



Trebruer

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 422



Tittel

Trebruer

Title

Timber Bridges

Undertittel**Subtitle****Forfatter**

Tormod Dyken (Redaktør)

Author

Tormod Dyken (Editor)

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og
teknologiavdelingen

Department

Traffic Safety, Environment and Technology
Department

Seksjon

Bru

Section

Bridge Section

Prosjektnummer**Project number****Rapportnummer**

Nr. 422

Report number

No. 422

Prosjektleder

Tormod Dyken

Project manager

Tormod Dyken

Godkjent av

Morten Wright Hansen

Approved by

Morten Wright Hansen

Emneord

Bruer, trebruer, tre, impregnering

Key words

Bridges, Timber Bridges, Timber, Wood,
Timber Treatment

Sammendrag

Utvikling av moderne norske trebruer og et sammendrag av kompetansen som er bygget opp de siste 25 årene.

Summary

This book gives an introduction on the development of modern Norwegian Timber Bridges and a summary of the knowledge gathered in the past 25 years.

Forord

I de senere årene er det bygd en rekke nye trebruer i Norge. En vurdering av disse prosjektene og resultatene fra inspeksjon av litt eldre trebruer har vist at det er stort sprik i kvaliteten på løsningene – særlig med hensyn til bestandighet og til dels estetikk. Dette skyldes i mange tilfeller manglende forståelse av treets særegenheter som konstruksjonsmateriale og en manglende eller egentlig brutt tradisjon i trebrubygging i Norge.

Formålet med utgivelsen av denne boka om Trebruer er primært å spre informasjon og gi inspirasjon til vegkontorer, kommuner, arkitekter, konsulenter, entreprenører og andre som deltar i gjennomføringen av trebruprosjekter. Boken er ikke ment å skulle være en lærebok i trebrubygging, men er ment å skulle dekke forhold, som man etter hvert har fått erfaring for at ikke er tilstrekkelig dekket i annen litteratur. Den skal fremfor alt øke brukonstruktørens forståelse for de særegenheter som er knyttet til tre som konstruksjonsmateriale med hensyn til analyse og dimensjonering og medvirke til nye og bedre konstruktive løsninger – spesielt med hensyn til bestandighet og estetikk.

Boken inneholder også stoff om forhold som ikke lenger gjelder. Det er gjort for å informere om hvordan ting ble gjort tidligere slik at den som må gå tilbake for f.eks. å etterregne eldre bruer bedre kan forstå hvordan og hvorfor ting tidligere ble gjort annerledes. Boken er imidlertid ikke ment å skulle dekke fagområdet restaurering og reparasjon av historiske bruer.

Karakteristisk for nyere norske trebruer er, foruten den bevisst synliggjorte bærekonstruksjonen, den høye stålandelen. Den viser at man er ganske pragmatisk i materialvalget og ikke velger tre over alt og for enhver pris. Hengestenger og tverrbærere har gjennomgående vært av stål fordi det har vist seg hensiktsmessig. På samme måte har det vært hensiktsmessig å velge tre for andre deler av overbygningen og betong i underbygningen. Filosofien har altså vært å velge det materialet som er gunstigst for hver enkelt konstruksjonsdel. På denne måten er trebruer i Norge for mange formål blitt økonomisk konkurransedyktige med stål- og betongbruer.

Det er vårt håp at denne boken kan bidra til å spre kunnskap om tre som byggemateriale for bruer og derved bidra til ytterligere å heve det estetiske og tekniske nivå på norske trebruer.

Det har vært arbeidet med denne boka til og fra over mange år. Boka var opprinnelig ment å være en veileder, men endringer i kriterier for veiledere medførte at vi måtte gi den ut som en erfaringsrapport.

Det har vært mange bidragsyttere til denne boken, både fra ansatte i Statens vegvesen, konsulenter, produsenter og entreprenører. Mange har bidratt i større eller mindre grad med tekster eller gode innspill. På det trefaglige området har Treteknisk bidratt med både tekster og en faglig gjennomgang og på området prosjektering har Norconsult og SWECO foretatt en faglig gjennomgang. Redaktør og tekstforfatter for flere kapitler er Tormod Dyken.

Jeg vil med dette takke alle bidragsyttere.

Oslo mai 2017
Otto Kleppe

Innhold

	Forord	5
	Innhold	6
1	Trebruer – historisk oversikt	13
2	Tre som konstruksjonsmateriale	21
	2.1 Konstruksjonstrevirke	21
	2.2 Limtre	23
	2.3 Massivtre	24
	2.3.1 Krysslaminert tre	24
	2.4 Trebaserte konstruksjonsmaterialer	25
	2.4.1 LVL	25
	2.4.2 Trebaserte plater	25
	2.5 Andre aktuelle tresorter	26
	2.5.1 Lerk	26
	2.5.2 Eik	26
	2.5.3 Azobé (ekki)	27
	2.6 Modifisert trevirke	27
	2.6.1 Termisk modifisert tre	28
	2.6.2 Acetylert tre	28
	2.6.3 Furfurylert tre	29
3	Fuktighet i trevirke	31
	3.1 Uttørking av trevirke i fuktig klima	31
	3.2 Måling av trefuktighet i utendørs trekonstruksjoner	32
	3.3 Statens vegvesens måleprogram for trefuktighet i trebruer	34
4	Nedbrytning av trevirke	37
	4.1 Biologisk nedbrytning av tre	37
	4.1.1 Sopp	37
	4.1.2 Treborende insekter	38
	4.1.3 Marine borere	38
	4.1.4 Sollyls	39
	4.2 Fysisk nedbrytning	39
	4.2.1 Dekkeslitasje	39
	4.2.2 Snøbrøyting	39
	4.2.3 Påkjørsel	39
	4.3 Tre og brann	39

5	Trebruers miljøegenskaper	41
5.1	Livsløpsvurderinger	41
5.1.1	ETSI prosjektet	42
5.1.2	Sammenligning av to bruer på samme brusted	43
5.2	Kjemisk trebeskyttelse	44
5.2.1	Trykkimpregnering med kreosot	45
5.2.2	Trykkimpregnering med saltløsninger	47
5.2.3	Andre impregneringsstoffer	48
5.2.4	Avfallshåndtering	48
6	Utforming av bruer	51
6.1	Valg av trebru	51
6.1.1	Trevirkes egenskaper med hensyn til bruer	51
6.1.2	Spennvidde	52
6.1.3	Terrengforhold	52
6.1.4	Vegens linjeføring	53
6.1.5	Fundamentering	53
6.1.6	Klimapåkjenninger	54
6.1.7	Vekslede last	54
6.1.8	Trafikklast og trafikkmengde	55
6.1.9	Nedbøyningskrav	55
6.1.10	Estetiske krav	55
6.1.11	Miljø	56
6.1.12	Byggehøyde og frihøyde	56
6.1.13	Montasje	56
6.1.14	Vedlikeholdskostnader og brukstid	56
6.2	Aktuelle brutyper	57
6.2.1	Platebruer	60
6.2.2	Bjelkebruer	61
6.2.3	Kassebruer	63
6.2.4	Sprengverksbruer	63
6.2.5	Hengverksbruer	64
6.2.6	Buebruer	65
6.2.7	Fagverksbruer	67
6.2.8	Henge- og skråstagbruer	68
6.3	Brueligheter	69
6.3.1	Brudekker	70
6.3.2	Sekundære bæreelementer	76
6.3.3	Elementer i hovedbæresystemet	77
6.3.4	Avstivende elementer	79
6.4	Underbygning	82
7	Konstruktiv utforming og detaljering	83
7.1	Aktuelle forbindelsesmidler	83
7.1.1	Innslissede plater og stavdybler	83
7.1.2	Innlimte bolter	84
7.1.3	Lange treskruer	85
7.1.4	Utstøpning av trykkfuger	85

7.1.5	Forbindelse av limtreelementer	85
7.1.6	Innfestning av hengestenger	86
7.1.7	Toppledd for limtrebuer	87
7.1.8	Kemperledd for limtrebuer	88
7.2	Tverrspent dekke	89
7.2.1	Oppbygning av et tverrspent dekke	89
7.2.2	Vertikal- og horisontalkurvatur	89
7.2.3	Dilatasjon	91
7.2.4	Opplegg av tverrspent dekke	92
7.2.6	Overgangsfuge	94
7.2.7	Skjeve tverrspente dekker	94
7.3	Slitelag	95
7.3.1	Plank	96
7.3.2	Asfalt	97
7.4	Tverrfall 98	
7.5	Fuktisolasjon	98
7.6	Rekkverk	100
7.6.1	Gang- og sykkelbrurekkverk	100
7.6.2	Vegbrurekkverk	101
7.6.3	Rekkverk for blandet trafikk	101
7.6.4	Innfestning av rekkverk	102
7.7	Tiltak mot drypping av kreosot	105
7.7.1	Drypping fra kanter	106
7.7.2	Drypping fra horisontale flater	106
7.7.3	Svetting av kreosot på oversiden av buer og bjelker	106
8	Prosjekteringsgrunnlag	107
8.1	Prosjekteringsregler	107
8.2	Materialer	107
8.2.1	Trematerialer	107
8.2.2	Konstruksjonsstål	108
8.2.3	Stavdybler	108
8.2.4	Spennenheter	108
8.3	Laster	109
8.3.1	Egenlast av trevirke	109
8.3.2	Trafikklast på trebruer	111
8.4	Dimensjonerende lastvirkning	111
8.5	Dimensjonering	112
8.5.1	Pålitelighetsklasse	112
8.5.2	Lastvarighetsklasse	112
8.5.3	Klimaklasse	112
8.6	Krymping og svelling av tre	112
8.7	Begrensning av dimensjoner	113
8.7.1	Rette og krumme limtrekomponenter av uimpregnert eller saltimpregnert virke	114
8.7.2	Rette og krumme limtrekomponenter som skal impregneres med kreosot	114
8.7.3	Konstruksjonstre	114

9	Analyse og dimensjonering	115
9.1	Tverrspente dekker	115
9.1.1	Spennkraft	115
9.1.2	Dimensjonering av spennforankring	115
9.1.3	Dimensjonering for vertikallast	116
9.1.4	Dimensjonering for horisontallast	117
9.1.5	Friksjonskontroll for kombinert plateskjær og skiveskjær	119
9.1.6	Kontroll av nedbøyning	119
9.2	Limtrebuer	120
9.2.1	Punktlast på bue	120
9.2.2	Knekking av bue	120
9.3	Knutepunkter i fagverk	124
9.3.1	Beregning av krefter og momenter	124
9.3.2	Materialfaktorer	125
9.3.3	Kantavstander	125
9.3.6	Dyblers materialfasthet	127
9.3.7	Skjøting av elementer	127
9.3.8	Størrelse på slisseplater	127
9.4	Utmattning	128
9.4.1	Bakgrunn	128
9.4.2	Utmattingslaster	128
9.4.3	Forenklet kontroll	129
9.4.4	Antall lastvekslinger	129
9.4.5	Utmattingskontroll	129
9.4.6	Utmattingskurver	130
9.5	Svingninger	131
10	Beskyttelse mot nedbrytning	133
10.1	Konstruksjonens brukstid	133
10.1.1	Eksponeringsgrad	133
10.1.2	Beskyttelsestiltak	133
10.1.3	Funksjonell levetid	134
10.2	Konstruktiv beskyttelse mot nedbrytning	135
10.2.1	Dekking av bærende konstruksjonsdeler	136
10.2.2	Dekking av sekundære konstruksjonselementer	143
10.2.3	Dekking av tette brudekker	144
10.2.4	Dekking av åpne dekker	145
10.2.5	Beskyttelse av rekkverk	146
10.2.6	Utførelse av detaljer	147
10.3	Kjemisk trebeskyttelse	148
10.3.1	Trykkimpregnering	148
10.3.2	Dobbeltimpregnering	150
10.3.3	Andre impregneringsmidler	150
10.3.4	Norsk standard for trykkimpregnert tre	151
10.3.5	Maling og beis	152
10.3.6	Bestandighet	152
10.3.7	Bruk av kjemisk trebeskyttelse i praksis	152

10.4	Korrosjonsbeskyttelse av ståldeler	153
10.4.1	Tverrbærere	153
10.4.2	Hengestenger	154
10.4.3	Innslissede plater	154
10.4.6	Innlimte bolter	155
10.4.7	Ledd	155
10.4.8	Spennenheter	155
11	Utførelse	159
11.1	Forbindelser med innslissede plater og stavdybler	159
11.2	Limtrebuer	159
11.2.1	Formgivning og produksjon	159
11.2.2	Montasje	161
11.2.3	Kontroll av formavvik	162
11.3	Tverrspente dekker	162
11.3.1	Lameller	162
11.3.2	Spennenheter	164
11.3.3	Oppspenning	165
12	Drift og vedlikehold	167
12.1	Drift av trebuer	167
12.1.1	Inspeksjon av trebuer	167
12.1.2	Driftstiltak	168
12.2	Vedlikehold	169
12.2.1	Løpende vedlikehold	169
12.2.2	Periodisk vedlikehold	169
12.2.3	Overflatebehandlet tre	170
12.2.4	Tetting av sprekker	171
12.2.5	Reparasjoner	171
12.2.6	Utskifting av enkeltdele	172
13	Kostnader	173
13.1	Byggekostnader	173
13.1.2	Sammenligninger med stål- og betongalternativer	174
13.1.3	Priser fra noen byggeprosjekter	175
13.2	Drifts- og vedlikeholdskostnader	176
13.3	Brukstidskostnader	177
14	Litteraturoversikt	179
14.1	Regelverk og standarder	179
14.2	Generell litteratur	181
14.3	Trebrulitteratur	182
14.4	Rapporter fra det nordiske forskningsprosjektet «Broer i tre»	183
14.4.1	Rapporter fra fase 1	183
14.4.2	Rapporter fra fase 2	184
14.4.3	Rapporter fra fase 3	185
14.5	Tverrspente dekker og ortotrope plater	185
14.6	Miljøaspekter	185

15	Billedoversikt	187
16	Vedlegg: Beregning av tverrspente dekker	189
16.1	Beregningsmetoder	189
16.1.1	Systemparametre	189
16.1.2	Beregning av krefter og momenter i dekket	190
16.2	Kriterier og konstruksjonsregler	192
16.2.1	Elastisitetsmoduler	192
16.2.2	Buttskjøt av lameller	192
16.2.3	Krav til forspenning	192
16.3	Beregninger	194

1 Trebruer – historisk oversikt

Som i så mange sammenhenger kan det også for en bok om trebruer være passende å innlede med en historisk oversikt. Det gir dagens praksis en tilknytning bakover i tiden og dermed en bedre forståelse av de teknikker og metoder vi bruker. Problemene er ofte de samme, men løsningene forskjellige.

Behovet for bruer har mennesker følt til alle tider opp gjennom historien. Konstruksjonene måtte være tilpasset tilgjengelige materialer, som naturen kunne fremskaffe. Fra jungelstrøk i Asia og Sør-Amerika er lian kjent, en flerårig, seig, treaktig plante. Denne har vært brukt i oppbygging av tildels avanserte «tau-» eller hengekonstruksjoner.

Fra Kina er en type utliggerbru kjent. Interessant er det også at man finner et kinesisk språk tegn, fra ca. år 1000 f.Kr., som forestiller en bru – umiskjennelig lik en høy, luftig trekonstruksjon.

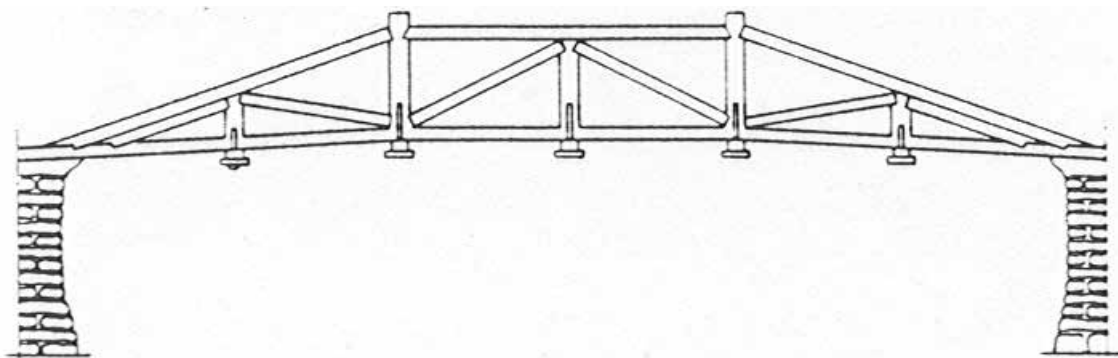
Fra Europa kan det nevnes en trebru over Tiber, datert tilbake til Ancus Martius' tid, år 642–617 f.Kr. Brua skal ha eksistert til år 300 e.Kr. I flere sammenhenger er Cæsars bjelkebru over Rhinen fra ca. år 50 f.Kr. omtalt. Trajans bru over Donau datert til år 109 e.Kr. skal være den første kjente buebru av tre.

Frem mot middelalderen synes det ikke å ha vært noen særlig utvikling i brubyggingen utover enkle bjelkebruer. Svært kjent er imidlertid en bru over Rhinen ved Basel i Sveits, bygd i 1225 og først erstattet i 1903. En annen velkjent overbygd bru er «Kapell- brücke» fra 1333 ved Luzern i Sveits (delvis ødelagt av brann i 1993).

Med renessansen steg interessen for byggevirksomhet generelt. En italiensk arkitekt, Andrea Palladio, ble kjent for forskjellige konstruksjoner/konstruksjonssystemer. Det hevdes at han kom med den første beskrivelse av et «moderne» fagverk, en bru i Nord- Italia (1550), se figur1-1. Palladio hadde også idéen til en fagverksbue av tre, et system som uten tvil har betydd mye for utviklingen av bæresystemer generelt.

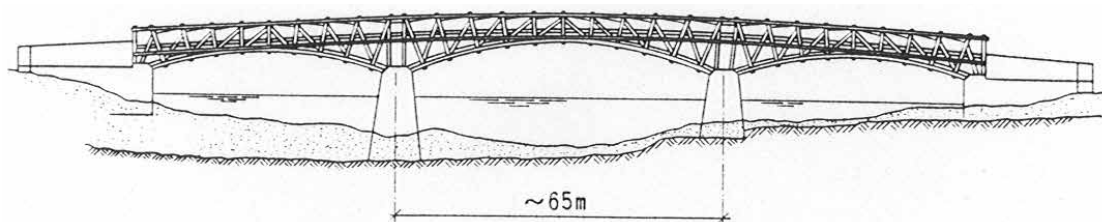
Viktig for europeisk trebrutradisjon på 1700-tallet var innsatsen til to byggmesterbrødre, Hans Ulrich og Johann Grubenmann fra Sveits. Velkjent er Hans Ulrich Grubenmanns «Rheinbrücke» ved Schaffhausen i Sveits (1755–58). Brua var prosjektert med ett spenn på 119 m, men myndighetene forlangte at det ble bygd en midtpilar.

Utviklingen fortsatte, og grunnlaget for ingeniørvitenskapen ble knyttet til navn som Hook (1635–1702), Newton (1642–1727), Euler (1707–1783) og Young (1773–1829).



Figur 1-1: Fagverksbru, Palladio

Figure 1-1: Truss bridge, Palladio



Figur 1-2: Fagverksbru, Timothy Palmer
Figure 1-2: Truss bridge, Timothy Palmer

Det ble utviklet en større forståelse for den statiske virkemåte av en bærekonstruksjon. Men en del brubyggere fortsatte å basere sine konstruksjoner på erfaring og intuisjon. Allerede på 1700-tallet ble det i Europa bygd buebruer (flate buer), med tverrsnitt sammensatt av plank («limtre» uten lim). Mange av bruene var innkledd.

USAs brubyggerhistorie begynte med de første immigranter som kom til østkysten. Landet var stort, og det var god tilgang på grovt tømmer. I begynnelsen ble det bygd bjelkebruer med mange og korte spenn, som brua over Charles river (1660), med 13 spenn og lengde 82 m.

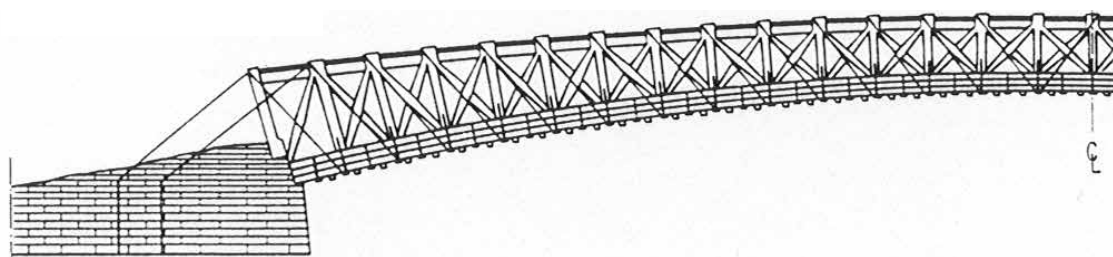
Et kjent navn er Timothy Palmer, som viste en utmerket evne til utvikling og ingeniørmessig forståelse. En trespenss fagverksbru (1804–06) med et midtspenn på 60 m kunne gjerne vært konstruert etter moderne prinsipper, se figur 1-2. Palmer påpekte sterkt at værbeskyttelse av slike konstruksjoner kunne øke levetiden vesentlig.

En tyskfødt konstruktør, Louis Wernwag, var svært produktiv. «The Colossus» fra 1812, en buebru (spennvidde = 104 m), er beskrevet som et arkitektonisk og ingeniørmessig mesterverk, se figur 1-3.

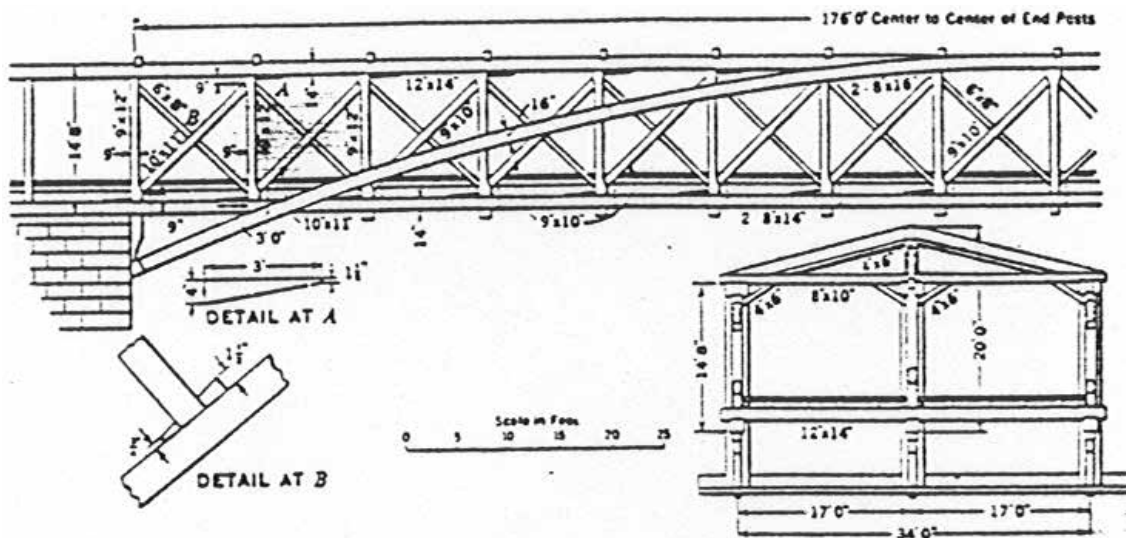
Beskrivelsen er detaljert med hensyn til valg av trematerialer. Forbindelsene var i alt vesentlig bolter (svært få tapper) og stål mellomlegg (ikke tre mot tre). Etterstramming av boltene var forutsatt. De enkelte tredeler kunne skiftes ut uten sammenbrudd av bæresystemet.

Kombinasjon av bue og fagverk er knyttet til Theodore Burr, med patent på systemet fra 1817. Kjørebanelen var i plan med undergurt og takoverbygg i plan mot overgurt. Fagverket fungerer her som en god bueavstivning. Dette ble overført til store brukonstruksjoner av stål tidlig på 1900-tallet, se figur 1-4. Burr konstruerte både veg- og jernbanebruer, og flere av disse var i bruk i over 100 år (materiale «white pine»).

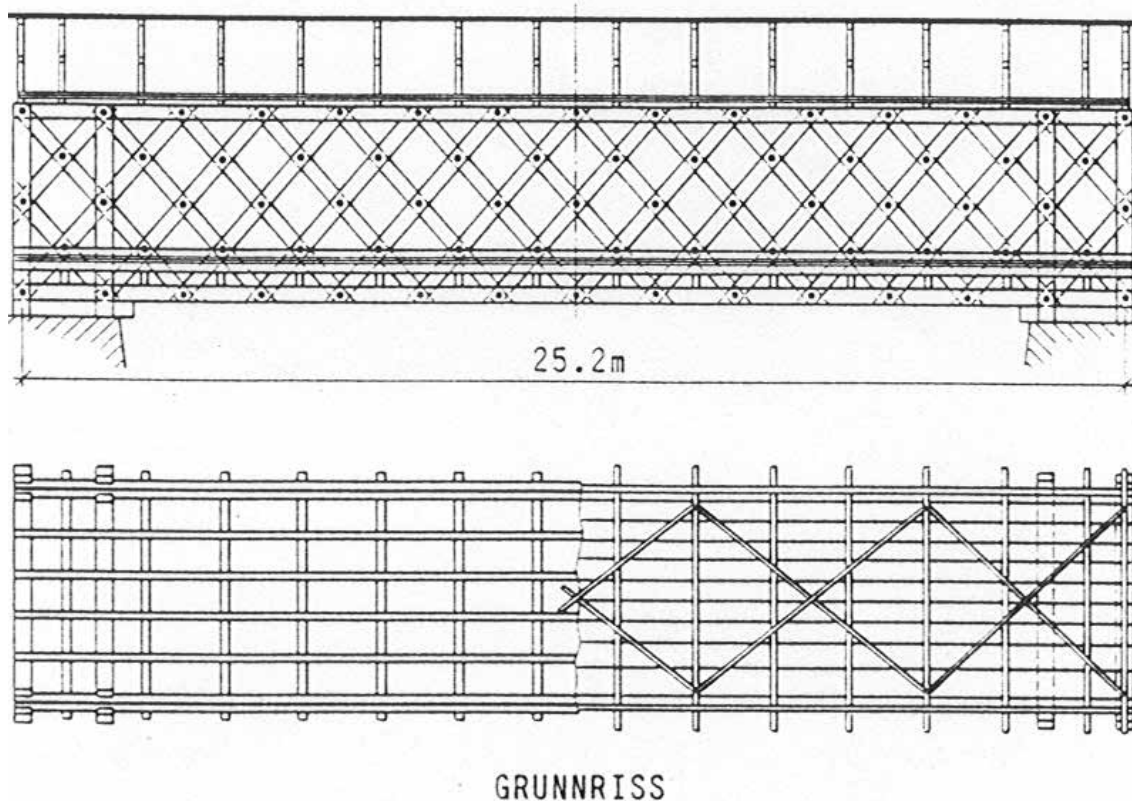
Navn som Howe og Pratt er velkjente i forbindelse med fagverkssystemer. Begge fikk patent på hvert sitt system av tre. William Howes patent er fra 1840 og kjennetegnes ved stålvertikaler og triagonaler (ett eller flere sett). Kraftoverføring i knutepunktene blir enkel, trykk i diagonalene overføres eksempelvis gjennom «puter» av tre (senere også støpejern). Introduksjonen av stålvertikaler var begynnelsen på overgangen til rene stålfagverk. Systemet ble brukt i mange bruer i USA og Canada og også i Norge.



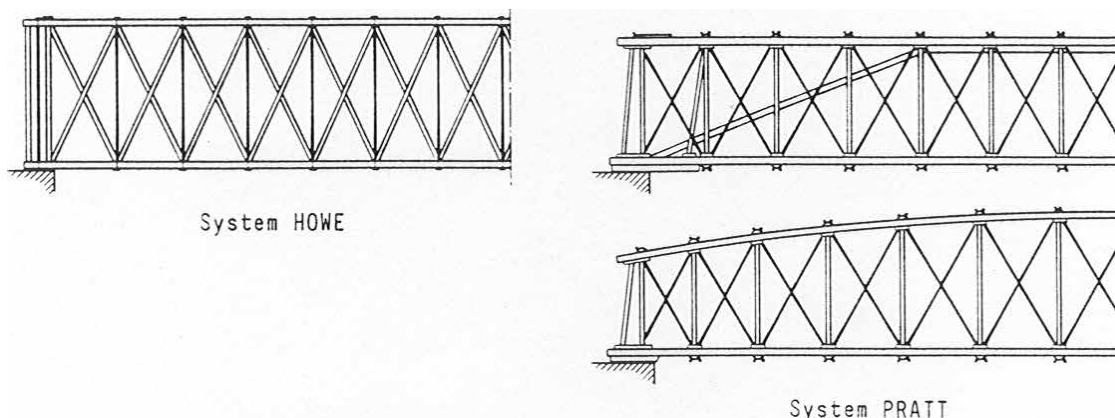
Figur 1-3: «The Colossus», Louis Wernwag
Figure 1-3: «The Colossus», Louis Wernwag



Figur 1-4: Kombinasjon av bue og fagverk, Theodore Burr
 Figure 1-4: Combination of arch and truss, Theodore Burr



Figur 1-5: Gitterfagverk, Ithiel Town
 Figure 1-5: Lattice truss, Ithiel Town



Figur 1-6: Fagverkssystemer, Howe og Pratt
Figure 1-6: Truss systems, Howe and Pratt

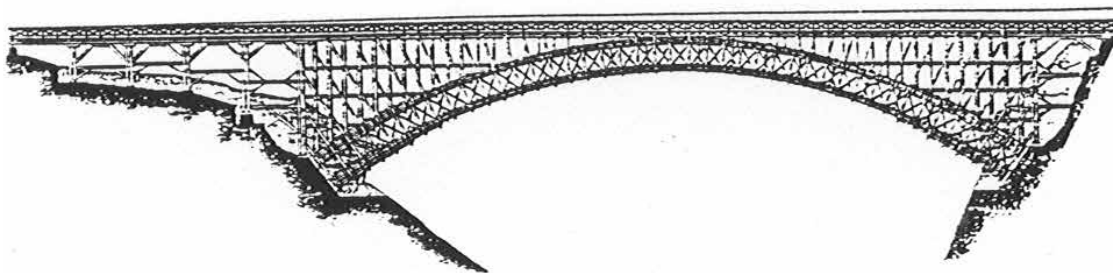
Thomas W. Pratt fikk sitt patent i 1844. Hans idé var å benytte tre mest mulig effektivt i de enkelte komponenter – for eksempel vertikaler med trykk (og mindre lengde enn diagonalene). Her kreves mer stål enn ved Howesystemet, og forbindelsene blir mer kompliserte. Figur 1-6 viser de to bæresystemene.

En kjent sveitsisk bygningsingeniør Karl Culmann var i 1849/50 på studietur til USA. I hans beretning fra turen er det skissert en jernbanebru av tre, Cascade Bridge, bygd av Thomson S. Brown (1845). Det er en fagverksbue med spennvidde 90 m, og av Culmann beskrevet som det vakreste og mest berømte byggverk av tre i USA, se figur 1-7.

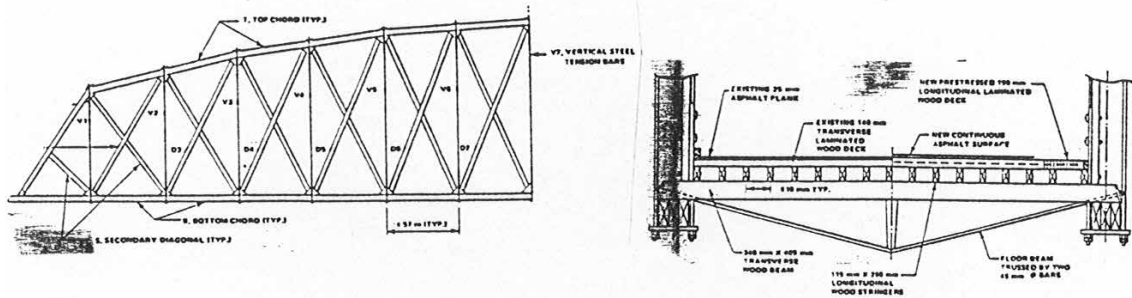
Frem til vår tid er det i flere land i Mellom-Europa, USA og Canada bygd til dels store trebruer. I Sveits finnes det mange gode eksempler. De lengste bruene og bruene med tyngst trafikk, er ofte konstruert som buebruer.

Interessant er det også å registrere at så sent som i 1936 ble det i Canada, N W Ontario, bygd en fagverksbru av tre med spennvidde 64 m. På denne tiden var trebruer antatt å ha en brukstid på ca. 40 år. Brua ble omhyggelig undersøkt etter 35 år, og bortsett fra brudekket som ble skiftet i 1980, var den øvrige konstruksjon uten skader. Trevirket i konstruksjonen er kreosotimpregner Douglasgran (Douglas fir), se figur 1-8. Sammenligner man denne bru med Evenstad bru som går over Glomma i Østerdalen i Norge, vil man finne flere likhetstrekk.

Fra vårt eget land kjenner vi fra gamle gang-, kløv- og kjerreveger eksempler på mindre og enkle trebruer bl.a. med bæresystemer som vist i figur 1-9. Den gamle brubygger kunsten er også i Norge en viktig del av bygningsteknikkens historie. Siden trekonstruksjoner under visse forhold og med dårlig vedlikehold kan være forgjengelige, er det dessverre få gamle trebruer igjen.



Figur 1-7: Cascade bru, Thomson S. Brown
Figure 1-7: Cascade Bridge, Thomson S. Brown

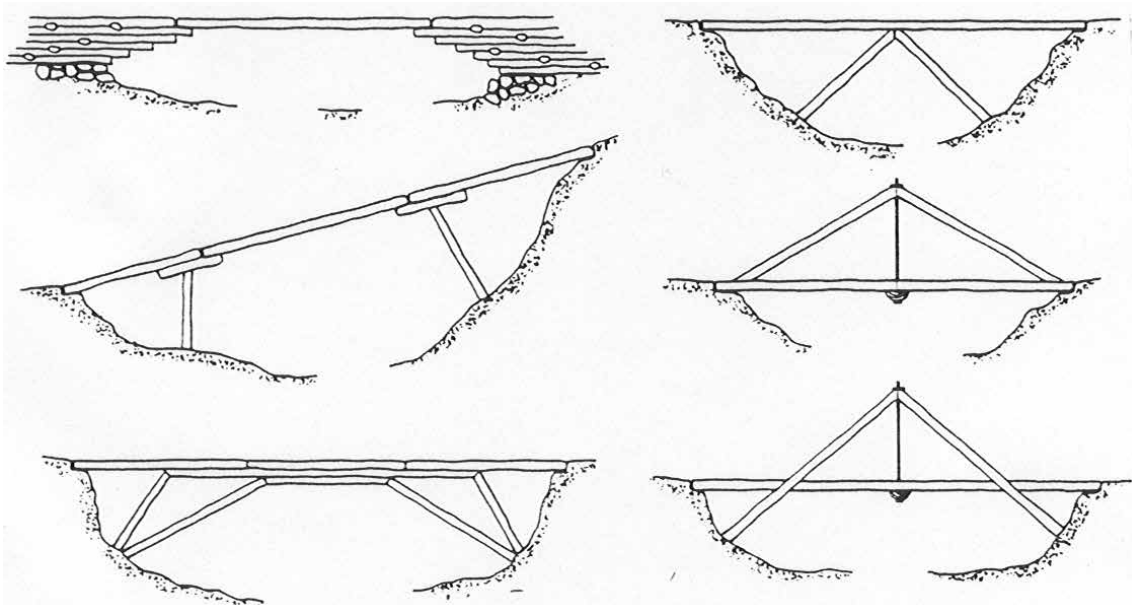


Figur 1-8: Fagverksbru av tre med spennvidde 64 m, Ontario, Canada
Figure 1-8: Timber truss bridge with 64 m span, Ontario, Canada

Noen brutegninger er gjengitt i reiseberetninger fra forrige århundre (Johannes Flintoe). Maleren Peder Balke (1804–1887) har malt en utliggerbru med hest og hestekar (Nasjonalgalleriet).

Av noen gamle trebruer er det bygd kopier, for eksempel av en sprengverksbru over Lågen i Dovre, og av en utliggerbru, Tuftebrui, over Usteåne ved Geilo. Rester av Tuftebrui er bevart ved Norsk vegmuseum (Hunderfossen). Statens vegvesen har forøvrig tegninger og beskrivelser av en del gamle trebruer.

Noen få trebruer er imidlertid fredet. En av dem er en sprengverksbru i flere spenn over Strynselfva i Stryn sentrum i Sogn og Fjordane. En annen er en innebygd fagverksbru, Hammersbrua, på Høylandet i Nord-Trøndelag. Finna bru i Lillehammer eksisterer fortsatt takket være en omfattende restaurering like før OL i 1994. Dette er en fagverksbru med separate tak over hver av bæreveggene. Interessant er det at Finna bru ble bygd i Vågå i 1868 og flyttet til Lillehammer i 1934, men brua er formelt ikke fredet.



Figur 1-9: Bæresystemer for noen gamle norske trebruer
Figure 1-9: Structural systems for some old Norwegian bridges



Figur 1-10: Hegra bru over Stjørdalselva
Figure 1-10: Hegra Bridge over the Stjørdal River

Det finnes ellers oppmålingstegninger av Hegra bru (Nord-Trøndelag) figur 1-10 en fagverksbru med fire fritt opplagte spenn på 27,0 m hver, bygd i 1880 og sprengt under 2. verdenskrig i 1940. Den hadde trykkledd i tre og strekkledd, inklusive undergurten, i stål.

Den mest avanserte vegbru av tre fra 1800-tallet er brua over Stjørdalselva ved Hell (Sandfærhus). Det var en buebru over fem spenn på 36,5 m hver, bygd i 1855 og revet 100 år senere. Den betjente E6, daværende riksveg 50. figur 1-11 viser et utsnitt av en originaltegning fra 1854.

Brua var en bue med fagverksavstivning og overliggende kjørebane. Brua ble konstruert av daværende ingeniørkaptein C. W. Bergh (senere Norges første vegdirektør). Buene består av buttskjøtt plank sammenbundet med bolter (ikke lim). Prinsippet var prøvd tidligere, og utviklet av tyskeren Karl Friedrich von Wiebeking (1809). Systemet bærer hans navn. Den underliggende bærekonstruksjonen var på oversiden beskyttet av brudekket og på sidene av en bordkledning. Da brua kom ut av bruk, ble rivning satt ut på anbud. Dessverre førte dette til at meget verdifull dokumentasjon av tilstanden for en bru med en brukstid på over 100 år, gikk tapt.

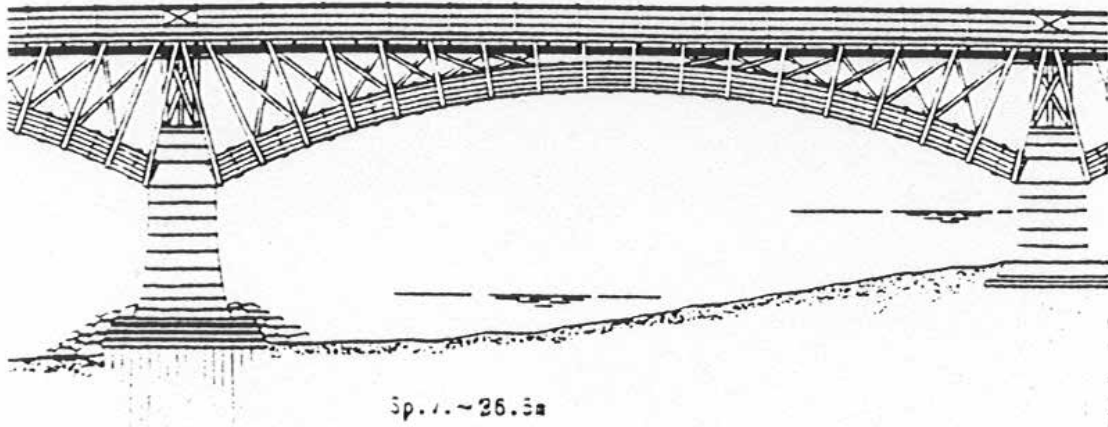
I historisk sammenheng bør det nevnes at utbyggingen av jernbanenettet i Norge på 1800-tallet førte til en rekke trebruer. Dårlige transportmuligheter i ofte uveisomt terreng, sammen med rimelig pris og god tilgang på trevirke, ga et konkurransefortrinn. I Trondheim ble den gamle Elgesæter bru, opprinnelig bygd i 1864 som jernbanebru (Trondheim–Størenbanen), senere brukt som gatebru til 1955. Brua over Gaula ved Gulfossen (nord for Støren) var et eksempel på en fagverksbru, Howesystem, med to sett diagonaler av tre, og vertikaler av stål. Brua ble bygd i samme periode og var kontinuerlig over fire spenn med overliggende kjørebane.

