkelrätt fibrerna i knutpunktsområdet för att förebygga spröda brott såsom blockskjuvbrott eller uppsprickning samt även att tillföra hålkanthållfasthet i det mest påfrestade tvärsnittet i ett dymlat förband.

Figur 4.31: Förstärkning av träkonstruktioner med spikplåtar, Nielsen (2003).

Användningen av spikplåtar för att förstärka dymlade förband kan fördubbla dessas lastbärande förmåga, Blass (2003).

4.12 Limmade förband

Limmade förband används frekvent i träkonstruktioner, särskilt vid tillverkningen av element. De används inte primärt som en förbandsteknik mellan element, på grund av:

- avsaknaden av dimensioneringsregler
- behovet av kontrollerade förhållanden under limning vilket gör fabriksproduktion till det enda rimliga alternativet.

Limmade träförband kan delas in enligt Figur 4.32.

Figur 4.32: Klassificering av olika typer av limmade konstruktionsförband, Aicher (2003).

Tillverkningen av limmade förband måste ske under kontrollerade förhållanden med kvalitetskontroll, för att garantera en genomgående god kvalitet hos slutresultatet.

4.12.1 Limegenskaper

Det är svårt att beskriva styrkan hos limmade förband analytiskt. Om de är duktila, beskrivs deras beteende väl av skjuvhållfastheten. Om de är spröda ger limmets brottenergi, G_f, den bästa beskrivningen. Ett sprödhetsförhållande har definierats som f_v^2/G_f, för att karakterisera sprödheten. En fullständig karakterisering av skjuvhållfastheten f_v, draghållfastheten f_t, brottenergierna i skjuvning $G_{f\tau}$ och i dragning $G_{f\sigma}$ existerar endast för ett fåtal limmer, se Tabell 4.9. Ett av problemen är att ren dragning och ren skjuvning sällan förekommer i ett verkligt förband, vilket gör det omöjligt att åtskilja styrkekomponenterna, till och med i försök.

Tabell 4.9 Egenskaper för bindemedel och jämförelse med trä, Aicher (2003).

Lim	f_v [N/mm²]	$G_{f\tau}$ [N/mm]	$f_v^2 / G_{f\tau}$ [N/mm³]	f_t [N/mm²]	$G_{f\sigma}$ [N/mm]	$f_t^2 / G_{f\sigma}$ [N/mm³]
Fenol-resorcinol	8,4	0,7	99	6,4	0,36	114
PVAC	7,4	2,1	26	-	-	-
Polyuretan	2,8	0,6	14	1,0	0,23	4
Trä (Gran, Picea abies)	8,9	1,0	83	2,9	0,3	28

Av Tabell 4.9 kan man dra slutsatsen att den limtyp som tidigare var vanlig vid limträtillverkning, fenol-resorcinol är sprödare än själva träet, medan polyuretan är mindre sprött än trä.

4.12.2 Limtyper

Fenol-resorcinol är ett tvåkomponentslim som bildar en rödaktigt brun limfog med goda mekaniska egenskaper även vid brand. Limtypen kan binda vid rumstemperatur men en förhöjd temperatur (+40 °C) förkortar härdningstiden. Limtypen är okänslig för fuktförändringar. Resorcinol är dyrt och används därför i en blandning med 50 – 70 procent fenol. Fram till för några år sedan var fenol-resorcinol den vanligaste limtypen vid limträproduktion i Sverige. För närvarande används melamin-urea-formaldehyd (MUF) för limträtillverkning eftersom limmet ger en vitaktig limfog. Det har samma egenskaper som fenol-resorcinol. Härdningstiden är en timme vid rumstemperatur men endast några minuter om en högfrekvensugn (mikrovågsteknik) används under härdningen.

Polyuretan är också ett tvåkomponentslim, men det är svagare än resorcinol även om kravet på presstryck under härdningen inte är så högt. Polyuretan är att föredra framför epoxy på grund av risken för allergiska reaktioner. Epoxy är emellertid känt för att binda nästan vilka material som helst och kan även användas för limning på byggplatsen.

4.12.3 Styrka

Styrkan hos ett överlappsförband beskrevs först av Volkersen (1938) som drog slutsatsen att fördelningen av skjuvspänningen *τ(x)* i förbandet kan beskrivas som:

$$\tau(x) = \tau_m \frac{\rho}{2}\left[\frac{\cosh(\rho x/\ell)}{\sinh(\rho/2)} - \frac{(1-\alpha)}{(1+\alpha)}\frac{\sinh(\rho x/\ell)}{\cosh(\rho/2)}\right]$$

$$\rho = \sqrt{\frac{G\ell^2}{E_1 t_1 d}(1+\alpha)} \quad \alpha = \frac{E_1 A_1}{E_2 A_2} \quad \tau_m = \frac{P}{b\ell}$$

Ekv. 4.28

För beteckningar hänvisas till Figur 4.33. Koordinaten *x* ökar från vänster till höger längs längden ℓ.

Figur 4.33: Överlappsförband.

Det viktigaste resultatet av Volkersens teori är att spänningsfördelningen i förbandet är ojämn. Förbandets styrka kan inte bestämmas genom uträkning av τ_m vilket är medelvärdet för skjuvspänningen. Det kommer att uppstå spänningstoppar i ändarna av limfogen där brott kommer att initieras. Samma fenomen, om än mindre uttalat, förklarar gruppverkan i dymlingar placerade i rad. En närmare studie av skjuvspänningen *τ(x)* kommer att tydliggöra

att över en viss längd förändras inte spänningstopparna, eller med andra ord, en förlängning av limfogen kommer inte att öka dess styrka. Volkersens teori kan generaliseras för ickelinjär brottmekanik, Gustafsson (1987). Genom studier av gränserna för ickelinjära fall, fullständigt plastiska fogar och fullständigt spröda fogar, definierade Gustafsson (1987) undre och övre gränser för ett förbands bärförmåga:

$$P_{max} = f_v b \ell$$
$$P_{min} = \sqrt{2(1+\alpha)} b \sqrt{t_1 E_1 G_{f\tau}}$$

Ekv. 4.29

Om en fullständigt spröd limfog kan antas, påverkas inte bärförmågan av limfogens längd. Området för sprödhetsförhållandet där ickelinjär brottmekanik gäller beror av limlängden genom:

$$0{,}1(1+\alpha) \le \omega \le 10(1+\alpha)$$
$$\omega = \frac{\ell^2 f_v^2}{t_1 E_1 G_{f\tau}}$$

Ekv. 4.30

För mindre ω gäller plastiska förhållanden, medan linjär brottmekanik bör tillämpas vid större ω. Då ℓ = 400 mm, t = 45 mm, och E_1 = 13 000 MPa samt f_v och G_f väljs för ett fenol-resorcinollim enligt Tabell 4.9, blir ω = 27. För α = 1 (symmetriskt överlappsförband) är gränsvärdet på ω = 20, vilket innebär att linjär brottmekanik kan tillämpas. Byte av lim till polyuretan ger ω = 3,8, vilket innebär att ickelinjär brottmekanik måste tillämpas.

4.13 Inlimmade skruvar

Inlimmade skruvar innebär ett särskilt användningsområde för lim, se Figur 4.34. Detta är en tilltalande lösning då fogen döljs inuti träelementet och förbandet blir starkt och styvt. Teoretiskt sett finns inga dimensioneringsregler, men omfattande tester har gjort det möjligt att etablera god kunskap på området, se vidare bland annat Gustafsson och Serrano (2001) och Tlustochowicz med flera (2010).

Figur 4.34: Brottmoder för inlimmade skruvar, Tlustochowicz med flera. (2010).

4.14 Utformning av sammansatta pelartvärsnitt

Vid utformning av träpelare och andra element i en träkonstruktion är det inte ovanligt att det uppstår behov av andra tvärsnitt än rektangulära (kors- och lådformer är vanliga). Dessa kan byggas upp av flera virkesstycken och sammanfogas mekaniskt så som beskrivs i Eurokod 5, Bilaga C. Ett annat alternativ är att denna elementtyp levereras direkt från limträleverantören, som använder lim för att tillverka pelaren, vilket leder till fullständig samverkan över tvärsnittet. För att uppnå tillräckligt presstryck under tillverkningen behövs 1 – 2 spikar/dm^2 och spikarna bör ha tillräcklig förankringslängd och företrädesvis vara rullgängade för

ytterligare ökad förankring. Alternativt kan träskruv användas. Tillräckligt presstryck kan även erhållas genom en utbredd last över det limmade stycket.

4.15 Lastfördelning i förband

4.15.1 Elastisk lastfördelning

I ett förband tar de enskilda förbindarna upp olika mycket last beroende på den globala belastningen på förbandet. I drag och tryck är det fråga om beräkning av lastkomponenter och att relatera dem till den enskilda förbindaren, men för momentstyva förband ger förbandets geometri upphov till olika belastning av olika förbindare beroende på deras placering i förbandet. Antag att ett träförband belastas med en vertikal excentrisk last med en hävstång e i förhållande till tyngdpunkten hos förbandet. Den elastiska lastfördelningen kan då bestämmas på det sätt som visas i Figur 4.35:

1. Översätt de excentriska krafterna till tyngdpunkten i gruppen av förbindare.
2. Den vertikala kraften på varje förbindare är $F_{yi} = F/n$, där n är antalet förbindare.
3. Vektorn F_{mi} är ett resultat av momentet $M = F \cdot e$. Ett linjärt lastförskjutningssamband antas vara $F_{mi} = K\delta = K\alpha r_i$, där K är förskjutningsmodulen för förbindaren, δ är förskjutningen orsakad av rotationen av förbandet och α är rotationsvinkeln, se den nedersta figuren.
4. Det yttre momentet och summan av de inre momenten måste vara lika: $M = F \cdot e = \Sigma r_i F_{mi} = \Sigma r_i K\alpha r_i = K\alpha\, \Sigma r_i^2$
5. Termen Σr_i^2 är karakteristisk för förbandet och kallas det polära tröghetsmomentet: $I_p = \Sigma r_i^2 = \Sigma(x_i^2 + y_i^2)$
6. Lastkomponenten F_{mi} kan nu erhållas genom:

$$F_{mi} = K\alpha r_i = \frac{Mr_i}{I_p}$$

$$F_{mxi} = -\frac{My_i}{I_p}; \quad F_{myi} = \frac{Mx_i}{I_p}$$

7. Vektorsummering ger lasteffekten på en förbindare (inklusive $F_{xi} = F_x/n$ i generella fall när den yttre kraften F har en komponent F_x i x-riktningen):

$$F_i = \sqrt{\left(F_{xi} + F_{mxi}\right)^2 + \left(F_{yi} + F_{myi}\right)^2}$$

8. F_i ska sedan jämföras med bärförmågan hos den enskilda förbindaren.

Figur 4.35: Lastfördelning i ett momentstyvt förband.

4.15.2 Plastisk lastfördelning

Då dymlade förband uppvisar plastiskt beteende är det möjligt att öka den totala hållfastheten för förbandet. Detta kan åstadkommas genom att låta de yttre dymlingarna plasticera och därefter omfördela sina laster till dymlingarna som är belägna närmare rotationscentrum, se Figur 4.35. Antag att det plastiska beteendet i Figur 4.7 b) kan idealiseras till ett elastiskt-plastiskt beteende. Det är då möjligt att ställa upp en undre och en övre gräns för det plastiska motståndet för förbandet. Observera att principen för överlagring inte går att tillämpa när man antar ett plastiskt beteende. Det finns en gräns för omfördelningen för en dymling, då antagandet om elastiskt-plastiskt beteende begränsas av den möjliga förskjutningen av dymlingen. En rimlig gräns kan vara att den maximalt tillåtna förskjutningen är $u_{max} \leq 4\ u_y$ där u_y är den elastiska förskjutningen. Den praktiska konsekvensen är att dymlingar som befinner sig närmare vridningscentrum än $0{,}25r_{max}$ (där r_{max} är det maximala avståndet från vridningscentrum till den yttersta dymlingen) inte kan tas med i beräkningen vid bestämmandet av ett förbands plastiska bärförmåga.

4.15.2.1 Övre gränsen för plastisk bärförmåga

En övre gräns F^+ kan fastställas genom principen för virtuellt arbete, Larsen och Riberholt (1999). Rotationscentrum antas någonstans längs en linje vinkelrät mot lastriktningen. Vanligtvis passerar denna linje nära den elastiska tyngdpunkten, se Figur 4.35. Om alla dymlingar antas ha samma lastnivå vid flytning F_y, och förhållandet i Figur 4.35 gäller är det inre och yttre arbetet W_i och W_e:

$$W_i = \sum_{i=1}^{n} \alpha r_i F_y$$
$$W_e = \alpha e F^+ \qquad \textbf{Ekv. 4.31}$$

Likställande av W_i och W_e ger:

$$F^+ = \frac{\sum_{i=1}^{n} \alpha r_i F_y}{\alpha e} = \frac{F_y}{e} \sum_{i=1}^{n} r_i \qquad \textbf{Ekv. 4.32}$$

För att erhålla det optimala värdet för F^+, genomförs en iteration där rotationscentrum antas och F^+ beräknas. F^+ kommer att uppvisa ett minsta värde då den exakta plastiska bärförmågan uppnås. Det optimala läget för rotationscentrum är vanligtvis nära den elastiska tyngdpunkten men på den motsatta sidan i förhållande till den yttre lasten.

4.15.2.2 Undre gränsen för plastisk bärförmåga

Den undre gränsen för plastisk bärförmåga bestäms genom att dela in förbindarna i två grupper; de som motstår momentet och de som motstår normalkraften. Indelningen görs baserat på villkoret om bevarad jämvikt med den påförda lasten. Om förbandet belastas med en kraft som verkar genom tyngdpunkten kommer den undre och den övre gränsen sammanfalla då riktningen för reaktionskrafterna kommer att vara densamma för samtliga förbindare. Tillvägagångssättet exemplifieras i Figur 4.36.

Figur 4.36: Exempel på fastställande av undre gränsen för plastisk lastfördelning i ett förband, Larsen och Riberholt (1999).

I Figur 4.36 är den undre gränsen F^- för bärförmågan fastställd genom:

Vertikal jämvikt: $F - 4 \cdot F_y = 0$
Momentjämvikt: $F \cdot e - F_y \cdot r = 0$

där F_y är lastnivån vid flytning för förbindarna, i detta fall detsamma för samtliga. Det lägsta värdet för F givet av dessa två jämviktsrelationer utgör lösningen för den undre gränsen, som erhålls av den antagna kraftfördelningen, det vill säga:

$$F^- = \min \begin{cases} 4F_y \\ \dfrac{r}{e} F_y \end{cases}$$ **Ekv. 4.33**

4.16 Styvhet hos förband

Förskjutningsmodulen K_u för förband i brottgränstillståndet bör sättas till två tredjedelar av förskjutningsmodulen i bruksgränstillståndet, Eurokod 5, Avsnitt 2.2.2:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$$ **Ekv. 4.34**

Förskjutningsmodulen i bruksgränstillståndet, K_{ser}, uttryckt i N/mm kan i enlighet med Eurokod 5, Avsnitt 7.1 fastställas genom:

$$K_{ser} = \begin{cases} \rho_m^{1,5} d / 23 & \text{för dymlingar, skruv, träskruv och spik med förborrning} \\ \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30 & \text{för spik utan förborrning} \end{cases}$$ **Ekv. 4.35**

där ρ_m är trämaterialets medeldensitet uttryckt i kg/m^3 och d är förbindarens ytterdiameter uttryckt i mm. I förband mellan trä och stål och trä och betong fastställs K_{ser} genom att använda trämaterialets densitet multiplicerad med 2.

4.17 Källhänvisningar

Aicher, S. (2003): Structural Adhesive Joints including Glued-in Bolts. *Timber Engineering.* Larsen H.J., Thelandersson S. Red., Wiley & Sons.

Blass, H.-J. (1990): *Load distribution in nailed joints*. In proceedings from the International Council for Research Innovation in Building and Construction, Working Commission CIBW18, paper 23-7-2, Lissabon, Portugal, September 1990.

Blass, H-J. (2003): *Joints with Dowel-Type Fasteners. Timber Engineering.* Larsen H.J., Thelandersson S. Red., Wiley & Sons, ISBN 0-470-84469-8.

Cramer, C.O. (1968): *Load Distribution in Multiple-Bolt Tension Joints.* Journal of the Structural Division 94 (ST5):1101–1117.

Gustafsson, P-J (1987): *Analysis of Generalised Volkersen-joints in terms of Non-linear Fracture Mechanics. Mechanical Behaviour of Adhesive Joints*, Pluralis:323–338.

Gustafsson, P.-J., Serrano, E. (2001): *Glued-In Rods for Timber Structures (GIROD): Final Report for WP1 – Development of a calculation model*, Lunds Universitet.

Johansen, K.W. (1949): *Theory of Timber Connections.* International Association of Bridge and Structural Engineering 9:249–262.

Johnsson, H. (2004): *Plug Shear Failure in Timber Connections – Avoiding Brittle and Promoting Ductile Failures*. Doctoral thesis 2004:03, Luleå tekniska universitet.

Kuipers, J., Van Der Put, T.A.C.M. (1982): *Betrachtungen zum Bruchmechanismus von Nagelverbindugen*. In Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Red. Ehlbeck J., Steck, G., Bruderverlag Karslruhe, ISBN 3-87104-049-5.

Lantos, G. (1969): *Load Distribution in a Row of Fasteners subjected to Lateral load.* WoodScience 1(3):129–139.

Larsen, H.J. och Riberholt, H. (1999): *Trækonstruktioner* (på danska). SBI-anvisning 194, Statens Byggeforskningsinstitut.

Larsen, H.J. (2003): *Structures Based on Solid Timber Products. Timber Engineering.* Larsen, H.J., Thelandersson S. Red., Wiley & Sons, ISBN 0-470-84469-8.

Nielsen, J. (2003): *Trusses and Joints with Punched Metal Fasteners. Timber Engineering.* Larsen H.J., Thelandersson S. Red., Wiley & Sons, ISBN 0-470-84469-8.

SS-EN 383:2007 *Träkonstruktioner – Hålkanthållfasthet och bäddmodul för dymlingformade förbindare – Provning.* SIS Förlag AB.

SS-EN 408:2010/A1:2012 *Träkonstruktioner – Konstruktionsvirke och limträ – Bestämning av vissa fysikaliska och mekaniska egenskaper.* SIS Förlag AB.

SS-EN 409:2009 *Träkonstruktioner – Dymlingformade förbindares flytmoment – Provning.* SIS Förlag AB.

SS-EN 1075:2014 *Träkonstruktioner – Provning – Spikplåtsförband*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1382:2000 *Träkonstruktioner – Fästdons utdragshållfasthet – Provning.* SIS Förlag AB.

SS-EN 1383:2000 *Träkonstruktioner – Genomdragning av fästdon – Provning.* SIS Förlag AB.

SS-EN 14358:2006 *Träkonstruktioner – Beräkning av karakteristiska 5-percentilvärden för fästelement och träbaserade produkter samt acceptanskriterier för ett provuttag.* SIS Förlag AB.

SS-EN 14545:2008 *Träkonstruktioner – Mekaniska förbindare av stål – Krav.* SIS Förlag AB.

SS-EN 14592:2008+A1:2012 *Träkonstruktioner – Dymlingformade förbindare av stål (inkl. klammer) – Krav.* SIS Förlag AB.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av trä-konstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader.* SIS Förlag AB.

Tlustochowicz, G., Serrano, E., Steiger, R. (2011): *State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods. Materials and Structures* 44(5):997–1020.

Kapitel 5
Sammansatta träelement

Bert Norlin

5 Sammansatta träelement 151
5.1 Konstruktionselement med fullständig samverkan 152
5.1.1 Limmade balkar med tunna liv 152
5.1.1.1 Transformerade eller fiktiva tvärsnitt 154
5.1.1.2 Momentbärförmåga 156
5.1.1.3 Tvärkraftsbärförmåga för livskivor utan öppna livfogar 160
5.1.1.4 Skjuvhållfasthet för förband mellan fläns och liv 166
5.1.1.5 Böj- och skjuvdeformationer 168
5.1.1.6 För- och nackdelar med I- och lådtvärsnitt. 169
5.1.2 Limmade element med tunna flänsar, ytbärverk 169
5.1.2.1 Momentbärförmåga 171
5.1.2.2 Böj- och skjuvdeformationer 178
5.1.2.3 För- och nackdelar med T- och H-formade ytbärverk 178
5.2 Konstruktionselement med ofullständig samverkan 178
5.2.1 Momentbelastade sammansatta element 180
5.2.1.1 Grundläggande antaganden 180
5.2.1.2 Härledning av de styrande differentialekvationerna för tvåskiktade balkar 182
5.2.1.3 Lösningsprocedur 186
5.2.1.4 Samband mellan förskjutningsmodulen för mekaniska förbindare och skjuvstyvheten för kärnmaterial 190
5.2.1.5 Approximativa lösningar för de styrande differentialekvationerna 191
5.2.1.6 Treskiktade dubbelsymmetriska balkar 192
5.2.2 Sammanfattning av ekvationer 194
5.2.3 Brottkriterier för sammansatta balkar 195
5.2.3.1 Rekommendationer gällande val av styvhetsegenskaper 195
5.2.3.2 Brottkriterier i brottgränstillståndet 197
5.3 Källhänvisningar 199

5 Sammansatta träelement

Med sammansatta träelement avses här I- och lådbalkar samt ytbärverk (på engelska *stressed skin panels*, SSP). De första två kan exempelvis ha tvärsnitt som visas i Figur 5.2, medan det sistnämnda är en typ av byggelement som täcker en stor yta, se Figur 5.14.

Sammansatta träelement är vanligtvis, men inte nödvändigtvis, tillverkade av mer än ett material. Vanligt förekommande träbaserade material är konstruktionsvirke, limträ, fanerträ, plywood, träfiberskiva, spånskiva och OSB (strimlespånskiva) med flera. Andra material såsom stål, aluminium, betong, plaster och till och med glas är möjliga att använda. Här begränsar vi oss emellertid till träbaserade material.

Dessa element bär i grund och botten laster genom böjverkan, särskilt i horisontella bärverk som bjälklag, tak, brodäck med mera. Axialkrafter måste givetvis beaktas för bärverk som påverkas av sådana krafter, på samma sätt som i väggelement och pelare.

Den gemensamma egenskapen för alla dessa sammansatta element är att tvärsnittet är uppdelat i breda yttre flänsdelar och en mellanliggande tunn livdel. Flänsarna i ett ytbärverk är givetvis mycket breda och mycket tunna, men skivorna i livet är ändå relativt tunna jämfört med flänsarna. Detsamma gäller för vanliga I-balkar; även om flänsarna kan ha en liten bredd kommer livet att ha en mycket mindre tjocklek. Då dessa elementtyper utsätts för böjning tas det mesta av böjmomentet upp av flänsarna medan en mindre del bärs av balklivet. Tvärkraften tas å andra sidan huvudsakligen upp att livets skiva eller skivor. Det enda undantaget är T-formade tvärsnitt där ingen riktigt uppdelning i fläns och liv kan göras.

Betrakta nu ett litet utsnitt av tryckflänsen för en vanlig I-balk, som i Figur 5.1 a). Axialkrafterna ändras något från ena änden av utsnittet till den andra. Det enda som kan orsaka denna förändring är skjuvflödet som påverkar livet. Alla skjuvspänningar måste överföras till flänsen för att kunna bygga upp axialspänningarna eller vice versa. Om förbandet mellan liv och fläns är känsligt för skjuvdeformation kommer det att uppstå en liten glidning mellan de två materialen, så som visas i Figur 5.1 b). Om denna glidning är försumbar så är det fråga om fullständig samverkan, varvid balkens styvhet och spänningarnas storlek kan baseras på vanlig balkböjningsteori som förklaras i Avsnitt 5.1. Om glidningen inte är försumbar kommer den påförda lasten att motverkas annorlunda, på så sätt att flänsarna vid ökande glidning kommer att bära mindre av det påförda böjmomentet genom axiellt tryck och axiell dragning i flänsarna och mer genom enskild böjning av fläns respektive liv. Detta leder till minskat skjuvflöde över gränsytan. Utöver denna omfördelning från axiella flänskrafter till flänsböjning kommer styvheten att minska vilket leder till ökad nedböjning. Detta tillstånd av icke-försumbar förskjutning betecknas ofullständig (partiell) samverkan och beskrivs i Avsnitt 5.2.

Figur 5.1: Ett litet utsnitt av förbandet mellan liv och fläns i en I-balk. a) Ingen eller försumbar förskjutning, b) icke försumbar förskjutning.

Fullständig samverkan kan vanligtvis antas för limmade förband med mycket tunna limfogar. Ofullständig samverkan måste antas om limmet ersätts med mekaniska förbindare och/eller om gränsskiktet är så pass tjockt att skjuvdeformationen inte längre är mycket liten. Notera att skjuvdeformationen i själva balklivet kan hanteras som en glidning och genom teorin som förklaras i Avsnitt 5.2 kan detta beaktas.

5.1 Konstruktionselement med fullständig samverkan

I- och lådbalkar behandlas i Avsnitt 5.1.1 medan ytbärverk behandlas i Avsnitt 5.1.2. Håll dock i minnet att de flesta dimensioneringsfrågorna är likartade för båda typerna av sammansatta element.

5.1.1 Limmade balkar med tunna liv

Exempel på I- och lådbalkar visas i Figur 5.2. Två grundläggande former kan urskiljas, öppna I-tvärsnitt och slutna ihåliga tvärsnitt (lådformiga tvärsnitt). Flänsarna tillverkas vanligen av konstruktionsvirke, limträ eller fanerträ, medan balkliven tillverkas av hård träfiberskiva, OSB, plywood eller spånskiva. I de flesta kommersiella produkterna används flänsar av sågat virke i kombination med hård träfiberskiva, OSB eller ibland plywood.

Figur 5.2: Typiska I- och lådtvärsnitt.

Figur 5.3 visar en sidovy av två typiska I-balkar (eller lådbalkar), en med liten slankhet och en med stor slankhet hos livet. Slankhetsgränsen mellan dessa två kategorier är approximativt $h_w/b_w = 35$.

Figur 5.3: Tvärsnitt av I-balk eller lådbalk med a) liten livslankhet och b) stor livslankhet.

Möjliga brottlägen är markerade med symboler i Figur 5.3 och givna en specifik siffra. Brottypen som siffran hänvisar till är:

1. Tryckbrott av den tryckta flänsen, vilket ifall sidostagningen är otillräcklig inbegriper påverkan av vippning i sidled.
2. Dragbrott i den dragna flänsen.
3. Skjuvbrott i balklivet.
4. Skjuvbuckling av balklivet.
5. Skjuvningsbrott i gränsytan mellan fläns och balkliv, det vill säga i limförbandet mellan dem.
6. Skjuvbrott i öppna livskarvar och intill håltagningar.
7. Knäckningsbrott på grund av axialbelastning, **visas ej** i Figur 5.3.
8. Lokal intryckning, det vill säga koncentrerad last som verkar vinkelrätt mot flänsarna kan orsaka brott i den angränsande zonen i balklivet, antingen genom rent tryckbrott av livskivan i kombination med viss lokal flänsböjning (tjocka livskivor) eller genom lokalt bucklingsbrott av livskivan som också påverkas av viss flänsböjning (slanka livskivor).
9. Tryckbrott i den yttre flänsytan orsakat av koncentrerade krafter som verkar vinkelrätt mot fibrerna, vilket kontrolleras genom att använda reglerna som beskrivs i Avsnitt 3.1.3.
10. Totalt eller (vertikalt) livknäckningsbrott orsakat av en fördelad transversallast, vilket är relativt sällsynt för vanliga I-balkar i trä. En annan knäckningstyp som kan bidra till detta är flänsinducerad livknäckning som beror av att balkens krökning gör att tryck- och drag-krafterna i flänsarna får små komposanter riktade in mot skivan.
11. Lokal livbuckling orsakad av böjmoment och/eller normalkraft. Denna typ är mer eller mindre orealistisk när det gäller I-balkar av trä.
12. I bruksgränstillståndet måste kontroll utföras av nedböjningar, huvudsakligen orsakade av böjning men ibland påtagligt påverkade av skjuvdeformationer i balklivet. **Ej visat** i Figur 5.3.
13. Vibrationers och egenfrekvensers inverkan på bjälklag och brodäck kan också vara viktiga frågor när det gäller bruksgränstillståndet, **visas ej** i Figur 5.3.

I denna utförliga lista över brottmoder och krav som behöver kontrolleras är aspekterna 10 och 11 av liten eller ingen betydelse för balkar med vanligt förekommande dimensioner och de behandlas därför inte i denna bok. De återstående aspekterna måste man åtminstone ha i åtanke när en balk av denna typ ska dimensioneras. Vanligtvis kan några av dem uteslutas för varje enskilt fall. Detaljerade dimensioneringsregler och rekommendationer ges i de följande avsnitten för de flesta identifierade brottmekanismerna och bruksgränskraven.

5.1.1.1 Transformerade eller fiktiva tvärsnitt

I detta sammanhang innebär ett transformerat tvärsnitt helt enkelt ett fiktivt tvärsnitt där bredden på samtliga delar utom ett har ändrats så att samma elasticitetsmodul kan antas för hela tvärsnittet. Bredden mäts parallellt med den relevanta böjningsaxeln. Om ett tvärsnitt består av två eller fler material med olika elasticitetsmodul, så förenklar ett transformerat tvärsnitt ekvationerna och de faktiska dimensioneringsberäkningarna. Att använda ett transformerat tvärsnitt är på intet sätt nödvändigt ur teoretisk synvinkel, men det medför praktiska förenklingar. Figur 5.4 visar transformeringen från ett verkligt till ett fiktivt tvärsnitt.

Figur 5.4: Användning av ett transformerat eller fiktivt tvärsnitt. a) Det verkliga, fysiska tvärsnittet, b) fiktivt tvärsnitt ritat i skala, om del 2 tas som referens med $E_1 = 2$, E_2 och $E_3 = E_2/2$.

För ett tvärsnitt bestående av tre delar som i Figur 5.4, bestäms de fiktiva bredderna som:

$$b_{1,\text{fic}} = \frac{E_1}{E_2} b_1, \qquad b_{2,\text{fic}} = \frac{E_2}{E_2} b_2 = b_2, \qquad b_{3,\text{fic}} = \frac{E_3}{E_2} b_3 \qquad \textbf{Ekv. 5.1}$$

om del 2 tas som referens. För varje material som ingår i tvärsnittet måste ett lämpligt värde på elasticitetsmodulen användas. För träbaserade material kommer detta värde på sikt att påverkas av krypning, så som diskuteras i Avsnitt 2.4.7. Inverkan av krypning ger två effekter för balkar med sammansatt tvärsnitt. För det första, så ökar nedböjningen och deformationen av balken med tiden. För det andra, så kommer den inre spänningsfördelningen mellan delarna att förändras med tiden. Följden blir att delar som är krypbenägna kommer att avlastas medan delar som är mindre känsliga för krypning kommer att bära mer av lasten med tiden. Ytterligare ett problem är att två olika elasticitetsmoduler brukar ges i tabeller för trämaterials hållfasthetsdata, till exempel i Eurokod 5. Ena värdet motsvarar ett lägre fraktilvärde (vanligtvis 5 %) och det andra motsvarar modulens medelvärde. Det bästa tillvägagångssättet vid hantering av ett fiktivt tvärsnitt är att alltid använda modulens medelvärde för varje ingående material. Detta av den enkla anledningen att vi måste försöka förutse den mest rimliga spänningsfördelningen och undvika spänningsfördelningar som påverkas av stor spridning i materialdata. Notera dock att detta resonemang gäller när man söker den mest sannolika

spänningsfördelning som påverkar ett sammansatt tvärsnitt, och att det inte med säkerhet är fullt korrekt för instabilitetsproblem, vilket diskuteras i anslutning till Ekvation 5.4 nedan.

Eurokod 5 använder koncepten momentana och slutliga förhållanden för att hantera problem med krypning. I ekvationer indexeras dessa med ”inst” och ”fin” från engelskans instantaneous respektive final. I ett mer allmänt fall har vi n delar där $i = 1, 2, \ldots, n$; och om ett av i-värdena hör samman med referensmaterialet, r, så är den fiktiva bredden av del nummer i:

$$b_{\mathrm{i,fic}} = \mu_{\mathrm{i}}\, b_{\mathrm{i}} \qquad \text{där} \qquad \begin{cases} \mu_{\mathrm{i,ULS,inst}} = \mu_{\mathrm{i,SLS,inst}} = \dfrac{E_{\mathrm{i,mean}}}{E_{\mathrm{r,mean}}} \\ \mu_{\mathrm{i,ULS,fin}} = \dfrac{E_{\mathrm{i,mean}}}{E_{\mathrm{r,mean}}} \dfrac{\left(1+\psi_2\, k_{\mathrm{r,def}}\right)}{\left(1+\psi_2\, k_{\mathrm{i,def}}\right)} \\ \mu_{\mathrm{i,SLS,fin}} = \dfrac{E_{\mathrm{i,mean}}}{E_{\mathrm{r,mean}}} \dfrac{\left(1+k_{\mathrm{r,def}}\right)}{\left(1+k_{\mathrm{i,def}}\right)} \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 5.2}$$

Här står ULS (Ultimate Limit State) och SLS (Serviceability Limit State) för brottgränstillstånd respektive bruksgränstillstånd på svenska. $k_{\mathrm{i,def}}$ är krypfaktorn för delen med nummer i utsatt för permanent last och specificeras i Eurokod 5 för olika material. ψ_2 är reduktionsfaktorn för kvasi-permanent last och bör bestämmas för den last som orsakar störst spänning. Ifall denna är av permanent typ, bör ett värde av 1 användas. När och hur de olika μ_{i}-värdena i Ekvation 5.2 ska användas förklaras nedan:

$\mu_{\mathrm{i,ULS,inst}} = \mu_{\mathrm{i,SLS,inst}}$ används i brott- eller bruksgränstillståndet under momentana förhållanden, det vill säga som om alla dimensioneringslaster påförs under en tidsperiod kortare än omkring ett år. Detta värde bör i brottgränstillståndet användas för att kontrollera hållfastheten för de delar som är mest krypbenägna.

$\mu_{\mathrm{i,ULS,fin}}$ används i brottgränstillstånd under slutliga förhållanden, det vill säga mot slutet av livslängden som brukar vara kring 50 år. Detta värde bör i brottgränstillståndet användas för att kontrollera hållfastheten för de delar som är mindre känsliga för krypning. Tekniken tar hänsyn till krypning på ett approximativt sätt. Särskilt större variabla laster verkar under korta tidsperioder, under vilka relativt lite krypning hinner äga rum.

$\mu_{\mathrm{i,SLS,fin}}$ används i bruksgränstillståndet under slutliga förhållanden för att kontrollera nedböjningar och deformationer efter lång tid, kring 50 år. Detta värde ger en uppskattning av krypdeformationerna på den säkra sidan, då enbart krypfaktorn för permanent last k_{def} används.

I praktiska dimensioneringsberäkningar beräknas tyngdpunkt, yttröghetsmoment och böjstyvhet för det fiktiva tvärsnittet, och för böjning kring y-axeln benämns de vanligtvis z_{fic}, $I_{\mathrm{y,fic}}$ och $E_r\, I_{\mathrm{y,fic}}$. Notera att z_{fic} mäts från en godtyckligt vald referenspunkt och att GC är neutralaxeln vid ren böjning, det vill säga utan yttre axiell belastning. Förkortningen GC kommer från engelskans Gravity Centre. Om rekommendationerna ovan följs för μ_{i}, erhålls så mycket som tre olika värden för samtliga relevanta tvärsnittsegenskaper. Exempelvis erhålls tre olika värden för yttröghetsmomentet $I_{\mathrm{y,fic}}$, det vill säga $I_{\mathrm{y,ULS,inst}} = I_{\mathrm{y,SLS,inst}}$, $I_{\mathrm{y,ULS,fin}}$ och $I_{\mathrm{y,SLS,fin}}$.

Observera att då spänningarna beräknas för det fiktiva tvärsnittet så att de antas vara jämnt fördelade över bredden $b_{i,fic}$ för en given z-koordinat, så är även de fiktiva, och måste spridas ut över den verkliga bredden genom användning av lämpliga värden på μ_i från Ekvation 5.2 i uttrycket:

$$\sigma_{i,real} = \mu_i \sigma_{i,fic} \qquad \text{där} \qquad 1 \leq i \leq n \qquad \textbf{Ekv. 5.3}$$

För problem rörande totalstabilitet såsom pelarknäckning och vippning i sidled av sammansatta balkar, kommer rekommendationen att alltid använda medelvärdet av elasticitets- och skjuvmodulerna att strida emot definitionen av slankhetsparametrarna (se Avsnitten 3.2.1 och 3.2.2), vilka generellt definieras som:

För pelarknäckning

$$\lambda_{c,rel} = \sqrt{\frac{\text{Normalkraftsbärförmåga}}{\text{Kritisk knäckningslast}}}$$

För vippning

$$\lambda_{crit,rel} = \sqrt{\frac{\text{Momentbärförmåga}}{\text{Kritisk vippningslast}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.4}$$

Motstridigheten gäller att slankhetsparametern bör använda det mest sannolika förhållandet, vilket åstadkoms om både täljare och nämnare baseras på antingen karakteristiska värden eller medelvärden på de ingående materialparametrarna. Endast karakteristiska materialegenskaper är tillgängliga för täljaren (bärförmågan är baserad på $f_{m,k}$, $f_{t,k}$, $f_{c,k}$, med mera) medan både karakteristiska värden och medelvärden är tillgängliga för nämnaren (den kritiska lasten beror av E, G, med mera och inte på några hållfasthetsparametrar). Därför rekommenderas det att de E- och G-värden som används i uttryck för styvheten tas som (undre) karakteristiska värden, medan de fiktiva tvärsnitten fortfarande baseras på modulernas medelvärden. Typiska styvhetsvärden som ingår för att fastställa kritiska laster är $E_r\, I_{y,fic}$, $E_r\, I_{z,fic}$, $E_r\, I_{w,fic}$ och $G_r\, I_{t,fic}$ för böjning kring y-axeln, böjning kring z-axeln, välvning respektive plan vridning.

Vid jämförelse av resultat, baserade på antingen karakteristiska värden eller medelvärden på de elasticitetsmoduler som utnyttjats vid bestämmandet av det fiktiva tvärsnittets dimensioner, är skillnaden vanligtvis mindre än 5 procent på den slutliga dimensionerande bärförmågan för ett typiskt sammansatt tvärsnitt. Om totalinstabilitet ingår i analysen förblir skillnaden inom 10 procent ifall karakteristiska värden och medelvärden blandas vid bestämningen av slankhetsparametern enligt Ekvation 5.4. Vi kan således dra slutsatsen att ett grundläggande misstag angående de använda modulerna kommer att ha liten effekt på slutresultatet, jämfört med den stora spridningen av materialdata och de använda koefficienternas storleksordning. Det samma gäller vid förväxling av μ_i-värdena som ges av Ekvation 5.2, vilka normalt har liten påverkan på slutresultatet. Man kan verkligen fråga sig om allt det extraarbete som förknippas med olika μ_i-värden är värt besväret i praktiska dimensioneringssituationer.

5.1.1.2 Momentbärförmåga

I det följande tas ett typiskt I-tvärsnitt som exempel; andra tvärsnitt (som lådformiga tvärsnitt) behandlas i princip på samma sätt. I Figur 5.5 illustreras ett I-tvärsnitt som har flänsar med lika dimensioner men olika hållfasthetsklass. Spänningsfördelningen för ren böjning visas. Det antas att tröghetsmomentet $I_{y,fic}$ bestäms med Ekvation 5.2 genom att använda tryckflänsen i trä som referens samt att dragflänsen har mycket högre hållfasthetsklass än tryckflänsen. Notera att den här sortens asymmetri bör undvikas i praktiken, eftersom balken av misstag kan placeras upp och ned.

Figur 5.5: Spänningsfördelning över ett I-tvärsnitt (eller lådformigt tvärsnitt) använd för att bestämma dess momentbärförmåga $M_{y,Rd}$. Notera att den "verkliga" indikerade spänningsfördelningen är giltig om $E_w < E_{f,c} < E_{f,t}$.

I Figur 5.5 indikerar sex punkter de positioner på tvärsnittet där böjspänningarna kan bli kritiskt höga i jämförelse med styrkan hos materialet. Absolutbeloppet för dessa spänningar bestäms med Naviers ekvation för det fiktiva tvärsnittet samt multiplikation med kvoten E_i/E_r som i Ekvation 5.3. Spänningen i vilken som helst av punkterna är:

$$\sigma_{dot,d} = \frac{E_{dot}}{E_r}\frac{M_{y,Ed}}{I_{y,fic}}\left|z_{dot}\right| \qquad \textbf{Ekv. 5.5}$$

där z_{dot} är avståndet från neutralaxeln till punkten och E_r är elasticitetsmodulen för referensmaterialet (i detta fall träet i tryckflänsen). Det är nu lockande att använda Ekvation 3.6 i Avsnitt 3.1.2 för att verifiera flänsens hållfasthet. Orsaken till detta är att den totala spänningen som påverkar träflänsen kan delas upp i två delar: en ren tryck- eller dragspänning vid mitten av varje fläns och en ren böjspänning, vilken tas som skillnaden mellan de yttre kantspänningarna och spänningen i flänsmitt. Slutligen kan hållfastheten verifieras genom att substituera dessa spänningar i lämplig interaktionsformel från Avsnitt 3.1.2. Det har dock visat sig att ett sådant tillvägagångssätt är på säkra sidan, jämfört med försöksresultat och även en aning svårhanterligt. Tillvägagångssättet som rekommenderas är mycket enklare. Vanligtvis är flänshöjden mycket mindre än balkhöjden, varför flänsarnas hållfasthet nästan helt styrs av tryck- eller dragstyrkan hos flänsmaterialet. Därför vore ett rimligt dimensioneringskriterium att undvika spänningar vid flänsarnas mitt större än materialstyrkan i dessa punkter. Men detta tillvägagångssätt är alltför optimistiskt om flänshöjden ökar i relation till balkhöjden. Detta hinder kommer man förbi genom att inse att böjhållfastheten är större än både tryck- och draghållfastheten för de flesta trämaterial. Problemet löses således genom att addera tilläggsvillkoret att spänningen i flänsarnas yttersta fibrer måste vara lägre än böjhållfastheten. För punkterna i Figur 5.5 måste följande sex verifieringar utföras:

$$\text{Tryckfläns:} \quad \sigma_{f,c,d} \le f_{c,0,d} \quad \sigma_{f,c,max,d} \le f_{m,d} \quad \sigma_{w,c,max,d} \le f_{c,w,d}$$

$$\text{Dragfläns:} \quad \sigma_{f,t,d} \le f_{t,0,d} \quad \sigma_{f,t,max,d} \le f_{m,d} \quad \sigma_{w,t,max,d} \le f_{t,w,d} \qquad \textbf{Ekv. 5.6}$$

där alla σ-spänningar beräknas med hjälp av Ekvation 5.5; $f_{c,0,d}$ och $f_{m,d}$ är tryck- respektive böjhållfastheten för träet i tryckflänsen; $f_{t,0,d}$ och $f_{m,d}$ är drag- respektive böjhållfastheten för träet i dragflänsen; $f_{c,w,d}$ och $f_{t,w,d}$ är tryck- respektive draghållfastheten för livet.

Användning av $f_{c,w,d}$ och $f_{t,w,d}$ kommer att leda till viss underskattning av hållfastheten för livskivorna. De tre främsta orsakerna till detta är: 1) Bestämningen av styrkevärdena baseras på provning av relativt breda element utsatta för jämn spänningsfördelning. Men i en balk uppnås endast denna spänningsnivå i en liten volym nära kanten. 2) Lamineringseffekt i flänsen där träet medger viss omfördelning av spänningen från livet till flänsen före det slutliga livbrottet. 3) Livmaterial i form av träbaserade skivor uppvisar en tendens att spjälka loss ytmaterial om det utsätts för tryck. Detta förhindras mer eller mindre om skivans ytor limmas mot träet. 4) Skjuvdeformation av livet leder faktiskt till en liten ökning av de axiella spänningarna i livet, vilket i viss grad motverkar de gynnsamma effekterna som omnämns i kommentarerna 1 till 3. Genom att beakta alla dessa effekter bör det ändå, utan tvekan, vara möjligt att öka dessa specifika hållfasthetsvärden med 10 procent. En sådan ökning används för närvarande inte i Eurokoden.

Notera att verifieringskriteriet i Ekvation 5.6 inte omfattar risken för vippning. Bakgrunden till vippning för vanliga rektangulära träbalkar behandlas i Avsnitt 3.2.3. Här ges några ytterligare kommentarer angående sammansatta balkar med tunna liv. En mycket enkel och lätt-använd metod är att beakta tryckflänsen som en vanlig pelare som kan knäcka i sidled utan att dra med sig resten av tvärsnittet. Pelaren definieras mellan två punkter där tryckflänsen är tillräckligt sidostagad. Ledade randvillkor antas vid dessa två punkter, det vill säga flänsen behandlas enligt Eulers andra knäckningsfall. Verifiering av hållfastheten ges av:

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c \, f_{c,0,d} \qquad \textbf{Ekv. 5.7}$$

där k_c är reduktionsfaktorn för böjknäckning av centriskt tryckt pelare, som beskrivs i Avsnitt 3.2.1. Nackdelen med denna modell är att den kraftigt underskattar balkens böj-kapacitet, särskilt för balkar med stor vridstyvhet $G\,I_{t,fic}$, såsom lådformiga tvärsnitt. Ytterligare ett problem är att Ekvation 5.7 är utformad för att fungera för en rektangulär sektion av solitt trä, medan en fläns vanligtvis är förbunden med livskivor som har andra materialegenskaper. Detta är dock ett litet och försumbart problem jämfört med försummande av det resterande tvärsnittet. Ett bättre tillvägagångssätt för att erhålla ett värde på den ”verkliga” hållfastheten med hänsyn till vippning är att skriva om Ekvation 5.7 som:

$$M_{y,Ed} \leq M_{y,LT,Rd} = k_{crit} \, M_{y,Rd} \qquad \textbf{Ekv. 5.8}$$

där $M_{y,LT,Rd}$ är bärförmågan för moment på grund av vippning, k_{crit} är reduktionsfaktorn som tar hänsyn till vippning och $M_{y,Rd}$ är den dimensionerande momentbärförmågan erhållen ur Ekvation 5.6 utan hänsyn till vippning. Reduktionsfaktorn k_{crit} erhålls genom att följa beräkningssekvensen: kritiskt värde → slankhetsparameter → reduktionsfaktor, det vill säga:

$$M_{y,crit} \rightarrow \lambda \rightarrow k_{crit}$$

Beteckningen λ avser i följande avsnitt $\lambda_{crit,rel}$ om inget annat anges.

Vid bestämning av λ behövs bärförmågan för moment $M_{y,Rk}$, vilken är den karakteristiska bärförmågan utan hänsyn till vippning. Detta värde erhålls lätt med hjälp av Ekvation 5.6, dock med karakteristiska värden i stället för dimensioneringsvärden. Nästa steg är att finna det kritiska böjmomentet $M_{y,crit}$, för de faktiska upplags- och belastningsförhållandena. Notera att detta är ett teoretiskt värde erhållet för en balk utan några som helst imperfektioner. Grundidén är att det kritiska värdet täcker in påverkan från geometri, randvillkor och hur lasten påförs balken. Normalt beräknas $M_{y,crit}$ med utgångspunkt från elementarfall i litteraturen. Tvärsnittsegenskaper som behövs är $E\,I_{z,fic}$, $E\,I_{w,fic}$ och $G\,I_{t,fic}$ för böjning kring z-axeln, välvning, respektive vridning. De bör bestämmas så som diskuteras i Avsnitt 5.1.1.1, det vill säga $I_{z,fic}$, $I_{w,fic}$ och $I_{t,fic}$ beräknas utgående från medelvärden för elasticitets- och skjuvmoduler, medan E och G framför dem bör återge det karakteristiska värdet. Det är inte helt enkelt att fastställa $M_{y,crit}$, men inte orealistiskt problematiskt. Vägledning ges i många handböcker såsom StBK-K2 (1973). Härefter erhålls slankhetsparametern för vippning genom:

$$\lambda \leq \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{y,crit}(x_{dim})}} \qquad \textbf{Ekv. 5.9}$$

Värdet för $M_{y,crit}$ bör anges så nära dimensioneringssnittet x_{dim} som möjligt, det vill säga det snitt där balken utsätts för en kombination av böjning kring både den styva och veka axeln samt vridning. Ibland är det uppenbart var x_{dim} är beläget, ibland måste en kvalificerad uppskattning göras. Att välja x_{dim} så att $M_{y,crit}$ har sitt maximum är givetvis alltid på säkra sidan, men detta innebär inte alltid samma läge som där balktvärsnittet kommer att ge efter.

Slutligen kan k_{crit} utläsas från en lämplig dimensioneringskurva i ett instabilitetsdiagram. För närvarande existerar endast en dimensioneringskurva för vippning gällande träbalkar och den kurvan är faktiskt giltig för rektangulära tvärsnitt av konstruktionsvirke och limträ. I Figur 5.6 är den enda kurvan för vippning (som anges i Avsnitt 3.2.3.3) sammanställd med de två kurvorna för vanlig pelarknäckning gällande konstruktionsvirke och limträ (såsom anges i Avsnitt 3.2.1). En fjärde extremt viktig kurva $1/\lambda^2$ är också avbildad. Kurvan återger exakt den teoretiska kritiska lasten för en balk eller pelare utan några imperfektioner, det vill säga kritiskt böjmoment för en balk och kritisk normalkraft för pelarknäckning. Detta verifieras enkelt genom att skriva om $1/\lambda^2$ med hjälp av Ekvation 5.9 varefter substituering i Ekvation 5.8 ger det kritiska böjmomentet i retur. Det fungerar på samma sätt för böjknäckning av pelare, med undantag för att böjmomentet ersätts med normalkraft. I båda fallen är det viktigt att inse att den kritiska kurvan $1/\lambda^2$ återger en absolut övre gräns för hållfastheten, inget överkritiskt område är möjligt.

Figur 5.6: Knäckningskurvor för vippning samt böjknäckning av pelare.

Hela idén bakom diagrammet i Figur 5.6 är att påverkan av geometri, upplags- och belastningsförhållanden införs via λ, medan knäckningskurvorna endast korrigerar hållfastheten avseende alla relevanta imperfektioner, där icke linjärt materialbeteende och initialkrokighet är de allra viktigaste för träbaserade material. Den kritiska lasten bestäms under antagandet av ett linjärelastiskt material som kan motstå oändligt stor spänning. I verkligheten kan k_{crit} eller k_c aldrig överskrida ett. Vi ser att de två k_c-kurvorna ger en något större reduktion än k_{crit}-kurvan. Det kan även visas att kurvan för vippning måste ge mindre reduktioner än kurvorna för böjknäckning av pelare. Eftersom det inte finns någon särskild kurva för vippning av sammansatta I- och lådtvärsnitt föreslås det här att den föreliggande k_{crit}-kurvan kan användas även för sammansatta balkar, särskilt då de flesta sammansatta balkar har mindre initialkrokighet än träbalkar med rektangulära tvärsnitt. Och om man av någon anledning känner osäkerhet inför tillämpbarheten av k_{crit}-kurvan bör det vara på säkra sidan att använda den övre k_c-kurvan för böjknäckning av limträ.

Proceduren för att fastställa bärförmågan med hänsyn till vippning summeras i det följande: De karakteristiska korttidsegenskaperna bör användas när slankheten beräknas enligt Ekvation 5.9, eftersom slankheten endast återspeglar geometri, randvillkor och lastbild. Men efter att ha bestämt reduktionsfaktorn k_{crit} som en funktion av λ, bör reduktionen tillämpas i Ekvation 5.8, där $M_{y,Rd}$ bör beräknas baserat på dimensioneringsvärden modifierade med k_{mod} för lastens varaktighet enligt Avsnitt 2.4.4, se även Avsnitt 3.2 i Del 2. Det rekommenderas att bestämma slankhetsparametern λ enbart för momentana belastningsförhållanden, eftersom bestämning under slutliga förhållanden skulle ha liten eller obetydlig påverkan på bärförmågan. Notera dock att vid fastställandet av själva $M_{y,Rd}$ kan båda förhållandena ”inst” och ”fin” behöva beaktas.

5.1.1.3 Tvärkraftsbärförmåga för livskivor utan öppna livfogar

Två typer av brott är möjliga för en livskiva utan skarvar, håltagningar, andra geometriska störningar samt utan öppna fogar, antingen ett rent panelskjuvbrott där skivan förblir plan men skjuvas sönder eller ett skjuvbucklingsbrott där skivan samtidigt böjs, dras och skjuvas sönder. För livskivor med öppna fogar hänvisas läsaren till Thielgard och Larsen (1978). Vi kan approximativt anta panelskjuvbrott i skivan om $h_w/b_w \leq 35$ och skjuvbucklingsbrott om

$35 < h_w/b_w \leq 70$. Andra typer av bucklingsfenomen kan begränsa hållfastheten för värden över 70. Livskivor med en slankhet över denna gräns används emellertid sällan i praktiken. Faktum är att en slankhet h_w/b_w över 70 bör undvikas om inte konstruktören är erfaren nog att hantera alla instabilitetsscenarier som kan uppkomma. Notera att gränsen 35 antas gälla för alla skivmaterial, men värden bättre anpassade för att motsvara egenskaperna för enskilda skivmaterial ges i Tabell 5.2 på sidan 176 i denna del (Del 1).

Låt oss börja med ett rent panelskjuvbrott i skivmaterialet under lineärelastiska förhållanden. Skjuvspänningarna som motverkar tvärkraften $V_{z,Ed}$ fördelas då över tvärsnittet såsom visas i Figur 5.7.

Figur 5.7: En del av en I-balk utsatt för tvärkraft.

Det enkla brottkriteriet är att $\tau_{v,Ed} \leq f_{v,min,d}$. Skjuvspänningen kan erhållas med hjälp av den välkända skjuvformeln:

$$\tau_v(z) = \frac{V_{z,Ed}\, S_{y,fic}(z)}{I_{y,fic}\, b_w} \quad \text{men} \quad \tau_{v,Ed} \approx \frac{V_{z,Ed}}{A_w} = \frac{V_{z,Ed}}{b_w\left(h_w + h_f\right)} \leq f_{v,min,d} \qquad \textbf{Ekv. 5.10}$$

där uttrycket till vänster ger skjuvspänningen parallellt med x- eller z-axeln i valfri punkt i livskivan. $S_{y,fic}$ (z) är det statiska momentet för hela arean på endera sidan om z-koordinaten, vilken mäts från centrum av det fiktiva tvärsnittet. Det enda problemet med denna formel förutom komplexiteten, är att den överskattar skjuvspänningens storleksordning med omkring 5 till 10 procent för en vanlig I-balk. Anledningen är att den är härledd under antagandet att skjuvspänningarna inte orsakar några deformationer och att endast axiella töjningar orsakade av böjmomentet bidrar. I verkligheten kommer skjuvspänningarna att orsaka skjuvtöjning, vilket i sin tur reducerar skjuvspänningarna under det värde som ges av det vänstra ledet i Ekvation 5.10. Om vi i stället antar att alla skjuvspänningar är likformigt fördelade över livskivans tvärsnittsarea, A_w, mätt från flänsmitt till flänsmitt, erhålls ett mycket enklare samband. I detta enklare brottkriterium bortser vi från den lätt paraboliska formen av spänningsfördelningen i livskivan. Detta berättigas genom att negligera skjuvbidraget från de båda yttre flänsdelarna, samt av det faktum att de faktiska skjuvspänningarna är lägre, vilket beskrivits ovan. Den förenklade versionen av Ekvation 5.10 rekommenderasför praktisk dimensionering, som i Eurokod 5. Notera att $f_{v,min,d}$ är minimivärdet för panelskjuvhållfastheten hos skivan parallellt med eller vinkelrätt mot balkens längdriktning. Skjuvhållfastheten för plywood varierar märkbart med vinkeln mellan dess fiberorientering och balkens längdaxel. Skjuvhållfastheten för plywood är mer än två gånger större än tabellerade värden om skjuvspänningarna bildar

vinkeln 45° med fanerens fiberriktning. I Eurokod 5 anges $f_{v,min,d}$ som $f_{v,0,d}$ och ingen åtskillnad görs mellan de skjuvspänningar som verkar parallellt respektive vinkelrätt mot balkens längdaxel.

Figur 5.8 visar två sidovyer och en ändvy av typiska I-balkar för vilka skjuvbuckling begränsar bärförmågan. Bucklingsmönstret indikeras tydligt. Notera att livskivan under alla omständigheter måste förses med tvärgående avstyvningar vid upplagen, närhelst skjuvbuckling begränsar bärförmågan. Fler livavstyvningar behövs sällan, såvida inte stora koncentrerade krafter påförs balken så att ytterligare avstyvningar kan behövas vid dessa lägen. Notera att livavstyvningar vid upplagen kan behövas, även om problem med skjuvbuckling inte föreligger. Anledningen till detta är möjlig krossning eller lokal buckling av livskivan på grund av koncentrerad belastning, det vill säga om intryckning begränsar bärförmågan. I praktiken är bästa lösningen för att undvika intryckningsbrott, som exempelvis vid upplagen, att alltid använda livavstyvningar i dessa lägen. Någon utförlig kontroll av bärförmågan med hänsyn till intryckning i livskivan, då inga livavstyvningar används, omfattas inte av denna bok.

Figur 5.8: I-balkar för vilka skjuvbuckling begränsar bärförmågan, det vill säga 35 < h_w/b_w ≤ 70.

Genom att skriva om högerledet i Ekvation 5.10 och införa reduktionsfaktorn χ_v som täcker skjuvbucklingsfenomenet får vi:

$$V_{z,Ed} \leq V_{z,Rd} = \chi_v A_w f_{v,min,d} = \chi_v b_w \left(h_w + h_f\right) f_{v,min,d} \qquad \textbf{Ekv. 5.11}$$

Eftersom skjuvbuckling är ett instabilitetsproblem kan vi gå till väga på samma sätt som för vippning i föregående avsnitt, det vill säga följa kedjan: kritiskt värde → slankhetsparameter → reduktionsfaktor, det vill säga $\tau_{cr} \rightarrow \lambda_v \rightarrow \chi_v$, där τ_{cr} är den kritiska skjuvbucklingsspänning som orsakar buckling av en livskiva utan imperfektioner, det vill säga en linjärelastisk och ideal plan skiva utan egenspänningar. Värdet på τ_{cr} fångar upp inverkan av skivans geometri, randvillkor och formen på spänningsfältet i skivans plan. Den kritiska skjuvbucklingsspänningen bör bestämmas med hjälp av karakteristiska värden för skivans elastiska egenskaper, exempelvis E och G. Formler och åtföljande värden för bucklingskoefficienten k_τ som används för att beräkna τ_{cr} kan erhållas från relevant litteratur, exempelvis Lekhnitsky (1968). Två fall som täcker de flesta praktiska tillämpningar ges emellertid här. I båda fallen är skivan rektangulär, fritt upplagd längs alla fyra kanter och belastad med ett likformigt fördelat skjuvspänningsfält så som visas i Figur 5.9. Dessa villkor liknar de som lokalt föreligger för de livskivor som återges i Figur 5.8.

Figur 5.9: Bucklingskoefficient k_τ för en fritt upplagd skiva utsatt för jämnt fördelad skjuvspänning längs alla fyra kanterna. a) Isotrop skiva, b) ortotrop skiva.

För isotropa skivor, se Figur 5.9 a), kan bucklingskoefficienten och dess åtföljande skjuvbucklingsspänning bestämmas som:

$$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}0\left(\frac{h_w}{\ell_w}\right)^2 \quad \text{och} \quad \tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)}\left(\frac{b_w}{h_w}\right)^2 \qquad \textbf{Ekv. 5.12}$$

där ν är tvärkontraktionstalet, vilket för hård träfiberskiva kan sättas till 0,20 och till noll för spånskiva om inga bättre värden finns tillgängliga. Notera att träbaserade skivmaterial kan betraktas som isotropa om fiberorienteringen är slumpmässig inom skivans plan (som för spånskiva och hård träfiberskiva, men inte för plywood och OSB som har en tydlig fiberriktning). Bucklingskoefficienten är helt enkelt en parabolisk approximation av det teoretiska ”verkliga” resultatet som visas i Figur 5.9 a). För ortotropa skivor är det lite mer komplicerat, men bucklingskoefficienten kan tas från Figur 5.9 b), där parametrarna β_1 och β_2 liksom skjuvbucklingsspänningen erhålls ur:

$$\left\{\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{\ell_w}{h_w}\sqrt[4]{\frac{D_x}{D_z}} \\ \beta_2 &= \frac{D_{xz}}{2\sqrt{D_x D_z}} \end{aligned}\right\} \text{och Figur 5.9 b)} \Rightarrow k_\tau \quad \text{och} \quad \tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 \sqrt[4]{D_x^3 D_z}}{b_w h_w^2} \qquad \textbf{Ekv. 5.13}$$

I Ekvation 5.13 är D_x skivans böjstyvhet kring x-axeln, D_z är böjstyvhet kring z-axeln och D_{xz} är vridstyvheten. De kritiska bucklingsspänningarna är i verkligheten högre än de som ges av Ekvationerna 5.12 och 5.13 på grund av den elastiska inspänningen i flänsar och avstyvningar. För en isotrop livskiva med alla fyra kanter fast inspända (oändlig rotationsstyvhet för flänsar och avstyvningar) är den kritiska spänningen 60 till 70 procent högre än den som beräknas med hjälp av Ekvation 5.12, men det går i praktiken inte att uppnå.

Slankhetsparametern definieras som:

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{f_{v,min,k}}{\tau_{cr}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.14}$$

där $f_{v,min,k}$ är skivans minsta karakteristiska panelskjuvhållfasthet parallellt med x- eller z-axeln. Slutligen erhålls reduktionsfaktorn χ_v, som beaktar alla imperfektioner, via val av korrekt dimensioneringskurva. I Höglund (1990) visas det att kurvan:

$$\chi_v = \min\left(\frac{0{,}8}{\lambda_v}; 1{,}0\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.15}$$

är en enkel och ändamålsenlig kurva, vilken i jämförelse med försöksresultat och avancerade numeriska simuleringar, ger resultat som är något på den säkra sidan. Dimensioneringskurvan visas i Figur 5.10 tillsammans med den kritiska kurvan för en skiva utan imperfektioner. En jämförelse mellan de två kurvorna ger en indikation på det överkritiska områdets storlek för $\lambda_v \geq 1{,}25$, visar att ingen inverkan av skjuvbuckling finns för $\lambda_v \leq 0{,}8$ samt visar att bärförmågan är lägre än det kritiska värdet om $0{,}8 < \lambda_v < 1{,}25$. För $\lambda_v < 1{,}25$ är bärförmågan alltid lägre än det kritiska värdet. Notera att överkritisk bärförmåga endast kan utnyttjas ifall livskivan är försedd med tvärgående avstyvningar vid alla upplag men att fler förstyvningar normalt inte behövs. Vid införande av mer tätt placerade livavstyvningar blir emellertid en ökning av bärförmågan möjlig på grund av en högre kritisk spänning och bidrag från flänsböjning (vierendeelbalkseffekt), som beskrivs senare i detta avsnitt, se Figur 5.11.

Figur 5.10: Dimensioneringskurva för skjuvbuckling $0{,}8/\lambda_v$, jämförd med den kritiska kurvan $1/\lambda_v^2$.

Reduktionsfaktorn χ_v kan för många vanligen använda utformningar förenklas ytterligare för att erhålla ett enkelt undre gränsvärde för bärförmågan. Låt oss betrakta en I-balk försedd med liv av 8 mm tjock hård träfiberskiva i hållfasthetsklass HB.HLA2 enligt SS-EN 13986. Den karakteristiska panelskjuvhållfastheten, elasticitetsmodulen och skjuvmodulen för skivan är $f_{v,min,k}$ = 16 MPa, E = 3 680 MPa respektive G = 1 520 MPa. För linjärt elastiskt material uppskattas tvärkontraktionstalet till $\nu = E/(2G) - 1 = 0{,}21$. Substituering av Ekvationerna 5.12 och 5.14 i Ekvation 5.15 och samtidigt införande av numeriska värden för $f_{v,min,k}$, E och ν ger

Ekvation 5.16. Men före substituering ökas den kritiska spänningen enligt Ekvation 5.12 med 25 procent för att ta hänsyn till viss vridstyvhet hos flänsarna och bucklingskoefficienten k_τ har satts till 5,34. För en lång skiva (där $\ell_w > 2\,h_w$) närmar sig k_τ snabbt 5,34 enligt Figur 5.9 a), således är 5,34 ett säkert antagande för en vanlig I-balk med tvärgående avstyvningar endast vid upplagen:

$$\chi_v = \frac{0{,}8}{\lambda_v} = 0{,}8\sqrt{\frac{1{,}25\tau_{cr}}{f_{v,min,k}}} = 0{,}8\sqrt{\frac{1{,}25k_\tau \dfrac{\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)}\left(\dfrac{b_w}{h_w}\right)^2}{f_{v,min,k}}} =$$

Ekv. 5.16

$$0{,}8\sqrt{\frac{1{,}25\times 5{,}34\dfrac{\pi^2\times 3680}{12\left(1-0{,}21^2\right)}\left(\dfrac{b_w}{h_w}\right)^2}{16}} = 29{,}1\frac{b_w}{h_w}$$

Om denna process upprepas för olika skivmaterial, isotropa såväl som ortotropa, blir talet 29,1 i stället mellan 28 och 73 och i merparten av fallen mellan 30 och 40. Mer detaljerade värden för denna koefficient ges i de två kolumnerna längst till höger i Tabell 5.2 på sidan 176. I Eurokod 5 har ett värdet 35 valts för tillämpning på alla träbaserade skivmaterial. Enda skillnaderna vid härledningen för ortotropa skivmaterial är att Ekvation 5.13 används för den kritiska lasten och att bucklingskoefficienten k_τ sätts till 3,81, vilket är det minsta värdet i Figur 5.9 b). Slutligen ger ersättande av 29,1 i Ekvation 5.16 med 35 och substituering i Ekvation 5.11 följande:

$$V_{z,Ed} \le V_{z,Rd} = 35 b_w^2\left(1+\frac{h_f}{h_w}\right) f_{v,min,d}$$

Ekv. 5.17

i vilken 35 b_w kan ses som den effektiva höjden för livskivan avseende skjuvbuckling. Notera även den omedelbara konsekvensen av Ekvation 5.16 att skjuvbuckling inte är något problem ifall $h_w/b_w \le 35$, det vill säga om 29,1 ersätts med 35. Notera även att undvikande av slanka livskivor för vilka $h_w/b_w > 70$ innebär att χ_v alltid är större än 0,5, alternativt att λ_v alltid är mindre än 1,6. Det är möjligt att använda slankare livskivor, men då måste lokal buckling på grund av axiella spänningar (böjspänningar) och vertikal livknäckning orsakad av tryckspänningar i tvärriktningen på grund av fördelade laster och balkkrökning kontrolleras noggrant. Koncentrerade laster i tvärriktningen utgör inget problem då livavstyvningar alltid måste placeras i sådana lägen om livskivan är så slank att skjuvbuckling är möjlig, det vill säga $h_w/b_w > 35$.

Balkar som har tätt placerade tvärgående avstyvningar uppvisar högre bärföråga än vad som förutses med hjälp av Ekvation 5.17. Det finns två anledningar till detta: för det första bör bärförmågan baseras på Ekvation 5.11 inkluderande den ökade kritiska skjuvbucklingskapaciteten erhållen genom ytterligare livavstyvningar och för det andra kommer flänsarna nu att bidra i större utsträckning till tvärkraftsbärförmågan på grund av lokal böjning mellan livavstyvningarna såsom visas i Figur 5.11.

En större andel av tvärkraften tas upp av flänsarna efter skjuvbuckling av livskivan. Det är som att skjuvmodulen för skivan blir mindre på grund av de tilltagande skjuvbucklorna.

Figur 5.11: Lokal flänsböjning mellan tvärgående livavstyvningar bidrar till tvärkraftsbärförmågan hos livet, ifall skjuvbuckling är gränssättande.

Avstyvningar och flänsar formar ett vanligt ramverk med ansenlig styvhet, större styvhet med minskande avstånd mellan avstyvningarna. Livskivan förbinder flänsar och avstyvningar till relativt styva ramhörn. Den maximala tvärkraft som kan tas upp av enbart flänsarna kan uppskattas utifrån böjhållfastheten för en fläns. Halva tvärkraften verkar i inflexionspunkten, där böjmomentet i flänsen är noll, se Figur 5.11 b). I vilken som helst av de indikerade fyra punkterna får vi:

$$\sigma_f = \frac{M_f}{W_f} = \frac{\frac{V_f}{2}\frac{\ell_w}{2}}{\frac{b_f h_f^2}{6}} \le f_{f,md} \quad \Rightarrow \quad V_f \le \frac{2}{3} f_{f,md} \frac{b_f h_f^2}{\ell_w} \qquad \textbf{Ekv. 5.18}$$

Böjmomenten kan som regel inte nå flänsens fulla bärförmåga, eftersom livskivans skjuvdeformation inte kommer att vara stor nog. Därför är det rimligt att inte använda mer än lite mindre än hälften av 2/3, säg 0,3. Den totala tvärkraftsbärförmågan är nu summan av Ekvationerna 5.11 och 5.18. Men panelskjuvhållfastheten för skivan kan enligt det högra ledet i Ekvation 5.10 inte överskridas. Därför får vi:

$$V_{z,Rd} = \min \begin{cases} \chi_v V_{z,max,Rd} + 0{,}3 f_{f,md} \dfrac{b_f h_f^2}{\ell_w} \\ V_{z,max,Rd} = b_w \left(h_w + h_f\right) f_{v,min,d} \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 5.19}$$

5.1.1.4 Skjuvhållfasthet för förband mellan fläns och liv

För en sammansatt balk är det viktigt att skjuvspänningarna i livskivan kan överföras till flänsarna utan att brott uppstår i limfogen. Endast limmade förband behandlas i detta avsnitt medan mekaniska förband behandlas i Avsnitt 5.2. Skjuvspänningarna som ska överföras via tvärsnitten 1–1 och 2–2 i Figur 5.12 a) kan uppskattas genom den traditionella skjuvformeln, vilken uttryckt som ett brottkriterium får formen:

$$\tau_{v,Ed} = \frac{V_{z,Ed}\,\Delta S_{y,i,fic}}{I_{y,fic}\,h_{gl}} \le f_{gl,min,d} \quad \text{om} \quad h_{gl} \le \frac{4 b_w}{n_{gl}} \qquad \textbf{Ekv. 5.20}$$

där $f_{gl,min,d}$ vanligtvis är skikt- eller rullskjuvhållfastheten för livskivan, ifall inte skjuvhållfastheten för flänsmaterialet i längdriktningen av något ovanligt skäl är mindre. Ekvation 5.20 gäller då skjuvspänningarna antas vara jämnt fördelade över hela limfogens bredd h_{gl}. Parametern n_{gl} är antalet limytor per livskiva och fläns, det vill säga 1 för lådformiga tvärsnitt och 2 för I-tvärsnitt. I detta fall har alla limfogar samma bredd, vilket inte är något krav. Parametern $\Delta S_{y,i,fic}$ är statiska momentet med avseende på GC för flänsdelen som hör till varje limfog i, $i = 1$ eller 2. Det bör beräknas för den del av flänsen som har en utbredning från limfogen till en punkt där skjuvspänningarna är noll, vanligen den fria kanten eller en symmetrilinje. I övre delen av Figur 5.12 a) visas hur skjuvspänningarna fördelas över flänsbredden, det vill säga spänningarna i ett tvärsnitt parallellt med z-axeln. Notera även att Ekvation 5.20 ger den ”verkliga” spänningen och inte en fiktiv spänning, då spänningen är jämnt utbredd längs med den verkliga limfogen h_{gl} så som återges i Figur 5.12 b). Antagandet om jämnt fördelade skjuvspänningar fungerar väl så länge som $h_{gl} \leq 4b_w/n_{gl}$, vilket visades av Foschi (1970). För större limfogsbredder förekommer en icke-försumbar koncentration av skjuvspänningar mot de invändiga hörnen där flänsarna möter livskivan. Koncentrationen är allvarligare för dubbelsidiga limfogar (I-tvärsnitt) jämfört med enkelsidiga limfogar (lådformiga tvärsnitt). För $h_{gl} > 4\ b_w/n_{gl}$ har Foschi (1970) föreslagit en modifierad version av Ekvation 5.20, vilken ser ut som följer:

$$\tau_{v,Ed} = \frac{V_{z,Ed}\,\Delta S_{y,i,fic}}{I_{y,fic}\,h_{gl}}\left(\frac{n_{gl}\,h_{gl}}{4\,b_w}\right)^{0,8} \leq f_{gl,min,d} \quad \text{om} \quad h_{gl} > \frac{4\,b_w}{n_{gl}} \qquad \textbf{Ekv. 5.21}$$

Figur 5.12: Skjuvspänningar i limmade förband fläns mot liv. a) Hela tvärsnittet, b) snitt 1–1 och 2–2 redovisande fördelningen och riktningen av skjuvspänningar, c) som i (b) men för undre flänsen med en bred limfog.

En korrigering är möjlig att utnyttja för balkar med liv av plywood, där fiberriktningen hos balkens ytfaner är parallell med flänsarna. Anledningen är att faneret som är känsligt för skikt- eller rullskjuvning är beläget en fanertjocklek bort ifrån ytan med limfogen, där följaktligen skjuvspänningen är mindre än direkt vid ytan. Skjuvspänningen erhållen ur Ekvation 5.20 eller 5.21 kan reduceras så som visas i Figur 5.13, genom att anta en linjärt avtagande skjuvspänning, vilket leder till:

$$\tau_{v,red,Ed} = \tau_{v,Ed}\left(\frac{\dfrac{b_w}{n_{gl}} - b_{sv}}{\dfrac{b_w}{n_{gl}}}\right) \quad \text{där} \quad \begin{cases} n_{gl} = 1 & \text{enkelsidig limfog} \\ n_{gl} = 2 & \text{dubbelsidig limfog} \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 5.22}$$

Figur 5.13: Möjlig reduktion av skjuvspänningar i plywood. a) En limmad och en fri yta, b) två limmade ytor.

Notera att reduktionen som ges av Ekvation 5.22 kan vara en aning för optimistisk för en dubbelsidig limfog om antalet faner är mindre än 6.

5.1.1.5 Böj- och skjuvdeformationer

Skjuvdeformationen är inte försumbar för sammansatta balkar, med fullständig samverkan och liv av relativt slanka träbaserade skivmaterial, utan den måste adderas till den vanliga böjdeformationen. Utöver detta så uppvisar olika fläns- och livmaterial skilda krypegenskaper, vilket gör det nödvändigt att skilja mellan ”momentan” och ”slutlig” nedböjning. Momentan innebär att ingen krypning ännu har uppkommit och slutlig innebär krypningsdeformationer ackumulerade under en tidsperiod av omkring 50 år. Detta innebär att två olika tröghetsmoment måste beräknas för det transformerade tvärsnittet genom att använda två olika värden på elasticitetsmodulen (”inst” respektive ”fin”) i Ekvation 5.2. Den korrekta elasticitetsmodulen att använda i varje fall och för varje material ges i Tabell 5.4 på sidan 196. Slutligen bör nedböjningarna beräknas så som beskrivs av principerna i Ekvationerna 5.85 och 5.86 på sidan 197. Dessa uttryck är emellertid indexerade på ett meningsfullt sätt för balkar med ofullständig samverkan. Om index ”fca” byts ut mot ”böjning”, ”glidning” mot ”skjuv” och faktorn ”2” raderas från de sista tre termerna i Ekvation 5.86, är de klara att användas även för balkar med fullständig samverkan. Säkerställ att k_{def}, som användes för referensmaterialet i Ekvation 5.2, används i alla böjningstermerna och k_{def} för livmaterialet i alla skjuvningstermerna i Ekvation 5.86.

När väl $E_{0,mean}\, I_{y,fic,inst}$ och $E_{0,mean}\, I_{y,fic,fin}$ är kända kan böjdeformationen lätt beräknas med hjälp av traditionella elementarfall för balkböjning, vilka återfinns i litteraturen. $E_{0,mean}$ är medelvärdet av elasticitetsmodulen för referensmaterialet och erhålls direkt från materialstandarder, se exempelvis Avsnitt 3.4 i Del 2. Olyckligtvis ges sällan formler för skjuvdeformation i sådan litteratur där formler för böjdeformation tabellerats. Skjuvdeformationen kan för statiskt bestämda balkar erhållas genom direkt integrering av skjuvningsvinkeln orsakad

av tvärkraften. Det antas att all skjuvdeformation är koncentrerad till livskivorna och att hela tvärkraften tas upp av dessa. Differentialekvationen för att integrera blir då:

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x} w_{\text{shear}}(x) = \frac{V(x)}{G_{\text{w}} A_{\text{w}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.23}$$

där G_{w} är medelvärdet av skjuvmodulen för livet direkt taget från materialstandarer, A_{w} är den totala livarean mätt mellan flänsarnas centrumpunkter och $V(x)$ anger hur tvärkraften varierar längs balken. Direkt integrering av Ekvation 5.23 och bestämning av integreringskonstanter med beaktande av randvillkoren ger en funktion för skjuvdeformationen. För fritt upplagda balkar utsatta för likformig belastning q, det vill säga världens vanligaste belastningsfall, blir den maximala skjuvdeformationen vid fältmitt:

$$w_{\text{shear,max}} = \frac{q L^2}{8 G_{\text{w}} A_{\text{w}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.24}$$

5.1.1.6 För- och nackdelar med I- och lådtvärsnitt

Som med alla konstruktionslösningar finns det för- och nackdelar, somliga av mer statisk natur och andra av mer praktisk eller ekonomisk natur. Några fördelar med I-tvärsnitt jämfört med lådtvärsnitt är:

- enkelt att placera livavstyvningar vid änd- och mellanupplag för att motverka intryckning och skjuvbuckling (detta gäller faktiskt för alla typer av livbuckling/livknäckning)
- enkelt att om nödvändigt förstärka öppna livfogar efter tillverkningen
- något enklare att förstärka eller åtgärda förband i flänsar
- enklare håltagning i livskivan för installationer.

Några fördelar med lådtvärsnitt jämfört med I-tvärsnitt är:

- mycket bättre vridstyvhet och böjstyvhet kring den veka axeln, vilket är fördelaktigt för att undvika vippning
- enklare att få värmeisolering på plats och generellt mer lämplig i produktion
- om livskivor tillverkas av hård träfiberskiva är det svårare att spika med en vanlig hammare, det vill säga varje gång som spiken först måste penetrera träfiberskivan.

5.1.2 Limmade element med tunna flänsar, ytbärverk

Exempel på ytbärverk visas i Figur 5.14. Två grundtyper kan definieras, öppna T-sektioner och slutna ihåliga sektioner (H-sektioner). Flänsarna utgörs vanligtvis av spånskiva, plywood, OSB, fanerträskiva eller hård träfiberskiva, men dragflänsar tillverkade av stål är inte helt ovanliga. Livdelarna tillverkas vanligen av konstruktionsvirke, limträ eller fanerträ, men livdelar som är kompositbalkar i sig själva är inte ovanliga.

Figur 5.14: Typiska tvärsnitt av ytbärverk, H- såväl som T-sektioner visas.

Figur 5.15 visar ett typiskt ytbärverk, en H-sektion med två tunna flänsar och liv av rektangulära trädelar.

Figur 5.15: Dubbelflänsat ytbärverk. a) Tvärsnitt, b) sidovy, c) vy ovanifrån.

Några relevanta brottlägen är symboliskt markerade i Figur 5.15 och givna specifika nummer. De markerade brotten refererar till en sektion med tjocka livdelar som inte är känsliga för någon form av buckling. Om livdelarna utgörs av tunna skivmaterial bör även de relevanta brottmoderna i Figur 5.3 och Avsnitt 5.1.1 kontrolleras. De mest relevanta brottmoderna för element med tjocka liv är:

1. Tryckbrott i tryckflänsen, vilket omfattar effekten av lokal buckling, skjuvdeformationer alternativt skjuveftergivlighet (så kallad *shear lag*), samt vid behov skålning.
2. Dragbrott i dragflänsen, omfattande inverkan av skjuvdeformationer och eventuell skålning.
3. Böjbrott i livdelarna.
4. Skjuvbrott i livdelarna. Bärförmågan verifieras som för konstruktionsvirke, för vilket dimensioneringsregler ges i Avsnitt 3.1.1. Om liven är utförda i skivmaterial gäller reglerna i Avsnitt 5.1.1.3.
5. Skjuvbrott i gränssnittet mellan fläns och liv, det vill säga det limmade förbandet mellan dem. Hållfastheten kontrolleras i grunden på samma sätt som för I-balkar, vilket beskrivs i Avsnitt 5.1.1.4. Notera att om gränssnittet i sig självt är starkt nog är det ändå risk för rent skjuvbrott i flänsmaterialet på var sida om livdelen, både för dragflänsen och tryckflänsen. Exakta lägen för denna brottmod är inte angivna med nummer i Figur 5.15, men läget är nästan som för läge 5, men i själva flänsen.
6. Brott i livdelar med hål. Inga detaljerade dimensioneringsregler ges i denna bok, se exempelvis anvisningar från tillverkarna.
7. Böjknäckningsbrott orsakat av axiell belastning, **ej visat** i Figur 5.15. Böjknäckning hanteras som för vanliga pelare i Avsnitt 3.2.1.
8. Tryckbrott i den yttre flänsytan eller livdelen som är i kontakt med flänsarna, orsakat av koncentrerade krafter verkande vinkelrätt mot fibrerna, vilket enkelt kontrolleras med hjälp av reglerna i Avsnitt 3.1.3. Men kontaktytan mellan fläns och liv kan ökas något om beklädnadsmaterialet har goda tryckegenskaper i tjockleksriktningen.
9. Påverkan av skålning, det vill säga tvärgående böjning av både tryck- och dragflänsar på grund av elementets krökning orsakad av det yttre böjmomentet. Viss skålning kan givetvis uppstå genom tvärbelastning av en fläns i zonerna mellan liven. Den grundläggande påverkan av skålning och tvärbelastning yttrar sig som reducerad böjstyvhet eftersom avståndet mellan flänsarna minskar. Som en följd av detta kommer den axiella belastningen av flänsarna såväl som böjdeformationerna av elementet att öka.

10. I bruksgränstillståndet måste nedböjningar kontrolleras, primärt de som orsakas av böjning. Skjuvdeformationer kan negligeras, åtminstone för kraftiga liv, men bör inkluderas för slanka livskivor. Påverkan av vibrationer och egenfrekvenser i bjälklag och brodäck kan ha djupgående betydelse. Mer information om dessa ämnen ges i Kapitel 7.

Detaljerade dimensioneringsregler och rekommendationer ges i de följande avsnitten avseende de definierade brottmekanismerna under 1, 2, 3 och 9 samt även nedböjningsdelen under punkt 10 diskuteras i korthet.

5.1.2.1 Momentbärförmåga

Momentbärförmågan kan på samma gång påverkas av skjuvdeformationer i flänsarna, lokal flänsbuckling och flänsskålning. För ett långt element försett med flänsar som har lågt förhållande mellan bredd och tjocklek, kan ingendera ha någon betydande inverkan på bärförmågan, medan motsatsen gäller för korta element med slanka flänsar. Den gemensamma nämnaren för dessa inverkningar är att samtliga beaktas genom övergång från ett verkligt till ett effektivt tvärsnitt; för vilket hållfasthetskontrollen genomförs på exakt samma sätt oavsett om flänsarnas bärförmåga påverkas av skjuveftergivlighet, lokal buckling och skålning eller inte. Formen och grundläggande dimensioner på det effektiva tvärsnittet för H- och T-formade element återges i Figur 5.16.

Figur 5.16: Effektivt tvärsnitt för ytbärverk, H- såväl som T-sektioner.

Hur det effektiva tvärsnittet åstadkoms visas senare. Först redovisas hållfasthetskontrollerna som ska utföras, om dimensionerna på det effektiva tvärsnittet är kända. Hållfastheten verifieras enkelt genom kontroll av spänningsnivåerna i lägena markerade med punkter i Figur 5.16, det vill säga på nästan samma sätt som för I- eller lådtvärsnitt. Men innan dessa kontroller utförs byts vanligtvis och för enkelhets skull det effektiva tvärsnittet ut mot ett transformerat (fiktivt) tvärsnitt, för att också ta hänsyn till skillnader i elasticitetsmodul och krypegenskaper mellan liv- och flänsmaterialen, så som beskrivs i Avsnitt 5.1.1.1. Normalspänningen i varje punkt i Figur 5.16 erhålls ur Ekvation 5.5 och jämförs sedan med lämpliga dimensionerande hållfastheter som:

$$\begin{aligned} \sigma_{f,c,d} &\le f_{c,0,d} \text{ eller } f_{c,90,d} && \text{(Tryckfläns)} \\ \sigma_{f,t,d} &\le f_{t,0,d} \text{ eller } f_{t,90,d} && \text{(Dragfläns)} \\ \sigma_{w,max,d} &\le k_h\, f_{m,d} && \text{(Livkant)} \end{aligned} \qquad \textbf{Ekv. 5.25}$$

Den sista olikheten i Ekvation 5.25 gäller liv av konstruktionsvirke med rektangulär form. Jämförelser av den maximala kantspänningen med böjhållfastheten är endast relevant om spänningsfördelningen i livet är tillräckligt nära en ren böjspänningsfördelning, vilket är det vanliga fallet för H-formade ytbärverk. Om spänningsfördelningen däremot kan delas upp i en drag- eller tryckdel samt en böjdel bör kontrollen av livet utföras med hjälp av interaktionsformlerna som beskrivs i Kapitel 3 för tryck och drag i kombination med böjning. Detta är vanligtvis fallet för T-formiga ytbärverk.

Om liven utgörs av träbaserade skivor ersätts den sista olikheten i Ekvation 5.25 av en verifiering av att kantspänningarna är mindre än drag- och tryckhållfastheten för skivmaterialet.

Ifall kompositbalkar med tunna liv i sin tur används som liv i ett ytbärverk, ersätts den sista olikheten i Ekvation 5.25 av Ekvation 5.6.

Nu kommer metoderna för att finna det effektiva tvärsnitt som beaktar inverkan av skjuvdeformation, lokal buckling och skålning hos flänsarna att diskuteras. Vi börjar med skjuveftergivlighet i kombination med lokal buckling, varefter skålning behandlas separat.

Både skjuvdeformation och lokal buckling orsakar en ojämn spänningsfördelning över flänsbredden. De maximala spänningarna uppstår invid livskivorna, medan de lägsta spänningarna finns mittemellan dem. Skjuveftergivligheten påverkar både tryck- och dragflänsar medan lokal buckling endast är relevant för tryckflänsar.

Flänsarna utsätts oavsett balktyp för skjuvspänningar i planet, det vill säga som verkar i ett plan vinkelrätt mot liven. Det är dessa skjuvspänningar som gradvis bygger upp normalspänningarna i flänsen men samtidigt kommer de att leda till en liten skjuvdeformation av flänsen. Denna skjuvdeformation kommer att förbruka en del av den axiella töjning som behövs för att bygga upp full normalspänning i flänsmaterialet mellan liven, vilket resulterar i en ojämn spänningsfördelning, så som visas i Figur 5.17 a). Ur en konstruktörs synvinkel hanteras denna relativt komplexa spänningsfördelning med hjälp av konceptet effektiv bredd. Den verkliga flänsbredden ersätts med en effektiv bredd för vilken $\sigma_{mean}\, b_f = \sigma_{max}\, b_{eff}$ antas gälla.

Figur 5.17: Ojämna spänningsfördelningar, i en bred tryckfläns mellan två liv, orsakade av: a) Endast flänsarna skjuveftergivlighet (shear lag), b) lokal buckling.

Det är svårt att finna den bästa effektiva bredden i varje enskilt fall eftersom det påverkas av många faktorer, av vilka de viktigaste är: flänsmaterialets skjuvegenskaper, lastkonfiguration,

randvillkor, förhållandet mellan flänsbredd och spännvidd samt lokal buckling. I Eurokod 5 anges helt enkelt den effektiva bredden som en konstant bråkdel av spannet, oavsett denna komplexitet. Spannet är avståndet mellan inflexionspunkterna eller punkter med noll böjmoment. I Figur 5.18 jämförs det enkla uttrycket i Eurokod med teoretiskt mer korrekta samband, för en fläns av OSB belastad antingen vinkelrätt eller parallellt med dess huvudsakliga fiberriktning, här angiven som ⊥ respektive //. Ytbärverket är fritt upplagt och belastat med antingen en jämnt fördelad last som verkar längs hela spannet eller en koncentrerad last mitt på spannet, betecknad q eller P. Det är uppenbart att uttrycket från Eurokod 0,15ℓ bara ger en god effektiv bredd så länge förhållandet mellan flänsbredd och spännvidd är omkring 0,16 för en q-last och 0,20 för en P-last. För längre spann överskattas den effektiva bredden med så mycket som 20 procent, medan den effektiva bredden underskattas för kortare spann. Flänsar av hård träfiberskiva, spånskiva och plywood visar liknande resultat, men plywood uppvisar större spridning och avvikelse mellan Eurokodkurvan och teoretiska resultat. De teoretiska kurvorna erhölls genom FE-analys under linjärelastiska förhållanden.

Figur 5.18: Påverkan av skjuveftergivlighet för en OSB-fläns i ett fritt upplagt ytbärverk påverkat av antingen jämnt fördelad last (q) eller en koncentrerad last (P) vid fältmitt.

Mer exakta värden på den effektiva bredden kan erhållas genom att approximera de teoretiska kurvorna med räta linjer utmed det i praktiken intressanta intervallet $0{,}05 \leq b_f/\ell \leq 0{,}30$. Funktionsuttrycket för sådana anpassade resultat ges av:

$$\frac{b_{eff}}{b_f} = \beta_0 - \beta_1 \left(\frac{b_f}{\ell} \right) \qquad \textbf{Ekv. 5.26}$$

där koefficienterna β_0 och β_1 ges i Tabell 5.1 tillsammans med de traditionella Eurokoduttrycken.

Tabell 5.1 **Effektiv bredd på grund av skjuveftergivlighet i breda tryck- eller dragflänsar. Bredder enligt både Eurokod 5 och Ekvation 5.26 anges.**

Skivmaterial	Eurokod 5 b_{eff}	Belastningstyp [2) 3)]	Koefficient β_0 i (5.26)	Koefficient β_1 i (5.26)
OSB	0,15 ℓ	q	1,03	0,72
		P	0,97	1,05
Plywood, 3⊥ [1)]	0,10 ℓ	q	1,05	1,15
		P	0,93	1,35
Plywood	0,10 ℓ	q	1,06	1,80
		P	0,83	1,60
Spånskiva eller träfiberskiva	0,20 ℓ	q	1,03	0,61
		P	0,98	0,90

1) 3⊥ betecknar en treskikts plywood med ytfaneren orienterade vinkelrätt mot de axiella spänningarna.
2) q är en jämnt fördelad last på en fritt upplagd balk.
3) P är en koncentrerad last mitt på spannet av en fritt upplagd balk.

Buckling av tryckflänsar leder till en ojämn fördelning av normalspänningarna vilket leder till en liknande fördelningsform som då inverkan av skjuveftergivlighet beaktas, se Figur 5.17 b). Skjuveftergivlighet reducerar påverkan av lokal buckling eftersom den leder till lägre tryckspänningar i den del av flänsen som är känslig för buckling. Annorlunda uttryckt: lokal buckling minskar påverkan av skjuveftergivlighet. Men vi börjar med att diskutera lokal flänsbuckling som ett isolerat problem. Som instabilitetsproblem kan det hanteras genom att använda samma huvudsakliga tillvägagångssätt som beskrivits för skjuvbuckling i Avsnitt 5.1.1.3 vilket resulterar i en effektiv flänsbredd ($b_{eff} = b_f \chi_c$). Denna process kan summeras som: kritisk tryckspänning → slankhetsparameter → reduktionsfaktor, det vill säga $\sigma_{cr} \rightarrow \lambda_v \rightarrow \chi_c$, där index c indikerar tryck. Slankhetsparametern definieras på samma sätt som i Ekvation 5.14 och dimensioneringskurvan väljs som i Ekvation 5.15, men index v ersätts med c för att indikera tryck. Detta leder till en reduktionsfaktor uttryckt som:

$$\chi_c = \frac{0,8}{\lambda_c} = 0,8\sqrt{\frac{1,25\sigma_{cr}}{\sigma_{f,c}}} = 0,9\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{f,c}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.27}$$

där σ_{cr} är den kritiska bucklingsspänningen för en lång skiva, fritt upplagd längs alla fyra kanterna och utsatt för jämnt tryck i sin längdriktning. Faktorn 1,25 ökar bucklingsspänningen med 25 procent för att approximativt beakta en del av den rotationsstyvhet som tjocka och kraftiga liv bidrar med (fullständig rotationsstyvhet längs liven skulle ge omkring 60 procent). Ifall livdelarna är tunna och slanka bör dock 1,25 ersättas med 1,0, då tunna skivelement bidrar med låg rotationsstyvhet. $\sigma_{f,c}$ är tryckspänningen i flänsen vid den yttre lastnivå då momentbärförmågan för hela elementet är uttömd, under antagandet att ingen lokal buckling påverkar flänsens bärförmåga. Att sätta $\sigma_{f,c} = f_{c,0,d}$ eller $f_{c,90,d}$ (beroende på vad som lämpar sig) är alltid på säkra sidan. Men om momentbärförmågan styrs av dragflänsen eller liven snarare än tryckflänsen, kan ett proportionerligt reducerat värde användas. Om skjuveftergivlighet påverkar tryckflänsen kan värdet för $\sigma_{f,c}$ ovan reduceras med faktorn $b_{eff,shear\ lag} / b_f$ för att medräkna den gynnsamma effekten av flänsens skjuvdeformation.

Notera att det inte är självklart att dimensioneringskurvan ska vara $0{,}8/\lambda_c$, men den måste under alla omständigheter ha en liknande form. En jämförelse med mer komplicerade kurvor som används för stål i Eurokod 3, och observationen att dessa kurvor också tar med påverkan av egenspänningar i beräkningen, indikerar att $0{,}9/\lambda_c$, kan vara ett bättre val. Att välja 0,8 är dock mer på säkra sidan, särskilt för slanka flänsar, och kan även sägas ta implicit hänsyn till en viss inverkan av flänsskålning. Denna enkla formel för dimensioneringskurvan gör det möjligt att uttrycka den effektiva bredden som **konstant** × **flänstjocklek**, som vi strax kommer att se.

Den kritiska spänningen σ_{cr} beräknas baserat på linjärelastisk teori och en på säkra sidan undre gräns erhålls genom att anta flänsen som en lång skiva fritt upplagd längs alla fyra kanterna. Värdet kan lätt ökas eller minskas i fall då andra randvillkor är mer relevanta, till exempel ökas om flänsen är försedd med tätt placerade tvärgående avstyvningar. Tryckflänsar i ytbärverk är antingen tillverkade av isotropa eller ortotropa skivmaterial och den kritiska spänningen uttrycks enkelt som:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma,iso} \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)} \left(\frac{h_f}{b_f}\right)^2 \qquad \text{Isotrop skiva}$$

Ekv. 5.28

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma,orth} \frac{\pi^2 \sqrt{D_x D_y}}{h_f b_f^2} \approx k_{\sigma,orth} \frac{\pi^2 \sqrt{E_x E_y}}{12} \left(\frac{h_f}{b_f}\right)^2 \qquad \text{Ortotrop skiva}$$

där D_x och D_y är böjstyvheten för flänsen kring dess x- respektive y-axel. E_x och E_y är elasticitetsmodulerna kring de två huvudaxlarna i skivmaterialet, som om det vore homogent över hela tjockleken, det vill säga modulen anges vanligtvis i olika standarder och labbrapporter för träbaserade skivmaterial. Bucklingskoefficienten $k_{\sigma,iso} = 4{,}0$ gäller för långa isotropa skivor. För ortotropa skivor beror bucklingskoefficienten $k_{\sigma,orth}$ av två parametrar:

$$\beta_1 = \frac{\ell}{b_f} \sqrt[4]{D_x D_y} \quad \text{and} \quad \beta_2 = \frac{D_{xy}}{2\sqrt{D_x D_y}} \approx \frac{2G}{\sqrt{E_x E_y}}$$

Ekv. 5.29

där G är skjuvmodulen. För långa skivor ($\ell > 2b_f$) som endast belastas med jämnt tryck i längsriktningen spelar värdet av β_1 ingen roll och en relativt god approximering av bucklingskoefficienten är:

$$k_{\sigma,orth} = 2{,}0 + 2{,}0\beta_2 = 2{,}0 + \frac{4{,}0G}{\sqrt{E_x E_y}}$$

Ekv. 5.30

Genom att använda $k_{\sigma,iso} = 4{,}0$ och $k_{\sigma,orth}$ från Ekvation 5.30 i Ekvation 5.28 och substituera de erhållna kritiska spänningarna i Ekvation 5.27 blir reduktionsfaktorn för den effektiva bredden en **konstant** gånger h_f/b_f och själva den effektiva bredden är endast en **konstant** × h_f. Uppenbarligen är **konstanten** ett unikt tal för varje skivmaterial på marknaden. I Tabell 5.2 summeras resultaten av sådana beräkningar för några vanliga skivmaterial samt effektiva bredder rekommenderade i Eurokod 5. Det verkar som att precisionen för konstanten i Eurokod är relativt dålig och alltför mycket på den osäkra sidan för OSB, spånskiva och

träfiberskiva. Anledningen till denna skillnad är att dimensioneringskurvan för konstanten i Eurokod 5 tas som $1{,}0/\lambda_c$ snarare än $0{,}8/\lambda_c$, vilket definitivt är alltför optimistiskt om $\lambda_c < 1{,}30$ och den ofördelaktiga effekten av flänsskålning inte beaktas, eller om den fördelaktiga effekten av flänsens skjuvdeformation inte tas med implicit i beräkningen.

Tabell 5.2 Effektiv bredd på grund av buckling av tryckflänsar enligt Eurokod 5, jämfört med värden erhållna ur Ekvationerna 5.30, 5.28 och 5.27 applicerade på 139 olika skivprodukter för vilka materialegenskaper är tillgängliga. *Effektiv bredd* = *konst* × h_f. De två kolumnerna längst till höger visar den effektiva bredden (*effektiv bredd* = *konst* × h_w) vid skjuvbuckling, enligt beskrivningen i Avsnitt 5.1.1.3. Minimi- och maximivärden erhållna för olika produkter i varje kategori anges.

Skivmaterial [1) 2) 3)]	Eurokod 5 *konst*	Tryck [4)]		Skjuvning	
		Min *konst*	Max *konst*	Min *konst*	Max *konst*
OSB, //	25	19	21	32	36
OSB, ⊥	25	21	23	40	45
Plywood, 3, //	20	12	15	22	27
Plywood, 3, ⊥	25	17	22	44	61
Plywood, //	20	17	24	35	63
Plywood, ⊥	25	19	32	44	73
Spånskiva	30	23	26	35	40
Träfiberskiva	30	20	28	28	44

1) // Flänsens huvudsakliga böjningsaxel orienterad tvärs ytbärverket, till exempel ytfaner på plywood orienterade parallellt med liven.

2) ⊥ Flänsens huvudsakliga böjningsaxel orienterad i ytbärverkets längdriktning, till exempel ytfaner på plywood orienterade vinkelrätt mot liven.

3) 3 Betecknar plywood uppbyggt av endast 3 faner.

4) Det antas att tryckflänsen styr hållfastheten så att $\sigma_{f,c} = f_{c,0,d}$ eller $f_{c,90,d}$, beroende på vad som är lämpligt.

Enligt Eurokod 5 bör den effektiva bredden för tryckflänsar tas som den minsta bredden erhållen från antingen Eurokodkolumnen i Tabell 5.1 eller Tabell 5.2 och för dragflänsar endast från Tabell 5.1. Dessutom så är påverkan av flänsskålning inte ens nämnd. Den huvudsakliga fördelen med detta tillvägagångssätt är dess enkelhet, men precisionen är mycket dålig. Det är lönlöst att genomföra komplicerade och tidskrävande analyser av ytbärverk med hänsyn till krypningsegenskaper och elasticitetsmoduler för materialen som bygger upp tvärsnittet, om den effektiva bredden kan avvika med 50 procent, medan variation för påverkan av krypning vanligtvis inte är mer än 10 procent för den beräknade momentbärförmågan.