En trebru som har fått usedvanlig lang brukstid etter norske forhold er den gamle Dønfoss bru over Otta i Skjåk. Den ble konstruert av Vegdirektoratets «Brokontor» i 1896 som en fagverksbru med underliggende brubane. Spennvidden var 21,798 m og føringsbredden 2,60 m.

Fagverket har trykkdiagonaler i tre og vertikale strekkstag i stål – altså system Howe, som er beskrevet tidligere. Fagverket har imidlertid kun kryss i de to midterste feltene, der skjærkraften vil skifte fortegn, mens i de to feltene nærmest opplegget er det enkle trykkdiagonaler. Overgurten er holdt mot utkneking av skrå trykkstrevere som går ned til forlengede tverrbærere. Av symmetrigrunner er det to skråstrevere på midten – en på hver side av det vertikale strekkstaget. Dette gir brua et litt spesielt utseende.

Knutepunktene som tar imot trykket fra diagonalene og forankrer strekket fra vertikalstagene er i støpejern. Den konstruktive trebeskyttelsen er godt tatt vare på ved at alle deler av hovedbæresystemet er dekket med planker. For øvrig er den gamle Bøvra bru bygget etter de samme tegningene.

Figur 1-12 viser Dønfoss bru i 1938, to år før den ble erstattet av en betongbru. Brua ble prosjektert av Statens vegvesen i 1896. Men bruas liv sluttet ikke 1939. Brua var riktignok i forholdsvis dårlig forfatning, men ble solgt til Skjåk allmenning for kr. 100,- pr. bruspenn. Ett spenn ble flyttet til Finndalen der det ble brukt til å føre en lokalveg over elven Finna ved Sterringi. Figur 10-9 viser brua slik den sto inntil 2007 da den på grunn av kraftutbygging ble erstattet med en ny vegbru. Den gamle brua ble flyttet lengre ned i dalen, til Breistulen, og er fremdeles i bruk der som gangbru over Finna, 120 år etter at den opprinnelig ble bygget.



Figur 1-11: Bru over Stjørdalselva ved Sandfærhus (konstruksjonen vist uten kledning).

Figure 1-11: Bridge over the Stjørdal River at Sandfærhus (structure shown without sheathing).



Figur 1-12: Dønfoss bru (1896) over Otta i Skjåk. Bilde fra 1938

Figure 1-12: Dønfoss Bridge (1896) over the Otta River in Skjåk. Photograph from 1938

Det er interessant å se at utformingen av brua på mange måter følger de samme prinsipper som vi i Norge legger vekt på i dag: Et synlig og lett forståelig og velproporsjonert hovedbæresystem og en blanding av kjemisk og konstruktiv beskyttelse som ikke skjuler bæresystemet.

Etter år 1900 ble det bygd få store brukonstruksjoner i tre. Under 1. og 2. verdenskrig med mangel på stål, var bruk av tre igjen aktuelt. Omkring 1960 ble limtreindustri introdusert i Norge (for annen gang). I de påfølgende år ble det bygd enkle bruer av limtre for gang- og sykkeltrafikk og som skiløypeoverganger. I Mellom-Europa og Nord-Amerika er det imidlertid fra samme periode mange eksempler på større bruer av tre – også vegbruer.

Bruene som ble bygd i Norge på 60- og 70-tallet, var trykkimpregnert med CCA-salter. En sterk tro på at dét ville være nok til å gi bruene en lang brukstid, gjorde at man ikke la tilstrekkelig vekt på konstruktiv trebeskyttelse og god detaljering. Manglende vedlikehold førte i tillegg til at limtrebjelkene i bruene snart begynte å sprekke opp, overflaten forvitret og bruene fikk et lurvete utseende. Dette førte nok til at disse bruene snart fikk et dårlig rykte, slik at det på 80-tallet ble bygd langt færre trebruer i Norge.

Med Evenstad bru (figur 1-13) over Glomma i Østerdalen og Løken bru over riksveg 3 i Løten, som begge ble åpnet i 1996, startet en ny epoke i norsk trebrubygging, og det er grunn til å tro at en gammel tradisjon nå blir ført videre. Man kan nesten si at det var en ny generasjon av norske trebruer som da så dagens lys. Betegnelsen er berettiget fordi dette var bruer der det var tatt i bruk moderne limtreteknologi og som var konstruert etter bestemte prinsipper:

- Synlig og klart forståelig lastbæresystem
- Kombinasjon av estetisk tiltalende form med enkelhet og funksjonalitet
- Bruk av limtre med blokkliming og innslissede plater
- Bruk av saltimpregnering og kreosotimpregnering i kombinasjon
- Vektlegging av konstruktiv beskyttelse og god detaljering
- Bruk av tverrbærere og andre deler i stål der det gir en mer optimal konstruksjon



Figur 1-13: Evenstad bru (1996) over Glomma i Østerdalen.
Figure 1-13: Evenstad Bridge (1996) over the Glomma River in Østerdalen.

Grunnlaget for denne nye generasjonen av trebruer ble lagt i 1993 da det ble gjennomført et forprosjekt «Vegbruer i tre». Prosjektet ble initiert av Hedmark fylkeskommune og Statens vegvesen Hedmark. Bakgrunnen for initiativet var blant annet prosjektet «Trevisjoner», de store trekonstruksjonene i OL-hallene, og at Hedmark vegkontor hadde et ønske om at «trefylket» Hedmark kunne vurdere tre som byggemateriale for bruer på lik linje med stål og betong.

Prosjektgruppen ble opprettet høsten 1992 og besto av representanter fra:

- Statens vegvesen Hedmark, Vegkontoret
- Moelven Limtre AS
- Norsk Treteknisk Institutt (NTI)
- Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen

Prosjektet ble finansiert av deltagerne selv, og med en betydelig støtte fra Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd, NTN* (43 %).

I tillegg til en grundig vurdering av forskjellige aspekter ved bygging av en moderne trebru, foretok gruppen også studieturer til utlandet. Resultatet ble en forholdsvis fylldig rapport [77]. Basert på den innsamlede informasjonen satte man i gang med å bygge den første brukonstruksjonen. Det var Nydalsdumpa gang- og sykkelvegbru i Ringsaker kommune som ble åpnet i 1993, og som vel egentlig må sies å være den første av den nye generasjonen trebruer.

* Nåværende Norges forskningsråd (NF)

2 Tre som konstruksjonsmateriale

Bruk av trevirke som konstruksjonsmateriale har lange tradisjoner i Norge. Det er flere årsaker til det, som god tilgang, lett bearbeidlighet og selvfølgelig egnethet. På tross av alle årene med erfaring fra bruk av tre som konstruksjonsmateriale, er det mange som mener at trevirke er uegnet til større konstruksjoner. Denne usikkerheten bygger delvis på uvitenhet og fordommer (alle «vet» at trevirke både brenner og råtner), men skyldes også mange skrekkeksempler hvor trevirke har blitt brukt feil.

Trevirke betegnes som et levende materiale. Med det menes at egenskapene forandrer seg med det omgivende klima. Trefuktigheten er spesielt viktig da trevirke vil svulle og krympe med varierende fuktighet. Likeledes vil fasthets- og stivhetsegenskapene variere med fuktinnholdet i trevirket.

Et annet særtrekk hos trevirke er at det har vidt forskjellige egenskaper i forskjellige retninger. For dimensjonsendringer på grunn av fuktvariasjoner er det stor forskjell på bevegelse i fiberretning, radiell retning og tangentiell retning. Som tommelfingerregel kan en si at bevegelsen tangentielt fiberretningen er 20–30 ganger større enn bevegelsen i fiberretningen. Dette gjelder for gran og furu med trefuktighet opp til fibermetningspunktet, dvs. ca. 28 %.

Fasthetsegenskapene varierer også betraktelig i de forskjellige retningene. Strekkfasthet i fiberretningen er eksempelvis betraktelig høyere enn strekkfasthet vinkelrett på fiberretningen. For trykkfasthet er forskjellen noe mindre.

Lastvarigheten har betydning for trevirkets fasthetsegenskaper. Ved langtidsbelastning vil fastheter og stivhetsmoduler reduseres i forhold til korttidsverdier. Reduksjonens størrelse er avhengig av flere faktorer, f.eks. trefuktighet og belastningens størrelse. Under dimensjonering tas dette hensyn til ved såkalte fasthetsfaktorer og deformasjonsfaktorer. For brukonstruksjoner kan imidlertid denne effekten av lastvarighet ha en gunstig virkning. De karakteristiske fasthetene er utledet fra testverdier basert på ca. fem minutters varighet. For kortere lastvarighet, f.eks. støtbelastning, er de reelle fasthetsverdiene tildels betydelig høyere.

2.1 Konstruksjonstrevirke

Tradisjonelt har gran (*Picea abies*) og furu (*Pinus sylvestris*) vært enerådende som råstoff til trekonstruksjoner i Norge. Styrkemessig blir disse ansett som likeverdige. Den største praktiske forskjellen på gran og furu er at det kun er furu som lar seg enkelt trykkimpregnere. Dette er fordi furu har en mer åpen porestruktur enn gran.

Når trevirke omtales videre i dette kapitlet, er det gran og furu det siktes til. Alle fastheter, stivhetsmoduler og densiteter som oppgis, gjelder for en trefuktighet på 12 %. Konstruksjonsfastheter angis som 5 % -fraktilverdier. Stivhetsmoduler (E og G) angis både som 5 % -fraktilverdi (stabilitetsberegninger) og som middelvei (beregninger i bruksgrensetilstand og av statisk ubestemte systemer). Fastheter og stivhetsmoduler er angitt som korttidsverdier.

I motsetning til stål, betong og mange andre materialer er trevirke et naturmateriale. Egenskapene til et bestemt treslag varierer ganske mye avhengig av mange forskjellige forhold, blandt annet voksested. I EN-standardene er det innført styrkeklasser med tilhørende fastheter, E-moduler og densitetsverdier som legges til grunn for prosjekteringen.

Trevirket blir sortert og tilordnet en styrkeklasse uavhengig av voksested. Trevirket har imidlertid enkelte andre egenskaper som ikke umiddelbart følger styrkeklassen:

1. Impregnerbarhet: Erfaring har vist at noe furuvirke lar seg bedre impregnere enn annet og at noe furuvirke svetter mer kreosot enn annet. Det uklart hva det kommer av, men vi tror det kan ha noe med trevirkets anatomi å gjøre. Dette er Statens vegvesen i gang med å undersøke for om mulig å komme frem til en nøytral kravbeskrivelse. Vi antar imidlertid at det har noe å gjøre med voksestedet.
2. Fukt- og temperaturutvidelse: Parameterne for beregning av fukt- og temperatur- utvidelse følger ikke fasthetsklassene. Vi bruker verdier som er basert på furu. I de fleste trekonstruksjoner betyr ikke fukt- og temperaturutvidelsen mye, men for blant annet spennetapet i tverrspente dekker vil det ha en viss betydning. Før sammenhengen er helt klarlagt ønsker vi å bruke et materiale vi har erfaring med hvordan oppfører seg.
3. Kryp: Kryp er ikke en effekt som per i dag er beskrevet i Eurokoden for tre. Effekten har stor betydning for tap av spennkraft i tverrspente dekker. Da vi ikke vet hvordan bruk av annet trevirke enn furu vil slå ut på spennetapets størrelse ønsker vi inntil videre å bruke det materialet som vi har erfaring med.
4. Andre egenskaper som vi ikke har oversikt over: Norsk trebruteknologi er blitt utviklet over tid ved at vi har tatt ett skritt av gangen og hele tiden har observert hvordan konstruksjonene har oppført seg. Denne erfaringen bygger på at det hele tiden er brukt det samme materialet, nemlig nordisk furu.

Den erfaringen vi har med trebruer i Norge til nå bygger nesten utelukkende på bruk av nordisk gran og furu. Bruk av utenlandsk furu i noen trebruer har gitt meget sterk kreosotsvetting. Det kan tyde på at vi bør være forsiktige med å bruke ikke-nordisk furu til kreosotimpregnert virke. Dette betyr ikke at det ikke senere kan åpnes opp for bruk av furu fra andre voksesteder og kanskje også andre treslag, men det forutsetter at vi vet mer om hvilke materialegenskaper som må kreves.

Usortert trevirke har normalt en midlere bøyefasthet på ca. 45 N/mm² og en variasjonskoeffisient på 25–30 %. Dette tilsvarer en 5 % -fraktilverdi på ca. 24 N/mm², som forenklet vil si at 95 % av usortert virke har en bøyefasthet høyere enn 24 N/mm².

Dersom trekonstruksjoner skal dimensjoneres med samme sikkerhet og presisjon som konkurrerende konstruksjonsmaterialer, er det nødvendig å ha mer eksakte fasthetsdata enn kun middelveidier. Konstruksjonstrevirke er derfor inndelt i en rekke forskjellige fasthetsklasser. Innenfor én og samme fasthetsklasse er det angitt et sett med materialdata som skal være overholdt (bøye-, strekk-, trykk- og skjærfasthet, E- og G-moduler, densitet). Gjeldende standard for dimensjonering av trekonstruksjoner er den felleseuropeiske standarden NS-EN 1995 [19] også kalt Eurokode 5. I den er det ikke angitt materialdata for fasthetsklasser. Fasthetsklasser for konstruksjonstrevirke gitt i en egen standard, NS-EN 338 [27]. Aktuelle fasthetsklassene er f.eks. C14, C18, C24, C27 og C30. Tallet i klassebetegnelsen angir karakteristisk bøyefasthet (5 % -fraktil) for den aktuelle klassen.

For å kunne klassifisere trevirke i de forskjellige fasthetsklassene er det nødvendig å gjennomføre en sortering. Alt konstruksjonstrevirke skal være styrkesortert. Styrkesortering kan skje enten visuelt eller maskinelt. Teknisk forskrift (TEK) til plan og bygningsloven krever at en byggevarer samsvarer med de tekniske spesifikasjonene som ligger til grunn for fremstilling av produktet. For konstruksjonstrevirke er NS-EN 14081[24] den tekniske spesifikasjon. CE-merket skal være en garanti for at konstruksjonstrevirket tilfredsstiller de produktkravene myndighetene stiller. Konstruksjonstrevirke skal derfor, som andre byggevarer, CE-merkes. Styrkesortering og CE-merking gjøres i henhold til NS-EN 14081. I tillegg vil norsk konstruksjonstrevirke også være NS-merket. Det vil si at virket er kontrollert av Norsk Trelastkontroll og er gjenstand for strengere krav med hensyn til fukt, retthet og produktkontroll.

Visuell styrkesortering tar, som navnet sier, utgangspunkt i synlige virkeskarakteristika og virkesfeil.

Eksempelvis kviststørrelse og -plassering, årringbredde, fiberhelling, sprekker, tennar, insekt- og soppangrep, vindskjevhet, kantkrok, flatbøy, kuving etc. Den fellesnordiske standarden NS-INSTA 142 [23] angir regler og begrensninger for visuell styrkesortering. NS-INSTA 142 angir fire sorteringsklasser: T0, T1, T2 og T3. Disse forutsettes å tilfredsstille fasthetsklassene C14, C18, C24 og C30 gitt i NS-EN 338. Det er ikke mulig å sortere høyere klasser enn C30 visuelt.

Maskinell styrkesortering kan skje på forskjellige måter. De mest vanlige maskinene så langt har vært såkalte bøyebaserte maskiner. Bøyebaserte maskiner bygger på den statistiske sammenhengen mellom bøyefasthet og bøye-E-modul. Maskinene måler trevirkets bøyestivhet over et relativt lite spenn (900–1000 mm) kontinuerlig mens virkesbiten passerer gjennom maskinen. Det punkt med lavest registrert stivhet blir avgjørende for hvilken klasse virkesbiten havner i. I den senere tid er det også godkjent maskiner som bestemmer trevirkets fasthetsklasse ved hjelp av virkesstykkenes egenfrekvens. Alle typer styrkesorteringsmaskiner skal være godkjent av Norsk Trelastkontroll (prototypgodkjent). Videre skal hvert sorteringsanlegg (maskin med all nødvendig utrustning) også være godkjent av Norsk Trelastkontroll.

Ved maskinell styrkesortering er det mulig å sortere direkte i fasthetsklasser. Maskinelt kan det sorteres i fasthetsklasser opp til C50. Standarden NS-EN 14081 [24] angir regler for maskinell styrkesortering.

Vanlige dimensjoner av konstruksjonstrevirke har normalt tykkelse fra ca. 36 mm opp til 73 mm. Vanlige tverrsnittsbredder spenner fra ca. 98 mm til 223 mm. Standardiserte dimensjoner er angitt i NS-EN 336 [26].

2.2 Limtre

Limtre er konstruksjonselementer limt opp av minst 4 lameller med parallell fiberretning. Det benyttes kun godkjente konstruksjonslim som sikrer fullt statisk samvirke mellom lamellene. Den europeiske limtrestandarden [34] tillater lamelltykkelse opp til 45 mm uten styrkereduksjon for rette bjelker. I Norge er normal lamelltykkelse 45 mm. Høyden på limtrevversnitt vil være et multiplum av lamelltykkelsen. For krumme konstruksjonselementer reduseres lamelltykkelsen med økende krumning. Vanlig lamelltykkelse for buer til buebruer er for eksempel 33 mm. Normale breddemål i Norge er 90, 115 og 140 mm. Lamellene er fingerskjøtt i lengderetningen, og det er teoretisk mulig å produsere så lange elementer som en ønsker. I praksis vil det være fabrikkens produksjonsutstyr og utenforliggende faktorer som for eksempel transport og impregnering som avgjør lengden av limtreelementer.

Lamellene styrkesorteres i prinsippet på samme måte som vanlig konstruksjonstrevirke, visuelt eller maskinelt. Den tradisjonelle visuelle sorteringen av limtrelameller har hatt noen andre grenser enn konstruksjonstrevirke. Dette skyldes først og fremst at limtrelameller utsettes for en annen påkjenning inne i et bjelketverrsnitt enn om de var belastet på høykant som en enkeltstående bjelke. Men det skyldes også at det tidvis stilles strenge krav til utseende av limtre. I NS-INSTA 142 [23] gis det regler for styrkesortering av fire forskjellige sorteringsklasser, LT10, LT20, LT30 og LT40. Kun LT20 og LT30 benyttes i praksis. Maskinell styrkesortering skjer som for vanlig konstruksjonstrevirke.

I standarden NS-EN14080 [34] er det angitt materialdata for de vanligste fasthetsklassene for limtre. Den angir dessuten hvordan karakteristiske fastheter og stivhetsmoduler generelt kan beregnes for limtre.

Standard fasthetsklasser for limtre er GL 20, GL 22, GL 24, GL 26, GL 28, GL 30 og GL 32. Som for konstruksjonstrevirke, angir tallet i betegnelsen den karakteristiske bøyefastheten for klassen. I tillegg angis betegnelsen ofte med h eller c, f.eks. GL32h eller GL32c. Disse bokstavene angir hvorvidt tverrsnittet er bygd opp av lameller i samme fasthetsklasse (homogeneous) eller med lameller i en

lavere fasthetsklasse i den midtre delen (combined). Bøye- og skjærfastheten til de to limtretypene h og c er den samme, men aksialtrekk- og aksialtrykkfastheten er noe lavere for den kombinerte typen (c). Det kan derfor være hensiktsmessig f.eks. å velge type h for søyler og type c for bjelker.

Den tidligere utgaven av limtrestandarden NS-EN 14080:2005 hadde fasthetsklassene GL 28, GL 32 og GL 36. GL 36, som ble lite brukt, er nå er tatt ut av standarden og noen nye er tatt inn. Da hverken fasthetsklasse GL 28c eller GL 32c var optimale for nordisk trevirke med hensyn til materialutbytte, gikk nordiske limtreprodusenter sammen om å lansere en egen CE-merket fasthetsklasse basert på NS-EN 14080:2005. Den nye fasthetsklassen fikk betegnelsen CE L40c. Den ligger nær GL30c, men har f.eks. litt høyere bøye- og skjærfasthet, lavere aksialtrekkfasthet, høyere aksialtrykkfasthet og noe større densitet.

Grunnen til at fasthetsklassene GL 28c og GL 32c ikke er optimale for nordiske forhold er at når trevirke til limtre lameller tørkes og sorteres ønsker man å utnytte råstoffet best mulig. GL 32c består av lameller i fasthetsklasse T 22 med karakteristisk strekkfasthet 22 MPa i ytterkant og T 15 med karakteristisk strekkfasthet 15 MPa i midten. Når materialet med karakteristisk strekkfasthet 22 MPa er sortert ut oppnår normalt det resterende materialet ikke høyere karakteristisk strekkfasthet enn 14,5 MPa – altså ikke 15 MPa som kreves for de midtre lamellene i GL 32c. For å få høyest mulig limtreklasse ut av råmaterialet ble klassen CE L40c introdusert med midtre lameller med fasthet 14,5 MPa. Limtreklassen GL 32h kan imidlertid produseres uten problemer i og med at den kun består av lameller i fasthetsklasse T 22.

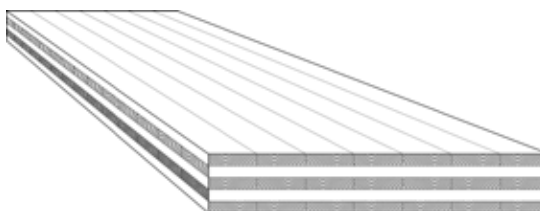
Med innføringen av klassen GL 30c ble altså klassen CE L40c overflødig. Limtrefabrikkene ble re-sertifisert i henhold til NS-EN 14080:2013 i løpet av 2015, og har erstattet CE L40c med GL 30c. Ovenstående er nå historie, men det er likevel nyttig å kjenne til dette da en rekke bruer er prosjektert og utført med CE L40c og siden engang skal kontrollberegnes.

2.3 Massivtre

Massivtre er massive bygningselementer som er bygget opp av trebord, plank eller bjelker. Disse kan føyes sammen på en rekke forskjellige måter. De kan være lagvis krysslågt eller lagt inntil hverandre på høykant. Sammenføyningen kan f.eks. være med lim, tredybler, skruer eller stag. Tverrspente dekker og høye limtrebjelker som ligger på flasken kan i prinsippet også defineres som massivtre. Normalt leveres massivtreelementer til husbygging med en bredde på fra 1,2 m og lengder på 3 til 4 meter til hele ferdige vegg- og gulvelementer med utskårede åpninger til dører, vinduer og trappeløp.

2.3.1 Krysslaminert tre

Den mest brukte metoden til nå for fremstilling av massivtre er nok krysslaminert tre (CLT = cross laminated timber). Krysslaminert tre er et flateprodukt som er konstruert med hensyn til krefter i planet eller på tvers av planet. Det er bygget opp av et ulike antall lag. Hvert lag består av plank som er lagt på flasken ved siden av hverandre. Plankene i hvert lag er orientert i en vinkel i forhold til laget over og under. Vanligvis er vinkelen mellom lagene 90°. Lagene er normalt forbundet med hverandre ved liming mens plankene i hvert lag vanligvis ikke er innbyrdes limt til hverandre. De ytterste plankene er imidlertid ofte kantlimt. Limforbindelsen mellom lagene gir et meget massivt og stivt flatelement som kan anvendes både som plate og som skive.



Figur 2-1: Element av krysslaminert tre
Figure 2-1: Cross laminated timber element

Krysslaminert tre kan brukes til brudekker. På grunn av sin ortotrope oppbygning er de gunstige med hensyn til hjullaster. Et norsk eksempel på brudekke i krysslaminert tre er beskrevet i [100]. En ulempe er at slike produkter leveres som transporterbare plateelementer som settes sammen på byggeplassen slik at det derfor kan være vanskelig å få til full kontinuitet ved større lengder der platene må skjøtes.

Krysslaminert tre er nevnt i Eurokode 5-2, men i motsetning til tverrspente dekker er det ikke angitt hvorledes det skal beregnes og dimensjoneres. Det finnes en produktstandard for krysslaminert tre NS-EN 16351:2015 Trekonstruksjoner – Krysslimt massivtreelement – Krav [35].

2.4 Trebaserte konstruksjonsmaterialer

Trevirke brukes ikke bare som konstruksjonsmateriale i sin opprinnelige tilstand, men det lages også nye konstruksjonsmaterialer av tre med nye egenskaper. Disse er ikke mye brukt i norsk trebrubygging, men fra Mellom-Europa finnes det flere eksempler på at slike materialer har vært brukt. Dette har nok sammenheng med at mellomeuropeiske bruer oftest er godt beskyttet mot vær og vind med tak eller innkledning.

2.4.1 LVL

LVL (Laminated Veneer Lumber) er bygd opp av parallelle finérlag og kan nærmest betraktes som limtre med tynne lameller og stående limfuger. LVL blir derfor også kalt parallellfinér. Tykkelsen på finéren er ca. 3 mm. Finérlagene styrkesorteres før de limes sammen til store plater som senere skjæres opp til bjelker. Standard tykkelse varierer fra 27 mm til 75 mm. Standard bredde på ferdige bjelker varierer fra 200 mm til 600 mm.

Fasthetsverdier og stivhetsmoduler for LVL er relativt høye sammenlignet med både konstruksjonstrevirke og limtre. Dette skyldes hovedsakelig at en har god mulighet til å sortere bort finérlag med større virkesfeil, noe som medfører et mer homogent produkt. Klassifisering av LVL er gitt i NS-EN 14279 [36] og krav til LVL er gitt i NS-EN 14374 [37].

I Norge har en vært noe restriktiv med å bruke LVL i klimaklasse 3 (konstruksjoner som ikke er beskyttet mot regn og vann, eller eventuelt i direkte jordkontakt). Ved bruk av LVL i utendørs konstruksjoner bør en derfor undersøke hvilke fukttekniske data som produktet er godkjent for. Dette gjelder spesielt fasthetsfaktor og deformasjonsfaktor.

2.4.2 Trebaserte plater

Med trebaserte plater til konstruksjonsformål menes kryssfinérplater, sponplater, OSB- plater og trefiberplater hvor alle nødvendige tekniske data, f.eks. fastheter, stivhetsmoduler, fasthetsfaktor og deformasjonsfaktor, er tilstrekkelig dokumentert. Platene er normalt typegodkjent eller sertifisert, og er underlagt en ekstern kontrollordning.

Spon-, OSB- og trefiberplater er i henhold til NS-EN 1995 [19] ikke tillatt brukt i klimaklasse 3. Som nevnt for LVL, anbefales det at de tekniske data kontrolleres nøye før bruk. Kryssfinér er tillatt brukt i klimaklasse 3. Det finnes også en marin kryssfinér (marine plywood) som er spesielt motstandsdyktig mot fuktighet og som derfor kan være gunstig å bruke på visse utsatte punkter. Den er standardisert i britisk standard BS 1088 [46]. Da disse platene lages av tropiske tresorter er det viktig å påse at de er sertifisert av FSC (Forest Stewardship Council).

I konstruksjonssammenheng benyttes trebaserte plater først og fremst som laskeplater eller som avstivning (skivevirkning).

Ytterligere informasjon om trebaserte plater og konstruksjonselementer i tre (EWP = Engineered Wood Products) finnes i heftene nr. 26 og 27 i serien FOKUS på tre [68] [69].

2.5 Andre aktuelle tresorter

For noen formål kan det være aktuelt å velge andre tresorter enn furu og gran. Egenskaper man da kan ønske er større hardhet, bedre holdbarhet mot råte, større slitastmotstand etc. Tresorter som har slike egenskaper er som regel nokså kostbare og bør bare brukes der det er nødvendig.

Noen tresorter med de ønskede egenskaper, som for eksempel tropisk trevirke (hardwood), kommer ofte fra regnskoger i Sørøst-Asia og Sør-Amerika som ødelegges av rovhogst. Slikt trevirke bør ikke brukes. Det finnes imidlertid et uavhengig sertifiseringssystem som opererer globalt, og som har strenge kriterier og prinsipper for å sikre at hogsten ikke bidrar til brudd på lokalbefolkningens rettigheter eller fører til alvorlige naturødeleggelser. Eksempler på slike sertifiseringssystemer kan være FSC (Forest Stewardship Council) og PEFC (The Programme for the Endorsement of Forest Certification).

Regjeringen har imidlertid bestemt at «Det skal ikke benyttes trevirke med tropisk tømmer verken i selve bygget eller i materialer som brukes i byggeperioden.» Begrunnelsen er at «Det finnes i dag ingen internasjonale eller nasjonale sertifiseringsordninger som kan gi god nok sikkerhet for at trevirke som importeres er lovlig og bærekraftig hugget.» [157]

I det følgende er det kort beskrevet noen tresorter som kan være aktuelle for trebruer. For eksempel kan de være av interesse for deler av konstruksjonen som er spesielt utsatt for slitasje, fuktighet eller stort trykk på tvers av fiberretningen.

2.5.1 Lerk

Lerk kan bli et aktuelt konstruksjonsmateriale for trebruer. I Norge har ikke lerk så langt hatt noen stor betydning som materiale i bærende konstruksjoner, sammenlignet med hva som er tilfelle i enkelte andre land. Dette kan imidlertid forandre seg dersom det samles mer erfaring fra praktisk bruk.

Fasthetsmessig kan lerk sammenlignes med gran og furu. I henhold til NS-INSTA 142 [23] kan lerk styrkesorteres etter samme visuelle kriterier som nordisk gran og furu. Sammenhengen mellom fasthetsklasser og sorteringsklasser kan antas å tilsvare hva som er angitt for gran og furu. NS-INSTA 142 presiserer at dette gjelder for lerk med botanisk navn *Larix decidua*, *L. eurolepis* og *L. Kaempferi* som har vokst i Nord- og Nordøst-Europa under gjennomsnittlige nordiske forhold. Lerk med annen opprinnelse og/eller annen botanisk betegnelse kan ikke styrkesorteres etter NS-INSTA 142.

I NS-EN 1912 [28] defineres ytterligere tre typer lerk (botanisk navn og opprinnelse/voksested) med henvisning til korresponderende sorteringsstandarder og fasthetsklasser.

NS-EN 350 [29] angir de samme egenskapene vedrørende naturlig holdbarhet for lerk (europeisk opprinnelse) og furu (*Pinus sylvestris*).

Ytterligere informasjon om lerk og videre litteraturreferanser finnes i hefte nr. 11 i serien FOKUS på tre [65].

2.5.2 Eik

I Norge har vi to arter av eik, sommereik (*Quercus robur*) og vintereik (*Quercus petraea*). Det finnes ingen norsk standard for styrkesortering av eik, og derfor heller ingen klasser med dokumenterte fasthetsverdier for konstruksjonsformål. NS-EN 1912 angir heller ikke noen godkjente styrkesorteringsklasser for det europeiske markedet.

Eik har imidlertid høy hardhet og slitestyrke. Dette gjør at eik har vært brukt til møbler, parkett, dører, redskap, hjuleiker etc. Kjerneveden til eik har god holdbarhet, noe som har gjort dette trevirket attraktivt også til båt- og skipsbygging, trekonstruksjoner under vann og i direkte jordkontakt. Den gode holdbarheten skyldes at kjerneveden fra naturens side er «impregnert» med garvesyre. Garvesyre er korroderende, noe en må ta hensyn til i forbindelse med valg av forbindelsesmidler etc. Yteveden hos eik har liten holdbarhet.

Den store slitestyrken i kombinasjon med muligheten for rask og enkel utskiftning av skadede planer gjør at eik ofte brukes som slitelag på supplybåtdekk. Eik kan også være et aktuelt materiale som slitelag på bruer. På gangbruer i utlandet brukes det ofte slitelag av eikeplank. De er gjerne forsynt med riller i overflaten for å øke friksjonen.

2.5.3 Azobé (ekki)

Azobé (*Lophira alata*), eller ekki som det også kalles, er et meget tungt treslag som vokser i Vest-Afrika. Gjennomsnittlig densitet ved 12 % trefuktighet oppgis til 1060 kg/m³ (NS-EN 350).

Azobé har en meget høy naturlig holdbarhet ved kontakt med vann og er mye benyttet som brumateriale i enkelte land (f.eks. Nederland).

Ved å benytte visuelle styrkesorteringsregler gitt i nasjonale standarder for Nederland eller Storbritannia, kan azobé sorteres til å tilfredsstille fasthetsklasse D60 (NS-EN 1912, NS-EN 338). D60 innebærer blant annet karakteristisk bøyefasthet på 60 N/mm² og midlere E-modul på 17 000 N/mm².

I tillegg til bruer, benyttes azobé til havnekonstruksjoner, jernbanesviller og andre konstruksjoner hvor dets tyngde, fasthets- og holdbarhetsegenskaper kommer til sin rett.

2.6 Modifisert trevirke

I de senere år har det kommet forskjellige typer modifisert trevirke på markedet som et miljøvennlig alternativ til impregnert virke. Modifisering av tre innebærer en kjemisk, biologisk eller fysisk behandling som bidrar til å forbedre trevirkets egenskaper. Dette kan for eksempel være egenskaper som biologisk holdbarhet, dimensjonsstabilitet, hardhet og/eller UV-stabilitet.

Man skal imidlertid være oppmerksom på at også tekniske egenskaper som E-modul, duktilitet, fastheter og densitet kan bli forandret. Modifiseringen kan forandre trevirkets mekaniske egenskaper såpass mye at bærende konstruksjoner av slikt trevirke ikke uten videre kan dimensjoneres i henhold til f.eks. EC5 [19]. Det vil i slike tilfeller være nødvendig å dokumentere materialets mekaniske egenskaper slik at samme sikkerhetsnivå som forutsatt i Eurokode oppnås. Man kan også anta at forandringen av mekaniske egenskaper avhenger av graden av modifisering – altså av prosessen. Statens vegvesen aksepterer derfor ikke modifisert trevirke brukt i bærende konstruksjoner uten at alle parametere som er nødvendig for prosjekteringen er dokumentert. I tillegg krever limbarheten ved fingerskjøting og produksjon av limtre spesiell oppmerksomhet.

NS-EN 15228 [38] angir krav til konstruksjonstrevirke som er kjemisk behandlet mot biologisk nedbrytning.

Man bør også være klar over at det finnes forskjellige grader av modifisering som gir ulike grader av bestandighet og som påvirker prisen. For ikkebærende konstruksjoner, der de tekniske egenskapene ikke må være dokumentert, kan modifisert tre være interessant. Da modifisert tre idag er vesentlig dyrere enn vanlig impregnert virke, vil det uansett kun være aktuelt for spesielle formål.

Noen av de vanligste modifiseringsmetodene er beskrevet under.

2.6.1 Termisk modifisert tre

Termisk modifisert tre blir også kalt varmebehandlet tre. Det finnes flere ulike prosesser for varmebehandling av trevirke. Prosessene går ut på at trevirket varmes opp til en temperatur på 180–250 °C ved redusert tilgang på oksygen. Holdbarhet og dimensjonsstabilitet forbedres, men de høye temperaturene gjør også at virket blir mer sprøtt og får en redusert styrke. Det vil si at virket vil egne seg best til ikkebærende konstruksjoner.

Ulike produsenter fremstiller varmebehandlet trevirke av forskjellige treslag, som for eksempel gran, furu, ask, eik, bøk og poppel.

2.6.2 Acetylert tre

Acetylert tre har økt holdbarhet, hardhet og dimensjonsstabilitet på grunn av kjemisk modifisering av celleveggene i trevirket. Modifiseringsprosessen er basert på trykkimpregnering med eddiksyreanhydrid og deretter herding ved bruk av varme. Hydroksylgrupper og trestrukturen byttes da ut med acetylgrupper samt at eddiksyre spaltes av. Dette medfører at acetylgruppene gir en permanent svelling av celleveggene. Typiske treslag som i dag brukes i denne prosessen er Radiata furu, men også andre lett impregnerbare treslag kan benyttes. Denne prosessen gir i tillegg en stabiliserende effekt mot krymping og svelling. Laboratorieforsøk har vist at en prosess som gir en økning i vektprosent på ca 20 % beskytter trevirket mot nedbrytning forårsaket av brunråtesopp, og på ca 10 % mot nedbrytning forårsaket av hvitråtesopp. Imidlertid vet en ikke fullt ut hvorfor acetyleringen hindrer at nedbrytende organismer forårsaker råte på acetylert trevirke. En antar at det skyldes den lave likevektsfuktigheten (se under) og fyllingsgraden av acetylgrupper.

En annen egenskap ved acetylert tre, ved siden av formstabilitet, er at det holder seg meget tørt med 3–5 % likevektsfuktighet mot før acetylering på 10–13 %. Imidlertid endres også de mekaniske egenskapene såpass mye at virket ikke uten videre kan dimensjoneres i henhold til EC5. Fargen holder seg like lys som ubehandlet tre, men det har en ten dens til å trekke til seg svertesopp når det står ute. Svertesopp bryter ikke ned trematerialet, men utseende blir lite tiltrekkelige.



Figur 2-2: Sneek bru ved Sneek i Nederland (2008) laget av acetylert tre (Accoya).

Figure 2-2: Sneek Bridge at Sneek in the Netherlands made of acetylated wood (Accoya).

Det kan produseres limtre av acetylert trevirke ved bruk av PRF-lim. Acetylert tre blir betydelig dyrere enn vanlig impregnert trevirke fordi det brukes tre uten kvist og med lite kjerneved. Acetyleringsprosessen er dessuten mer omfattende enn vanlige impregneringsprosesser. Acetylert tre inneholder imidlertid ikke miljøskadelige stoffer. Sannsynligheten for at det har en bestandighet på 100 år eller mer er til stede fordi forandringene i treet er permanente.

Acetylert tre er ikke patentert. Kommersiell produksjon av acetylert tre er i dag hovedsakelig basert på virke av radiatafuru fra New Zealand. Acetylert tre markedsføres under navnet Accoya. Figur 2-2 viser en bru bygget av Accoya. En kan lese mer om trebehandling i en brosjyre fra Skog og landskap [70].

2.6.3 Furfurylert tre

Furfurylert tre produseres av Kebony ASA og er den eneste tremodifiseringsprosessen hvor det er kommersiell produksjon i Norge. Furfurylering av trevirke skjer ved at trevirke impregneres med furfurylalkohol, som gjennom en herdeprosess polymeriserer inne i trevirket. Dette bidrar til økt biologisk holdbarhet, hardhet og dimensjonsstabilitet, men bidrar også til at trevirket blir noe sprøere.

Furfuryleringen forandrer trevirkets mekaniske egenskaper såpass mye at bærende konstruksjoner av furfurylert trevirke ikke uten videre kan dimensjoneres i henhold til f.eks. EC5 [19].

Det er også mulig å produsere limtre av furfurylert virke, dog ikke uten videre, hovedsakelig på grunn av øket stivhet og hardhet og på grunn av forandrede kjemiske egenskaper. Det siste krever bruk av en annen limtype enn den som normalt brukes.

Ulike produkter av furfurylert virke er basert på forskjellige treslag (furuarter og løvtrreslag) og på ulike grader av furfurylering. På den måten kan man oppnå forskjellige grader av bestandighet og ulike mekaniske egenskaper og visuelle uttrykk.