I stället kan böjhållfastheten prickas in mer precist med hjälp av följande recept:

1. Beräkna den effektiva bredden för både drag- och tryckflänsarna, med hänsyn till deras skjuveftergivlighet, med hjälp av Ekvation 5.26 och koefficienter från Tabell 5.1.
2. Reducera den effektiva bredden för tryckflänsen ytterligare, om det är relevant, med hänsyn till buckling i enlighet med Ekvation 5.27. I Ekvation 5.27: använd Ekvation 5.28 för att finna den kritiska spänningen baserad på bucklingskoefficienterna $k_{\sigma,iso} = 4{,}0$ och/eller $k_{\sigma,orth}$ från Ekvation 5.30, och sätt $\sigma_{f,c} = (f_{c,0,d}$ eller $f_{c,90,d}) \times b_{eff,shear\ lag}/b_f$, vilket som är bäst tillämpligt. Om bärförmågan efter denna reduktion fortfarande styrs av dragflänsen, kan $\sigma_{f,c}$ reduceras ytterligare för att motsvara den ”verkliga” spänningsnivån i tryckflänsen. Men notera att en sådan extra reduktion är iterativ och vanligtvis relativt opraktisk för normala handberäkningar, särskilt eftersom effekten på det slutliga resultatet är relativt liten.

3. Beräkna läget för neutralaxeln och yttröghetsmomentet för det effektiva och transformerade tvärsnittet. Bestäm påverkan av flänsskålning enligt proceduren som beskrivs nedan. Flytta varje fläns för vilken skålning måste beaktas mot neutralaxeln, en sträcka uppskattad som en bråkdel av u_{max} enligt Ekvation 5.31. Räkna om läget för neutralaxeln och yttröghetsmomentet med hänsyn till de nya flänspositionerna.
4. Kontrollera momentbärförmågan enligt Ekvation 5.25.

Flänsskålning är ett problem för tunna och breda flänsar och påverkar både drag- och tryckflänsar. De axiala böjspänningarna kommer alltid att ha en mycket liten komponent som verkar mot ytbärverkets neutralaxel, vilket är en följd av elementets böjkrökning. Den är likvärdig med en fördelad last verkande vinkelrät mot flänsytan, vilken orsakar böjning av flänsen i tvärled. Detta resulterar i ett reducerat avstånd mellan flänsarna, vilket i sin tur reducerar tröghetsmomentet och ökar de axiella flänsspänningarna. Den maximala tvärgående böjdeformationen av flänsen mellan två angränsande livskivor kan uppskattas med hjälp av elementär balkböjningsteori tillämpad på en flänsremsa upplagd på ett antal liv. Om tillvägagångssättet i StBk-N5 (1980) följs, kan den maximala flänsutböjningen uppskattas till:

$$u_{max} = K\left(\frac{\sigma_{f,mean}}{E_f}\right)^2 \frac{b_f^4}{h_f^2\, z_f} \qquad \textbf{Ekv. 5.31}$$

där $\sigma_{f,mean}$ är medelvärdet av normalspänningarna i flänsen, beräknade som ($\sigma_{f,c,d}$ eller $\sigma_{f,t,d}$) $\times\, b_{eff}/b_f$, det vill säga medelspänningen med hänsyn till skjuveftergivlighet och buckling. E_f är elasticitetsmodulen med hänsyn till flänsböjning kring en axel parallell med liven. Sätt E_f till E_{mean} under momentana förhållanden i klimatklass 1, 0,8 E_{mean} i klimatklass 2 och 0,4 E_{mean} i klimatklass 3. Sätt E_f till $E_{mean}/(1 + \psi_2\, k_{def})$ under slutliga förhållanden med ψ_2 bestämd för den last som orsakar störst spänning. z_f är absolutbeloppet för avståndet från neutralaxeln till centrum av flänsen. K är en modifieringsfaktor som tar med flänsens upplagsförhållanden i beräkningen och som ges nedan.

Om u_{max} är större än 5 procent av avståndet mellan flänscentra rekommenderas det att flänsskålning beaktas genom att flytta flänsarna en fiktiv sträcka, det vill säga en bråkdel av u_{max} mot neutralaxeln. Det rekommenderade värdet för K och dess motsvarande fiktiva avstånd är:

$K = 0{,}15$ då flänsen är fritt upplags på två angränsande liv. Vid behov kan flänsen flyttas 0,64 u_{max}

$K = 0{,}065$ då flänsen är kontinuerlig över mellanliggande liv och upplagd på minst tre jämnt utplacerade liv. Vid behov kan flänsen flyttas 0,58 u_{max}

Notera att receptet ovan för beräkning av momentbärförmåga är tillämpbart för ytbärverk när transversallasten påförs elementet rakt ovanför liven. Ingen yttre tvärbelastning kan påföras direkt mot flänsytorna mellan liven, då detta skulle orsaka allvarlig tvärböjning. I sådana fall, som i bjälklag och möjligen yttertak, måste flänsen först utformas så att den kan ta upp denna tvärböjning orsakad av fördelade eller koncentrerade krafter. Efter det kan receptet tillämpas, men flänsarnas slankhet är då vanligtvis så liten att endast skjuveftergivligheten behöver uppmärksammas.

5.1.2.2 Böj- och skjuvdeformationer

Böjdeformationen bestäms exakt som för I-balkar med fullständig samverkan, så som diskuteras i Avsnitt 5.1.1.5. Skjuvdeformationen är vanligtvis relativt liten och är försumbar för element med relativt kraftiga liv av konstruktionsvirke, limträ med mera. Om liven emellertid är utförda i tunna skivmaterial bör skjuvdeformationen beräknas på samma sätt som för I-balkar enligt Avsnitt 5.1.1.5. Notera att effektiva flänsbredder endast behöver bestämmas med hänsyn till deras skjuveftergivlighet vid beräkning av nedböjningar i bruksgränstillståndet. Flänsbuckling och flänsskålning behöver inte beaktas, då spänningsnivåerna är mycket lägre i bruksgränstillståndet än i brottgränstillståndet, vilket gör att effekterna av dessa fenomen är försumbara, åtminstone för vanliga ytbärverk.

5.1.2.3 För- och nackdelar med T- och H-formade ytbärverk

Här diskuteras några statiska såväl som praktiska för- och nackdelar med ytbärverk.

Det svåraste problemet att lösa med ytbärverk är kontinuiteten för en tunn dragfläns. Träbaserade skivor är vanligtvis tillgängliga i längder som är mycket mindre än elementlängden och måste därför förbindas i områden som överför stora dragkrafter, något som är möjligt, men komplicerat och dyrt. En lösning är att använda fanerträ eller stålplåt för dragflänsen och därmed undvika oönskade förband.

Några fördelar med T-sektioner jämfört med H-sektioner är att de gör det:

- Lätt att lägga till extra lokal förstärkning för att säkra lastöverföringen av stora koncentrerade krafter som annars kan orsaka lokal skada.
- Enklare att förbinda elementen med varandra och med upplagen.
- Enklare att montera och gömma installationer i elementen, om detta utförs på byggplatsen.
- Möjligt att kombinera två liknande element med begränsad eller ingen kontakt mellan dem, vilket kan leda till mycket goda ljudisoleringsegenskaper, liksom även till goda brandegenskaper.

Två fördelar med H-sektioner jämfört med T-sektioner är att de möjliggör:

- Högre momentbärförmåga och böjstyvhet, vilket möjliggör längre spännvidder utan att använda mer material.
- Högre prefabriceringsgrad så att kostsamma kompletteringsarbeten på plats kan undvikas. Kvaliteten på utförandet av isolering och installationer blir högre på grund av mer lämpliga förhållanden rörande verktyg, klimat och kontroll i fabrik.

5.2 Konstruktionselement med ofullständig samverkan

Sammansatta tvärsnitt är relativt vanliga i träkonstruktioner. Delarna är ofta förbundna med lim och då är glidning mellan delarna inte något större problem. Men när mekaniska förbindare används i stället för lim, eller när limfogens kvalitet inte kan garanteras, måste glidning (förskjutning) mellan elementdelar beaktas. I Figur 5.19 visas några olika balktyper med sammansatt tvärsnitt, för vilka ofullständig (partiell) samverkan kan spela en betydande roll.

Antag att vi har en balk eller ett ytbärverk som utsätts för böjning och att det är tillverkat av två eller fler enskilda delar, förbundna med varandra med mekaniska förbindare, mjuka och tjocka limmade gränsskikt eller med något tjockt mellanskikt som endast kan överföra skjuv-

Figur 5.19: Typiska sammansatta balkelement för vilka ofullständig samverkan är relevant.

spänningar men inga normalspänningar (såsom kärnan i sandwichelement). Med ofullständig samverkan menas då att skjuvdeformationen mellan separata delar är icke försumbar. Denna skjuvdeformation benämns hädanefter som förskjutning eller glidning. Det huvudsakliga beteendet för ett element som endast har två delar förbundna med ett skjuvöverförande mellanskikt avbildas i Figur 5.20.

Verkningssättet karakteriseras av viss glidning hos mellanskiktet, vilket kan delas in i tre olika fall. Först har vi **full samverkan** om skjuvförbandet är oändligt styvt. Sedan har vi **ingen samverkan**, om skjuvförbandet inte har någon som helst styvhet, det vill säga de två lagren verkar oberoende av varandra och inga tvärkrafter överförs längs fogen. Till sist har vi **ofullständig samverkan** om skjuvförbandet har begränsad styvhet, det vill säga den ”verkliga” responsen måste vara mellan de första två gränssättande fallen. De första två fallen täcks väl in av traditionell balkböjningsteori och kommer inte att behandlas vidare i detta avsnitt. Här ska vi fokusera på det tredje fallet karakteriserat av ofullständig (partiell) samverkan.

1) Full composite action (FCA)
2) No composite action (NCA)
3) Partial composite action (PCA)

Figur 5.20: Tre grader av samverkan, för likvärdiga nedböjningar vid spannets mittpunkt.

Partiell samverkan styrs av antingen differentialekvationerna 5.50 eller 5.51 på sidan 184. Ekvation 5.50 härleddes först av Stussi (1947) men innehöll ingen term för att ta med temperaturskillnaden mellan de två skikten i beräkningen. Ekvation 5.51 härleddes av

Granholm (1949), och negligerar även den påverkan av temperaturskillnader. Newmark (1951) härledde Ekvation 5.50 oberoende av de två första författarna. Efter dessa pionjärer har andra publicerat mindre eller större modifieringar av de grundläggande ekvationerna som återges här. Sådana modifieringar omfattar påverkan av en yttre normalkraft, krypning, fler än två skikt, icke-linjäriteter, fogsläpp eller delaminering. Många bidrag behandlar även andra lösningsprocedurer, som lösningar av differentialekvationerna med analytiska metoder, finita differensmetoder och finita elementmetoder. Endast de grundläggande ekvationerna behövs för att lösa de problem som behandlas i denna bok. Andra referenser som nämns kommer att lämnas utan vidare behandling.

En kuriositet som är värd att nämna är att forskare som arbetar inom detta område kan delas in i två huvudkategorier. Den första kategorin är de som arbetar med sammansatta balkar hopfogade med mekaniska förbindare som spikar, skruvar, plåtar samt även lim med mera. Den andra gruppen fokuserar på olika typer av sandwichelement där skikten är förbundna med någon typ av skum eller bikakestruktur, till exempel expanderad polystyren (EPS). Men de grundläggande ekvationerna är desamma oavsett vilken grupp forskaren tillhör. Trots detta hänvisar nästan aldrig de två grupperna till varandras arbeten. Författarna som citeras här tillhör den första gruppen.

5.2.1 Momentbelastade sammansatta element

Vi börjar med att härleda de styrande ekvationerna för en tvåskiktad, sammansatt balk utsatt för enbart böjning. Vi går därefter vidare och visar vissa förenklingar av analysen som gör det möjligt att erhålla approximativa lösningar med relativ lätthet. Därefter modifieras ekvationerna så att treskiktade dubbelsymmetriska tvärsnitt kan analyseras korrekt. Ekvationerna för en enkelsymmetrisk treskiktad balk med olika delar behandlas inte här, men ges i Oduyemi och Wright (1991).

5.2.1.1 Grundläggande antaganden

Betrakta som i Figur 5.21 ett oändligt litet utsnitt i längdriktningen av ett element. Differentialekvationerna 5.50 och 5.51 styr reaktionen hos detta lilla stycke utsatt för yttre belastning. Dessa ekvationer härleds med hjälp av följande antaganden och begränsningar:

a) Alla material förblir linjärelastiska.
b) Små deformationer antas gälla.
c) De två skikten måste uppvisa lika nedböjningar, det vill säga deformationerna får inte skilja mellan skikten och modellen tar inte hänsyn till några drag- eller tryckspänningar i tjocklekensriktningen. Därutöver antas båda skikten ha samma krökningsradie vilket berättigas av det faktum att elementtjockleken är mycket mindre än krökningsradien.
d) Ingen skjuvdeformation inom enskilda skikt beaktas, endast skjuvdeformationen av kärnan (fogen mellan delarna) tas med i beräkningen. Varje påverkan av töjning vinkelrätt mot längdaxeln negligeras. Detta innebär att antagandet från normal balkböjningsteori om att plana tvärsnitt förblir plana, gäller för varje skikt.
e) Kärnan antas endast ha skjuvstyvhet och dess enda funktion är att verka som ett skjuvförband mellan de två skikten.
f) Elementet kan även utsättas för en jämn töjningsskillnad mellan de två skikten, exempelvis orsakad av temperaturskillnader mellan dem.

g) Utöver töjningsskillnaden är den enda tillåtna lasten böjmomentet orsakat av yttre last verkande i z-riktningen. Yttre axiella laster beaktas inte.

h) Modellen beaktar endast utböjningar inom xz-planet och tvärsnittet måste därför vara symmetriskt kring z-axeln.

Figur 5.21: Balktvärsnittet och ett litet utsnitt d*x* längs balkaxeln.

I Figur 5.21 används följande beteckningar (andra symboler förklaras varefter de införs):

A_1	Tvärsnittsarea för del 1
A_2	Tvärsnittsarea för del 2
b	Bredden på kärnmaterialet
E	Elasticitetsmodulen, vilken antas vara densamma för båda skikten. Om likhet inte gäller, kan metoden med transformerade tvärsnitt användas
$\gamma = \gamma\,(x)$	Skjuvningsvinkeln för kärnan
G	Skjuvmodulen för kärnmaterialet
h_{core}	Kärnans tjocklek
h_t	Avståndet mellan centra för delarna 1 och 2
$H = H\,(x)$	Skjuvflöde som överförs av kärnan, mellan skikten

I_1	Tröghetsmoment för del 1
I_2	Tröghetsmoment för del 2
$M_1 = M_1\ (x)$	Inre böjmoment i del 1
$M_2 = M_2\ (x)$	Inre böjmoment i del 2
$M = M\ (x)$	Yttre böjmoment som påverkar hela tvärsnittet
$N_1 = N_1\ (x)$	Inre normalkraft i del 1
$N_2 = N_2\ (x)$	Inre normalkraft i del 2
$q = q\ (x)$	Transversalbelastning
$u = u\ (x)$	Skjuvdeformation av kärnan
$u_1 = u_1(x)$	Förskjutning av centrum i del 1
$u_2 = u_2\ (x)$	Förskjutning av centrum i del 2
$w = w\ (x)$	Nedböjning
x , y , z	Koordinataxlar

Pilarnas riktningar i Figur 5.21 anger positiva krafter, moment och förskjutningar. Primtecknet, ′, anger differentiering av ovanstående funktioner med avseende på x, två primtecken anger att differentieringen utförs två gånger, och så vidare.

5.2.1.2 Härledning av de styrande differentialekvationerna för tvåskiktade balkar

Av Figur 5.21 framgår tydligt att deformationen av kärnan är:

$$u = u_2 - u_1 + h_t w' \qquad \textbf{Ekv. 5.32}$$

och efter differentiering:

$$u' = u_2' - u_1' + h_t w'' = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 + h_t w'' \qquad \textbf{Ekv. 5.33}$$

där:

$$\varepsilon_1 = \frac{\mathrm{d}u_1}{\mathrm{d}x}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\mathrm{d}u_2}{\mathrm{d}x}$$

är de enkla ingenjörsmässiga töjningarna längs centrumpunkterna i del 1 respektive 2. Vi har alltså antagit att båda skikten har samma nedböjning $w\ (x)$ och approximativt samma krökningsradie. Töjningarna kan, med hjälp av traditionell stångteori och positiva dragtöjningar uttryckas som:

$$\varepsilon_1 = \frac{N_1}{E A_1} + \varepsilon_{t1} \qquad \textbf{Ekv. 5.34}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{N_2}{E A_2} + \varepsilon_{t2} \qquad \textbf{Ekv. 5.35}$$

där ε_{t1} och ε_{t2} är likformiga töjningar hos tvärsnittsdelarna orsakade av temperaturförändringar i skikt 1 respektive 2. Genom substituering av Ekvationerna 5.34 och 5.35 i Ekvation 5.33 erhåller vi:

$$u' = h_t w'' - \frac{N_1}{E A_1} + \frac{N_2}{E A_2} + \varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1} \qquad \textbf{Ekv. 5.36}$$

Eftersom ε_{t1} och ε_{t2} är konstanta längs balken ersätts nu skillnaden mellan dem med en konstant:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1} \qquad \textbf{Ekv. 5.37}$$

Kraftjämvikt för tvärsnittet som visas i Figur 5.21 kräver att:

$$N_2 = -N_1 \qquad \textbf{Ekv. 5.38}$$

eftersom ingen yttre normalkraft påverkar balken. Substituering av Ekvationerna 5.37 och 5.38 i Ekvation 5.36 ger:

$$u' = h_t w'' - \left(\frac{1}{E A_1} + \frac{1}{E A_2} \right) N_1 + \varepsilon_t \qquad \textbf{Ekv. 5.39}$$

Låt nu materialegenskaperna för kärnmaterialet föras in i härledningen. När skjuvflödet H påverkar det oändligt lilla utsnittet kärnmaterial i Figur 5.21 får det en vinkeländring som kan skrivas:

$$\gamma = \frac{\text{Skjuvspänning}}{\text{Skjuvmodul}} = \frac{H}{G b} \qquad \textbf{Ekv. 5.40}$$

och med hjälp av Ekvation 5.40 blir den resulterande förskjutningen:

$$u = \gamma h_{core} = \frac{H h_{core}}{G b} = \frac{H}{k_{core}} = \frac{-N_1'}{k_{core}} \qquad \textbf{Ekv. 5.41}$$

där skjuvstyvheten för kärnan, k_{core}, har införts:

$$k_{core} = \frac{G b}{h_{core}} \qquad \textbf{Ekv. 5.42}$$

I Ekvation 5.41 utnyttjas även att kraftjämvikten för del 1, i det oändligt lilla utsnittet i Figur 5.21, kräver att $H = -N'_1$. Differentiering av Ekvation 5.41 en gång och likställande av resultatet med Ekvation 5.39 ger:

$$\frac{-N_1''}{k_{core}} = h_t w'' - \left(\frac{1}{E A_1} + \frac{1}{E A_2} \right) N_1 + \varepsilon_t \qquad \textbf{Ekv. 5.43}$$

Genom att sätta det yttre momentet M lika med de inre momenten i tvärsnittet, tagna kring centrum av del 2, fås:

$$M = M_1 + M_2 - N_1 h_t$$ **Ekv. 5.44**

Antagandet att båda skikten har samma krökningsradie ger:

$$w'' = -\frac{M_1}{EI_1} = -\frac{M_2}{EI_2}$$ **Ekv. 5.45**

och Ekvation 5.44 kan, med användande av Ekvation 5.45, skrivas om som:

$$w'' = -\frac{M}{EI_1 + EI_2} - \frac{N_1 h_t}{EI_1 + EI_2}$$ **Ekv. 5.46**

Substituering av Ekvation 5.46 i Ekvation 5.43 och omrangering av termerna ger:

$$N_1'' - \frac{k_{core}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{h_t^2}{I_1 + I_2}\right) N_1 = \frac{k_{core}}{E}\frac{h_t}{\left(I_1 + I_2\right)} M - k_{core}\varepsilon_t$$ **Ekv. 5.47**

Införande av tvärsnittskonstanterna:

$$C = \frac{k_{core}}{E}\frac{h_t}{\left(I_1 + I_2\right)}$$ **Ekv. 5.48**

$$\omega^2 = \frac{k_{core}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{h_t^2}{I_1 + I_2}\right)$$ **Ekv. 5.49**

gör det möjligt att skriva Ekvation 5.47 på dess enklaste form:

$$N_1'' - \omega^2 N_1 = C\,M - k_{core}\varepsilon_t$$ **Ekv. 5.50**

Detta är en andra ordningens linjär differentialekvation med konstanta koefficienter som lätt kan lösas när väl problemets randvillkor är kända. I Ekvation 5.50 representerar den okända funktionen variationen av normalkraften längs skikt 1. Ibland kan det emellertid vara mer bekvämt att uttrycka den styrande differentialekvationen i termer av nedböjningsfunktionen. Detta kan åstadkommas genom att lösa ut N_1 ur Ekvation 5.46 och substituera resultatet och dess andraderivata i Ekvation 5.43. Efter införande av två nya tvärsnittskonstanter blir resultatet:

$$w'''' - \omega^2 w'' = C_{Mb}\left(C_M M - M''\right) + C\varepsilon_t$$ **Ekv. 5.51**

där:

$$C_{Mb} = \frac{1}{E\left(I_1 + I_2\right)}$$ **Ekv. 5.52**

$$C_M = \frac{k_{core}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right)$$ **Ekv. 5.53**

Då ett problem uttryckligen ska lösas är det ofta enklare att arbeta med Ekvation 5.50 än med Ekvation 5.51. Men ibland är det behändigt att uttrycka randvillkoren i termer av kända nedböjningar och ibland är det önskvärt att bara känna till nedböjningarna. Om N_1 löses ut i Ekvation 5.50 är det nödvändigt att ha ett uttryck som ger nedböjningen w när väl N_1 är känd. Denna länk mellan nedböjningsfunktionen och den normalkraftsbaserade funktionen kan härledas genom att lösa ut N_1 ur Ekvation 5.50 och substituera resultatet i Ekvation 5.46. Detta första steg leder till:

$$w'' = \frac{-1}{E\left(I_1 + I_2\right)}\left(M + h_t\left(\frac{N_1''}{\omega^2} - \frac{C}{\omega^2}M + \frac{k_{core}\varepsilon_t}{\omega^2}\right)\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.54}$$

Efter omflyttning av termer och införande av konstanten definierad av Ekvation 5.52 har vi:

$$w'' = C_{Mb}\left(\frac{h_t C}{\omega^2} - 1\right)M - \frac{C}{\omega^2}\left(N_1'' + k_{core}\varepsilon_t\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.55}$$

där faktorn framför M kan skrivas om som:

$$C_{Mb}\left(\frac{h_t C}{\omega^2} - 1\right) = \frac{1}{E\left(I_1 + I_2\right)}\left(\frac{\dfrac{h_t^2}{\left(I_1 + I_2\right)}}{\dfrac{1}{A_1} + \dfrac{1}{A_2} + \dfrac{h_t^2}{I_1 + I_2}} - 1\right) =$$

$$\frac{1}{E\left(I_1 + I_2\right)}\left(\frac{h_t^2 A_1 A_2}{\left(A_1 + A_2\right)\left(I_1 + I_2\right) + h_t^2 A_1 A_2} - 1\right) = \qquad \textbf{Ekv. 5.56}$$

$$\frac{-1}{E}\frac{A_1 + A_2}{\left(A_1 + A_2\right)\left(I_1 + I_2\right) + h_t^2 A_1 A_2} =$$

$$\frac{-1}{E}\frac{1}{I_1 + I_2 + \dfrac{h_t^2 A_1 A_2}{A_1 + A_2}} = \frac{-1}{E I_{fca}}$$

Efter ett antal algebraiska manipulationer står det klart att nämnaren vid det sista steget i Ekvation 5.56 är lika med böjstyvheten för balken vid fullständig samverkan, där det lätt kan verifieras att:

$$I_{fca} = I_1 + I_2 + \frac{h_t^2 A_1 A_2}{A_1 + A_2} \qquad \textbf{Ekv. 5.57}$$

är tröghetsmomentet för tvärsnittet när fullständig samverkan råder. Genom användning av resultaten från Ekvation 5.56 i Ekvation 5.55 erhålls:

$$w'' = \frac{-M}{E I_{fca}} - \frac{C}{k_{core}\omega^2}\left(N_1'' + k_{core}\varepsilon_t\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.58}$$

Genom att slutligen integrera Ekvation 5.58 två gånger kan länken mellan nedböjningsfunktionen och den normalkraftsbaserade funktionen uttryckas som:

$$w = w_{\text{fca}} - \frac{C}{k_{\text{core}}\omega^2}\left(N_1 + k_{\text{core}}\varepsilon_{\text{t}}\frac{x^2}{2}\right) + D_3 x + D_4 \qquad \textbf{Ekv. 5.59}$$

där w_{fca} är nedböjningen vid fullständig samverkan, det vill säga då ingen skjuvdeformation uppträder i kärnmaterialet. Notera även att termen w_{fca} är beräknad endast med hänsyn till momentfördelningen och att lösningar för sådana elementarfall ofta förekommer i litteraturen. Koefficienterna D_3 och D_4 är integreringskonstanter som måste bestämmas med användning av lämpliga randvillkor. För många i praktiken förekommande fall kan båda koefficienterna ofta vara noll. Det följer direkt av Ekvation 5.59 att $D_4 = 0$ när $w = w_{\text{fca}} = N_1 = 0$ för samma x-koordinat och att $D_3 = 0$ när $w' = w'_{\text{fca}} = N_1' = 0$ för en annan x-koordinat.

För att beräkna spänningar inom varje skikt är det nödvändigt att känna till M_1 och M_2. Uttryck för dessa kvantiteter kan erhållas genom att kombinera Ekvation 5.44 med 5.45, vilket ger:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_{\text{t}}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.60}$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_{\text{t}}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.61}$$

5.2.1.3 Lösningsprocedur

För att finna en funktion $N_1(x)$ som uppfyller Ekvation 5.50 är det nödvändigt att ha ett uttryck för momentfördelningen $M(x)$ längs balken i fråga. Här demonstreras hur man finner en lösning för en balk belastad så att momentfördelningen kan uttryckas som ett fjärdegradspolynom. Högre ordningar är givetvis möjliga, men relativt sällsynta i praktiska tillämpningar. Notera att momentfördelningar uttryckta som polynom är den absolut vanligaste typen av belastning inom klassisk balkböjningsteori. Dessutom kan balken ha relativt allmänna randvillkor. Momentfördelningen längs balken kan skrivas som:

$$M(x) = \sum_{\text{i}=0}^{4} a_{\text{i}} x^i \qquad \textbf{Ekv. 5.62}$$

där a_{i} är kända koefficienter för statiskt bestämda balkar; för statiskt obestämda balkar måste en eller flera av dem uttryckas i termer av någon obestämd kvantitet, till exempel en okänd upplagsreaktion eller böjmomentet vid en inspänning. Notera att balken kan behöva delas upp i mer än ett intervall längs x-axeln, det vill säga funktionen som representerar momentfördelningen kan i allmänhet vara olika för varje intervall, beroende på den faktiska belastningen och randvillkoren. Här antas endast ett intervall med kontinuerlig momentfördelning. Substituering av Ekvation 5.62 i 5.50 ger:

$$N_1'' - \omega^2 N_1 = C\left(a_0 - \frac{k_{\text{core}}\varepsilon_{\text{t}}}{C} + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + a_4 x^4\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.63}$$

Denna andra ordningens differentialekvation är linjär och har konstanta koefficienter, och kan lösas med hjälp av matematiska standardprocedurer från skolböcker om elementära differentialekvationer. Den totala lösningen är summan av den homogena lösningen och en partikulärlösning:

$$N_1(x) = N_{1,\mathrm{h}}(x) + N_{1,\mathrm{p}}(x) \qquad \textbf{Ekv. 5.64}$$

Den homogena lösningen är:

$$N_{1,\mathrm{h}}(x) = D_1 \cosh(\omega x) + D_2 \sinh(\omega x) \qquad \textbf{Ekv. 5.65}$$

där konstanterna D_1 och D_2 måste bestämmas med hänsyn till problemets randvillkor. Partikulärlösningen måste vara ett fjärdegradspolynom då det högra ledet i Ekvation 5.63 är ett sådant polynom. Genom substituering av ett fjärdegradspolynom och dess andraderivata uttryckt som:

$$N_{1,\mathrm{p}}(x) = \sum_{\mathrm{i}=0}^{4} b_{\mathrm{i}} x^i \quad \text{och} \quad N''_{1,\mathrm{p}}(x) = \sum_{\mathrm{i}=2}^{4} i(i-1) b_{\mathrm{i}} x^{i-2} \qquad \textbf{Ekv. 5.66}$$

i Ekvation 5.63 och identifiering av termer med samma gradtal uppställs ett linjärt ekvationssystem i de okända b_{i}. En symbolisk lösning till det systemet uttrycker partikulärlösningens okända b_{i} i de kända a_{i}. Dessa termer tillsammans med Ekvation 5.65 substitueras tillbaka i Ekvation 5.64, resulterande i:

$$N_1(x) = D_1 \cosh(\omega x) + D_2 \sinh(\omega x) - \frac{C}{\omega^2}\left[\begin{array}{c} a_0 - \dfrac{k_{\mathrm{core}}\varepsilon_{\mathrm{t}}}{C} + x a_1 + \left(x^2 + \dfrac{2}{\omega^2}\right) a_2 + \\ \left(x^3 + \dfrac{6x}{\omega^2}\right) a_3 + \left(x^4 + \dfrac{12x^2}{\omega^2} + \dfrac{24}{\omega^4}\right) a_4 \end{array}\right] \qquad \textbf{Ekv. 5.67}$$

Dessutom är det vanligtvis nödvändigt att ha ett uttryck för nedböjningsfunktionen, vilken erhålls genom insättning av Ekvation 5.67 i Ekvation 5.59 som resulterar i:

$$w(x) = w_{\mathrm{fca}}(x) + D_3 x + D_4 - \frac{C}{k_{\mathrm{core}}\omega^2}\left(\begin{array}{c} D_1 \cosh(\omega x) + D_2 \sinh(\omega x) + k_{\mathrm{core}}\varepsilon_{\mathrm{t}}\left(\dfrac{1}{\omega^2} + \dfrac{x^2}{2}\right) \\ -\dfrac{C}{\omega^2}\left[\begin{array}{c} a_0 + x a_1 + \left(x^2 + \dfrac{2}{\omega^2}\right) a_2 + \\ \left(x^3 + \dfrac{6x}{\omega^2}\right) a_3 + \left(x^4 + \dfrac{12x^2}{\omega^2} + \dfrac{24}{\omega^4}\right) a_4 \end{array}\right] \end{array}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.68}$$

Notera att principen för superposition gäller då ett linjärelastiskt material antas, det vill säga vår differentialekvation är linjär. Därför kan lösningar av elementarfall superponeras på exakt samma sätt som i klassisk balkböjningsteori. Om det finns tillgång till ett bibliotek av

lösningar för några elementarfall, så kan dessa kombineras på åtskilliga sätt för att finna lösningar till nya elementarfall, hellre än att Ekvationerna 5.50 och/eller 5.51 löses explicit med eventuell hjälp av Ekvationerna 5.67 och/eller 5.68.

En omedelbar konsekvens av detta är att det inte skulle ha varit nödvändigt att föra alla termer inkluderande ε_t genom proceduren från Ekvation 5.50 till 5.68. Genom att helt enkelt sätta $M = 0$ i Ekvation 5.50, som om inget yttre böjmoment förekommer, bildas ett nytt elementarfall som enbart hanterar ε_t. Dess lösning kan, efter behov, adderas till vilket som helst annat fall. Men det lättaste sättet att finna lösningen för detta fall är att inse att om man sätter $M = 0$ så är det likvärdigt med att sätta alla a_i till 0 i Ekvationerna 5.67 och 5.68, varefter koefficienterna D_1, D_2, D_3 och D_4 bestäms med hänsyn till faktiska randvillkor.

I det följande demonstreras hur man finner den fullständiga lösningen till ett elementarfall av praktiskt intresse. Fallet som väljs är en fritt upplagd balk utsatt för en koncentrerad last P som verkar vid spannets mittpunkt och det antas att $\varepsilon_t = 0$. Det totala spannet är ℓ och momentfördelningen har en diskontinuerlig derivata vid spannets mittpunkt, det vill säga vid $\ell/2$. Det är därför nödvändigt att dela upp balken i två delar, en för $0 \le x \le \ell/2$ och en för $\ell/2 \le x \le \ell$. Men på grund av symmetri är det tillräckligt att finna lösningen för ett av intervallen, företrädesvis $0 \le x \le \ell/2$. Böjmomentet uttrycks som $M(x) = P/2 \cdot x$. Genom att jämföra med Ekvation 5.62 ser vi att $a_1 = P/2$, medan a_0, a_2, a_3 och $a_4 = 0$. Koefficienterna D_1, D_2, D_3 och D_4 i Ekvationerna 5.67 och 5.68 kan nu bestämmas med hjälp av lämpliga randvillkor. Axialkraften i varje skikt såväl som nedböjningen måste vara noll vid $x = 0$, vilket kan uttryckas som $N_1(0) = 0$ och $w(0) = 0$. Dessa två villkor ger utan beräkningar att $D_1 = D_4 = 0$ i Ekvationerna 5.67 och 5.68. Vid spannets mittpunkt når axialkraften N_1 och nedböjningen w sina maximala värden och deras derivata måste därför vara noll, det vill säga $N'_1(\ell/2) = 0$ och $w'(\ell/2) = 0$. Av Ekvation 5.59 följer att $D_3 = 0$. Slutligen ger Ekvation 5.67:

$$N_1'\left(\frac{\ell}{2}\right) = D_2\omega\cosh\left(\frac{\omega\ell}{2}\right) - \frac{C}{\omega^2}\frac{P}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad D_2 = \frac{CP}{2\omega^3\cosh\left(\frac{\omega\ell}{2}\right)} \qquad \textbf{Ekv. 5.69}$$

Den fullständiga lösningen erhålls genom att substituera resultatet av Ekvation 5.69 tillbaka i Ekvationerna 5.67 och 5.68 och efter viss omflyttning av termer och utveckling av nedböjningsfuktionen (w_{fca} för fullständig samverkan) kommer vi fram till:

$$N_1(x) = \frac{C}{\omega^3}\frac{P}{2}\left(\frac{\sinh(\omega x)}{\cosh\left(\frac{\omega\ell}{2}\right)} - \omega x\right)$$

$$w(x) = \frac{P\ell}{2}\left(\begin{array}{c} \dfrac{\ell x}{8EI_{fca}}\left(1 - \dfrac{4}{3}\left(\dfrac{x}{\ell}\right)^2\right) - \\ \dfrac{C^2}{k_{core}\omega^5\ell}\left(\dfrac{\sinh(\omega x)}{\cosh\left(\frac{\omega\ell}{2}\right)} - \omega x\right) \end{array}\right) \quad \text{om} \quad 0 \le x \le \frac{\ell}{2} \qquad \textbf{Ekv. 5.70}$$

Genom att använda samma principiella tillvägagångssätt, går det naturligtvis att finna lösningar för andra problem, annorlunda belastade och med andra randvillkor. Ett summerande recept kan se ut som följer:

a) Dela efter behov in hela balken i ett antal intervall för vilka momentfördelningen är kontinuerlig, det vill säga den har en kontinuerlig förstaderivata eller med andra ord kan skrivas som ett enkelt funktionsuttryck. Notera även att inga tvärsnittskonstanter får förändras längs varje valt intervall.

b) Uttryck momentfördelningen, för varje intervall identifierat under punkt (a), som ett polynom och identifiera a_i i Ekvationerna 5.62, 5.67 och 5.68. Notera även att om balken är statiskt obestämd så måste ett eller flera a_i uttryckas i termer av alla statiskt obestämda kvantiteter, såsom reaktionskraft eller böjmoment.

c) Ta reda på relevanta randvillkor så att Ekvationerna 5.67 och 5.68 samt deras derivator av första och andra ordningen kan användas för att finna uttrycken för koefficienterna D_1, D_2, D_3 och D_4. Kom ihåg att D_3 och D_4 ofta är noll på grund av strukturen av Ekvation 5.59. Det behövs en ekvation för varje D_i och för varje statiskt obestämd kvantitet. Randvillkor som säkerställer kontinuiteten för Ekvationerna 5.67, 5.68 och deras derivator över intervallgränserna är användbara om balken delas in i flera intervall. Notera även att alla D_i normalt är olika på olika sidor av intervallgränsen.

d) Ställ upp alla valda randvillkor som ett system av linjära algebraiska ekvationer och lös det för de okända D_i samt de statiskt obestämda kvantiteterna, om sådana förekommer. Lösningen kan vara antingen symbolisk eller numerisk. En symbolisk lösning är mer mångsidig och kan återanvändas om och om igen för olika inmatade data som dimensioner och styvhetsegenskaper, medan en numerisk lösning endast är giltig för exakt samma inmatade data som de som använts för att ställa upp ekvationssystemet. Några användbara randvillkor är: $N_1 = 0$ vid fri ände oavsett om balken är upplagd eller fri att böja ned i denna ände; $N'_1 = 0$ vid ett läge där ingen glidning kan uppkomma; $w = 0$ vid en led; $w' = 0$ vid fasta inspänningar.

Den fullständiga symboliska lösningen för ett stort antal praktiskt användbara elementarfall ges i Eslander (1999). Här ges bara lösningen för ytterligare ett fall, vilket är en fritt upplagd balk påverkad av jämnt fördelad last q. Axialkraften i del 1 är:

$$N_1(x) = \frac{Cq}{\omega^4}\left(\tanh\left(\frac{\omega\ell}{2}\right)\sinh(\omega x) - \cosh(\omega x) + \frac{\omega^2}{2}\left(x^2 - \ell x\right) + 1\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.71}$$

Det är även möjligt att använda analogier för att lösa differentialekvationen 5.50, eftersom andra fysiska fenomen kontrolleras av en differentialekvation med exakt samma matematiska form. Ekvationen för att kontrollera blandad vridning (det vill säga Saint Venantsk vridning i kombination med välvning) har en ekvivalent matematisk form. Även ekvationen som kontrollerar böjning av en elastisk stång utsatt för transversallast i kombination med axiell dragkraft är ekvivalent till formen.

Som redan nämnts, så gäller principen för superposition eftersom små förskjutningar och linjärelastiskt material antas. Därför kan lösningar för elementarfall superponeras på samma sätt som i klassisk balkböjningsteori.

Genom användning av Ekvation 5.70 har grafer härletts som återger den grundläggande skillnaden i resultat mellan full samverkan (FCA), partiell samverkan (PCA) och ingen samverkan (NCA) och dessa presenteras i Figur 5.22. Parametrar som använts är ℓ = 2,40 m, P = 5,00 kN, C = 6,49 × 10^{-9} mm^{-3}, ω = 9,50 × 10^{-4} mm^{-1}, E = 11,0 GPa och I_{fca} = 3,90 × 107 mm^4. Dessa värden är representativa för en T-sektion sammansatt av två reglar av C24-virke med dimensionerna 45 × 145 mm (ställd på högkant) och 45 × 120 mm (lagd på flatsidan). Dessa reglar är hopspikade med en rad av 120 × 3,8 mm släta räfflade spikar med centrumavståndet 60 mm. Momentana förhållanden har antagits.

Figur 5.22: Ofullständig samverkan i jämförelse med övre och undre gränser.

5.2.1.4 Samband mellan förskjutningsmodulen för mekaniska förbindare och skjuvstyvheten för kärnmaterial

De styrande ekvationerna har härletts med förutsättande av ett kärnmaterial som mellanskikt, karakteriserat av en skjuvstyvhet given av Ekvation 5.42. Men alla härledda ekvationer är även giltiga för mekaniskt förbundna balkar såsom spikade träbalkar om centrumavståndet mellan enskilda förbindare är litet nog. Med ”litet nog” avses här att förbindarnas styvhet kan antas vara utbredd längs balkaxeln som om förbindaren är kontinuerligt utsmetad längs med hela balken. För mekaniskt förbundna balkar måste en annan skjuvstyvhet användas. Ekvation 5.42 måste då ersättas av skjuvstyvheten för de mekaniska förbindarna, vilken kan beräknas som:

$$k_{core} = \frac{k\,n}{s} \qquad \textbf{Ekv. 5.72}$$

där k är förskjutningsmodulen för en enskild förbindare (exempelvis K_{ser} eller K_u för en trästomme dimensionerad enligt Eurokod 5), s är det konstanta avståndet mellan förbindarna i längdriktningen och n är antalet förbindare placerade på en linje vinkelrätt mot längdriktningen. Antag att två (eller fler) olika förbindartyper fogar samman de två skikten, till exempel en skjuvvek kärna med tjockleken h_{core} och mekaniska förbindare med förskjutningsmodulen k och avståndet s. Man måste skilja mellan parallell- eller seriearrangemang av de olika förbanden. I parallellfallet förbinder båda förbindartyperna de två skikten oberoende av varandra, till exempel mekaniska förbindare som går rakt igenom kärnmaterialet. I seriefallet överförs

skjuvflödet från ett av skikten till den första förbindartypen och därefter till nästa och så vidare, tills det andra skiktet nås. Ett exempel är en skjuveftergivlig kärna som förbinds med varje skikt via mekaniska förbindare, vilka inte helt penetrerar kärnmaterialet, men som har samma egenskaper på varje sida om kärnan. För de diskuterade exemplen kan styvheten i parallellfallet skrivas som:

$$k_{\text{core}} = \frac{k\,n}{s} + \frac{G\,b}{h_{\text{core}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.73}$$

och för seriefallet kan den uttryckas som:

$$k_{\text{core}} = \frac{1}{2\dfrac{s}{k\,n} + \dfrac{h_{\text{core}}}{G\,b}} \qquad \textbf{Ekv. 5.74}$$

Ekvationerna 5.73 och 5.74 är bara exempel och måste anpassas på ett lämpligt sätt i varje enskilt fall. För mer komplicerade förbandstyper, som i fackverksbalkar och balkar av Vierendeeltyp sammanfogade med skarvlaskar eller via mellanliggande klossar, ges exempelvis uttryck för k_{core} i Larsen och Riberholt (2005).

I anslutning till Ekvationerna 5.40 till 5.43 förklaras att skjuvflödet längs gränsytan är förstaderivatan av axialkraften i skikt 1, dvs. $H = -N'_1$. Tvärkraften som verkar på en enskild förbindare är därför:

$$F(x) = -N_1'(x)\frac{s}{n} \quad \text{eller} \quad F(x) = k \cdot u(x) \qquad \textbf{Ekv. 5.75}$$

och från Ekvation 5.41 uttrycks glidningen längs gränsytan som:

$$u(x) = \frac{-N_1'(x)}{k_{\text{core}}} \quad \text{eller} \quad u(x) = -N_1'(x)\frac{s}{k\,n} = \frac{F(x)}{k} \qquad \textbf{Ekv. 5.76}$$

5.2.1.5 Approximativa lösningar för de styrande differentialekvationerna

Ekvationerna 5.50 eller 5.51 kan lösas approximativt. I många praktiska fall är den approximativa lösningen bra nog, och den utgör faktiskt grunden till en mycket praktisk metod för att finna bärförmågan med hänsyn till knäckning för sammansatta pelare, se Eurokod 5 eller Larsen och Riberholt (2005).

I korthet, baseras den approximativa lösningen på den exakta lösningen för ett elementarfall, där en fritt upplagd balk belastas med en sinusformat fördelad last, det vill säga en halv sinusbåge. Lasten och böjmomentet uttrycks som:

$$q(x) = q_0 \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right); \quad M'' = -q \quad \text{ger} \quad M(x) = q_0\left(\frac{\ell}{\pi}\right)^2 \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.77}$$

där q_0 är den maximala amplituden hos den fördelade lasten. Genom att substituera böjmomentet i Ekvation 5.50 och sätta $\varepsilon_t = 0$ erhåller vi:

$$N_1'' - \omega^2 N_1 = C\,q_0\left(\frac{\ell}{\pi}\right)^2 \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.78}$$

Nu kan det enkelt verifieras att D_1 och D_2 i homogena lösningar måste vara noll, vilket innebär att partikulärlösningen är hela lösningen. Genom att ansätta en sinusformad partikulärlösning blir den totala lösningen:

$$N_1(x) = \frac{-q_0 C}{\left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \left(\left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 + \omega^2\right)} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.79}$$

Genom substituering av Ekvation 5.79 i Ekvation 5.59 noterande att $D_3 = D_4 = \varepsilon_t = 0$ och avsluta med några algebraiska manipulationer befinns nedböjningsfunktionen vara:

$$w(x) = \frac{q_0 \ell^4}{\pi^4 E I_{\text{fca}}} \frac{1 + \frac{1}{C_{\text{M}}}\left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2}{1 + \left(\frac{\pi}{\omega \ell}\right)^2} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) = \frac{q_0 \ell^4}{\pi^4 E I_{\text{fca}}} \gamma_{\text{dmf}} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \qquad \textbf{Ekv. 5.80}$$

Under den algebraiska omrangeringen har tröghetsmomentet för fullständig samverkan I_{fca} och konstanten C_{M} från Ekvation 5.53 införts. Av Ekvation 5.80 framgår det att γ_{dmf} representerar en förstoringsfaktor, vilken multiplicerad med fca-nedböjningen ger den ”korrekta” nedböjningen med beaktande av glidning i mellanskiktet. Ett annat sätt att förstå Ekvation 5.80 är att se:

$$E I_{\text{ef}} = E I_{\text{fca}} \frac{1}{\gamma_{\text{dmf}}} \qquad \textbf{Ekv. 5.81}$$

som en effektiv böjstyvhet för tvärsnittet, vilken är konstant utmed hela balken. Notera att detta är det enda elementarfall för vilket böjstyvheten kan betraktas som konstant längs balken. För alla andra fall omöjliggör de hyperboliska termerna från den homogena lösningen en sådan enkel tolkning. Men vi kan förvänta att Ekvationerna 5.79 till 5.81 ger en god approximativ lösning i fall då en balk är upplagd och belastad så att den yttre böjmomentfördelningen liknar en halv sinusbåge. Metoden för dimensionering av sammansatta balkar och pelare, karakteriserad av partiell samverkan, i Eurokod 5 beror helt och hållet av denna förenklade lösning. I Eurokod 5 är den effektiva böjstyvheten i Ekvation 5.81 uttryckt annorlunda, men innebär faktiskt samma sak.

5.2.1.6 Treskiktade dubbelsymmetriska balkar

Egenskaperna för en treskiktad dubbelsymmetrisk balk visas i Figur 5.23. Observera att även egenskaperna och avstånden för förbindarna som förbinder del 1 och 2 måste vara desamma som de som förbinder del 2 och 3. Notera även att töjningsskillnaden ε_t är utelämnad, eftersom det är sällsynt med symmetrisk inverkan orsakad av till exempel temperatur eller fukt.

Figur 5.23: Ett stycke av en treskiktad dubbelsymmetrisk balk.

Det är faktiskt möjligt att för dubbelsymmetriska treskiktade balkar använda de flesta av de tidigare definierade ekvationerna. Genom att gå igenom härledningsfasen som förklaras av Ekvationerna 5.32 till 5.51, kan det visas att differentialekvationerna 5.50 och 5.51 inte förändras. Det är enbart några av tvärsnittskonstanterna tillsammans med ett fåtal av ekvationerna som behöver modifieras. Tvärsnittskonstanterna blir:

$$C = \frac{k_{\text{core}}}{2E}\frac{h_{\text{t}}}{\left(2I_1 + I_2\right)} \qquad \text{gällande för DS3S}$$

$$\omega^2 = \frac{k_{\text{core}}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{h_{\text{t}}^2}{2\left(2I_1 + I_2\right)}\right) \qquad \text{gällande för DS3S}$$

$$C_{\text{Mb}} = \frac{1}{E\left(2I_1 + I_2\right)} \qquad \text{gällande för DS3S}$$

$$C_{\text{M}} = \frac{k_{\text{core}}}{E\,A_1} \qquad \text{gällande för DS3S}$$

Ekv. 5.82

Där varje ekvation är betecknad med DS3S, vilket står för dubbelsymmetrisk 3-skiktsbalk. Denna beteckning görs enbart för att undvika sammanblandning med tvåskiktade fall. Ekvationerna som behöver anpassas är böjmomentet i varje del (Ekvationerna 5.60 och 5.61), vilka förändras till:

$$M_1 = M_3 = \frac{I_1}{2I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_{\text{t}}\right) \qquad \text{gällande för DS3S}$$

$$M_2 = \frac{I_2}{2I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_{\text{t}}\right) \qquad \text{gällande för DS3S}$$

Ekv. 5.83

och nedböjningen given av Ekvation 5.59 förändras till:

$$w = w_{\text{fca}} - \frac{2C}{k_{\text{core}}\omega^2} N_1 + D_3 x + D_4 \qquad \text{gällande för DS3S} \qquad \textbf{Ekv. 5.84}$$

Det mer allmänna enkelsymmetriska treskiktade fallet är mer komplicerat. En detaljerad härledning kommer att resultera i ett system av differentialekvationer där varje ekvation liknar den som ges i Ekvation 5.50. I allmänhet behövs en ekvation för varje gränssnitt mellan delarna, det vill säga två ekvationer för en 3-skiktad balk, tre ekvationer för en 4-skiktad balk, och så vidare. Ekvationer för de 3-skiktade fallen står exempelvis att finna i Odyemi och Wright (1991).

5.2.2 Sammanfattning av ekvationer

En sammanfattning görs i Tabell 5.3 av de mest relevanta ekvationerna som används för 2- och 3-skiktade balkar, och av formler för förbindarkraft och glidning i fogytan. Notera att den 3-skiktade balken måste vara dubbelsymmetrisk. Notera även att ε_t-termen har utelämnats.

Tabell 5.3 Sammanfattning av ekvationer för 2-lagers och dubbelsymmetriska 3-skiktade balkar. Ingen ε_t-term ingår.