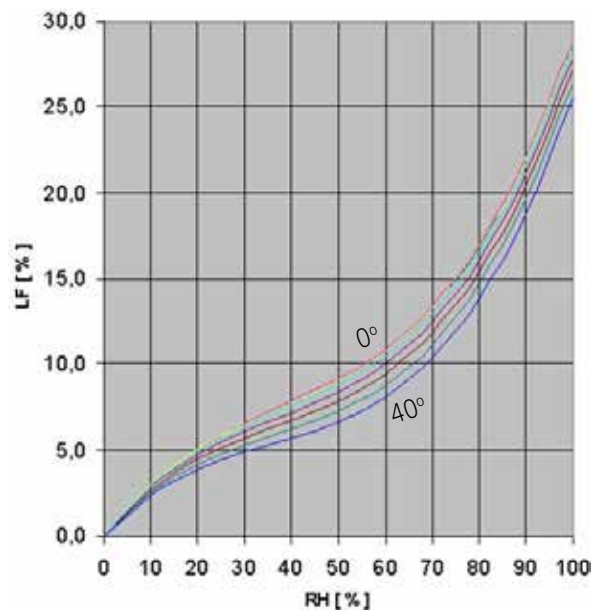
3 Fuktighet i trevirke

Trefuktigheten er den viktigste parameteren for trevirkets bestandighet fordi fuktighet er en forutsetning for utvikling av råte. Det er derfor viktig å beskytte trevirke mot fuktighet. Trefuktigheten uttrykkes normalt som vekten av vanninnholdet i trevirket i prosent av trevirkets tørrvekt. Trefuktigheten kan derfor, i prinsippet, bli over 100 %. Trefuktigheten for normalt, tørket virke er mellom 10 og 20 %.

Trefuktigheten kan måles på flere måter. Den mest nøyaktige er veie-og-tørke-metoden. Den er imidlertid ganske omstendelig og tidkrevende idet den krever prøvetagning og ovnstørking. Den er derfor bare egnet for laboratorier. En annen og mye brukt metode er elektrisk motstandsmåling som går ut på å måle den elektriske motstanden mellom to elektroder med en bestemt avstand. Elektrodene bankes et stykke inn i trevirket. Metoden er velegnet for raske målinger med håndholdt utstyr. For logging av trefuktighet over lang tid er metoden ikke så egnet da det etter hvert kan danne seg et belegg på den ene elektroden. Det vil påvirke resultatet.

En metode som er egnet for langvarig logging er å måle luftfuktighet og temperatur i et lite hulrom inne i trevirket og så regne ut trefuktigheten basert på et etablert uttrykk for sammenhengen med trevirkets likevektsfuktighet. Metoden forutsetter derfor at luftfuktigheten i det lille hulrommet hele tiden er i likevekt med trevirkets fuktighet ved den aktuelle temperaturen. Denne metoden er brukt i Statens vegvesens omfattende måleprogram for trebruer [99].

En ulempe med metoden er at likevektsfuktigheten (LF) er avhengig av temperaturen (se figur 3-1) og at denne varierer mye raskere enn trefuktigheten i et stort tverrsnitt. Temperaturen vil påvirke den utregnede trefuktigheten og dermed tilsynelatende gi raske variasjoner i trefuktigheten.



Figur 3-1: Sammenheng mellom relativ luftfuktighet og likevektsfuktighet ved forskjellige temperaturer

Figure 3-1: Dependence of the equilibrium moisture content of wood and the ambient relative humidity at different temperatures

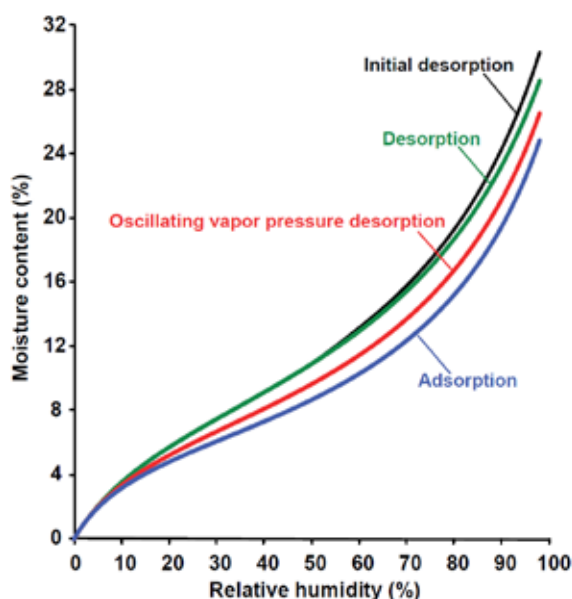
3.1 Uttørking av trevirke i fuktig klima

Man ser at ved som ligger stablet ute luftig, men tildekket for regn, vil tørke selv i fuktige omgivelser hvis bare luftfuktighet og temperatur varierer. Dersom to trebiter, én med høy fuktighet og én med lav fuktighet, lagres i samme klima vil de to trebitene innstille seg på ulik likevektsfuktighet. Dette fenomenet kalles hysteres. Trefuktigheten ved oppfukning blir lavere enn ved uttørking under de samme klimabetingelsene. Figur 3-2 som er hentet fra [81] viser forskjellen mellom oppfukning og uttørking. Den viser også at effekten avtar ved økende antall variasjoner. Dette er nærmere beskrevet i Treteknisk Håndbok [61].

Fuktmålingene på bruer bekrefter også at trevirket tørker ut når det er tildekket – selv i fuktig klima (se avsnitt 3.3).

En annen effekt er at for massive tverrsnitt tar det tid for fuktigheten å bevege seg gjennom trevirket. Det indre av tverrsnittet vil derfor ha en fuktighet som varierer langsommere enn de ytre fibrene. Det indre av tverrsnittet rekker derfor ikke å komme i fuktlikevekt med omgivelsene før fuktforholdene har forandret seg. Målinger i midten av et større tverrsnitt (f.eks. 110 mm fra overflaten) viser ofte at trefuktigheten der kan være i direkte motfase med omgivelsene.

Målinger over lang tid viser også at trefuktigheten i relativt massive konstruksjoner er vesentlig lavere enn det den klimatiske likevektsfuktigheten (fuktpåkjenningen) skulle tilsi.



Figur 3-2: Sammenheng mellom relativ luftfuktighet og trefuktighet (likevektsfuktighet) ved adsorpsjon (oppfukning) og ved forskjellige desorpsjonsforhold (uttørking).(FPL)

Figure 3-2: Moisture content –relative humidity relationship for wood under adsorption and various desorption conditions

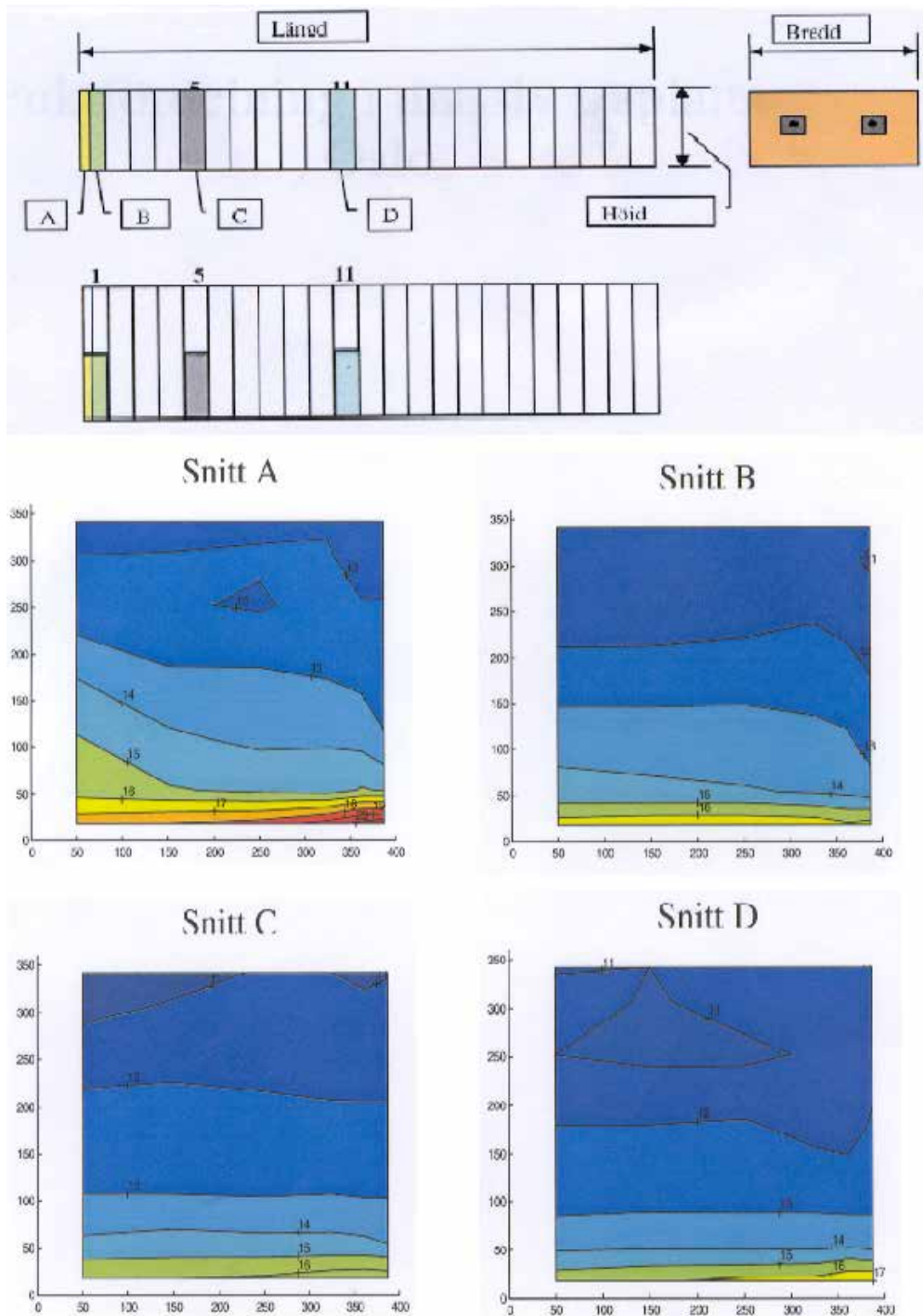
Man kan derfor ikke uten videre forutsette at trefuktigheten i en utedørskonstruksjon vil anta samme verdi som likevektsfuktigheten beregnet på grunnlag av klimatiske temperatur og fuktighetsdata (f.eks. månedsmiddel).

3.2 Måling av trefuktighet i utendørs trekonstruksjoner

I forbindelse med det store nordiske forskningsprosjektet «Broer i tre» ble det gjort forsøk for å klarlegge klimaets innflytelse på trefuktigheten i tverrspente dekker i de nordiske land. Forsøkene ble administrert og for det meste utført av Träteck i Sverige. Fire like tverrspente dekker ble produsert av Träteck i Skellefteå og utplassert i Skellefteå, Oslo, København og Helsingfors. For hvert av dekkene ble trefuktighet, spennkraft og dekkets krumning registrert. Målingene ble utført månedlig fra sommeren 1995 til sommeren 1996. Dekket i Oslo ble plassert hos NTI på Gaustad.

De fire dekkene var 3 m lange, 0,8 m brede og 0,36 m tykke. De var laget av limtrelameller med dimensjon 140x360x800 mm i styrkeklasse L40. Lamellene ble spent sammen med to Ø15.1 mm spennstenger av type Dywidag. Spennstengene ble forankret i rektangulære stålplater med dimensjon 200x200x25 mm og oppspent til 144 kN som gir en trykkraft mellom lamellene på omtrent 1,0 MPa.

Det ble beskyttet på oversiden og sideflatene mot direkte regn ved hjelp av en membran. I tillegg ble det lagt et asfaltlag på 25 mm på toppen. Undersiden ble forsynt med to lag beis (antagelig oljebeis). Prøvestykkene ble plassert utendørs, på en ramme 0,8 m over bakken.



Figur 3-3: Trefuktighet målt i en tverspent plate med tildekket overside
Figure 3-3: Moisture content of the wood in a stress laminated slab with a covered top surface

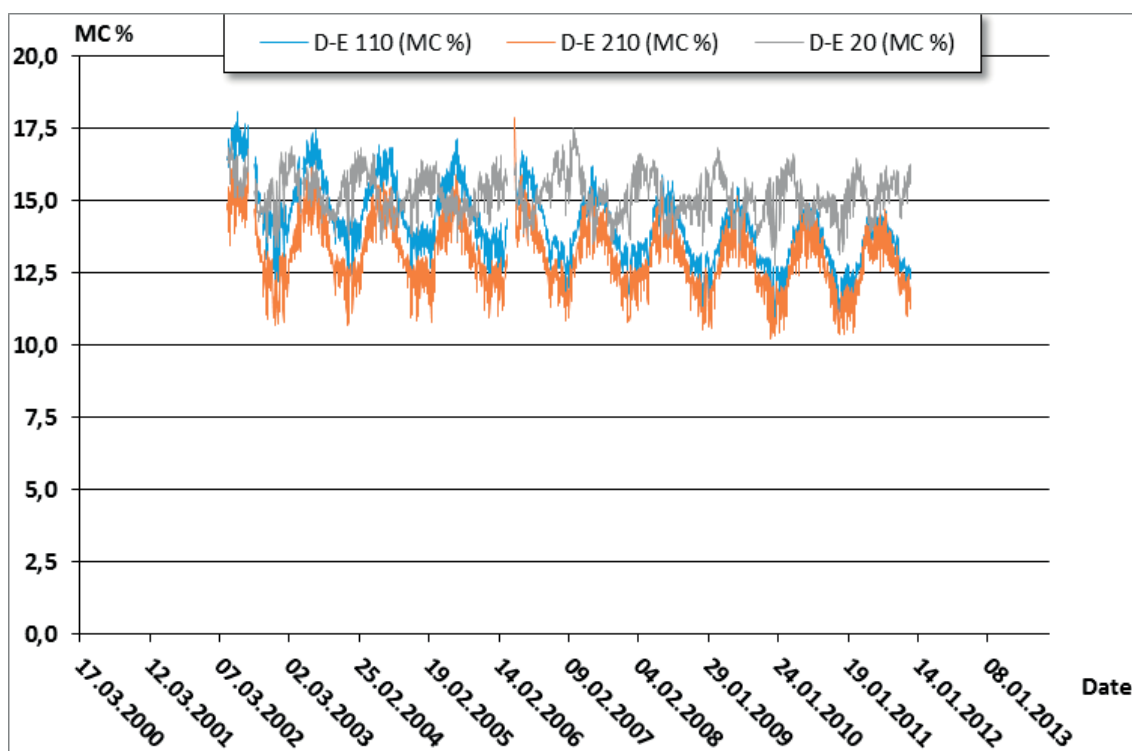
Trefuktigheten innstilte seg på ca. 12 %. Forsøksdekket var eksponert i fem år. En prøve tatt i ytterkant viser 20 % på undersiden. Det har der antagelig kommet vann rennende inn fra yttersiden. Figur 3-3 viser isodiagrammer for fire typiske punkter i platen. Forsøkene er nærmere beskrevet i prosjekt-rapporten [110].

3.3 Statens vegvesens måleprogram for trefuktighet i trebruer

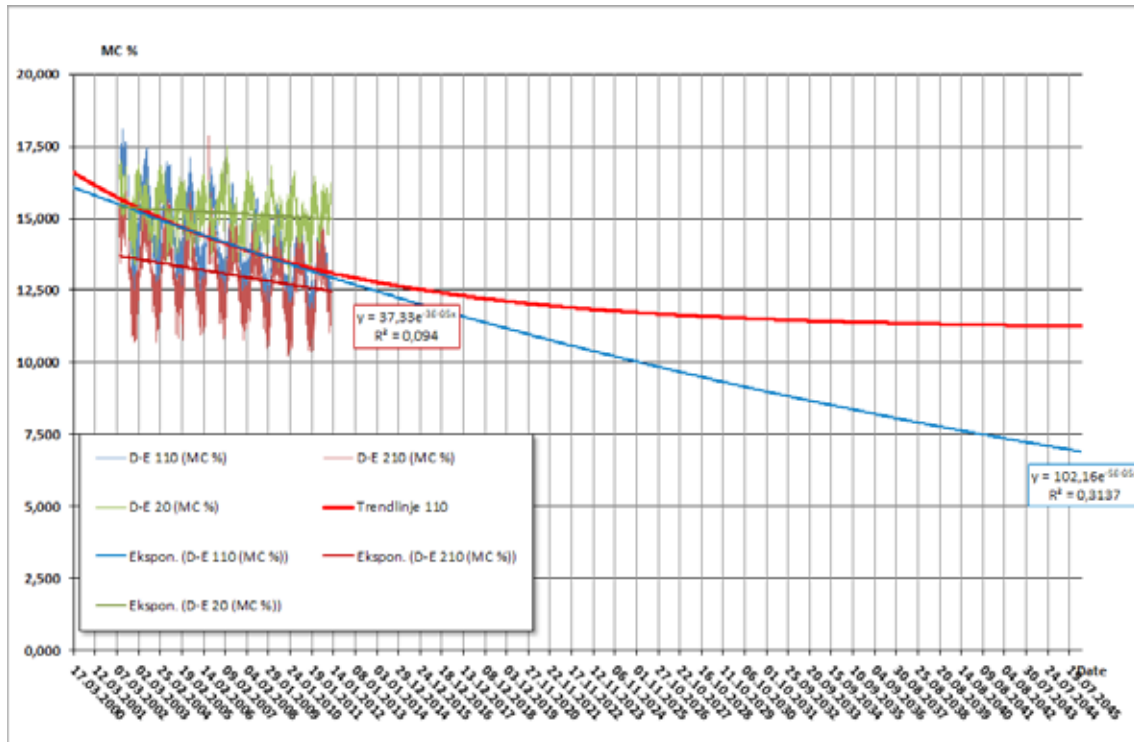
Det har tidligere vært en vanlig oppfatning at utendørs trekonstruksjoner, som f.eks. trebruer, over tid vil få en trefuktighet som svarer til likevektsfuktigheten til den omgivende lufts gjennomsnittlige fuktighet og temperatur (EMC). Det vil si at man, basert på meteorologiske data for konstruksjonsstedet og trevirkets likevektsfuktighet, kan forutsi hvilken trefuktighet konstruksjonen vil innstille seg på.

For å få mer kunnskap om sammenhengen mellom klima og trefuktighet i bruer initierte Statens vegvesen i 1999 et måleprogram for kontinuerlig måling av trefuktigheten i Evenstad bru. Evenstad bru ble bygget i 1996 og instrumentert i år 2000 og har siden levert måleresultater nesten uten avbrudd. Siden den ikke har vært instrumentert helt fra byggingen kjenner vi ikke den nøyaktige verdien av den opprinnelige trefuktigheten.

Siden har fire bruer til blitt instrumentert. På alle fem bruene blir trefuktighet og tretemperatur, samt lufttemperatur og relativ luftfuktighet på brustedet logget. For noen av bruene blir spennkraften i det tverrspente dekket og konstruksjonens dilatasjon også målt. Med logging hver time for noen bruer og hver andre time for andre blir det store datamengder som skal bearbeides. Ytterligere detaljer angående selve instrumenteringen finnes i Treteknisks rapporter [98] og i foredrag på «International Conference on Timber Bridges 2012» [99] og [101].



Figur 3-4: Utviklingen av trefuktighet over flere år i et tverrspent dekke med dekket overflate
Figure 3-4: Development of wood moisture content over several years in a stress laminated slab with a covered top surface



Figur 3-5: Sammenligning av fuktutviklingen (MC) i midten og nær undersiden av dekket
Figure 3-5: Comparison of the development of wood moisture content (MC) in the middle and at the underside of the deck

På figur 3-4 er den målte trefuktigheten (MC = Moisture Content) i midten (halve høyden, dvs. 110 mm fra undersiden) av det tverrspente dekket på Evenstad bru sammenlignet med fuktpåkjenningen. Fuktpåkjenning er et begrep som skal angi hvordan kombinasjonen av luftfuktighet og temperatur virker på en trekonstruksjon.

Likevektsfuktigheten til tre (EMC = Equilibrium Moisture Content) uttrykt ved den såkalte Madisonformelen (se [56]) synes å være et hensiktsmessig uttrykk. Madisonformelen uttrykker hvilken trefuktighet et lite trestykke vil få hvis det utsettes for en bestemt kombinasjon av luftfuktighet og temperatur så lenge at likevektsfuktigheten har innstilt seg.

I virkeligheten vil luftfuktighet og temperatur variere slik at likevekt ikke får innstilt seg i det indre av større, massive tverrsnitt før de ytre forholdene har forandret seg. Figur 3-4 viser et eksempel på det. Fuktpåkjenningen varierer betydelig over året med årlige sykler som er forholdsvis like. Gjennomsnittlig fuktpåkjenning i perioden 2001 til 2013 er 18,7 %. Det vil si at etter lang tid skulle treverket i konstruksjonen få en trefuktighet på 18,7 %. Figuren viser at det ikke er tilfelle. Den målte trefuktigheten, midt inne i tverrsnittet, varierer riktignok også i en årlig syklus, men synker langsomt over tid.

I og med at fuktreduksjonen avtar med tiden er det naturlig å anta at den nærmer seg en nedre verdi asymptotisk. Ved kurvetilpasning finner man at et uttrykk av typen:

$$MC(t) = MC(\infty) + a \cdot e^{-b \cdot (t-t_0)}$$

der $MC(\infty)$ er sluttverdien trefuktigheten nærmer seg asymptotisk og t_0 er tidspunktet da målingene begynte. $MC(\infty)$ og faktorene a og b bestemmes ved kurvetilpasning. For målingene på Evenstad bru, som er vist på figur 3-4 blir $MC(\infty) = 11,8 \%$.

I figur 3-5 er målingene i midten og nederst i dekket sammenlignet. Den ene målingen er tatt 110 mm og den andre 20 mm fra dekkets underside. Det er spesielt to forhold man legger merke til på denne figuren: Det ene er at de to kurvene er i motfase og det andre er at trefuktigheten nær undersiden nærmer seg en noe høyere trefuktighet

(12,7%) enn den i midten av dekket. Sammenligner man med kurvene på figur 3-4 ser man at trefuktigheten nær undersiden av dekket er i fase med fuktpåkjenningen fra omgivelsene. Det viser at trefuktigheten ikke er konstant over hele tverrsnittet og indikerer at trevirkets dimensjon har betydning for fuktutviklingen.

Konklusjon

Basert på de måleresultatene som til nå er bearbeidet kan man trekke følgende konklusjoner:

1. Målingene viser at trevirket i forholdsvis massive trekonstruksjoner som er beskyttet mot direkte påvirkning av vann (regn) tørker ned til en trefuktighet på 10–15 % uavhengig av stedets klima.
2. Det vanlige uttrykket for sammenheng mellom luftens fuktighet og temperatur og trevirkets likevektsfuktighet (EMC = equilibrium moisture content) kan ikke brukes til å bestemme trefuktigheten basert på måling av luftfuktighet og temperatur i et lite hulrom i massivt trevirke.
3. Basert på egne laboratorieforsøk er det funnet en sammenheng som gir bedre overensstemmelse enn EMC-formelen.
4. EMC beregnet ut ifra temperatur og relativ luftfuktighet i luften gir et godt uttrykk for den fuktbelastningen trevirket er utsatt for.
5. Fuktutviklingen er dimensjonsavhengig og trevirket blir tørrere i midten av tverrsnittet enn nær overflaten.

4 Nedbrytning av trevirke

Nesten alle materialer er utsatt for nedbrytning i større eller mindre grad. Materialene har sine sterke og svake sider med hensyn til forskjellige påvirkninger. Tre tåler godt å bli utsatt for salt i motsetning til stål og betong, men tåler fuktighet forholdsvis dårlig. I det følgende er de viktigste nedbrytningsmekanismene beskrevet.

4.1 Biologisk nedbrytning av tre

Tre er et organisk materiale. Det innebærer at materialet er utsatt for en naturlig nedbrytning slik at det blir tilbakeført til naturen i form av byggematerialer for nye planter og trær. Hastigheten på denne prosessen er forskjellig avhengig av hvilket treslag det gjelder, hvilke vekstbetingelser treet har hatt og hvilke miljøbetingelser som er til stede.

Som organisk materiale er trevirke utsatt for biologiske skadegjørere. Det er vanlig å skille mellom mikroorganismer, sopper, treborende insekter og marine borere.

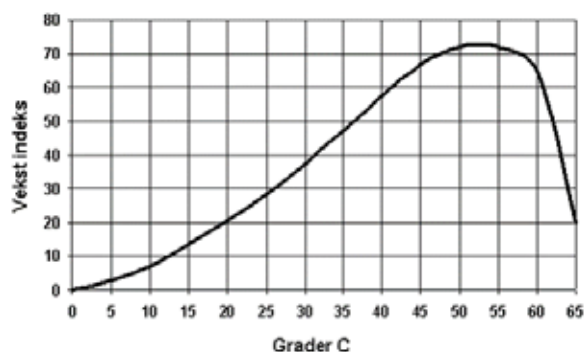
Trevirket kan prinsipielt beskyttes mot biologiske skadegjørere ved to metoder: Kjemisk trebeskyttelse, fortrinnsvis trykkimpregnering, eller konstruktiv trebeskyttelse. Den sistnevnte metoden er først og fremst egnet til å forhindre angrep av sopp. Ved å benytte gode detaljløsninger kan tre-fuktigheten holdes så lav at vekstvilkårene for sopp ikke er til stede.

4.1.1 Sopp

Sopp er organismer som lever av organisk materiale. For å utvikle seg trenger soppen i tillegg til næring en temperatur over ca. +5 °C, og en trefuktighet mellom ca. 20 % og 30 %. I forbindelse med bærende trekonstruksjoner skilles det ofte mellom mugg, fargesopp og råtesopp. Mugg og fargesopp lever av celleinnholdet i trevirket og reduserer ikke trevirkets mekaniske egenskaper. Mugg- og fargesopp kan imidlertid medføre skjemmende misfarging av trevirket. Råtesopp angriper selve celleveggene og bryter således ned trestrukturen. Råtesopp kan utgjøre en stor trussel for bærende trekonstruksjoner.

Det er altså i hovedsak tre faktorer som er viktige for soppvekst:

- Temperatur
- Fuktighet
- Oksygen
- Næring



Figur 4-1: Soppvekstens temperaturavhengighet
Figure 4-1: Fungus growth temperature dependence

De må alle samtidig ligge innenfor visse grenseverdier for at nedbrytningsprosessen skal foregå. Nedbrytningsprosessen kan uttrykkes i en vekstindeks for «råtesopp» som er temperaturavhengig og som er en målbar størrelse. figur 4-1 viser at soppene utvikler seg i temperaturområdet 0 til 65 °C med maksimal intensitet ved ca. 50 °C.

Vekstutviklingen øker sakte ved lave temperaturer slik at man for praktiske formål kan si:

Råte utvikles ikke ved temperatur < +5 °C

Råtesoppen må i tillegg til temperaturer innen et gitt temperaturområde også ha fuktighet. Sopp-arterne gror mellom en nedre og en øvre fuktighetsgrense i treet. Fuktighetsområdet for de mest vanlige råtesoppene ligger fra ca. 22 % til ca. 30 % av trevirkets tørrvekt. En fuktighet i treet på 22 % tilsvarer en relativ luftfuktighet på 90–95 %. Det betyr at så lenge treet kan beskyttes mot direkte vannpåvirkning, vil det kunne vare meget lenge.

Råte utvikles ikke ved trefuktighet < 20 %

Figur 3-1 viser sammenhengen mellom relativ luftfuktighet og treets likevektsfuktighet. Når den relative luftfuktigheten forandres, tar det tid før likevekt mellom luftfuktigheten og treets fuktighet oppnås. En variasjon i luftfuktigheten over døgnet vil derfor bare påvirke den ytre delen av et treverrnsnitt. Variasjonen i gjennomsnittlig luftfuktighet over uker vil imidlertid påvirke fuktigheten innover i trematerialet. I tillegg må man være oppmerksom på at fuktigheten i endeveden trenger langt lettere (ca. 20 ganger lenger) inn i treet enn samme påvirkning på sideflatene.

Statens vegvesens instrumenteringsprosjekt, som er beskrevet i avsnitt 3.3, bekrefter ovenstående observasjon.

Soppen trenger også oksygen. For trevirke som befinner seg permanent under vann, vil oksygentilførselen være hindret, og det vil følgelig ikke oppstå råte. Imidlertid vil det ofte være en sone som delvis er under vann og delvis over vann. Stadig oppfuktning av treverket gjør at denne sonen vil representere et problemområde.

4.1.2 Treborende insekter

Av treborende insekter er det husbukk og storkmaur som utgjør den største trusselen for trevirke. Et husbukkgangrep vil normalt ikke være synlig før larvene har utviklet seg ferdig til voksne insekter. Dette tar fire til seks år. Et konstruksjonselement kan da være til- nærmet helt uthulet og ha minimal bæreevne. Husbukken finnes bare enkelte steder i Norge, spesielt i kyststrøk, men der den lever, kan den utgjøre en stor trussel mot bærende trevirke. Storkmaur lager også ganger i selve treverket, men i motsetning til husbukk lever den ikke av trevirke. Storkmauren gnager for å lage seg bol. Det er ikke kjent at treborende insekter har skadet bruer.

4.1.3 Marine borere

Marine borere lever, som navnet sier, i saltvann. I norske strøk er det pælemark og pælelus som kan skape problemer. Pælemarken lager ganger i treverket og kan i løpet av kort tid spise opp store tverrsnitt. Pælelus angriper på treoverflaten og gjør denne porøs. På grunn av erosjon kan slike overflateangrep med tiden spise seg innover tverrsnittet og skape en timeglassfasong på trevirke i tidevannsbeltet.

4.1.4 Sollys

Sollys virker også nedbrytende på tre. Det gir trevirket en sølvgrå patina etter noen år. Denne fargen beskytter det innenforliggende treverket mot den ultrafiolette strålingen i sollyset og hindrer dermed videre nedbrytning. Nedbrytningen er således kun et overflatefenomen og har ingen vesentlig betydning for holdbarhet og bæreevne annet enn at tverrsnittet reduseres noe.

Dersom trevirket er planlagt malt eller beiset, er det imidlertid svært viktig å utføre dette så snart som mulig. Venter man i flere uker, vil overflaten ha fått en struktur som medfører at maling og beis ikke fester seg så godt og gir et dårligere utseende og en dårligere beskyttelse mot fuktighet.

4.2 Fysisk nedbrytning

Fysisk nedbrytning omfatter hovedsakelig slitasje, skader og hærverk og er for det meste en følge av bruken.

4.2.1 Dekkeslitasje

Brudekker er spesielt utsatt for slitasje. For gang- og sykkelvegbruer er slitasjen forholdsvis liten, men for vegbruer blir den normalt så stor at slitelag av tre ikke er å anbefale. For vegbruer med svært liten trafikk, for eksempel overgangsbruer på gårds- og skogsbilveger, blir derimot slitasjen så liten at den ikke utgjør noe problem.

4.2.2 Snøbrøyting

Snøbrøyting kan lett medføre skader i form av oppflising og hakk i slitelag av tre og i rekkverksskinner av tre. For å beskytte et slitelag av tre kan det legges inn langsgående flatstål som plogen kan gli på (se figur 7-16). Slike løsninger forutsetter imidlertid svært liten trafikk og lave hastigheter. Dessuten vil det alltid oppstå tvangskrefter mellom flatstål og tredekke på grunn av den ulike temperaturutvidelseskoeffisienten. For å hindre utkneking må slike lister festes med skruer med svært liten avstand eller de må ha langhull slik at de kan utvide seg uten tvang.

4.2.3 Påkjørsel

Minste frihøyde for overgangsbruer er gitt i håndbok N100 [9] og er 4,9 m. For å unngå å dimensjonere for påkjøringslast settes frihøyden på overgangsbruer til 6,2 m. En frihøyde på 6,2 m utelukker imidlertid ikke påkjørsel, men sannsynligheten for at det skal skje, er betydelig redusert. Også omfanget av skader som følge av påkjørsler reduseres.

4.3 Tre og brann

Selv om tre er brennbart, har trevirke, brannteknisk sett, mange gode egenskaper. I det følgende vil vi beskrive noen.

Varmeutvidelseskoeffisienten i lengderetningen er lav for trevirke. Dette gjør at det ikke oppstår store tvangskrefter på grunn av varmetvidelse under en brann. Dette er gunstig både under selve brannen og ved senere gjenbruk av konstruksjonen. Sammenlignet med konstruksjoner av stål eller armert betong, er trevirke overlegent i denne sammenheng.

Bæreevnen ved brannbelastning reduseres relativt lite for trevirke på en trebru med massive konstruksjonsdeler. Dette skyldes blant annet at trevirke forkuller og danner et isolerende skikt rundt det uskadde området innenfor. Innenfor det forkullede skiktet vil tretemperaturen ofte være så lav at det kan forutsettes full bæreevne for resttverrsnittet.

Det forkullede skiktet reduserer hastigheten brannen eter seg innover tverrsnittet med, både ved at det isolerer og ved at det hindrer oksygentilførselen til treverket innenfor. Forkullingsdybden er forholdsvis konstant, men vil variere noe med omstendighetene under brannen, f.eks. dimensjoner, grad av ventilasjon, trefuktighet etc. samt temperaturen i flammen.

Trekonstruksjoner er altså relativt motstandsdyktige mot brann så lenge det brukes grove dimensjoner (dimensjoner > ca.200 mm). Selv om restbæreevnen ofte er tilfredsstillende, må likevel sotete og forkullede deler av konstruksjonen som regel skiftes ut blant annet av estetiske grunner.

Det finnes ikke mange eksempler på at brann har vært et problem for trebruer. Et kjent eksempel er Thalkirchner Brücke i München som ble åpnet i 1991. Bæresystemet som er et underliggende romfagverk ble i 1992 skadet av at noen uteliggere som holdt til under brua fyrte opp et bål som ble for stort og antente noen staver i romfagverket.

Konstruksjonen ble imidlertid ikke mere skadet enn at brannbilen kunne kjøre over brua. Enkelte fagverksstaver måtte skiftes på grunn av den forkullede overflaten. Hendelsen viser at massive tretverrsnitt er ganske motstandsdyktige mot brann.

5 Trebruers miljøegenskaper

En bru representerer – som alle byggverk – et fysisk og visuelt inngrep i lokalmiljøet. For at samfunnet skal kunne fungere, er det imidlertid nødvendig med byggverk av forskjellig art. Mennesket har til alle tider satt byggverk inn i sine omgivelser, og ikke alltid på en skånsom måte for omgivelsene.

I de senere årene er man blitt mer og mer bevisst på å gjøre inngrepene så skånsomme som mulig for miljøet – og da ikke bare lokalmiljøet, men også det globale miljø. Et godt eksempel på god innpasning i omgivelsene er Oslofjord-forbindelsen, rv. 23. Veg- traséen er lagt lett og naturlig i terrenget, og trebrueene har en slank og harmonisk utforming. For publikum som ferdes langs denne strekningen føler man at miljø og natur er blitt verdsatt og ivaretatt på best mulig måte.

Påvirkningen på det globale miljø er det derimot ikke så lett å se. Den består for det meste av utslipp av klimagasser til atmosfæren som en følge av for eksempel byggingen og driften av konstruksjonen. For å kunne danne seg et bilde av hvordan den miljømessige effekten av konstruksjonen er, brukes ofte en livsløpsvurdering.

5.1 Livsløpsvurderinger

Livsløpsvurderinger er i de senere år blitt et stadig mer benyttet verktøy for miljømessig vurdering også av konstruksjoner og da spesielt med henblikk på globale effekter som drivhuseffekt, virkning på ozonlaget og forsurening av vassdrag.

Livsløpsvurdering kan defineres som en metode til å studere potensielle miljøeffekter knyttet til et produkts eller systems material- og energistrømmer. Vurderingen omfatter hele forløpet fra ressursene tas ut fra sitt naturlige miljø, gjennom produksjon, bruk og vedlikehold frem til strømmene er tilbakeført til miljøet.

Et livsløpssystem er bygd opp av prosessenheter. For hver prosessenheter kvantifiseres strømmen av råvarer, energi, produkter, avfall og utslipp, som så aggregeres for den funksjonelle enhet (dvs. produktet eller systemet som studeres).

Det er utviklet en rekke forskjellige metoder og standarder for livsløpsvurdering og blir ofte omtalt som LCA (Life Cycle Assessment). I noen sammenhenger har det også vært brukt forenklede tilnærminger til å vurdere livsløpet til et produkt, men da brukes betegnelsen livsløpsbetraktninger (life cycle thinking). Livsløpsvurderinger har vært mye brukt til sammenligning av bygg sitt klimagassutslipp. Også for trebruer har det vært utført slike analyser. Innenfor rammen av det nordiske forskningsprosjektet «Broer i tre» er det utført livsløpsanalyser av to trebruer [127].

Sammenlignende livsløpsvurdering av betong-, stål- og trebruer har vist at trebruer kan komme godt ut og eksempel på det er vist i kapittel 5.1.1. Det er likevel meget som tyder på at trebruer kommer enda bedre ut hvis livsløpsvurderinger også omfatter lagring av karbonet som trevirket tar opp under vekst. Eksempler på det er f.eks. at det for hver 1.0 kg sement slippes ut 830 kg CO₂ til atmosfæren, mens regnestykket for tre ser omtrent ut som i Tabell 5-1.

Tabell 5-1: Trærnes CO₂-opptak fra atmosfæren.
Table 5-1: The tree's CO₂-absorption from the atmosphere

Treet tar opp fra luften:	1.851 kg CO ₂
	+ 1.082 kg H ₂ O
	= 2.933 kg
Treet avgir til luften:	- 1.392 kg O ₂
	- 541 kg H ₂ O
Tørrstoff i treet:	1.000 kg

Hvis man så antar at konstruksjonstrevirke består av ca. 80 % tørrmasse og ca. 20 % vann, kan man si at for å produsere 1.000 kg trevirke trekkes det ut fra atmosfæren:

$$1.833 \cdot 0,8 = 1.466 \text{ kg CO}_2$$

Et vanlig argument for å utelate karbonlagring fra livsløpsvurderinger er at den bundne CO₂ blir tilbakeført til atmosfæren når trevirket råtnet eller brenner. Men i den perioden konstruksjonen eksisterer, er CO₂ bundet og dermed trukket ut av kretsløpet. I fremtiden er det også mulig at CO₂-utslipp fra energigjenvinning av trevirket blir fanget og lagret permanent. Et tre i skogen har en begrenset brukstid, og ved en trebru med prosjektert brukstid på 100 år vil treet få en betydelig lengre brukstid samtidig som det er gjort plass for vekst av nye trær.

Det er mye som tyder på at trebruer også kommer gunstig ut ved gjenbruk. En studie som Vegdirektoratets bruavdeling fikk gjennomført i 1997 tyder på det, blant annet på grunn av det lave energiforbruket ved bearbeiding.

5.1.1 ETSI prosjektet

ETSI-prosjektet er et nordisk prosjekt som ble ledet av Finland og startet i 2004. Hensikten med prosjektet (Bridge Life Cycle Optimisation) var å lage LCC, LCA og «LCE» for bruer. LCA delen ble utviklet ved NTNU. Prosjektet var inndelt i trefaser og har laget en rapport fra hver av fasene. Rapportene ble utgitt i Finland i 2007 [154], 2009 [155] og 2013 [156] (<http://etsi.aalto.fi/>).

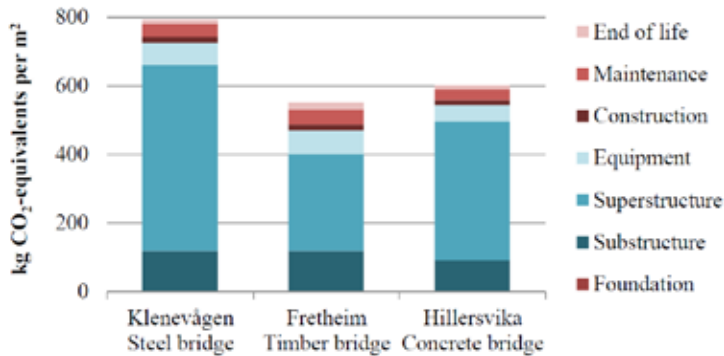
I prosjektet ble det laget en sammenligning mellom tre norske bruer, Klenevågen bru, Fretheim bru og Hillersvika bru som er bygget i henholdsvis stål, tre og betong. Bruene er tilnærmet like lange og brede, men av forskjellig type og materiale. Tabell 5-2 viser hovedparametrene til disse bruene.

Figur 5-2 viser et av prosjektets resultater i form av en sammenligning av utslipp av CO₂-ekvivalenter per kvadratmeter effektiv bruflate. I denne sammenligningen er trevirkets opptak og lagring av CO₂ (jfr. Tabell 5-1) ikke inkludert da denne effekten er omstridt fordi CO₂ vil gå tilbake til naturen når treet destueres eller nedbrytes.

Tabell 5-2: Hovedparametre for eksempelbruene.
Table 5-2: Main parameters for the sample bridges

	Klenevågen	Fretheim	Hillersvika
Type	Stålkasse	Trebrue	Betongkasse
Bruspenn	42,8 m	37,9 m	39,3 m
Lengde på overbygning	44,2 m	38,1 m	40,0 m
Effektiv bredde	7,5 m	6,1 m	10,6 m
Effektiv bruoverflate¹	332 m ²	232 m ²	424 m ²

¹ Lengde på overbygning x effektiv bredde

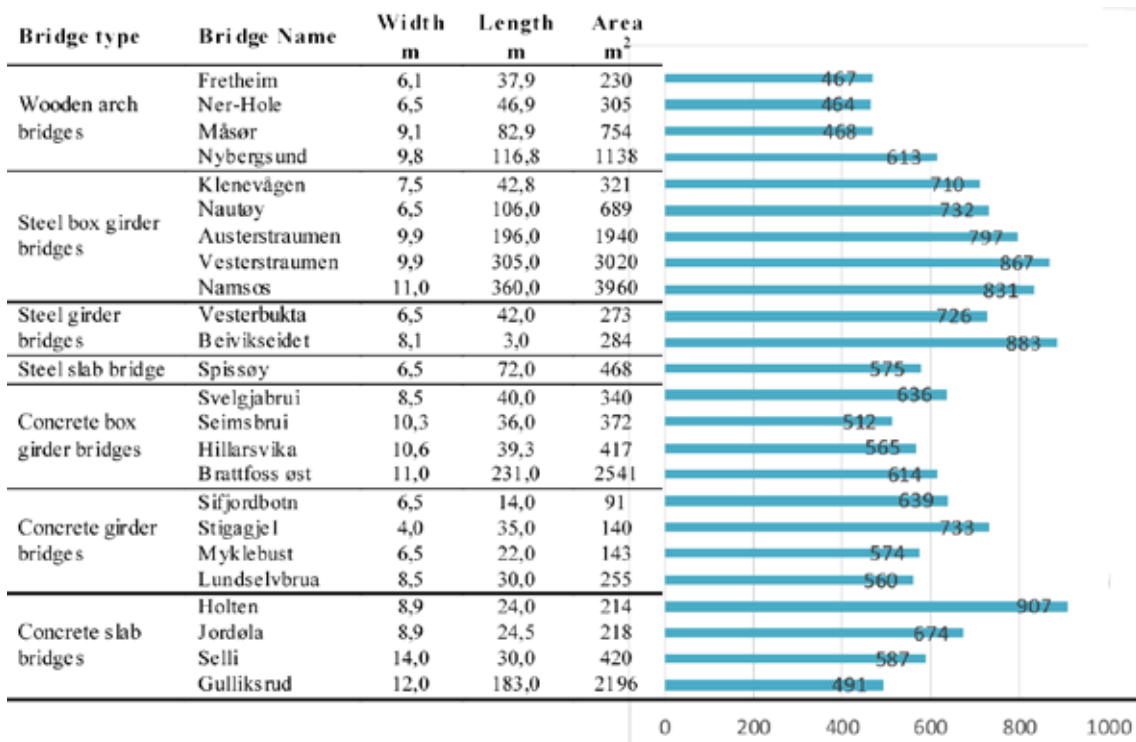


Figur 5-1: Sammenligning av eksempelbruene
 Figure 5-1: Comparison of sample bridges

Hadde denne effekten vært tatt med hadde trebrua kommet betydelig gunstigere ut. Likeledes er ikke muligheten for gjenbruk på et nytt brusted tatt hensyn til. Det er imidlertid forbundet med stor usikkerhet og er vanskelig å få med i en slik analyse.

5.1.2 Sammenligning av to bruer på samme brusted

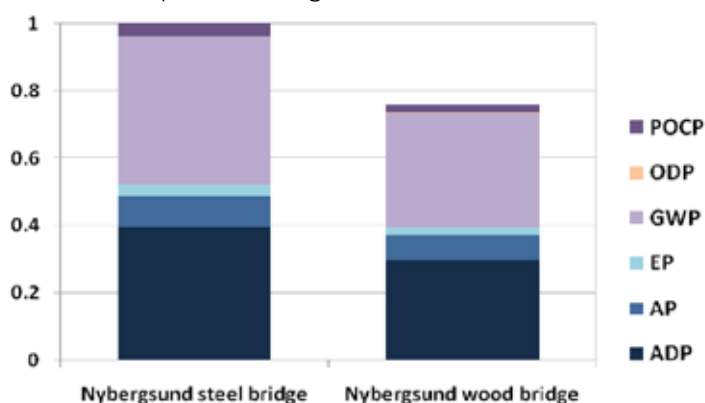
Det er sjelden man prosjekterer to bruer av forskjellig materiale for samme brusted, innhenter tilbud og etterpå velger én av dem for bygging. Det ble imidlertid gjort for Nybergsund bru i Trysil. Der ble det prosjektert en nettverksbue- bru i stål i ett spenn og en buebru i tre med tre spenn. Dette ble gjort for å få en mest mulig reell kostnadssammenligning. Tilfellet er imidlertid også meget godt egnet for en miljøsammenligning. Dette ble gjort av Johanne Hammervold i forbindelse med hennes doktorgradsarbeid ved NTNU der hun også undersøkte en lang rekke andre norske bruer.



Figur 5-2: Miljøpåvirkning fra 24 norske bruer i form av CO₂-ekvivalenter per m² brudekkeareal.
 Figure 5-2: Environmental performance of 24 Norwegian bridges in terms of CO₂-equivalents per m² bridge deck area.

Hammervold undersøkte miljøbelastningen til et forholdsvis stort antall norske bruer av forskjellige materialer og med forskjellige statiske systemer. Hun brukte LCA-metoden (Life Cycle Assessment) til å beregne bruens miljøpåvirkning. Alle de 24 bruene ble undersøkt ved hjelp av forenklet analyse, mens de to bruene i Nybergsund ble undersøkt mer i detalj. Den detaljerte analysen omfattet seks kategorier av miljøpåvirkning, mens den grovere analysen kun omfattet drivhusgasser.

Resultatene er presentert i figur 5-3.



Figur 5-3: Sammenligning av en stålbru og en trebru på samme brusted.
Figure 5-3: Comparison of a steel bridge and a timber bridge at the same bridge site.

5.2 Kjemisk trebeskyttelse

For å øke trevirkets bestandighet kan det behandles på forskjellige måter og med forskjellige kjemiske stoffer. Noen metoder går ut på å forandre visse egenskaper ved trevirkets for på den måten å hindre råte. Slikt trevirke kalles modifisert trevirke og er beskrevet i kapittel 2.6. En annen metode er å impregner trevirket med stoffer som hindrer råte, men ikke forandrer trevirkets egenskaper merkbar. Denne metoden beskrives i det følgende.

Trevirke impregneres med forskjellige stoffer for å gi det en forlenget brukstid under ugunstige miljøbetingelser. I dette kapitlet er den miljømessige siden av kjemisk trebeskyttelse belyst, mens virkning som trebeskyttelse er nærmere forklart i kapittel 10.3.

Impregnering gir øket brukstid og, i tråd med avsnitt 5.1, dermed en miljøgevinst, men på den annen side vil også impregneringsstoffet i seg selv kunne representere en miljøbelastning. Hvor stor miljøbelastningen er og av hvilken type den er, avhenger av impregneringsmidlet og hvorvidt stoffene laker ut til omgivelsene. Så lenge stoffene befinner seg inne i trevirket, representerer de eventuelt kun en potensiell miljøbelastning.

Norge har som nasjonalt mål at utslipp og bruk av kjemikalier som utgjør en alvorlig trussel mot helse og miljø skal kontinuerlig reduseres, med intensjon om å stanse utslippene innen 2020. Krom og arsen er tungmetaller som omfattes av disse målene og som tidligere ble mye brukt til impregnering av trevirke i CCA-impregnering. Idag er impregnering med krom og arsen forbudt.

For å oppnå tilnærmet samme bestandighet som for CCA-impregnering er mengden av kobber (Cu) øket vesentlig. Kobberet tilføres trevirket gjennom trykkimpregnering med kobbersalter oppløst i vann. Nesten alt trykkimpregnert trevirke i Norge er impregnert med Cu-salter. Impregneringsprosessen, bruken av virket og disponeringen av bygge- og rivningsavfallet medfører derved en viss risiko for utslipp av kobber.

Det finnes også et forbud for privatpersoner mot bruk av kreosot [147]. Profesjonelle brukere vil fortsatt kunne bruke kreosot, men fra mai 2015 skal alle kreosotprodukter som benyttes til industriell eller profesjonell treimpregnering i Norge ha godkjenning som beskrevet i biocidforskriften [148].

Statens vegvesen vurderer løpende å ta i bruk mer miljøvennlige impregneringsmidler eller å bruke motstandsdyktig treverk som for eksempel modifisert tre. Hittil har man ikke funnet noe som er forsvarelig å bruke for bærende konstruksjoner som skal ha en brukstid på 100 år med hensyn til sikkerhet og økonomi, men bruken kan reduseres ved å bedre konstruktiv beskyttelse og detaljering, basert på erfaring fra ferdigstilte bruer.

5.2.1 Trykkimpregnering med kreosot

Kreosot er kanskje det mest effektive impregneringsmidlet vi har. Man har svært lang erfaring med bruk av kreosot som impregneringsmiddel og effekten er godt dokumentert. I tillegg til at den er prisgunstig har den også flere positive effekter på trevirket:

- Den er råtehindrende
- Som olje gjør det trevirket vannavstøtende
- Den gir en dyptvirkende beskyttelse
- Den reduserer faren for at skadedyr og -insekter angriper trevirket

Trykkimpregnering med kreosot er en dyptvirkende impregnering. Imidlertid lar kjerneveden seg ikke impregnere. Kjerneveden er impregnert fra naturen sin side, men bestandigheten er ikke like god som kreosotimpregnert yteved. Når kjerneveden impregneres får den en inntrengning på 2–3 mm unntatt der det er mikrosprekker. Da går den dypere inn. Selv om impregnerte virke etter noen år kan virke tørr på overflaten ligger kreosoten like under overflaten og er fremdeles råtehindrende. Kreosotimpregnering må gjøres etter at all bearbeiding av trevirket er utført for å gi full effekt og fordi kreosot ellers ville tilgrise verktøy og utstyr.

Kreosotimpregnering forbindes imidlertid både med helsefare og med forurensning av miljøet. Helsefaren er hovedsakelig knyttet til yrkeseksponering for kreosot. Arbeid med kreosot, eller kreosotimpregnert materiale krever bl.a. riktig bruk av verneutstyr for å sikre tilstrekkelig beskyttelse av arbeiderne. Helsefaren ble undersøkt av Statens arbeidsmiljøinstitutt i 1989 [152] og en omfattende litteraturstudie ble gjennomført av NTI i 1994 [153]. Det er kjent at kreosot gir hudirritasjon, spesielt i forbindelse med sollys, men det er kreftfremkallende stoffer som vanligvis er mest opptatt av. Kreosot inneholder flere kjente mutagene og kreftfremkallende stoffer. Det er likevel rapportert svært få tilfeller av kreft som er satt i sammenheng med kreosot, til tross for at kreosot har vært brukt i stor utstrekning i mer enn 150 år.

Den kreosoten som brukes ved trykkimpregnering av trevirke framstilles ved destillasjon av steinkulltjære. Vanligvis anvendes en blanding av fraksjoner med kokepunkt i området 200–400 °C. Kreosot blir av praktiske grunner spesifisert etter fysikalske egenskaper som tetthet, vanninnhold, destillasjonsintervaller etc. Kreosot er en svært komplisert blanding av kjemiske forbindelser. De fleste stoffene tilhører gruppen polyaromatiske hydrokarboner (PAH), fenoler og heterosykliske hydrokarboner. Det er også i disse stoffgruppene man finner de toksikologisk mest interessante forbindelsene i kreosot.

Det er en mer miljøvennlig type som brukes nå, sammenlignet med den man brukte for noen år tilbake. Kreosot inneholder flere hundre forskjellige stoffer i ulik mengde. De enkelte stoffenes virkning på mennesker og miljø er ikke fullt ut kjent, men man har funnet at flere av dem kan være kreftfremkallende. Som et mål på kreosotens innhold av disse stoffene er to – benzo[a]pyren og vannekstraherbare fenoler – valgt ut som referansestoffer for raffineringsgraden.

Forbedret raffineringen gjør at innholdet av benzo[a]pyren (BaP), som man antar kan fremkalle hudkreft, er redusert til mindre enn 0,005 vektprosent (50 ppm). Pr. i dag anses dette som en grenseverdi for hva som kan være kreftfremkallende.

Regulering av bruk av kreosot

Kreosot ble under biociddirektivet 98/8/EF [145] (nå erstattet av en ny biocidforordning EU nr. 528/2012 i 2013 [146]) godkjent for bruk i biocidprodukter til behandling av tre fram til mai 2018. Fortsatt bruk av kreosot til impregnering av bruer utover dette avhenger av den nasjonale godkjenningen Miljødirektoratet arbeider med for øyeblikket, og om EU vil fornye godkjenning av kreosot i biocidprodukter til behandling av tre (i hht biocidforordning (EU) nr. 528/2012) etter mai 2018. Miljødirektoratet skal være ferdig med sin vurdering i november 2016. <http://www.miljodirektoratet.no/no/Nyheter/Nyheter/2017/April-2017/Kreosotprodukter-godkjent-til-treimpregnering/>

Ved fortsatt bruk av kreosot til impregnering av trebruer i Norge er det viktig å ta hensyn til følgende:

1. **Vurdering og eventuelt valg av kreosot til impregnering av trebruer**
I henhold til substitusjonsplikten §3a i produktkontrollloven må virksomheter som bruker produkter med innhold av kjemisk stoff som kan medføre helseskade og/eller miljøforstyrrelser vurdere om det finnes alternativer som medfører mindre risiko. Virksomheten skal i så fall velge et slikt alternativ, hvis det kan skje uten urimelig kostnad eller ulempe. Dette gjelder også for kreosotimpregnerte trebruer, og sluttbrukere må kunne dokumentere hvorfor ikke andre materialer kan benyttes og hva som er gjort for å finne alternativer (impregnering og materialer).
2. **Miljøriskovurdering og eventuelt søknad om tillatelse i hht forurensningsloven ved valg av kreosotimpregnering**
Når det gjelder bygging av kreosotimpregnerte bruer må tiltakshaver vurdere om det er nødvendig å søke om tillatelse etter forurensningsloven. Risikoberegninger utført av svenske myndigheter tyder på at det kan være uakseptabel miljørisiko ved bruk av kreosotbehandlede bruer over vannforekomster. Miljøriskovurdering må gjennomføres for hvert enkelt bru-prosjekt og behovet for å søke tillatelse må derfor vurderes fra sak til sak ut fra de lokale forholdene og resipientens størrelse m.m. Det må også tas hensyn til forholdene ved eventuell mellomlagring av konstruksjonsmaterialene (tilbakemelding fra Miljødirektoratet, 27.6.2016). I tillegg bør det i analysen fremgå planer for hvordan man i størst mulig grad reduserer utslippet av kreosot til miljøet. Tiltak for oppfangning av kreosotdrypping i henhold til N400, avsn. 9.4.2.2 er behandlet i avsnitt 7.7.

EUs biocidforordning [145] og tilhørende norske regelverk som REACH, vedlegg XVII [147] og biocidforskriften [148] setter begrensninger til selve kreosotoljens innhold av skadelige stoffer og til håndtering og bruk av kreosotimpregnert trevirke. Pkt. 31 i REACH, vedlegg XVII angir en grenseverdi for BaP på 0,005 vektprosent (50 ppm) og for vannekstraherbare fenoler på 3 vektprosent.

For brukerne av kreosotimpregnerte trebruer utgjør kreosot ingen helsefare. Heller ikke for miljøet representerer bruer med kreosotimpregnerte konstruksjonsdeler med en normal grad av svetting et vesentlig problem. De dråpene som en varm sommerdag eventuelt svetter ut av treverket i de første årene og som eventuelt drypper ned på bakken eller i et vassdrag, utgjør svært små mengder.

Likevel er det slik at kreosot består av en stor mengde forskjellige stoffer hvorav kun ca. 300 er identifisert. I lys av dette kan man ikke si at den helse- og miljømessige virkningen av kreosot er helt klarlagt. Derfor arbeider Statens vegvesen kontinuerlig med å redusere bruken, finne frem til mer miljøvennlige typer av kreosot og ikke minst finne gode alternativer (se avsn. 5.2.3).

Selv om kreosot som drypper ikke representerer et helsemessig problem, vil det kunne grise til konstruksjonen og ikke minst kjøretøyer og trafikanter. Man har observert at noen bruer svetter mer enn andre og noen nesten ikke. Det er til nå ikke klarlagt hva årsaken til denne forskjellen er. Det er lansert

flere teorier, bl.a. at det har med impregneringsprosessen å gjøre eller at det har med trevirkets anatomi og voksested å gjøre. Prøver har vist at bruer som svetter har høy kjernevedandel og delvis inntregning av kreosot i kjerneveden.

I forbindelse med kreosotsvetting og -drypping er det viktig å være oppmerksom på kravet om tiltak i N400, avsn. 9.4.2.2 og om miljørisikovurdering i i hht forurensningsloven. Ved passende tiltak (se kap. 7.7) kan drypping på trafikk under bruen og i vassdrag helt unngås.

En «lett» kreosotimpregnering basert på en forkortet prosess har vært lansert som et forsøk på å redusere svettingen. Den gir en lysere brunfarge og svakere lukt, men også en redusert beskyttelse. Det ser imidlertid ikke ut til at det reduserer svettingen.

Det skal ikke brukes kreosotimpregnert trevirke på deler som mennesker kan komme i hyppig hudkontakt med – for eksempel håndløperen på rekkverket som jo er ment å skulle tas på. Tilfeldig berøring av kreosotimpregnerte deler derimot skulle ikke utgjøre noe helseproblem. Man må imidlertid være klar over risikoen for flekker på tøy fra utsvettet, fersk kreosot på overflaten. Til håndløpere kan imidlertid modifisert tre eller metall brukes.

5.2.2 Trykkimpregnering med saltløsninger

Helt siden midten av 1930-tallet har man impregnert trevirke med metallsalter for å gjøre det motstandsdyktig mot råte. Problemet var i starten at saltene fort laket ut inntil man fant ut at saltene kunne fikseres ved hjelp av krom. Idag brukes andre fikserende komponenter.

Det finnes flere forskjellige salter som brukes til treimpregnering. De vanligste saltene i Norge er CCA- og Cu-salter.

CCA-impregnering

CCA-impregnering er basert på kobber-, krom- og arsensalter og er en billig og meget effektiv impregnering. Den er først og fremst fordelaktig for trevirke som kommer i kontakt med jord og vann men også for bruer som skal ha en lang brukstid. Tungmetallene, og spesielt arsen, vil imidlertid i små mengder lake ut (utvaskes) over tid til de nærmeste omgivelser. Vanligvis vil de utlakede tungmetallene raskt binde seg til jorden omkring, slik at det ikke er fare for videre spredning. Utlakingen sammen med ukontrollert brenning av avfall representerer et visst miljøproblem.

I 2001 ble det innført restriksjoner [149] på bruk av krom- og arsenholdige salter til impregnering av trevirke. Cr- og As-saltene ble derfor erstattet av en betydelig større mengde Cu-salter for å oppnå tilnærmet samme bestandighet (klasse A). I dag er bruk av CCA-impregnering forbudt, men CCA nevnes her likevel fordi praktisk talt alle trebruer inntil år 2002 ble impregnert med CCA-salter. Det eksisterer derfor i dag en lang rekke trebruer av denne typen. Ved rivning eller reparasjon må trematerialet derfor behandles som farlig avfall og leveres til godkjente mottak.

Cu-impregnering

For Cu-impregnering er kobberoksid (CuO) det aktive stoffet i impregneringsvæsken. For å oppnå tilnærmet samme beskyttelse som CCA-impregnering er mengden kobber øket betraktelig. For Cu-impregnering kreves det altså et høyere opptak enn for CCA-saltene for å oppnå samme effekt mot råtesopper. Andre krom- og arsenfrie midler har man foreløpig ingen lang erfaring med hverken i bruk eller i feltforsøk.

Det aller meste av trykkimpregnert trelast som selges idag er Cu-impregnert. Det leveres i to impregneringsklasser: Klasse A og klasse AB.

5.2.3 Andre impregneringsstoffer

Det arbeides nå med å utvikle og teste nye impregneringsmidler og andre metoder for å gjøre trevirket mer utilgjengelig for nedbrytende organismer. Det er allerede noen «miljøvennlige» impregneringsstoffer på markedet. Disse er imidlertid lite utprøvd – spesielt for den grad av fuktbelastning som en trebru blir utsatt for.

Leonardo da Vinci gang- og sykkelvegbru over E18 i Ås kommune i Akershus er første eksempel på en bru som er impregnerert utelukkende med «miljøvennlige» impregneringsstoffer. På grunn av den store medieoppmerksomheten rundt dette prosjektet både nasjonalt og internasjonalt, har man ønsket å gi det en spesielt miljøvennlig profil. Det er her brukt flere midler i kombinasjon for å gi øket holdbarhet. Likevel har ikke konstruksjonens brukstid kunnet garanteres til mer enn 40 år – selv med relativt hyppig vedlikehold.

Følgende prosess er brukt for Leonardo da Vinci bru:

1. De enkelte lamellene er trykkimpregnert med Scanimp, som er et tungmetallfritt impregneringsmiddel i klasse AB, det vil si for trevirke som ikke er i jordkontakt. Hovedproblemet med en slik impregnering er at den ikke fikseres i trevirket i like stor grad som de metallbaserte midlene. Den råtehemmende effekten reduseres derfor med tiden. For å redusere utlakingen (utvaskingen) foretar man en etterimpregnering (se pkt 2).
2. De ferdige konstruksjonsdelene i limtre gis en etterimpregnering med Ultrawood. Ultrawood er en voksemulsjon som sammen med vann trykkes inn i trevirket etter at all bearbeiding er gjort. Den gir trevirket en vannavvisende overflate.
3. For ytterligere å hindre utlakning av det tungmetallfrie impregneringsmidlet påføres konstruksjonen til slutt to strøk oljebeis. Denne oljebeisen krever øket vedlikehold og må gjentas med få års mellomrom.
4. Som en ekstra sikkerhet i fotendene av limtrebuene, som jo er spesielt utsatt for fuktbelastning, er det satt inn borstaver i forborede hull. Disse vil være inaktive så lenge trevirket er tørt, men hvis fuktighet trenger inn i trevirket, vil boret langsomt bli oppløst og hindre råte lokalt.

Dette er et relativt kostbart opplegg sammenlignet med Cu- og kreosotimpregnering. Det vil kreve mer vedlikehold, men det vil gi verdifull erfaring med bruken av mer miljøvennlige stoffer over tid.

Den første erfaring man har fått etter ett år med Leonardo da Vinci bru er at impregnering med Ultrawood nok ikke gir tilstrekkelig vannavvisende effekt til å hindre relativt store fuktvariasjoner i trevirke som er eksponert for direkte regn. Det er derfor ikke til å unngå at så massive limtrevvernsnitt som i buene til denne bruene vil sprekke noe opp. En slik begrenset oppsprekning vil ikke ha noen vesentlig styrkemessige konsekvens, men hvis vann blir stående i dem vil det over tid virke uheldig inn på brukstiden.

En annen erfaring er at kombinasjonen av ikke å dekke til de massive buene med beslag eller lignende og den miljøvennlige impregneringen som nevnt ovenfor resulterte i soppvekst i de vertikale sprekkeene der fukt blir stående (se figur 10-22).

Buene til Leonardo da Vinci bru er nå beslått med patinert sinkblikk. Mellom sinkplatene og trevirket ligger det strukturmatter som gir et luftskikt på ca. 7 mm.

5.2.4 Avfallshåndtering

Impregnert trevirke kommer i forskjellige avfallskategorier avhengig av hva det er impregnert med og må behandles på forskjellig måte. Noen impregneringsstoffer har imidlertid ikke konsekvenser med hensyn til avfallshåndtering.

Kreosot-impregnert virke

REACH-regelverket [147] gir en viss mulighet for etterbruk av kreosotimpregnert trevirke, men med klare begrensninger på bruksområdet. En hel bru som demonteres og lagres vil for eksempel ikke forbys av REACH-regelverket. Tidligere Årumfjellet bru (figur 6-8), som er demontert og overtatt og lagret av Sarpsborg kommune, er et eksempel på slik mulig gjenbruk.

Kreosotimpregnert trevirke som ikke skal brukes mer er å anse som farlig avfall og må derfor deklarerer og leveres til godkjente mottak i henhold til avfallsforskriften. Det vil da kunne brennes sammen med annet brensel i fyringsanlegg som er godkjente for forbrenning av slikt avfall. På den måten utnyttes det høye energiinnholdet i virket.

CCA-impregnert virke

Det er uakseptabelt å brenne, unntatt i godkjente forbrenningsanlegg. Asken må dessuten regnes som farlig avfall. Ved rivning eller reparasjon må ubenyttet CCA-impregnert virke behandles som farlig avfall og leveres til godkjente mottak. Den enkleste behandlingen er gjenbruk eller deponering, men også her er det viktig at deponeringen skjer forsvarlig. Dette er regulert i REACH-regelverket [147] og produktforskriften [151].

Gjenbruk av brua er også for CCA-impregnert virke en aktuell mulighet for å utnytte ressursene og redusere avfallsmengden. Trebrukonstruksjoner er ofte «byggesett» som lett kan taes ned og settes opp hvis materialene er i god stand. Sollihøgda skibru (figur 10-1) som er nevnt i kapittel 10.1.3 er et godt eksempel på det.

Cu-impregnert virke

Avfall av Cu-impregnert trevirke anses ikke som farlig avfall, men som et «gråsoeavfall». Uforsvarlig håndtering av slikt avfall kan medføre miljøforurensning. Dersom man ønsker å deponere slikt avfall, må det skje kontrollert. Imidlertid er det svært vanskelig å se forskjell på CCA-impregnert og Cu-impregnert virke. Cu-impregnert virke må derfor også i praksis behandles som «farlig avfall».

6 Utforming av bruer

En bru er en konstruksjon som spenner fra ett sted til et annet – som fører trafikken over et hinder. Den består av en overbygning og en underbygning. Underbygningen kan bestå av alt fra høye pilarer på kompliserte pælefundamenter til enkle steinfyllinger. Formålet er å danne en sikker basis for overbygningen og føre lastene ned i grunnen. Det er imidlertid overbygningen som karakteriserer en bru. Når vi snakker om brutyper, er det altså overbygningen eller egentlig det primære lastbæresystemet det dreier seg om.

6.1 Valg av trebru

Når man snakker om trebru kontra stål- og betongbru, er det hovedbæresystemet man tenker seg i tre. Underbygningen vil normalt være i betong eller naturstein for alle bru typer, og et brudekke i tre alene på stål eller betongbjelker gjør derfor ikke at brua kan betegnes som trebru. Det mest karakteristiske ved hovedbæresystemet er nok spennvidden, det vil si hvor langt konstruksjonen spenner uten understøttelse.

Det er imidlertid ikke bare spennvidden som betyr noe ved valg av trebru kontra bruer av andre materialer. Aspekter som må vurderes ved valg av brutype er:

- Spennvidde
- Terrengforhold
- Vegens linjeføring
- Grunnforhold
- Klimapåkjenning
- Trafikklast og trafikkmengde
- Estetiske krav
- Miljøpåvirkning
- Byggehøyde og frihøyde
- Produksjonsbegrensninger/-muligheter
- Montasje og byggetid
- Økonomi

I prinsippet kan man bygge trebruer for praktisk talt alle forhold, men det er ikke alltid det gir den optimale løsningen. I det følgende skal noen av de viktigste kriteriene for valg av trebru diskuteres kort. De fleste av dem er behandlet mer utførlig andre steder i boken.

6.1.1 Trevirkes egenskaper med hensyn til bruer

Trevirke som konstruksjonsmateriale har noen fordeler og ulemper med hensyn til bruer som diskuteres i det følgende.

Fasthet

Trevirkes fasthet er forholdsvis sterkt avhengig av lastvarigheten. Det vil si at den faller med økende lastvarighet. Det uttrykkes ved modifikasjonsfaktoren k_{mod} som for eksempel for limtre i klimaklasse 2 er 0,6 for permanent last og 1,1 for øyeblikkslast – altså 1,8 ganger større. Øyeblikkslast kan for eksempel være vindlast, som i mange tilfeller kan være dimensjonerende for deler av overbygningen, eller dynamisk belastning.

Utmatting

Trevirke som sådann har meget gode utmattingsegenskaper fra naturens side i og med at trær skal kunne stå og svaie i vinden i årevis. Trekonstruksjonenes svakeste punkt med hensyn til utmatting er forbindelsene. Det kan derfor noen ganger være begov for å foreta en utmattingkontroll. Mer om dette i kapittel 9.4.

6.1.2 Spennvidde

Mange vil kanskje spørre seg: «Når er tre et hensiktsmessig materiale for brubygging, og hvor store bruer kan man eventuelt bygge av tre?» I prinsippet kan tre brukes for de fleste brutyper og for spennvidder over 100 m. Det er imidlertid ikke alt som er mulig som også er hensiktsmessig. Noen naturlige grenser vil det være. De gir seg både ut fra materialet selv og dets egenskaper og ut fra det erfaringsgrunnlag som pr. i dag finnes. I de fleste tilfeller vil det nok være økonomiske hensyn som setter grenser for hvor store spenn en trebru kan ha.

Trebruer bygges både som gang- og sykkelvegbruer og som vegbruer. Som for alle andre materialer, har også tre både en teoretisk og en praktisk grense for hvilke spennvidder det kan klare for en gitt last. Ved valg av materiale for en bru er det den praktiske grensen som er av interesse. Den er ikke absolutt, men basert på erfaring og utvikling av ny teknologi vil den stadig bevege seg mot større spennvidder, men med den teoretiske grensen som en absolutt øvre grense. Hittil har vi bygd vegbruer i tre med en spennvidde på 70 m. Det er neppe en øvre grense, den ligger kanskje opp i mot 100 m. For gang- og sykkelvegbruer ligger det nok også en praktisk grense på henimot 100 m, da de på grunn av liten bredde lett kan få problemer med sideveis svingninger.

Pr. i dag vil nok spennvidder for både vegbruer og gang- og sykkelvegbruer på opptil 30–40 m være det området der trebruer er mest økonomisk konkurransedyktige. Likevel har Tynset bru nord i Østerdalen, Flisa bru i Åsnes kommune og Tretten bru i Gudbrandsdalen vist at tre kan være konkurransedyktig også for 70 m spennvidde.

Ved spennvidder over 25–30 m vil ikke massive limtrebjelker være noe aktuelt alternativ. Skjøting av massive limtrebjelker med de krav til styrke og stivhet som må ivaretas, kan ikke gjøres med dagens teknologi. Massivbuer kan øke spennvidden til 30–45 m, avhengig av om buedelene skal kreosotimpregneres eller ikke. Ved større spenn må fagverk eller fagverksbuer benyttes, og da er ikke spennvidder opp til i hvert fall 70 m noe problem.

En annen måte å forlenge spennvidden til buer på er å lage en del av buen i betong og la den nederste delen være innspent i fundamentet som på Måsørbrua (figur 6-1). Man får da en slags innspent treleddsue.

6.1.3 Terrengforhold

Terrengets lengdeprofil har stor betydning for hvilken type hovedbæresystem og hvilke spennvidder som er mest økonomiske. Av produksjonstekniske årsaker vil konkurranseforholdet mellom de forskjellige materialene variere med typen av bærekonstruksjon. Dette forholdet illustreres hvor terrengforholdene er slik at buen som hovedbæring er et aktuelt alternativ sammenlignet med en bjelke. Det maksimale moment i buen er bare omtrent 10 % av det som opptrer i en fritt opplagt bjelke med samme spennvidde. Det er da også grunnen til at alle virkelig store hallbygninger bygges med buer. Selv om forholdet mellom den variable lasten og egenlasten for en vegbru er større enn for et tak, så er bueformen gunstig også for vegbruer.

Buens gunstige statiske virkemåte er uavhengig av materialvalg, men kostnadene ved å produsere krumme elementer varierer for de aktuelle materialene. For limtre betyr det svært lite for prisen pr.

kubikmeter om bjelken er rett eller krum, mens det både for stål og betong betyr en vesentlig fordyrelse. Derfor er bruk av limtre spesielt interessant der terrengforholdene er slik at buer egner seg.

6.1.4 Vegens linjeføring

I tidligere tider var det slik at man valgte korteste avstand ved kryssing av en elv, en fjord eller en jernbanelinje. Det ble derfor en rett bru, ofte med en skarp sving inn på brua og en skarp sving ut fra brua. Senere ble idealet slik at bilistene ikke skulle merke om de kjørte på bru eller veg. I dag har man gått litt tilbake på det, slik at brua godt kan fremstå som en konstruksjon man kjører over. Det er derfor ofte behov for både vertikalkurvatur og horisontalkurvatur på bruene. Kurvatur i vertikalplanet løses enklere og billigere med limtre, mens kurvatur i horisontalplanet nok er enklere å løse i betong selv om det også lar seg løse med tverrspente tredekker.

Det er ofte behov for overgangsbruer som er rette, men som krysser underliggende veg på skrå. Landkarene legges da vanligvis med frontmuren parallelt med den vegen som krysses fordi den da føyer seg best inn i skråningen. Dekket til overgangsbrua må da avsluttes på skrå. Avhengig av hvor mye krysningsvinkelen avviker fra 90° kan det være vanskelig å konstruere et tverrspent dekke med en rasjonell plassering av spennstengene. I slike tilfeller er det normalt en betydelig bedre løsning å avslutte dekket i rett vinkel ved å dreie landkaret og heller tilpasse skråningen. Det forenkler konstruksjonen uten at det behøver å virke skjemmende i skråningen.

6.1.5 Fundamentering

Grunnforholdene vil være avgjørende for valg av konstruksjonssystem fordi lastene som overføres til grunnen varierer ganske meget fra system til system. Dette vil være uavhengig av materialvalg, men avhengig av egenvekten til bæresystemet. Tabell 6-1 illustrerer forholdet mellom egenvekt (masse-tetthet) og dimensjonerende fasthet for de tre vanligste konstruksjonsmaterialene.

Limtrekonstruksjoner vil i praksis veie noe mindre enn stålkonstruksjoner fordi knekking- og nedbøyningsbetraktninger begrenser den utnyttbare fastheten i slanke stålkonstruksjoner ganske sterkt. Det fremgår også av tabellen at betong veier over fire ganger så mye som kreosotimpregnert limtre i forhold til styrken. Ved dårlige grunnforhold vil vekten av overbygningen ha betydning for fundamenteringen.

Tabell 6-1: Sammenligning av forholdet mellom egenvekt dim. fasthet for noen materialer

Table 6-1: Comparison of the ratio between density and dim. strength for some materials

	Dim. fast- het N/mm ²	Egenvekt kg/m ³	Egenvekt / fast- hets-forhold	
Stål (S355 – t ≤ 40 mm – f _d)	338,1	7 850	23	1,0
Limtre (GL30c – f _{m,d} – klimaklasse 2)	19,2	430	22	1,0
Betong (B45 – f _{cd} – normalbetong)	25,5	2 500	98	4,4

I enkelte tilfeller vil trevirkets lave egenvekt gjøre det mulig å bygge en ny og større bru med større bæreevne på fundamentene til den opprinnelige brua. Flisa bru over Glomma nord for Kongsvinger er et godt eksempel på det (figur 6-32). Fordelen med en lettere bærekonstruksjon kommer også til nytte der man planlegger en ny overbygning på en eksisterende underbygning som mangler dokumentasjon. Man må imidlertid huske på at lav konstruksjonsvekt ikke alltid er en fordel, for eksempel ved store sidekrefter, stabilitet og lignende.



Figur 6-1: Måsørbrua på E6 i Steinkjer over elven Figga
Figure 6-1: Måsørbrua on E6 in Steinkjer over river Figga

6.1.6 Klimapåkjenninger

Klimatiske laster som snø og vind er normalt av liten betydning for bruer. For en trebru vil dimensjonene bli større enn for en tilsvarende stålbru, og dermed vil vindkreftene også bli noe større. Tre har imidlertid den egenskap at det har vesentlig høyere styrke ved kortvarige laster, noe som er gunstig ved dynamisk belastning.

Treets styrke og stivhet er også avhengig av fuktigheten, og det har derfor betydning hvor høy trefuktigheten i konstruksjonen er. Denne varierer med konstruktiv utforming, impregneringsmiddel og overflatebehandling. Generelt kan man si at med god impregnering og gjennomført konstruktiv trebeskyttelse kan tre brukes under de fleste klimatiske forhold.

I faglitteraturen blir det av og til hevdet at trefuktigheten i trebruer innstiller seg i likevekt med den gjennomsnittlige luftfuktigheten og temperaturen på brustedet [56]. Det ville bety at man ikke burde bygge trebruer på steder der en utregnet likevektsfuktighet basert på årsgjennomsnitt for luftfuktighet og temperatur er større enn 20 %. Målinger som Statens vegvesen har foretatt [98] [99] [101] viser imidlertid at dette ikke er tilfelle, men at massive trekonstruksjoner tørker ut og innstiller seg på en betydelig lavere trefuktighet enn det klimaet på brustedet skulle tilsi (se figur 3-4). Det betyr altså at man også i relativt fuktig klima trygt kan bygge trebruer.

6.1.7 Vekslede last

Utmatting av selve trevirket er ikke noe problem for vegbruer. Det er nettopp slike belastninger treet er skapt for å motstå ute i naturen. Det må likevel tas hensyn til utmatting ved dimensjonering og utforming av ståldeler.

I noen tilfeller er det i knutepunkter med slisseplater og stavdybler observert at dyblene har beveget seg et stykke ut av hullet de står i. Det skyldes åpenbart vekslende last, og ser ut til å begrense seg til fagverksknutepunkter der kreftene skifter fortegn. Dette må undersøkes nærmere. Før man kjenner årsaken og eventuelt kan gjøre noe med den bør stavdyblene sikres mot å bevege seg ut. Det er antagelig ikke store krefter som skal til for å holde dem på plass.



Figur 6-2: Kjøllsæter militærbru over elven Rena ved Rena militærleir i Østerdalen
Figure 6-2: Kjøllsæter military bridge over river Rena at Rena military camp in Østerdalen

6.1.8 Trafikklast og trafikkmengde

Stor trafikkmengde (ÅDT) skulle i prinsippet ikke representere noen begrensning for trebruer. Man har likevel valgt å gå forsiktig frem og først vinne erfaring med hvordan de oppfører seg i praksis ved forholdsvis lav trafikkmengde. Måsørbrua på E6 i Steinkjer (figur 6-1) med en ÅDT på ca. 9 600, og Moum bru i på rv 111 i Fredrikstad med en ÅDT på 10 000, er trebruen med størst trafikkmengde. Begge har en ÅDT-T-andel (tunge kjøretøyer) på 12 %.

Kjøllsæterbrua (figur 6-2) over elven Rena ved Rena leir i Østerdalen er et godt eksempel på at store laster ikke er til hinder for å bruke tre som byggemateriale. Brua er en militærbru og er bygget for stridsvogner i henhold til NATO-standard. Den er dimensjonert for kjøretøyer på 109 tonn med 100 fots mellomrom, bærer et betongdekke uten samvirke, og må vel kunne sies å være verdens «sterkeste» trebru.

6.1.9 Nedbøyningskrav

Det finnes flere typer nedbøyningskrav og flere grunner til at slike krav stilles. En viktig grunn er kjørekomforten. Det gjelder både hovedbærekonstruksjonen og dekket mellom eventuelle tverrbærere. En annen grunn er å sikre at konstruksjonen ikke blir for myk og svingningsømfintlig.