Förklaringar	Ekvationer gemensamma för 2- och 3-skiktade balkar	
Differentialekvation i N_1	$N_1'' - \omega^2 N_1 = C\,M$	
Differentialekvation i w	$w'''' - \omega^2 w'' = C_{\text{Mb}}\left(C_{\text{M}}\,M - M''\right)$	
Förbindarkraft	$F(x) = -N_1'(x)\frac{s}{n}$ eller $F(x) = k \cdot u(x)$	
Glidning i fogytan	$u(x) = \frac{-N_1'(x)}{k_{\text{core}}}$ eller $u(x) = -N_1'(x)\frac{s}{k\,n} = \frac{F(x)}{k}$	
	Två skikt	**Tre skikt, dubbelsymmetri**
Relation mellan N_1 och w	$w = w_{\text{fca}} - \frac{C}{k_{\text{core}}\omega^2} N_1 + D_3 x + D_4$	$w = w_{\text{fca}} - \frac{2C}{k_{\text{core}}\omega^2} N_1 + D_3 x + D_4$
Konstanter	$C = \frac{k_{\text{core}}}{E}\frac{h_t}{\left(I_1 + I_2\right)}$ $\omega^2 = \frac{k_{\text{core}}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{h_t^2}{I_1 + I_2}\right)$ $C_{\text{Mb}} = \frac{1}{E\left(I_1 + I_2\right)}$ $C_{\text{M}} = \frac{k_{\text{core}}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right)$	$C = \frac{k_{\text{core}}}{2E}\frac{h_t}{\left(2I_1 + I_2\right)}$ $\omega^2 = \frac{k_{\text{core}}}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{h_t^2}{2\left(2I_1 + I_2\right)}\right)$ $C_{\text{Mb}} = \frac{1}{E\left(2I_1 + I_2\right)}$ $C_{\text{M}} = \frac{k_{\text{core}}}{E\,A_1}$
Böjmoment i del 1 och 2	$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_t\right)$ $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_t\right)$	$M_1 = M_3 = \frac{I_1}{2I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_t\right)$ $M_2 = \frac{I_2}{2I_1 + I_2}\left(M + N_1 h_t\right)$

Ekvationerna 5.72 till 5.74 ger möjliga samband mellan k_{core} och k för mekaniskt förbundna delar eller skikt. Ekvationerna 5.70, 5.71 och Ekvationerna 5.79 till 5.81 ger lösningar till 3 olika elementarfall av praktiskt intresse.

5.2.3 Brottkriterier för sammansatta balkar

5.2.3.1 Rekommendationer gällande val av styvhetsegenskaper

För vanliga balkar dimensionerade under antagande av fullständig samverkan behöver vi bara ta hänsyn till skillnaden i elasticitetsmodul och krypegenskaper för delar som bygger upp tvärsnittet, så som förklaras i Avsnitt 5.1.1.1. Det rekommenderas att utföra analysen för partiell samverkan på samma sätt, det vill säga använda transformerade tvärsnitt på ett sådant sätt att alla delar kan antas ha samma elasticitetsmodul. Det kan även vara nödvändigt att utföra lämpliga kontroller för ”momentana” och ”slutliga” förhållanden för att kunna hantera krypningseffekterna.

Det finns ytterligare en komplikation för partiellt samverkande balkar på grund av krypegenskaperna för det skjuvöverförande förbandet. Mekaniska förbindare i trämaterial är definitivt känsliga för krypning. Vanligtvis är förbandet mer benäget att krypa än själva träet, huvudsakligen på grund av relativt höga spänningsnivåer i de små trävolymer som omger förbindaren. I Eurokod 5 rekommenderas det att använda en krypfaktor k_{def} för förbindarens förskjutningsmodul som är två gånger större än för själva träet, det vill säga att använda 2 k_{def}. Krypning spelar vanligtvis en betydande roll även vid användande av ett tjockt kärnmaterial utan några mekaniska förbindare, eftersom sådana material ofta är känsliga för krypning.

Här koncentrerar vi oss på mekaniska förbindare i sammansatta träbalkar. Deras förskjutningsmodul k karakteriseras i Eurokod 5 av antingen K_{ser} eller $K_u = 2/3 \times K_{ser}$. K_{ser} är riktningskoefficienten för en rät linje som skär genom en punkt på last- deformationssambandet motsvarande approximativt 40 procent av förbindarens brotthållfasthet, medan K_u motsvarar nivån 70 procent.

Hur kommer de inre krafterna och spänningarna att förändras i den sammansatta balken, om förskjutningsmodulen ökar eller minskar? Svaren är att minskande förskjutningsmodul kommer att ge:

- En mindre axialkraft N_1 men böjmomenten M_1 och M_2 kommer att öka så att nettoresultatet är större spänning vid de yttersta kanterna i varje skikt.
- En mindre förbindarkraft F, det vill säga skjuvflödet $H = -N'_1$ minskar och mer av lasten tas upp genom enskild böjning av skikten. Ingen samverkan alls förekommer om förskjutningsmodulen är lika med noll.
- En större nedböjning.

En ökande förskjutningsmodul kommer att ge motsatt effekt jämfört med ovanstående lista. Lyckligtvis ger en stor förändring av förskjutningsmodulen en mycket mindre förändring i elementkrafter, elementspänningar och nedböjning. En halvering eller fördubbling av k kommer, under typiska förhållanden, att förändra dessa värden med omkring 10 procent. Men notera att förbindarkraften typiskt kommer att förändras i samma omfattning som k.

Med stöd i beskrivningen ovan rekommenderas det att använda K_u vid kontroll av bärförmågan i brottgränstillstånd. Detta gäller även om den svagaste delen av balken är förbindarna, eftersom

deras förskjutningsmodul då kommer att vara mindre än K_u för de mest belastade förbindarna (de med uttömd bärförmåga) och alltså utsatta för en mindre last än den som faktiskt beräknats. Därför är K_u fortfarande ett bra val, vilket understryks av att resten av förbindarna längs balken ännu inte är fullt utnyttjade. Ifall man verkligen vill vara på säkra sidan, kan förstås K_{ser} användas när förbindarna är den svagaste delen av balken. Om förbindarna är mycket starkare än träet, kan ett värde närmare K_{ser} vara fördelaktigt vid kontroll av träets bärförmåga.

I brottgränstillståndet kan det alltjämt vara nödvändigt att skilja mellan ”momentana” och ”slutliga” förhållanden på grund av själva träets krypegenskaper. Här är en viktig rekommendation att kontrollera elementen som är mest krypbenägna för momentana förhållanden, medan element som är mindre känsliga för krypning kontrolleras för slutliga förhållanden.

I bruksgränstillståndet rekommenderas det att K_{ser} används för att bestämma samtliga tvärsnittskonstanter.

Om man följer rekommendationerna enligt Eurokod 5 så nära som möjligt, så kan förskjutnings- och elasticitetsmodulen för momentana och slutliga förhållanden tas ur Tabell 5.4.

Tabell 5.4 Rekommenderade värden på förskjutnings- och elasticitetsmodul för sammansatta träbalkar för vilka mekaniska förbindare används och partiell samverkan råder.

	Momentana förhållanden, inst	Slutliga förhållanden, fin
Bruksgränstillstånd, SLS	$E_{SLS,inst} = E_{0,mean}$ $k_{SLS,inst} = K_{ser}$	$E_{SLS,fin} = \frac{E_{0,mean}}{1+k_{def}}$ * $k_{SLS,fin} = \frac{K_{ser}}{1+2k_{def}}$ *
Brottgränstillstånd, ULS	$E_{ULS,inst} = E_{0,mean}$ $k_{ULS,inst} = K_u$	$E_{ULS,fin} = \frac{E_{0,mean}}{1+\psi_2 k_{def}}$ $k_{ULS,fin} = \frac{K_u}{1+2\psi_2 k_{def}}$

* En notering angående bestämningen av slutliga deformationer. Tvärsnittskonstanter, det vill säga I_{fca}, C, ω, C_{Mb} and C_M för transformerade tvärsnitt, bör baseras på $E_{SLS,fin}$ och $k_{SLS,fin}$ för momentana förhållanden innan effekten av krypning adderas. Men alla moduler förutom dessa fiktiva tvärsnittskonstanter bör behålla sina momentana värden $E_{SLS,inst} = E_{0,mean}$ och $k_{SLS,inst} = K_{ser}$, eftersom de i ett senare skede kommer att multipliceras med antingen $(1 + k_{def})$ eller $(1 + 2\ k_{def})$ när man går från momentan till slutlig deformation, så som ges av Ekvation 5.86.

Notera att sambanden i Tabell 5.4 bör användas för att beräkna alla tvärsnittskonstanter för transformerade tvärsnitt när det gäller bestämning av fördelningen av inre krafter mellan element av olika material och därmed olika krypegenskaper. Efter att den slutliga deformationen i bruksgränstillståndet uppskattats med hjälp av Ekvation 5.86, kommer den föreslagna metoden att något överskatta den slutliga krypdeformationen därför att alla tvärsnittskonstanter bestämts utgående från krypfaktorn för permanent last. I brottgränstillståndet ska ψ_2 bestämmas för den last som orsakar den högsta spänningen, vilket i själva verket är ett sätt att beräkna ett sorts viktat medelvärde för tvärsnittskonstanterna som kommer att ge rimliga uppskattningar av interna krafter och spänningar.

Ekvationerna 5.59 och 5.84 sätts ihop av två termer: den första kallas w_{fca} då den står för nedböjningen i fallet med en fullständig samverkan, medan den andra kallas w_{slip} då den står för den adderade nedböjningen orsakad av glidningen i fogytan. I w_{fca} kontrolleras nedböjningen av elasticitetsmodulen E, medan förskjutningsmodulen k (k_{core}) kontrollerar nedböjningen i w_{slip}. Dessa moduler är förstås även dolda i I_{fca}, C och ω, men är då rent relationella och bestämmer fördelningen av inre krafter mellan elementen. Antag nu att vi har permanent belastning betecknad G och variabel belastning betecknad Q_1 för den tongivande variabla lasten och Q_i för de andra variabla lasterna, i är 2, 3, och så vidare. Om man följer rekommendationerna i Eurokod 5 att använda den karakteristiska kombinationen i Eurokod 0 för bestämning av deformationer i bruksgränstillståndet, så kan den momentana nedböjningen formellt uttryckas som:

$$w_{inst} = \begin{cases} w_{fca,SLS,inst}(G) + w_{slip,SLS,inst}(G) + \\ w_{fca,SLS,inst}(Q_1) + w_{slip,SLS,inst}(Q_1) + \\ \sum_i \left(w_{fca,SLS,inst}(\psi_{0,i} Q_i) + w_{slip,SLS,inst}(\psi_{0,i} Q_i) \right) \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 5.85}$$

och den slutliga nedböjningen som:

$$w_{fin} = \begin{cases} w_{fca,SLS,fin}(G)(1 + k_{def}) + w_{slip,SLS,fin}(G)(1 + 2k_{def}) + \\ w_{fca,SLS,fin}(Q_1)(1 + \psi_{2,1} k_{def}) + w_{slip,SLS,fin}(Q_1)(1 + 2\psi_{2,1} k_{def}) + \\ \sum_i \left(w_{fca,SLS,fin}(Q_i)(\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) + w_{slip,SLS,fin}(Q_i)(\psi_{0,i} + 2\psi_{2,i} k_{def}) \right) \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 5.86}$$

där ψ_2 är en reduktionsfaktor som ger det kvasi-permanenta lastvärdet, medan ψ_0 ger lastens karakteristiska kombinationsvärde.

Säkerställ att $E_{0,mean}$ används i alla w_{fca} och K_{ser} i alla w_{slip} i Ekvationerna 5.85 och 5.86. Notera även att skjuvdeformation orsakad av skjuvning av varje enskilt träelement negligeras, vilket berättigas av det faktum att dess bidrag vanligtvis är litet jämfört med w_{slip}.

5.2.3.2 Brottkriterier i brottgränstillståndet

Varje brottkriterium måste anpassas för att möta kraven för varje enskilt material som används i element och förband. Spänningar måste generellt sett kontrolleras i varje delelement. Kom också ihåg att hänsyn måste tas till skjuveftergivlighet i mycket breda flänsar samt även lokal buckling i breda tryckflänsar. Den effektiva bredden kan bestämmas genom det tillvägagångssätt som beskrivs i Avsnitt 5.1.2.1. Även integriteten för skjuvöverförande fogar måste kontrolleras, det vill säga skjuvspänningar i ett kontinuerligt kärnmaterial, samt förbindarkrafter vid användning av mekaniska förbindare. Här diskuteras brottkriterier för en balk av träelement som fogats samman med mekaniska förbindare.

Ifall flänsarna är tillverkade av konstruktionsvirke, limträ, fanerträ eller liknande, bör interaktionsformlerna i Avsnitt 3.1.4 (om böjdelen i ett element är liten gäller kriterierna i Ekvation 5.6 eller 5.25) kontrolleras för varje del. Om vippning anses vara ett problem kan man gå till väga så som beskrivs i Avsnitt 5.1.1.2, men göra korrekta anpassningar med hänsyn till inverkan av ofullständig samverkan.

Ifall förbindarna utgörs av spikar, klammer, träskruvar, dymlingar eller skruvar så måste brottmoderna enligt Kapitel 4 kontrolleras. Notera dock att skruvar (och eventuellt även dymlingar) är relativt olämpliga som förbindare i den här typen av samverkansbalk, därför att den stora initiala förskjutningen orsakad av glappet mellan skruv och skruvhål kommer att leda till stora deformationer innan någon tvärkraft kan överföras.

5.3 Källhänvisningar

Elsander (1999): *Elementarfall för tvåskikts samverkansbalkar med linjärt elastiskt beteende*. Kungl. Tekniska Högskolan, Avd. för Stålkonstruktion, Master of Science Thesis 125.

Foschi (1970): *Rolling shear failure of plywood in structural components*. Forest Products Laboratory, Madison. Information report VP-x-67.

Granholm, H. (1949): *Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner.* Transactions, Chalmers tekniska universitet, Rapport. No. 88.

Höglund (1990): *Design of timber beams with webs of plywood or structural board*. Kungl. Tekniska Högskolan, Avd. för Stålkonstruktion, Rapport.

Larsen, Riberholt (2005): *Träkonstruktioner, Beregning.* Statens Byggeforskningsinstitut. SBI-anvisning 210, Hørsholm. (På danska).

Lekhnitsky (1968): *Anisotropic plates*. Gordon & Breach Science Publishers, New York.

Newmark, N.M., Siess, C.P, Viest, I.M. (1951): *Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction*. Proceedings, Society for Experimental Stress Analysis 9(1): 75–92.

Oduyemi, T.O.S., Wright, H.D. (1991): *Partial interaction analysis of double skin composite beams*. Journal of Constructional Steel Research 19(4): 253–283.

SS-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2009/AC:2010 *Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1993-1-5:2006/AC:2009 *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1–5: Plåtbalkar.* SIS Förlag AB.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader.* SIS Förlag AB.

StBK-N5 (1980): *Tunnplåtsnorm*. AB Svensk Byggtjänst, Stockholm.

Stüssi, F. (1947): *Zusammengesetzte vollvandträger.* (Sammansatta balkar). International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE, Vol. 8, pp. 249–269. (På tyska).

Thielgard, Larsen (1978): *Limede I-bjælker af træ*. Aalborg University, inst. for Bygningsteknik. Rapport 7804. (På danska).

Kapitel 6
Horisontalstabilisering

Roberto Crocetti

6 Horisontalstabilisering 201
6.1 Allmänna avvägningar 201
6.2 Vikten av stagning 205
6.3 Grundläggande statik 206
6.4 Styrke- och styvhetskrav på stagningssystem 209
6.4.1 Ideal rak pelare 209
6.4.2 Pelare med initiala imperfektioner 212
6.4.3 Balk-, fackverks- eller pelarsystem 215
6.5 Typiska stagningssystem för stora träkonstruktioner 219
6.6 Specialfall 223
6.6.1 Krafter som uppkommer på grund av takets lutning 223
6.6.2 Stabiliteten hos överramen i låga båg- eller fackverksbroar 223
6.6.3 Stagning av kontinuerliga balkar på mellanliggande stöd 224
6.7 Stagning av byggnader med träregelstomme 225
6.7.1 Bjälklagsskivor och takskivor 226
6.7.2 Väggskivors bärförmåga i planet under horisontalbelastning 227
6.8 Källhänvisningar 230

6 Horisontalstabilisering

6.1 Allmänna avvägningar

Vid dimensionering av konstruktionssystem är metoden för hur sidostabilisering uppnås av grundläggande betydelse. Låt oss för enkelhetens skull närma oss problemet genom att studera en tvådimensionell struktur. Alla konstruktioner genomgår viss formförändring under last. I en stabil konstruktion är de typiska deformationer som uppstår till följd av lasten små. I en stabil struktur genereras därtill inre krafter av kraftens verkan; dessa krafter tenderar att återställa konstruktionen till dess ursprungliga form efter att lasten har avlägsnats. I en instabil konstruktion är de typiska deformationerna som uppstår till följd av en last stora och tenderar att öka så länge lasten verkar. I motsats till en stabil konstruktion genererar inte en instabil konstruktion några inre krafter som kan återställa konstruktionen till dess ursprungliga form. Det är konstruktörens grundläggande ansvar att säkerställa att en föreslagen konstruktion faktiskt bildar en stabil konfiguration. Stabilitet är en avgörande fråga vid formgivning av konstruktioner som utgörs av sammansättningar av separata element. Till exempel pelar-balkkonstruktionen illustrerad i Figur 6.1 a) framstår vara stabil. En godtycklig horisontell kraft kan emellertid orsaka deformationer av den typ som indikeras i Figur 6.1 b).

a) b) c)

Figur 6.1: a) Pelar-balkkonstruktion, b) instabilitet vid horisontala laster, c) instabilitet i en sammansättning av väggar och plattor.

Uppenbarligen har byggnaden ingen kapacitet att motstå horisontella laster och inte heller har den någon mekanism för att återställa den i dess ursprungliga form efter att den horisontella lasten upphört att verka. De stora vinkeländringarna som uppstår mellan elementen karakteriserar en instabil konstruktion som börjar kollapsa. Följaktligen benämns detta specifika reaktionsmönster kollapsmekanism.

Det finns endast ett fåtal grundläggande sätt att konvertera en fristående konstruktion av den generella typ som visas i Figur 6.1 från en instabil till en stabil konfiguration. Dessa metoder illustreras i Figur 6.2.

Figur 6.2: a) Diagonalstagning, b) väggskiva, c) momentstyva förband.

Den första metoden är att införa ett diagonalt element i konstruktionen, se Figur 6.2 a). På så sätt kan konstruktionen inte genomgå ”parallellogramformning” som visas i Figur 6.1 a), utan en mycket stor förlängning av det diagonala elementet, vilket inte kommer att uppstå om diagonalen är tillräckligt dimensionerad. En annan metod för att säkerställa stabilitet är att använda väggskivor, det vill säga styva, plana ytelement som motstår formförändringar av den typ som illustreras i Figur 6.2 b). En tredje metod för att uppnå stabilitet är att förhindra vinkeländringarna som uppstår mellan elementen och som förknippas med kollaps, se Figur 6.2 c). I detta fall är elementen sådana att ingen vinkeländring sker delarna sinsemellan oavsett belastning. Sådana förband betecknas ofta *momentstyva förband* (eller *momentstyva knutpunkter*).

Det finns givetvis varianter av de grundläggande metoderna för att säkerställa stabilitet. Ändå utgår de flesta konstruktioner sammansatta av separata element från någon av dessa grundläggande tillvägagångssätt för stabilitet. Mer än ett tillvägagångssätt kan användas i en konstruktion, till exempel en konstruktion som har både styva förband och diagonaler. Detta görs normalt när en konstruktions styvhet behöver förbättras och i sådana fall ökas uppenbarligen den statistiska obestämdheten. Betrakta till exempel följande limträram, fast inspänd vid pelarfötterna och ledade knutpunkter mellan balk och pelare, se Figur 6.3. Systemet är stabilt utan någon diagonalförstyvning. Genom att införa en ståldiagonal ökar emellertid ramens horisontalstyvhet dramatiskt, redan vid relativt liten diameter på stålstaget.

Tabell 6.1

Diameter	Horisontalstyvhet $k = F/\delta$
Ingen diagonal	$k = k_0$
$d = 10$ mm	$k \approx 7 \cdot k_0$
$d = 20$ mm	$k \approx 25 \cdot k_0$
$d = 30$ mm	$k \approx 50 \cdot k_0$

Figur 6.3: Påverkan av diagonalförstyvning på styvheten hos ramen. Pelarna böjs kring sina starka axlar.

I fallet med en verklig byggnad (vilken av naturen har rumslig karaktär) påverkar sättet som den motstår sidokrafter inte bara utformningen av vertikala element utan även systemet som spänner horisontellt.

De grundläggande frågorna som förknippas med effekten av sidokrafter på en rumslig konstruktion på grund av vind eller jordbävningar illustreras i Figur 6.4. Sidokrafter leder inte bara till horisontaldeformationer av konstruktioner. De kan även orsaka skevning eller vridningsdeformationer. Ifall inget lämpligt motstånd mot sådana mekanismer förekommer som kan motstå sidokrafter – till exempel väggskivor, krysstagningar eller styva ramar – kan oacceptabla förskjutningar uppstå och möjligen fullständig kollaps inträffa.

Figur 6.4: a) Enkel konstruktion utan sidostabiliserande element, b) kraftig sidoförskjutning på grund av horisontellt verkande vind- eller jordbävningslast, c) vridförskjutningar.

Vindkrafter på sidan av enkla byggnader av den typ som visas i Figur 6.5 till exempel skulle tas upp av ytelement som i sin tur överför dem till sekundära stomelement. Jordbävnings-krafter har något annorlunda karaktär jämfört med vindkrafter, då de vanligtvis koncentreras till områden med stor massa, såsom tak och bjälklag, men för syftet med denna diskussion antar vi att effekterna av vind eller jordbävningar kan representeras av en serie krafter som verkar i sidled på primärbärverket.

Figur 6.5: Vindtryck och vindsug i verkligheten i förhållande till byggregler. I en del byggregler kan modellen för vindtryck och vindsug vara mer sofistikerade och koefficienterna kan skilja sig åt något.

Det bör betonas att ett taks eller bjälklags primära roll, förutom att motstå vertikala laster, är att överföra sidokrafter till väggskivor, krysstagningar eller ramar. Figur 6.6 illustrerar två metoder för upptagande av krafter som verkar på tvärgående väggar samt överförande av desamma till skjuvplan. Figuren illustrerar också hur krafter som belastar långsidorna överförs till motstående skjuvplan.

Belastning på gavlar

a) Krafter från sekundära ramar hålls emot av en kantbalk med hög styrka och styvhet i sidled och överförs direkt till skjuvväggar eller skivor i sidoväggarna (typiskt enbart för små byggnader).

b) Krafter överförs genom takelementen till takskivorna, vilka överför laster till sidornas skivelement (observera att åsarna i detta fall måste utformas för att bära både tryckkrafter och böjning på grund av vertikal last).

Belastning på långsidor

c) Krafter från sekundärbärverk tas upp av styva takplan eller skivor och överförs till styva sidoelement.

d) Horisontella och vertikala styva plan eller skivelement kan placeras var som helst så länge laster kan överföras till dem.

Figur 6.6: Kraftöverföring till styva väggar eller takytor. Den grafiska konventionen med gråton med streckade ”X” används här för att föreställa ett styvt plan, oavsett om det är en vägg, ett fackverk eller en styv ram.

Tillvägagångssättet att använda en kantbalk som illustreras i Figur 6.6 a) kräver att kantbalken kan dimensioneras för både vertikala och horisontella laster. Detta sätt är vanligt för relativt små byggnader. När byggnadsdimensioner ökar används typiskt en större del av takytan för styvhet. Ett helt fack kan exempelvis krysstagas som ett sätt att erhålla tillräcklig styvhet i planet för större byggnader, se Figur 6.6 b). I dessa fall är det väsentligt att hela systemet kan organiseras så att det styva horisontalplanet (i takplanet) både tar emot utifrån verkande horisontalkrafter och överför dem till skjuvplan i väggarna. Om det inte finns två separata system för att överföra horisontalkrafter, till exempel åsar och strävor, måste bjälklaget eller takbalkarna (åsar) dimensioneras för att bära både böjning på grund av vertikallaster och tryck på grund av horisontallaster.

6.2 Vikten av stagning

Stagning motstår effektivt belastning i takets plan, särskilt under inverkan av sidolaster i en annan riktning i förhållande till byggnaden än den parallella eller vinkelräta. Med andra ord förser effektiv stagning taket med vridstyvhet i takplanet. Stagning behövs också under byggtiden. Medan mindre träkonstruktioner kan erhålla tillräcklig stagning genom beklädnad med träskivor, utgörs stagning av tunga träkonstruktioner generellt av antingen:

- stålstänger som enbart verkar i dragning
- trästrävor som kan ta både dragning och tryck
- skjuvelement av profilerad stålplåt.

När stålstänger används arrangeras de vanligen i korsande par, så att när belastning i takets plan försätter ett av elementen i tryck (vilket det inte är i stånd att motstå) kommer det kompletterande elementet att hålla emot belastningen genom dragning.

Stagning kan även vara nödvändigt för att förebygga vippning i sidled av hela takplanet och för att fixera sekundärbalkar (åsar eller separata strävor) på plats så att dessa kan ge fullgott stöd i sidled för balkens tryckzon vid böjning i planet, se Figur 6.7.

a) **b)** **c)**

Figur 6.7: Takkonstruktion med primärbalkar stagade på olika sätt:
a) Icke stagat. Knäcklängden av primärbalkarna $\ell_{ef} = \ell$.
b) Stagat med korsande par av stålstag. Knäcklängden av primärbalkarna $\ell_{ef} = \ell/4$.
c) Stagat med profilerad plåtbeklädnad. Knäcklängden av primärbalkarna $\ell_{ef} = 0$.

Den specifika utformningen av takplanets stagning beror av olika aspekter, såsom:

- positionen för elementen som motstår sidokrafter (väggstagningssystem)
- den erforderliga styvheten hos takkonstruktionen
- kraftflödets storleksordning.

Väggstagningssystemet som motstår sidokrafter kan anordnas symmetriskt eller asymmetriskt. För det symmetriska fallet kommer de endast att ta upp direkta krafter orsakade av förskjutning. För asymmetriska fall genereras ytterligare krafter på grund av vridning, se Figur 6.10 b).

6.3 Grundläggande statik

Som regel när det gäller tätt placerade, parallella, stödjande, vertikala konstruktioner (det vill säga väggstagningssystem), kan taket eller bjälklagsskivan betraktas som styvt/styv, se Figur 6.8. Därför är lastfördelningen i tvärled känd eftersom den enbart är en funktion av den bidragande fasadytan. I fallet med statiskt obestämda system är emellertid inte lastfördelningen tydlig om styva ramar eller väggskivor placeras med stora mellanrum. I sådana fall blir taket eller bjälklagsskivan mer flexibel, som framgår av Figur 6.9, och därför beror lastfördelning i tvärled på förhållandet mellan styvheten hos takskivan (eller bjälklagsskivan) och styvheten hos den bärande konstruktionen. Även om någon oändligt styv eller flexibel skiva inte existerar, så är koncepten fortfarande användbara för att utveckla förståelse för kraftflöde i tvärled. Vanligtvis betraktas betongplattor och en del typer av ståldäck som styva skivelement, vilka antas fördela horisontalkrafterna till bärande vertikala konstruktionsdelar i proportion till deras relativa styvhet *R*.

För en byggnad med en styv takskiva och fyra styva väggskivor (eller ramar) med likvärdig styvhet utsätts varje vägg för samma kraft, se Figur 6.8 a). I fallet i Figur 6.8 b) bidrar innerväggarna endast med halva styvheten jämfört med ytterväggarna och den totala horisontella kraften *H* måste fördelas i proportion till väggarnas styvhet. Den totala styvheten blir:

$$\sum R = 2 \cdot (R + \frac{R}{2}) = 3 \cdot R \qquad \textbf{Ekv. 6.1}$$

Var och en av ytterväggarna bär således:

$$V_e = H \cdot \frac{R}{3 \cdot R} = \frac{H}{3} \qquad \textbf{Ekv. 6.2}$$

medan var och en av innerväggarna motstår:

$$V_i = H \cdot \frac{0{,}5 \cdot R}{3 \cdot R} = \frac{H}{6} \qquad \textbf{Ekv. 6.3}$$

Figur 6.8: Styva takskivor. a) Fyra väggar med likvärdig styvhet *R*, b) väggar med olika styvhet.

Tak med träbaserad beklädnad eller med några typer av plåtbeklädnad, betraktas generellt som flexibla skivor. De är vanligtvis så pass mycket mer böjliga jämfört med det sidostabiliserande systemet att de sidostabiliserande systemen är att betrakta som styva. Beteendet hos flexibla skivelement kan åskådliggöras som fritt upplagda, diskontinuerliga balkar upplagda på orubbliga stöd. Lasterna kan således fördelas ungefärligt utgående från den bidragande arean.

För fallet i Figur 6.9 a) bör observeras att de mindre innerväggarna tar upp dubbelt så stor kraft som de längre ytterväggarna eftersom de bidragande ytorna är dubbelt så stora som för ytterväggarna; hänsyn tas inte till väggarnas styvhet då de antas vara oändligt styva.

Beteendet hos halvböjliga eller halvstyva skivelement är emellertid synnerligen obestämt. De antas fördela lasterna som en kontinuerlig balk på flexibla stöd.

Figur 6.9: a) Flexibel takskiva, b) halvstyv takskiva.

Om strukturerna som motstår sidokrafter arrangeras asymmetriskt skapas förutom förskjutning (det vill säga direkt skjuvning) även rotation (det vill säga torsion). Storleksordningen på den uppkomna rotationen påverkas även av byggnadens proportioner, se Figur 6.10.

Figur 6.10: Effekten av byggnadens proportioner på asymmetriskt stagade konstruktioner.
a) Kvadratisk $b = a$, b) rektangulär $b = 4 \cdot a$, problematisk uppställning, c) rektangulär $b = 4 \cdot a$, rekommenderad uppställning.

Lösningen för fördelningen av sidokrafterna mellan de asymmetriskt uppställda skjuvväggarna kan angripas genom att skilja mellan statiskt bestämda och statiskt obestämda system, baserat på följande förenklade antaganden:

- Betrakta taket som ett styvt skivelement. Böjliga skivelement betraktas oförmögna att överföra rotationskrafter.
- Bortse från väggarnas böjstyvhet kring deras svaga axel.
- Betrakta korsande väggar som separata element. Det förekommer ingen skjuvöverföring i hörnen.
- Betrakta skjuvflödet i väggens plan som konstant.
- Bortse från effekten av pelare som upptar sidokrafter.

Enligt dessa antaganden och baserat på statik, är således minst tre väggskivor eller andra typer av plana system som motverkar sidokrafter, nödvändiga för att stabilisera en byggnad mot krafters påverkan, oavsett deras riktning; uppställningen av väggarna ska varken vara parallell eller sammanfalla enligt statikens lagar. Då fler än tre väggar ingår är konstruktionen statiskt obestämd och kraftfördelningen kan bestämmas antingen genom approximativa metoder eller datorbaserade tillvägagångssätt. Låt oss, för att ta ett exempel, studera kraftfördelningen i byggnaden som visas i Figur 6.11.

Figur 6.11: Illustration av en byggnad stabiliserad av ett kanalformigt stagningssystem.

Byggnaden har ett kanalformigt stabiliserande system och de horisontella krafterna verkar huvudsakligen i två ortogonala riktningar, det vill säga x och y. Låt oss först betrakta jämvikten för laster verkande i y-led, se Figur 6.12.

Figur 6.12: Mothållande mekanism för horisontell belastning vinkelrätt mot långsidan.

Den totala horisontella kraften Y, som verkar vinkelrätt mot byggnadens långsida måste motverkas av krafterna P_1, P_2 och P_3. Det är värt att komma ihåg att väggrupperingen inte är att betrakta som en enskild kanalformig enhet utan som tre separata oberoende element. Momentjämvikten kring skärningspunkten för de okända krafterna P_1 och P_3 ger den okända väggkraften P_2:

$$\sum M = 0 \;\Rightarrow\; Y \cdot 2 \cdot a - P_2 \cdot 3 \cdot a = 0 \;\Rightarrow\; P_2 = \frac{2}{3} \cdot Y \qquad \textbf{Ekv. 6.4}$$

Jämvikt i x-led ger:

$$\sum F_x = 0 \;\Rightarrow\; P_1 - P_2 = 0 \;\Rightarrow\; P_1 = P_2 = \frac{2}{3} \cdot Y \qquad \textbf{Ekv. 6.5}$$

Jämvikt i y-led ger:

$$\sum F_y = 0 \;\Rightarrow\; P_3 - Y = 0 \;\Rightarrow\; P_3 = Y \qquad \textbf{Ekv. 6.6}$$

För fallet då resultanten X av en sidokraft verkar vinkelrätt mot kortsidan, se Figur 6.13, är kraften längs hjärtväggen noll.

Figur 6.13: Mothållande mekanism för horisontell belastning vinkelrätt mot kortsidan.

I själva verket:

$$\sum F_y = 0 \;\Rightarrow\; P_3 = 0 \qquad \textbf{Ekv. 6.7}$$

Momentjämvikt kring kraften P_1 ger:

$$\sum M = 0 \;\Rightarrow\; X \cdot 2 \cdot a - P_2 \cdot 3 \cdot a = 0 \;\Rightarrow\; P_2 = \frac{2}{3} \cdot X \qquad \textbf{Ekv. 6.8}$$

Jämvikt i x-led ger:

$$\sum F_x = 0 \;\Rightarrow\; P_1 + P_2 = X \;\Rightarrow\; P_1 = \frac{1}{3} \cdot X \qquad \textbf{Ekv. 6.9}$$

6.4 Styrke- och styvhetskrav på stagningssystem

Sidostagningens syfte är att ge stöd i sidled åt en byggnadsdel för att förhindra att den rör sig i sidled i det stagade läget. Vanligtvis fungerar samma stagande element som används för att förhindra rörelser i sidled på grund av belastning i sidled (till exempel vind eller jordbävning) även för att öka knäckhållfastheten hos delar av primärbärverket såsom balkar och pelare.

Ett fullvärdigt stagande system kräver både styrka och styvhet. En enkel ansats, som att utforma stagningen av en byggnadsdel för 1 – 2 procent av byggnadsdelens tryckkraft beaktar endast styrkekriteriet. Om infästningarna av förstyvningen är för flexibla kan de ha mycket negativ effekt på primärbärverkets styvhet.

6.4.1 Ideal rak pelare

Låt oss studera en axiellt belastad pelare som stagats på mitten av ett stagande element som det i Figur 6.14 med en fjäder med styvheten C. För att förenkla problemet antar vi att pelaren är försedd med en led i spannets mitt. Med andra ord kan pelarens böjstyvhet ignoreras (ju slankare pelare desto mer realistiskt är antagandet). Låt oss nu föreställa oss en liten förskjutning i sidled vid pelarmitten och låt oss studera systemets jämvikt.

Figur 6.14: Modell av en initialt rak pelare stagad vid halva höjden, med tillförd sidoförskjutning.

Systemjämvikten kan studeras genom att ange momenten kring leden vid mitten till:

$$\sum M = 0 \;\Rightarrow\; P \cdot \Delta - \frac{F_{br}}{2} \cdot a = 0 \;\Rightarrow\; P \cdot \Delta = \frac{C \cdot \Delta}{2} \cdot a \qquad \textbf{Ekv. 6.10}$$

där F_{br} är stagningskraften. Notera att termen på vänster sida i ekvationen är det yttre momentet M_{unst}, vilket tenderar att göra systemet instabilt, medan termen på höger sida är det stabiliserande momentet M_{st}, vilket uppstår på grund av närvaron av fjädern vid pelarens halva höjd. Tre typer av situationer är möjliga, nämligen:

Instabil $$M_{unst} > M_{st} \;\Rightarrow\; P > \frac{C \cdot a}{2} \;\Rightarrow\; C < \frac{2 \cdot P}{a} \qquad \textbf{Ekv. 6.11}$$

Stabil $$M_{unst} < M_{st} \;\Rightarrow\; P < \frac{C \cdot a}{2} \;\Rightarrow\; C > \frac{2 \cdot P}{a} \qquad \textbf{Ekv. 6.12}$$

Kritisk $$M_{unst} = M_{st} \;\Rightarrow\; P = \frac{C \cdot a}{2} \;\Rightarrow\; C = \frac{2 \cdot P}{a} \qquad \textbf{Ekv. 6.13}$$

Ifall jämvikten är stabil så innebär det att om en yttre sidoförskjutning införs, och källan till denna sidoförskjutning sedan avlägsnas, så kommer systemet att återgå till sitt ursprungliga läge, det vill säga det idealt raka läget. Om vi å andra sidan föreställer oss en gradvis ökning av P och för varje liten ökning av P tillför vi en liten sidoförskjutning av pelaren vid dess halva höjd vilket ger upphov till en förskjutning Δ, så uppnås ett tillstånd där pelaren – efter den tillförda sidoförskjutningen – inte kommer att återgå till sitt ursprungliga läge. Lasten som motsvarar denna situation benämns som den kritiska lasten.

Den maximala axiella lasten som pelaren kan motstå kan emellertid inte vara större än knäcklasten för pelaren, vilken i det här fallet är:

$$P \le P_E = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{a^2} \qquad \textbf{Ekv. 6.14}$$

P_E är Eulerlasten för en tryckt stråva med längden a, E är elasticitetsmodulen parallellt fiberriktningen och I är tröghetsmomentet kring z-axeln, enligt Figur 6.14.

Den motsvarande knäckningsformen när fjäderns styvhet är stor nog för att åstadkomma antingen stabil eller kritisk jämvikt, visas i Figur 6.15.

Figur 6.15: Knäckningstillstånd för fjäderstyvhet $C \geq C_E$.

Fjäderstyvheten C_E som krävs för att åstadkomma knäckningsformen som visas i Figur 6.15 är därför:

$$C_E = \frac{2 \cdot P_E}{a} = 2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{a^3} \qquad \textbf{Ekv. 6.15}$$

Figur 6.16 visar förhållandet mellan pelarens lastbärande förmåga och styvheten hos det stagande elementet, för en idealisk pelare. När $C < C_E$, finns det två jämviktssituationer, en stabil utan förskjutning i sidled och en kritisk med en liten förskjutning i sidled. Denna kritiska situation uppkommer när förhållandet mellan P och C är det som ges av Ekvation 6.13 (i Figur 6.16 beskrivs detta förhållande av linjen AB). När $C \geq C_E$ finns det också två möjliga jämviktssituationer, än en gång en stabil utan förskjutning i sidled och en kritisk då $P = P_E$, med bildandet av en knäckningsform med två halva kurvor, se Figur 6.15.

Figur 6.16: Inverkan av stagningens styvhet på den lastbärande förmågan för en idealisk pelare. Notera att P_E och C_E definieras i Ekvationerna 6.14 respektive 6.15.

Modellen ovan kan – om än i något mer komplicerad form – även användas för att bestämma den kritiska lasten på en pelare med flera mellanliggande stagningar, var och en med samma styvhet C. Figur 6.17 visar en pelare med tre mellanliggande stagningar med lika inbördes avstånd. Om styvheten hos stagen ökar, förändras knäckningstillståndet från en enda halv sinuskurva till två, tre och slutligen fyra halva sinuskurvor, vilket uppstår när C närmar sig värdet $(3{,}4 \cdot P_E)/a$, Yura (1996).

Figur 6.17: Relation mellan last och styvhet för en pelare med tre mellanliggande stöd. För fallet med tre mellanliggande stöd uppnås full styvhet för stagningen då $C_E \approx (3{,}4 \cdot P_E)/a$, där $P_E = \pi^2 EI/a^2$.

Om antalet stag ökas ytterligare blir stagstyvheten som behövs för att en serie halva sinusbågar ska bildas mellan alla förstyvningspunkter något större. För praktisk användning, när antalet mellanliggande stag är $n > 4$, bör den erforderliga styvheten vara $C_E \geq (4{,}0 \cdot P_E)/a$, Yura (1996).

6.4.2 Pelare med initiala imperfektioner

Det är värt att observera att det för ideala raka pelare med full stagning (det vill säga $C \geq C_E$) inte förekommer några krafter i stagen ens vid knäckning, eftersom det inte förekommer någon förskjutning i stagningspunkten. Försök har emellertid visat att stagkrafter uppstår när en pelare utsätts för axiell belastning. Modellen som visas ovan, med en initialt rak pelare, ger inte någon information om stagens deformationer eller de motsvarande krafter som genererade dem. För att uppskatta deformation och motsvarande stagningskraft föreslog Winter (1958) en styv länkmodell med fiktiva leder och med en initial avvikelse från rakt tillstånd Δ_0, se Figur 6.18.

Vid påförandet av en last P uppstår en extra utböjning Δ vilken kan bestämmas genom att ställa upp momenten kring punkten n:

$$\sum M = 0 \;\Rightarrow\; P \cdot \left(\Delta_0 + \Delta\right) - \frac{F_{br}}{2} \cdot a = 0 \;\Rightarrow\; P \cdot \left(\Delta_0 + \Delta\right) = \frac{C \cdot \Delta}{2} \cdot a \qquad \textbf{Ekv. 6.16}$$

Då det kan observeras att $\Delta_T = \Delta_0 + \Delta$, kan Ekvation 6.16 skrivas om på följande sätt:

$$P \cdot \Delta_T = \frac{C \cdot \left(\Delta_T - \Delta_0\right)}{2} \cdot a \qquad \textbf{Ekv. 6.17}$$

Figur 6.18: Modell av pelare stagad vid halva höjden och med en initial avvikelse från rakt tillstånd.

Låt oss först studera systemet när fjäderns styvhet är $C = C_E$, det vill säga styvheten är sådan att pelaren knäcker enligt Figur 6.15. Vi inför:

$$C = C_E = \frac{2 \cdot P_E}{a} \qquad \textbf{Ekv. 6.18}$$

Substituering av Ekvation 6.18 i Ekvation 6.17 ger:

$$P \cdot \Delta_T = P_E \cdot \left(\Delta_T - \Delta_0\right) \Rightarrow \frac{P}{P_E} = 1 - \frac{1}{\Delta_T/\Delta_0} \qquad \textbf{Ekv. 6.19}$$

För $C = C_E$ och $\Delta_0 \neq 0$, visar den tjocka heldragna linjen i Figur 6.19 förhållandet mellan P och Δ_T/Δ_0 givet av Ekvation 6.19. För $P = 0$, $\Delta_T = \Delta_0$. Då P ökar och närmar sig knäcklasten $P_E = \pi^2 \cdot E \cdot I/a^2$, blir den totala utböjningen Δ_T mycket stor (teoretiskt går Δ_T mot oändligheten). Exempelvis blir den totala deformationen Δ_T, när den påförda lasten P är omkring 90 – 95 procent av P_E, så stor som 10 – 20 gånger Δ_0.

Detta är normalt inte godtagbart för en verklig byggnad. Betrakta till exempel en limträpelare med längden $h = 6$ m och initial utböjning $\Delta_0 = h/500 = 12$ mm, stagad vid halva höjden. Om den valda stagstyvheten bör vara endast $C = C_E$, när en tryckkraft av magnituden $0{,}95 \cdot P_E$ påförs på pelartoppen, kan deformationen vid halva höjden vara så stor som $20 \times 12 = 240$ mm.

Om stagstyvheten å andra sidan antas till två gånger värdet för den ideala styvheten, det vill säga $C = 2 \cdot C_E$, blir Ekvation 6.19:

$$\frac{P}{P_E} = 2 \cdot \left(1 - \frac{1}{\Delta_T/\Delta_0}\right) \text{ giltig för } P \leq P_E \qquad \textbf{Ekv. 6.20}$$

I det här fallet är utböjningarna mycket mindre än i fallet med $C = C_E$, som visas i Figur 6.19. När lasten exempelvis just uppnår knäcklasten ($P = P_E$) blir $\Delta_T = 2 \cdot \Delta_0$, inte oändligheten som i fallet med $C = C_E$. För $C = 3 \cdot C_E$ och $P = P_E$, $\Delta_T = 1{,}5 \cdot \Delta_0$.

Figur 6.19: Förhållande mellan *P* och Δ_T för en stagad pelare med initial avvikelse från rakt tillstånd.

Det är uppenbart att ju större stagstyvhet, desto mindre Δ_T. Låt oss nu uppskatta krafterna som uppstår i staget när stagstyvheten varierar (notera att C härleds ur Ekvation 6.17):

$$F_{br} = C \cdot \Delta = \left(\frac{2 \cdot P}{a} \cdot \frac{\Delta_0 + \Delta}{\Delta} \right) \cdot \Delta = \frac{2 \cdot P}{a} \cdot \Delta_T. \qquad \textbf{Ekv. 6.21}$$

Vi studerar först systemet då styvheten hos fjädern är $C = C_E$. I det fallet (se även Ekvation 6.19):

$$\Delta_T = \frac{\Delta_0}{1 - P/P_E} \quad \Rightarrow \quad F_{br} = \frac{2 \cdot P}{a} \cdot \frac{\Delta_0}{1 - P/P_E}. \qquad \textbf{Ekv. 6.22}$$

vilket visar att stagkraften är direkt relaterad till storleksordningen av den initiala imperfektionen. Om ett element är någorlunda rakt blir stagkrafterna små och omvänt, om ett element har en stor initial utböjning krävs starkare stag. Ekvation 6.22 kan skrivas om på följande sätt:

$$\frac{P}{P_E} = 1 - \frac{1}{F_{br}/P} \cdot \frac{2 \cdot \Delta_0}{a} \qquad \textbf{Ekv. 6.23}$$

Ett diagram av Ekvation 6.23 för en initial imperfektion $\Delta_0 = (2 \cdot a)/500$ visas i Figur 6.20. Om stagstyvheten är precis lika med den ideala styvheten, blir stagkraften mycket stor när knäcklasten uppnås; detta inträffar på grund av att Δ_T blir mycket stor, som framgår av Figur 6.20. Vid exempelvis $P = 0{,}84 \cdot P_E$ ger Ekvation 6.22 en stagkraft som är 5 procent av P_E. Det bör betonas att Ekvation 6.22 endast gäller för $F_{br}/P > (2 \cdot \Delta_0/a)$, för att jämvikt ska vara möjlig.

Figur 6.20: Förhållande mellan P och F_{br} för en avsträvad pelare med initial avvikelse från rakt tillstånd lika med $\Delta_0/(2 \cdot a) = 1/500$.

Därför kan det konstateras att ett stagsystem i normalfallet inte är tillfredsställande om dess styvhet endast är precis lika med den teoretiskt ideala styvheten C_E, eftersom stagkrafterna blir för stora. Om stagstyvheten är överdimensionerad, till exempel genom $C = 2 \cdot C_E$ eller $C = 3 \cdot C_E$ som i Figur 6.20, så kan stagkrafterna bli mer rimliga.

6.4.3 Balk-, fackverks- eller pelarsystem

Då ett stagningssystem krävs för att säkerställa sidostabiliteten hos en serie element påverkade i tryck eller böjning (till exempel pelare, fackverk eller balkar) kan detta effektivt åstadkommas genom utnyttjande av fackverk eller skivverkan i den stagande konstruktionens plan, se Figur 6.21.

Figur 6.21: Typisk stagning av balksystem för motverkande av vippning.

För normalfallet med en serie likartade tryckta element som kräver stagning i lägen längs deras längd, kan det antas att varje tryckt element under belastning kommer att uppvisa en initial utböjning Δ_0 som visas i Figur 6.22.

Figur 6.22: Modell för bestämning av stagkrafterna: avsträvande system för en serie element utsatta för tryck eller böjning.

Ett enskilt element utsatt för en axialkraft N kan alternativt analyseras genom att ersätta effekten av den initiala avvikelsen från rakt tillstånd på utböjningsbeteendet, genom effekten av en likvärdig sidolast q_{h1} verkande på elementet då det är i ett initialt rakt tillstånd – så att det maximala böjmomentet blir det samma i varje enskilt fall, se Figur 6.23:

$$N \cdot \Delta_0 = q_{h1} \cdot \frac{\ell^2}{8} \quad \Rightarrow \quad q_{h1} = \frac{8 \cdot N \cdot \Delta_0}{\ell^2} \qquad \textbf{Ekv. 6.24}$$

Figur 6.23: Ekvivalent sidolast verkande på det stagande systemet.

Då n stycken element ska stagas och varje element är utsatt för en tryckkraft N, under förutsättning att alla elementen bidrar till belastningen som ska upptas av stagningen, så blir den totala tryckkraften $n \cdot N$:

$$q_h = n \cdot \frac{8 \cdot N \cdot \Delta_0}{\ell^2} \qquad \textbf{Ekv. 6.25}$$

Den initiala avvikelsen från rakt tillstånd definierad som Δ_0/ℓ antas för träelement normalt vara 1/500 respektive 1/300 för limträ respektive konstruktionsvirke. Substituering med dessa värden i Ekvation 6.25 ger:

$$q_h \approx n \cdot \frac{N}{60 \cdot \ell} \quad \text{för stommar av limträ} \qquad \textbf{Ekv. 6.26}$$

och:

$$q_h \approx n \cdot \frac{N}{40 \cdot \ell} \quad \text{för stommar av konstruktionsvirke} \qquad \textbf{Ekv. 6.27}$$

För ett element utsatt för böjning såsom är fallet i Figur 6.21, kan påverkan av böjmomentet konservativt antas vara $M \approx \frac{2}{3} \cdot N \cdot h$, där h är höjden på balken.

Det är viktigt att observera att om stagningen inte är tillräckligt styv, kan den maximala lastbärande förmågan inte uppnås. Detta visas i Figur 6.24. Försöksresultaten visar också att den stagande balkens (och därmed träbalkens) utböjning i sidled ökar dramatiskt när lasten uppgår till ett visst värde, vilket beror av den sidledes böjstyvheten för den stagande balken (i experimentet användes stålbalkar av UPE-typ som stagning). När exempelvis böjstyvheten hos den testade träbalken är 20 MPa, blir det motsvarande böjmomentet 7,5 kNm och den vertikala lasten är 8,2 kN/m. Sidobelastningen på det stagande systemet, vilken genereras av träbalkens utböjning från planet, är ungefärligen:

- 0,70 kN/m (utböjning från planet ~ 25 mm för den vekare stagande balken (UPE 50)
- 0,35 kN/m (utböjning från planet ~ 6 mm för den styvare stagande balken (UPE 80).

Dessa resultat visar att stagkraften ökar med minskande sidostyvhet hos det förstyvande systemet.

Figur 6.24: Försöksuppställning för bestämning av stagkraft, samt testresultat. Stängerna är förbundna på ovansidan av den testade träbalken (Holzbau Handbuch, 2000).

Försöksresultat visar också att stagkraften, i fall med sadelbalkar med 5° lutning på ovansidan, är 10 till 30 procent högre än i fallet med liknande träbalkar med parallella över- och undersidor, Holzbau Handbuch (2000).

Enligt Eurokod 5 ska det stagande systemet – utöver horisontallaster, till exempel vind eller jordbävning – även dimensioneras för en horisontellt, jämnt fördelad last:

$$q_h = n \cdot \frac{M}{30h \cdot \ell} \cdot \left(1 - k_{crit}\right) \qquad \textbf{Ekv. 6.28}$$

där:

M	maximala momentet i balken
h	balkhöjden
ℓ	balkens spännvidd [m]
n	totala antalet sidostagade balkar
k_{crit}	faktor som tar hänsyn till risken för vippning i sidled av en icke stagad balk (se Avsnitt 3.2.3.3)

Reduktionsfaktorn k_ℓ i Eurokod 5 har för avsikt att beakta att noggrannheten i utförandet förväntas vara större hos konstruktioner med långa spännvidder. Då den inte är representativ under normala omständigheter, har den utelämnats här.

Den sidostagande strukturen markerad med (1) i Figur 6.25 måste dimensioneras för lasten q_h enligt Ekvation 6.28 utöver den yttre lasten av vind q_w som visas i figuren.

Infästning av åsar eller takbeklädnad i takbalkar bör dimensioneras för en kraft av:

$$F_2 = n_b \frac{q_h \cdot a}{n} \qquad \textbf{Ekv. 6.29}$$

där:

a	avståndet mellan åsar, eller avståndet mellan skruvar i fallet med beklädnad direkt på takbalkarna.
n_b	antalet takbalkar stagade av kraften som överförs via åsen eller takbeklädnaden.

Den stagande strukturen ska vara styv nog för att begränsa utböjningen på grund av den dimensionerande lasten q_h till $\ell/700$ och på grund av den totala lasten, inklusive till exempel vindlast, till $\ell/500$.

Figur 6.25: Sidostagning av takbalkar. 1) Sidostagande konstruktion, 2) takbalkar.

6.5 Typiska stagningssystem för stora träkonstruktioner

För att kunna ta upp horisontella laster är tunga träkonstruktioner vanligtvis stabiliserade enligt ett av följande alternativ:

- Skivverkan i taket, vilken överför de horisontella lasterna till väggskivor, vanligtvis placerade i gavelväggarna.
- Vindfackverk i taket, vilka överför horisontallaster från pelare till stagade pelare, vanligtvis placerade i gavelväggarna som i Figur 6.26.
- Ena eller båda pelarna är fast inspända i grundläggningen som i Figur 6.27 a).
- Ena eller båda pelarna är fast infästa i balken som i Figur 6.27 b), bildande en tre- respektive en tvåledsram.
- Konstruktionen kompletteras med diagonaler som i Figur 6.27 c). Av funktionsskäl är detta vanligtvis endast möjligt i gavlarna.
- Konstruktionen är fast infäst i en väggskiva i det egna planet.

Skivverkan i plana profilerade plåttak kan användas för att stabilisera limträkonstruktioner på följande villkor:

- Skivorna som bildar taket kan skarvas så att tvärkrafter kan överföras.
- Takskivan är förstyvad längs kanten av balkar som dimensionerats och fästs in för att ta upp axialkrafter. Kantbalkar i rät vinkel mot profileringen kan vara av trä, medan kantbalkarna parallellt med profileringen enklast utförs i stål.

Takskivan kan dimensioneras enligt samma principer som för stålkonstruktioner.

Figur 6.26: Stagning av stor träkonstruktion med vindkryss i vägg och tak.

Figur 6.27: Exempel på stommar som är stabila i sitt eget plan.

Ramar och bågar är stabila i sitt eget plan och detsamma gäller för pelar-balksystem med pelare fast inspända i grundläggningen. System med ledade pelare måste å andra sidan stabiliseras av skivverkan i taket eller av vindfackverk i takplanet. Principen för vindstagning med fackverk längs byggnadens sidor visas i Figur 6.28. Takbalkarna (primärbalkar) används ofta som under- och överram i fackverket, med några av åsarna som stöttor (eller tryckstänger). Ifall åsarna används som stöttor för vindfackverket kan de inte utformas som Gerberbalkar. Endast diagonaler tillförs som förstyvningar, vanligtvis kryss av stålstänger eller ibland trädiagonaler, som även är styva i tryck. Knutpunkterna mellan olika komponenter som bildar en del av vindfackverket måste dimensioneras med hänsyn till uppträdande krafter och till excentricitet. Fackverksträvor och stag är ofta i skilda plan.

Figur 6.28: Vindstagning av ram- och bågkonstruktioner.

Vindfackverket är ofta dimensionerat så att det kan användas för stabilisering under uppförandet av stommen. I mindre byggnader (exempelvis med längdmått av 30 – 40 m) kan det vara tillräckligt med endast ett vindfackverk. Åsarna eller takskivan måste då kunna överföra både tryck- och dragkrafter från den andra änden. I längre byggnader kan det å andra sidan (inte minst med hänsyn till stabilitet under uppförandet) vara lämpligt att placera två eller fler vindfackverk i olika fack inom byggnaden. Vindfackverket kan med fördel placeras i det andra facket från gaveln. Utformningen av knutpunkterna påverkas då inte av gavelväggens konstruktion, vilken vanligtvis skiljer sig från konstruktionen i den övriga byggnaden. Andra typer av stagningsarrangemang för att erhålla skivverkan i taket visas i Figur 6.29.

Figur 6.29: Takstagningssystem.

Eftersom takskivor eller vindfackverk ofta används som sidostagning av takbalkar så måste de – förutom för horisontallaster – dimensioneras för horisontell jämnt fördelad last q, härledd enligt metoden som visas i Avsnitt 6.4.3. Stommen i byggnader av halltyp med större spännvidder (> 15 m), som innehåller utrymmen där stora antal människor vistas samtidigt, till exempel sport- eller utställningshallar och varuhus, ska dimensioneras på ett sådant sätt att risken för fortskridande ras, som resultat av en olyckslast, är acceptabelt låg.

Det är viktigt att observera att stora träkonstruktioner måste kunna överföra laster från taknivån vidare till grunden. Därutöver måste stabilitet säkerställas mot alla typer av mekanismer som kan uppkomma, inklusive vippning. Figur 6.30 illustrerar detta. Om ett fack i en stomme ska stabiliseras mot sidolaster är den första åtgärden att förhindra pelarna från att röra sig i sidled, vilket kan åstadkommas genom att exempelvis föra in diagonala element såsom visas i Figur 6.30 a). Fastän pelarna nu är stagade kan emellertid krafter ännu inte överföras från takplanet till grunden genom de diagonala elementen. Därför behöver balkarna ett stagningssystem vid deras upplag som tillåter överföringen av laster från taket till den underliggande stommen, som till exempel visas i Figur 6.30 b). Fastän systemet kan se stabilt ut nu, är balkarna fortfarande benägna att vippa, vilket kan förhindras genom att exempelvis skapa ett horisontellt fackverk i takplanet, där balkarna fungerar som ramar i tryck och dragning, se Figur 6.30.

Figur 6.30: Exempel på lämplig stagning av ett fack i en större träbyggnad.

En olyckslast kan exempelvis vara en bil som kör in i en pelare, eller en gasexplosion inom byggnaden och som regel är det inte rimligt att dimensionera enskilda stomkomponenter för att motstå sådana laster. I stället bör konstruktionssystemet dimensioneras så att en primär del av byggnaden, såsom en primärbalk eller -pelare, kan kollapsa utan att byggnaden kollapsar i sin helhet. I lastkombinationer med olyckslast antas som regel andra laster verka med sina normalvärden (frekventa värden) och inte med sina extremvärden (karakteristiska värden).

Vanligtvis är det tillräckligt att uppskatta horisontalstabiliteten för återstoden av byggnaden om en primärbalk ger efter. I byggnader med utrymmen för stora antal människor måste också visas att det skadade facket kan överbryggas av ett alternativt lastbärande system, till exempel genom att utnyttja lin- eller membraneffekt med hjälp av åsar och takbeklädnad. Detta kan emellertid vara ofördelaktigt i sådana fall då en primärbalk ger efter på grund av dimensionerings- eller byggfel som är detsamma för samtliga balkar i byggnaden. I det fallet kan även närbelägna balkar ge efter och ge upphov till fortskridande ras till följd av kollapsen av ett fack. Det finns erfarenheter av åtskilliga sådana fall under senare år, se Sörensen med flera. (2011). Risken för fortskridande ras är då högre om facken är konstruktivt förbundna

med varandra på annat sätt än i byggnadens längdriktning. I sådana situationer är det en bättre strategi att frikoppla systemet för att säkerställa att kollapsen i ett fack inte sprider sig till angränsande fack.

6.6 Specialfall

I detta avsnitt diskuteras några relevanta fall relaterade till stagningssystem, nämligen:

- krafter som uppkommer på grund av takets lutning
- stabiliteten hos överramen i låga båg- eller fackverksbroar
- stagning av kontinuerliga bakar på mellanliggande stöd.

6.6.1 Krafter som uppkommer på grund av takets lutning

Vid dimensionering bör det observeras att vindfackverket sällan är plant. I punkter där fackverkselementen kan ändra riktning, till exempel vid nocken på ett sadeltak, uppkommer kraftkomponenter längs taket som måste tas hand om av den primära stommen, se Figur 6.31.

Figur 6.31: Uppåtriktade och nedåtriktade krafter som skapas på grund av takets lutning.

6.6.2 Stabiliteten hos överramen i låga båg- eller fackverksbroar

Vid frånvaro av stagning av överramen i en låg båg- eller fackverksbro kan överramen endast stå emot knäckning i sidled genom elastisk reaktion hos bågens eller fackverkets vertikala eller diagonala element. I sådana fall är det svårt att verifiera tillräcklig stagning av bågens eller fackverkets tryckta del. Stabiliteten hos överramen eller bågen kan ökas genom att öka styvheten för stöden i sidled, till exempel såsom visas i Figur 6.32. Överramen i en båge eller ett fackverk kan då betraktas som en stång med ledade ändar, tryckt av krafter fördelade över längden och upplagd på mellanliggande elastiska stöd som visas i Figur 6.32. Vanligtvis förekommer ramar eller stagande element med ansenlig styvhet vid upplagen, så att överramens ändar kan betraktas som orörliga i sidled.

Figur 6.32: Stabiliteten hos en flack bågbro kan ökas genom ökning av styvheten hos stöden i sidled (det vill säga genom att öka fjäderstyvheten *C* i modellen till höger).

För ett konstant tvärsnitt hos ramen och en konstant tryckkraft, erhålls den minsta styvheten vid vilken upplagen börjar uppträda som om de var absolut styva enligt Avsnitt 6.4.1.

6.6.3 Stagning av kontinuerliga bakar på mellanliggande stöd

I byggnader av exempelvis halltyp är ofta primärbalkarna utformade kontinuerliga, det vill säga med balken upplagd på fler än två pelare. Som regel är den horisontella stomstagningen, till exempel vindfackverk eller takskiva, förlagd till nivån för balkens ovansida. Därför måste balken – som är utsatt för tryck på undersidan – stagas vid undersidan, i zonen vid det mellanliggande stödet, för att förebygga att den inte vippar i sidled. Stagningen av balkens undersida kan utföras som i exemplet i Figur 6.33.

Figur 6.33: Stagning av undersidan av en kontinuerlig balk vid mellanliggande stöd.

Stagningen bör företrädesvis vara sådan att den enbart kan ta dragning. Anledningen till detta är för att undvika möjlig vridning av balken på grund av ojämn lastfördelning, vilket skulle kunna uppstå när exempelvis en stark vind kommer efter ett snöfall. I sådana fall skulle stora snömassor kunna samlas över ett spann av balken medan angränsande spann är mer eller mindre obelastade. Om de stagande diagonalerna som visas i Figur 6.33 skulle kunna ta både tryck och dragning, skulle då balken vridas på stödet med möjlig risk för kollaps för taket eller en del av det.

Horisontalkraften som verkar på stagningen kan beräknas med hjälp av följande formel, Limträhandbok Del 2:

$$H = \frac{M}{70 \cdot h} \qquad \textbf{Ekv. 6.30}$$

där:

M	momentet i balken vid stödet
h	balkhöjden.

Liknande stagningsarrangemang som det i Figur 6.33 kan behövas för fritt upplagda balkar eller bågar under förhållanden där negativa böjmoment kan uppträda. Långa fackverksbalkar som bär ett lättviktstak kan tas som ett exempel. I ett sådant fall kan underramen behöva stagas för att undvika knäckning i sidled på grund av vindsug.

6.7 Stagning av byggnader med träregelstomme

Hur ett tak eller ett bjälklag uppför sig under sidobelastning beror på dess konstruktion. Medan fackverksformad takstabilisering och betongplattor är relativt styva, är ytbärverk (till exempel gjorda av träbaserade skivor) vanligtvis relativt böjliga. I böjliga ytbärverk verkar bjälklaget eller takbeklädnaden som en skiva, då den är riktigt infäst med skjuvförbindare i åsarna och i kantelementen så att skjuvning kan överföras. En typisk flexibel skiva visas i Figur 6.34.

Figur 6.34: Skivverkan i taket (böjlig skiva, till exempel träbaserad beklädnadsskiva).

6.7.1 Bjälklagsskivor och takskivor

En skiva kan åskådliggöras som det tunna livet i en stor ”skivbalk” (eller I-balk), som primärt belastas i skjuvning, medan kantelementen – det vill säga kantbalkar eller väggar vinkelrätt mot lastriktningen – verkar som skivbalkens flänsar genom att ta upp momentet i axiell verkan, se Figur 6.35.

Figur 6.35: ”Skivbalks”-analogi för en takstomme: modell och antaganden.

Det maximala momentet motverkas av de longitudinella kantelementen i tryck och dragning:

$$M_{\max} = \frac{w \cdot \ell^2}{8} \qquad \textbf{Ekv. 6.31}$$

Därför måste kantelementen ta upp följande axiella tryck- respektive dragkrafter:

$$T = C = \frac{M}{b} = \frac{w \cdot \ell^2}{8 \cdot b} \qquad \textbf{Ekv. 6.32}$$

Kantbalkarna antas ta upp all böjning och måste följaktligen vara kontinuerliga eller utformas med en detaljutformning som möjliggör överföring av drag- eller tryckbelastningen till angränsande snitt.

Takytan överför skjuvning till de vertikalt stagade ramarna (väggskivor, diagonalstagningar eller styva ramar). Den maximala skjuvningen som taklivet måste bära är:

$$V_{\max} = \frac{w \cdot \ell}{2} \qquad \textbf{Ekv. 6.33}$$

All skjuvning måste tas upp av skivmaterialet. Skjuvspänningen är högre närmare skivelementets kanter. Skjuvflödet, v, (N/mm) som skivelementet och dess förband måste dimensioneras för är:

$$v = \frac{V}{b} \qquad \textbf{Ekv. 6.34}$$

Detta innebär att kraften i de enskilda förbindarna som fäster beklädnaden till stommen måste dimensioneras för kraften $F_v = v \cdot s$, där s är avståndet mellan förbindarna. På samma sätt måste beklädnadsskivan dimensioneras för en skjuvspänning $\tau = v/t$ i planet, där t är skivans tjocklek.

Uppenbarligen är den matematiska tolkningen av skivbeteendet under sidolast en överförenkling, eftersom graden av flexibilitet eller styvhet i högsta grad är obestämd.

6.7.2 Väggskivors bärförmåga i planet under horisontalbelastning

Väggskivor med träregelstomme kan bekläs på ena eller båda sidorna med beklädnaden stadigt fäst i både reglar och syll/hammarband, för att väggen ska fungera som en styv skiva. Beklädnadsskivorna kan vara av träbaserade material såsom plywood, OSB (oriented strand boards) eller hårda träfiberskivor med dimensionerna $b \times h = 1\,200 \times 2\,400$ mm^2, se Figur 6.36. Skivornas tjocklek är vanligtvis 12 mm eller mer. Även gipsskivor eller olika typer av cementbundna skivor kan användas som beklädnad. Stomdelarna (reglar och syll/hammarband) är vanligtvis av hållfasthetssorterat virke. I Sverige är 45 × 120 mm^2 ett typiskt tvärsnitt som används för sådana byggdelar och infästningen av beklädnaden på stommen utförs med spikar eller skruvar.

Figur 6.36: En typisk väggskiva uppbyggd av en träregelstomme och en skiva.

Beklädnaden hos skjuvväggar är vanligtvis relativt styv avseende deformationer i planet och skjuvstyvheten beror huvudsakligen på styvheten hos infästningen av beklädnaden mot ramen. Vid användning i låga byggnader är vanligtvis den stabiliserande kapaciteten hög jämfört med den faktiska horisontalbelastningen.

Infästningen av beklädnaden mot ramen är vanligtvis även avgörande för förmågan att motstå belastning i skivans plan då yttre sidokrafter introduceras, se Figur 6.37 b). Horisontell glidning av väggen motverkas av förankringar såsom expanderbultar som förbinder syllen med underlaget. Även tippning runt de undre hörnen kan inträffa (särskilt i väggar med stora höjd/breddförhållanden) om inte lämpliga förankringsförbindare används, se Figur 6.37 c). I de flesta träregelbyggnader är balkar och bjälklag dimensionerade som fritt upplagda element på ledade väggar och vertikala skivor eller väggskivor står för sidostyrkan och -stabiliteten. I träkonstruktionssammanhang benämns sidostyvheten i en väggskivas plan, bärförmåga vid skivverkan i vägg.

Figur 6.37: Väggskiva som motstår belastning i planet. a) Obelastad väggskiva, b) belastning i planet, c) tippning.

Olika modeller kan användas för utvärdering av bärförmågan vid skivverkan i en väggskiva, de flesta baseras på skjuvhållfastheten hos en enskild förbindare, till exempel en spik. Här beskrivs endast en modell, den plastiska, som ger en lösning för den undre gränsen, Källsner med flera (2009). Denna metod kan enbart användas ifall kantregeln – det vill säga regeln som utsätts för uppåtriktad reaktionskraft – är fullt förankrad mot lyftning (vanligtvis används förankringar vid ändarna av väggen för att motverka lyftning av kantregeln). I ett sådant fall kan väggskivan betraktas som fullt förankrad och samtliga förbindare av beklädnaden mot ramen kan antas nå sin maximala skjuvhållfasthet.

Låt oss först studera en enskild väggenhet. Ett jämnt skjuvflöde antas längs kanten av en skiva, i överensstämmelse med jämviktsvillkor för väggen, se Figur 6.38.

Figur 6.38: Krafter i den plastiska väggskivemodellen.

Bärförmågan att motstå belastning i skivans plan i ett väggelement (*racking capacity*) H_d, kan bestämmas ur jämvikten för horisontalkrafter vid hammarbandet:

$$H_d = f'_{v,d} \cdot b \qquad \textbf{Ekv. 6.35}$$

där $f'_{v,d}$ är skjuvflödeshållfastheten (N/mm) vid infästningen av beklädnaden mot ramen och b är bredden för skivan. I verkligheten är inte skjuvningen mellan beklädnad och ram kontinuerlig utan uppträder punktvis, eftersom den överförs av förbindarna – vilka är placerade med centrumavstånd s (typiskt är att s = 100 mm längs kanten av väggen). Enligt den plastiska modellen bär alla enskilda förbindare hela dimensionerande lasten $F_{v,d}$. För jämna avstånd s mellan förbindarna får vi $f'_{v,d} = F_{v,d}/s$, så att:

$$H_d = \frac{b}{s} \cdot F_{v,d} \qquad \textbf{Ekv. 6.36}$$

Skivans förankringskraft kan beräknas som:

$$V_d = v_d \cdot h = \frac{h}{s} \cdot F_{v,d} \qquad \textbf{Ekv. 6.37}$$

där h är skjuvväggens höjd.

För väggar hopsatta av flera skivor (eller väggelement), till exempel enligt Figur 6.37, är förmågan att motstå belastning i skivans plan summan av förmågan att motstå belastning i skivans plan för varje enskilt väggelement:

$$H_d = \sum_i H_{d,i} \qquad \textbf{Ekv. 6.38}$$

där $H_{d,i}$ är motståndet för ett väggelement i.

Vid dimensionering när det förekommer öppningar i väggskivan, bortses vanligtvis från bärförmågan för väggelementet med öppningen. Dessutom måste väggen förankras på varje sida om öppningen. Detta innebär att en byggnad i statiskt hänseende består av ett antal kontinuerliga stycken av väggskivor som verkar separat.

Den plastiska modellen som beskrivs ovan utgår från antagandet att förbindarna mellan skivor och ramar uppför sig på ett idealiskt plastiskt sätt. Detta är ett rimligt antagande för de flesta träbaserade skivor som fästs mot regelverket med spik- och skruvförbindare. För andra skivprodukter såsom gipsskivor eller cementbundna skivprodukter kan förbandens beteende vara mer sprött och tillämpligheten av modeller baserade på plasticitet kan inte garanteras. Det finns också modeller som baseras på elastiskt beteende hos förbindarna, se till exempel Carling (1992). Användande av en elastisk modell innebär att bärförmågan vid skjuvverkan kommer att bestämmas av höga krafter i ett fåtal förbindare nära hörnen, det vill säga en mer försiktig dimensionering än den som erhålls ur den plastiska modellen.

6.8 Källhänvisningar

Anon (1995): *Timber Engineering STEP 1 and STEP 2*, Blass H.J., med flera, Centrum Hout, the Netherlands.

Belluzzi, O. (1966): *Scienza delle Costruzioni, vol. IV (Strukturmekanik, vol IV)*, på italienska, Zanichelli, Bologna, Italy.

Carling, O. (1992). *Dimensionering av träkonstruktioner*, AB Svensk Byggtjänst & Trätek, Stockholm.

Caironi, M., Bonera, L. (1989): *Il legno lamellare, il calcolo (Dimensionering av limträ)*, på italienska, Habitat Legno editor, Edolo (BS), Italy.

Holzbau Handbuch (2000): Reihe 2 Teile 12 folge 1, Verbände und Abstützungen – Grundlagen, Regelnachweise (Connections and bracing – basics, design guide), på tyska, Informationdienst Holz, Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e. V., Munich, Germany.

Källsner, B., Girhammar, U.A.(2009): *Horisontalstabilisering av träregelstommar – Plastisk dimensionering av väggar med träbaserade skivor.* SP Trä – Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, Stockholm.

Gross, H., Crocetti, R. (2016): *Limträhandbok Del 1–3*. Svenskt Trä, Stockholm.

Piazza, M., Tomasi, R., Modena, R. (2005): *Strutture in Legno (Träkonstruktioner)* på italienska, Hoepli, Milano.

Porteous, J., Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, Storbritannien.

Schodek, D.L. (1992): *Structures*, 2th edition, Prentice-Hall, New Jersey.

Schueller, W. (1983): *Horizontal-Span Building Structures*, John Wiley & Sons, New York.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader.* SIS Förlag AB.

Stalnaker, J.J., Harris, E.C. (1989): *Structural Design in Wood*. Van Nostrand Reinhold, New York.

Sorensen, J.D., Dietsch, P., Kirkegaard, P.H., Köhler, J. (2011): *Design for Robustness of Timber Structures. COST Action E55, Modelling of the Performance of Timber Structures*. European Science Foundation, Brussels. ISBN 978-3-8322-9949-1.

Timoshenko, S., Gere, J.M. (1963): *Theory of Elastic Stability* (2th edition). McGraw Hill International Book Company, Singapore.

Thelandersson, S., Larsen, H.J. (2003): *Timber Engineering*. John Wiley & Sons Ltd. West Sussex, UK.

Vessby, J. (2011): *Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings*. PhD thesis, Linnaeus University, Växjö, Sweden.

Winter, G. (1958): *Lateral bracing of columns and beams*. Proc. ASCE 1958,84 (ST2), 1561-1-1561-22.

Yura, J. (1996): *Winter's bracing approach revisited*. Engineering Structures, Vol. 18, No. 10, pp. 821–825, Elsevier Science Ltd, UK.

Kapitel 7
Dimensionering för bruksgränstillstånd

Annika Mårtensson

7 Dimensionering för bruksgränstillstånd (SLS) 233
7.1 Krav på prestanda 233
7.2 Statisk deformation 235
7.2.1 Deformation 236
7.2.2 Långtidseffekter och klimateffekter 238
7.2.3 Lastkombinationer 242
7.2.4 Begränsning av deformationer 243
7.2.5 Metoder för att undvika deformationsproblem 244
7.3 Vibration 245
7.3.1 Dynamiska laster 246
7.3.1.1 Laster orsakade av människan 246
7.3.1.2 Mekanisk utrustning 247
7.3.2 Reaktion på dynamiska laster 247
7.3.2.1 Faktorer som påverkar mänskliga reaktioner på golvvibrationer 248
7.3.2.2 Frekvenskomponenter 248
7.3.2.3 Vibrationers magnitud 250
7.3.2.4 Dämpning 250
7.3.3 Tillvägagångssätt vid dimensionering för begränsning av vibrationer i träbjälklag 251
7.3.3.1 Begränsning av nedböjning vid punktlast 251
7.3.3.2 Begränsning av nedböjning vid punktlast och topphastighet vid enhetsimpuls 252
7.3.3.3 Klassificering av bjälklagsvibrationer 253
7.3.4 Undvikande av vibrationsproblem 254
7.4 Källhänvisningar 256

7 Dimensionering för bruksgränstillstånd (SLS)

Till skillnad från när hållfastheten betraktas så är det mycket sällsynt när man betraktar bruksgränsförhållanden såsom funktionalitet, utseende och brukarnas komfort att de i sig själva kan leda till att komponenten eller konstruktionen kollapsar. De är emellertid mycket viktiga i utformningen av ett antal skäl, exempelvis:

- för att upprätthålla utseende och funktionskrav på byggnaden eller byggnadsdelen inom acceptabla gränser
- för att förebygga skador och spröda brott
- för att förebygga ogynnsam nedböjning av takkonstruktioner så att regnvattensamlingar kan orsaka läckage genom byggnaden
- för att begränsa effekterna av krypning
- för att tillhandahålla tillräcklig styvhet hos konstruktionen så att vibrationer inte orsakar problem rörande exempelvis komfort.

En del av anvisningarna som används i detta kapitel sammanfaller med de som antagits i Eurokod men diskussionen är allmän och beskriver fenomenet och de utformningsmetoder som kan användas vid analys av bruksgränstillstånd.

7.1 Krav på prestanda

Nedböjningar och rörelser i en byggnad måste begränsas för att skador och andra oönskade effekter på dess funktion ska undvikas. En byggnad måste ha tillräcklig styrka för att kunna bära de maximalt förväntade lasterna med en adekvat säkerhetsfaktor. Konstruktioner utformade i brottgränstillstånd kan ofta vara relativt slanka, vilket innebär att de är benägna till kraftig deformation. Därför är brukbarhetskriterier som används vid dimensionering av stor betydelse, särskilt för lätta konstruktioner som till exempel träbaserade.

Brukbarhetskrav är i många fall avgörande i utformningsprocessen. Detta innebär att storleksordningen på deformationerna är viktiga att förutse med adekvat noggrannhet samt att kraven och gränserna är korrekt formulerade. Detta är ofta ett problem i dimensioneringsprocessen idag, då kunskap avseende både kravbild och metoder för att förutse deformationer saknas.

Trä är ett material som uppvisar relativt stora nedböjningar när det utsätts för en varaktig last. Eftersom trä är ett anisotropiskt material kommer olika belastningsfall leda till olika typer av respons. Känsligheten för miljöförändringar, exempelvis fuktrelaterade rörelser, har också betydande effekt på deformationerna i träbaserade konstruktionssystem. Både långtidsdeformation (krypning) och miljöeffekter måste tas hänsyn till när träkonstruktioners beteende och brukbarhet studeras.

I princip bör brukbarhetskrav bestämmas av beställaren i överenskommelse med byggaren och inte baseras på regler. Reglerna anger emellertid generella principer för laster, materialparametrar och beräkningsmetoder vilka kan användas för utformning i bruksgränstillstånd.

Överdriven nedböjning hos bärande element kan göra sig gällande genom skador på konstruktiva såväl som icke bärande element, genom skadeeffekter som påverkar nyttjandet och genom olika effekter vilka upplevs som obehagliga av byggnadens brukare.

Deformation av ett konstruktionselement leder sällan till brott i det enskilda elementet, med undantag för deformationer relaterade till det stabiliserande systemet, se Kapitel 6. Om ett antal element uppvisar relativt stora deformationer eller om deformationen av ett enskilt element leder till efterföljande rörelser i andra element kan detta förändra det primära konstruktiva systemet eller orsaka instabilitet i hela konstruktionen. Sådana systemeffekter kan också leda till oacceptabla effekter från brukbarhetssynpunkt. Det är därför av intresse inte bara att undersöka varje elements beteende utan att betrakta hela systemet inklusive förband, i en deformationsanalys. En sådan analys är dock jämförelsevis komplex och genomförs därför enbart i mycket speciella fall.

Deformationer kan vara oönskade på flera sätt för nyttjandet av byggnaden. Som exempel kan nämnas otillräcklig lutning av takytor och problem med att öppna dörrar och fönster. Även i speciella byggnader som idrottshallar eller byggnader med höga krav på ytors jämnhet, exempelvis på grund av känslig utrustning, kan nedböjningar leda till problem.

Bruksgränser bör också användas för byggnader och deras byggnadsdelar för att undvika att icke-bärande element tar last. Om primära konstruktionselement och icke-bärande byggnadsdelar inte är tillräckligt åtskilda, kan lasten överföras genom de icke-bärande byggnadsdelarna. Sådana icke-bärande byggnadsdelar kan omfatta väggar, fönster, undertak, golv- och takbeklädnader, fasader, hissar med mera. De resulterande skadorna kan omfatta sprickbildning i och knäckning av element med medelhög styvhet och integritet, eller sprickbildning och deformation av mer flexibla delar såsom beklädnader och paneler. Fastän dessa former av brott normalt inte påverkar konstruktionens stabilitet kan de göra byggnaden obrukbar. Begränsningar för att förebygga skador på icke-bärande element bör i många fall fastställas baserat på variabla laster, med hänsyn till de högre värden som under kortare perioder kan uppnås i dessa.

Överdrivna nedböjningar ser i allmänhetens ögon inte attraktiva ut och de kan orsaka en känsla av osäkerhet. Dessa observationer är subjektiva och även om nedböjningarna inte kommer att äventyra konstruktionen eller förkorta dess livslängd, så är det lämpligt att begränsa nedböjningen för att säkerställa att förtroendet för konstruktionens funktion består. Sådana gränser gäller särskilt för långtidsdeformationer och inte så mycket för kortvarigare men reversibla deformationer som kan uppstå på grund av höga belastningstoppar.

Det är uppenbart av den föregående diskussionen att begränsningen av nedböjningar är av betydelse i många olika situationer och av varierande, mer eller mindre viktiga anledningar. Vid praktisk dimensionering är det behändigt att definiera två olika kategorier av nedböjningskontroll:

- att undvika **permanent skada (irreversibla effekter)**
- att säkerställa ett **gott utseende och allmän brukbarhet (reversibla effekter).**

Konstruktören kan därefter hänföra varje specifik situation till en av dessa kategorier.

Problem avseende brukbarhet inkluderar även vibrationer av olika ursprung. Vibrationer på grund av steg och/eller maskiner av olika slag leder till obehag för människor men kan även orsaka problem med känslig utrustning samt konstruktionens beteende. Kraven i de fallen är ofta ännu mer komplexa än vid statisk nedböjning. Samma diskussion är emellertid aktuell även i många andra fall än vid statisk nedböjning, eftersom det är konstruktionens användning som är avgörande för acceptansen av vibrationer.

7.2 Statisk deformation

För de flesta byggnader består lasterna av permanent last G_i och variabla laster Q_i. För trä-konstruktioner där de variabla lasterna vanligtvis dominerar, varierar nedböjningen i stor utsträckning under byggnadens livslängd.

Figur 7.1 illustrerar principen för nedböjningsbeteendet hos en balk belastad med permanent last, G, och snölast, Q. Den totala nedböjningen kan delas upp i en del w_1 som beror av den permanenta lasten och som uppstår direkt efter att balken belastats samt en del w_2 som varierar under konstruktionens livslängd, Mårtensson (2003). Den variabla delen w_2 består av en reversibel del $w_{2,inst}$ som förekommer enbart under de perioder då variabel last förekommer, och en kontinuerligt tilltagande del, krypning, vilken för alla praktiska syften får anses vara irreversibel. Belastningstoppar med kort varaktighet, sådana som illustreras i Figur 7.1, uppstår både för snölast och nyttig last i de vanligaste byggnadstyperna.

Figur 7.1: Principen för hur nedböjning varierar över tid (nedre figuren) för en balk med permanent och variabel last enligt den övre figuren. Kurva A visar krypningsdeformationen då balken är belastad med de karakteristiska lasterna $G_k + Q_k$ under hela perioden.

7.2.1 Deformation

I Figur 7.2 visas en schematisk bild av deformationen av en träbalk med olika nedböjningsdelar. Balken kan antas ha en överhöjning (vilket kan förekomma hos limträbalkar), w_c. Under korta perioder förekommer höga belastningstoppar som leder till stor deformation w_{inst}. Denna nedböjning kan uppkomma när som helst under konstruktionens livslängd.

En del av lasten kommer att kvarstå under en längre period och ger upphov till en gradvis ökning av nedböjningen, w_{creep}. För att bestämma den totala nedböjningen efter en lång tid $w_{net,fin,}$ kan summan av w_c, w_{inst} och w_{creep} beräknas.

I beräkningarna av nedböjningen används elasticitetsmodulen och i vissa fall skjuvmodulen. I bruksgränstillståndet är det rimligast att använda medelvärdena för dessa moduler.

Figur 7.2: Definitioner av nedböjning.

När ett element utsätts för böjning kommer det utöver deformation på grund av böjmomentet även att deformeras på grund av effekterna av tvärkrafterna. Betydelsen av skjuvdeformationen kommer huvudsakligen att vara en funktion av förhållandet mellan elementets elasticitetsmodul E och dess skjuvmodul G samt förhållandet mellan konstruktionshöjd och spännvidd, Porteous och Kermani (2007). Betrakta till exempel en enkelt upplagd rektangulär balk med konstruktionshöjden h och spännvidden ℓ som bär en punktlast på mitten av spannet. Förhållandet mellan den omedelbara nedböjningen vid spannets mitt orsakat av tvärkrafterna $w_{inst,v}$, och den omedelbara nedböjningen vid spannets mitt orsakat av böjmomentet, $w_{inst,m}$, blir då:

$$\frac{w_{inst,m}}{w_{inst,v}} = 1{,}2\frac{E}{G}\left(\frac{h}{\ell}\right)^2 \qquad \textbf{Ekv. 7.1}$$

För barrträ till konstruktionsändamål är E/G omkring 16 och vid balkutformning i praktiken kommer h/ℓ att vara mellan 0,1 och 0,05 vilket ger en skjuvdeformation mellan 5 och 20 procent av värdet på deformationen. Detta visar att det i vissa fall är intressant att ta hänsyn till dessa deformationer vid utformning av träkonstruktioner.

Ett särskilt fall av deformation är sättningar i konstruktionen. Detta är vanligen hanterat som ett dimensioneringsproblem relaterat till brottgränstillstånd, genom kontroll av tryckspänningarna i kontaktytorna där träet är utsatt för tryck vinkelrätt fibrerna, se Figur 7.3, Mårtensson (2003). I praktiken är det emellertid ofta ett brukbarhetsproblem eftersom sättningar i knut-

punkterna kan innebära ett problem, snarare än ett faktiskt brott i knutpunkten. I flervåningshus med trästomme, kan det uppstå mycket stora krafter i de lägre våningarna och på grundläggningsnivån. Tryckkrafterna vinkelrätt fibrerna leder till deformationer som kan bli relativt stora, särskilt i jämförelse med deformationerna parallellt med fiberriktningen.

Figur 7.3: System med bärande regelväggar och träbjälklag. Cirklar indikerar zoner med hög tryckspänning vinkelrätt fibrerna.

För att uppskatta storleksordningen på kompressionen av en knutpunkt måste hela knutpunktsutformningen beaktas. Knutpunkten i Figur 7.4 kan fungera som exempel. Om bärlängden utgörs av syllens hela yta, det vill säga $\ell_e = 0$ är det rimligt att anta att deformationen Δ blir:

$$\Delta = \frac{\sigma_\perp d}{E_\perp} \qquad \textbf{Ekv. 7.2}$$

där d är syllhöjden, $E_\perp$ är elasticitetsmodulen vinkelrätt mot fibrerna och spänningen ges av:

$$\sigma_\perp = \frac{P}{b\ell} \qquad \textbf{Ekv. 7.3}$$

där b är syllbredden, ℓ är längden på den belastade ytan och P är den aktuella lasten. Experiment har visat att i fall då lasten inte täcker hela ytan blir deformationen mindre än vad som erhålls genom Ekvationerna 7.2 och 7.3.

Figur 7.4: Typiskt utförande av en lastbärande knutpunkt.

Ju kortare bärlängden är, desto mindre blir deformationen vid bibehållen spänningsnivå, vilket kan ses som en ökning av styvheten vid minskad bärlängd. En annan faktor som påverkar beteendet är påverkan av olika syllhöjder, d. Direkt under den belastade bjälkens (eller regelns) yta kommer spänningen att vara densamma som den som ges av Ekvation 7.3. Om det kan antas att syllen vilar på hela bottenytan, blir spänningen mindre vid den gränsytan än vid den övre gränsytan eftersom den belastade ytan är större där. Detta skulle innebära att deformationen av syllhöjden inte är så stor som en beräkning med Ekvationerna 7.2 och 7.3 skulle indikera. Detta kan beaktas i uppskattningarna av deformationen genom att införa en effektivt tryckt yta $A_{\text{eff}} = \mu b \ell$ i stället för $b\ell$ i Ekvation 7.3, med $\mu \geq 1{,}0$ för samtliga fall där $\ell_e \neq 0$. Det förekommer olika formuleringar av μ, men i samtliga fall beror μ av ℓ_e och d. Preliminärt kan ett värde på μ av 1,5 – 2 användas för de fall där regeln inte är nära syllens ände. I det senare fallet bör ett lägre värde på μ användas, Mårtensson (2003).

7.2.2 Långtidseffekter och klimateffekter

Krypningsbeteende hos trä och träbaserade produkter, se Figur 7.5, är en effekt av ett flertal faktorer och det finns komplexa modeller för att beräkna de deformationer som uppstår. Ju högre fuktinnehåll desto större är krypningen, det vill säga ökningen av deformationen med tiden.

Figur 7.5: Schematisk beskrivning av krypningseffekter hos en träbjälke vid olika fuktinnehåll.

I praktiken uppstår även problem med varierande fuktighet vilket påverkar beteendet, se Figur 7.6. Variationer i fuktinnehåll, även vid relativt låga fuktnivåer, leder till större ökningar än vid konstant hög fuktighet. Därför är det viktigt att försöka uppskatta fuktinnehåll och fuktvariationer i omgivningen under konstruktionens livslängd.

Figur 7.6: Relativ krypning i skyddad utomhusmiljö. (Relativ krypning balknedböjning vid tiden *t* / initial nedböjning) Spänningsnivå 2MPa. Ranta-Maunus och Kortesmaa (2000).

Utöver effekterna av ren krypning under konstant belastning och krypning under varierande fuktighet, ofta kallat mekanosorptiv krypning, förekommer effekten av varierande belastningsnivåer under konstruktionens livslängd. Alla dessa effekter måste tas med i beräkningarna vid dimensioneringsprocessen.

I princip uppvisar trä utsatt för tryck vinkelrätt mot fibrerna samma beteende vad gäller deformationer och tidseffekter som en balk belastad i böjning, men med några ytterligare effekter. Deformationen ökas ytterligare av trämaterialets krympning vinkelrätt mot fibrerna, vilken är mycket större än krympningen parallellt med fiberriktningen, vilken vanligtvis är försumbar. Krypningseffekterna är också mer påtagliga än för en balk utsatt för böjning. Figur 7.7 visar exempel på deformation i en knutpunkt med utformningen som visas i Figur 7.4.

Figur 7.7: Deformation av en knutpunkt där trä utsätts för konstant tryck vinkelrätt mot fibrerna. sp = en regel och en syll, spp = en regel och två syllar, sppp en regel och tre syllar, ssp = två reglar och en syll, sssp = tre reglar och en syll, ssssp = fyra reglar och en syll. Samma spänningsnivå 2,6 MPa i samtliga fall. Knutpunkten har konditionerats till 60 % relativ fuktighet, RF, före belastning och den var exponerad för RF = 30 % under hela belastningsperioden, Mårtensson (2003).

Figuren visar att det förekommer betydande ökning av deformationen under den två veckor långa försöksperioden. Den rena krympningen (60 % RH till 30 % RH) var omkring 1/3 av den resterande deformationen efter den initiala reaktionen, det vill säga den största delen av deformationsökningen berodde på krypning. Figur 7.7 visar även förekomsten av ickelinjär ökning av deformationen med ökande konstruktionshöjd *d*, som nämnts i Avsnitt 7.2.1.

De komplexa modellerna av beteendet hos trä utsatt för varierande last så väl som varierande klimat är inte rimliga för utformning i praktiken och enklare modeller kan användas istället. Nedan beskrivs en förenklad metod för att hantera krypning:

För ett element som utsätts för konstant belastning under livslängden är förhållandet mellan den omedelbara nedböjningen, w_{inst} och nedböjningen på grund av krypning, w_{creep}, som följer:

$$w_{creep} = k_{def} w_{inst} \qquad \textbf{Ekv. 7.4}$$

där k_{def} är en deformationsfaktor vars värde beror av det belastade materialet såväl som av fuktinnehållet och variationer i fuktinnehåll.

För byggnader eller byggnadsdelar som ovanstående förhållanden stämmer för kan den slutliga deformationen skrivas som:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst}(1 + k_{def}) \qquad \textbf{Ekv. 7.5}$$

Den slutgiltiga deformationen under permanent och varierande belastning blir då som följer:

- För permanenta laster, G, då lasten är konstant över tid:

$$w_{\mathrm{fin,G}} = w_{\mathrm{inst,G}} + w_{\mathrm{creep,G}} = w_{\mathrm{inst,G}}(1 + k_{\mathrm{def}}) \qquad \textbf{Ekv. 7.6}$$

- För variabla laster, Q_{i}:

$$w_{\mathrm{fin,Q_i}} = w_{\mathrm{inst,Q_i}} + w_{\mathrm{creep,Q_i}} = w_{\mathrm{inst,Q_i}}(1 + \psi_{2\mathrm{i}} k_{\mathrm{def}}) \qquad \textbf{Ekv. 7.7}$$

Värdet för k_{def} fastställs utgående från klimatförhållanden och materialslag, se även Avsnitt 2.4.7. Ett antal experimentella studier har genomförts för att uppskatta värden för denna faktor och exempel på värden finns tillgängliga i handböcker och regelverk. Vanligtvis definieras olika klimatklasser för att klassificera de miljöförhållanden som en konstruktion kan utsättas för. Värdet för k_{def} ökar med ökande fuktighet i det omgivande klimatet. Det är viktigt att komma ihåg att inte bara max- och medelvärden på den relativa fuktigheten är av intresse utan även variationer i fuktighet. Om det är rimligt att anta att stora tillfälliga variationer i fuktighet kan förekomma, kan det vara rimligt att använda mer krävande klimatklasser än om enbart max-värdet på fuktigheten används.

Värden för k_{def} baseras på resultat av krypningsförsök under konstant last och osäkerheterna i talen är relativt stora. Då effekter av krypning även beror av den tidsperiod som belastningen kommer att bibehållas, introduceras faktorn ψ_2 i Ekvation 7.7 för att beskriva denna effekt ($\psi_2 = 1$ för konstant belastning över tid). För en över tid varierande last $Q(t)$ med ett karakteristiskt värde Q_{k}, kan den reducerade lasten $\psi_2 \cdot Q_{\mathrm{k}}$ ses som det genomsnittliga värdet på lasten över tiden $Q(t)$. I Eurokod benämns detta som det kvasi-permanenta värdet och värden för faktorn ψ_2 specificeras för olika typer av variabel last.

I de fall då en konstruktion består av element/material med olika krypningsbeteende måste särskilda hänsyn tas. I dessa situationer kommer krypningsbeteendet att påverka styvheten och spänningsfördelningen och ett linjärt samband mellan omedelbar nedböjning och nedböjning på grund av krypning som beskrivits tidigare kommer inte att gälla ens för låga spänningsnivåer. Detta beskrivs i Kapitel 5.

För analysen av den slutliga deformationen är belastningen densamma som den som används för den omedelbara deformationen och krypningseffekten på förskjutningsbeteendet erhålls genom att använda reducerade styvhetsegenskaper:

$$E_{\mathrm{mean,fin}} = \frac{E_{\mathrm{mean}}}{1 + k_{\mathrm{def}}} \qquad \textbf{Ekv. 7.8}$$

där $E_{\mathrm{mean,fin}}$ är det slutliga medelvärdet för elasticitetsmodulen, E_{mean} är medelvärdet för elasticitetsmodulen och k_{def} är deformationsfaktorn för trä och träbaserade produkter.

7.2.3 Lastkombinationer

Vid beräkning av deformationen enligt föregående avsnitt måste man definiera relevanta laster att använda. För att definiera relevanta dimensioneringssituationer kan tre olika lastkombinationer definieras. Lastkombinationerna för bruksgränstillstånd definierade i SS-EN 1990 anges nedan för det generella fallet med flera variabla laster $Q_{k,i}$.

Karakteristisk kombination:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad \textbf{Ekv. 7.9}$$

där $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ är kombinationsvärdet för den variabla lasten.

Denna kombination ger ett högt värde för lasten och bör normalt användas i fall där överdrivna deformationer kan leda till irreversibla effekter eller permanent skada.

Frekvent kombination:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad \textbf{Ekv. 7.10}$$

där $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ är det frekventa värdet för lasten $Q_{k,1}$, och $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ är det kvasi-permanenta värdet för den variabla lasten $Q_{k,i}$. Denna kombination ska användas för bedömning av reversibla effekter, det vill säga effekter som uppstår med viss frekvens men som reduceras när lasten minskar igen.

Kvasi-permanent kombination:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad \textbf{Ekv. 7.11}$$

Värdet $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ är det kvasi-permanenta värdet för den variabla lasten $Q_{k,i}$. Denna kombination ska användas för bedömning av långtidseffekter (krypning).

Om Ekvationerna 7.5 – 7.7 används blir den slutliga deformationen w_{fin} under permanent och variabel belastning som följer, då utformning för bruksgränsen baseras på den karakteristiska lastkombinationen, Ekvation 7.9:

För permanent last, G:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} + w_{creep,G} = w_{inst,G}(1 + k_{def}) \qquad \textbf{Ekv. 7.12}$$

För den variabla huvudlasten, Q_1:

$$w_{fin,Q_1} = w_{inst,Q_1} + w_{creep,Q_1} = w_{inst,Q_1}(1 + \psi_{2,1} k_{def}) \qquad \textbf{Ekv. 7.13}$$

För samverkande variabla laster, Q_i:

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{\text{def}})$$ **Ekv. 7.14**

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

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{fin},G} + w_{\text{fin},Q_1} + \sum_{i=2}^{n} w_{\text{fin},Q_i}$$ **Ekv. 7.15**

Det är viktigt att notera att denna lastkombination kommer att ge höga värden på den totala deformationen då deformationen på grund av den variabla lasten beräknas baserad på det karakteristiska värdet. Detta är rimligt om kontrollen av nedböjningen rör permanent skada, eftersom effekten av höga belastningar under korta tidsperioder då är av intresse.

I det fallet då kontrollen primärt handlar om utseende och brukbarhet kan det vara lämpligare att basera beräkningen av nedböjningen på den frekventa lastkombinationen Ekvation 7.10 eller den kvasi-permanenta lastkombinationen Ekvation 7.11. Formlerna 7.13 och 7.14 för beräkning av den slutliga deformationen på grund av variabla laster kommer då at modifieras. Då exempelvis frekvent lastkombination används som utgångspunkt erhålls:

För den variabla huvudlasten, Q_1:

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1}(\psi_{1,1} + \psi_{2,1}k_{\text{def}})$$ **Ekv. 7.16**

För samverkande variabla laster, Q_i:

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(\psi_{2,i} + \psi_{2,i}k_{\text{def}})$$ **Ekv. 7.17**

7.2.4 Begränsning av deformationer

Alla typer av nedböjningsbegränsningar som antas kan specificeras av funktionella eller enbart av visuella skäl. Det har till exempel konstaterats genom erfarenhet att balknedböjningar som inte överskrider $\ell/300$ vanligtvis är acceptabla. Detta används ofta som ett värde vid utformning i bruksgränstillståndet. Det är emellertid viktigt att beakta varför kontrollen utförs, för vilken konstruktionstyp och för vilka laster. Om exempelvis en balk är överhöjd för att kompensera för nedböjningseffekter av egenvikt utnyttjas nedböjningsgränsen endast för påförd last. För balkar med kortare spännvidder (mindre än 2 m) ter det sig onödigt att vara alltför pedantisk med observationer av den här typen av nedböjningsgränser, Ozelton och Baird (2006), Porteous och Kermani (2007).

Vid utformning av balkar för lagerbyggnader och takkonstruktioner är det vanligtvis acceptabelt att tillåta nedböjningar av storleksordningen $\ell/200 - \ell/150$.

Följande punkter bör beaktas vid beslut rörande nedböjningsgränsen:

- spännvidden
- konstruktionstypen och dess användning
- risken för skada på undertaket eller på beklädnadsmaterialet
- estetiska krav
- antalet tillfällen och varaktigheten för tidsperioder då den maximala nedböjningen kan antas uppkomma

- takavvattning
- effekten på sådana byggnadsdelar som skiljeväggar ovanför och under läget där nedböjningen uppkommer.

För olika situationer är det viktigt att definiera de problem som kan uppstå på grund av nedböjningar och huruvida dessa kan vålla problem gällande utseende eller skada. Här följer några exempel på kombinationer av gränsvärden, lastkombinationer och beräknade värden på nedböjning:

- En icke-bärande vägg under den nedböjda balken kan skadas om nedböjningen är alltför stor. Fastställ det erforderliga värdet på fritt mellanrum mellan balken och väggen och använd detta som gräns. Dimensioneringsvärdet för nedböjningen kan beräknas med den karakteristiska lastkombinationen i Ekvation 7.9 och formlerna 7.12 – 7.15. Detta kan betraktas som ett exempel på kontroll avseende permanent skada.
- Ett golv i ett vardagsrum utan känsliga material och utan risk för skador på närbelägna konstruktioner är möjligt att kontrollera enbart med hänsyn till långtidsbelastning. Höga värden på deformationer för en kortare tidsperiod kommer inte att orsaka några problem. I det här fallet kan det vara tillräckligt att beräkna deformationerna med en kvasi-permanent lastkombination:

$$w_{\text{fin,qp}} = w_{\text{inst,G}} + w_{\text{creep,G}} + \sum_{i=1}^{n} w_{\text{creep,Q}_i} = w_{\text{inst,G}}\left(1 + k_{\text{def}}\right) + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2,\text{i}} k_{\text{def}} w_{\text{inst,Q}_\text{i}} \qquad \textbf{Ekv. 7.18}$$

- I en del fall kan det vara mer relevant att kontrollera enbart långtidsnedböjningar, det vill säga den extra nedböjning som uppkommer med tiden och därmed utelämna de omedelbara delarna i kontrollen. Så kan vara fallet när balken är överhöjd så att de omedelbara effekterna av den permanenta lasten är motverkade. Det gäller även då kontrollen utförs med hänsyn till utseende och brukbarhet och inte skada.
- För fall då kontroll av deformationer i samband med kontakttryck är av intresse bör kontrollen baseras på en lastkombination i bruksgränstillstånd. Elastiska deformationer har visat sig utgöra endast en mindre del av deformationen i de flesta fall och detta innebär att kortvariga förhöjda lastnivåer inte kommer att ha någon betydande påverkan på deformationens storleksordning. Deformationerna beror till stor del på långtidsbeteendet och det är därför rimligt att basera beräkningen på en kvasi-permanent lastkombination. Det är då rimligt att använda högre värden på faktorn k_{def} än för nedböjningskontroll eftersom krypning vinkelrätt mot fibrerna är mer påtaglig än längs fibrerna. I det här fallet kan det alltså vara av vikt att uppskatta den fria krympningen i den tryckta delen.