Forholdet mellom elastisitetmodul og flytegrense for stål (S355) er ca. 590, mens det for limtre (GL30) er ca. 430. Med samme tverrsnittshøyde vil derfor nedbøyningen for tre bli vesentlig større for tre enn for stål. Nå vil imidlertid nødvendig tverrsnittshøyde for et tverrsnitt som er fullt utnyttet på bøyning, være betydelig større for tre enn for stål. En HE300B stålbjelke vil for eksempel ha omtrent samme bøyekapasitet som en limtrebjelke med én meter høyde og 100 mm bredde. Limtrebjelken vil da få betydelig mindre nedbøyning enn stålbjelken (ca. 1:2,5). For, ved samme belastning, å få samme nedbøyning for stålbjelken som for limtrebjelken med én meter høyde, må man velge et adskillig større profil, for eksempel HE450B.

6.1.10 Estetiske krav

Estetiske krav vil ha betydning for valg av materiale og konstruktiv utforming avhengig av hvor i landet og i hvilke omgivelser brua ligger. Limtre gir mange muligheter for formgivning. Leonardo da Vinci bru over E18 i Ås kommune er et godt eksempel på det (se figur 11-2 og figur 7-9). Men selv med mer tradisjonelle limtreværnsnitt kan man forme vakre brukonstruksjoner. Tynset bru (figur 6-12) og Flisa bru (figur 6-14) har i så måte fått mange lovord. Også bruene over E6 i Eidsvoll, Statsrådveien (figur 12-2), Sundbyveien, Fjell-leet, Blakkisrud og Sletta bruer har fått mye oppmerksomhet.

6.1.11 Miljø

Miljøkravenes betydning for valg av bæresystemer vil trolig øke i fremtiden. Her vil trekonstruksjoners lave energiforbruk i produksjonen og skogens betydning for å opprettholde jordas CO₂-balanse være positivt for bruk av tre (se Tabell 5-1). Mange vil kanskje betrakte kreosot, som brukes til å impregnere trevirket, kun som en negativ faktor, men så lenge impregneringsstoffene i all hovedsak holder seg inne i trevirket, vil de ikke få noen negativ innvirkning på miljøet.

Kreosotimpregnert trevirke vil nok bli klassifisert som farlig avfall når konstruksjonen engang skal rives, men med en brukstid på minst 100 år vil kostnaden ved forsvarlig destruksjon bli bagatellmessig. Kreosotimpregnert virke kan brennes i spesialovner og har en meget høy brennverdi som vil ha en positiv virkning på energiforbruket ved forbrenning. Alt i alt vil nok trevirkets økede holdbarhet til en viss grad oppveie kreosotens negative miljøeffekter.

6.1.12 Byggehøyde og frihøyde

For tre vil økonomisk byggehøyde normalt være større enn for stål hvis man kun sammenligner bjelker. For en bru vil det imidlertid være den effektive byggehøyden som teller. Det vil si den vertikale avstanden mellom brubanens overkant og bærekonstruksjonens underkant. Med overliggende eller mellomliggende bærekonstruksjon vil man kunne oppnå en effektiv byggehøyde som kun inkluderer brudekke og tverrbærere og i noen tilfeller kun brudekket alene. Da hverken et ståldekke eller et betongdekke kan konkurrere prismessig med et tverrspent tredekke som tynt brudekke, er det faktisk mulig å oppnå en effektiv byggehøyde med tre som er mindre enn med andre aktuelle materialer. Trebruer trenger heller ikke ekstra rom i byggetiden for f.eks. forskaling og reisverk til en betongbru.

Dette har vist seg i praksis i Jernbaneverkets prosjekt for utvikling av overgangsbruer i tre. Man har der spart meget på redusert behov for oppfylling på sidene for å komme over jernbanens friromsprofil (figur 6-5). Flere bruer er allerede bygd og har i praksis vist at konseptet fungerer.

6.1.13 Montasje

Montasje av limtre i vegbruer har ført til noen nye utfordringer i forhold til tradisjonell montering av bæresystemer i bygg. Ved vanlig byggmontering benyttes mobilkraner som oftest kan kjøre både inni og utenom bygget. Dette lar seg ikke så lett gjøre hvis konstruksjonen går over en elv eller fjord. Problemene med dette er imidlertid ikke større for tre enn for andre materialer. Etter hvert har trebransjen vunnet mye erfaring med slik montasje, både med mindre og større bruer. Vekten av en limtrekonstruksjon er dessuten lavere enn av en tilsvarende stål- eller betongkonstruksjon, hvilket er en helt klar fordel i montasjesammenheng.

6.1.14 Vedlikeholdskostnader og brukstid

Vedlikeholdskostnader og brukstid for en riktig utført og behandlet trebru vil ikke variere mye for forskjellige steder i Norge. For stål og betong er denne variasjonen betydelig på grunn av for eksempel forurensning, korrosjon og karbonatisering. Trebruer vil derfor ha en fordel der forurensning, salting og korrosjon er et problem for stål og betong. En vegbru i tre som er kreosotimpregnert og konstruktivt riktig utført, må man anta vil ha en vedlikeholdskostnad som er lavere enn for en tilsvarende vegbru i stål.

Man må imidlertid huske på at det kan være mye stål i en trebru, så selv om trevirket er motstandsdyktig mot f.eks. salter, må stålet i trekonstruksjonen beskyttes.

6.2 Aktuelle brutyper

Overbygningen består normalt av en brubane, som trafikken går på, og en bærekonstruksjon. I noen tilfeller kan imidlertid brubane og bærekonstruksjon være sammenfallende, som for eksempel i platebruer og spennbåndsbruer. Med et separat bæresystem gir det seg prinsipielt tre muligheter for plassering i forhold til brubanen: underliggende, mellomliggende og overliggende bæring. Ved underliggende bæring kan bærekonstruksjonen ligge innunder brubanen, mens ved mellomliggende og overliggende bæring må bæresystemet nødvendigvis ligge på siden av brubanen – kalt sidebæring. Buer mellom kjørebane og gangbane bør også nevnes som et alternativ. Stampen bru i Brummundal er et godt eksempel på dette.

Underliggende bæring er i utgangspunktet det mest effektive med hensyn til lastbæring og det gunstigste med hensyn til bestandighet mot miljøets nedbrytende virkning. Det aktuelle brustedet gir imidlertid ikke alltid plass til underliggende bæring uten at brubanen må heves betraktelig og derved nødvendigvis for eksempel høye vegfyllinger i hver ende av brua.

Fagterminologi for noen statiske systemer

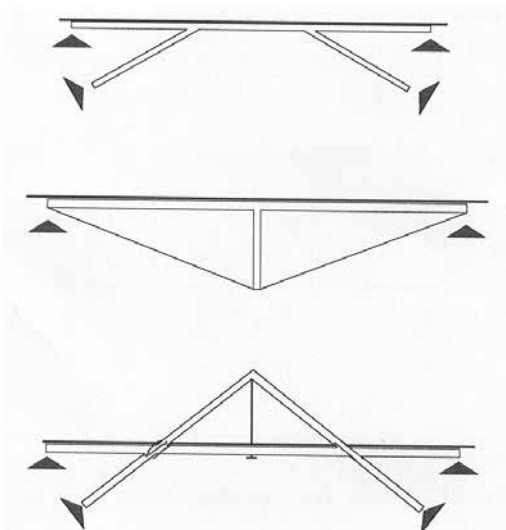
Når man leser utenlandsk faglitteratur om hengverk og sprengverk, kan man lett bli forvirret av at den samme betegnelsen kan ha forskjellig betydning. For norske bruer er typebetegnelsene definert i Statens vegvesens håndbok nr. V440 "Bruregistrering" [8].

På norsk relateres betegnelsen til systemets bæremåte:

1. Bærer et system med rette staver hovedsakelig på trykk, er det et sprengverk (figur 6-3, a og c).
2. Bærer et system med rette staver hovedsakelig på strekk, er det et hengverk (figur 6-3, b).

På f.eks. svensk og tysk er betegnelsen relatert til hvordan brubanen er understøttet:

1. Er brubanen understøttet av skrå trykkstevlere, er det et sprengverk (figur 6-3, a).
2. Er brubanen understøttet av et underliggende strekkbånd, er det en underspent konstruksjon (figur 6-3, b).
3. Er brubanen opphengt i en fullstendig overliggende konstruksjon, er det et hengverk.
4. Er brubanen opphengt i en delvis overliggende konstruksjon, er det et henge-sprengverk (figur 6-3, c)



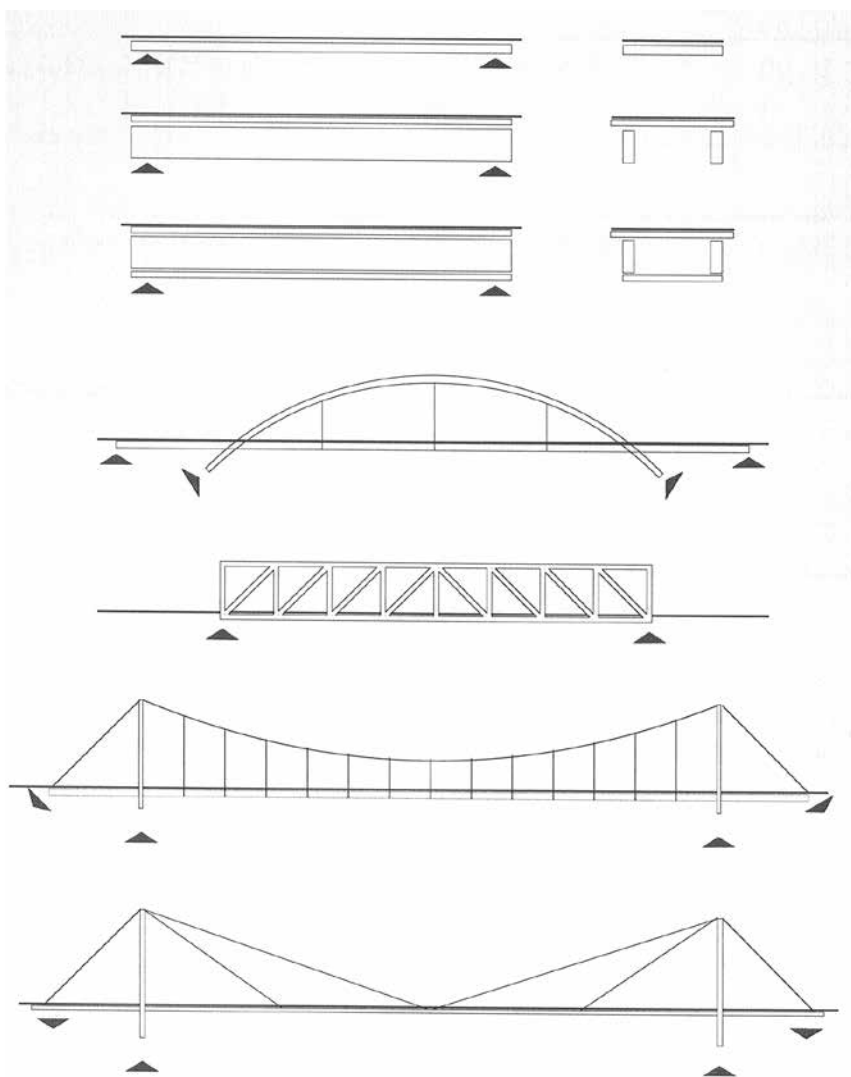
Figur 6-3: Noen tradisjonelle bæresystemer for trebruer

Figure 6-3: Some traditional structural systems for timber bridges

Når spennvidden er for stor for plate og bjelkebruer og når underliggende bæring ikke er mulig, vil mellomliggende bæring i de fleste tilfeller gi den økonomisk gunstigste totalløsning. For trebruer vil for eksempel buer, sprengverk og fagverk være aktuelle systemer. Ved sidebæring er det imidlertid behov for tverrbærere for å føre lasten ut til bæreveggene, hvis da ikke bruplatten selv har tilstrekkelig styrke for bæring på tvers.

Figure 6-3 viser noen av de tradisjonelle bæresystemene for trebruer. Disse var spesielt knyttet til bygging med rundtømmer og med grov skurlast og for forholdsvis korte spenn. Hensikten har vært å forlenge spennvidden utover det man kunne klare med enkle bjelker. Dette har man oppnådd på en effektiv og materialbesparende måte ved å bruke enkle strekk- og trykk-komponenter. Som det fremgår av kapittel 1, ble det også i tidligere tider bygd bruer med mer kompliserte bæresystemer, men de var mer ressurskrevende og mest brukt for større bruer.

Systemene som er vist på figur 6-3 er også egnet for moderne trebruer i limtre. Det øverste systemet er et sprengverk med overliggende brubane. Trykkstrevene deler her spennet i tre. Det neste systemet er et enkelt hengverk som deler spennet i to og gir en meget lett og luftig konstruksjon.



Figur 6-4: Noen aktuelle konstruksjonssystemer for trebruer
Figure 6-4: Some relevant structural systems for timber bridges

Det nederste systemet er et enkelt spregverk med mellomliggende brubane – også kalt henge-sprengverk. Spesielt det siste systemet har vært brukt for flere nyere trebruer. Sprengverket kan ha ett eller flere hengestangpar, men alle samlet i en knute i toppen.

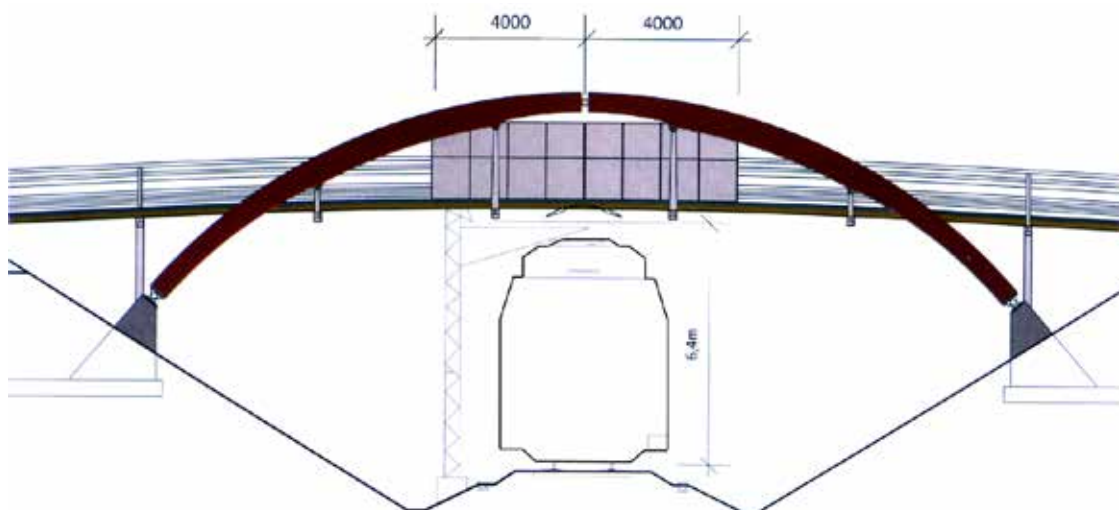
Poenget med det er at trykkstavene i spregverket kun skal være påkjent på aksialtrykk og ikke bøyning (figur 6-8). Imidlertid er noen spregverksbruer også konstruert med hengesøyler festet i spregverket slik at momenter oppstår (figur 6-9). Det er selvfølgelig mulig, men representerer ikke et optimalt statisk system.

Figur 6-4 viser et utvalg av andre bæresystemer som kan være aktuelle for moderne trebruer. Oversikten er ikke fullstendig, og det finnes mange varianter og kombinasjoner av de viste systemene, men ikke alle er like hensiktsmessige i trebrubygging. Øverst på figuren er det vist en platebru, en bjelkebru og en kassebru. Disse er godt egnet for kortere spenn. Tverrspente dekker av konstruksjonstre, limtrebjelker eller en kombinasjon av begge er i dag de mest brukte materialer for slike bruer.

Limtre er spesielt godt egnet for buekonstruksjoner. Med slike systemer kan limtreets gode formbarhet utnyttes fullt ut. Det koster ikke noe særlig mer å lage en krum limtrebjelke enn en rett hvis først produksjonsutstyret er tilgjengelig. Da spiller det heller ingen rolle om det er en sirkelbue eller en hvilken som helst annen bue som skal lages. Limtre gjør det altså mulig å velge den gunstigste bueformen både ut fra statiske og estetiske hensyn, uten kostnadskonsekvenser.

Fagverkssystemer er også godt egnet, men mange knutepunkter er både en kostnadsfaktor og representerer en risiko med hensyn til bestandighet. Henge- og skråstagsbruer representerer interessante muligheter ved lange spenn, men med en brubane i tre blir egenvekten liten, og risikoen for dynamiske problemer vil øke.

I visse tilfeller der det er viktig å holde effektiv byggehøyde – det vil si avstanden fra overkant av friromsprofilen under brua til overkant av slitelaget på brubanen – så lav som mulig, vil et tverrspent dekke i kombinasjon med sidebæring kunne gi et meget gunstig resultat. Dette er utnyttet helt optimalt for jernbanens overgangsbruer i tre (se figur 6-5). Den øverste delen av jernbanens friromsprofil er relativt smal, noe som har gjort det mulig å legge en tverrbærer på hver side av profilet. Derved har man oppnådd en effektiv byggehøyde på kun dekkets tykkelse, som i dette tilfellet er 223 mm pluss slitelag.



Figur 6-5: Overgangsbru over jernbanen
Figure 6-5: Railway crossing bridge

Et generelt og viktig aspekt ved trebruer, slik det praktiseres i Norge i dag, er at konstruksjonen gjøres så enkel som mulig og har et tydelig bæresystem. Få elementer gir få knutepunkter og dermed vanligvis en billigere og kanskje også mer holdbar konstruksjon fordi knutepunktene er relativt kostbare og innebærer en øket risiko for «fuktfeller».

Bruer av rundtømmer kan i spesielle tilfeller være aktuelle. De er imidlertid regnet som uaktuelle for litt større konstruksjoner, og det finnes lite konstruksjonserfaring med dem.

6.2.1 Platebruer

For mindre spennvidder – opp til omtrent 10 m – vil platebruer være en god løsning. Konstruksjonstypen karakteriseres av liten byggehøyde og en normalt meget god evne til lastfordeling. Bærekonstruksjonen er samtidig hovedsystem og brubane. Platebruer kan med fordel utføres i tre.

Konstruksjonselementer for platebruer i tre vil være justert konstruksjonstre eller limtre. Disse legges tett sammen og festes til hverandre slik at de samvirker konstruktivt. I utlandet har det vært benyttet spikring, slik at plankene spikres sammen etter hvert som de blir lagt ut. Metoden gir bare begrenset samvirke, for eksempel vil det neppe kunne oppnås særlig stor momentkapasitet på tvers. Bedre lastfordeling kan oppnås ved å montere tverrbærere på undersiden av dekket. I tillegg må man regne med at spikringen vil bli mindre fast med tiden på grunn av krymping og svelling i treet. Dette har også vist seg i praksis. For bruer med trafikklast bør man absolutt ikke bruke spiker.

En mulig platebruløsning er å legge forholdsvis høye limtrebjelker på siden, slik at det blir brede platestriper, for eksempel ca. 1 m. Disse kan spennes sammen på tvers med stålstenger. Ved gangbruer kan det være tilstrekkelig å etablere en form for skjærkraftoverføring mellom de enkelte stripene. For vegbruer er antagelig denne brutypen lite aktuell.



Figur 6-6: Mattisdammen bru (2000) har en tverrspent plate av limtrebjelker. Spennvidde 7,2 m
Figure 6-6: Mattisdammen Bridge (2000) has a stress-laminated slab made up of glulam beams. Span 7,2 m

En sikrere og mer effektiv sammenkobling oppnår man ved å spenne sammen trelameller satt på høykant med høyfaste stålstenger – såkalte tverrspente dekker. Denne løsningen er godt dokumentert [81] [110] og brukes både ved typiske platebruer og ved brudekker på andre hovedbæresystemer. Med vanlig konstruksjonstre i Norge vil spennvidden bli meget begrenset. For vegbruer kan 223 mm (9") plank regnes å rekke til ca. 4,5 m for enkeltspenn og opp til ca. 5,5 m for innerspenn i kontinuerlig bru. For å greie større spennvidder kan man bruke limtrebjelker i stedet for plank, og da kan man i prinsippet gå opp til for eksempel 20 m spennvidde. Et eksempel på en mindre bru av denne typen er Mattisdammen bru på rv. 24 i Hedmark, som er vist på figur 6-6.

Det blir et økonomisk spørsmål om det skal brukes platebru eller om man bør velge et bjelkesystem som gir lavere materialforbruk. Det er imidlertid ikke alltid materialforbruket som bestemmer om konstruksjonen er økonomisk gunstig eller ikke. En form for ribbeplate kan likevel være interessant fordi den kombinerer enkel utførelse med redusert materialforbruk. Den utføres av limtrebjelker med en høyde som er litt større enn dekkellamellene, og blir lagt med passende avstand mellom vanlig plank. Konstruksjonen representerer dermed en overgang mellom platebru og bjelkebru.

6.2.2 Bjelkebruer

Ved økende spennvidde vil det være naturlig å gå over til et bjelkesystem i stedet for plate. Bjelkene danner ikke et tett dekke, og det må derfor legges en brubane som spenner på tvers mellom dem. Dette kan være et tredekke av lignende type som beskrevet for platebruer, men normalt med vesentlig mindre spennvidde. Ved siden av å bære lastene lokalt mellom bjelkene vil dekket også kunne virke som et lastfordelende konstruksjonselement. For å bedre lastfordelingen mellom bjelkene ved store, konsentrerte laster og ved stor avstand mellom bjelkene, kan det i tillegg benyttes tverrbærere mellom bjelkene.

Som bjelker er det, på grunn av behovet for konstruksjonshøyde, normalt bare limtrebjelker som er aktuelle. Brudekket i de tidligere, tradisjonelle norske trebruerne besto ofte av tverrliggende plank på høykant, kalt strøved, med et langsgående kombinert slite- og fordelingsdekke av tettliggende plank. Senteravstanden mellom strøvedplank kunne være fra 150 mm til 400 mm, avhengig av spennvidde, dimensjon og laster. Denne dekketypen kan fortsatt benyttes til gang- og sykkelvegbruer, men blir uøkonomisk for vegbruer med dagens krav til hjultrykk. Et slikt dekke vil heller ikke være et tilstrekkelig stivt underlag for asfalt og vil neppe oppnå 100 års levetid.

På smale gangbruer er det også mulig å benytte krysslagte bord, lagt på skrå i forhold til lengderetningen, som dekke eller med bare ett lag liggende plank på tvers. For gangbruer med føringsbredde over 2,5 m, som skal dimensjoneres for hullaster, blir disse tradisjonelle dekketyperne vanskelig å få til på en økonomisk måte.

Et alternativ er et tverrspent tredekke med langsgående lameller, opplagt på tverrbærere med passende avstand. For bruer bør dimensjoner mindre enn 173 mm ikke benyttes. Ved å legge dekket opp på tverrbærere og tverrbærerne på langbærere blir imidlertid konstruksjonshøyden ganske stor. Det kan derfor være gunstig å kombinere de enkelte elementene. Ved å bygge opp dekket av langsgående plank som flukter med hovedbjelkene i overkant og spenne disse sammen med stålstenger, får man redusert konstruksjonshøyden betydelig. Dekket og bjelkene danner da en form for T-bjelker. Dekket blir også bedre utnyttet ved at det inngår som overflens i bjelken, og samtidig fungerer som dekke mellom bjelkene. Med spennretningen tvers på fibre blir den spennvidden (dvs. avstanden mellom hovedbjelkene) som dekket kan klare meget begrenset, normalt 0,7 til 0,8 m. Trematerialet tillater for så vidt større spenn, men spennstengene på tvers må da legges inn tettere, slik at kostnadene øker. Figur 6-7 viser Grylla bru ved Elverum som et typisk eksempel på denne brutypen.



Figur 6-7: Grylla bru(1997) er et eksempel på en bjelkebru med tverrspent plate. Spennvidde 10,0 m
Figure 6-7: Grylla Bridge (1997) is an example of beam bridge with stress-laminated slab. Span 10,0 m

Denne konstruksjonsløsningen, som kalles tverrspent bjelkebru, gjør det mulig med spennvidder opp til ca. 30 m. Den er foreløpig lite brukt i Norge, men bør overveies der brustedet gjør den aktuell.

Ytterligere en konstruksjonsløsning er å legge limtreelementer eller elementer av krysslaminert tre (CLT) på tvers oppå bjelkene. Man kan da ha større bjelkeavstand enn for en tverrspent bjelkebru. Dekket må imidlertid festes godt til bjelkene, både for å kunne overføre sidekrefter og fordi det er lett og kan få oppløft. Dette konseptet er ennå ikke brukt i Norge, og vi har dermed ingen erfaring med det.

For gang- og sykkelvegbruer kan det også være aktuelt med trautverrsnitt. Det er en bjelkebru med en bjelke på hver side av brubanen, med under- eller mellomliggende brubane. Det gir liten, effektiv konstruksjonshøyde og bærebjelkene vil kunne utnyttes som en del av rekkverket (Figur 6-16) – to åpenbare fordeler. Konseptet har imidlertid den ulempe at hvis det er tett mellom bjelker og dekke, vil det lett samle seg støv og skitt i krokene som vil holde på fuktigheten og danne grunnlag for råte. Slike bruer krever derfor relativt hyppig rengjøring av brubanen.

Det bør også nevnes bjelkebruer med betongdekke i samvirke med limtrebjelker. Det kan tenkes innvendinger mot å støpe et betongdekke på trebjelker, men det kan være grunner til å foretrekke et betongdekke, for eksempel der det er stor mengde tungtrafikk. I Finland er dette prinsippet forholdsvis grundig uttestet og flere bruer er bygd [108] [117] [118] [119] [120] [123] – blant annet Vihantasalmi bru [80]. For vegbruer er det i Finland faktisk et krav at dekket skal være i betong hvis brua skal ha et slitelag av asfalt, mens vi i Norge anser et tverrspent dekke som tilstrekkelig stivt.

6.2.3 Kassebruer

Ved bjelkebruer hvor dekket virker med som bjelkeflens, kan det monteres en tilsvarende tverrspent plate mellom bjelkene også på undersiden. Vi får da et tverrsnitt med flere lukkede celler, og oppnår en betydelig øket torsjonsstivhet. Også stivhet og kapasitet for bøyningmoment økes slik at bjelken kan velges med mindre høyde enn ved T- tverrsnitt. Den samlede virkning er en vesentlig forbedret lastfordeling mellom de enkelte bjelkesteg i forhold til vanlig bjelkebru med firkant- eller T-tverrsnitt.

Den nedre platen får ikke annen direkte last enn sin egen tyngde, og kan derfor dimensjoneres noe lettere enn brudekket. De viktigste påkjenningene i bunnplaten blir aksialkrefter fra bjelkens bøyningmoment og skjærkrefter i plateplanet på grunn av skjærkraft og torsjon i hovedbæresystemet. Det må vurderes om det vil være behov for inspeksjon av cellene. I så fall krever det en viss minimsstørrelse på cellene.

Kassebruer er benyttet en del i noen delstater i USA. De er der angitt å passe for spennvidder fra 9 m til ca. 25 m. Basert på grundige feltmålinger i over to år på to bruer i West Virginia konkluderte man med at de fungerte utmerket [83].

6.2.4 Sprengverksbruer

Sprengverksbruer kan bygges med overliggende, mellomliggende og underliggende brubane. Det er i den senere tid bygd flere sprengverksbruer i Norge, de aller fleste med mellomliggende brubane. Figur 6-8 viser tidligere Årumfjellet GS-bru, bygd i 1997 over E6 ved Sarpsborg før E6 ble utvidet til firefelts motorvei. Den har et statisk sett optimalt bæresystem der hengestengene er samlet i toppunktet. Trykkstavene er leddet både i fo ten og i toppen slik at man får et meget enkelt og oversiktlig statisk system.



Figur 6-8: Tidligere Årumfjellet GS-bru (1997) er en sprengverkskonstruksjon med underliggende brubane. Spennvidde 26,5 m

Figure 6-8: Previous Årumfjellet Footbridge (1997) is a strutted frame structure with subadjacent bridge deck. Span 26,5 m



Figur 6-9: Beston bru – et spregverk med avstivningsrammer i stål for sideveis støtte av spregverket
Figure 6-9: Beston Bridge – a king post system with steel frames giving lateral support for the strutted frame

Ved lange trykkstaver med stor trykkraft vil knekking kunne bli et problem. Trykkstavene må da stives av mot hverandre, både med en tverrbjelke og et kryss, slik man kan se på figur 6-8, fordi jo begge stavene kan knekke ut til samme side. Det kan da være gunstig å gå over til et mindre rendyrket spregverkssystem som vist på figur 6-9.

Figur 6-9 viser Beston bru som er en overgangsbru på Oslofjordforbindelsen. Den har tre opphengspunkter for brudekket pluss tverrbærere der dekket krysser skråstavene. Opphenget midt på skråstavene introduserer bøyemomenter i trykkstavene, som dermed også må fungere som bøyebjelker. Dette er for så vidt en ulempe, men ved at hengestengene er erstattet med bøyestive stålprofiler og er momentstivt forbundet til tverrbærere av stål, dannes en U-formet ramme som stiver av trykkstavene mot knekking ut av planet.

6.2.5 Hengverksbruer

Hengverk er et interessant bæresystem for trebruer – spesielt for gang- og sykkelvegbruer. Det er lette og gir ved større spennvidder også mulighet for økonomisk gunstige løsninger. Det primære bæresystemet består hovedsakelig av tynne strekkelementer i stål. Det kreves imidlertid en viss plass for bæresystemet under brubanen. Ved bæring over brubanen går konseptet fort over i henge- eller skråstagsløsninger. Felles for dem alle er lettheten og mykheten og dermed svingningsømfintligheten.

Kjærra bru i Lardal har et litt mer komplisert hengverkssystem. Systemet blir også kalt underspent bjelke eller Polonceau-drager (etter den franske jernbaneingeniøren Jean- Barthélémy Camille Polonceau (1813 – 1859)). Selve hengverket har en lengde på omtrent 60 m, men ved å kombinere hengverket med et trekantet spregverk i hver ende blir den totale spennvidden på hele 90 m. Man har da fått et slags Gerber-system (etter den tyske brukonstruktør Heinrich Gerber 1832–1912), med utkragere og en innhengt midtdel. Dette viser at det ofte kan være meget effektivt å kombinere forskjellige bæresystemer.

6.2.6 Buebruer

Buebruer er materialøkonomisk fordelaktige, og vil være konkurransedyktige der montasjekostnadene ikke blir for store. For massive trebruer som skal kreosotimpregneres, er det for tiden en begrensning i størrelse som er bestemt av impregneringskjelens diameter (se avsn. 8.7.2). I praksis kan vi ha treleddsbruer med spennvidde opp til ca. 30 m, slik at hver halvdel får plass i kjelen. Ved å benytte en annen form for beskyttelse enn kreosot, som for eksempel en eller annen form for innkledning (se avsn. 10.2.1), kan massive buer spenne adskillig lenger.

Buebruer er klassiske konstruksjoner som er kjent fra langt tilbake. Ofte har de vært utført med buene under brubanen, slik at hovedbæresystemet er delvis beskyttet mot vær og vind. Tidligere ble det ofte satt på en beskyttelsesvegg av bord utenpå buene. Underliggende buer er derfor den beste løsningen for trebruer der det er tilstrekkelig fri høyde under brubanen. Enda en fordel er at brubanen får mindre spennvidder i tverretningen. Figur 6-10 viser et flott eksempel på en slik bru.

Der det ikke er plass under brubanen, plasseres buene på sidene av brubanen, helt eller delvis over denne. Dette vil som regel kreve spesielle former for sideavstivning av hensyn til fri høyde over vegbanen. Det gjør ofte direkte avstivning mellom buene umulig.

Av hensyn til impregneringen må buene som regel deles i to. Momentstive skjøter blir både kompliserte og dyre, og kan gi problemer med hensyn til bestandighet. Det har derfor vist seg mest hensiktsmessig med treleddsbruer. Den statiske virkemåten er som oftest nesten like bra for treleddsbruer som for toleddsbruer. Det bør imidlertid være momentstivhet sideveis i toppledet av hensyn til sidestabiliteten. Med passende avstivninger kan man få sideveis moment i toppen tilstrekkelig lite, slik at det kan overføres der.

Ved større buespenn enn ca. 30 m blir massivbruer, med dagens teknikk, mindre hensiktsmessige fordi de vanskelig kan kreosotimpregneres. Man kan imidlertid gi dem en annen form for beskyttelse, som nevnt ovenfor, eller utføre buene som fagverk. Tynset bru er et flott eksempel på det (figur 6-12).



Figur 6-10: Fønhus bru med overliggende brubane
Figure 6-10: Fønhus Bridge with elevated deck



Figur 6-11: Daleråsen bru utenfor Drammen
Figure 6-11: Daleråsen Bridge at the town of Drammen

Bruer med fagverksbue er å regne som buebru selv om buen er utført som fagverk. Når spennviddene blir store, vil en massivbue etter hvert ikke ha tilstrekkelig stivhet for bøyning og knekking i bueplanet. Sideveis vil et buepar kunne støtte seg mot hverandre ved hjelp av en avstivningskonstruksjon, men i planet vil det kreves en betydelig bøyestivhet.

Behovet for bøyestivhet kan reduseres noe ved å bruke skrå, kryssende hengestenger, såkalt Tveit-bue (etter den norske brukonstruktør Per Tveit). Imidlertid vil en Tveit-bue kreve at brubanen har en relativt høy egenvekt, slik at hengestengene får en viss forspenning i forhold til trafikklasten. Et tredekke blir i en slik sammenheng fort for lett. En mulighet er å kombinere massive limtrebuer eller fagverksbuer i limtre med et betongdekke. Steien bru er et eksempel på dette.

Ved større spennvidder vil man altså fort komme til den konklusjon at en fagverksbue tross alt er det gunstigste. I og med at et fagverk består av mange mindre konstruksjonselementer som skal forbindes, blir en fagverksbue forholdsvis kostbar. Imidlertid gjør valget av fagverksbue det mulig å få en kreosotimpregnert bue med stor spennvidde ved at hver enkelt del kan impregneres uavhengig av de andre. Figur 6-12 viser Tynset bru med en spennvidde på 70 m. Den er et eksempel på et slikt system. Begrensningen for fagverksbuer blir størrelsen på stavvernsnitt og økonomi, men foreløpige beregninger tyder på at spenn på 100 meter vil være mulig.



Figur 6-12: Tynset bru over Glåma. Fagverksbue med spennvidde 70 m
Figure 6-12: Tynset Bridge over river Glåma. Trussed arch with span 70 m

6.2.7 Fagverksbruer

For større spennvidder vil fagverk være en nødvendig eller naturlig løsning. De enkelte konstruksjonsdeler kan utføres med mindre tverrsnittdimensjoner enn ved massive bjelkekonstruksjoner, og som oftest også ved buekonstruksjoner. Bæresystemet blir mer materialøkonomisk fordi stavene utnyttes på rent strekk eller trykk.

Nyere forbindelsesmidler for trekonstruksjoner, med innslissede knuteplater og dybler i stål, gjør det mulig å overføre langt større krefter i knutepunktene enn med de tidligere vanlige løsninger, som for eksempel bolter og tømmerforbindere. Teknisk er slike knuteplateforbindelser bedre fordi de får mindre deformasjon enn de tidligere løsningene og overfører kreftene mer i systemlinjen. De er dessuten bedre med hensyn til bestandighet fordi man unngår store utvendige lasker hvor fuktighet kan bli stående.

For fagverk i tre kan man generelt si at det er knutepunktene som koster. Det er derfor gunstig å bruke så lange staver som mulig i fagverket for å redusere antall knutepunkter.

Da stavtverrsnittene er større i en trekonstruksjon enn i en tilsvarende av stål, vil stavene kunne være lengre uten at knekking blir et problem. Staver som kun får strekk, kan man også vurdere å gjøre i stål – spesielt korte staver der det ene knutepunktet nesten går over i det andre.



Figur 6-13: Nesoddvegen bru på Oslofjordforbindelsen
Figure 6-13: Nesoddvegen Bridge at the Oslo fjord subsea tunnel



Figur 6-14: Flisa bru over Glomma. Fagverk i Gerber-system. Hovedspenn 70,3 m
Figure 6-14: Flisa Bridge over river Glomma. Gerber system truss. Main span 70,3 m

6.2.8 Henge- og skråstagbruer

Hengebruer, og senere også skråstagbruer, har vært et typisk område for stålkonstruksjoner. Store strekkrefter opptas best av stål. Det er imidlertid utført slike bruer også i betong, særlig skråstagbruer. Brudekket har da gjerne vært av betong.

I Norge ble det i tidligere tider bygd flere små hengebruer med brubane av tre, normalt for gangtrafikk eller lettere kjøretøyer. Ved siden av tredekke ble det i enkle, sekundære hengebruer benyttet avstivningsbjelker av tre. Det vanligste i bruer for kjøretrafikk har likevel vært avstivningsbjelker av stål. Brutårn har vært utført både av stål og av tre.

Størrelse og økonomi vil avgjøre hva som er mest fordelaktig, men det vil ofte være rom for å velge materiale og form ut fra arkitektoniske hensyn.

Man bør også være oppmerksom på at den relativt lave egenvekten til en gangbru i tre også kan gjøre den ømfintlig for fotgjengerinduserte svingninger. Normalt er det vertikalsvingninger som er problemet, men for lange og smale bruer kan også horisontalsvingninger bli et problem.

Det er generelt liten erfaring med moderne henge- eller skråstagbruer i tre. Noen få skråstagbruer er bygd i Norge i den senere tid, blant annet en kommunal gang- og sykkelvegbru over Jølstra i Førde (figur 6-15) og en i Gudvangen (figur 6-16). Erfaringene med disse bruene sies å være gode. Selv om de svinger noe, skal det ikke ha kommet negative reaksjoner fra trafikantene. I utlandet er det også bygd flere bruer av denne typen, blant annet i Sverige. Utenlandske erfaringer viser at det ofte ikke i tilstrekkelig grad er tatt hensyn til svingningsømfintligheten til slike bruer.

Det er også rapportert fra utlandet om tretårn (master), under stort trykk, som har fått utbøyning.



Figur 6-15: Gang- og sykkelvegbru over Jølstra i Førde
Figure 6-15: Footbridge crossing the river Jølstra in the town of Førde



Figur 6-16: Gang- og sykkelvegbru i Gudvangen
Figure 6-16: Footbridge at the village of Gudvangen

6.3 Bruelementer

Overbygningen er som regel sammensatt av flere konstruksjonsdeler. De kan mest hensiktsmessig inndeles etter den funksjon de har:

- Sekundære bæreelementer som fører lasten fra dekket over i hovedbæresystemet
- Elementer i hovedbæresystemet, dvs. spesielle elementer som inngår i hovedbæresystemet
- Avstivende elementer som skal oppta horisontalkrefter og sikre at hovedbæresystemet ikke knekker ut av sitt eget plan

I det følgende er det ikke gitt noen fullstendig beskrivelse av alle elementer som inngår i en bru, men kun de som har vist seg å ha spesiell interesse for trebruer.

6.3.1 Brudekker

Bæresystemer for dekker er de samme som er nevnt tidligere for platebruer (se avsnitt 6.2.1). Dekker er sekundære konstruksjonsdeler, som oftest med små spennvidder. De spenner normalt enten på tvers av bruas lengderetning mellom langbærere eller på langs mellom tverrbærere, eller i noen tilfeller som toveisplater mellom både langbærere og tverrbærere.

Det er flere mulige måter å bygge et dekke på. De vanligste typene som er benyttet hittil for trebruer er:

1. Tradisjonelt dekke med strøved og plank. Strøveden er grov, forholdsvis tettstående plank på høykant som vanligvis spenner på tvers mellom langbærere. Plankedekket liggende plank og går da enten på langs eller diagonalt i ett eller to kryssende lag. Plankene bør skrus og ikke spikres.
2. Plankedekke av liggende plank, lagt helt eller nesten inntil hverandre direkte på langbærere. Plankedekke kan også legges i flere lag i kryss. Det benyttes da ofte bord i stedet for planker. Plankene eller bordene bør skrus og ikke spikres.
3. Massivtredekke i form av liggende limtrebjelker, lagt tett sammen på langs eller tvers og eventuelt med skjærkraftfordybling.
4. Massivtredekke i form av krysslaminerte plater (CLT). F.eks. avlange plateelementer, lagt tett sammen på langs eller på tvers av langbærere.
5. Spikerlaminerte dekker består av sammenspikrede, stående plank.
6. Skruelaminerte dekker består av stående lameller som er forbundet til en plate ved hjelp av skruer – enten horisontale eller skrå.
7. Tverrspent dekke, bestående av langsgående, sammenspente stående plank eller smale limtrebjelker.
8. Tverrspent bjelkedekke, bestående av langsgående, stående plank eller smale limtrebjelker som er spent sammen med høyere limtrebjelker og som spenner vinkelrett på fibre mellom bjelkene.
9. Samvirkedekke av tre og betong, ofte som betongdekke i samvirke med limtrebjelker.