7.2.5 Metoder för att undvika deformationsproblem

I praktiken är det omöjligt att undvika deformationer när man konstruerar med traditionella byggmaterial, som exempelvis trä. Men med bättre verktyg för att förutse beteenden och reaktioner bör det vara möjligt att undvika deformationer av en sådan storleksordning att de kan orsaka problem. Utöver möjligheten att förutse storleksordningen för deformationerna under brukstiden, är det intressant att finna och utforma lösningar som leder till mindre deformationer. För balkar är det viktigt att reducera fuktvariationerna. Detta innebär att man måste

vara observant när det gäller klimatförhållanden i byggnaden där träet kommer att användas. En särskilt viktig aspekt av klimatet är om träkonstruktionen ingår i en byggnad med olika klimatförhållanden på olika sidor, så som är fallet med klimatavskiljande byggnadsdelar. Olika klimat på olika sidor kan öka problemen med deformationer.

För knutpunkter utsatta för tryck är det viktigt att undvika eller reducera tryck vinkelrätt mot fibrerna eftersom detta är den mest känsliga riktningen både i fråga om last och i fråga om effekter av fuktvariationer. I Figur 7.8 visas två exempel på knutpunkter där endast en mindre del av träet utsätts för tryck vinkelrätt mot fiberriktningen. Problem kan också uppstå om olika material används i en byggnad. Om till exempel en balk läggs upp på en betongvägg i ena änden och en träkonstruktion i den andra leder detta ofta till att balken börjar luta. I sådana fall kan man föra in ett trästycke mellan betongen och balken så att deformationer av samma storleksordning uppstår i båda ändarna.

Figur 7.8: Exempel på knutpunkter som kan användas för att minska problemen med tryck vinkelrätt mot fibrerna.

En annan metod för att undvika negativa effekter av fuktvariationer i träkonstruktioner och därmed minska deformationerna är att använda någon typ av ytbehandling som gör det svårt för fukten att nå in i träet. Detta är i de flesta fall opraktiskt då det är arbetskrävande och oekonomiskt.

Det är också av stor betydelse att konstruktören verkligen fokuserar på frågan: vad är en acceptabel brukbarhetsnivå? I många fall används vid utformningen mycket enkla tumregler för gränsvärdena, vilka i somliga fall är adekvata men i andra är alltför grova.

7.3 Vibration

Brukbarhet kräver hänsyn till brukarens komfort och därmed inbegrips dynamiska effekter såsom vibrationer när personer går över ett golv. Detta är ett komplext ämne eftersom det relaterar till golvkonstruktionens massa och det faktiska utförandet av konstruktionselementen i bjälklaget som bidrar till distribution i sidled av verkande dynamiska laster och dämpning av den uppkomna vibrationen.

Brukare av byggnader och andra konstruktioner känner av lågfrekventa rörelser på tre sätt:

- acceleration orsakar krafter som påverkar kroppen och uppfattas av balansorganen
- synintryck (till exempel rörelser relativt betraktaren hos föremål som vilar på eller hänger från konstruktionen)
- ljudintryck (till exempel knakande eller skallrande orsakat av rörelser i konstruktionen).

Undersökningar av bostadshus tyder på att ljudintryck är mycket viktiga för uppfattningen av hur golv och bjälklag beter sig, Smith (2003).

Vibrationer i konstruktioner orsakade av mänskliga aktiviteter innebär nästan alltid ett problem gällande brukbarhet, då de är en källa till irritation hos brukarna. I en del fall är den personen som upplever rörelsen även den som orsakar densamma. Därför är också aktiviteten hos den som uppfattar vibrationerna viktig. När en person går över ett golv kommer han eller hon att tolerera mycket större svängningsamplitud än när han eller hon sitter och vilar, läser eller skriver. Kategorisering av mänsklig uppfattningsförmåga och tolerans behöver ta hänsyn till både aktiviteten hos en person och förhållandet mellan källan och mottagaren. I detta avseende används följande definitioner (Smith 2003):

- **Fjädringen** hos ett bjälklag associeras med upplevelsen av självgenererad nedböjning av bjälklaget och vibrationer orsakade av enstaka fotsteg under tiden av kontakt mellan fot och golvyta.
- **Störande vibrationer** orsakade av fotsteg på ett golv karakteriseras av uppfattningen av golvvibrationer orsakade av andra personer än den som störs.

Fjädring är ett problem som vanligen enbart uppstår hos lätta bjälklagskonstruktioner eller sådana som är flexibla under koncentrerad last. Sådana bjälklag är vanligt förekommande i lätta träkonstruktionssystem och i andra typer av byggnader med träregelgolv. När det gäller beteendet hos ett bjälklag omfattar fjädring statisk nedböjning och reaktioner på impulshastighet, medan störande vibrationer omfattar reaktioner på impulshastighet och stående vågor. Det är huvudsakligen det senare som kan beskrivas med teoretiska modeller.

Det är vedertaget att människor är mest känsliga för frekvenser mellan 4 och 8 Hz, vilket är området för vibrationerna hos människans inre organ och således är forskare eniga om att frekvenser hos konstruktioner inom det området är oönskade. Människans känslighet för lågfrekventa accelerationer varierar starkt och beror även av situationen – om de arbetar, sitter ner, står upp, vilar med mera.

7.3.1 Dynamiska laster

7.3.1.1 Laster orsakade av människan

Med avseende på de olika källorna till laster och tillämpbara motåtgärder, kan konstruktioner som påverkas av laster orsakade av mänsklig aktivitet grupperas enligt följande:

- bostäder
- kontor
- industribyggnader
- konstruktioner för gående (gångbroar, gångbanor i varuhus)
- idrottshallar
- dans- och konsertlokaler.

Det finns många olika rytmiska kroppsrörelser som kan leda till åtskilliga typer av dynamiska laster. Aktiviteter som ger upphov till synkroniserade rytmiska rörelser såsom när flera människor dansar eller tränar är särskilt problematiska. Många människor som agerar synkroniserat under 20 sekunder eller mer kan orsaka nästan periodiska laster som skapar nästan stående vågor i konstruktionen.

Krafter från mänsklig rörelse beror av många faktorer inklusive egenskaper för personen eller personerna som är involverade, den företagna aktiviteten (till exempel gång, löpning, hoppning), antalet personer, huruvida de olika personernas aktiviteter är koordinerade och egenskaperna för golvytan. Irriterande vibrationer i träbjälklag är vanligtvis knutna till krafter från gång eller löpning. Vertikala krafter uppkomna på grund av enstaka fotsteg har uppmätts och karakteriserats, se Figur 7.9. Som framgår uppstår två toppar i en kraft-tidshistoria där den första motsvarar isättningen av hälen och den andra när tårna lyfts från ytan. Krafterna påverkas av flexibilitet både hos skor och golvbeklädnad. Den maximala kraften är mycket högre men varaktigheten mycket kortare för löpning än för gång. Reaktionen hos bjälklag med korta eller medellånga spännvidder är en blandning av lågfrekvent och högfrekvent resonansvibration.

Figur 7.9: Krafter orsakade av fotsteg, Smith (2003).

7.3.1.2 Mekanisk utrustning

Motordriven mekanisk utrustning ger vanligtvis upphov till alternerande eller harmoniska laster på bjälklag (till exempel industriella maskiner, tvättmaskiner, torktumlare). Beroende på utrustningens art och orienteringen på axeln kring vilken rörliga delar roterar kan den uppkomna rörelsen vara vertikal, horisontell eller en blandning av dessa. Idealiskt bör den mekaniska utrustningen isoleras från bjälklag som används av människor eller utrymmen där känslig utrustning förvaras. I fall detta inte kan ordnas bör uppmärksamheten riktas mot undvikande av resonans. Förutom för en del maskiner med fram- och återgående rörelser undviks normalt resonans automatiskt då den alstrade frekvensen normalt är mycket högre än frekvenserna för de mest energirika konstruktionstillstånden. Hörbara effekter (oljud) som kan hänföras till driften av mekanisk utrustning ökar den mänskliga uppfattningsförmågan och känsligheten för rörelse och bör därför minimeras.

7.3.2 Reaktion på dynamiska laster

Ur konstruktiv synvinkel kan ett träbjälklag hanteras som en tvådimensionell tunn skivkonstruktion förstärkt med ett antal balkar. Detta tvådimensionella system kan typiskt förenklas till en endimensionell balkkonstruktion för utformning vid specificerade variabla laster och egenlaster såsom i tidigare avsnitt. Situationen vid utformning för att motverka irriterande golvvibrationer är långt mer komplex. Prestanda påverkas då av styvhet, massa, dämpning och två verkningsriktningar i bjälklagskonstruktionen. I många fall är de statiska

styvhetsegenskaperna hos träbjälklaget tillräcklig för att säkerställa tillfredsställande prestanda rörande vibrationer. I en del fall har det emellertid konstaterats att bjälklagssystem som utformats enbart för att klara traditionella nedböjningskriterier vid jämnt fördelad last, har uppvisat vibrationsrelaterade problem.

Nya byggmetoder har haft djupgående påverkan på vibrationsegenskaper för en del träbjälklag. Bland dessa återfinns användningen av reglar av träbaserade kompositprodukter, betongpågjutning och flytande golv. Tillgängligheten på ingenjörsmässigt framtagna träreglar och fackverk av träbaserade kompositprodukter har lett till fler bjälklagssystem med långa spännvidder och kontinuerliga bjälklagskonstruktioner över flera spann, medan användningen av pågjutningar med betong drastiskt har förändrat egenskaper för träbjälklagens massa.

Det finns ett antal olika dimensioneringsmetoder gällande vibrationsproblem och ett antal studier har genomförts för att förbättra dessa, Hu med flera (2001), Brunskog med flera (2006). Det har gjorts betydande framsteg för att uppnå en bättre förståelse för vibrationsparametrarna som påverkar mänsklig uppfattningsförmåga gällande vibrationer, utveckling av konstruktionsmetoder för kontroll av bjälklagsvibrationer, modellering av bjälklags reaktioner på statisk och dynamisk last samt förståelsen för komponenters och konstruktionsdetaljers påverkan på prestanda gällande vibrationer.

7.3.2.1 Faktorer som påverkar mänskliga reaktioner på golvvibrationer

Åtskilliga försök har gjorts för att identifiera faktorer som påverkar mänskliga reaktioner på vibrationer. Både laboratorieförsök och storskaliga studier av bjälklag på plats har utförts. I båda fallen har bedömningsfaktorerna baserats på subjektiv utvärdering av personer tillsammans med tester av hur bjälklagen uppför sig. När det gäller bostadsbyggande kopplas brukbarhet i fråga om bjälklagsvibrationer till mänskliga reaktioner på vibrationseffekter orsakade av mänskliga aktiviteter. Den huvudsakliga orsaken till att rörelser uppstår är boende som förflyttar sig över golvet. I grunden består denna typ av alstring av en serie påverkningar, där var och en ger upphov till en övergående vibrationsreaktion karakteriserad av sitt respektive avtagande med tiden. Beroende på intervallen mellan på varandra följande påverkningar och dämpning av vibrationen, kan närliggande övergående vibrationer interagera med varandra. Ohlsson (1984) föreslog att denna interaktion kan vara betydande och bör tas hänsyn till oavsett utformningsmetod. Detta skiljde sig jämfört med andra forskare som betraktade reaktionen på kraften vid ett enskilt fotsteg. Forskning har visat att kontinuerligt alstrande orsakat av gång är kritiskt för bjälklagssystem med lägsta egenfrekvenser lägre än 9 Hz. Detta beror på resonanseffekter orsakade av gångrörelser från aktiviteter i folksamlingar. Lägsta egenfrekvenser i träbjälklag är emellertid sällan under 9 Hz, och därmed uppstår resonans sällan i bostäder. Analys av övergående reaktioner från kraften vid enskilda fotsteg kan därför vara lämplig vid vibrationsutvärdering av träbjälklag.

Vid beaktandet av mänskliga reaktioner på övergående vibrationer i bjälklagssystem är parametrar som frekvenskomponenter, storleksordning på reaktioner och dämpning av vibrationerna de viktigaste faktorerna.

7.3.2.2 Frekvenskomponenter

Bjälklag delas vanligtvis in i lågfrekvensbjälklag och högfrekvensbjälklag. Lågfrekvensbjälklag har en lägsta egenfrekvens under cirka 8 Hz och högfrekvensbjälklag har en lägsta egenfrekvens över cirka 8 Hz. Lågfrekvensbjälklag är generellt sett tunga konstruktioner

såsom betongbjälklag. Denna klassificering av bjälklag i lågfrekvens och högfrekvens har sitt ursprung i skilda reaktioner på mänsklig gång. För lågfrekvensbjälklag är de låga frekvensdelarna av mänsklig gång (de kontinuerliga delarna) de viktigaste då de orsakar resonansreaktioner i bjälklaget, vilket innebär att en stillastående person kan känna av resonansvibrationen. Högfrekvensbjälklag är mer lättpåverkade av impulsdelen av mänsklig gång, vilket innebär att en stillastående person kan känna påverkningarna orsakade av en förbigående person och den gående personen kan känna av fjädringen.

För bjälklagssystem som utsätts för kraften av ett fotsteg uppstår övergående vibrationer av två typer, Figur 7.10. Den initiala påtvingade svängningen på grund av kraftkomponenten från isättningen av hälen varar typiskt 30 – 100 ms. Denna följs av fri svängning som avtar med tiden. Den fria vibrationsreaktionen innehåller frekvenskomponenter som sammanfaller med systemets egenfrekvens. Frekvensomfånget för alstrade vibrationsmoder beror av fotstegets varaktighet – ju kortare varaktighet desto bredare frekvensomfång. Endast de första få moderna kan effektivt alstras i ett typiskt träbjälklag, till följd av kraften från ett fotsteg från en normal gående person.

Figur 7.10: Tid-händelserespons hos ett träbjälklag utsatt för påverkan av ett fotsteg. Påtvingade och fria svängningskomponenter är avbildade; avsnittet för den påtvingade svängningens varaktighet motsvarar varaktigheten för fotstegets direkta påverkan.

För en given nivå av respons och dämpning är de flesta forskare är överens om att ju lägre frekvensen är desto längre kommer vibrationen att kvarhålla sig över tröskelvärdet för vår uppfattningsförmåga. Detta innebär att de låga frekvenserna är av störst betydelse, Hu med flera (2001). Ohlsson (1984) har emellertid rapporterat att utöver den lägsta egenfrekvensen, även avståndet mellan de första näraliggande egenfrekvenserna kan bidra till mänskligt obehag.

Den lägsta egenfrekvensen, grundfrekvensen f_1 för ett konstruktivt system med två riktningar, såsom ett träbjälklag, bestäms primärt av systemets styvhet i golvreglarnas riktning EI_x, byggnadsdelens massa m och spännvidden ℓ. Avståndet mellan två näraliggande egenfrekvenser kontrolleras genom förhållandet mellan styvheten tvärs golvreglarna EI_y och EI_x. Avståndet ökar med ökande EI_y. EI_x bestäms huvudsakligen av reglarnas styvhet. Många konstruktionsdetaljer bidrar till den effektiva EI_y, såsom golvbeläggningens tjocklek och material, infästning av golvbeläggningen mot golvreglarna samt regelavstånd och undertaksskivor.

7.3.2.3 Vibrationers magnitud

Den övergående reaktionen av en påverkan hos bjälklag kan representeras av en tid-historik över förskjutningen, hastigheten eller accelerationen. Forskare har använt kvantiteter såsom toppvärden för reaktionen eller det kvadratiska medelvärdet av hela reaktionshistorian som mått på den mänskliga reaktionen på vibration. Toppvärdet erhålls ur den initiala delen av reaktionen (påtvingad svängning) av en påverkan. Topphastigheten som använts av Ohlsson (1991) är emellertid ren fri svängningsreaktion alstrad genom enhetsimpuls. Det kvadratiska medelvärdet bestäms ur hela reaktionen, inklusive de initiala påtvingade och fria svängningsdelarna av utjämningsförloppet. Fastän både toppvärde och kvadratiskt medelvärde relateras till karakteristiken för påverkan och bjälklagets egenskaper, inkluderar det kvadratiska medelvärdet effekten av utjämningsförloppet.

7.3.2.4 Dämpning

Dämpning är en egenskap som påverkar vibrationers amplitud under tvingad svängning och graden av avtagande hos vibrationsamplituden under fri svängning. Dämpning refererar till energiförlusten eller till omvandlingen av den mekaniska energin som är förknippad med en svängning till en form som inte innebär svängning. Ökad dämpning leder till snabbt avtagande av fri svängning.

Många som forskar om bjälklag har försökt använda dämpning för att kvantifiera avtagandet av vibrationer orsakade av fotsteg och därmed korrelera mänsklig reaktion på dämpning. Trots dessa ansatser är problemet hur dämpningsinformation kan utnyttjas i stort sett olöst, på grund av den begränsade kunskapen om kvantifiering och mätning rörande bjälklagskonstruktioner som har flera svängningsmoder. Dämpningsvärden som uppmätts av forskare är totala värden som härstammar från olika källor. Materialdämpning och friktion mellan komponenter tros vara de huvudsakliga källorna till dämpning som påträffas i konstruktionssystem.

I träbjälklag beror materialdämpningen av de använda konstruktionsmaterialen. Konstruktionsdetaljer såsom infästningen av komponenter och randvillkor vid upplag bidrar till friktionsdämpningen. Materialdämpningen är vanligtvis liten. Det huvudsakliga bidraget till dämpning härrör från friktion, en faktor som konstaterats till exempel i fall, där närvaron av skiljeväggar på bjälklag framkallat ytterst kraftig dämpning.

Randvillkor för element i böjning kan ha stor effekt på dämpningen. För träbalkar med fritt upplagda ändar har det visat sig att dämpningsförhållandet som härrör från den grundläggande moden omfattar omkring 1 procent, vilket ungefär motsvarar materialdämpningen. Då samma element hade inspända ändar ökar dämpningsförhållandet i storleksordningen 1 till 3 procent beroende på bjälklagets detaljutförande och betraktad mod. Utnyttjade av påförd massa (möbler, inredning och dylikt) på bjälklagsytan kan öka dämpningen avsevärt, särskilt om det är fråga om ett system av lättviktstyp eller om det har små mått.

På grund av den naturligt låga egenvikten uppvisar vanligtvis inte träbjälklag någon betydande tröghetsdämpning. Undantag kan uppkomma i fråga om stora system, särskilt om de har tjock pågjutning med betong eller bär stora mängder påförd massa.

7.3.3 Tillvägagångssätt vid dimensionering för begränsning av vibrationer i träbjälklag

Grundläggande forskning för att förstå faktorerna som påverkar mänsklig reaktion på vibrationer har berett vägen för utveckling av tillvägagångssätt för att motverka vibrationer. Här följer några exempel.

7.3.3.1 Begränsning av nedböjning vid punktlast

En möjlig metod för att förutse mänsklig reaktion på bjälklagsvibrationer har visat sig vara att bestämma den statiska nedböjningen vid punktlast. En vanlig metod för att göra detta är att bestämma den statiska nedböjningen under en punktlast på 1 kN vid mittpunkten på en enskild balk i den enklaste modellen eller i ett bjälklagssystem med två bärriktningar. Gränsvärdena som används för nedböjningen i dessa ganska enkla modeller varierar beroende på olika föreskrifter eller handböcker, men även av spännvidd och dimensioneringens syfte.

Detta tillvägagångssätt kan betraktas som ett sätt att modellera påverkan av ett enskilt fotsteg och en metod för detta följer här: Den statiska belastningen för att simulera kraften från ett fotsteg är 1 kN verkande mitt på golvet och nedböjningen av bjälklaget vid denna punkt, a, får inte vara större än ett särskilt gränsvärde. Nedböjningen orsakad av en punktlast erhålls genom:

$$a = \frac{P\ell^3}{48EI} \qquad \textbf{Ekv. 7.19}$$

där i detta fall P = 1 kN. Vid det allra enklaste tillvägagångssättet ger Ekvation 7.19 värdet på nedböjningen med böjstyvheten EI för en enskild golvregel. I de flesta fall resulterar detta emellertid i en överskattning av nedböjningen eftersom golvregeln är bara ett konstruktionselement i ett bärverk med två bärriktningar. För att ta hänsyn till detta kan styvheten i bjälklagets båda riktningar användas för att beräkna nedböjningen:

$$a = \kappa \frac{P\ell^3}{48EI} \qquad \textbf{Ekv. 7.20}$$

där κ är en lastfördelningsfaktor som kan beräknas enligt följande:

$$\kappa = \begin{cases} -4{,}7\beta^2 + 2{,}9\beta + 0{,}4 & \text{då } 0 \le \beta < 0{,}3 \\ 0{,}8 + 0{,}2\beta & \text{då } 0{,}3 \le \beta \le 1{,}0 \end{cases} \qquad \textbf{Ekv. 7.21}$$

med:

$$\beta = \frac{(EI)_\ell}{(EI)_B}\left(\frac{s}{\ell}\right)^4 \qquad \textbf{Ekv. 7.22}$$

där $(EI)_\ell$ är böjstyvheten för bjälklagets styvare riktning, det vill säga i balkarnas längsriktning (Nm²/m) och $(EI)_B$ är böjstyvheten för bjälklaget vinkelrätt mot dess styvare riktning, det vill säga tvärs balkarna (Nm²/m), s är avståndet mellan golvreglarna och ℓ är golvreglarnas spännvidd, Ohlsson (1984).

Observera att det finns andra metoder för att utföra denna beräkning och även att andra värden för a diskuteras.

7.3.3.2 Begränsning av nedböjning vid punktlast och topphastighet vid enhetsimpuls

Användningen av statiska reaktionsparametrar såsom nedböjning möjliggör viss kontroll men resulterar inte alltid i tillfredsställande prestanda. Forskare är medvetna om denna begränsning och samtida forskning har fokuserat mer på dynamiska parametrar. Ohlsson (1991) var bland de första att studera dynamiska parametrar. Ett laboratorieförsök som utfördes utnyttjade dynamisk försöksutrustning och begränsad subjektiv utvärdering i kombination med teoretiska resonemang. Ohlsson drog slutsatserna att för att ta adekvat hänsyn till de viktiga faktorer som påverkar mänskliga reaktioner på vibrationer hos bjälklag, bör två parametrar kontrolleras för bjälklag i lättkonstruktion med egenfrekvenser över 8 Hz:

1. Gräns för statisk nedböjning vid 1 kN belastning vid bjälklagsmitt (1,5 mm)
2. Topphastighet v på grund av ”enhetsimpuls på 1Ns” < $100^{[f1\zeta - 1]}$ (m/s)/Ns där f_1 är lägsta egenfrekvensen och ζ är dämpningsförhållandet för f_1.

Det första kriteriet liknar det som behandlas i 7.3.3.1 och Ohlsson (1991) angav att detta innebär en kontroll av lågfrekventa komponenter (< 8 Hz) som är semistatiska till sin natur. Det andra kriteriet krävs för att begränsa storleksordningen av den övergående reaktionen orsakad av isättningen av hälen vid ett fotsteg. Som diskuterats i tidigare avsnitt alstrar påverkan högre frekvenskomponenter i träbjälklag (8 – 40 Hz) och reaktionen bestäms av styvhet, massa och dämpning av bjälklaget. Ohlsson (1991) förmodade att bidraget till rörelsen från svängningsmoder med egenfrekvenser högre än 40 Hz är obetydligt. Han föreslog därför följande ekvation, giltig för f < 40 Hz, för att beräkna topphastigheten orsakad av enhetsimpuls för rektangulära bjälklagssystem som är fritt upplagda på alla fyra sidorna:

$$v = \frac{4\left(0{,}4 + 0{,}6 n_{40}\right)}{mB\ell + 200} \qquad \textbf{Ekv. 7.23}$$

där n_{40} representerar antalet egenvärden med egenfrekvenser lägre än 40 Hz och erhålls genom

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{f_1}\right)^2 - 1\right)\left(\frac{B}{\ell}\right)^4\left(\frac{(EI)_\ell}{(EI)_B}\right)\right]^{0{,}25} \qquad \textbf{Ekv. 7.24}$$

där B är bjälklagets bredd (m), ℓ är spännvidden (m), m är massan per ytenhet (kg/m^2), $(EI)_\ell$ är böjstyvheten för bjälklagets styvare riktning, det vill säga i balkarnas längdriktning (Nm^2/m) och $(EI)_B$ är böjstyvheten för bjälklaget vinkelrätt mot dess styvare riktning, det vill säga tvärs balkarna (Nm^2/m).

Ohlsson (1991) anger även en ekvation för att beräkna lägsta egenfrekvensen för ett bjälklag:

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2}\sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \qquad \textbf{Ekv. 7.25}$$

Sedan denna metod introducerades har den använts i relativt stor omfattning och har i många fall givit tillfredsställande resultat, det vill säga bjälklag som utformats enligt denna metod har uppvisat ett tillfredsställande beteende.

I det andra kriteriet ovan måste dämpningsförhållandet ζ bestämmas, vilket är svårt. Ohlsson (1991) anger att värdet på ζ kan sättas till 1 procent men påpekar också att högre värden kan vara relevanta.

7.3.3.3 Klassificering av bjälklagsvibrationer

De tidigare beskrivna metoderna fungerar väl i en del fall, men är mindre lämpliga i andra. Vanligtvis ger dimensioneringsmetoderna enbart ett gränsvärde för bjälklag och det är ofta oklart i praktiken vad gränsvärdet faktiskt innebär. Hur mycket bättre blir bjälklaget om gränsvärdet sänks med 50 procent? För att få en bättre beskrivning av det faktiska beteendet hos ett bjälklag har Talja och Toratti (2006) infört en metod för klassificering av olika bjälklag baserad på hur de reagerar på alstrade vibrationer. De utförde subjektiva försök och mätningar på trä-, stål- och betongbjälklag både i laboratorium och i nyligen färdigställda byggnader. Deras forskning har lett till en metod för bedömning av bjälklags vibrationsrelaterade brukbarhet.

De har konstaterat att för utformning av högfrekvensbjälklag ($f_1 > 8$ Hz) är nedböjning vid punktbelastning den bästa indikatorn för vibrationer. För lågfrekvensbjälklag ($f_1 \leq 8$ Hz) är den rekommenderade paramtern accelerationen, på grund av dess goda korrelation med subjektiva uppskattningar.

Talja och Toratti (2006) föreslår en indelning av bjälklag i fem klasser, se Tabell 7.1. Denna klassificering antar mänsklig gång som dimensionerande last och gäller för bjälklag i bostadshus och kontorsbyggnader. Den baseras på sinnesförnimmelserna hos en sittande person och den mänskliga förmågan att uppfatta vibrerande föremål.

Tabell 7.1 **Vibrationsklasser i kontorsbyggnader och bostadshus (Talja och Toratti 2006).**

A	Särskild klass för vibrationer inom en lägenhet. Normal klass för vibrationer överförda från en annan lägenhet. Vibrationen är vanligtvis ej förnimbar.
B	Högre klass för vibrationer inom en lägenhet. Lägre klass för vibrationer överförda från en annan lägenhet. Vibrationen kan uppfattas men är vanligtvis inte störande (inom en lägenhet).
C	Normal klass inom en lägenhet. Vibrationen kan ofta uppfattas och en del personer kan uppleva irritation (inom en lägenhet).
D	Lägre klass för vibrationer inom en lägenhet. Till exempel vindar och fritidshus. Vibrationen kan uppfattas och de flesta upplever irritation (inom en lägenhet).
E	Klass utan restriktioner.

Denna metod har fördelen att den erbjuder ett verktyg som kan öka medvetenheten hos konstruktören om bjälklags faktiska prestanda och om de prestanda som ska uppnås. Talja och Toratti (2006) anger även preliminära gränsvärden för nedböjningar och frekvenser för olika klasser, se Tabell 7.2.

Tabell 7.2 Preliminärt acceptabla gränser för vibrationsklasser (Talja och Toratti 2006).

Klass	a_{rms} [m/s²] Vertikal topphastighet	δ [mm] Total förskjutning av lastbärande element vid 1 kN punktlast
A	≤ 0,03	≤ 0,12
B	≤ 0,05	≤ 0,25
C	≤ 0,075	≤ 0,5
D	≤ 0,12	≤ 1,0
E	> 0,12	> 1,0

Andra tillvägagångssätt för att modellera och förutse den dynamiska reaktionen kan hittas i litteraturen. För samtliga gäller dock att det finns osäkerheter och att det ofta är svårt att finna någon modell som kan hantera alla situationer. Alla tillvägagångssätt är av semiempirisk karaktär och ger tillfredsställande lösningar för den särskilda kategori av bjälklag på vilken de är baserade. Ingen verkar fungera helt tillfredsställande när de tillämpas på andra golvkategorier. I många fall kan det sägas att den bästa kunskapen om ett bjälklags beteende erhålls genom att pröva det.

7.3.4 Undvikande av vibrationsproblem

Eftersom problem med vibrationer är av komplex natur är det svårt att ge en rekommendation som löser problemen. En praktisk strategi är att försöka utforma konstruktionssystem som har relativt höga egenfrekvenser, en metod som kan beskrivas som att justera frekvensen. Metoden innebär att de lägsta och mest energirika konstruktionsfrekvenserna i konstruktionen är högre än reaktionsfrekvensen. Syftet är att undvika att belastande och alstrade frekvenser sammanfaller.

Att lägga till material (öka styvheten) eller reducera spännvidden är metoder som används. Eftersom ansatser att minska materialmängder och öka spännvidder är vanligt förekommande på grund av andra målsättningar i utformningsprocessen, är det inte förvånande att rapporter om konstruktioner med vibrationsproblem har ökat på senare tid. Det är vanligtvis lättare att öka förhållandet mellan styrka och vikt hos konstruktionsmaterial än att öka deras förhållande mellan styvhet och massa.

Det finns självklart andra sätt att undvika ”problembjälklag”. Ett potentiellt effektivt tillvägagångssätt är att öka dämpningen (till exempel genom tillägg av artificiell dämpning eller justerade massdämpare), men detta är vanligtvis en komplex och/eller dyr lösning. Viktiga faktorer är också att vara uppmärksam på detaljer som lämpligt bruk av kortlingar eller krysskolvning, se Figur 7.11, samt att vara observant rörande detaljering och förband mellan olika delar av systemet.

Figur 7.11: a) Undergolv av plywood på golvreglar av trä. Till vänster med krysskolvning mellan reglarna och till höger med skivkortlingar mellan reglarna. b) Undergolv av plywood på I-balkar av trä med pågjutning av betong (krysstag av stål mellan reglarna), Smith (2003).

En särskild bjälklagstyp är flytande och upphöjda golv, Talja och Toratti (2006). Dessa typer av påbyggnader ökar i användning på grund av krav på stegljudsisolering och på grund av flexibiliteten vid installationer. Vibrationer eller rörelser hos lös inredning är typiskt för dessa bjälklagstyper och det har visat sig att sådana effekter i hög grad beror av böjstyvheten hos det översta golvskiktet. Lokala nedböjningar orsakas av mjuka flytande golv och detta behöver begränsas för att undvika sådana störningar. En positiv egenskap hos flytande golv med tillräcklig böjstyvhet hos det översta skiktet är att sådana effektivt kan fördela punktlaster till olika golvreglar och därmed förbättra bjälklagets prestanda rörande vibrationer.

Lokala nedböjningar är oftast svåra att förutse med stöd i konstruktionsberäkningar och det rekommenderas därför att dessa bestäms baserat på försök. Böjstyvheten hos det översta skiktet vid flytande golv har stor påverkan på den lokala nedböjningen.

Det är även viktigt att vara observant på överföring av vibrationer mellan olika rum via golvreglarna. Med kontinuerliga balkar kan vibrationer överföras från en lägenhet (eller rum) till en annan. Även om inga problem uppfattas i rummet varifrån vibrationerna härrör kan grannar uppleva obehag av dem. Det har också visats att vibrationer som kommer från angränsade lägenheter upplevs som mer irriterande än om vibrationskällan är belägen i samma lägenhet.

7.4 Källhänvisningar

Brunskog, J., Johansson, A.-C. Bahtijaragic,Z. (2006): *Svikt och vibrationer i bjälklag.* Bygg & teknik 3.

Hu, L.J., Chui, Y. H., Onysko, D., (2001): *Vibration serviceability of timber floors in residential construction*, Prog. Struct. Enging. Mater, 3:228–237.

Mårtensson, A. (2003): *Short and Long-term Deformations of Timber Structures, Timber Engineering.* Larsen H.J. och Thelandersson S. Red., Wiley & Sons.

Ohlsson, S. (1984): *Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag – dimensioneringsmetoder*, Byggforskningsrådet.

Ohlsson, S. (1991): *Serviceability criteria – especially floor vibration criteria*. 1991 International timber engineering conference. TRADA. Vol. 1, 58–65.

Ozelton, E.C., Baird, J.A. (2006): *Timber Designers' Manual*; Blackwell Science Ltd.

Porteous J., Kermani, A. (2007): *Structural Timber Design*, Blackwell Science Ltd.

Ranta-Maunus, A., Kortesmaa, M. (2000): *Creep of timber during eight years in natural environments.* WCTE2000 Conference. Whistler, CA, 6 p.

Smith, I. (2003): *Vibrations of Timber Floors: Serviceability Aspects.* Timber Engineering. Larsen H.J., Thelandersson, S. Red., John Wiley & Sons Ltd. West Sussex, UK.

SS-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2009/AC:2010 *Eurokod 0: Grundläggande dimensionerings-regler för bärverk*. SIS Förlag AB.

Talja, A., Toratti, T.(2006): *Classification of Human Induced Floor Vibrations*. Journal of Building Acoustics, Vol. 13, No. 3, 211–221.

Kapitel 8

Träbyggnadssystem för bostäder

Helena Lidelöw

8 Träbyggnadssystem för bostäder 259
8.1 Översikt över stomsystem 260
8.1.1 Ytelement 260
8.1.1.1 Lätta stomsystem 260
8.1.1.2 Massiva träbyggnadssystem 262
8.1.1.3 Träbaserade konstruktionselement 263
8.1.2 Modulsystem 264
8.1.2.1 Modulsystem med lätta stommar 264
8.1.2.2 Modulsystem i KL-trä 265
8.1.3 Pelar-balksystem 265
8.1.3.1 Konstruktioner med korta spännvidder 265
8.1.3.2 Konstruktioner med långa spännvidder 267
8.2 Funktionskrav och systemlösningar 269
8.2.1 Brand 269
8.2.1.1 Trä 270
8.2.1.2 Beklädnad 270
8.2.1.3 Sprinklersystem 271
8.2.1.4 Materialmodifiering 271
8.2.2 Akustik 271
8.2.3 Horisontalstabilitet 272
8.2.4 Kritisk fuktnivå 274
8.3 Detaljutformning 276
8.3.1 Väggelement 276
8.3.2 Bjälklagselement 279
8.3.3 Förband mellan vägg och bjälklag 283
8.3.4 Installationer 286
8.3.5 Balkonger 288
8.3.6 Trappor och hissar 289
8.4 Källhänvisningar 290

8 Träbyggnadssystem för bostäder

Träbyggnadssystem kan användas för att uppföra många olika typer av byggnader. Enfamiljshus har en relativt enkel konstruktion medan större utmaningar möter materialet när det handlar om flervåningshus eller byggnader med långa spännvidder. Flervåningshus började konstrueras i Sverige omkring 1995 med traditionellt platsbyggande baserat på 2”× 4” (45 × 95 mm) och plattformsbyggande. Relativt snart dök prefabricerade system upp. I de nordiska länderna dominerar prefabricerade system, medan system präglade av en högre grad av hantverksutförande används i Centraleuropa. Träbyggnadssystem är vanliga i de nordiska länderna och i de tysskspråkiga länderna i Centraleuropa; Tyskland, Schweiz och Österrike och i viss mån även Italien. Träbyggnadssystem förekommer även i Storbritannien medan trä används mindre i länderna kring Medelhavet. Globalt sett används trä i stor utsträckning för bostadsbyggande i USA där den vanligaste tekniken bygger på en enkel 2”× 4”-ram stabiliserad med skivor. Nya Zeeland och Australien använder också träkonstruktion i bostäder. Fanerträ (även kallat LVL) är ett vanligt stommaterial både i Nya Zeeland, Australien och USA. Avslutningsvis har Japan en lång träbyggnadstradition. Ofta säkerställer den höga duktiliteten hos trästommar ett gott motstånd mot kollaps vid jordbävningslast.

Geometriskt sett tillhör byggsystem en av följande kategorier:

- **Plansystem:** baseras på plana byggnadselement, till exempel väggar eller bjälklag. Dessa system bygger rent tekniskt på antingen lätta regelstommar eller massiva träelement av till exempel korslimmat trä (KL-trä). Skivorna/plattorna kan vara av fullstorlek eller indelade i exempelvis bredder på 1 200 mm för enklare transport. Golvbjälklagselement är inte lämpliga för byggnader med långa spännvidder och begränsningen är spann på omkring 8 – 10 m. Takelement kan emellertid spänna längre.
- **Modulsystem** (volymelement): utnyttjar huvudsakligen lätta stommar men det finns exempel där massiva träelement är lämpliga. Den grundläggande principen är att hela volymelementet bestående av väggar, bjälklag och undertak, såväl som inre beklädnad och alla installationer monteras i fabrik och levereras till byggplatsen för uppförande. Modulsystem är inte lämpliga för byggnader med långa spännvidder och begränsningen är spann på omkring 4 m på grund av transportbegränsningar.
- **Pelar-balksystem** (med limträstommar): är mycket vanliga för industribyggnader och kommersiella byggnader. Systemet används även för byggnader och delar av byggnader där den lastbärande konstruktionen är synlig. Pelar-balksystemet är ett system baserat på ett rutnät av balkar och pelare, i regel med ledade knutpunkter. Stommen stabiliseras istället via diagonal stagning eller med hjälp av skjuvväggar. Det är lämpligt för byggnader med stora spännvidder som till exempel arenor.

Byggsystem kan även indelas efter deras utformning utifrån ett industrisektorsperspektiv som:

- **Öppna system**: specifikationer och byggnadselement kan kombineras och köpas av vem som helst. Leverantörerna tillverkar sina element baserade på en öppen dimensionsstandard som alla leverantörer håller sig till.
- **Slutna system**: specifikationer och byggnadselement används enbart av respektive tillverkare som tjänar på effektiviteten hos systemet. Slutna system är lämpliga för integration av olika funktioner i ett företag, till exempel projektering och produktion.

Leverantörskedjan är en grupp av företag som tillverkar en produkt genom att låta den passera genom deras tillverkningsprocesser i en sekvens. Byggsystemet överförs till kunden eller nästa aktör i leverantörskedjan vid överlämningspunkten. Ju tidigare överlämningspunkten placeras i leverantörskedjan desto öppnare är byggsystemet. I Sverige finns det för närvarande inga riktiga, öppna byggsystem för modulbyggande eller korslimmat trä (KL-trä). Det finns emellertid en överenskommelse om dimensioner beskrivna i SS-EN 8560 och de flesta aktörer i byggnadselementindustrin följer standarden och producerar element i storlekar av 900 mm, 1 200 mm eller 2 400 mm (motsvarande 9M, 12M och 24M). Dimensionsstandarden förenklar både dimensionering och förtillverkning eftersom man redan förhandlat om huvudmåtten och endast särskilda fall behöver specialbehandlas.

SS-EN 8560 används inte för arenor och andra byggnader med långa spännvidder. I Sverige finns Limträhandbok Del 1–3 som redovisar lösningar och detaljer för limträkonstruktioner. Med hjälp av handboken kan en limträkonstruktion konstrueras oavsett information från leverantör och pelar-balksystem i limträ kan därför betraktas som öppna system. I Finland och Danmark har utvecklingen av öppna byggsystem lett till en marknad för komponentleverantörer där flera leverantörer konkurrerar med liknande produkter. The Open Timber Construction System (2003) gavs ut i Finland för att åstadkomma förutsättningar för en öppen marknad för träelement och den beskriver detaljerade lösningar för elementuppbyggnad och knutpunkter som vilken leverantör som helst kan använda, tillverka och sälja. Det behövs ett starkt styrande organ för att lägga grunden för öppna byggsystem; om marknaden lämnas att reglera sig själv blir ofta slutna byggsystem resultatet.

Den tekniska utformningen av en stomme är alltid huvuddelen av ett kontrakt med en byggsystemleverantör, som även kan omfatta uppförandet av stommen. Leveransen omfattar således mycket mer än ett byggmaterial och leverantören måste skapa en organisation för detta, inom företaget eller genom partnerskap. Att integrera stora delar av leverantörskedjan inom ett företag är fördelaktigt eftersom möjligheterna att optimera processerna ökar om flera processer kan kontrolleras. Risken med integration är ekonomisk eftersom kontroll ofta leder till investeringar i automatisering, vilket i sin tur bygger upp en fabrik som behöver matas med ett kontinuerligt flöde av produkter för tillverkning. Fördelarna ter sig större, då flertalet byggsystem är slutna eller skyddade system. Detta stämmer för de flesta byggsystemen i Sverige och flertalet av träbyggnadssystemen i Tyskland, Schweiz och Österrike. Patenträttigheter för nya lösningar är viktigt i slutna system.

8.1 Översikt över stomsystem

8.1.1 Ytelement

8.1.1.1 Lätta stomsystem

Det lätta stomsystemet som utnyttjar golv- och väggreglar utplacerade på jämna avstånd med mellanrum fyllda med isolering och klädda med skivor för att stabilisera elementet föddes i USA på 1830-talet. Den snabba spridningen i USA orsakades av en stor efterfrågan på bostäder och kombinerat med maskinell sågning och industritillverkad spik blev den lätta

trästommen en succé som har spritts över världen och alltjämt används i stor utsträckning. Plattformsbyggande är fortfarande den allra vanligaste stomtekniken i USA vid byggandet av flerfamiljshus, se Figur 8.1.

Figur 8.1: Plattformsbyggande (McGraw-Hill, 2011).

I USA tillverkas vanligen lätta stommar på plats, medan de i de nordiska länderna prefabriceras i en fabrik. Den lätta stomtekniken är ryggraden i tillverkningen av enfamiljshus i de nordiska länderna, där tillvägagångssättet att beställa ett kataloghus, få det tillverkat och uppfört på plats av samma företag (ett slutet byggsystem) har varit norm ända sedan 1950-talet, se Figur 8.2.

Figur 8.2: Den lastbärande konstruktionen i ett friliggande enfamiljshus.

Med introduktionen av limträ och fanerträ kan träreglarna i en lätt stomme ersättas med ett starkare material, som tillåter längre spännvidder. Då den är så lätt är stommen benägen att vibrera och böja ned, vilket begränsar spännvidderna till 8 – 10 m för golvbjälklag. Ett annat vanligt problem med lätta trästommar är deras låga massa, vilket kan leda till dåliga akustiska egenskaper, se vidare Avsnitt 8.2. Begränsningen i höjd för lätta stommar är för närvarande 6 – 8 våningar. Tryckhållfastheten vinkelrätt fibrerna för bottensyllen begränsar högre byggnader om inte konstruktionen förstärks med särskilda metoder.

8.1.1.2 Massiva träbyggnadssystem

Massiva träbyggnadssystem är vanligen baserade på korslimmade (KL-trä) element, se Figur 8.3 samt Avsnitt 2.7.1.2. Korslimningen erhålls genom sammanlimning av hyvlat och hållfasthetssorterat virke, på liknande sätt som vid limträproduktion. Det är möjligt att utnyttja virke av små dimensioner i produktionen av massiva träskivor, vilket gör dem attraktiva för sågverken. De prefabricerade elementen levereras till byggplatsen där hopsättningen kan utföras av tillverkaren själv eller av en annan entreprenör, se Figur 8.3.

Massiva träelement, som exempelvis KL-trä, är vanligast förekommande i Tyskland, Österrike och Schweiz där de även används i enfamiljshus för att uppnå särskilda arkitektoniska uttryck. I länder med varmare klimat kan träelement användas utan extra värmeisolering. Detta är inte troligt i de nordiska länderna, där KL-trästommar vanligtvis kompletteras med en utanpåliggande lätt stomme med isolering i mellanrummen.

Figur 8.3: a) Konstruktionssystem med korslimmade träelement. b) KL-trä (Solid Wood Handbook, 2010).

De massiva träelementen kan även byggas upp av brädor eller plankor som förbinds mekaniskt med aluminiumspik i stället för med lim. Därtill kan brädorna eller plankorna ha frästa spår på ena sidan så att de färdiga väggelementen har innesluten luft som ökar deras isolerande egenskaper så att ingen ytterligare isolering krävs.

Produktionen i Sverige av bostäder byggda med KL-trä uppgår till omkring 150 enheter per år, med variationer beroende på blandad produktion med andra byggnadstyper. Maximala höjden i Sverige är för närvarande runt 8 våningar, men utveckling mot både 10 och 20 våningar pågår.

8.1.1.3 Träbaserade konstruktionselement

Träbaserade konstruktionselement (på engelska benämnda med det samlande begreppet engineered wood products, EWP) används huvudsakligen som ersättning för sågat timmer i lätta trästommar. Det förekommer många olika typer av sådana produkter, se Avsnitt 2.7, men de huvudsakliga typerna som används i byggsystem är I-balkar med liv av träbaserad skiva, fackverk och fanerträ med parallella eller korsvis orienterade limmade fanerskikt.

Ett svenskt exempel är Masonite Flexibla Byggsystem med I-balkar uppbyggda med liv av OSB-skiva och flänsar av konstruktionsvirke, se Figur 8.4 a) där knutpunkterna är förstärkta med tjock (20 – 40 mm) träbaserad skiva. Även I-balkar med liv av hård träfiberskiva och flänsar av fanerträ förekommer på svenska marknaden. Avsikten är att använda dessa element för industriellt träbyggande med hög prefabriceringsgrad. Samtidigt är typen av byggsystem relativt öppen och möjliggör kombinationer med andra byggmetoder som platsbygge, skiv-element eller pelar-balkkonstruktioner.

Fackverk av konstruktionsvirke fungerar effektivt som golvreglar, se Figur 8.4 b). Hålrummen som skapas av fackverket lämpar sig för dragningar av installationer. Fackverket kan vara för högt för en del tillämpningar och det stora antalet reglar kan medföra stor nedböjning hos fackverket vid stora spann. Utformningen måste utföras noggrant för att balansera för- och nackdelar med fackverksbalkar.

Figur 8.4: a) I-balk med liv av träbaserad skiva. b) Fackverksbalkar i ett bjälklag.

För att hantera problem med vibrationer och dåliga akustiska egenskaper hos lätta bjälklag kan de kompletteras med pågjutning av betong så att ett samverkansbjälklag skapas, se Figur 8.5. Även pågjutning utan samverkan eller fyllningar med exempelvis grus förekommer.

Figur 8.5: Samverkansbjälklag av trä och betong (Lukaszewska, 2009).

Åtskilliga variationer av samverkansbjälklag av trä och betong används framgångsrikt i Österrike och Schweiz, se till exempel Natterer med flera (1996), och många utformningar och typer av förbindare har testats för att uppnå önskade prestanda, se Avsnitt 8.3.2.

8.1.2 Modulsystem

8.1.2.1 Modulsystem med lätta stommar

En utveckling av byggsystem med lätta stommar är att kombinera planelement till volymelement i fabrik, se Figur 8.6. Väggar, bjälklag och undertak tillverkas med lätt stomkonstruktion med samma metoder som vid tillverkningen av enfamiljshus. Volymelement skapas genom att bjälklag och undertak hängs in mellan väggelementen. Förutom stommen monteras även beklädnader, installationer och inredning (till exempel köksinredning och utrustning), varefter modulerna kläs in med väderskydd och transporteras till byggplatsen för montage.

Figur 8.6: Volymelement/modul tillverkad med lätt stomme.

För att montera moduler ovanpå varandra används ett hjälpmedel i form av en dubb (förbindare med hane-hona). Mellan modulerna placeras lister av polyuretan eller Sylomer av akustiska skäl. Då det är en mycket dyr produkt appliceras den inte kontinuerligt längs kanten utan bara ovanpå reglarna. I modulsystem hängs bjälklagen in mellan väggelementen, vilka utnyttjas som de vertikalt lastbärande elementen.

Utnyttjande av den här systemtypen ger möjligheten att kontrollera hela byggprocessen från arkitektonisk och konstruktiv utformning till färdigställande. Den arkitektoniska utformningen av byggnader uppförda med modulsystem behöver utföras med kunskap om byggsystemet och dess begränsningar och möjligheter i produktionssystemet. Modulsystem lämpar sig för studentbostäder, hotell och äldreboenden men är även anpassningsbara till bostadsrätter eller hyresrätter. Varje modul kan omfatta ett eller några rum, eller till och med hela lägenheten som i fallet med studentlägenheter. Modulstorlekarna bestäms av begränsningar i tillverkning, hantering och transport och är vanligtvis maximalt 4,15 m i bredd, upp till 13 m i längd och 3,10 m i höjd. Begränsningen av bygghöjd är densamma som för lätta stommar, 6 – 8 våningar.

8.1.2.2 Modulsystem i KL-trä

Den här typen av system är baserad på moduler i KL-trä (eller semi-massiva typer med luftkanaler). Modulerna är helt uppbyggda och utrustade i fabrik och transporteras till byggplatsen, se Figur 8.7. Att använda KL-trä istället för lätta stomsystem möjliggör styvare stabiliserande väggar.

Figur 8.7: Montage av volymelement, Lindbäcks (2013).

8.1.3 Pelar-balksystem

Pelar-balksystem har alltid varit vanliga för träkonstruktioner. Genom större elementtvärsnitt och följaktligen större spännvidder fick pelar-balksystem en renässans genom utvecklingen av förädlade, träbaserade produkter och kompositer som till exempel limträ och fanerträ.

8.1.3.1 Konstruktioner med korta spännvidder

Pelar-balksystem kan ha olika konstruktionsutformning och många byggnadstyper kan hänföras till denna kategori, se exemplet i Figur 8.8 a) som är baserat på en pelar-balkkonstruktion med samverkansbjälklag med trä och betong, som även utnyttjades i det första parkeringshuset i trä i Sverige, se Figur 8.8 b).

a)

b)

Figur 8.8: a) Kv. Uppfinnaren i Växjö. b) Parkeringshuset Ekorren i Skellefteå (Martinsons, 2010).

Ett pelar-balksystem för flervåningsträhus benämnt ”Trä8” har utvecklats i Sverige av limträtillverkaren Moelven Töreboda, se Figur 8.9 a), och är uppbyggt av limträ och Kerto (fanerträ). Systemet utgår från en rektangulär indelning i plan med en maximal spännvidd av 8 m, Moelven Töreboda. Detta möjliggör för närvarande användning av systemet för bostäder och för kontorsbyggnader. Företaget avser att öka spännvidderna i framtiden men begränsningen har samband med konstruktionshöjden på bjälklag, vilken kan vara betydande för träkonstruktioner.

Figur 8.9: a) Pelar-balksystemet ”Trä8”, Askims torg (Moelven Töreboda). Foto: Sören Håkanlind.

8.1.3.2 Konstruktioner med långa spännvidder

För långa spännvidder erbjuder limträ ett mycket ekonomiskt alternativ och den främsta konkurrenten är stålkonstruktioner. Den maximala spännvidden anges ofta till 80 – 100 m men klart längre byggda exempel finns. De mest ekonomiskt rimliga konstruktionerna som uppförts är dock hockeyhallar med spännvidder på 36 m. En sentida trend i Sverige har varit att bygga bandyhallar vilka behöver mycket längre spännvidder, omkring 70 m. Exempel på konstruktioner med långa spännvidder ges i Figur 8.9 b), c) och 8.10.

Konstruktioner med sådana långa spännvidder används inte för bostadsbyggande vilket innebär att de flesta funktionskrav för bostäder inte gäller för denna konstruktionstyp. Akustik innebär sällan något problem och fuktsäkerhet och värmeisolering berörs för närvarande i

föga utsträckning. Lastbärande förmåga och brand är de mest framträdande kraven som berör konstruktionen. För att erhålla en ekonomiskt rimlig konstruktion är därför optimering av bärförmågan ett måste, vilket inbegriper effektiv knutpunktsutformning, se Kapitel 4. Jämfört med konstruktioner med korta spännvidder för användning i bostäder och kontorsbyggnader är konstruktioner med långa spännvidder relativt enkla att optimera.

Utöver den primära bärande konstruktionen (det primära systemet) kan det behövas ett sekundärbärverk av balkar. Sekundärbärverket består av balkar av limträ, konstruktionsvirke eller fanerträ och dess syfte är att bära byggnadens takbeklädnad, se Figur 8.11. Optimering av byggsystemet måste omfatta både primär- och sekundärbärverket. Eftersom det främsta funktionskravet är lastbärande förmåga kan volymen av använt limträ ses som en indikator på effektiviteten. Omkring 30 procent av limträvolymen utnyttjas för sekundärbärverket.

b)

c)

Figur 8.9: b) Hockeyhall, Ekvallen (Martinsons). Foto: Gösta Wendelius.
c) Bandyhall, Nässjö (Moelven Töreboda). Foto: Sören Håkanlind.

Figur 8.10: Stomsystem i limträ, Limträhandbok (2016).

Figur 8.11: Primär- och sekundärbärverk, samt takbeklädnad.

8.2 Funktionskrav och systemlösningar

Alla konstruktiva lösningar för byggnader behöver uppfylla funktionskrav. För träkonstruktioner är de svåraste och ekonomiskt mest avgörande de följande:

- brand
- akustik
- horisontalstabilitet
- kritiska fuktnivåer.

8.2.1 Brand

De europeiska reglerna för brandsäkerhet har nyligen reviderats och nya handböcker har givits ut, se Brandsäkra trähus (2012). Byggnader bör begränsa brandrelaterade risker, begränsa spridningen av brand och rökgaser inuti byggnaden och möjliggöra för boende att utrymma byggnaden eller bli räddade. Hänsyn tas även till brandmännens säkerhet.

Brandskyddsdokumentation av byggnader är obligatorisk för alla byggnader i Sverige. Den bör innehålla brandklasser för använda material och byggnadsdelar, brandcellsindelning, utrymningsplan, brandgasventilation och en beskrivning av tekniska lösningar, inklusive eventuella installationer som sprinklers eller brandvarnare. Det rekommenderas att hantera brandskyddsutformning tidigt i byggnadsutformningen.

Konstruktionselement, material, beklädnad och ytbehandling tillskrivs en av följande egenskapsbeteckningar, beroende på deras funktion, SS-EN 1995-1-2:

- R – lastbärande förmåga
- RE – lastbärande förmåga och integritet
- REI – lastbärande förmåga, integritet och isoleringsförmåga
- E – integritet
- EI – integritet och isoleringsförmåga.

Krav gällande dessa egenskaper specificeras med en tidsperiod, uttryckt i antal minuter, under vilken en särskild funktion ska upprätthållas räknat från inledningen av fullt utvecklad brand. För bärande konstruktionsdelar i byggnader upp till fyra våningar gäller exempelvis

klassen REI 60, medan kravet för högre byggnader är REI 90, där alltså siffran anger tiden i antal minuter. Det bör noteras att tidsangivelserna för bevarat motstånd grundar sig på en internationellt standardiserad brand med specificerad temperatur som funktion av tiden. Tiden för det faktiska brandmotståndet i en verklig brand kan skilja sig från den som observerats vid standardiserat brandförlopp.

8.2.1.1 Trä

Själva trämaterialet brinner och förstörs vid brand. Det brinner emellertid på ett kontrollerat sätt och därtill relativt långsamt på grund av att ett skyddande lager bildas på ytan när ett trästycke utsätts för brand. Förkolningstakten är i storleksordningen 0,7 mm/min och om trästycket är tjockt kommer kärnan av träet förbli intakt under en lång tid. I fall där tvärsnittet är stort (till exempel limträ) möjliggör den låga förkolningstakten utrymning av byggnaden före eventuell kollaps. De limmer som används vid tillverkningen av limträ tål brand väl. För utformning av stora tvärsnitt (som i fallet med stora spännvidder) med avseende på brand beräknas först lasterna utifrån lastkombinationerna för brand i SS-EN 1990. Därefter beräknas reduktionen av tvärsnittet för den föreskrivna tiden för motstånd (till exempel R 60), baserat på förkolningstakten specificerad i SS-EN 1995-1-2. Om konstruktionen klarar lasten med det kvarvarande tvärsnittet så är brandmotståndet tillräckligt.

Hos lätta konstruktioner är tvärsnittet hos träelementen mycket mindre (typiskt 45 mm för den smala sidan). Denna dimension är för liten för att motstå brand under exempelvis 60 minuter och därför behöver konstruktionen kompletteras med någon typ av beklädnad för att öka brandmotståndet.

8.2.1.2 Beklädnad

I lätta träväggar beror brandmotståndet på följande parametrar uppställda efter minskande betydelse, Brandsäkra trähus (2012):

- beklädnad exponerad först för brand
- beklädnad exponerad sekundärt för brand
- hålrumsisolering skyddar sidorna av träelementet
- typ av isolering i hålrummet, stenull är normalt bättre än glasull.

En dimensioneringsmodell återges i Brandsäkra trähus (2012), där principen bygger på att kvarvarande tvärsnitt efter exponering för brand beräknas och kontrolleras gällande sin förmåga att klara lasten i brandlastfallet. Först härleds tiden för motstånd för beklädnaden och brandexponeringen antas börja när alla skivorna har fallit av. Metoden medger beräkning av brandmotståndet hos nyutvecklade konstruktioner utan behov av genomförda brandprovningar.

Den vanliga metoden för att uppfylla krav för brandsäkerhet är montering av gipsskivor. En del nordiska tillverkare producerar särskilda brandskyddande gipsskivor med brandmotstånd på omkring 40 minuter. I kombination med ett lager av vanlig gipsskiva erhålls ett brandmotstånd på R 60. Det är viktigt att skivfogarna i de två lagren inte sammanfaller. Skivor av träbaserade material har vanligtvis lågt brandmotstånd, till exempel så har plywood och OSB (på engelska *oriented strand board*, på svenska även kallad strimlespånskiva) ett brandmotstånd som är mindre än 10 minuter. Observera att skivor ofta har olika funktioner, de används inte bara för brandskydd utan också för till exempel stabilisering av byggnaden och ljudisolering.

8.2.1.3 Sprinklersystem

Sprinklersystem är en typ av aktivt brandskydd. De används i varierande utsträckning i olika länder; i en del föreskrivs sprinklersystem i byggnader högre än fyra våningar medan andra inte gör det. Det finns i grunden två typer av sprinklersystem: industrisprinkler och boendesprinkler. Boendesprinkler är en viktig nyhet eftersom de flesta bränder uppstår i bostäder. Boendesprinkler är relativt lätta system att installera i en byggnad och utnyttjande av dem ger en grund för riskbedömning som kan leda till tekniska byten i brandskyddsutformningen, Östman med flera (2002). Några exempel på framgångsrika tillämpningar på tekniska byten vid användande av sprinklersystem är:

- brännbara fasader kan tillåtas i mer än två våningar
- lägre krav på skydd mot brandspridning genom fönster i samma byggnad
- sänkta krav på yttre fasadskikt i bostadshus
- ökat avstånd till utrymningsväg tillåts.

En av de välkända svagheterna med träkonstruktioner är deras känslighet för fukt (vilket även gäller isoleringsmaterial av mineralull). Sprinklersystem kan orsaka skador vid falsklarm med påföljande utlösning av sprinklersystemet. I händelse av brand, sprider sprinklersystem ungefär samma vattenmängd inomhus som vid manuell släckning. Industrisprinklersystem å andra sidan sprider mycket större vattenmängder och skadorna blir allvarligare. Vid en faktisk brand är det svårt att uppskatta vilka skador som är störst, de som uppstår på grund av branden eller de som uppstår på grund av släckningsvattnet. Det hävdas att boendesprinklersystem räddar liv; ändå är de frivilliga för tre- till fyravåningshus i de nordeuropeiska länderna. Boendesprinklersystem kopplas normalt till det vanliga tappvattensystemet, så de utnyttjar mycket mindre vattenmängder än industrisprinklersystem. Dysorna installeras i de rum där bränder enligt statistiken oftast uppstår.

8.2.1.4 Materialmodifiering

Träbaserade kompositprodukter erbjuder möjligheten till materialmodifiering. Med tillsatser av olika kemikalier genom impregnering eller genom att använda särskilda bindemedel kan man erhålla ökat brandmotstånd. Denna möjlighet är inte så vanligt förekommande på grund av höga kostnader och osäkerhet gällande långtidseffekterna och underhållet av behandlingen.

8.2.2 Akustik

Akustiska prestanda gällande ljudisolering och bullerbegränsning regleras i SS 25267 och SS 25268. Dessa standarder delar in byggnadsdelar i fyra olika klasser:

- Klass A: Mycket god akustisk miljö
- Klass B: En betydligt bättre akustisk miljö än klass C
- Klass C: Ger tillfredsställande akustisk miljö för flertalet av de boende och motsvarar minimikraven i Eurokod
- Klass D: Används när klass C inte kan uppnås, exempelvis vid klassificering av äldre byggnader.

Klass B är i många fall ett önskvärt minimum (särskilt för bostadshus) och tillverkare av nyutvecklade system behöver tillgodose kraven för uppnående av ljudisoleringsklass B. Träkonstruktioner behandlas som lätta på grund av deras relativt låga vikt i jämförelse med betong och stålkonstruktioner. En översikt över rådande förhållanden gällande akustik i byggnader med trästomme ges i Forssén med flera (2008) och en handbok har publicerats,

Ljunggren (2011). Massivträtekniken (exempelvis KL-trä) är avsevärt tyngre än lätta stomsystem men deras akustiska prestanda är ändå relativt dåliga. För massiva träbjälklag och lätta konstruktioner är det främsta problemet flanktransmission och stegljudsisoleringen för låga frekvenser (50 – 125 Hz). För närvarande finns emellertid välfungerande lösningar på båda problemen. Flanktransmission löser man genom att använda särskild vibrationsisolering mellan byggnadsdelar; exempel på sådana produkter är Sylomer och Stepisol, vilka är varumärken för dämpande material med specificerad styvhet. Stegljudsisolering beror av bjälklagets massa och styvhet. Träbjälklag behöver kompletteras med tyngre beklädnadsmaterial som gipsskivor i flera lager för att erhålla större massa och ökad förmåga till energiabsorption. En mycket vanlig lösning är även att skapa två separata bjälklagssystem, det vill säga en lastbärande bjälklagsplatta med inhängt undertak på undersidan. Dessa två enheter är separerade och därmed förbättras ljudisoleringen, se till exempel Figurerna 8.20 och 8.22. Det är viktigt att monteringen av undertaket är flexibel för att begränsa överföringen av vibrationer från bjälklaget till undertaket. Det är även praktiskt att förlägga rördragningar i mellanrummet mellan bjälklag och undertak.

Byggsystem med volymelement har lösningen med dubbla lager – det vill säga separation av bjälklag och undertak – integrerad i systemet. Det är sällan möjligt att göra akustikberäkningar för bjälklagslösningar på förhand utan funktionen hos nya lösningar behöver verifieras genom laboratorieförsök och ibland även genom mätningar på plats. Det pågår dock (2016) ett internationellt projekt, Silent Timber Build, med syftet att ta fram beräkningsverktyg som bättre ska kunna förutspå den akustiska prestandan.

När det gäller massiva bjälklagselement är det vanligt att utnyttja flytande golv ovanpå den lastbärande konstruktionen för att begränsa flanktransmissionen. Ytvikten av det flytande golvet ökas av ett lager av tungt material, till exempel sand eller betong. Det har visats att överföring av såväl luftljud som stegljud kan minskas tillräckligt med denna lösning. En annan möjlighet är att kombinera ett massivt träbjälklag med ett inhängt undertak och väggar utförda med regelstommar klädda med gipsskivor, eftersom gipsskivekonstruktioner generellt sett är mindre känsliga för flanktransmission än en massiv träkonstruktion som KL-trä. Ytterligare rekommendationer gällande reduktion av flaktransmission återfinns hos till exempel Martinsons och Massivträhandboken (2006). Se även kommande KL-trähandboken (2016). Lösningar på den svenska marknaden som svarar till kraven för ljudklass B är mellan 300 mm (med flytande golv av betong) upp till 600 mm tjocka för spännvidder upp till cirka 8 m. För större spännvidder upp till cirka 12 m kan bjälklagskonstruktionens tjocklek bli 700 mm.

8.2.3 Horisontalstabilitet

Eftersom träkonstruktioner kategoriseras som lätta konstruktioner, utgör stabilisering mot horisontallaster en av de viktigaste konstruktionsfrågorna. I den nordiska regionen är vindlaster den huvudsakliga orsaken till horisontallaster medan man i många andra delar av världen behöver betrakta jordbävningar som den huvudsakliga källan till horisontal belastning (Tavoussi med flera 2008). Rörelser och deformationer orsakade av dessa laster kan vara mycket obehagliga eller till och med farliga för de boende. Problemet blir mer allvarligt vid ökande antal våningar. I låga byggnader används vanligtvis de två följande tillvägagångssätten:

- diagonalavstyvning
- skivverkan.

Låga bostadshus stabiliseras ofta genom skivverkan i väggar där beklädnaden (träbaserade skivor eller gipsskivor) spikas eller skruvas till väggens träregelstomme för att säkerställa tillräcklig bärförmåga mot horisontallaster, Gyproc. Ofta är detta den mest effektiva och ekonomiskt mest fördelaktiga metoden eftersom den säkerställer ett relativt duktilt beteende och inga dyra material eller förbindare krävs. I kommersiella byggnader där antalet fönster generellt sett är mindre och estetiska hänsyn har mindre betydelse kan diagonalavstyvning utnyttjas, antingen genom träelement eller dragstag av stål. I en del fall, om än ovanligt, kan stagning i en riktning erhållas genom momentstyva förband, se även Kapitel 6.

När det handlar om högre stommar är det nödvändigt att säkerställa god boendekomfort mot möjlig horisontaldeformation av det konstruktiva systemet även för de övre våningarna. För dessa konstruktioner är inte de metoder som nämns ovan tillräckliga. En möjlig lösning är att förbinda byggnaden utmed sin fulla höjd, från grunden till taket med dragstag av stål som förankras i marken.

Tvärkrafterna i höga byggnader överförs från taket, väggarna och golvbjälklagen till grunden via ett system av förband. Lastöverföringen kan kräva speciella lösningar; till exempel kan korslimmade träskivor (KL-trä) användas i stället för de vanligare mot regelstomme spikade eller skruvade beklädnadsskivorna, för att begränsa överdrivna horisontaldeformationer. Svårigheten ligger i att lösningar som är fördelaktiga för byggnadens styvhet och styrka kan innebära negativ påverkan på byggnadens akustiska prestanda, eftersom ökad styvhet är negativt för ljudisoleringen. Utformning av stabiliserande system med skivbeklädnad beskrivs i Kapitel 6 och SS-EN 1995-1-1. Viktiga faktorer för säkerställande av god horisontalstabilisering visas i Figur 8.12 och kan beskrivas som:

- Beklädnadsskivan bör fästas längs alla kanter till träregelstommen. Beklädnadsskivan kan inte tillåtas sluta innan den når stommens hammarband eller syll.
- Antalet och avståndet mellan förbindare är avgörande för den horisontella bärförmågan.
- Väggavsnitt med öppningar kan inte räknas som del av det stabiliserande systemet, såvida inte plastisk beräkning tillämpas, se Girhammar och Källsner (2010).
- Ändreglarna i ett stabiliserande väggelement behöver vara tillräckligt förbundna med underlaget (vilket kan utgöras av ett bjälklag, en vägg eller grundläggningen) för att undvika lyftning.
- Det rekommenderas att sprida de stabiliserande krafterna till så många väggar som möjligt för att undvika starka lyftkrafter. En metod för beräkning av laster på enskilda väggar i en planlösning redovisas i Gyproc.

Figur 8.12: Kraftflöde i ett stabiliserande väggavsnitt.

Ett annat alternativ kan vara att utnyttja trapphus och hisschakt, vilka ofta utförs i betong, för stabilisering av hela byggnaden. Det är en vanlig lösning för medelhöga byggnader i många europeiska länder. I Sverige undviks ofta denna lösning då många menar att betongschakt inuti en träbyggnad kan göra den visuellt, ekonomiskt och även miljömässigt oattraktiv. En sådan lösning medför också problem relaterade till olika storlek på sättningar hos trä och betong, vilket medför behov att justera nivåer för hissars stannplan under brukstiden. Det är emellertid konstruktivt en möjlig lösning, som visats av Nordlund (2010).

I modulbaserade system behöver traditionell skivverkan utnyttjas, då modulerna huvudsakligen tillverkas med lätta stomsystem uppbyggda av beklädnadsskivor mot träreglar. Det huvudsakliga problemet med detta system är att förbanden mellan modulerna bör vara tillräckligt robusta och samtidigt åtkomliga vid montaget, för att erbjuda tillfredsställande överföring av tvärkrafter. Därtill måste en tillförlitlig förankring till grunden tillhandahållas för att förebygga lyftning av lätta konstruktioner, se Girhammar och Källsner (2010) och Vessby (2008).

8.2.4 Kritisk fuktnivå

En av de viktigaste frågorna gällande trä som konstruktionsmaterial är dess känslighet för fukt samt väderexponering rent generellt, i synnerhet under monteringsfasen. De svenska föreskrifterna kräver att den kritiska fuktnivån (75 % relativ fuktighet) inte ska överskridas under transport, uppförande och brukande. Det är viktigt att understryka att det inte bara är trä som är känsligt för fukt utan även andra material som används i byggande, som till exempel gipsskivor och isoleringsmaterial. På grund av dessa föreskrifter använder träbyggnadsföretagen vanligtvis någon form av väderskydd under montaget, särskilt när montaget inte fullbordas under en och samma dag, se till exempel Figur 8.13.

För mindre hus leder väderskyddsfrågan till ökad prefabriceringsgrad. Byggnader som enfamiljshus kan förtillverkas helt för att sedan transporteras till byggplatsen där montaget inklusive taket kan färdigställas inom en halv till en arbetsdag. I detta fall krävs en torr betongplatta och skydd av omonterade element för att ett fullgott fuktskydd ska uppnås.

Figur 8.13: Tak utnyttjat som fuktskydd under resning av stommen.

Denna metod är dock olämplig för andra byggnader än småhus, likaså för flerbostadshus. För sådana byggnader är montagetiden liksom väderexponeringen längre och en princip för det övergripande väderskyddet bör integreras i byggsystemet och montageprocessen. För flervåningshus kan prefabriceringsgraden, som till exempel vid volymsmoduler, vara ett sätt för att undvika fuktpåverkan. Förutom byggmetoder som innebär att taket byggs i ett tidigt skede, kan andra metoder användas.

Den mest avancerande metoden för väderskydd under byggtiden är att täcka byggplatsen med lämpliga tält (lätta konstruktioner med presenning), som kan ses i Figur 8.14.

Figur 8.14: a) Rörligt tält som täcker hela byggnaden. Älvsbacka Strand i Skellefteå, Martinsons Byggsystem, Lindbäcks Bygg AB och White Arkitekter AB (Foto: Anders Björnfot).
b) Rörligt tält med integrerad traverskran, sett från insidan (Foto: Anders Gustafsson).

Det finns tält som täcker hela blivande konstruktionen från början, med öppningsbara tak, och tält som skyddar en våning av bygget och som stegvis lyfts uppåt allteftersom bygget fortskrider. En stor fördel med denna typ av väderskydd är att den möjliggör användandet av en traverskran, se Figur 8.14 b). Metoden har dock några begränsningar, som till exempel ventilationsproblem under varma perioder, komplikationer rörande logistik och högre kostnad jämfört med andra metoder, Larsson och Söderlind (2006). Metoden kräver även särskild grundläggning för pelarna som lyfter tältet uppåt. Exempel på de allra vanligaste systemen för väderskydd redovisas i Axelson med flera (2004).

Den allmänna utvärderingen av användningen av system för väderskydd är positiv eftersom de erbjuder en betydligt förbättrad arbetsmiljö, vilket i sin tur leder till kortare produktionstid, ökad säkerhet och ökad kvalitet hos slutresultatet, Martinsons (2010), Larsson och Söderlind (2006). Den höga kostnaden utgör den huvudsakliga grunden för kritik mot systemen, samt att det finns delade meningar om deras verkliga nödvändighet för att uppfylla fuktkraven.

I projektet Inre Hamnen i Sundsvall, Sverige, se Boverket (2010) som exempel, svarade kostnaden för väderskydd för omkring 4,6 procent av projektets totala produktionskostnader. Detta framstår som skälet till den begränsade användningen. Utvecklingen för att sänka kostnaderna för väderskydd bör emellertid fortskrida eftersom de är fördelaktiga för byggprocessen under höst och vinter, Larsson och Söderlind (2006).

8.3 Detaljutformning

I följande avsnitt ges några exempel på detaljlösningar, i huvudsak för flervåningshus, men flera är även tillämpbara för småhus (till exempel parhus). Andra lösningar kan erhållas genom att kontakta leverantörer. I Massivträhandboken (2006) återfinns det grundläggande rörande detaljering och teknik för byggsystem med massiva träelement. Det finns endast ett fåtal patenterade lösningar för träkonstruktion men den tekniska informationen skyddas vanligen väl av företagen.

8.3.1 Väggelement

Det förekommer två generella grundtyper av träbaserade väggelement; lätta stomelement och stomelement av massiva träskivor. Lätta stomelement byggs upp med vertikala massiva reglar eller så kallade lättreglar (I-balkar) med regelbundet centrumavstånd av 450 eller 600 mm, se Figur 8.15 a). För att säkerställa god värmeisolering i ytterväggar kompletteras stommen ofta med ett korsreglat lager, 45 mm. Detta kan göras antingen på utsidan och/eller på insidan av de vertikala reglarna. Den utvändiga beklädnaden kan utgöras av trä, stålplåt eller cementbaserade material men bör ventileras för att möjliggöra uttorkning av inläckande eller kondenserat vatten. I exemplet som visas i Figur 8.15 a) används stående panelbrädor med 22 mm tjocklek och överlappande stående lockläkt, se även ett horisontalsnitt i Figur 8.18. Ångspärren placeras företrädesvis mellan det inre tvärgående lagret, om sådant finns, och de lastbärande reglarna för att säkerställa att spärren inte skadas av förbindare till beklädnadsskivorna och vid uppsättning av exempelvis skåp och dekorationer på väggens insida. Två lager av gipsskivor eller annat tungt material kan behövas för att erhålla god ljudisolering och brandskydd.

Väggelement utfört av massiva träskivor kan utgöras av alltifrån en enkel skiva till mer komplicerade enheter bestående av flera träskivor. Vanligtvis har skivor med 72 – 95 mm tjocklek tillräcklig lastbärande förmåga för flervåningshus, se Figur 8.15 b). Skivor av KL-trä är vanligt förekommande och kan förbindas med antingen skruvning eller limning. Det massiva träelementet bidrar med styvhet i konstruktionen och möjligheten att överföra horisontella vindlaster. För bruk i ytterväggar är dess värmeisolerande förmåga emellertid i allmänhet otillräcklig och massiva träväggar behöver kompletteras med en lätt trästomme på utsidan. I exemplet i Figur 8.15 b) är väggkonstruktionen även försedd med ett isoleringslager på insidan. Ångspärren är förlagd mellan stommen och det inre isoleringslagret, som i Figur 8.15 a).

a)

22+22 Träpanel
22 Luftspalt/horisontell spikläkt
Vindskydd
45 Värmeisolering mellan horisontella reglar c600
195 Värmeisolering mellan vertikala reglar c600
Ångspärr
45 Värmeisolering mellan horisontella reglar c600
15+13 Två lager av gipsskivor

b)

25 Träpanel
34 Luftspalt/vertikal spikläkt
Vindskydd
195 Värmeisolering mellan vertikala reglar c600
83 KL-träskiva
Ångspärr
45 Värmeisolering mellan horisontella reglar c600
15 Gipsskiva (en eller två)

Figur 8.15: Exempel på a) yttervägg med lätt trästomme, b) yttervägg med massiv trästomme.

I Figur 8.16 redovisas två exempel på lägenhetsskiljande väggar med trästomme. Exemplet i Figur 8.16 a) är typiskt för byggnader med trästomme, med en dubbel vägg med luftspalt emellan för att uppfylla god ljuddämpande förmåga. Beklädnad med dubbel gips används för att hantera kraven på brandmotstånd. Väggreglarna är stagade mot knäckning med stålband i deras veka riktning för att säkerställa stabilitet under brand efter att gipsskivorna fallit av.

Exemplet i Figur 8.16 b) med dubbla KL-träskivor med ljudisolerande skivor i mitten ger god ljudreduktion för luftljud (61 dB).

Figur 8.16: a) Lägenhetsskiljande vägg i lätt träkonstruktion.
b) Lägenhetsskiljande vägg i korslimmat trä, ungefär 280 mm tjock (KLH).

Lägenhetsskiljande väggar i trä tenderar att bli relativt tjocka, vilket reducerar den uthyrningsbara ytan för beställaren. Tjocka väggar kan minska återbäringen på investeringarna, vilket också uppstår för modulbyggande, där väggstommen är dubbel i byggsystemet.

Ytterhörn i väggar behöver förbindas, se Figurerna 8.17 och 8.18:

Figur 8.17: Hörn i ytterväggkonstruktion i korslimmat trä (KLH).

Figur 8.18: Hörn i ytterväggskonstruktion med lätt trästomme. Väggsnittet är detsamma som i Figur 8.15 a), kompletterat med hörndetaljer.

Ytterväggar är tjockare än innerväggar för att god isoleringsfunktion ska uppnås och ytterväggens tjocklek ökar med ökande krav på energieffektivitet. Ytterväggar är föremål för åtskilliga funktionskrav, såsom värmeisolering, fuktspärr, isolering mot ljud från den yttre miljön samt horisontell och vertikal lastbärande förmåga. Ytterväggar av massiva träelement behöver kompletteras med isoleringsmaterial vilket innebär att en konventionell lätt stomme måste monteras på utsidan av den egentliga lastbärande stommen, se Figur 8.17. Det finns idag även system där fasaden hängs in i primärstommen utan extra reglar, vilket också minskar köldbryggorna. Lätta trästommar är å andra sidan inte lika starka som massiva träväggar. Förbandet i hörn mellan lätta träväggar kan utföras som i Figur 8.18.

8.3.2 Bjälklagselement

En av de tuffaste utmaningarna att hantera vid utformning av träbyggnader är att finna en god lösning för bjälklagselementen. De olika typerna av lastbärande träelement som kan användas i bjälklag beskrivs i Avsnitt 8.1. Utmaningen ligger i att begränsa den totala bjälklagshöjden för givna spännvidder. I ett konstruktionsperspektiv styrs detta av bruksgränskrav rörande vibrationer och nedböjning, se Kapitel 7.

Utformningen beror också starkt av kraven rörande brandmotstånd, akustiska prestanda och integration av installationer. För bjälklag i enfamiljshus eller inom samma lägenhet finns det bjälklag som enbart tillgodoser konstruktiva brukbarhetskrav. Den stora utmaningen utgörs av lägenhetsskiljande bjälklag där konstruktionen måste utföras så att strikta krav på brandmotstånd och ljudisolering uppfylls, se Avsnitt 8.2.

I Figur 8.19 visas ett exempel på bjälklagsutformning använd i ett träbaserat stomsystem. Denna lösning är typisk för trästommar i bostadshus i Nordamerika och Storbritannien, även om utformningen här anpassats för bättre akustiska prestanda. De primära fackverksbalkarna är relativt höga och valdes för att möjliggöra horisontella installationsdragningar.

Undertaket består av dubbla gipslager inhängda i stålplåtsprofiler (fjädrande profiler) särskilt utformade för reduktion av ljudöverföringen genom bjälklaget, se Figur 8.19 b).

Trägolv
3 Expanderad polyetylen
30 Avjämningsmassa (gipsbetong)
7– 8 Gummimatta
21 OSB-skiva
400 Isolering mellan fackverksbalkar
25 Akustikprofil
13+15 Gipsskiva

a)

b)

Figur 8.19: a) Typisk bjälklagsutformning i träbaserade stomsystem. b) Foto av undersidan av ett bjälklag med elinstallationer.

Ett lättviktsbjälklag av den typ som visas i Figur 8.19 är relativt komplex, med en uppbyggnad i många lager, och det är inte särskilt robust när det gäller hanteringen under byggtiden. Det är relativt känsligt för fel vilka kan leda till reducerade akustiska prestanda, till exempel om installationer oavsiktligt skapar kontakt mellan det inhängda undertaket och konstruktionen ovanför. Av denna anledning är ofta lättviktsbjälklag utförda med en fullständig separering av undertaket från den lastbärande konstruktionen. Undertaket behöver en lastbärande konstruktion som är avskild från själva bjälklaget och kan inte förbindas med detta. Ett exempel på detta tillvägagångssätt visas i Figur 8.20. Som beskrivs i Avsnitt 8.2.2 så är en separation av övre och undre delen av bjälklaget fördelaktigt när det gäller akustiska prestanda och det erhålls per automatik för prefabricerade volymelement.

Figur 8.20: Lägenhetsskiljande bjälklagsutformning (Tyréns och Derome).

Bjälklagselement baserade på massiva träelement kan delas in i tre huvudtyper, se Figur 8.21:

- **Plana element:** spikade eller dymlade plattor, tvärspända plattor, korslimmade plattor.
- **Kassetter:** element försedda med hålrum, till exempel H-balkar (uppbyggda av tunnare balkar av konstruktionsvirke, fanerträ eller limträ som liv och massivt trä eller träbaserat skivmaterial som flänsar).
- **Samverkansbjälklag** med trä och betong (olika utföranden finns).

Figur 8.21: Illustration av a) korslimmat element, b) kassettelement och c) samverkansbjälklag.

Valet av lösning beror i grunden på de ljudkrav som bjälklaget behöver uppfylla och på den spännvidd som krävs. Plana bjälklagselement måste vanligtvis kompletteras med antingen ett flytande golv eller ett inhängt undertak på grund av kraven på ljudisolering (särskilt för bjälklag mellan lägenheter), se Figur 8.22.

Figur 8.22: Exempel på kassettbjälklag som kan utnyttjas för spännvidder upp till 6,5 m. Däcket är uppbyggt av en 3-skikts korslimmad skiva, upplagd på limträbalkar med underflänsar och inhängt undertak (Martinsons).

Samverkansbjälklag där trä kombineras med ett annat material erbjuder många möjligheter till goda tekniska prestanda, men är förhållandevis dyra att tillverka, se Figur 8.23. Tanken är att låta träet verka i dragning och betongen i tryck medan förbindarna huvudsakligen belastas i skjuvning. Förbindarnas styvhet är fullständigt avgörande för bjälklagets prestanda, se Kapitel 5. Sammansatta konstruktioner med trä och betong kan även utnyttjas för att renovera existerande träbjälklag, genom att en betongplatta gjuts ovanpå befintliga balkar. Bjälklag utförda med den här tekniken kan spänna uppåt 12 m och om tekniken kombineras med förspänning kan ännu större spann åstadkommas.

Figur 8.23: Olika typer av förbindare i bjälklag med trä och betong (Lukaszewska, 2009).

8.3.3 Förband mellan vägg och bjälklag

Det finns två huvudsakliga principer för placering av bjälklagselement; de kan antingen placeras upplagda på de bärande väggarna, som i Figur 8.24 a), eller hängas in innanför väggarna, som i Figur 8.24 b). Uppläggning ovanpå väggarna leder till stora tryckkrafter vinkelrätt mot fibrerna och svårigheter att åstadkomma lufttäthet. Inhängda bjälklag kan resultera i svagare förband med risk för ökad nedböjning (observera att förbindarna inte är redovisade i Figur 8.24 b). Bjälklagen kan även hänga enbart i flänsarna, vilket oftast är fallet med kassettbjälklag, se Figur 8.22.

Figur 8.24: a) Exempel lättkonstruktion med bjälklagselement placerade ovanpå väggarna. b) Exempel lättkonstruktion med bjälklagselement inhängda innanför väggarna.

I många fall är konstruktionsdetaljer inte allmänt tillgängliga. Lösningar kan endast påträffas som exempel på befintliga konstruktioner. Många funktionskrav behöver tillgodoses i anslutningen mellan vägg och bjälklag. För det första måste den vertikala lastbärande förmågan säkerställas. I trä måste tryckspänningar vinkelrätt mot fibrerna orsakade av vertikala laster kontrolleras. För det andra måste den horisontella bärförmågan vara tillräcklig och alla förband måste kunna överföra horisontella krafter mellan våningarna. Om bjälklaget är upplagt på väggen som i Figur 8.24 a), måste de horisontella lasterna passera genom bjälklagselementet.

I motsats till kraven på kraftöverföring erhålls goda akustiska egenskaper genom flexibla förband mellan element. En vanligt förekommande lösning är att placera någon form av vibrationsdämpande material mellan elementen. Detta minskar dock knutpunktens konstruktiva styvhet. I anslutningen mellan vägg och bjälklag i en yttervägg måste ångspärren vara

kontinuerlig förbi förbandet. Slutligen måste själva förbandet ha tillräckligt brandmotstånd, förbindare av stål måste exempelvis kläs in och trädelar med små dimensioner bör kläs in med gips eller likvärdigt. Ett exempel på en detaljerad lösning för anslutningen mellan vägg och bjälklag kan ses i Figur 8.25. I detta projekt i två våningar användes tvärspända bjälklag. Den typen av bjälklag visar sämre akustiska egenskaper (särskilt avseende stegljudsisolering) än kassettbjälklag, men tvärspända bjälklag kan vara acceptabla i andra byggnader än bostäder.

Figur 8.25: Massivt bjälklagselement upplagt på en träregelvägg, Massivträhandboken (2006).

När bjälklag hängs in innanför väggen behövs ett beslag. Ett särskilt hängsle som har utvecklats ses i Figur 8.26.

Figur 8.26: Hängsle, MFB Handbok (2010).

För att undvika problem med akustiska prestanda och att vibrationer överförs i anslutningen mellan vägg och bjälklag behöver någon form av vibrationsdämpning tillämpas. I Figur 8.26 har vibrationsdämpningen placerats på insidan av hängslet. I figur 8.24 b) är i stället dämpningen placerad mellan syllen i den övre väggen och hammarbandet i den undre. Ett särskilt exempel visas i Figur 8.27 där ett patenterat rullager används mellan volymelement.

Figur 8.27: a) Anslutning mellan bjälklag och vägg. b) Rullager (Setra Trälyftet).

8.3.4 Installationer

Träkonstruktioner är definitivt fördelaktiga jämfört med betong- och stålkonstruktioner när det gäller installationer, främst på grund av möjligheten till enkla håltagningar på byggplatsen. Å andra sidan är det alltid mer komplicerat att integrera installationer i prefabricerade byggkomponenter än vid platsbygge. Beställare kräver alltid dokumentation av installationssystem när ett byggsystem används. I allmänhet är det i prefabricerade byggsystem fördelaktigt att leda installationerna vertikalt för att minska antalet genomföringar mellan brandceller, se Lennartsson (2009). I flervånings bostadshus är det mer fördelaktigt att anordna ett schakt för varje trapphus istället för ett schakt för hela byggnaden, så att ett stort antal horisontella rör kan undvikas, se Figur 8.28.

Figur 8.28: a) Enkelt och b) multipla installationsschakt (Lennartsson, 2009).

Med de nya energistandarderna som i praktiken kräver värmeväxling och återanvändning av förvärmd tilluft i alla rum, är det sällan möjligt att samla alla installationer i ett schakt, särskilt när det gäller större lägenheter, se Figur 8.29. Försörjningen av en lägenhet omfattar vatten, el och svagström, vilket generellt sett innebär installationer med små diametrar. De enda undantagen är ventilationskanaler, vilka är utrymmeskrävande. Installationerna med små

diametrar lokaliseras vanligen till schakt nära eller inuti trapphuset, vilket gör dem åtkomliga för underhåll.

a) b)

Figur 8.29: a) Installationsschakt. b) VVS-layout.

Evakuering av luft från lägenheter kräver större dimensioner (normalt 100 mm) som kan ses i Figur 8.30. För dessa kanaler är underhållskravet mycket lägre och därför kan installationerna integreras i väggkonstruktionen (med 120 mm reglar) eller i särskilda schakt.

a) b)

Figur 8.30: a) Ventilationskanaler förlagda till ett särskilt schakt. b) Installationer placerade under ett bjälklagselement före avslutande arbete.

När det gäller horisontella installationer inom en lägenhet förekommer två principer:

- placerade i serviceutrymmet i det inhängda undertaket
- integrerade i byggnadsdelen.

För skivbaserade system (till exempel KL-trä) kan installationerna förläggas antingen ovanpå i ett flytande golv eller under den massiva träskivan i det inhängda undertaket. Valet av lösning är starkt beroende av stegljudsisoleringen. Om undertaket inte är integrerat i bjälklagselementet förläggs installationerna dit före avslutande arbetet, se Figur 8.30. Om undertaket är integrerat i bjälklagselementet måste installationerna utföras i fabriken. Vid kassettbjälklag behöver inte bjälklagets höjd ökas för att ge plats för installationer, eftersom utrymmena mellan golvbjälkarna kan användas för detta, se Figur 8.31.

Figur 8.31: Placering av rör mellan golvbjälkarna i ett kassettbjälklag (Martinsons).

8.3.5 Balkonger

I Figur 8.32 ges ett exempel på en lösning med en balkong med måtten 1 200 mm × 1 200 mm avsedd för ett flervånings trähus. Lösningen bygger på en KL-träskiva placerad i en stålram förankrad i byggnadens KL-trästomme, se Martinsons. Emellertid så har flera olika systemlösningar för träbalkonger utvecklats de senaste åren, se exempelvis Pousette med flera (2011).

8.3.6 Trappor och hissar

Väggarna i trapphus och hisschakt kan ha en stabiliserande funktion i byggnaden. Massiva träelement (till exempel KL-trä) passar bra i detta syfte på grund av materialets goda skjuvstyvhet. Å andra sidan så är kommunikation och utrymning de två viktigaste funktionerna hos dessa byggnadsdelar. Därför måste trapphusets konstruktion uppfylla brandsäkerhetskrav. Flera olika kombinationer av konstruktionsmaterial kan användas i trappor. Trätrappor är i regel kostnadseffektiva men tenderar att skapa dåliga akustiska miljöer. Ståltrappor är lämpligast för komplicerade former men å andra sidan är de dyrast och riskerar att ge en industriell känsla, om de inte kombineras med trä eller klinker. Utformningen av trappor utförs oftast i samarbete med trappleverantören som har särskild mjukvara och kunskap inom området.

Figur 8.32: Lösning för liten balkong (Martinsons).

8.4 Källhänvisningar

Axelson, K., Larsson, B., Sandberg, S., Söderlind, L. (2004): *Väderskyddad produktion: Möjligheter och erfarenheter*. Weather protected production. Possibilities and experiences. Rapport FoU-Väst 0404, Sveriges Byggindustrier, Göteborg.

Boverket (2006): *Ett utvecklings- och informationsprojekt för trähusbyggande i massivträ*. Internet: Sundvalls inre hamn, Boverket, ISBN 91-7147-963-5.

Fire Safety in Timber Buildings (2010) *Fire Safety in Timber Buildings – Technical Guideline for Europe*. SP Rapport 2010:19, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, Stockholm.

Forssén, J., Kropp, W., Brunskog, J., Ljunggren, S., Bard, D., Sandberg, G., Ljunggren, F., Ågren, A., Hallström, O., Dybro, H., Saint-Gobain, I., Larsson, K., Tillberg, K. Jarnerö, K., Sjökvist, L-G., Östman, B., Hagberg, K., Blomkvist, Å., Olsson, A., Ekstrand C-G., Johansson, M., (2008): *Acoustics in wooden buildings*. State of the art 2008. Vinnova projekt 2007-01653. SP Rapport 2008:16, SP Hållbar Samhällsbyggnad, Stockholm.

Girhammar, U.A., Källsner, B. (2010): *Horisontalstabilisering av träregelstommar*. Plastisk dimensionering. Handbok, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, Stockholm.

Gyprochandboken: www.gyproc.se

KLH: www.klh.at

Lennartsson, M. (2009): *Modularity in Industrialised Timber Housing. A Lean Approach to Develop Building Service Systems*. Luleå tekniska universitet, Licentiatuppsats.

Gross, H., Crocetti, R. (2016): *Limträhandbok Del 1–3*. Svenskt Trä, Stockholm.

Lindbäcks: www.lindbacks.se

Ljunggren, S. (2011): *Ljudisolering i trähus – en handbok för konstruktörer*. SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, Stockholm.

Lukaszewska, E. (2009): *Development of Prefabricated Timber-Concrete Floors*. Doktorsavhandling, Luleå tekniska universitet.

Martinsons: www.martinsons.se.

MFB Handbok, www.mfbmiks.se

Moelven Töreboda, www.moelven.com/se

Natterer, J., Hamm, J., Favre, P. (1996): *Composite wood-concrete floors for multi-storey buildings*. Proceedings of the International Wood Engineering Conference, 431–435.

Nordlund, P. (2010): *Horisontalstabilisering av höga trähus via trapphuset*. Masteruppsats, Luleå tekniska universitet.

Pousette, A., Sandberg, K., Ekstedt, J.(2011): *Träbalkonger*. SP Rapport 2011:82, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut. ISBN: 9789187017155.

Setra Trälyftet, www.setragroup.com

Solid wood handbook (2010), www.martinsons.se

SS-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2009/AC:2010 *Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-2:2002/AC:2009/AC:2013/AC2:2013 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–2: Allmänna laster – Termisk och mekanisk verkan av brand*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006/A1:2008/A2:2014 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader*. SIS Förlag AB.

SS-EN ISO 8560:1986 (1999) *Byggdokumentation – Redovisning av modulmått, modullinjer och modulnät*. SIS Förlag AB.

SS 25267:2015 (2015) *Byggakustik – Ljudklassning av utrymmen i byggnader – Bostäder*. SIS Förlag AB.

SS 25268:2007 (2007) *Byggakustik – Ljudklassning av utrymmen i byggnader – Vårdlokaler, undervisningslokaler, dag- och fritidshem, kontor och hotell*. SIS Förlag AB.

Svenskt Trä, www.svenskttra.se

Tavoussi, K., Winter, W., Pixner, T. (2008): *Development of earthquake bracing system for multi-storey buildings using slender shear wall elements in cross-laminated timber (CLT)*, World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan.

The Open Timber Construction System (2003): *The Open Timber Construction System – Prefabricated Element Structures*. WoodFocus, Finland.

Träguiden, *www.traguiden.se*

Tyréns & Derome (2011): *Träplattformen – en plattform för industriellt träbyggande*. CBBT.

Vessby, J. (2008): *Shear walls for multi-storey timber buildings*. Licentiate thesis, School of Technology and Design, Växjö University, Sweden.

Östman, B., Arvidson, M., Nystedt, F. (2002): *Boendesprinkler räddar liv – Erfarenheter och brandskyddsprojektering med nya möjligheter*. SP Rapport, SP Hållbar Samhällsbyggnad.

Kapitel 9
Konstruktionssystem för infrastruktur

Anna Pousette

9 Konstruktionssystem för infrastruktur 293
9.1 Träbroar 293
9.1.1 Typer av träbroar 293
9.1.2 Laster på broar 295
9.1.3 Balkar som primärbärverk 296
9.1.4 Plattor som primärbärverk 298
9.1.5 Detaljer 303
9.2 Övriga utomhustillämpningar 304
9.2.1 Bullerskärmar 304
9.2.2 Fordonsräcken 307
9.3 Utformning för hållbarhet, träskydd 307
9.3.1 Inspektioner och underhåll 309
9.4 Källhänvisningar 310

9 Konstruktionssystem för infrastruktur

9.1 Träbroar

Trä är ett lämpligt material för broar eftersom det är ett lätt material med hög bärförmåga i relation till sin egen vikt. Trä används som konstruktionsmaterial för både gångbroar och vägbroar. För vägbroar inkluderar kraven tillräcklig bärförmåga för fordonstrafik med stora koncentrerade laster och detta leder till andra metoder, dimensioner och typer av broar jämfört med gångbroar. Träbroar har visat sig vara tillräckligt starka för att bära full trafiklast med små och medelstora spännvidder.

Broar byggs vanligtvis för att nå förbi hinder och underlätta förflyttningen av människor och material. Träbroar har fått en renässans under de senaste tjugo åren. Nya tekniker för träkonstruktioner har gjort det möjligt och konkurrenskraftigt att bygga nya träbroar. De viktiga utvecklingsstegen för byggandet av träbroar är nya konstruktioner, nya material och nya förband, som beskrivs av Taylor med flera (1992). Hållbara och ekonomiska broar för långa spann eller höga belastningar kan byggas med dessa nya koncept i kombination med konstruktivt träskydd. Den tekniska utvecklingen omfattar till exempel mer effektivt materialutnyttjande såsom limträ, nya förbandstyper och bättre kunskap om konstruktivt beteende hos material och konstruktioner. Äldre tiders träbroar var ofta byggda av träbalkar med en slityta av träplankor. Ett genombrott för moderna träbroar kom med det tvärspända trädäcket som förbättrade möjligheterna att bygga hållbara träbroar, vilket beskrivs i Ritter (1990). Tack vare begränsade rörelser i däcket kunde de även utföras med en hållbar ytbeläggning av asfalt.

En träbro väljs vanligtvis på grund av kostnaden, estetiken, miljömässiga hänsyn, byggtiden och vikten. Det finns många sätt att utforma en träbro och det finns många typer att välja bland. För planeringen och produktionen är det viktigt att överväga det övergripande konceptet för konstruktivt träskydd, vilket inkluderar utformning, materialval och konstruktionsdetaljer. Med en god utformning kan träbroar vara konkurrenskraftiga både i fråga om tillverkning och underhåll och med en god arkitektonisk utformning kan resultatet också bli attraktiva broar.

9.1.1 Typer av träbroar

Vilken typ av träbro som är den mest lämpliga i varje enskilt fall beror på förutsättningarna när det gäller spännvidd, fri höjd och trafikslag. Bron bör även passa in i landskapet och vara tilltalande både för de som passerar över den och sett från ett perspektiv i omgivningen. Planeringen av en ny träbro bör ta hänsyn till följande:

- topografin på platsen för bron
- typ av hinder som ska passeras, en dal, järnväg, vattendrag eller andra hinder
- anslutningar till omgivande vägar
- närbelägna byggnader och landskap
- markförhållanden på platsen
- standarder och regler.

Tabell 9.1 **Brotyper, statiska system.**

Brotyp	Term	Lämpliga spännvidder [1]
	Balkar	5 – 30 m
	Enkelt hängverk	10 – 50 m
	Enkelt sprängverk	20 – 40 m
	Underspänd balk med fyra mellanstöd	10 – 40 m
	Båge	20 – 70 m
	Snedstagsbro	20 – 130 m
	Hängbro	20 – 130 m

[1] Lämpliga spännvidder avser gångbroar.

I Tabell 9.1 visas exempel på olika typer av träbroar. Ett typiskt brodäck består av balkar eller en platta, som för längre spännvidder kan kompletteras med andra bärverk. Olika brotyper såsom fackverk, bågar, snedstagsbroar och hängbroar kan användas både för vägbroar och gångbroar, se TräGuiden (www.traguiden.se).

Hängverksbroar: har vertikala stag som överför laster från brodäcket till diagonala konstruktionsdelar på sidorna av brodäcket. Hängverk klarar stora spännvidder med relativt låg konstruktionshöjd hos själva däcket.

Sprängverk: är ett gammalt byggsystem som har diagonala tryckta stänger under brodäcket. Bärverket under däcket ökar brodäckets eller balkens lastbärande förmåga och överför tryckkrafterna till landfästena eller brofundamenten.

Underspända balkar och fackverk: klarar längre spännvidder med mindre material än homogena balktvärsnitt, men medför större konstruktionshöjder. Dessa broar byggs i limträ som ibland kombineras med dragstag av stål. De består av många knutpunkter vilkas funktion är mycket viktig för bärförmågan, styvheten och hållbarheten. Fackverken kan placeras under brodäcket, eller på sidorna av detsamma. Placering under däcket är att föredra då detta möjliggör användande av flera fackverk, fackverken kan ges ett enklare utförande och kan lättare skyddas mot vädrets påverkan. Då fackverk placeras på sidorna av en vägbro bör höjden på fackverket vara tillräckligt stor för att möjliggöra ett vindförstyvande system över körbanorna. Ramstängerna i fackverket kan också utformas som krökta element.