Typene 1 og 2 egner seg i praksis bare til gang- sykkelvegbruer på grunn av begrenset kapasitet og liten evne til å bære store, konsentrerte hjullaster. Selv på gang- og sykkelvegbruer kan hjullastene fra brøytetraktor og lignende skape problemer for slike dekker. En hjullast på 30 kN vil for eksempel kreve strøved med en senteravstand på rundt 150 mm. Plankedekker er heller ikke brukbart som underlag for asfalt, selv med relativt kraftige dimensjoner.

Type 3 er ikke prøvd på vegbruer i Norge, men er brukt i Finland med godt resultat. Type 4 er ennå ikke prøvet på trebruer, men er brukt med godt resultat til rehabilitering av dekket på Hundorp bru som er en gammel fagverksbru i stål. Massivtreelementene ble der lagt på tvers av langdragere i stål (figur 6-22). Type 5 frarådes fordi spiker ikke kan forventes å sikre tilstrekkelig stiv forbindelse over lang tid på grunn av varierende last og fordi trevirket arbeider. Utbedring av et slikt dekke vil dessuten være komplisert.

Type 6, skruelaminert dekke, er lite prøvet, men med nye, selvborende skruer kan det kanskje være aktuelt. Hjullaster vil imidlertid representere et problem i forbindelse med skjæroverføring mellom lamellene. Dekketypen vil antagelig passe best for mindre gangbruer.

For vegbruer vil forspente, laminerte dekker og komposittdykker med betong være mest hensiktsmessig. I USA, hvor det siden 1988 er bygd flere hundre tverrspente dekker og plater, ble det for noen år siden gjort en evaluering av en del bruer. 24 bruer som ble inspisert og målt over en toårs periode, ga den konklusjonen at de virket tilfredsstillende.

Undersøkelsen ga imidlertid grunnlag for noen anbefalinger, som også er en del av grunnlaget for reglene i N400 [1].



Figur 6-17: Tverrspent dekke på Mølledammen bru
Figure 6-17: Stress laminated deck on
Mølledammen Bridge

Tverrspennte dekker

Erfaringen med tverrspennte tredekker i Norge er begrenset til ca. 20 år, men er så langt god. Opprinnelig ble dekkene bygget opp av konstruksjonstrelameller, men senere har det blitt behov for større spenn enn konstruksjonstrelamellene kunne klare og man har gått over til limtrelameller. De tilgjengelige plankediensjoner, i praksis opp til 223 mm for større mengder, begrenser spennvidden til bortimot 5 m i innerfelt og vel 4 m i endefelt. Idag er limtrelameller mest brukt.

Et krav som ofte blir dimensjonerende for dekketykkelsen er begrensning av nedbøyningen. Målinger som i sin tid ble utført på Evenstad bru tydet på at tverrspennte dekker er betydelig stivere enn beregnet. Det har imidlertid vært vanskelig å finne en entydig årsak til det slik at det kunne tas hensyn til i beregningene.

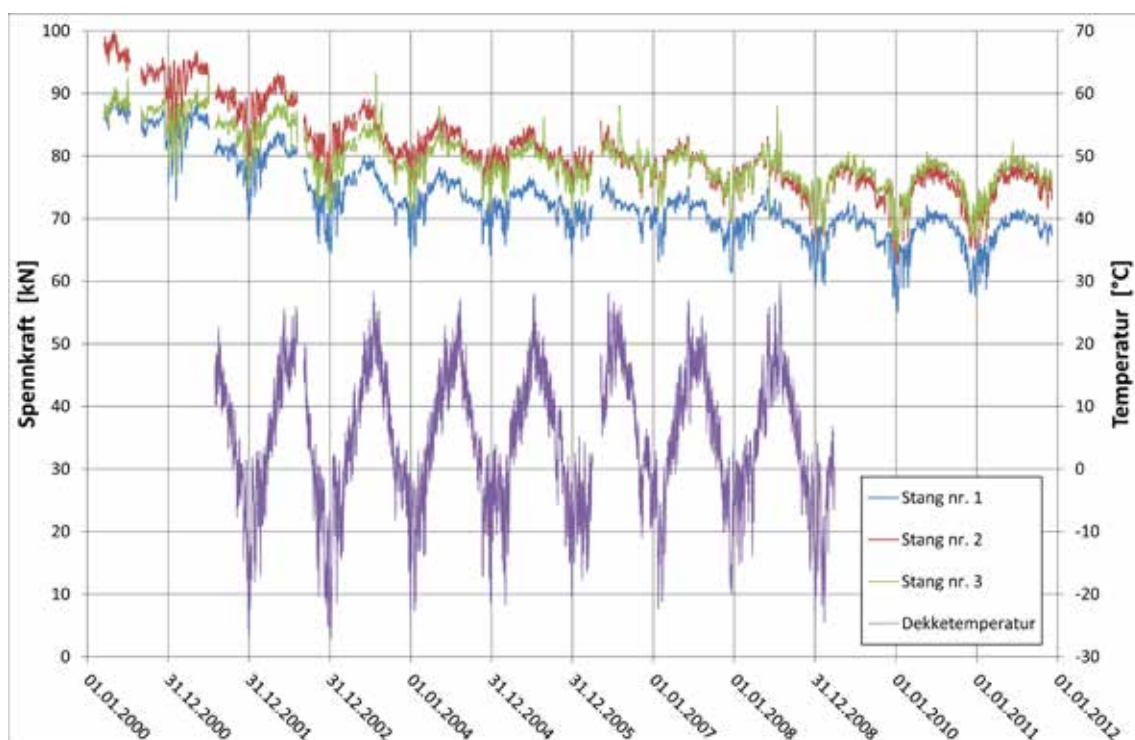
Et viktig spørsmål er hvor stort tap av forspenning man må regne med over tid, og om det må etterspennes senere i bruas brukstid. Til nå har et kryptap på hele 60 % vært forutsatt ved dimensjonering av spennkraften. Dette skriver seg fra amerikanske anbefalinger [81], basert på målinger på tidlige amerikanske brudekker uten membran og som derfor har svellet og krympet og således mistet spennkraft over tid. Mye tyder på at vi under norske forhold har betydelig mindre kryptap – spesielt fordi tverrspennte dekker nå alltid forsynes med en vanntett membran.

Tre bruer er til nå instrumentert med henblikk på å dokumentere dette. Figur 6-18 viser et eksempel på det. Figuren viser resultater fra Evenstad bru som ble bygget i 1996. Instrumenteringen ble først foretatt i år 2000, så utviklingen de første årene er ikke kartlagt. Det er mange forhold som påvirker spennkraften. Spesielt er det tre forhold som er viktige:

1. Krypdeformasjon i trevirket som følge av trykkbelastning
2. Krypning av trevirket som følge av uttørkning
3. Spennkraftvariasjon som følge av varierende dekketemperatur

Målingene viser at forskjellen i spennkraft mellom sommer og vinter på Evenstad er ca. 16 kN i snitt eller ca. 20 % av opptredende spennkraft. Det viser at det er viktig å ta hensyn til temperaturen når man kontrollerer spennkraften.

Av figuren ser man også at spennkraften kan variere en del mellom de enkelte stenger. De instrumenterte stengene er tre stenger i nærheten av hverandre og de er forutsatt oppspennet til samme kraft. Ved oppspenning vil imidlertid spennstengene påvirke hverandre slik at selv om kraften var korrekt ved oppspenning vil oppspenning av nabostengene trykke dekket mer sammen og dermed påvirke kraften i stangen.



Figur 6-18: Målt spennkraft i tre nærliggende stenger og målt temperatur i dekket i høyde med og nær spennstengene. Kraft og temperatur er logget hver time.

Figure 6-18: Measured prestressing force in three nearby bars and measured temperature in the deck at the same pitch and nearby the bars. Force and temperature is logged each hour.

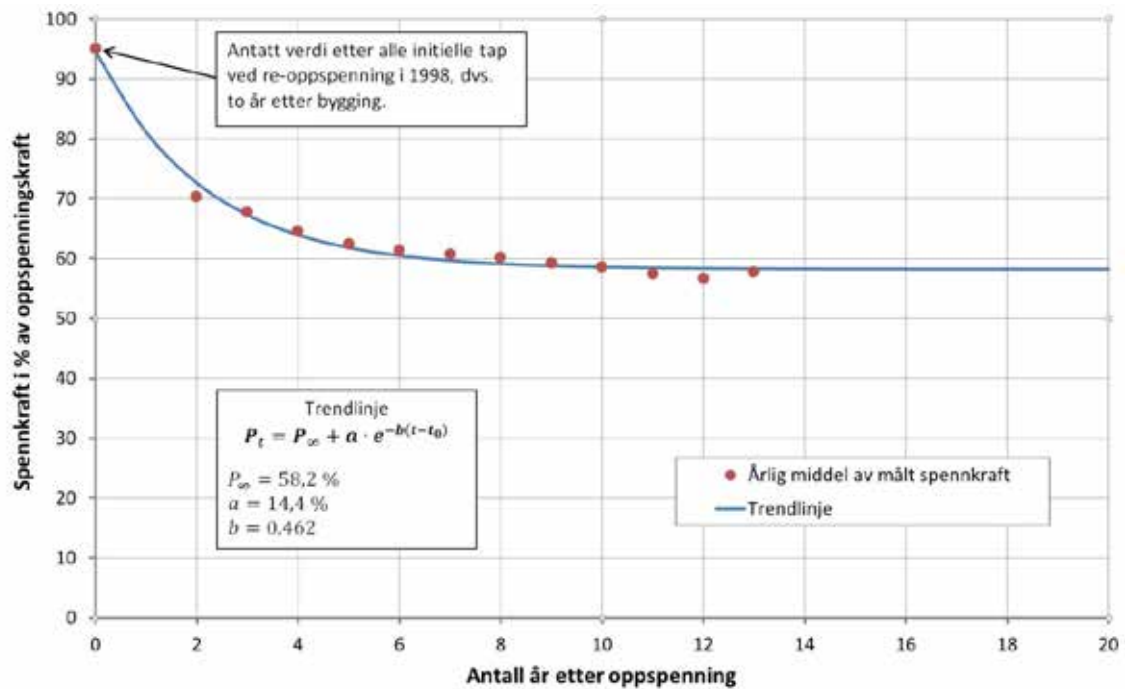
I figur 6-19 er spennkraften normalisert som prosent av oppspenningskraften og vist som årsgjennomsnitt og plottet som funksjon av antall år fra oppspenningen. Man ser tydelig at spennkraften har en fallende tendens. Det er rimelig å anta at spennkraften ikke kan falle helt ned til null, men at den vil nærme seg en sluttverdi asymptotisk forutsatt at den elastiske forlengelsen av spennstangen er vesentlig større enn reduksjonen av trevirkets bredde som følge av kryp og krympning. Man kan da tenke seg at en trendlinje kan uttrykkes ved følgende funksjon:

$$P(t) = P_{\infty} + a \cdot e^{-b(t-t_0)}$$

I figur 6-19 er målt spennkraft inntegnet som årlig middelverdi av kraften i tre spennstenger i perioden fra 2000 til 2011. En trendlinje basert på ovenstående formel er lagt inn og forlenget tilbake til re-oppspenning i 1998 og et stykke frem i tid. Det er antatt at spennkraften etter alle initielle tap var ca. 95 % av full oppspenningskraft. Opprinnelig oppspenningskraft på Evenstad bru var 127,2 kN som svarer til 100 %.

Det at kurven passer godt til de målte verdiene og til denn antatte oppspenningsverdien gir også en viss tillit til at den gjengir spennkraftutviklingen på en rimelig riktig måte. Kurven antyder da også at spennkraften vil nærme seg asymptotisk en verdi på ca 58 %. Det indikerer at antagelsen av et spennkrafttap på 50 % kan være rimelig – ihvertfall for konstruksjonstrelameller.

Man må imidlertid ikke ta dette som den hele og fulle sannhet om tap av spennkraft – kun en indikasjon. På flere bruer er spennkraften forsøkt målt med blandet resultat ved å sette på en jekk og strekke stangen til mutteren løsnet og så lese av kraften. Ofte har man fått fullstendig misvisende resultater på den måten ved ikke å ta hensyn til temperaturen og ikke ta hensyn til at spennstengene påvirker hverandre når de samtidig etterspennes til korrekt kraft.



Figur 6-19: Eksempel på tidsavhengig spennkrafttap i et tverrspent brudekke
Figure 6-19: Example of time dependant loss of prestressing force in a stress laminated bridge deck

For limtre lameller antar man at spenn tapet vil være mindre da limtre i utgangspunktet vil ha lavere tre-fuktighet enn konstruksjonstre og fordi limtre vil ha en jevnere kontaktflate mellom lamellene og nok vil være noe mer homogent enn konstruksjonstre.

Dekker av tre vil i Norge foreløpig være mest aktuelt ved bruer på lite og moderat trafikkerte veier. I prinsippet er ikke bruken av tverrspent dekke begrenset av trafikkmengden. På bruer med relativt stor trafikk, for eksempel ÅDT over 5 000, bør det inntil videre likevel vurderes i hvert enkelt tilfelle om det skal brukes tredekke eller om det bør velges betongdekke. Nærmere anvisninger for prosjektering av tverrspenne dekker er gitt i kapittel 7.2.

Tredekke på stålbruer

Fra gammelt av har det vært en tradisjon for å legge tredekke på mindre stålbruer. Det har vært dekker bygget opp av strøved og med slitelag av plank. Slike dekker tåler dårlig dagens trafikk. De er myke, spikre arbeider seg ut, de slites fort og asfalt som legges

på sprekker opp. Slike dekker kan med fordel erstattes av tverrspenne dekker som er lettere enn betongdekker og stive nok til at asfalten ikke sprekker.

På større stålbruer har det vanligvis blitt brukt betongdekke i første halvdel av 1900-tallet. Mange av disse bruene er fremdeles i bruk, men bærekapasiteten er for liten etter dagens standard og betongdekkeket i dårlig forfatning. Ved å bytte ut det gamle betongdekkeket med et lettere tredekke får brua større bærekapasitet. Med samme byggehøyde kan man oppnå større bæreevne enn det gamle dekket fordi egenvekten er redusert

For stålbruer med tværbærere vil et tverrspent dekke være hensiktsmessig og ved langbærere vil et krysslaminert massivtredekke kunne brukes.



Figur 6-20: Tverrspent tredekke legges på Frøystul bru til erstatning for et gammelt betongdekke
Figure 6-20: A stress laminated timber deck is replacing an old concrete deck on Frøystul Bridge

Figur 6-20 viser et eksempel på dette der Frøystul bru får et nytt dekke. Dette har vist seg å være et konkurransedyktig alternativ både med hensyn til pris og byggetid. På Frøystul bru lå det gamle betongdekket på tverrbærere av stål. Ved fornyelse av dekket lå det derfor godt til rette for et tverrspent dekke med lamellene i bruas lengderetning selv om avstanden mellom tverrbærerne var litt liten..

Mange gamle fagverksbruer i stål har imidlertid sekundære langbærere som betongdekket ligger på. Da passer det ikke så godt med et tverrspent dekke med lamellene parallelt med langbærerne. Å legge lamellene på tvers og spenne dem sammen er heller ikke gunstig. Da kan det ligge til rette for å bruke massivtreelementer som spenner på tvers og som skrues sammen for å oppnå kontinuitet. Hundorp bru er et eksempel på det. Figur 6-21 viser dekket under legging av de kreosotimpregnerte, krysslaminerte elementene. Figur 6-22 viser dekket før legging av fuktmembran og asfalt slitelag. Prosjektet er utførlig beskrevet i [100]. Brua ble gjenåpnet med nytt dekke 2. desember 2010 og dekket har fungert bra frem til idag.



Figur 6-21: Hundorp bru med nytt dekke av massivtreelementer (Sweco)

Figure 6-21: Hundorp Bridge with a deck made up of cross laminated timber elements (Sweco)



Figur 6-22: Hundorp bru med nytt dekke av kreosotimpregnerte massivtreelementer.(Sweco)

Figure 6-22: Hundorp Bridge with a deck made up of creosoted cross laminated timber element. (Sweco)

6.3.2 Sekundære bæreelementer

I det følgende er de viktigste lastbærende elementer for trebruer beskrevet. De kan være laget av tre eller stål, alt ettersom hva som er mest hensiktsmessig.

Hengestenger og hengesøyler

Ved fagverksbruer, buebruer og hengebruer vil det være vertikale staver som, i prinsippet, bare får strekk og bare rent unntaksvis trykk. De utføres mest hensiktsmessig som stenger av rundstål og kan dermed ikke overføre trykk eller bøyning av betydning. Hengefunksjonen kan imidlertid også kombineres med sideavstivning av trykkbuer, trykkgurt i fagverk og lignende. Skal hengestengene samtidig gi sideavstivning til en konstruksjonsdel i hovedbæresystemet, må det benyttes bøyningstive hengesøyler som er innspent i foten og sammen med tverrbærerne danner U-formede rammer. En litt uheldig bieffekt av dette er at bøyning av tverrbæreren som følge av trafikklaster overføres som en sideveis bevegelse til det elementet som skal avstives.

Innfestningen av hengestenger eller hengesøyler i trekonstruksjonen er en viktig detalj. På grunn av treets lave strekkfasthet tvers på fibrene må innfestningen, normalt med dybler, plasseres tilstrekkelig høyt opp i tverrsnittet – minst i nøytralaksen. Dette er spesielt viktig for buer fordi momentet fra den opphengte lasten, som gir trykk i overkant og strekk i underkant, der gir et radielt strekk på tvers av fibrene. Det kommer i tillegg til det direkte strekket fra den opphengte lasten. En kontroll for kombinert bøyning og indusert tverrstrekk pga. innfestning er gitt i trestandardens del 1 [19].



Figur 6-23: Eksempel på innfesting av en hengesøyler

Figure 6-23: Example of suspension post attachment

Tverrbærere

Tverrbærere kan utføres av tre, men også i trebruer benyttes ofte tverrbærere av stål. Med hovedbærevegger plassert på sidene av brubanen blir ofte spennvidden på tvers stor, og tverrbærerne får både store momenter og store skjærkrefter. Trebjelker blir da ofte både uhenksomme høye og uøkonomiske. Med underliggende hovedbæresystem får man imidlertid moderate spennvidder på tvers, og det kan som regel brukes trebjelker.

På vegbruer med forholdsvis tynne tredekker (<333 mm) og ikke altfor stor avstand mellom tverrbærerne har det vært vanlig å feste rekkverksstolper på tverrbærerne, fordi det er vanskelig å få tilstrekkelig innspenning for de store kreftene i selve dekket. Hvis det benyttes hengesøyler, som sammen med tverrbæreren danner en U-formet ramme for å avstive hovedbæresystemet sideveis, får også tverrbæreren sin betydning for utbøyning av søyletoppen. Behovet for avstivning er da med på å bestemme nødvendig bjelketverrsnitt.

6.3.3 Elementer i hovedbæresystemet

I de ulike hovedbæresystemene inngår det ofte en del felles elementer som er nødvendig for funksjonen. Det viktigste elementet er lageret. Det inngår i alle systemer i en eller annen form og har til hensikt å føre lastene ned i underbygningen uten at konstruksjonen skades. Men også andre elementer, som forskjellige former for ledd, strekkbånd etc., inngår ofte i hovedbæresystemet.

Ledd

De fleste trebruer forutsettes beregningsmessig å ha leddet opplager (Leonardo da Vinci bru i Ås er et eksempel på det motsatte).

For mindre konstruksjoner eller konstruksjonsdeler, som platebruer og brudekker, er det tilstrekkelig med enkle opplegg på tresvill (figur 7-10). Større konstruksjoner som fagverk, buer og store bjelker må normalt ha et lager, oftest av stål. Man velger da et standardlager som for eksempel av samme type som for stålbruer.



Figur 6-24: Varmforsinkede tverrbærere med ører for feste av hengesøyler
Figure 6-24: Hot dip galvanized cross girders with fixing lugs for suspension post attachment



Figur 6-25: Eksempel på kemperledd med kempersøyle
Figure 6-25: Example of impost hinge with an impost column

Ledd kan utføres på forskjellige måter. En enkel løsning er et «falskt ledd» av lignende type som man tidligere brukte mye i betongkonstruksjoner. Prinsippet er at konstruksjonsdelen gis anlegg på bare en mindre del av tverrsnittshøyden, slik at forbindelsen kan tåle den nødvendige vinkelendring uten at det oppstår et moment av betydning.

I toppleddet for buebruer av tre har man støpt ut dette anleggspartiet med en akrylbasert mørtel. I tillegg, som en ekstra sikring, er stavendene forbundet med innslissede knuteplater over et midtparti av tverrsnittshøyden. Denne forbindelsen har liten momentkapasitet i bueplanet, og tåler også den vinkelendring som vil opptre i et toppledd.

Akrylutstøpning av trykkfuger er nærmere behandlet i avsnitt 7.1.

En konsentrert lastinnføring på en begrenset midtdel av tverrsnittet vil gi tverrestrekk, såkalt spaltestrekk, prinsipielt på samme måte som for eksempel i en betongbue eller bjelke. Tallmessig blir imidlertid tverrestrekkspenningen vesentlig mindre i en trestav enn i andre materialer fordi trevirket er anisotrop, med lavere elastisitetsmodul på tvers av fiberretningen. På grunn av trematerialets meget lave strekkfasthet vinkelrett på fibrene bør slike tverrestrekkspenninger undersøkes beregningsmessig. I praksis vil det nok etter hvert bli utviklet anbefalte, normerte løsninger.

Hvis man ønsker en forbindelse som er nærmere et virkelig ledd, benyttes et bolteledd. Det tillater en i praksis ubegrenset rotasjon med liten motstand, og er en sikrere og mer varig konstruksjon. Kostnaden vil bli noe høyere, men likevel en liten del av total kostnadene. Det må i denne sammenheng nevnes at også en forbindelse av for eksempel to buehalvdeler med kun innslissede plater til en viss grad vil kunne fungere som et ledd. Det forutsetter imidlertid at rotasjonene er så små at de kan tas opp av slarken i forbindelsen uten at den skades.



Figur 6-26: Ekte ledd med bolt i buetopp
Figure 6-26: Real hinge with pin at arch apex

Strekkbånd for opptak av buers horisontalkraft

Buebruer gis normalt direkte mothold mot fundamentene der dette lar seg gjøre, og horisontalkraftene blir dermed tatt opp der. Det er spesielt gunstig der fundamentering direkte på fjell er mulig. En mulighet ved fundamentering på løsmasser er også å ta horisontalkraftene med friksjonsplater. Det er store betongplater som ligger under veibanen og der vekten av overliggende masser gir stor friksjon. Det gir et betydelig stivere mothold enn om man baserer seg på jordtrykk.

Hvis det er vanskelige grunnforhold eller buene står på pilarer, for eksempel ved flere buespenn etter hverandre, kan det bli nødvendig å ta horisontalkraftene med strekkbånd (selvforankret bue). I trebruer kan dette være trestaver, på samme måte som undergurten i et fagverk, hvis kreftene ikke er for store. Ved større konstruksjoner må man i praksis ha strekkbånd av stål. Det er nødvendig å begrense forlengelsen av strekkbånd, og det fører til at man normalt ikke bør utnytte høyere karakteristisk fasthet i stålet enn ca. 350 N/mm².



Figur 6-27: Bru med strekkbånd mellom kemperlagrene
Figure 6-27: Bridge with tied arches (bowstring bridge)

Ved store krefter er det ofte hensiktsmessig å benytte et profil av konstruksjonsstål, for eksempel et kanalprofil eller et H-profil. Runde stenger er gunstig med hensyn til minimum av overflate i forhold til tverrsnitt, og kan også benyttes, men ved litt større krefter behøves det ofte to eller flere stenger i hver bærevegg. Runde stenger trenger imidlertid tettere understøttelser enn for eksempel H-profiler for ikke å henge for mye. Det blir derfor en konstruktiv avveining av hva som er mest hensiktsmessig i hvert enkelt tilfelle.

Figur 6-27 viser Ulnes bru i Valdres der strekkbåndet består av to parallelle rundstål som er understøttet på tverrbærerne. En viktig forutsetning ved bruk av strekkbånd er bevegelig lager. Bevegelige lagre gjør imidlertid montasjen av buer mer komplisert enn bruk av faste leddlagre.

6.3.4 Avstivende elementer

Platebruer vil uten videre ha betydelig og tilstrekkelig sidestivhet, og trenger derfor ikke noen ekstra avstivning. Det samme gjelder ofte for bjelkebruer hvis de har et massivt dekke. Bjelkebruer med et mindre stivt dekke, som for eksempel et som er bygd opp av strøved med fordelende dekke av liggende plank, trenger imidlertid horisontal avstivning. I slike tilfeller vil man normalt montere et vindfagverk eller tilsvarende sideavstivning. Likeså kan det være nødvendig med ekstra avstivning i underkant ved spesielt høye bjelker, også om det er stivt dekke i overkant.

Bæresystemer som fagverk og buer vil nesten alltid trenge en avstivning av overgurten eller buene. Dette må gjøres slik at det ikke kommer i konflikt med kravet til fri høyde over vegbanen. For å unngå å måtte dimensjonere for en påkjøringskraft, må høyden være minst 6,20 m. Dette bør man spesielt gjøre ved trebruer, fordi avstivningssystemet da som regel ikke blir så robust at det tåler påkjøring.

Vindfagverk eller sideavstivning

Ved bruer med overliggende fagverk, ønsker man normalt å ha avstivning mellom overgurtene hvis det er tilstrekkelig høyde over vegbanen. Ved buet overgurt blir det da ofte et område nær opplegget hvor vindfagverket må sløyfes. Det samme gjelder for overliggende buer. Ved underliggende bærekonstruksjon er det som regel ingen hindringer for å legge inn vindfagverk eller annen form for sideavstivning der det trengs.



Figur 6-28: Underliggende vindavstivning mellom langbærere
Figure 6-28: Wind bracing below the bridge deck



Figur 6-29: Overgurten får øket bredde mot kemperleddet for å gi sideveis innspenning
Figure 6-29: Increased width of upper chord towards the impost hinge in order to establish lateral restraint



Figur 6-30: Evenstad bru med overliggende vindfagverk
Figure 6-30: Evenstad Bridge with elevated wind bracing

Sideveis avstivning av fagverksveggene kan gjøres på ulike måter. Der høyden er stor nok til at man kan ha vindfagverk mellom overgurtene i bæreveggene på en stor del av spennet, blir det ved endene en portal som trenger ekstra avstivning. For trefagverk er det vanskelig å få en innspenning ved fot i en tilstrekkelig kraftig endetverrbærer, slik det gjerne gjøres for stålfagverk. Om nødvendig kan det være en god løsning å støtte overgurten ved opplegg med en stålsøyle som er innspent i pilar eller landkar. Ved underliggende fagverk står man fritt med plassering av avstivningssystem.

Det samme problemet har man i prinsippet ved fagverksbuer. Tilsvarende som for vanlige fagverk kan det legges et stålprofil langs overgurten tilstrekkelig langt opp fra opplegget. På grunn av gurtens helning kan denne stiveren bli forholdsvis lang og må derfor også være tilsvarende kraftig. En annen løsning uten stålstiver er mulig fordi overgurten har høyt aksialtrykk som gjør det lettere å få en momentinnspenning ved opplegget. Som regel må man da utvide overgurten i bredde over noen meter mot lageret, slik at den eksentriske gurtkraften gir trykk over hele anleggsflaten.

Denne løsningen er valgt for Tynset bru og er vist på figur 6-29. Ved bue uten strekkbånd vil det være faste lagre, som regel boltelagre. Et slikt fast lager vil også kunne ta strekk på én side, slik at man har en ekstra sikkerhet.

Også massivbuer vil normalt trenge en sideavstivning. Det er ikke hensiktsmessig å gi buene så stor bredde at de blir stabile i seg selv. Der det er mulig, kan man ha en vindavstivning mellom buene. En ulempe med vindavstivning mellom buene er at den kan bli skadet av kjøretøyer med for høy last. Vindavstivningen bør derfor plasseres høyest mulig.

Ved tilstrekkelig høye buer kan dette vindfagverket være i den midtre delen. Det blir da behov for endeportaler som må gjøres tilstrekkelig stive. I noen tilfeller, for eksempel ved mellomliggende brubane, er det ikke nok høyde for vindfagverk i det hele tatt. Den vanlige løsningen er å gi hver bue sidestøtte ved hjelp av en eller flere bøyingsstive hengesøylor, som er stivt forbundet med tverrbærere og således danner U-formede rammer figur 6-31. Dette er en aktuell løsning også ved lave fagverk.



Figur 6-31: Hengesøylor og tverrbærere i stål danner en U-formet avstivningsramme
Figure 6-31: Suspension posts and cross girders form a U-shaped stiffening frame

6.4 Underbygning

Fundamentering av trebruer skiller seg ikke vesentlig fra forholdene ved bruer av andre materialer. For bruer som i tillegg til hovedbæresystem av tre også har tredekke, vil egenlasten være relativt lav. I tillegg vil ikke bare den lave egenvekten til tre spille en rolle, men også det forhold at bærekonstruksjonen stort sett ikke inneholder mer materiale enn det som skal til for å bære de forutsatte lastene, vil i seg selv bidra til lav egenlast. Selv om dette ofte gir en rimeligere fundamentering, er den lave egenvekten ikke alltid en fordel. Der det er vesentlige horisontalkrefter, for eksempel fra vind eller strøm, vil en betydelig vertikallast være nødvendig for å overføre horisontalkreftene fra fundamentet til grunnen. Ved direkte fundamentering kan friksjonen mellom såle og underlag bli begrensende. Ved pælefundamentering må ofte størsteparten av horisontalkreftene tas opp av skrå pæler, og blir dermed begrenset til en andel av vertikallasten – avhengig av pælernes helningsvinkel.

Bjelke- og platebruer av tre vil normalt ikke være mer følsomme for fundamentsetninger enn bruer av andre materialer. I praksis tåler disse bruene som regel større setninger enn det som godtas for utseendet eller for kjørekomforten. Buebruer uten strekkbånd, som er en aktuell løsning i mange tilfeller, kan være mer følsomme for horisontale forskyvninger av fundamentene. Det bør derfor gjøres et estimat av sannsynlige setninger som grunnlag for en beregning av virkningene på brua.

I de fleste tilfeller er det nok en fordel at en bru har lav egenvekt. I enkelte tilfeller kan det, på grunn av den lave egenvekten, sågar være mulig å bruke gamle fundamenter for en ny og større trebru. Dette kan være aktuelt der en gammel stålbru med fundamenter bygd opp av vakre tørrmurer, skal skiftes ut med en ny og større bru. Ofte vil landkar og pilarer av naturstein ha tilstrekkelig bæreevne selv om de kan være litt smale. Selv med noe forsterkning vil det som regel gi et billigere og vakrere fundament enn et nytt. Et eksempel på det er den nye Flisa bru over Glomma (figur 6-32).



Figur 6-32: Flisa bru, et eksempel på en ny trebru på gamle fundamenter som erstatter en gammel, smal stålbru (Norconsult)

Figure 6-32: Flisa Bridge, an example of a new timber bridge on old foundations replacing an old and narrow steel bridge (Norconsult)

7 Konstruktiv utforming og detaljering

Den konstruktive utforming og detaljering har stor betydning for en konstruksjons funksjon, pris og bestandighet. Dette kapitlet behandler forbindelser spesielt i sammenheng med kraftoverføring. Konstruktiv utforming og detaljering i forbindelse med konstruksjonens bestandighet er nærmere behandlet i kapittel 10.

Med bærekonstruksjon menes normalt hovedbæresystemet. I kapittel 6.2 er det angitt en rekke forskjellige bæresystemer. Som regel består bæresystemet av flere konstruksjonselementer, dvs. staver, buer, bjelker, osv. Disse elementene må sammenføres til et bæresystem. Dette kan gjøres på flere måter, som angitt i det følgende.

7.1 Aktuelle forbindelsesmidler

Ikke alle forbindelsesmidler som er generelt akseptert og kan brukes i vanlige bygningskonstruksjoner, er brukbare for bru. Den dynamiske påkjenningen fra trafikklast og den klimapåkjenningen en bru er utsatt for, stiller større krav til forbindelsene enn for eksempel i et husbygg. Løsninger basert på spiker, spikerplater og tømmerforbindere bør ikke brukes. I noen tilfeller kan imidlertid tømmerforbindere vanskelig unngås. Et eksempel på det er en detalj fra Tynset bru (figur 7-2). Den viser innfestning av skråstrevere som skal gi fagverksbuen undergurt sideveis støtte. Innfestningen på siden av undergurt er gjort med en kombinasjon av franske treskruer og tømmerforbindere.

Også utvendige stålbeslag er lite ønskelig da fuktighet lett samler seg mellom beslag og treverk og levetiden reduseres. Det absolutt mest brukte forbindelsesmidlet er innslissede plater i kombinasjon med stavdybler. En aktuell, men til nå lite brukt løsning er innlimte bolter. I fremtiden vil forskjellige typer bolter kunne gi gode løsninger.

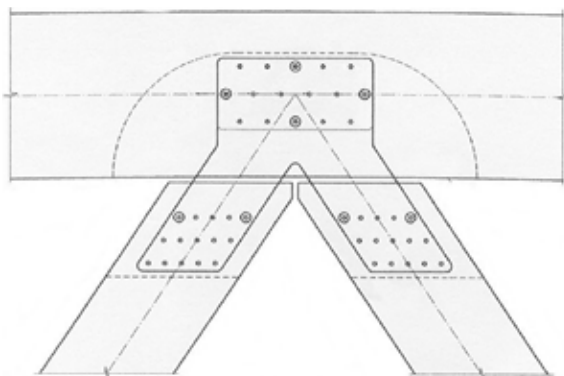
Norsk Treteknisk Institutt's Teknisk småskrift nr. 24 «Mekaniske forbindelsesmidler» [62] og Kolbein Bells kompendium [51] gir anvisninger for beregning og utførelse av de fleste aktuelle forbindelser. I kapittel 9.3 og i det følgende er noen forbindelser som er aktuelle i brusammenheng, beskrevet.

7.1.1 Innslissede plater og stavdybler

Til forbindelse av grove limtrekonstruksjoner er nå løsninger basert på innslissede plater og stavdybler nesten enerådende. Figur 7-1 viser prinsippet for et fagverksknutepunkt med innslissede plater. Slissene er skåret med sirkelsag og sagsnittet er vist med stiplet linje. På figur 10-24 er det vist et tilsvarende knutepunkt under montasje i hall.

Vanlig platetykkelse for brukonstruksjoner er 8 og 10 mm, og vanlig diameter for stavdyblene er 10 til 16 mm. Plater med tykkelse 8 mm og $\varnothing 12$ mm dybler har vist seg å være en gunstig kombinasjon. I prinsippet er det ikke noe i veien for å bruke relativt grove plater og bolter (f.eks. $t = 10$ mm og $\varnothing = 20$ mm) så lenge standardens geometriske krav (kantavstand, etc.) overholdes. Flere tynne plater i kombinasjon med tynne dybler vil imidlertid gi en bedre fordeling av kraftinnføringen og dermed også relativt større kapasitet.

For å sikre god bestandighet av et ikke-inskiperbart område bør som et minimum de ikke-synlige flatene av forbindelsen være både varmforsinket til klasse B [21] og pulverlakkert, og stavdyblene utført i rustfritt stål. I visse tilfeller kan det være bedre også å bruke plater i rustfritt materiale. En bør unngå at disse platene ruster og trenger vedlikehold.



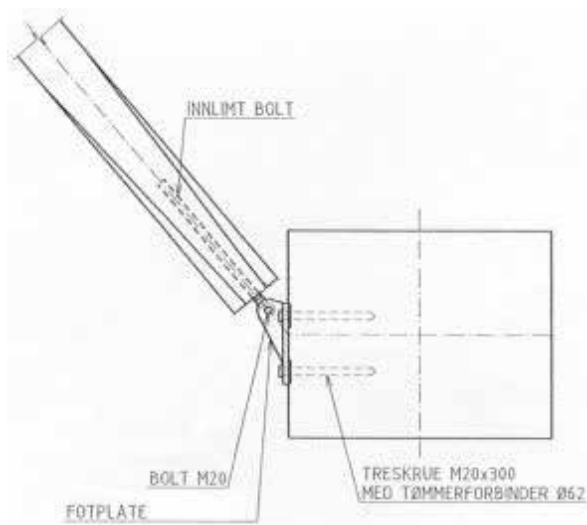
Figur 7-1: Fagverksknode med innslissede plater
Figure 7-1: Truss node with slotted-in steel plates

Ved kjørbuener med knutepunkter der kreftene kan skifte fortegn må man være oppmerksom på at dyblene kan bevege seg i lengderetningen og således arbeide seg ut av hullet. I slike tilfeller må dyblene sikres. Kraften som skal til for å sikre dem er liten. Sikringen kan f.eks. gjøres ved å bruke dyblere med et lite hode i den ene enden og gjenger i den andre, eller med gjenger i begge ender. Sikring i ettertid med spiker eller skruer virker skjæmmende og fungerer dårlig. Se også avsnitt 9.3 og 11.1.

7.1.2 Innlimte bolter

Innlimte bolter kan i mange tilfeller gi en meget effektiv forbindelse. Figur 7-2 viser et eksempel fra Tynset bru på bruk av innlimt bolt. Boltene kan for eksempel være armeringsstål, men i Norge brukes vanligvis gjengestenger i kvalitet 8.8 og med vanlige ISO grovgjenger.

Det er i prinsippet to måter å lime boltene på. Man kan enten forbore et trangt hull, slik at gjengene skjærer seg inn i trevirket, og skru boltene inn med lim, eller forbore et hull med større diameter enn boltene og fylle det med lim og sette boltene i hullet. Ved den første metoden vil boltene gi en viss sprengvirkning i trevirket, mens ved den andre unngår man det. Til gjengjeld må man passe på at boltene står sentrisk i hullet, og limfugen må overføre boltekraften på skjær. Den første metoden, med trangt hull, er vanligvis foretrukket i Norge, mens den andre metoden må brukes hvis boltene ikke er gjenget.



Figur 7-2: Eksempel fra Tynset bru på bruk av innlimt bolt
Figure 7-2: Example from Tynset Bridge on the use of glued-in steel rod

NS-EN 1995 inneholder ikke regler for beregning av innlimte bolter. Man må derfor benytte annen litteratur. Til tross for at det har vært gjennomført et relativt omfattende europeisk forskningsprosjekt på innlimte bolter (GIROD-prosjektet, 1998–2000) finnes det ikke noen alminnelig aksepterte prosjekteringsregler for innlimte bolter. Forsøk viser at innlimte bolter gir en stiv forbindelse med stor kapasitet. Likevel er det en viss nøling med å ta i bruk denne gunstige forbindelsesmetoden fordi det hersker en viss usikkerhet i forbindelse med langtidskapasiteten. For bruk i utendørs konstruksjoner i klimaklasse 3 bør innlimte bolter ikke brukes på grunn av mulig oppsprekning. I Norge har det vært akseptert at kreosotimpregnert virke med dekket toppflate kan regnes i klimaklasse 2. NTIs Teknisk småskrift nr. 24 «Mekaniske forbindelsesmidler» [62] gir anvisning om hvordan innlimte bolter kan beregnes.

7.1.3 Lange treskruer

I de senere år er det kommet en rekke lange treskruer på markedet. Mange av dem er selvborende, noe som gir meget rask montasje. Tidligere var det ikke tillatt å sette lastbærende treskruer i endeveden, men med de nye treskruene har forsøk vist at hvis vinkelen med fiberretningen er større enn 15° så kan man få en sikker forankring med stor kapasitet.

Et annet poeng med de lange treskruene er at de har en helt annen hodeutforming enn franske treskruer. På nye skruetyper er hodene små og har kun som oppgave å gi feste for «bits» av typen torx. Skruene er helgjenget, så når to tredeler skal forbindes er det gjengene som står for kraftoverføringen og ikke hodet slik som på f.eks. franske treskruer. Det betyr ikke at franske treskruer er uaktuelle. I mange tilfeller er det en fordel å ha et hode som kan forankre hele kraften, som f.eks. ved feste av ståldeler.