Fackverk på sidorna av däcket används för gångbroar med en bredd av 2 – 3 m och en fackverkshöjd omkring 1 – 1,5 m kan då med viss komplettering fungera som broräcke. Erfarenheter visar att skydd mot fukt är viktigt men på grund av estetiska skäl förses vanligtvis inte hela fackverket med skyddande beklädnad. Alla exponerade ovansidor hos underramen samt de nedre diagonalanslutningarna i ett fackverk bör dock täckas av med plåtar.

Bågar: tillverkas vanligen i limträ. Lamellerna kröks under limningsprocessen och kan ges olika radier. På grund av produktions- och transportbegränsningar tillverkas limträbågar vanligtvis som treledsbågar. Bågarna kan placeras under eller över brodäcket. Bågar över däcket placeras på sidorna och kombineras med tvärbalkar under däcket samt hängstag av stål. Knutpunkterna är avgörande för den lastbärande förmågan och hållbarheten och bågarna bör skyddas med täckplåtar och beklädnad. Bågarna kan förses med kemisk impregnering eller lämnas obehandlade om de är väl inklädda.

Hängbroar och snedstagsbroar: består av trädäck som hängs upp i böjliga stålkablar eller snedstag från pyloner eller torn. De är lämpliga för långa fria spann. De flesta hängbroar i trä har byggts för fotgängare.

9.1.2 Laster på broar

Brodimensionering omfattar verifieringar av bruksgränstillstånd och brottgränstilltånd för kombinationer av dimensioneringsvärden för permanent och variabel last samt olyckslast, såväl som last under byggskedet. Laster på träbroar bör beräknas enligt relevanta delar av Eurokod SS-EN 1991; densiteter, egentyngd, snölast, vindlast, temperaturpåverkan, last under byggskedet, olyckslast och trafiklast på broar. Egentyngden är en permanent last. Enligt materialstandarderna, SS-EN 338 respektive SS-EN 14080, baseras egentyngden för trä på hållfasthetsklassen, till exempel medelvärde 3,5 – 5,0 kN/m^3 för C14 – C40, respektive 3,7 – 4,9 kN/m^3 för GL20 – GL32. Egentyngden av asfalt och asfaltbetong är omkring 24 – 25 kN/m^3. Broar med tak måste beräknas för snölast på taket. Broar för skidåkning och snöskotrar bör också utformas för snölast. För andra broar antas att snöröjning utförs och hänsyn till snölast behöver inte tas vid dimensioneringen.

Trafiklaster på broar motsvarar påverkan av trafik på bron i vertikal och horisontell riktning på grund av fordonsvikt, broms- och accelerationskrafter, centrifugalkrafter och andra sidokrafter, last på gång- och cykelbanor och last av folksamlingar, med mera. Dessa är fria variabla laster och bör betraktas som korttidslaster. För vägbroar återfinns i Eurokod SS-EN 1991-2 åtskilliga modeller för last med värden motsvarande bil-, buss- och lastbilstrafik. Lastmodellerna innebär höga koncentrerade laster (hjullaster) som verkar på en yta av 0,4 m × 0,4 m och en jämnt utbredd last för varje körfält. Lastmodell 1 visas i Figur 9.1.

Enligt Eurokod SS-EN 1991-2 finns det två typer av trafiklaster för gångbroar. Dessa är jämnt utbredd last motsvarande människor och folksamlingar, samt koncentrerade laster (hjullaster) orsakade av servicefordon, vilket visas i Figur 9.2. Dessa laster bör inte kombineras.

Figur 9.1: Exempel på trafiklast på vägbro (utbredd last och hjullaster).

Figur 9.2: Exempel på trafiklast på gångbro (hjullaster av servicefordon).

Det förekommer statiska och estetiska krav på broräcken och räckena är därutöver föremål för vädernötning. Gångbroar av trä har vanligtvis räcken av trä. Räcken längs vägbroar måste klara påkörningskrafter från bilar, vilket utvärderas genom standardiserade fullskaleförsök. För det mesta används stålräcken till vägbroar av trä. Infästningsdetaljerna för räckesstolparna på trädäcket är mycket viktiga och ska kontrolleras.

Vibrationer orsakade av fotgängare är en viktig faktor vid utformning av träbroar, på grund av trämaterialets låga vikt. Både vertikala och horisontella vibrationer kan orsaka en känsla av otrygghet för fotgängare som befinner sig på konstruktionen. Kontroll av gångbroar bör utföras gällande vibrationer orsakade av fotgängare liksom verifiering av komfortkriterier om egenfrekvensen för däcket är lägre än 5 Hz för vertikal svängning eller lägre än 2,5 Hz för horisontell och vridningsrelaterad svängning. Komfortkriteriet definieras i termer av maximalt tolererbar acceleration för någon del av däcket. Dämpningsförhållanden för träbroar kan antas enligt Eurokod SS-EN 1995-2. Utmattning är sällan en avgörande faktor för träbroar och kontrolleras vanligen inte för gångbroar.

9.1.3 Balkar som primärbärverk

För balkbroar utgör balkar den primära konstruktionen. För andra brotyper kan balkar kombineras med andra konstruktionsdelar som bågar eller strävor, se Tabell 9.1. Balkbroar konstrueras ofta med limträbalkar placerade under brodäcket och med plankdäck fästa tvärgående eller i längsriktningen, som beskrivs i Pousette (2008). Den traditionella balkbron består typiskt av primärbalkarna, tvärbalkar, tvärgående förstyvning, tvärgående syll och

slitplank, se Figurerna 9.3 och 9.4. Denna brotyp är lämplig för gångbroar, men även för små vägbroar. Limträbalkarna är vanligtvis tillverkade med en överhöjning så att bron är lätt krökt. Balkbroar har ett enkelt statiskt system och de är enkla att tillverka och bygga. Balkarna måste tvärförstyvas för att erhålla bärförmåga och styvhet i sidled och ett horisontellt fackverk mellan de primära balkarna tar vanligen hand om vindlasterna på bron. Brodäck utförs vanligtvis med ytskikt av synliga plank, men även liggande limträbalkar eller andra träbaserade skivor kan användas i kombination med ett tätskikt under slitytan.

Figur 9.3: Uppbyggnad av balkbro.

Figur 9.4: Balkbro med fyra limträbalkar.

Fritt upplagda balkar är enkla att utforma. Längre broar över flera stöd kan med fördel vara kontinuerliga. Broar över flera stöd kan även utformas med Gerberförband i ett brosystem med flera spann. En Gerberbalk innebär att yttre spann kan forma konsoler som bildar upplag för en mellanliggande inre balk. Primärbärverk för broar kan förtillverkas i delar eller kompletta enheter som transporteras till byggplatsen och lyfts på plats.

Balkhöjden beror av spännvidden, brolängden, antalet balkar och balkbredden. En gång- och cykelbro med en bredd upp till cirka 2,5 m kan ha två balkar. Tre balkar klarar bredder upp till omkring 4 m. Servicefordon kräver vanligtvis något högre balkar än enbart för utbredda lasten. För en enkelt upplagd balk med 10 m spännvidd krävs en balkhöjd på omkring 600 – 800 mm och för 20 m spännvidd omkring 1 200 – 1 400 mm.

Spridning av koncentrerade vertikallaster bör antas ske till ett referensplan vid mitten av brodäcket (syllarna). För koncentrerade laster bör en effektiv lastarea antas avseende detta referensplan, se Figur 9.5, vilket ger antalet syllar som belastas med hjullasten.

Ifall konstruktiva träelement utsätts för slitage av trafik bör den höjd som beaktas vid dimensioneringen motsvara den minsta tillåtna höjden innan utbyte måste ske.

Figur 9.5: Balkbro.

9.1.4 Plattor som primärbärverk

Primärbärverk med tvärspänd platta består av trälameller av plank eller vid större spännvidder av limträbalkar som placeras kant vid kant och tvärspänns med stänger av höghållfast stål, se Figur 9.6. Stängerna placeras i förborrade hål genom lamellerna och förspänns med en hydraulisk domkraft. Dragkrafterna i stängerna trycker samman lamellerna så att däcket fungerar som en stor massiv träplatta, som beskrivs av Pousette med flera (2002). Detta leder till ett stabilt och styvt däck som lämpar sig för mycket höga hjullaster.

Figur 9.6: Tvärspänt däck.

En tvärspänd platta utgör både den primära konstruktionen och brobanan. Plattan är styv i tvärriktningen så att man i normalfallet inte behöver vindförstyvning för att klara vindlaster tvärs bron. En däckplatta kan även kombineras med ytterligare konstruktioner som bågar och strävor, se tabell 9.1.

Plattor som primärbärverk är lämpliga för vägbroar men även för gång- och cykelbroar. Broarna förses vanligen med ett vattentätt skikt och en asfaltbeläggning, vilken skyddar träet mot fukt ovanifrån, se Figur 9.7. Tillsammans med beklädnad längs sidorna ges den bärande konstruktionen ett gott väderskydd. Broarna har räcken av antingen stål eller trä.

Figur 9.7: Tvärspänd bro.

Ett tvärspänt däck är enkelt att bygga och uppvisar god lastfördelningsförmåga gällande hjullaster. Lastfördelning mellan lamellerna sker genom tryck och friktion, där friktionen skapas av det tvärgående trycket som däcket utsätts för. Däcket fungerar som en kontinuerlig platta utan tvärgående eller longitudinella fogar som kan påverka slitytans prestanda. På grund av att lastfördelningen mellan lamellerna uppstår som en följd av friktion kan stumfogar för lamellerna tillåtas med vissa begränsningar och alla lamellerna behöver således inte vara kontinuerliga. Begränsningarna gällande längd och bredd på en tvärspänd bro är få. Det är även möjligt att kröka däcket om bron är placerad i en kurva.

Analys av lamellplattor bör i enlighet med Eurokod SS-EN 1995-2 baseras på ett av följande: ortotropisk platteori, finitelementmodellering av plattan eller förenklad metod. Vid en avancerad analys av plattor av barrträlameller är relationerna för systemegenskaperna (elasticitetsmodul och skjuvmodul i olika riktningar) givna och Poissons tal kan antas vara noll.

Koncentrerade vertikallaster bör spridas till referensplanet i mitten av plattan och en effektiv lastarea bör antas, se Figur 9.8. Bredden b_w är hjulbredden och $b_{w,middle}$ är bredden i mittplanet beräknat ur lastspridningsvinklarna β_1 och β_2 för olika material. Spridningsvinkeln β för koncentrerade laster för olika material återfinns i Tabell 5.2 i Eurokod SS-EN 1995-2.

Figur 9.8: Tvärspänd bro.

Vid en förenklad analys kan plattan ersättas med en eller flera balkar i lamellernas riktning, med den effektiva bredden b_{ef} beräknad som:

$$b_{ef} = b_{w,middle} + a \qquad \textbf{Ekv. 9.1}$$

där:

$b_{w,middle}$ bör beräknas enligt Figur 9.8,
a ges i standarden, till exempel 0,3 m för tvärspända plattor.
Denna balk belastas med fördelad last och hjullaster och den nödvändiga plattjockleken kan beräknas.

När hjullaster belastar däcket ger böjning i tvärriktningen upphov till en tendens till öppningar mellan lamellerna på däckets undersida och tvärskjuvning gör att lamellerna tenderar att glida vertikalt, se Figur 9.9. En tillräcklig förspänningsnivå tvärs lamellerna förhindrar båda verkningarna. För böjning i tvärriktningen motverkar tryckspänningen direkt dragspänningen på däckets undersida. Vertikal glidning motverkas av friktionen mellan lamellerna som är en effekt av förspänningen. Det viktigaste för tvärspända däck är att upprätthålla en tillräcklig förspänningsnivå; om förspänningen reduceras över tid på grund av krympning eller krypning går det alltid att återspänna stängerna. Förlusten av förspänningskraft är ansenlig under den första perioden efter uppspänningen men efter återspänning ett antal gånger under byggtiden stabiliseras kraften i takt med att fuktinnehållet stabiliseras. Förspänningskraften kommer dock att variera betydligt med temperaturen under året.

Långtidsförspänningen ska vara sådan att inga glidningar mellan lameller uppstår. Den maximalt tillåtna tvärkraften orsakad av vertikala och horisontella laster beror av friktionskoefficienten, den minsta tillåtna återstående tryckspänningen på grund av förspänning och plattans tjocklek. Friktionskoefficienten bestäms av träslag, kontaktytans grovhet, behandling av trämaterialet, fuktinnehåll och återstående spänningsnivå mellan lameller. I områden utsatta för koncentrerade laster bör efter lång tid, den minsta kvarvarande tryckspänningen från förspänning av lamellerna inte understiga 0,35 N/mm^2.

Enligt Eurokod SS-EN 1995-2 kan återstoden av förspänningen efter lång tid normalt antas vara större än 0,35 N/mm^2, förutsatt att den initiala förspänningen åtminstone uppgår till 1,0 N/mm^2, att lamellernas fuktkvot vid tidpunkten för förspänning inte är högre än 16 %, och att variationen i fuktkvot i plattan under bruksfasen begränsas med lämpliga skyddslager, till exempel tätskikt.

Figur 9.9: Effekter av hjullaster på tvärspända däck.

Den resulterande tvärspänningskraften bör verka centralt i plattans tvärsnitt. Tryckspänningen vinkelrätt mot fibrerna under förspänningen, i kontaktytan mot förankringsplattan, ska kontrolleras. Då förspänningskraften vid kanten kan vara för hög för barrträet i däcket utnyttjas ofta lövträbrickor för fördelning av förspänningen.

Tvärspända broar är vanliga för både gångbroar och vägbroar. Det förekommer tre typer av tvärspända konstruktioner: plattor, T-balksbroar och lådbalksbroar. Plattor är antingen fritt upplagda eller kontinuerliga över flera stöd. T- och lådbalksbroar används för längre spann. Utformningen blir mer komplex, se Figurerna 9.10 och 9.11, och överföringen av tvärkrafter mellan liv och flänsar samt deformationer under asymmetriska laster är viktiga vid dimensioneringen.

Figur 9.10: Tvärspänd T-balksbro.

Figur 9.11: Tvärspänd lådbalksbro.

T-balksbroar och lådbalksbroar blir något högre än plattor med samma spännvidd, men de byggs med mindre materialåtgång. Lämpliga spännvidder och en ungefärlig indikation på erforderliga höjder visas i Tabell 9.2 för fritt upplagda broar med en bredd av 3 m. Höjden beror på lasten, beläggningen, trämaterialet och bredden. För T- och lådbalksbroar beror den även av antalet liv och dessas bredd och material.

Tabell 9.2 Tvärspända plattor, bredd 3 m.

Typ av brodäck	Brotyp	Lämplig spännvidd (m)	Höjd (m)
Tvärspänd platta	Vägbro	5 – 25	0,3 – 1,2
Tvärspänd platta	Gångbro	5 – 20	0,2 – 0,6
Tvärspänd T-balksbro	Gångbro	20 – 30	0,8 – 1,5 [1)]
Tvärspänd lådbalksbro	Gångbro	20 – 30	0,6 – 1,2 [1)]

[1)] Beror även på antalet och typen av liv.

Även andra typer av brodäck förekommer. De kan tillverkas av plankor eller limträbalkar placerade sida vid sida och spikas eller limmas ihop, eller av korslimmat trä (KL-trä) eller fanerträ (LVL). KL-trä består av minst tre lager av korsvis limmade barrträbrädor, men även fem och sju lager används, se även Avsnitt 2.7. KL-skivorna kan kombineras med limträbalkar till en T-balksbro. Förbandet mellan brodäcket och balkarna är viktigt för överföringen av tvärkrafter.

Idén med kompositer av trä och betong är att kombinera träets höga draghållfasthet med den höga tryckhållfastheten hos betong. De första tillämpningarna utgjordes av konstruktioner både i nybyggen och vid renovering. Tvärkraften kan överföras av mekaniska förbindare eller genom direktkontakt mellan trä och betong med så kallad grovnot (spår i träet). Spänningsfördelningen beror av förbindarnas styvhet.

Förband mellan trä och betong i kompositbalkar kan vara skjuvbelastade förbindare av dymlingstyp. Där det förekommer ett mellanliggande icke-bärande lager mellan träet och betongen (till exempel för formsättning), se Figur 9.12, bör hållfasthets- och styvhetsparametrarna bestämmas genom särskild analys eller genom försök.

För grovnot bör tvärkraften tas upp genom direkt kontakttryck mellan träet och betongen som gjuts i spåret. Betongdelens och trädelens hållfasthet bör kontrolleras i förbandet så att dessa är tillräckliga. Betongdelen och trädelen måste hållas samman så att de inte separerar och förbandet bör dimensioneras för små dragkrafter mellan träet och betongen.

Figur 9.12: Däck med samverkande trä och betong, med mellanliggande skikt.

9.1.5 Detaljer

Utformningen av förband i träbroar är viktig för den lastbärande förmågan och för hållbarheten. I förbanden kan spikar, skruvar och träförbindare användas, men en del förbandstyper har alltför låg hållfasthet och leder till större glidning än vad som är önskvärt. För styva förband med stora krafter, till exempel i fackverksbroar, kan inslitsade stålplåtar i sågade slitsar i träelementen användas i kombination med dymlingar. Stål används även i andra komponenter i träbroar, till exempel i sidostabiliserande styva ramar för att överföra moment. För tvärbalkar används ofta stålbalkar på grund av att träets låga skjuvhållfasthet skulle leda till stora tvärsnitt i trä. Även för dragna element, som vertikala hängstag föredras stål som material.

Räcken utförs vanligen i trä eller stål, se Figurerna 9.13 och 9.14, och ska följa last- och säkerhetsföreskrifterna. Det finns även föreskrifter för räckeshöjd och dimensioner för de olika räckesdelarna. Särskilt för gångbroar finns det föreskrifter för avståndet mellan stänger och det fria avståndet mellan olika delar. Detta innebär att räcket om det utformats enligt föreskrifterna, inte ska vara klättringsbart. Därtill är den estetiska utformningen av stor betydelse för räcken. Särskilt för gångbroar bör räcken vara estetiskt tilltalande och det finns många alternativ att välja bland.

Figur 9.13: Träräcke på gångbro.

Figur 9.14: Stålräcke på vägbro.

Upplagsanslutningar för träbroar måste utformas för att motstå vertikala och horisontella krafter överförda från primärbärverket till underbyggnaden. Lager för balkbroar kan ofta vara enkla med en balk fixerad vid underbyggnaden. Tvärspända däck är i de flesta fall placerade på gummiremslager och förankrade med förbindare av stål, se Figur 9.15. Rörelser hos träbroar är vanligtvis relativt små. Övergången mellan väg och bro måste vara tät så att vatten inte kan rinna ner till fundamenten under bron, vilka också bör utformas så att vatten avleds.

Figur 9.15: Ändupplag för träplatta.

9.2 Övriga utomhustillämpningar

Förutom träbroar finns det ett antal andra tillämpningar för träanvändning utomhus i infrastrukturen, till exempel bullerskydd, fordonsräcken, ledningsstolpar, lyktstolpar, cykelförråd, väderskydd vid busshållplatser samt möbler i gaturummet. Några av dessa beskrivs nedan.

9.2.1 Bullerskärmar

Buller är störande och oönskat ljud. En bullerskärm är en utomhuskonstruktion utformad för att dämpa bullret från vägar, järnvägar och andra bullerkällor som till exempel industrier. Trafikbuller från vägar består av däckljud, fordonsljud från motorer och växelsystem med mera. Vid hastigheter över 50 km/h är däckljud den dominerande bullerkällan, som varierar mellan fordonstyp och hastighet. Andra metoder för att reducera bullret omfattar förbättring av bilars aerodynamik och däckutformning, och val av ljuddämpande vägbeläggningstyper. Trots detta arbete med bullerreduktion vid källan och användandet av bullerdämpande fönster och byggnader, exponeras många människor som bor nära stora vägar för höga bullernivåer.

Bullerskärmar kan vara effektiva verktyg för bullerdämpning. Lokalisering, topografi, kostnad och estetik spelar roll vid det slutgiltiga valet av bullerskydd. Vanligtvis väger fördelarna med bullerdämpning långt mycket mer än estetiska effekter för boende som skyddas mot oönskat ljud. Dessa fördelar omfattar mindre sömnstörningar, förbättrade möjligheter att njuta av utomhusvistelse, minskade störningar av tal och minskad stress, eftersom buller kan ge upphov till psykologiska förändringar och olika hälsoproblem. Nackdelar med bullerskärmar inkluderar estetisk påverkan för bilförare och grannar, särskilt ifall attraktiva vyer skärmas av, kostnader för utformning, uppförande och underhåll samt nödvändigheten att utforma avrinning, vilket kan kräva att skärmen delas upp.

När ljudvågor går från en ljudkälla reduceras ljudnivån med ökat avstånd från källan. Ljud kan reflekteras, brytas eller absorberas. Ljud reflekteras när en ljudvåg träffar en hård yta. När en skärm placeras i ett ljudfält minskar ljudet i skuggan av skärmen, se Figur 9.16. Minskningen beror huvudsakligen av höjden på bullerskärmen. Högre skärmar än 3 – 4 m byggs inte, mest av praktiska skäl. Ljudskuggan bakom skärmen är inte komplett, då en del av ljudet

sprids över kanten: dämpningseffekten är störst omedelbart bakom skärmen och minskar med ökat avstånd från skärmen.

Figur 9.16: Bullerskärm.

Buller som reflekteras av bullersskärmar ökar bullernivån på andra sidan vägen. Ljudabsorberande material som mineralull på själva skärmen kan minska effekterna av det reflekterade ljudet. Det utnyttjas särskilt i urbana områden. Ett bullerskydd måste vara fullkomligt lufttätt eftersom sprickor och mellanrum minskar ljudisoleringen. Bullerskärmen bör också sluta tätt intill marken eftersom ett mellanrum på ett par cm mellan skärm och mark kan minska bullerdämpningseffekten till hälften. Öppningar för passage ut till vägen bör utformas med överlappande delar.

För att en bullerskärm ska vara effektiv måste den kunna isolera luftburet ljud. Ljudisolering för en bullerskärm bör vara minst 20 – 25 dB, vilket uppnås med gott trähantverk och en skärm med dubbla paneler.

Laster som verkar på en bullerskärm är vindlast, egentyngd, snölast, snöröjningseffekter och påkörning av fordon. Vindlaster på fristående väggar bör enligt Eurokod SS-EN 1991-1-4 specificeras för zonerna A, B, C och D, se Figur 9.17. En vägg med ett hörn erhåller ett reducerat värde på formfaktorn i zonerna A – C medan formfaktorn i zon D alltid är 1,2.

Figur 9.17: Vindlast på bullerskärm (högst last i zon A, nära änden).

Bullerskärm i trä kan utföras som en vägg. Väggen har stolpar på 2 – 5 m centrumavstånd och mellan stolparna sätts en enkel eller dubbel panel upp. Trä som är i kontakt med marken bör vara av beständigt träslag eller tryckimpregnerat trä. Stolparna måste förankras i marken; en stor del av kostnaden för bullerskydd utgörs av mark- och grundläggningsarbeten. Därför

bör avståndet mellan grundläggningspunkterna vara så stort som möjligt. Alltför stort avstånd kräver emellertid långa panelelement som behöver kraftig utformning för att motstå vindlasterna. Grundläggningen kan utföras med betongblock eller pålar. Tjälskador bör undvikas då de kan påverka stolpar och knutpunkter.

Den största risken för skador på väggen är i den nedre delen vid infästningen mot marken, som exponeras för vatten som stänker upp från markytan. Vegetation nära skärmen ökar den risken. Panelen bör sluta minst 300 mm över marken, eller minst 100 mm om det finns ett effektivt stänkskydd. Väggen måste sluta tätt intill marken och infästningen bör kunna ta upp effekten av sättningar i marken.

Materialval för bullerskydd är viktigt för att de ska passa in i omgivningen och med existerande byggnader. Olika material längs skärmens utsträckning kan hjälpa till att bryta upp en lång, monoton vägg. Även lösningar med glas kan reducera intrycket av en dominerande vägg, se Figur 9.18, och vegetation längs bullerskärmen kan inkluderas som del av utformningen. Bullerskärmar längs en väg bör byggas med två olika fasader, en mot vägen och en för de boende. Fasaden mot vägen bör vara varierad men ges ett sammanhållet intryck till storlek och skala för att inte distrahera förarna; förare färdas dessutom snabbt och uppfattar inte detaljer i utformningen. Detaljutformning är däremot viktig för fasaden mot de boende, där människor rör sig långsammare och kommer nära skärmen.

Figur 9.18: Bullerskärm med glasparti.

9.2.2 Fordonsräcken

Utformningen av skyddsräcken beror av det avsedda användningsområdet. Dimensioner och material väljs beroende på krav och omgivande miljö. En del skyddsräcken håller fordon inom definierade utrymmen såsom på en väg eller på specifika parkeringsytor. Fordonsräcken kan delas in i olika typer som skyddsräcken, pollare, staket och vägräcken av trä.

Skyddsräcken på parkeringsytor bör utformas för att klara tillräckliga horisontallaster för att stå emot påkörningar med fordon. Horisontalkraften kan antas vinkelrät mot räcket och jämnt utbredd över en del av räcket. Kraften beräknas ur fordonets massa och hastighet och kan betraktas verka i stötfångarhöjd.

Vägräcken i trä utgörs av en serie låga stolpar sammanbundna med balkar. Vägräcken blockerar och kontrollerar tillgänglighet för fordon och används längs vägar. De bör utformas för att klara tillräckliga horisontalkrafter från ett fordon. Ett staket är en konstruktion som fungerar som en gräns eller barriär, vanligen bestående av stolpar, brädor, wire eller överliggare. Syftet är att hålla människor inom eller utanför ett visst område och staket utformas inte för att stå emot påkörning.

En pollare är en stolpe utan reglar eller överliggare, vanligtvis 0,5 – 1,2 m hög och används en och en eller i grupper. Syftet är att blockera fordonstillfart och de används för att definiera avgränsningar av områden, såsom en parkeringsplats, närbelägna ytor utanför byggnader eller en fotgängarentré. Då pollare definierar en fotgängarentré bör de stå med minst 0,9 m mellanrum för att tillåta passage av fotgängare och rullstolsburna. De kan placeras tätare ihop när de definierar en avgränsning. Att skapa upplysta ytor med lyktförsedda pollare gör att detaljer i deras närområde framträder i mörker och på så sätt kan de fungera som ledljus för fotgängares och fordonsförares säkerhet.

9.3 Utformning för hållbarhet, träskydd

Funktionsduglighet, teknisk livslängd och hållbarhet är ofta inbegripet i kraven för utvändiga trätillämpningar. Hållbarhet är egenskapen för bibehållen funktion under en viss given tid utan förlust av definierade funktioner. Ekonomiskt rimlig teknisk livslängd är den tid under vilken prestanda bibehålls på en nivå som motsvarar kraven med hänsyn till alla relevanta aspekter, såsom kostnad för utformning, uppförande och användning, konsekvenser av brott, kostnad för inspektion, underhåll och reparationer, delvis utbyte, avfallshantering och miljömässiga aspekter.

Hållbarheten hos träkonstruktioner utomhus påverkas av nederbörd, vind och solstrålning. Effekterna av direkt vädernötning på konstruktiva trädelar kan minskas genom konstruktiva förebyggande åtgärder eller genom att använda trä med tillräcklig naturlig hållbarhet, eller trä som behandlats mot biologisk nedbrytning. Utvändiga träkonstruktioner bör utformas för optimal hållbarhet, exempelvis vid valet av brotyp, lämplig detaljutformning, dimensioner, knutpunkter och behandling inklusive ytbehandling, som kan ha effekt på hållbarheten. Nedbrytande svampar är det huvudsakliga hotet och det viktigaste är att hålla träets fuktkvot under kritiska nivåer. Svamptillväxt i trä beror på fuktigheten och om fuktkvoten är under 20 % förekommer ingen tillväxt. Samverkan mellan material, utformning, konstruktion och underhåll är viktigt. Material och behandling bör väljas baserat på föreskrifter för hållbarhet och livslängd, inkluderande risken för nedbrytande svampar och möjligheten att inspektera, underhålla och reparera.

Det mest kritiska vid detaljutformning är fuktens inverkan på trämaterial och denna kan minimeras, främst genom:

- Minimering av vatteninträngning genom effektivt vattenskydd, täckande delar, skydd av ändträ, undvikande av exponerade ändfogar, användande av förbindare som minimerar risken för sprickor, undvikande av delar nära marken, lämpliga ytbehandlingar eller andra behandlingar.
- Säkerställande av snabb uttorkning om materialet tar upp onormala fuktmängder, användning av diffusionsöppna behandlingstyper, undvika smala mellanrum i fogar, undvika vegetation nära exponerade konstruktionsdelar.

Täckande av konstruktionselement skyddar konstruktionen från regn, exempelvis ett tak över en bro eller beklädnad på en båge, som visats av Kleppe (2010). Där delvis eller hel inklädnad av de primära konstruktionselementen är opraktisk kan hållbarheten förbättras genom en eller flera av följande åtgärder:

- Begränsande av stående vatten på träytor genom lämplig lutning av ytorna.
- Begränsning av öppningar, slitsar med mera där vatten kan ansamlas eller tränga in.
- Begränsning av direkt absorption av vatten (till exempel kapillärsugning från betonggrund) genom att använda lämpliga spärrskikt.
- Begränsning av sprickor och delaminering, särskilt på ställen där ändträ skulle exponeras, genom lämplig tätning och/eller täckplåtar.
- Begränsning av svällnings- och krympningsrörelser genom säkerställande av ett lämpligt initialt fuktinnehåll och genom att reducera fuktförändringar under brukstiden med tillräckligt ytskydd.
- Val av geometri för konstruktionen som säkerställer naturlig ventilation av alla trädelar.

Risken för ökat fuktinnehåll nära marken kan minskas genom att:

- Täcka marken med grovt grus eller liknande för att begränsa vegetation.
- Använda ökat avstånd mellan trädelarna och markytan.

Korrosionsmotstånd är viktigt. Ett exempel på särskilt korrosiva förhållanden är en träbro där korrosiv saltning inte kan uteslutas. Risken för spänningskorrosion bör beaktas. Effekten av kemisk behandling av trä eller trä med högt syrainnehåll på förbindares korrosionsskydd bör beaktas. Galvanisering av ståldelar och förbindare är i de flesta fall tillräckligt, men också rostfritt stål används.

Träskyddsbehandlat trä kan ge skydd mot röta och/eller insektsangrepp. Tryckimpregnerat trä används typiskt då det förekommer risk för långvarig fuktpåkänning, när säkerhetsåtgärder är viktiga, konstruktionselementen är svåra att ersätta eller när virket är beläget nära marken. Tryckimpregnerat trä ska vara producerat enligt europeisk standard (till exempel NTR-märkt).

En del länder som till exempel Norge utgår från 100 års livslängd för broar. I Norge impregneras ofta trä i broar med kemikalier för att ge dem tillräckligt lång hållbarhet. Två metoder används, kopparsalter och kreosot eller en kombination av båda. En dubbel impregnering med salt och kreosot är vanligt förekommande, som beskrivet av Ekeberg (2010). Varje lamell tryckimpregneras med saltlösning före hyvling och limning. Hela konstruktionselementet med håltagningar med mera tryckimpregneras därefter med kreosotolja. Denna dubbla impregnering

har använts för bågar och fackverk. Tvärspända däck som skyddas av ett vattentätt membran impregneras vanligen enbart med kreosotolja.

Sverige och flera andra länder har förbjudit användningen av kemiska behandlingar som innehåller kreosot eftersom det anses vara mer eller mindre skadligt för naturen. Därför är utformningen mycket viktig, liksom detaljutförandet och underhållet. Sverige har föreskrifter för träbroar med teknisk livslängd av 40 respektive 80 år. Skillnaden mellan föreskrifterna i de två fallen är att omfattande träskydd krävs och att en underhållsplan måste finnas för en teknisk livslängd av 80 år. Impregnering med kopparsalter är tillåten för exponerade delar men brodäck och andra konstruktionskomponenter som är utförda med konstruktivt träskydd kan tillverkas av barrträ utan någon kemisk behandling eller av annat trä med godtagbar naturlig hållbarhet.

9.3.1 Inspektioner och underhåll

Träskydd och underhåll bör beaktas under planeringen eftersom anledningen till nedbrytning vanligtvis är bristfällig detaljering och/eller negligerat underhåll. Ett regelbundet underhåll behövs för att säkerställa en lång livslängd för träkonstruktioner utomhus, lika väl som för konstruktioner av andra material. Detta omfattar alla åtgärder för fullgott beteende hos konstruktionen för att förebygga skador från vädernötning och träförstörande organismer. För broar gäller vanligtvis föreskrifter om regelbundna inspektioner och planering av framtida åtgärder. Träbroar inspekteras på liknande sätt som andra broar, men metoderna och mätningarna anpassas till trämaterialet, som beskrivs i Pousette med flera (2006).

En noggrann tvättning rekommenderas en gång om året när nedsmutsning av jord eller löv avlägsnas. Öppningar bör hållas fria för avvattning. Målade ytor kan tvättas med rent vatten och utseende och funktion hos konstruktionskomponenter bör kontrolleras. Det är viktigt att notera tecken på nedbrytning av träkomponenter, notera mjuka fläckar med mera.

Underhållsmålning bör utföras efter rengöring och/eller slipning. Vanligtvis behöver starkt exponerade ytor såsom ovansidan av handledare mer frekvent underhållsmålning är vertikala ytor. Om det bildats en överdriven tjocklek eller sprickbildning så att flagning uppstår efter upprepade underhållsmålningar kan det krävas en total ommålning av konstruktionen.

9.4 Källhänvisningar

Ekeberg, P.K., (2010): *Technical concepts for long span timber bridges*. Proceedings, International Conference, Timber bridges, ICTB2010, Lillehammer, Norway, 12–15 september 2010.

Kleppe, O., (2010): *Durability of Norwegian timber bridges*. Proceedings, International Conference, Timber bridges, ICTB2010, Lillehammer, Norway, 12–15 september 2010.

Pousette, A., (2008): *Träbroar – konstruktion och dimensionering*. SP Hållbar Samhällsbyggnad. SP RAPP 2008:50, ISSN 0284-5172, ISBN 978-91-85829-73-6.

Pousette, A., Jacobsson, P., Gustafsson, M., Horttanainen, J., Dahl, K., (2002): *Stress Laminated Bridge Decks*, Part II. Trätek – Swedish Institute for Wood Technology Research, Nordic Timber Bridge Project, Nordic Wood.

Pousette, A., Fjellström, P.-A., (2006): *Inspection of timber bridges*, Proceedings of 7th International conference on short and medium span bridges, Montreal, Canada.

Ritter, M.A., (1990): *Timber bridges: design, construction, inspection, and maintenance*. Forest Service, Washington, USA

SS-EN 1991-1-1:2002/AC:2009 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–1: Allmänna laster – Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-1-4:2005/AC:2009/AC:2010/A1:2010 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–4: Allmänna laster – Vindlast*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1991-2:2003/AC:2010 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar*. SIS Förlag AB.

SS-EN 1995-2:2004 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 2: Broar*. SIS Förlag AB.

Taylor, R.J., Keenan, F.J., (1992): *Wood highway bridges*, Canadian Wood Council, Ottawa, Ontario, Canada.

TräGuiden, Skogsindustrierna, www.traguiden.se

Symboler

Symboler i SS-EN 1995-1-1.

Symbol	Förklaring
Latinska versaler	
A	Tvärsnittsyta
A_{ef}	Effektiv area för kontaktytan mellan en spikplåt och det underliggande träet; effektiv kontaktyta vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen
A_f	Flänsens tvärsnittsarea
$A_{net,t}$	Nettotvärsnittsarea vinkelrätt fiberriktningen
$A_{net,v}$	Nettoskjuvarea parallellt fiberriktningen
C	Fjäderkonstant
$E_{0,05}$	Elasticitetsmodulens 5-procentsfraktil
E_d	Elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde
E_{mean}	Elasticitetsmodulens medelvärde
$E_{mean,fin}$	Slutligt medelvärde på elasticitetsmodulen
F	Kraft
$F_{A,Ed}$	Dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{A,min,d}$	Minsta dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{ax,Ed}$	Dimensionerande axialkraft på en förbindare
$F_{ax,Rd}$	Dimensionerande värde för axiell utdrags-bärförmåga för en förbindare
$F_{ax,Rk}$	Karakteristiskt värde för axiell utdrags-bärförmåga för en förbindare
F_c	Tryckkraft
F_d	Dimensionerande kraft
$F_{d,ser}$	Dimensionerande kraft i bruksgränstillståndet
$F_{f,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga per förbindare i ett väggelement
$F_{i,c,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (tryck) i änden av en väggskiva
$F_{i,t,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (dragning) i änden av en väggskiva
$F_{i,vert,Ed}$	Vertikal last på en vägg
$F_{i,v,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga vid skivverkan för delelement *i* eller vägg *i*
F_{la}	Tvärgående last
$F_{M,Ed}$	Dimensionerande kraft från ett dimensionerande moment
F_t	Dragkraft
$F_{t,Rk}$	Karakteristiskt värde för dragbärförmågan hos ett förband
$F_{v,0,Rk}$	Karakteristisk bärförmåga för en skruv med mellanläggsbricka längs fiberriktningen
$F_{v,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft per skjuvningsplan för en förbindare; horisontell dimensionerande kraft på en väggskiva
$F_{v,Rd}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare; dimensionerande tvärkraftsbärförmåga
$F_{v,Rk}$	Karakteristisk tvärkraftsbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare
$F_{v,w,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft i balkliv
$F_{x,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i *x*-riktningen
$F_{y,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i *y*-riktningen
$F_{x,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i *x*-riktningen
$F_{y,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i *y*-riktningen
$F_{x,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i *x*-riktningen
$F_{y,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i *y*-riktningen
$G_{0,05}$	Skjuvmodulens 5-procentsfraktil
G_d	Skjuvmodulens dimensioneringsvärde
G_{mean}	Skjuvmodulens medelvärde
H	En takstols totala höjd
I_f	Flänsens tröghetsmoment
I_{tor}	Vridtröghetsmoment
I_z	Tröghetsmoment kring den vekare axeln
K_{ser}	Förskjutningsmodul
$K_{ser,fin}$	Slutlig förskjutningsmodul
K_u	Momentan förskjutningsmodul vid brottgränstillstånd
$L_{net,t}$	Tvärsnittareans nettobredd vinkelrätt mot fiberriktningen
$L_{net,v}$	Nettolängd av brottyta vid skjuvning
$M_{A,Ed}$	Dimensionerande moment på en spikplåt
$M_{ap,d}$	Dimensionerande moment i hjässzonen
M_d	Dimensionerande moment
$M_{y,Rk}$	Karakteristiskt flytmoment för en förbindare
N	Axialkraft
$R_{90,d}$	Dimensionerande fläkbärförmåga
$R_{90,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga
$R_{ax,d}$	Dimensionerande bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{ax,k}$	Karakteristisk bärförmåga för ett axiellt belastat förband

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

$R_{ax,\alpha,k}$	Karakteristisk bärförmåga i en vinkel α mot fiberriktningen
R_d	Dimensionerande värde på bärförmåga
$R_{ef,k}$	Effektiv karakteristisk bärförmåga för ett förband
$R_{iv,d}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för en vägg
R_k	Karakteristisk bärförmåga
$R_{sp,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga
$R_{to,k}$	Karakteristisk bärförmåga för en tandbricka
$R_{v,d}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för en vägg
V	Tvärkraft; volym
V_u, V_ℓ	Tvärkrafterna i övre respektive nedre delen av en balk med ett hål
W_y	Böjmotstånd kring y-axeln
X_d	Dimensionerande värde för en hållfasthetsegenskap
X_k	Karakteristiskt värde för en hållfasthetsegenskap
Latinska gemena	
a	Avstånd
a_1	Avstånd, parallellt fiberriktningen, mellan förbindare inom en rad
$a_{1,CG}$	Minsta ändavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
a_2	Avstånd, vinkelrätt fiberriktningen, mellan rader av förbindare
$a_{2,CG}$	Minsta kantavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
$a_{3,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad ände
$a_{3,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad ände
$a_{4,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad kant
$a_{4,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad kant
a_{bow}	Största initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
$a_{bow,perm}$	Största tillåtna initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
a_{dev}	Största placeringsavvikelse för ett fackverk
$a_{dev,perm}$	Största tillåtna placeringsavvikelse för ett fackverk
b	Bredd
b_i	Bredd hos skiva i eller vägg i
b_{net}	Fritt avstånd mellan väggreglar
b_w	Livets bredd
d	Diameter; gängans ytterdiameter
d_1	Diameter för centrumhålet hos en mellanläggsbricka; gängans innerdiameter
d_c	Mellanläggsbrickans diameter
d_{ef}	Effektiv diameter

d_h	Förbindarens huvuddiameter
$f_{h,i,k}$	Karakteristisk hålkanthållfasthet för trädel i
$f_{a,0,0}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 0°$ och $\beta = 0°$
$f_{a,90,90}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 90°$ och $\beta = 90°$
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	Karakteristisk förankringshållfasthet
$f_{ax,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet för spetsänden för en spik; karakteristisk utdragshållfasthet
$f_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet längs fiberriktningen
$f_{c,w,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkliv
$f_{f,c,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkfläns
$f_{c,90,k}$	Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{f,t,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkfläns
$f_{h,k}$	Karakteristisk hålkanthållfasthet
$f_{head,k}$	Karakteristisk genomdragshållfasthet för förbindare
f_1	Lägsta egenfrekvens
$f_{m,k}$	Karakteristisk böjhållfasthet
$f_{m,y,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring y-axeln (huvudaxel)
$f_{m,z,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring z-axeln (huvudaxel)
$f_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet i vinkeln α mot fiberriktningen
$f_{t,0,d}$	Dimensionerande draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,0,k}$	Karakteristisk draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,90,d}$	Dimensionerande draghållfasthet vinkelrätt fiberriktningen
$f_{t,w,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkliv
$f_{u,k}$	Karakteristisk draghållfasthet för skruv
$f_{v,0,d}$	Dimensionerande panelskjuvhållfasthet
$f_{v,ax,\alpha,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet i vinkel α mot fiberriktningen
$f_{v,ax,90,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{v,d}$	Dimensionerande skjuvhållfasthet
h	Höjd; vägghöjd
h_{ap}	Hjässzonens höjd
h_d	Håldjup
h_e	Inträngningsdjup; avstånd till belastad kant
h_{ef}	Effektiv höjd
$h_{f,c}$	Höjd hos tryckt fläns
$h_{f,t}$	Höjd hos dragen fläns

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

$h_{r\ell}$	Avstånd från hålets undre kant till elementets underkant
h_{ru}	Avstånd från hålets övre kant till elementets överkant
h_w	Livhöjd
i	Vinkel på urtag
$k_{c,y}$, $k_{c,z}$	Instabilitetsfaktor
k_{cr}	Sprickfaktor för tvärkraftsbärförmåga
k_{crit}	Faktor som används vid beräkning av vippning
k_d	Dimensionsfaktor för skiva
k_{def}	Deformationsfaktor
k_{dis}	Korrektionsfaktor som tar hänsyn till spänningsfördelningen i hjässzonen
$k_{f,1}$, $k_{f,2}$, $k_{f,3}$	Korrektionsfaktorer för bärförmåga hos stagningar
k_h	Höjdfaktor
$k_{i,q}$	Faktor för utbredd last
k_m	Faktor som tar hänsyn till omfördelning av böjspänningar i ett tvärsnitt
k_{mod}	Lastvaraktighets- och fuktfaktor
k_n	Faktor för väggs beklädnad
k_r	Reduktionsfaktor
$k_{R,red}$	Reduktionsfaktor för bärförmåga
k_s	Faktor för avstånd mellan förbindare; korrektionssfaktor för fjäderkonstant
$k_{s,red}$	Reduktionsfaktor för inbördes avstånd
k_{shape}	Faktor beroende på tvärsnittets form
k_{sys}	Faktor för bärförmåga hos ett system
k_v	Reduktionsfaktor för balkar med urtag
k_{vol}	Volymfaktor
k_y eller k_z	Instabilitetsfaktor
$\ell_{a,min}$	Minsta förankringslängd för en inlimmad skruv
ℓ	Spännvidd; kontaktlängd
ℓ_A	Avstånd från ett hål till elementupplagets centrumlinje
ℓ_{ef}	Effektiv längd; effektiv fördelningslängd
ℓ_V	Avstånd från ett hål till elementets ände
ℓ_Z	Centrumavstånd mellan hål
m	Massa per ytenhet
n_{40}	Antal frekvenser under 40 Hz
n_{ef}	Effektivt antal förbindare
p_d	Utbredd last
q_i	Ekvivalent jämnt utbredd last
r	Krökningsradie
s	Avstånd/delning
s_0	Basavstånd mellan förbindare
r_{in}	Innerradie

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

t	Tjocklek
t_{pen}	Inträngning
u_{creep}	Krypdeformation
u_{fin}	Slutlig deformation
$u_{fin,G}$	Slutlig deformation för permanent last G
$u_{fin,Q,1}$	Slutlig deformation för den variabla huvudlasten Q_1
$u_{fin,Q,i}$	Slutlig deformation för samhörande variabla laster Q_i
u_{inst}	Momentan deformation
$u_{inst,G}$	Momentan deformation för permanent last G
$u_{inst,Q,1}$	Momentan deformation för den variabla huvudlasten Q_1
$u_{inst,Q,i}$	Momentan deformation för samhörande variabla laster Q_i
w_c	Överhöjning
w_{creep}	Krypnedböjning
w_{fin}	Slutlig nedböjning
w_{inst}	Momentan nedböjning
$w_{net,fin}$	Slutlig nettonedböjning
v	Impulshastighetsrespons
Grekiska gemena	
α	Vinkeln mellan x-riktningen och kraften i en spikplåt; vinkeln mellan kraft och fiberriktning; vinkeln mellan lastens angrepp och den belastade kanten (eller änden)
β	Vinkeln mellan fiberriktningen och kraften för en spikplåt
β_c	Rakhetsfaktor
γ	Vinkel mellan x-riktningen för en spikplåt och träelementets huvudriktning
γ_M	Partialkoefficient för materialegenskaper, tar också hänsyn till osäkerheter i beräknings-modell och måttavvikelser
λ_y	Slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
λ_z	Slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
$\lambda_{rel,y}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
$\lambda_{rel,z}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
ρ_k	Karakteristisk densitet
ρ_m	Medeldensitet
$\sigma_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Dimensionerande tryckspänning i vinkeln α mot fiberriktningen
$\sigma_{f,c,d}$	Medelvärde för dimensionerande tryck-spänning i fläns

$\sigma_{f,c,max,d}$	Dimensionerande tryckspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{f,t,d}$	Medelvärde för dimensionerande dragspänning i fläns
$\sigma_{f,t,max,d}$	Dimensionerande dragspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{m,crit}$	Kritisk böjspänning
$\sigma_{m,y,d}$	Dimensionerande böjspänning kring *y*-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,z,d}$	Dimensionerande böjspänning kring *z*-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjspänning i vinkeln α mot fiberriktningen
σ_N	Normalspänning
$\sigma_{t,0,d}$	Dimensionerande dragspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{t,90,d}$	Dimensionerande dragspänning vinkelrätt fiberriktningen
$\sigma_{w,c,d}$	Dimensionerande tryckspänning i balkliv
$\sigma_{w,t,d}$	Dimensionerande dragspänning i balkliv
τ_d	Dimensionerande skjuvspänning
$\tau_{F,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av axiell kraft
$\tau_{M,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av moment
$\tau_{tor,d}$	Dimensionerande skjuvspänning av vridning
ψ_0	Faktor för kombinationsvärde av variabla laster
ψ_1	Faktor för frekvent värde på variabel last
ψ_2	Faktor för kvasipermanent värde på variabel last
ζ	Relativ dämpning

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä

Publikationer om trä

Beställ via **www.svenskttra.se/publikationer**.

Att välja trä

Samlad information om materialet trä.
120 sidor.
Format A4.

Dimensionering av träkonstruktioner i tre delar

1. Projektering av träkonstruktioner. 316 sidor.
2. Regler och formler enligt Eurokod 5. 64 sidor.
3. Exempel. 64 sidor.

Format A4.

Lathunden

En hjälpreda vid dimensionering och virkesåtgång.
76 sidor. Format A6.
Finns även som app. Sök efter Lathunden i App Store, Google Play eller Windows Phone Store och ladda ner.

Hantera virket rätt

Folder och etikett i färg som beskriver hur man lagrar trä på byggarbetsplatsen.
6 sidor och etikett.
Format A4.

Trä – ett medvetet val

Om träets miljöfördelar och argument.
12 sidor. Format 210 x 210 mm.

Guide för handelssortering och hållfasthetsklasser

12 sidor. Format A4.

Handelssortering

En hjälpreda om sågade trävaror i Europa enligt SS-EN 1611-1.
60 sidor. Format A5.

Publikationer om limträ

Beställ via **www.svenskttra.se/publikationer**.

Limträhandbok Del 1

Fakta om limträ och vägledning vid projektering.
88 sidor.
Format A4.

Limträhandbok Del 2

Konstruktionsberäkningar för statisk dimensionering av limträ.
268 sidor.
Format A4.

Limträhandbok Del 3

Beräkningsexempel för de vanligaste limträkonstruktionerna.
224 sidor.
Format A4.

Limträ PocketGuide

Samlad information om limträ.
36 sidor.
Format A6.

Hantera limträ rätt

Folder och snabbguide i färg som beskriver hur man lagrar limträ på byggarbetsplatsen.
6 sidor och etikett.
Format A4.

Drift och underhåll av limträ

Folder som beskriver ytbehandling och underhåll av limträ.
6 sidor.
Format A4.

Hemsidor

www.svenskttra.se

www.traguiden.se

www.svenskttra.se/limtra

www.traradhuset.se

För mer information om trä:
www.svenskttra.se

SVENSKT TRÄ™

Svenskt Trä verkar för kunskapsspridning, inspiration och utveckling som rör trä, träprodukter och träbyggande. Målsättningen är att genom information och inspiration öka träanvändningen i Sverige och på utvalda marknader utomlands. Svenskt Trä syftar också till att lyfta fram trä som ett konkurrenskraftigt, miljövänligt och hållbart material.

Svenskt Trä är en verksamhet inom branschorganisationen **Skogsindustrierna**. Bakom Svenskt Trä står svensk sågverks- och limträindustri.

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2016.

Box 55525
102 04 Stockholm
Tel: 08-762 72 60
Fax: 08-762 79 90
info@svenskttra.se
svenskttra.se

ISBN 978-91-981922-6-1
7 350009 430920 >

ProService 1610/2.000