7.1.4 Utstøpning av trykkfuger

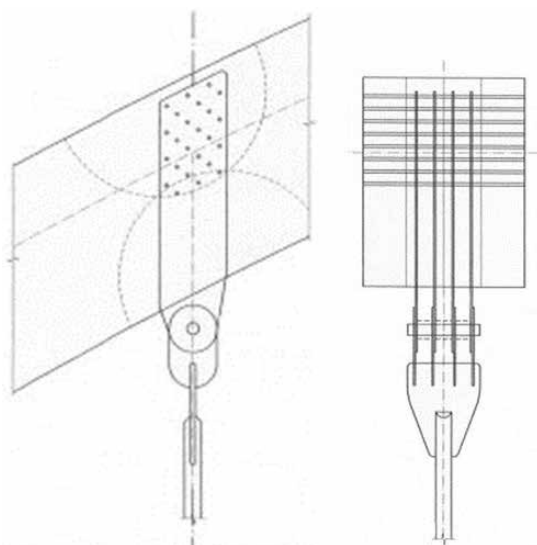
Et forbindelsesmiddel som i noen grad har vært brukt for trebruer og hallkonstruksjoner i Norge, er utstøpning av trykkfuger. Utstøpningsmidlet har vært en to-komponent akrylmørtel, tilsvarende det som ofte brukes til montasje av prefabrikkerte søyler og til småreparasjoner av betong. Utstøpning kan være lønnsomt når fugen er overveiende påkjent av stort trykk. En slik forbindelse er ikke i stand til hverken å overføre strekk- eller skjærkrefter. Den må derfor kombineres med et annet forbindelsesmiddel, vanligvis innslissede dybelplater.

I prinsippet kunne man overføre trykkrefter fra et limtreelement til et annet ved direkte kontakt, men det ville sette urimelig høye krav til nøyaktigheten av pasningen. Ved utstøpning omgår man dette problemet. Det er imidlertid noe tvil om hvorledes langtidss- og utmattingsegenskapene til en slik forbindelse er. I og med at en slik utstøpning kombineres med et annet forbindelsesmiddel, vil en krypdeformasjon (signing) gi omlagring av trykkrefter fra mørtelputen til for eksempel innslissede dybelplater. Dyblene kan dermed bli overbelastet og miste sin evne til også å ta strekkrefter. Dette er en effekt som bør undersøkes nærmere. Akryl er dessuten, som de fleste kunststoffer, ømfindelig for sollys. Det ytterste laget vil kunne brytes ned over tid, så fugen bør dekkes til.

7.1.5 Forbindelse av limtreelementer

I brukonstruksjoner forbindes limtrebjelker vanligvis best ved hjelp av innslissede plater. Disse gir en sterkere forbindelse enn alternative løsninger med for eksempel utenpåliggende laskeplater. Figur 7-1 viser et eksempel på en slik forbindelse brukt i et fagverk. Slike forbindelser gir en bedre og mer direkte kraftflyt og har, ikke minst, skjulte forbindelsesmidler. Det siste er viktig for bestandigheten (jfr. kapittel 10).

På figur 7-1 er omrisset av slissene vist med stiplet linje. Slissen blir ofte større enn selve stålplaten fordi den vanligvis skjæres med sirkelsag for å oppnå best mulig presisjon. Man ser også dyblene inntegnet som små ringer. Stavdybler (uten hode) er inntegnet med en liten ring, mens bolter (med hode) er markert med dobbeltringer.

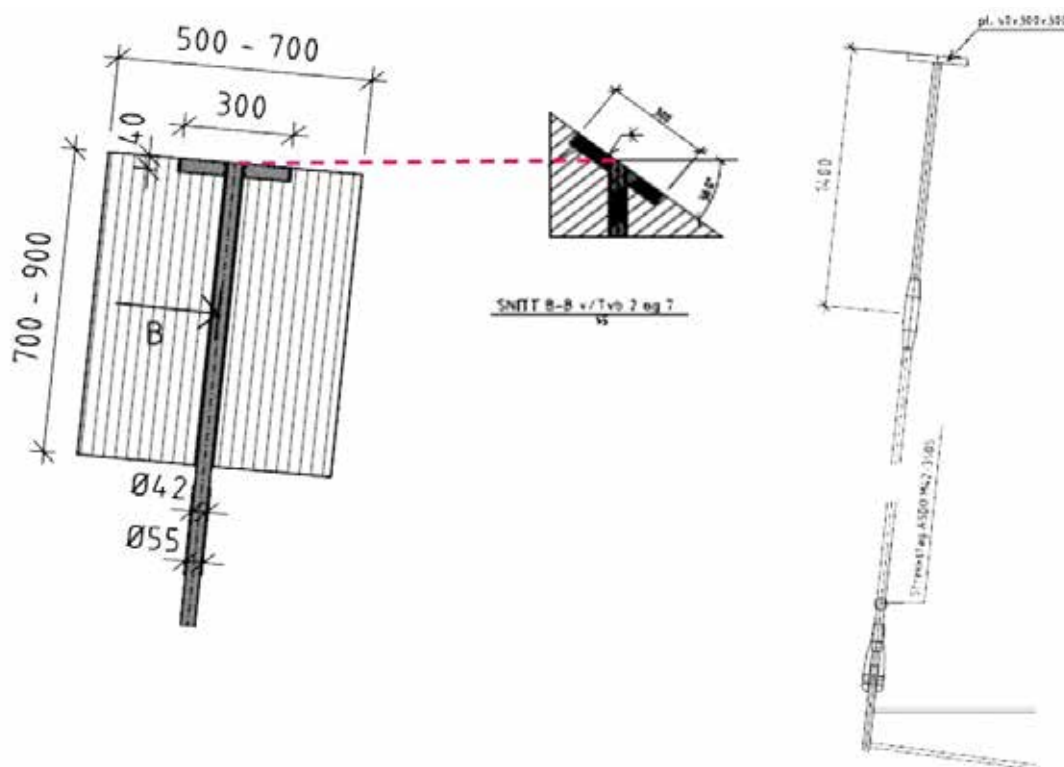


Figur 7-3 Innfestning av hengestenger ved hjelp av innslissede plater og bolteledd
Figure 7-3: Fixing of hangers by means of slotted-in plates and a bolt hinge

Innslissede plater med dybler kan overføre både strekk og trykk, men i forbindelser som er påkjent av overveiende stort trykk har det vært benyttet utstøpning av fugen. Utstøpningen er ment å ta trykket, mens dybelplatene er der som en ekstra sikkerhet og for å ta et eventuelt lite strekk.

7.1.6 Innfestning av hengestenger

Det er mange måter å feste hengestenger på. Skal de festes til en bue er det viktig å være oppmerksom på dimensjoneringsreglene i punkt 6.4.3 i EC 5-1 (se avsnitt 9.2.1). Disse reglene vil som regel resultere i at lastinnføringen fra hengestenger i buer må skje så høyt opp i buetverrsnittet som mulig for å redusere strekket på tvers av fibre.



Figur 7-4: Innfesting av hengestenger ved hjelp av gjennomgående stang med forankringsplate
Figure 7-4: Fixing of hangers by means of a through bar with an anchorage plate

Skal kraftinnføringen skje ved hjelp av innslissede plater og stavdybler og buetverrsnittet er høyt må slissene sages fra begge sider for å få innfestningen i øvre del av tverrsnittet. Figur 7-6 viser omrisset av sagsnittene med stiplede linje. Det brukes normalt horisontal sirkelsag som kan stilles inn meget nøyaktig i forhold til det bordet limtreelementet legges på. Når det skal snittes fra begge sider, krever dette en ekstra operasjon ved at konstruksjonsdelen må snus. For store elementer kan dette bli en litt tidkrevende operasjon som gir ekstra kostnader.

En annen måte å feste hengestenger på er å la stengene gå igjennom et forboret hull i buen og forankres på buens overside ved hjelp av en plate. Platen kan være sveiset til stangen eller platen kan være forsynt med et gjenget hull som stangen skrues inn i. Den skrudde løsningen gjør det mulig å montere stangen ved å tre den inn nedenifra og skru på platen til slutt, mens den sveisede løsningen krever at stangen deles og skjøtes med en muffeskjøt under buen slik som vist på Figur 7-4. Ved sveising er det god praksis med hensyn til delaminering at stangen går igjennom platen og at sveisen ligger på oversiden av platen. Det vil dessuten gjøre det enklere å inspisere sveisens tilstand.

Løsningen med gjennomgående hull i buen er ideell med hensyn til lastinnføring, men krever stor nøyaktighet med hensyn til platens vinkel med stangen. Denne vinkelen vil også variere avhengig av bueoverflatens helningsvinkel. Platen vil også måtte overføre en kraftkomponent tangentielt til bueoverflaten. Hvis kraften ikke er altfor stor kan platen sikres mot glidning ved hjelp av skruer e.l. I noen tilfeller kan det være hensiktsmessig å forsenke platen i en utsparring for å få en glatt bueoverflate, f.eks. hvis buen skal tekkes med metallbeslag. Den tangentielle kraftkomponenten kan da overføres ved kanttrykk på platen. Figur 7-5 viser et eksempel på en nedfelt forankringsplate før utsparringen er utstøpt og dekket med beslag.

Ved ikke altfor store hengestangkrefter kan også stangkraften føres inn i buen ved hjelp av lange skruer. Lange skruer har også vært brukt til å forsterke et tverrsnitt med innslissede plater i nedre halvdel. Skruene vil da virke som en form for lokal armering rundt kraftinnføringen. Det er imidlertid usikkert hvordan kraften fordeler seg på dybler og skruer. Det er nok derfor best å dimensjonere skruene for hele kraften.

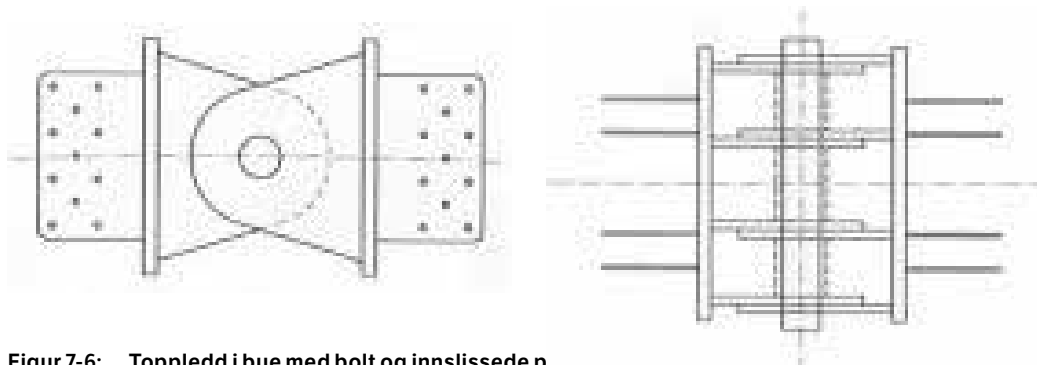


Figur 7-5: Nedfelt forankringsplate, Ner-Hole bru
Figure 7-5: Recessed anchor plate, Ner-Hole Bridge

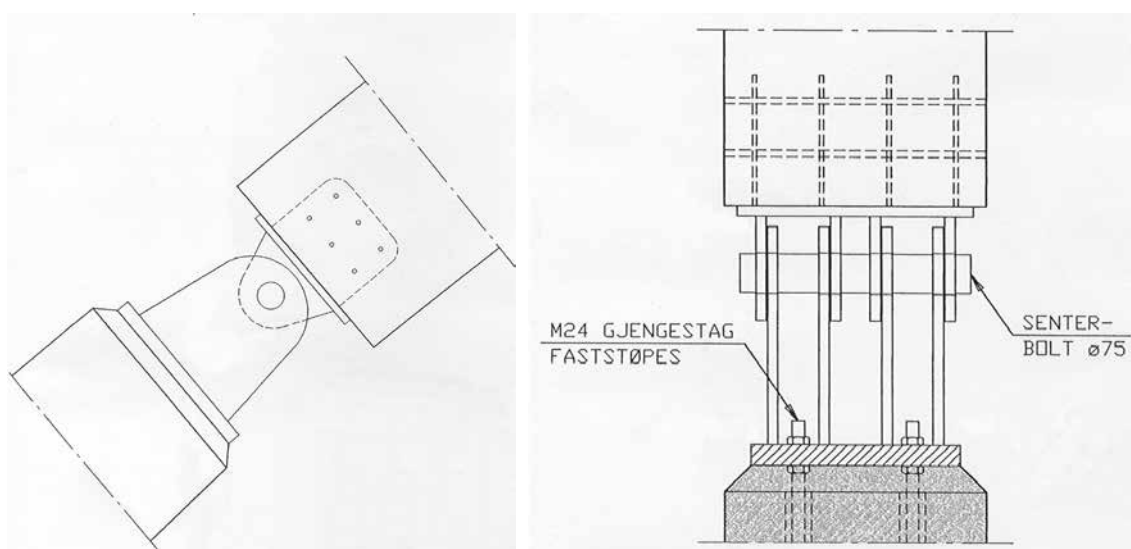
7.1.7 Toppledd for limtrebuer

Figur 6-26 viser et eksempel på et ekte toppledd for en limtrebue. Et slikt ledd gir et ryddig og forståelig statisk system som tillater store rotasjoner. Det gir også enkel montasje idet buehalvdelene kan klargjøres på bakken og raskt kobles sammen ved å sette i boltene.

Hvis rotasjonene i toppleddet forventes å bli meget små, kan toppleddet også utføres på en enklere måte med kun innslissede plater – altså et slags falskt ledd. Det vil nemlig alltid være litt slark i en slik forbindelse som dermed tillater litt rotasjon. Fønhus bru (figur 6-10) er et eksempel på en slik konstruksjon. Det ser ut som den har toledds-buer, mens forbindelsen i toppen med innslissede plater, statisk sett, er regnet som et ledd. De innslissede platene vil sikre skjæroverføringen og slarken i dyblene gir rotasjon. Slisseplatene trengs også for å gi en viss momentstivhet i forbindelsen ved knekking ut av bueplanet.



Figur 7-6: Toppledd i bue med bolt og innslissede p
Figure 7-6: Arch apex hinge with bolt and slotted-in plates



Figur 7-7: Kemperledd for limtrebue med bolt og innslissede plater
Figure 7-7: Impost hinge for glulam arch with bolt and slotted-in steel plates

Prinsippet for et ekte ledd med bolt, er vist på figur 7-6. Trykket overføres her fra limtrebuen til leddkonstruksjonen ved trykk direkte mot stålplaten. Dyblene er derfor kun dimensjonert for å overføre skjær og for å gi en viss stivhet mot bøyning ut av bueplanet.

7.1.8 Kemperledd for limtrebuer

Kemperleddet – leddet ved fotenden av buen – kan utføres kun med beslag, innslissede plater eller lignende. Dette forutsetter, som nevnt for toppledd, at nødvendige rotasjoner i leddet er små. Normalt bør kemperleddet utføres som et ekte ledd med bolt som vist på figur 7-7. Det gir både et klarere og mer robust statisk system og i tillegg enklere montasje. Spesielt er det viktig å vurdere ekte ledd hvis det kan være en viss risiko for setninger i kemperfundamentene.

Det er viktig at den delen av leddkonstruksjonen som støpes fast i fundamentet, kommer i nøyaktig posisjon. Avvik her gir relativt store utslag på buegeometrien. Best nøyaktighet oppnås ved å støpe inn romslige, korrugerte rør i fundamentet, og så, rett før montasje av buen, måle inn leddets posisjon nøyaktig og feste det ved innstøpning av fundamentbolter i de korrugerte rørene.

I mange tilfeller er trykkraften i et slikt ledd meget stor og vil kreve mange og lange plater. Da kan for eksempel en utstøpning mellom buendene med en akrylmørtel for å overføre trykket være hensiktsmessig. Utstøpningen gjøres kun i en forholdsvis smal stripe, over det areal som er nødvendig for å overføre trykket. På den måten begrenses tøyningene i mørtelputen fra en gitt rotasjon.

7.2 Tverrspent dekke

For kjørebuer i tre har det i Norge siden 1990-tallet nesten utelukkende vært brukt tverrspente (stress laminated) dekker. Man har stort sett hatt gode erfaringer med disse dekkene. Se også kapittel 9.1.

7.2.1 Oppbygning av et tverrspent dekke

Et tverrspent dekke består av trelameller som er spent sammen ved hjelp av spennenheter. Trelamellene kan bestå av konstruksjonstre eller limtre og går i brubanens lengderetning, mens spennenehetene går på tvers. Spennenehetene kan være stenger av høyfast stål eller spenntau av samme type som brukes i betongkonstruksjoner.

Ved lengere buer må lamellene skjøtes. De skjøtes ved å sette dem butt i butt med en åpning på 10 – 20 mm. Buttskjøtene må fordeles slik at de ikke kommer for nær hverandre. EC 5-2 stiller i pkt. 6.1.2(10) følgende krav til skjøtingen:

Not more than one butt joint should occur in any four adjacent laminations within a distance l_1 given as

$$l_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2d \\ 30t \\ 1,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

where:

d is the distance between the pre-stressing elements;

t is the thickness of the laminations in the direction of pre-stressing

Standardens krav til avstanden l_1 er uklart, men skal forståes slik at l_1 skal minst være lik den største av verdiene $\{2d; 30t; 1,2 \text{ m}\}$.

Nå viser det seg imidlertid at kravet 30 ganger lamelltykkelsen harmonerer svært dårlig med de andre kravene. Siden teknologien for tverrspente dekker er utviklet i USA og Canada og de bruker et krav på $24t$, har vi i Norge valgt å betrakte $30t$ som en feil i standarden og bruker $25t$. Dette kravet har vi i Norge hatt god erfaring med helt fra vi begynte med tverrspente dekker på 1990 tallet – altså lenge før Eurokoden ble utgitt.

Tallet $25t$ ble i sin tid valgt fordi 48 mm tykk plank ble brukt som lameller og spennenehetene var $\varnothing 15$ mm Dywidag-stenger med senteravstand 600 mm slik at

$$2 \cdot 0,6 \text{ m} = 25 \cdot 0,048 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$$

7.2.2 Vertikal- og horisontalkurvatur

For det meste er tverrspente dekker rette både i horisontal- og vertikalplanet, men det er også mulig å bygge dem med andre geometrier. Med konstruksjonstrelameller er det mulig å få til en svak vertikalkurvatur ved å bøye lamellene om den sterke aksen, dvs. de tvinges ned og fikseres etter hvert

som de legges. Det er vanskelig å få bøyd den siste meteren, så enden av lamellen vil stikke noe opp av dekkets overflate. Den oppstikkende delen høvles da ned på stedet for å en jevn overflate.

Det er også mulig å legge konstruksjonstrelameller med horisontalkurvatur ved å bøye dem om den svake akse. Det krever imidlertid tverrbærere som ikke er sideveis forskyvelige som f.eks. når de henger i hengestenger. I tilfeller der tverrbærerne er sideveis forskyvelige er det også mulig med horisontalkurvatur, men da må konstruksjonstrelamellene forhåndsbøyes og fikseres i krum tilstand. Det kan gjøres ved å lime sammen to og to lameller i krum tilstand slik at de fikserer hverandre. I teorien skal alle lamellene ha forskjellig krumningsradius, men i praksis er det tilstrekkelig å dele dem inn i grupper med samme radius. Til liming av lamellene stilles det ikke de samme krav som til limtre i og med at dette er en midlertidig byggetilstand. Etter oppspenning vil spennkraft og friksjon gjøre at lamellene beholder geometrien.

Figur 7-8 viser dekket på Måsørbrua under bygging. Det er et konstruksjonstrededde med både horisontal- og vertikalkurvatur. Her er lamellene limt sammen parvis fordi tverrdragerne i midtspennet er opphengt i hengestenger og dermed er sideveis forskyvelige.

Med limtrelameller er det flere muligheter. For vertikalkurvatur er det forholdsvis enkelt å lage lameller med riktig krumning. Det krever riktignok litt ekstra logistikk å få de forskjellige lamellene på riktig sted. Figur 7-9 viser dekket på Leonardo da Vinci bru under bygging. Brukonseptet krevde en ganske sterk vertikalkurvatur og det lot seg løse med limtrelameller.

Limtrelameller kan også krummes i horisontalplanet ved å sage opp rette limtrebjelker i tynne lameller for så å lime dem sammen igjen med ønsket krumning. På samme måte kan man lage lameller som er krumme både i vertikal- og horisontalplanet. Det er altså mange muligheter med limtrelameller, men det er arbeidskrevende og øker kostnadene.



Figur 7-8: Tverrspent konstruksjonstrededde med både horisontal- og vertikalkurvatur. Måsørbrua
Figure 7-8: Stress laminated deck of sawn timber with both horizontal and vertical curvature. Måsør Bridge



Figur 7-9: Tverrspent dekke med krumme limtrelameller. Leonardo da Vinci bru
Figure 7-9: Stress laminated deck with curved glulam lamellas. Leonardo da Vinci Bridge

7.2.3 Dilatasjon

Trebruer får relativt liten dilatasjon i lengderetningen på grunn av at varmetvidelseskoeffisienten i lengderetning (dvs. fiberretning) er relativt liten – omtrent halvparten av stål og betong. Tre har dessuten en E-modul som er omtrent en tredjedel av betongens. Det vil derfor oppstå betydelig mindre tvangskrefter fra forhindret temperaturutvidelse i tre enn i stål og betong. Det som imidlertid betyr mer for en trekonstruksjon enn temperatur, er svelling og krymping som følge av fuktvariasjon. For å få et begrep om størrelsesordenen kan man gjøre følgende regnestykker for spenningsvariasjonen i et tredekke som er fullstendig forhindret fra å forlenge seg og som får en temperaturøkning på $\Delta T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon \cdot E = \alpha \cdot \Delta T \cdot E = 0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 11\,000 = 1,7 \text{ N/mm}^2$$

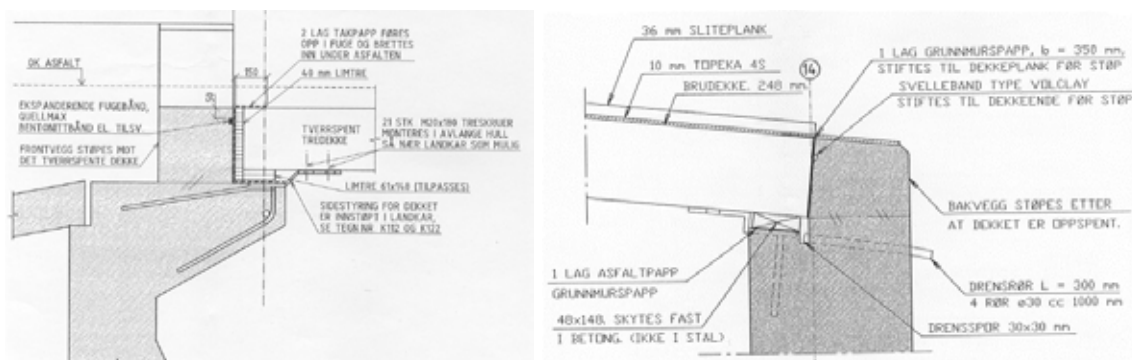
Hvis det samme dekket får en økning av trefuktigheten på $\Delta F = 10 \%$, blir spenningsøkningen:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon \cdot E = \beta \Delta F \cdot E = 1 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 11\,000 = 11 \text{ N/mm}^2$$

Selv om en fuktighetsøkning på 10 % må sies å være ganske mye som gjennomsnittsverdi for et dekke med en vanntett membran, er ikke spenningen mer enn omtrent halvparten av trykkfastheten. Disse tallene er forøvrig uavhengige av dekkets lengde.

Det kan altså i mange tilfeller være mulig og lønnsomt å spenne inn dekket mellom landkarene for å forenkle fuge- og lagerløsninger. Et slikt tiltak forutsetter at landkaret er dimensjonert for å tåle de kreftene som oppstår.

Målinger på Evenstad bru, som har en hele 180 m lang kontinuerlig brubane, bekrefter at forskyvningene blir svært små.

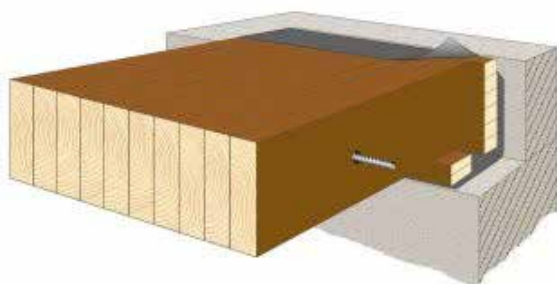


Figur 7-10: Eksempler på opplegg av tverrspent dekke på landkar
Figure 7-10: Examples of support of stress laminated decks on the abutment

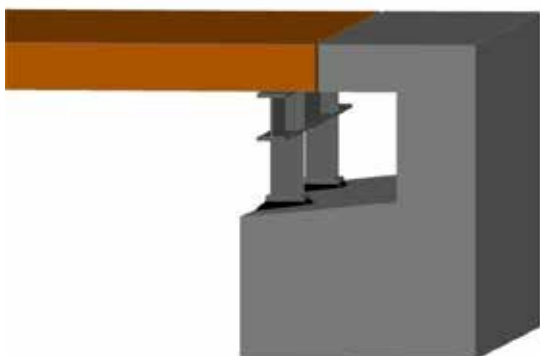
7.2.4 Opplegg av tverrspent dekke

Figur 7-10 og figur 7-11 viser eksempler på opplegg av et tverrspent dekke på landkaret. Begge eksempler viser enkle løsninger uten fuge og lagerkonstruksjon. Det første eksemplet viser løsningen for Tynset bru, som er en forholdsvis sterkt trafikkert riksvegbru. Det andre eksemplet viser opplegget for Daleråsen bru som er en svært lite trafikkert skogsbilvegbru og som derfor har fått en enklere utførelse. I begge tilfeller er dekket opplagt på en tresvill. Svillen boltes fast i lageravsatsen for at den ikke skal forskyve seg.

Ved de viste utførelsene vil bremsekrefter i bruas lengderetning overføres til fundamentet ved direkte trykk mot bakmuren. Det er en svært enkel løsning som har vist seg å fungere godt i praksis. Erfaring ved inspeksjon av trebruer har vist at det har vært vanskelig å få fugen mellom dekke og bakmur helt tett samtidig som tilkomsten fra undersiden til detaljert inspeksjon av fugen har vært dårlig. Det har derfor blitt lansert en rekke nye ideer for å sikre både god tilkomst og god drenasje. Konseptene har generelt gått ut på å flytte opplegget av dekket et stykke bort fra landkarets bakmur. Det kan gjøres ved å legge dekket opp på en egen tverrbærer litt foran bakmuren.



Figur 7-11 Eksempel på opplegg av tverrspent dekke
Figure 7-11: Example of support of a stress laminated deck



Figur 7-12: Dekkeopplegg med mulighet for inspeksjon av fugen.
Figure 7-12: Deck support with possibility for inspection of the joint.

Hvis dekket fortsetter forbi opplegget til det møter bakmuren vil dekkets rotasjon ved opplegget gi en vertikalbevegelse i fugen. Det vil være uheldig med hensyn til tetthet og slitasje. Alternativet er da å forsyne bakmuren med en utkrager i betong slik at fugen blir liggende nær opplegget som vist på figur 7-12.

Dekkeoppbygget kan i prinsippet være i tre, stål eller betong, men en stålbjelke vil nok i de fleste tilfeller være å foretrekke. Avstanden mellom oppleggsbjelke og bakmur bør være slik at den sikrer relativt lett tilkomst og god sikt til undersiden av fugen. Den detaljerte utformingen vil avhenge av terrengforhold og landkarets geometri. Et eksempel på en mulig løsning gir figur 7-12.

7.2.5 Sidestyling

Et tverrspent dekke vil fungere som en stiv, horisontal skive som kan føre horisontalkrefter fra vind- og trafikklast ned i underbygningen. Det betyr at dekket må være holdt sideveis på to eller flere steder. Sideveis fastholding ved landkarene kan oppnås på flere måter. Tidligere var de vanligste metodene enten å bruke en stålvinkel som er festet til landkarets frontmur ved lageravsatsen, kombinert med franske treskruer som skrues inn i dekket fra undersiden, (figur 7-10), eller å støpe en sidemur inn mot det tverrspente dekket på hver side, slik at de sammen med bakveggen danner en liggende, U-formet omkransning (figur 7-11).

Grunnen til at sidemurene støpes etter at dekket er spent er at plankene i dekket krever betydelig mer plass i bredden før de spennes sammen enn etterpå. Det har imidlertid vist seg at løsningen med sidestyling ved hjelp av støpte vanger som vist på figur 7-11 ikke er god. For det første vil spennkraft og uttørkning gjøre at lamellene krymper og dekket blir smalere med tiden. Det oppstår derved en betydelig glippe mellom vange og dekke der det samler seg skitt og fukt. Det er uheldig med hensyn til sidestyling, men først og fremst med hensyn til bestandighet.

Løsningen med et stålbeslag som nevnt ovenfor er heller ikke en helt god løsning. Det har vist seg at vertikalkraft lett overføres til beslaget og at betongen skaller av der beslaget er innstøpt. Det har derfor vist seg nødvendig å ha en løsning som tillater noe vertikalbevegelse. Figur 7-14 viser et eksempel på en løsning som tillater vertikalbevegelse.

Figur 7-13 viser en annen og bedre form for sidestyling enn støpte vanger. Dekket hviler her på en fast tverrbærer av stål. På oversiden av tverrbæreren er det påsveiset en «finne» i form av en kraftig stålplate. Den går inn i en utsparring i dekket som siden, når dekket er ferdig oppspent, gyses med en passende mørtel, f.eks. akrylmørtel. Denne sidestyrløsløsningen kan med fordel kombineres med oppleggs løsningen som er vist på figur 7-12.



Figur 7-13: Innfelt sidestyling i dekket før utstøpping, Ner-Hole bru
Figure 7-13: Recessed lateral support in the deck before grouting, Ner-Hole Bridge



Figur 7-14: Sidestyring ved hjelp av åk og innstøpt bolt. Sundbyvegen bru
Figure 7-14: Lateral support by means of yoke and cast-in bolt. Sundbyvegen Bridge

For kjørebuer viser figur 7-14 en gunstig løsning. Tverrkrefter føres ned til en i frontmuren innstøpt bolt ved hjelp av et åk. Åket er en kraftig stålplate som har en sliss for bolten. Stålplaten er skrudd fast i dekket med franske treskruer og slissen tilater vertikalbevegelse i dekket. På grunn av avstanden mellom bolten og dekkets underside oppstår det et moment som belaster treskruene i tillegg til horisontalkraften. Det er i så måte gunstig med et langt åk, men på den annen side bør ikke åket være for langt på grunn av tvangskrefter mellom dekket og åket. Åket skrues fast etter endelig oppspenning av dekket. På figur 7-14 er åket av rusttregt stål, men kan fint også lages i varmforsinket utførelse.

7.2.6 Overgangsfuge

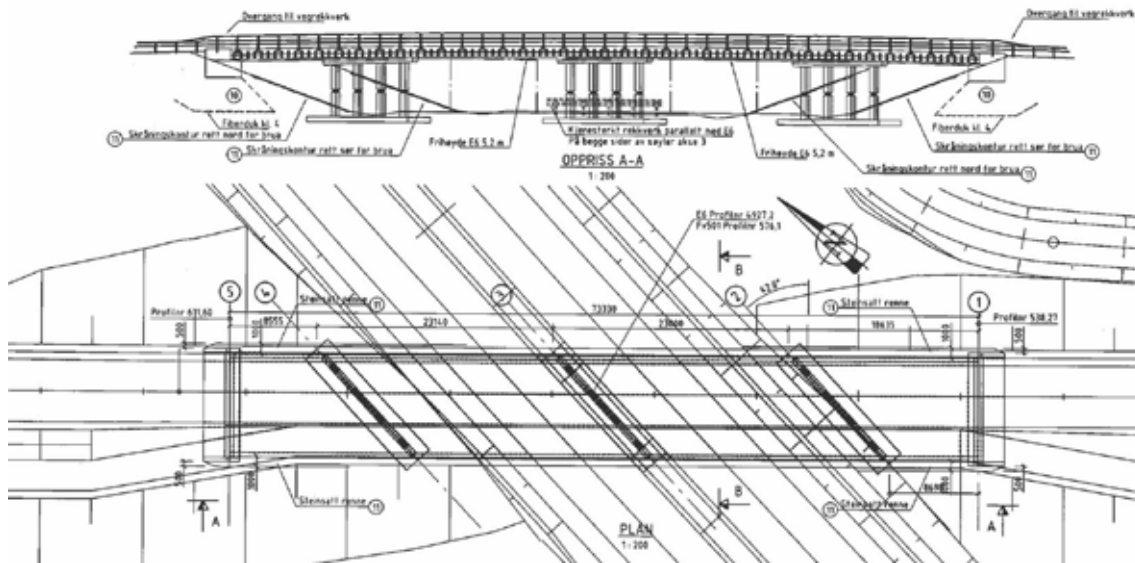
Overgangen mellom dekke og bakmur er et kritisk punkt. Overgangsfugen skal både oppta trykkrefter i dekkets lengderetning, tillate sideveis utvidelse og sammentrekning av dekket og samtidig sikre at ikke lamellenes endeved fuktes opp. Mange løsninger har vært prøvet og ikke alle har vist seg like gode. På figur 7-11 er det tverrspente dekket avsluttet med en limtreplate for å få en jevn avslutning på dekket. Til venstre i figur 7-10 er det vist et snitt gjennom en slik løsning. Hele enden av dekket er innhyllet i asfaltpapp, neopreneduk eller lignende for ytterligere å beskytte endeveden mot fukt. Duken er som vist på figuren ført fra overkant dekke og ned underoppleggsvillen. Kanten øverst på platen er avfaset for at pappen ikke skal skades når den brettes over den. Planken har flere formål. Den gir en jevnere avslutning av lamellene i dekket, som både kan variere i høyde og lengde, samtidig som den sammen med pappen beskytter endeveden til lamellene mot fuktinntrengning. Hulrommet mellom svill og bakmur må dreneres og luftes.

Platen i enden av dekket tjener også som forskaling mot bakmuren når denne støpes. Bakmuren støpes gjerne etter at dekket er oppspent slik at man får en horisontal støpeskjøt mellom bakmur og landkar. Skjøtearmering stikker opp fra landkaret (figur 6-17).

I stedet for en kreosotimpregnert limtreplate har det også vært brukt vannfast kryssfinér av marin kvalitet i henhold til britisk standard [46]. Marin kryssfinér er laget av tropiske tresorter. Man må derfor være nøye med at finéren er laget av miljømessig akseptabelt tømmer. Andre løsninger kan også velges.

7.2.7 Skjeve tverrspente dekker

I noen tilfeller kan det bli behov for skjeve dekker, det vil si dekker der aksene i ett eller flere opplegg ikke står vinkelrett på dekkets lengdeakse. I slike tilfeller kan det være vanskelig å plassere spennstengene på en hensiktsmessig måte. De amerikanske AASHTO-reglene [139] angir en øvre grense på 15 grader for når denne effekten av skjevhet kan neglisjeres. De anbefaler også å ikke lage tverrspente dekker med en skjevhet på mer enn 15 grader på grunn av vanskeligheten med å forankre spennstengene. Effekten av skjevhet er ennå lite undersøkt, og i mangel av en bedre fundert grense bør nok AASHTOs grense følges.



Figur 7-15: Overgangsbru krysser motorvei på skrå. Tømte bru.
Figure 7-15: Crossover at motorway. Tømte Bridge

I de senere år har man også prøvet skjeve dekker i Norge. Erfaringen fra disse viser at det blir vanskelig å forankre spennstengene på en ordentlig måte. Enten må de spres ut i vifteform mot dekkets skjeve ende eller dekket må avsluttes i en «trappelinje» der spennstengene kan forankres i hvert trinn. I det første tilfellet får man problemer med å forankre spennstengene mot en skrå flate og i det andre får man en del svært korte stenger mot enden av dekket av tvilsom verdi fordi forlengelsen ved oppspenning blir liten i forhold til låsetap og andre tap av spennkraft.

Man kan jo spørre seg hvorfor dekket må være skjevt selv om bruaksen krysser en underliggende veg eller elv på skrå. Skjevheten oppstår jo fordi landkarets frontmur legges parallelt med skråningen ned mot underliggende veg eller elv. Hvis man velger å legge frontmuren normalt på bruaksen, som vanlig, unngår man en rekke problemer med brudekket, men må gjøre noen mindre tilpasninger til skråningen. Det er heller ikke noe i veien for at hovedbærekonstruksjonens bærevegger er forskjøvet i forhold til hverandre eller at tverrbærere går på skrå i forhold til bruaksen så lenge spennstengene ligger vinkelrett på. Figur 7-15 viser et eksempel på det siste.

7.3 Slitelag

For å beskytte den lastbærende delen av brudekket mot slitasje fra trafikken, vil de fleste bruer forsynes med et eget slitelag som lett kan fornyes. For trebruer er det i tillegg spesielt viktig å beskytte den bærende delen mot fuktpåvirkning. Da hverken asfalt eller plankedekke i seg selv danner et vanntett skikt, vil man måtte legge en fuktisolasjon i form av en membran mellom slitelag og dekke. Det betyr at fuktisolasjonen må beskyttes av et slitelag.

Som slitelag for trebruer står valget hovedsakelig mellom plank og asfalt, men også andre materialer kan være aktuelle. Valg av slitelag på trebruer er hovedsakelig basert på trafikkmengden, men også andre hensyn, som type underlag, vekt og ikke minst estetikk vil spille en rolle. En innvending mot slitelag av tre er at treslitelag kan bli glatt i regnvær. For vegbruer vil det i dag nesten alltid kreves et slitelag av asfalt.



Figur 7-16: Skubbersenga bru med slitelag av kreosotimpregnert plank og med stål brøyteavvisere

Figure 7-16: Skubbersenga Bridge with wearing course of creosote treated planks and steel protection strips

Asfalt krever et fast underlag og frarådes på det sterkeste som slitelag på dekker bygd opp av plank og strøved. Slitelag av plank er også mulig på vegbruer hvis trafikkmengden er svært liten – som for eksempel på mange overgangsbruer for landbruket. Et viktig moment er også at slitelaget på brua bør være av sammentype som veidekket på tilstøtende vei slik at friksjonsforholdene ikke plutselig forandres.

7.3.1 Plank

Slitelag av plank kan legges på langs og på tvers eller eventuelt diagonalt. I kjørebener legges plankene normalt på langs. Man unngår da rumlelyden som fugene vil gi. Enkelte steder har det kommet reaksjoner på at plankene ligger på langs fordi meiene til sparkstøttingen lett går ned i fugene. På gangveger og fortau kan det, blant annet derfor, være hensiktsmessig å legge plankene på tvers eller på skrå (sefigur 7-18). Plankene bør da ha avfasede kanter. I noen tilfeller har det vært hevdet at plogen kan flise opp plankene hvis de går på tvers, men så langt har det ikke vært mange negative erfaringer med bruer med slikt dekke. Det har også vært vurdert om ikke plankene burde ligge diagonalt på grunn av plogen, men fordi plogskjæret ofte står på skrå, vil det neppe være en bedre løsning. Forøvrig har det i noen tilfeller vært på tynne bånd av flatstål som plogavvisere, som for eksempel på Skubbersenga bru (figur 7-16) som er en overgangsbru for en gårdsveg. Slike bånd av flatstål har imidlertid en tendens til å bukke seg på grunn av ulik temperaturutvidelse for tre og stål, så det spørs om det ikke er like godt å sløyfe det.



Figur 7-17: Brudekke med innlagte stålrister på Hanskemaker gs-bru

Figure 7-17: Bridge deck with inlaid steel grating on the Hanskemaker Footbridge



Figur 7-18: Diagonallagt CCA-impregnert plankedekke på Kjærra bru

Figure 7-18: CCA-treated planks diagonally on Kjærra Bridge



Figur 7-19: 12 år gammelt slitelag av kreosotimpregnert plank. Daleråsen bru
Figure 7-19: 12 years old wearing course of creosote treated planks. Daleråsen Bridge

En innvending mot slitelag av plank er at det lett blir glatt i fuktig vær og at det lett rimer på slike dekker. Erfaringen fra nyere trebruer er at det i praksis ikke er noe stort problem. Årsaken kan kanskje være at treoverflaten på furuplank, som er det mest brukte virket, fort blir ruet opp av trafikken og gir en brukbar friksjon. Spesielt er dette tilfelle der brua ligger i en grusvei.

Hvis slitelag av plank legges direkte på et tverrspent dekke, er det tilstrekkelig med ett lag justert konstruksjonstre i dimensjon J123x36 mm som festes med for eksempel A4 senkeskruer i dimensjon 6x100 mm og i avstand ca. 500 mm. Legges slitelaget på strøved, blir plankene utsatt for bøyning, og dimensjonene på slitelaget må velges i forhold til lysåpningen mellom strøplankene. Plankene i slitelaget legges da ofte også i to kryssende lag.

Trevirket bør enten være saltimpregnert eller ha fått en meget lett kreosotimpregnering. Kreosotimpregneringen motvirker oppsprekning av plankene, men kan ha en tendens til å svette litt og bli klissete. Slike problemer kan løses ved å strø med litt finsand som binder kreosoten. Ved lett kreosotimpregnering blir svettingen helt ubetydelig. Kreosotimpregnering i klasse A må ikke brukes for deler som kan komme i kontakt med publikum på grunn av faren for flekker.

Det er også mulig å bruke andre tresorter enn furu. Eik er for eksempel meget slitesterk og har ganske god holdbarhet mot råte. Andre tresorter kan også være aktuelle. Noen er beskrevet i kapittel 2.5. For å bedre sklisikkerheten ved bruk av harde tresorter kan det være en fordel å bruke planker med riller i overflaten og legge dem på tvers.

Sklisikkerheten på gang- og sykkelvegbruer kan også bedres ved bruk av innlagte gitterriststriper i brubanen.

Det må da brukes solide, varmforsinkede stålrister av typen O-rist eller lignende. Det er effektivt, men betraktes av mange som lite pent på en trebru. Figur 7-17 viser et eksempel fra Hanskemaker gs-bru i Verdal der O-rister er lagt i hjulsporene, mens det er lagt planker med lett kreosotimpregnering imellom.

7.3.2 Asfalt

På vegbruer med en ikke helt ubetydelig trafikk er det mest hensiktsmessig med et slitelag av asfalt. Også for gang- og sykkelvegbruer vil man ofte velge asfalt – særlig der tilstøtende gang- og sykkelveg har asfaltbelegg. For trebruer i Norge har man vanligvis valgt å bruke samme type asfalt på brubanen som på tilstøtende veg, mens man ofte i utlandet velger en spesiell støpeasfalt på bruene.

Asfalttykkelsen velges i henhold til de anbefalte verdier i Vegvesenets håndbok N400 [1]. I N400, kapittel 12.2.1 er belegningsklasse A3-4 foreskrevet, det vil si med full fuktisolering. Det er ikke angitt et direkte krav til slitelagets tykkelse, men ved hjelp av dimensjonerende belegningsvekt angitt i avsnitt 5.2.2.2 i samme håndbok får man en viss veiledning:

- Vegbruer med spennvidde mindre enn 50 m skal dimensjoneres for 3,5 kN/m²
- Gang- og sykkelvegbruer med spennvidde mindre enn 200 m skal dimensjoneres for 2,0 kN/m²

Hvis ikke andre asfalttykkelser er forutsatt i prosjektet kan man regne ut den asfalttykkelsen konstruksjonen er dimensjonert for ved å trekke fra tykkelsen av fuktisolasjonen:

$$\text{tasfalt} = q_{\text{belegning}}/\rho_{\text{belegning}} - \text{tisolasjon} = 3,5/25 \cdot 1000 - 12 = 140 - 12 = 128 \text{ mm}$$

Velges et tynnere asfaltlag skal konstruksjonen likevel dimensjoneres for verdiene angitt i håndbok N400. Ved tykkere asfaltlag må de dimensjonerende verdier økes tilsvarende. En asfalttykkelse på rundt 60 mm, er å anse som et minimum.

7.4 Tverrfall

Normalt kreves det tverrfall på bruer som forøvrig på vegger. Tverrfallet velges i henhold til Vegvesenets håndbok nr. N100 [9].

På trebruer er det flere måter å oppnå tverrfall på. Den vanligste måten ved asfaltslitelag er å legge asfalten med varierende tykkelse. Man vil da legge et tykkere lag asfalt i midten for å oppnå ønsket takfall.

En annen måte å oppnå tverrfall på er å bygge det inn i tverrbærerne, men dette gir kun mulighet for ensidig tverrfall og ikke takfall på tverrspente dekker på grunn av spennstagene. Tverrbærere kan lages med varierende høyde eller ved å legge dem litt skrått. Tverrbærere i stål vil som regel lages av standard H-profiler. I slike tilfeller faller varierende høyde bort. Varierende høyde vil gi en skrå overflens, på samme måte som ved en skrå bjelke.

Et tredje alternativ for mindre bruer vil være å føre mellom dekke og tverrbærer med en planke med varierende tykkelse fra den ene enden til den andre.

7.5 Fuktisolasjon

Det er flere aktuelle typer fuktspærre, men Topeka 4S (asfaltmastiks) har vært mest brukt på nyere trebruer. Topeka er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale og bitumen. Typen 4S har kornstørrelse mindre enn 4 mm og forholdsvis høyt bindemiddelinhold (polymermodifisert bitumen) og anvendes mye som isolasjonslag på bruer og i noen tilfeller som kombinert isolasjons og slitelag. Topeka legges ut i varm, flytende tilstand (< 190 °C) i en skiktykkelse på 10-15 mm (se figur 7-20). Ved utlegging må dekket være tørt og fritt for forurensninger. Overskytende og utsvettet kreosot må være omhyggelig fjernet. Det siste er viktig fordi fri kreosot kan virke som et løsemiddel både på Topekaen og asfalten. Topeka bør ikke legges når dekketemperaturen er under +5 °C.



Figur 7-20: Legging av Topeka som fuktisolering.
Figure 7-20: Placing of Topeka as dampproof membrane.

Topeka 4S er et naturlig valg når slitelaget er asfalt, men det kan med fordel også brukes der man har valgt slitelag av plank på et tverrspent dekke. Plankene i slitelaget presses ned mot membranen ved å skru treskruer gjennom membranen og ned i dekket. Membranen blir da punktert, men fordi den er elastisk, antar man den vil virke selvtettende. I noen tilfeller har det ikke vært mulig å legge ut en flytende membran, for eksempel på grunn av kulde eller sterk helning på brudekket. Det har da vært valgt en «fet» asfaltpapp i stedet, som membran mellom et slitelag av plank og et tverrspent dekke (Daleråsen bru, figur 7-19). Det er også der skrudd skruer igjennom pappen. Dette kan være en litt risikabel løsning med hensyn til tetthet fordi overflaten av et tverrspent dekke kan være svært ujevn og membranen kan derfor mange steder ligge opptil et par centimeter over lamellene. Skrur man da igjennom pappen på et slikt sted vil pappen ikke ha noe mothold og hullet vil neppe bli tett. På slike steder vil også pappen kunne bli skadet mot den skarpe kanten på lamellene. Papp anses derfor ikke som en fullgod løsning. På Daleråsen bru er forøvrig observert lekkasje i fuktisolasjonen, så der har løsningen med asfaltpapp ikke vært god nok.

På noen gang- og sykkelvegbruer og på noen overgangsbruer har det vært lagt slitelag av plank direkte på et tverrspent dekke uten noen form for fuktisolering (overgangsbruene på Oslofjordforbindelsen). Selv om både materialene i det tverrspennte dekket og i slitelaget har vært kreosotimpregnert, har man senere kommet til den erkjennelse at det av flere grunner er uheldig at det blir stående vann i fugen mellom slitelag og dekke. Med mye fuktighet over lang tid er man redd selv kreosot ikke kan forhindre råte på et sted som ikke er så lett inspiserbart. I tillegg vil det gi større fuktighetsvariasjoner i det tverrspennte dekket og dermed større spenntap.

En stikkprøve på en av bruene uten fuktisolering og med slitelag av plank viste at det fremdeles ikke var råte i toppen av de kreosotimpregnerte lamellene etter 13 år, men at de begynte å bli litt mørkne, og at tiltak burde treffes innen relativt kort tid. Det viser at en slik løsning langt ifra sikrer 100 års brukstid.

I utlandet har det vært brukt en helsveiset membran som fuktisolering i forbindelse med asfalt. Denne løsningen har vist seg å ha den ulempen at det ofte danner seg blemmer under membranen som igjen danner humper i asfaltoverflaten. Blemmene oppstår sannsynligvis ved at varmen fra asfalten får fuktighet i trevirket til å fordampe. Denne dampen slipper ikke igjennom membranen og danner dermed blemmer. Dette problemet har man ikke sett ved bruk av Topeka. Ved bruk av varm, flytende membran, som for eksempel Topeka, skjer oppvarmingen mens membranen er flytende, og vandampingen kan dermed slippe ut. Topekaen vil også til en viss grad være selvrependerende når fuktighet slipper gjennom i blærene.

På utenlandske bruer har det for det meste vært brukt en mer komplisert oppbygning av brubelegningen med flere lag bestående av for eksempel papp + diffusjonsskikt (plank) + fuktisolasjon (limt og sveiset membran) + beskyttelseslag (asfalt) + slitelag (asfalt). Ved en slik oppbygning, som inkluderer et diffusjonsskikt, vil damptrykket kunne utjevne seg og slippe ut til siden, og man unngår blemmedannelse. Til gjengjeld er løsningen ganske kostbar.

Et annet problem som bør vurderes, er kreosotolje som kan løse opp en bitumenbasert membran og trenge opp i asfaltbelegget. Det er gjort mange forsøk på å klarlegge årsaken til dette og å finne ut hvordan man kan unngå dette. Det er prøvet med en meget lett kreosotimpregnering uten at har hjulpet merkbart. For å sikre god heft mellom dekke og membran ved bruk av kreosotimpregnerte lameller, har man forsøkt å få en overflate som er tørr og fri for overskytende (utsvettet) kreosot før membranen legges. En måte å fjerne utsvettet kreosot på er å strø områdene med finsand, steinmel eller andre masser som suger godt og deretter feie dekket grundig med maskin. Dette har heller ikke vist seg å være en sikker løsning.

Alternativt er det også blitt produsert dekkellameller i dobbel høyde som sages etter impregnering. Dette for å redusere mengden kreosot i kontaktflaten mot membranen. Imidlertid har heller ikke denne metoden vist seg å være en fullgod løsning.

Det er også gjort forsøk noen bruer med støpeasfalt som skulle være spesielt kjemikalieresistent, og som man håpet ikke skulle løses opp av kreosoten. Heller ikke denne løsningen ser ut til å være fullgod.

Hvis erfaring etter hvert viser at membranen er bestandig og tett over lang tid, og at fuktvariasjonen i uimpregnet virke ikke er vesentlig større enn i impregnet, kan man vurdere om kreosoten kan sløyfes helt for tverrspente dekker med en tett membran.

7.6 Rekkverk

Rekkverk kan inndeles i tre hovedkategorier: vegrekkverk, brurekkverk og rekkverk for gående og syklende. I brusammenheng er det de to siste som interesserer. Krav til bruk av rekkverk og til utforming av rekkverk er gitt i Statens vegvesens Rekkverksnormal. Frem til 2003 har rekkverk på bruer vært regulert av en egen normal for brurekkverk [4], men i 2003 ble det utgitt en ny rekkverksnormal (HB231) som i 2013 ble oppdatert og fikk nytt nummer (N101) [3]. Den omfatter alle typer rekkverk. Hovedforskjellen mellom de to normalene er at mens man etter den gamle kunne dokumentere et kjørestærkt rekkverks styrke med beregninger, krever den nye fullskalatester og typegodkjenning av rekkverk samt CE-merking. Testingen og godkjenning skal utføres i henhold til Norsk standard NS-EN 1317 [39]. Det kan kun benyttes godkjente rekkverk.



Figur 7-21: Eksempler på gang- og sykkelbrurekkverk
Figure 7-21: Examples of footbridge railings

Rekkverksnormalen krever at det skal benyttes rekkverk på alle bruer. Den stiller en rekke funksjonskrav og geometriske krav til brurekkverk. Hensikten med rekkverk på bruer er ikke bare å hindre at kjøretøyer eller gående skades ved at de faller utfor kanten av brubanen, men også å hindre at bærekonstruksjonen blir skadet og at kjøretøyer, gående eller gjenstander ikke faller ned på underliggende veg, jernbane, eller lignende og forårsaker en følgeulykke.

7.6.1 Gang- og sykkelbrurekkverk

Gang- og sykkelbrurekkverk er ikke-kjørestærke rekkverk. De kan utformes relativt fritt forutsatt at geometri- og styrkekravene overholdes. Figur 6-16 viser et eksempel på en traukonstruksjon der

bærebjelkene er en del av rekkverket, mens på figur 7-21 ligger bærekonstruksjonen under. Et lett gitterrekkverk med gitteret i rammer er her valgt.

Disse rekkverkene gir et transparent utseende på avstand, men oppfyller likevel fint kravet til tetthet. Slike rekkverk kan stå vertikalt uten å bli klatrevennlige. Rekkverksnormalen [3] tillater gang- og sykkelbrurekkverk dokumentert ved beregning.

7.6.2 Vegbrurekkverk

NS-EN 1317 [39] angir en rekke styrkeklasser for rekkverk med tilhørende krav til verifikasjonstester. Standarden, som er en ren produktstandard (teststandard), angir ikke hvor de forskjellige styrkeklassene skal brukes. Det er opp til det enkelte land å fastsette. For bruer generelt angir Rekkverksnormalen [3] klasse H2 og H4a eller H4b på bruer der det er fare for alvorlig skade på bærende bru-konstruksjon og på spesielle steder hvor konsekvensene av en utforkjøringsulykke vil bli meget store.

Styrkeklassene representerer nominelle sikkerhetsnivåer og er forutsatt verifisert ved normert fullskalatesting. Dette gir meget høye kostnader for dokumentasjon og vil nok kun kunne gjennomføres for produkter som det selges store mengder av. For spesialdesignede rekkverk for spesielle bruer ville slike tester normalt ikke være økonomisk mulig. Dette vil også gjelde trebruer med rekkverkskinner av tre slik det har vært mye brukt i de senere år.

Selv om den nye rekkverksnormalen generelt forutsetter at godkjenningen av rekkverk baseres på tester, gir den imidlertid en liten åpning for brurekkverk som er spesialkonstruert til et bestemt bru-prosjekt. Rekkverket er da ikke et kommersielt produkt og faller dermed ikke inn under NS-EN 1317 som er en produktstandard. Rekkverksnormalen krever at rekkverket også i slike tilfeller godkjennes av Vegdirektoratet. Forutsetning for godkjenningen er at rekkverket er trafiksikkert, miljøvennlig, har foreskrevet brukstid og er vedlikeholdsvennlig. Godkjenningen gis på grunnlag av den dokumentasjon byggherren fremlegger.

Hva som er tilstrekkelig dokumentasjon sier den nye normalen ingenting om, men man må anta at i en overgangsperiode vil beregninger basert på den tidligere normalen [4] kunne aksepteres. Det er imidlertid ikke meningen at åpningen for ikke-kommersielle rekkverksløsninger skal bli et smutthull for å omgå kravet til testing ved at rekkverk som egentlig er kommersielle produkter blir forandret litt fra gang til gang og så blir presentert som skreddersydde løsninger.

Beregning av rekkverk med treskinne

I henhold til den tidligere normal for brurekkverk [4] kunne rekkverket dimensjoneres enten som ikke-ettergivende eller som ettergivende. Stolper og skinner av tre er ikke i stand til å oppta særlig mye energi ved deformasjon. Rekkverk med stolper av tre må derfor beregnes som ikke-ettergivende (tre er ikke et duktilt materiale). Rekkverk med føringskinner av tre og stolper av stål vil kunne beregnes som ettergivende. De stive treskinne vil da kunne fordele lasten på flere stolper som hver opptar energi ved flytdeformasjon. Slike rekkverk vil også kunne beregnes som ikke-ettergivende.

Rekkverksnormalen krever også at føringskinnen har en viss strekkstyrke, et krav som også gjelder ved skjøting av treskinner. For at skjøtene ikke også må dimensjoneres for et stort moment, bør de skjøtes ved en stolpe slik at festeørene også fungerer som en strekkklask.

Rekkverk med treskinner er ikke godkjent som kjøresterke rekkverk.

7.6.3 Rekkverk for blandet trafikk

Mange overgangsbruer vil ligge i veger med redusert hastighet og passeres av flere forskjellige trafikanter. Det blir da nødvendig å velge et rekkverk som både er kjøresterkt og som oppfyller

kravene til gang- og sykkelburekkverk med hensyn til tetthet og klatrevennighet. Figur 7-22 viser et eksempel på et slikt rekkverk. De tre føringssskinnene har en relativt sterk helning på oversiden for å gjøre rekkverket mindre klatrevennlig, og for at vann skal renne av.

Ved dimensjonering av slike rekkverk er det viktig å huske på at laveste dimensjonerende hastighet utenfor bymessige områder er 60 km/t, selv om vegen selv er av en kategori og har en linjeføring som ikke skulle tilsi hastigheter over for eksempel 30 km/t.

For vegbruer med fortau, der fortauet ikke er skilt fra kjørebanelen med et kjøresterkt rekkverk, vil det være behov for rekkverk for blandet trafikk på fortausiden.

7.6.4 Innfestning av rekkverk

Tidligere var det ofte et sterkt ønske at rekkverket på en trebru skulle være i tre slik at det ble godt synlig at det var en trebru. Kjøresterke rekkverk fikk imidlertid ganske kraftige føringssskinner med innfesting i tverrbærerne. Senere ønsket man heller et mer transparent rekkverk med slankere føringssskinner i stål og med mindre stolpeavstand. Det krevet innfesting i dekket.

Gang- og sykkelvegerekverk

For brudekker med tverrbærere eller strøved på tvers, festes rekkverket mest hensiktsmessig på tradisjonell måte, ved at tverrbærerne eller enkelte av plankene i strøveden forlenges ut på siden av dekket – så langt at rekkverksstolpen kan støttes med en skrå trykkstrever på utsiden av rekkverket.

For bruer med tverrspent dekke kan stolpene festes direkte i dekket. Det er da flere mulige løsninger. For stålstolper er det kanskje mest nærliggende å forsyne stolpene med en fotplate og så feste denne til dekket med gjennomgående bolter. Løsningen er enkel, men krever imidlertid god tetning mellom fotplate og dekke for at det ikke skal oppstå en fuktelle.

En annen og kanskje bedre løsning er å feste stolpen til sideflaten til det tverrspente dekket. Det er en løsning som også passer godt for trestolper og som gjør det lettere å hindre fuktinntrengning. Ved en slik løsning kan også rekkverksstolpen føres noe ut slik at det kommer luft mellom stolpe og dekke.

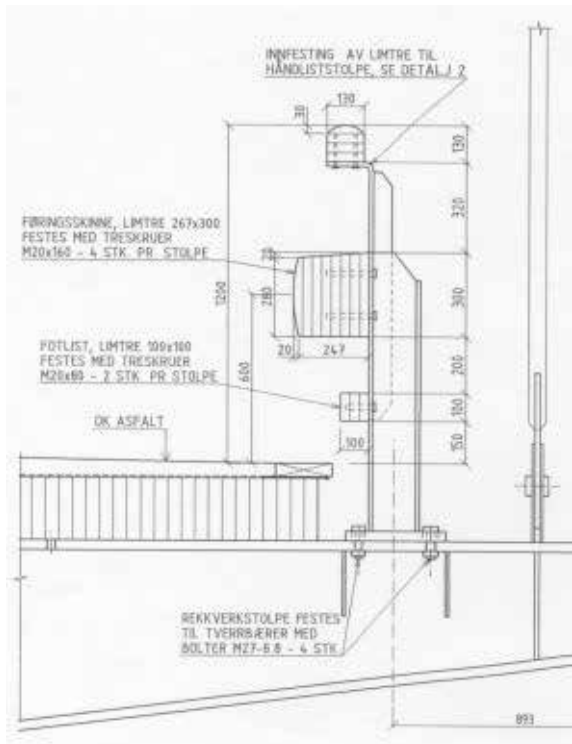
Den løsningen som er best med hensyn til fuktighet, er kanskje å feste stolpen med franske treskruer på undersiden av dekket. Det gir imidlertid en mer komplisert utførelse av stolpen.

Kjøresterke rekkverk med føringssskinne i tre

For vegbruer med tverrbærere av stål vil det være naturlig å benytte stålstolper som festes til tverrbærerne (se figur 7-23). Løsningen gir imidlertid en litt stor stolpeavstand i forhold til det som kunne være ønskelig, og gir føringssskinner med et relativt stort tverrsnitt. Vanlig tverrbæreravstand ved bruk av tverrspent dekke av konstruksjonstre er 4 til 5 m. Dette gir fremdeles akseptable tverrsnitt på føringssskinner av tre.



Figur 7-22: Kjøresterkt rekkverk for blandet trafikk – Daleråsen bru
Figure 7-22: Vehicle parapet for mixed traffic – Daleråsen Bridge



Figur 7-23 Innfesting av et kjøresterkt trekkverk i en tverrbærer av stål
Figure 7-23: Attachment of a restraint barrier in a steel cross beam

Ved stolpeavstand på rundt 5 m kan det være gunstig å forbinde skinnene med én eller to vertikale profiler – blindstolper. Særlig kan dette være gunstig med hensyn til håndlisten øverst, som ellers ville få et vel stort spenn. Blindstolpene føres ikke ned til dekket, men fordeler kun lasten mellom de enkelte skinnene.

For bruer uten tverrbærere, som for eksempel bjelke- og platebruer, festes rekkverksstolpene enten direkte i dekket eller via en egen festeanordning. For et kjøresterkt rekkverk vil det ikke være godt nok å feste stolpen i den ytterste lamellen. I noen tilfeller har stolpen vært spent sammen med dekket, slik at spennstangen tar horisontalkraften direkte. For dekker av vanlig tykkelse må en slik løsning kombineres med en konstruksjon som går innunder dekket slik at stolpens innspenningsmoment kan føres inn i dekket som et vertikalt kraftpar.

Kjøresterke rekkverk med føringsskinne i stål

Føringsskinner av stål krever mindre stolpeavstand enn avstanden mellom tverrbærerne. Stolpene må derfor festes direkte i dekket som nevnt ovenfor. Løsningen har imidlertid vist seg å være upraktisk rent utførelsesmessig fordi stolpene må monteres samtidig med at dekket spennes opp. Et tverrspent dekke av konstruksjonstre vil dessuten ikke få helt rette kanter, og det er derfor ønskelig å kunne rette inn rekkverksstolpene etter at dekket er oppspent. For å muliggjøre innretning av stolpene kan det legges inn egne bolter i dekket for feste av rekkverksstolpene. Disse boltene kan ved smale bruer være gjennomgående, og ved bredere bruer kan det legges inn forankringsplater mellom to lameller.

Ved innfestning av kjøresterke rekkverk i tverrspente plater må man være oppmerksom på at støtlasten fra rekkverket skal føres horisontalt inn i dekket og dermed reduserer tverrforspenningen lokalt. Redusert tverrforspenning gir redusert friksjon mellom lamellene og følgelig redusert evne til å bære hjullaster.

For å muliggjøre innretning av stolpene kan det legges inn egne bolter i dekket for feste av rekkverksstolpene. Disse boltene kan ved smale bruer være gjennomgående, og ved bredere bruer kan det



**Figur 7-25: Kjøresterkt rekkverk med grind.
Utførelse i rusttregt stål.**
**Figure 7-25: Vehicle restraint barrier with grillage
Make in weathering steel.**

Trykkraften overføres fra stolpeplaten via en kort bolt til den innere platen som ligger an mot ytterlamellen. Den innere platen er dimensjonert for å overføre trykkraften med et akseptabelt kontaktrykk.

Stolpen, som i det viste tilfellet består av et massivt firkantstål, er gitt økende stivhet ned mot innspenningen ved hjelp av en stiver med variabel høyde. Hensikten er at tilnærmet hele stolpen skal komme i flytning ved en påkjørsel og derved mest mulig energi bli opptatt.

Det er viktig å huske på at kantsvillen som vist på figur 7-24 er en del av rekkverkssystemet og forutsettes å ta en andel av støtlasten. Den må derfor festes til dekket på en måte som har tilstrekkelig kapasitet (100 kN ifølge Rekkverksnormalen [3]). På figuren er det angitt skrå selvborende skruer som har vist seg å fungere bra.

Figur 7-25 viser et slikt rekkverk på en overgangsbru. Rekkverket på bildet er utført i rusttregt stål og er forsynt med brøytepaneler for å hindre at sne- og isklumper faller ned på veien under.

7.7 Tiltak mot drypping av kreosot

Kreosotimpregnert virke vil de første årene svette ut kreosot i varierende grad. Spesielt i varmet vær kan svettingen bli betydelig og kreosot dryppe fra konstruksjonen. Det kan være uheldig både med hensyn til forurensning av miljøet og til eventuell trafikk under bruene (jfr. avsn. 5.2.1), men også av estetiske grunner. Det bør derfor planlegges tiltak for å fange opp slik drypping (jfr. pkt. 9.4.2.2 i N400).



Figur 7-26: Sterk kreosotsvetting fra fagverkets overgurt.
Figure 7-26: Excessive creosote bleeding of the truss' upper chord.

Man vet ofte ikke på forhånd om det vil dryppe kreosot eller ikke. Noen ganger kan det renne kreosot allerede under montasjen (se figur 7-26), mens andre ganger svettes det praktisk talt ikke ut kreosot i det hele tatt. Det er derfor hensiktsmessig å forberede konstruksjonen for et system for oppsamling av utsvettet kreosot enten man vurderer slik oppsamling til å være nødvendig eller ikke. Tiltak vil da kunne komme på plass på kort varsel.

Selv om tiltakene kun behøver å være midlertidige, bør de utformes slik at de ikke skjemmer konstruksjonen unødige. De bør også utformes slik at de enkelt kan fjernes igjen når trevirket ikke lenger svetter.

7.7.1 Drypping fra kanter

Ofte vil dryppingen konsentrere seg om konstruksjonsdelenes kanter. En nærliggende måte å fange opp kreosotdrypp på er da å forsyne de aktuelle konstruksjonsdelene med en form for takrenne som følger kantene. En slik renne kan enkelt utføres av forskalingsbord, men også en metallrenne vil kunne fungere. Et problem kan være at kreosoten stivner før den når oppsamlingen i enden av rennen og at rennen derved fort blir full. Det er derfor viktig at en slik renne ikke gjøres for snau.



Figur 7-27: Tiltak for å fange opp kreosotdrypping fra brodekkets underside.

Figure 7-27: Measure to collect creosote dripping from bridge deck underside.

7.7.2 Drypping fra horisontale flater

I noen tilfeller vil det kunne dryppe fra større flater så som undersiden av tverrspente dekker. En løsning kan da være å spenne et seil av en egnet duk under flaten. Duken må være tett nok til å holde på flytende kreosot, men porøs nok til å slippe vann igjennom og samtidig sterk nok til å bære vekten av den utsvettede kreosoten. Ved større flater må duken festes på flere punkter. Det blir neppe noen vakker løsning, men det visuelle kan dempes noe ved å velge en duk med passende farge.

En mer solid måte å fange opp dryppingen på er å lage en «himling» under dekket. Den ville kunne fremstå som en integrert del av dekke. Et eksempel på en provisorisk «himling» er vist på figur 7-27.

7.7.3 Svetting av kreosot på oversiden av buer og bjelker

Denne typen svetting utgjør ikke noe stort miljøproblem, men et betydelig estetisk problem. Det er så langt ikke funnet noen god konstruktiv løsning på dette problemet. Figur 7-26 viser en fagverksdiagonal som er beslått med kobberblikk der kreosot har kommet fra undersiden av beslaget og til oversiden.

8 Prosjekteringsgrunnlag

Prosjekteringsgrunnlaget for bruer vil som regel være relativt omfattende. De viktigste delene av prosjekteringsgrunnlaget for trebruer er beskrevet nedenfor. Oversikten er imidlertid ikke fullstendig.

8.1 Prosjekteringsregler

Brukonstruksjoner av tre skal prosjekteres i overensstemmelse med nedenfor nevnte dokumenter. De mest aktuelle dokumentene for trebruer er:

- Statens vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering [1]
- Statens vegvesen. NA-rundskriv 07/15: Trafikklast i håndbok N400 Bruprosjektering [2] (Gjelder inntil egen forskrift for trafikklast blir utgitt).
- Statens vegvesen. Håndbok N101: Rekkverk og vegens sideområde [3].
- Statens vegvesen. Håndbok V161: Brurekkverk [4].
- Statens vegvesen. Håndbok R762: Prosesskode – 2. Standard for bruer og kaier. (Prosess 86.7) [5].
- Andre håndbøker, retningslinjer eller rundskriv utgitt av Statens vegvesen i den utstrekning det er henvist til slike i prosjekterings- eller anbudsgrunnlaget.
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. [19]
- NS-EN 1995-1-1:2004/ NA:2010/A1:2013 Endringsblad A1. Nasjonalt tillegg NA. [19]
- Eide, S., Glasø, G. og Aasheim, E.: Prosjektering av trekonstruksjoner. Trykk vinkel- rett på fiberretning, en anbefaling. Rapport nr. 86. Norsk Treteknisk Institutt, Oslo februar 2013 (Tilgjengelig på www.treteknisk.no). [19]
- Norsk standard NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer [20]

Andre forskrifter, retningslinjer, standarder eller publikasjoner etter særskilt avtale med Vegdirektoratet i det enkelte tilfelle. Annen litteratur av interesse og som er referert andre steder i boken finnes i litteraturlisten bak i boken.

8.2 Materialer

Alle delmaterialer, fremstillingsmåter og utførelser skal generelt tilfredsstillende kravene i Vegvesenets prosesskode [5] og regler for bruprosjektering [1]. I tillegg gis det i det følgende noen anbefalinger i tråd med erfaringer fra allerede utførte, nyere trebrukonstruksjoner.

8.2.1 Trematerialer

For trevirke i bærende konstruksjoner krever prosesskodens punkt 86.111 og 86.112 dokumenterte fasthets- og stivhetsegenskaper i henhold til NS-EN 408 [32], NS-EN 338 [27] og NS-EN 14080 [34]. Det kreves en materialkvalitet med karakteristisk bøyefasthet på minimum 18 N/mm² for alt konstruksjonstre.

Trevirke i utendørs, bærende konstruksjoner må dessuten være trykkimpregnerert hvis konstruksjonen ikke er tilstrekkelig beskyttet på annen måte. Impregnering er nærmere behandlet i kapittel 10.3.

8.2.2 Konstruksjonsstål

Stålmateriale for trebruer skal leveres i henhold til prosess 85.1. Konstruksjonsstål velges vanligvis i kvalitet S355N/NL eller S355M/ML. Det er viktig at man velger stål med en kjemisk sammensetning som tillater varmforsinkning til spesifisert beleggykkelse (klasse B og C i prosesskodens avsnitt 85.342).

8.2.3 Stavdybler

Rustfritt stål med minimum fasthet 350 MPa brukes, for eksempel SS2387 eller tilsvarende. Det brukes idag ofte dybler i et materiale med betydelig høyere fasthet. Det spørres imidlertid om det er fornuftig å bruke så høy fasthet. Reglene i Eurokode 5 bygger nok hovedsakelig på forsøk med 4.6-stål. Høy fasthet i dyblene påvirker hvilken bruddform som blir dimensjonerende og vil nok tendere til å gi et sprøere brudd.

8.2.4 Spennheter

Spennstenger

Til nå har helgjengede spennstenger av type DYWIDAG i dimensjonene $\varnothing 18$ mm og $\varnothing 26$ mm vært brukt. Flytegrensen er 950 N/mm² og bruddgrensen 1050 N/mm². I de første tverrspente platene ble spennstål $\varnothing 15$ mm St 900/1100 brukt, men dette stålet leveres ikke lenger som spennstål.

Også andre typer spennstål kan brukes. Det er imidlertid viktig at fastheten ikke er for lav slik at man får størst mulig forlengelse og dermed minst mulig låse- og kryptap. Da slike spennheter som regel er svært korte, vil låsetapet få stor betydning. Det er også en fordel å bruke helgjengede stenger fordi dekket ofte vil ha en betydelig større bredde før oppspenning enn etter oppspenning, hovedsakelig på grunn av plankenes manglende planhet (kuing etc.). Stengene bør derfor ha en betydelig overlengde med gjenger.

Spenntau

Det er også mulig å bruke spenntau. Det er da enkelttau (monostrand) med fettstrømpe, tilsvarende det man bruker ved konform forspenning i betongdekker, som er mest aktuelt. Spenntau har en stor fordel i forhold til spennstenger ved at fastheten er vesentlig høyere og E-modulen noe lavere. Det gir større forlengelse forutsatt at det spennes opp til maksimal tillatt kraft. Med fettstrømpe, dvs. plasthylse fylt med syrefritt fett, vil hoveddelen av spennheten være godt beskyttet mot korrosjon. Forankringen krever en egen løsning med f.eks. en boks fylt med fett.

En ulempe med relativt korte spenntau og kileforankring er låsetapet som blir forholdsvis stort. Det kan imidlertid elimineres ved å kombinere ankerhodet med en gjenget hylse.

Spennstenger av alternative materialer

Det kan også være aktuelt å benytte spennstenger i andre materialer enn stål. Komposittstenger med for eksempel glassfiber har vært vurdert og har flere fordeler med hensyn til korrosjon og stivhet. Den relativt lave E-modulen til glassfiber gir stor forlengelse og dermed liten kraftvariasjon som følge av svelling og krymping av trevirket.

Glassfiberstenger er imidlertid ennå ikke utprøvd i noe særlig omfang. Hovedproblemet består i å få til en sikker forankring som også er praktisk brukbar på et anlegg under forskjellige værforhold. Det er imidlertid gjort noen innledende forsøk i Finland som en del av fase 3 i det nordiske trebruprojektet [134].

Problemet med glassfiberstenger og for såvidt også karbonfiberstenger ligger i forankringen. Det er nødvendig å overføre krefter fra en forankringsenhet til glassfibrene ved hjelp av skjærspenninger i

matriksen (dvs. fyllmaterialet rund glassfibrene) og eventuelt en limfuge. det vil da lett oppstå en form for siging, slik at forbindelsen går til brudd etter en viss tid avhengig av spenningsnivået.

Spennstenger i rustfritt stål finnes også og har vært vurdert. Rustfritt stål har to vesentlige ulemper: (1) per idag har aktuelle stålsorter for lav fasthet (<900 MPa) slik at forlengelsen blir litt liten og spenn-tapet dermed relativt stort. (2) Dessuten kan rustfritt stål få spenningskorrosjonsriss (stress corrosion cracking) når det står under høy spenning i lang tid, og som resulterer i plutselig sprøtt brudd.

Spennenhetenes bruddsikkerhet

Med hensyn til spennstålets bruddsikkerhet er det en vesentlig forskjell på normal bruk av spenn-armering i betongkonstruksjoner og bruk av spennstål i tverrspente dekker. I betongkonstruksjoner er spennstålet vanligvis en lastbærende armering. Ved overbelastning av konstruksjonen vil spenn-stålet kunne bli overbelastet og gå til brudd og konstruksjonens bærekapasitet dermed reduseres vesentlig.

I tverrspente dekker brukes spennstålet på en annen måte. Det er ikke direkte lastbærende, men skal kun gi en trykkraft mellom lamellene og derved friksjon. Ved belastning av dekket blir ikke spennstålet ytterligere belastet. Spennstålet deltar ikke direkte i dekkets globale bæring, men hovedsakelig til fordeling av hjullaster lokalt. Forspenningen bidrar også med friksjon ved lamellskjøtene, men ved beregning av dekkets globale bøye- og skjærkapasitet er det allerede foretatt en reduksjon for skjøter. Ved overbelastning av konstruksjonen vil kun noen lameller forskyve seg noe i forhold til hverandre lokalt. Dessuten vil det alltid være mange stenger som bidrar til spennkraften i et område, slik at brudd i én stang vil gi en svært liten reduksjon i spennkraft.

En lignende situasjon som beskrevet ovenfor vil også oppstå hvis spenn-tapet skulle bli noe større enn forutsatt i beregningene. Ved lokal glidning av lameller, enten på grunn av hjullast eller ved skjøter vil dette lett synes i asfaltdekket uten spesiell inspeksjon.

8.3 Laster

I tillegg til Statens vegvesens lastforskrifter for trafikklast [2] angir norsk standard NS- EN 1991-1 [12] de karakteristiske laster som skal brukes i dimensjoneringen. Egenlast av konstruksjonstrevirke er imidlertid noe mangelfullt behandlet i standarden med hensyn til bruere. Verdier til bruk i beregninger er derfor tatt inn i N400 [1]. I det følgende er bakgrunnen for de angitte verdiene for trevirkets egenlast forklart.

8.3.1 Egenlast av trevirke

Trevirkets densitet er en parameter som kan variere forholdsvis sterkt med treslag, fasthetsklasse, fuktighet og impregnering. Selv innenfor samme tresort er variasjonen betydelig. I tillegg til at trevir-kets densitet varierer ved et gitt fuktinnhold har fuktinnholdet i seg selv stor betydning for densiteten og dette vil også kunne variere over tid. Det er også viktig å være klar over at impregnering vil øke trevirkets densitet. Spesielt vil kreosotimpregnering gi en ikke ubetydelig vektøkning.

Densitetsvariasjoner for tørt virke

For egenlast av trevirke brukt i bruere og andre utendørskonstruksjoner angir laststandarden [12] ingen spesielle verdier. Laststandarden angir i tabell 4.1 spesifikke verdier for tyngdetettheten¹ til trevirke relatert til styrkeklasse, men angir ikke for hvilken trefuktighet verdiene gjelder. Tabellen inneholder en referanse til NS-EN 338 [27] for definisjon av styrkeklassene. Både i denne standarden og i NS-EN 384 [31] er materialegenskapene, inklusive densiteten, relatert til en relativ luftfuktighet på 65 % og en temperatur på 20 °C. Dette svarer til en likevektsfuktighet på ca. 12 %. Man må derfor kunne gå ut i fra at de gitte tyngdetetthetene i laststandarden er relatert til en trefuktighet på 12 %.

¹ Tyngdetetthet γ er et materiales totale tyngde pr. volumenhet, innbefattet normalfordeling av hulrom og porer, og uttrykkes f.eks. i kN/m³. Den må ikke forveksles med termen densitet eller massetetthet ρ , som betyr masse pr. volumenhet og uttrykkes f.eks. i kg/m³.

Trevirkets densitet er en viktig parameter i beregningen av forbindelsers bæreevne. I EN 1995-1-1 inngår densiteten ρ_k direkte i formlene som en styrkeparameter. I NS-EN 338 og NS-EN 384 er det gitt verdier for ρ_k sammen med verdiene for bøyefasthet, E-modul, etc for de forskjellige styrkeklasser. Det er karakteristiske minimumsverdier for den aktuelle styrkeklassen. Selv om det er en sammenheng mellom styrke og densitet er spredningen i verdiene så stor at trevirke som er klassifisert i en lav styrkeklasse godt kan ha en densitet som svarer til en mye høyere styrkeklasse. Derimot vil den ikke kunne ha mindre densitet da densitetsverdien inngår som et minimumskrav for sortering til den aktuelle klassen.

Det blir altså feil å bruke verdiene i NS-EN 338 og NS-EN 384 til beregning av en konstruksjons egenvekt hvis det ikke akkurat er en lav egenvekt som er dimensjonerende. Som grunnlag for å beregne en konstruksjons egenlast, når høy egenlast er dimensjonerende, burde egentlig en øvre 5 %-fraktil for densiteten brukes. I mangel av tilstrekkelig statistisk grunnlag kan et rimelig konservativt anslag være å ta utgangspunkt i nedre 5 %-fraktil og middelverdi for klassen og anta at densiteten er normalfordelt. For C24 blir da f.eks. en anslått øvre 5 %-fraktil til $\rho_k = 420 + (420 - 350) = 490 \text{ kg/m}^3$ for tørt virke. I tillegg kommer så vekten av eventuell fuktighet og impregnering.

For konstruksjonstrevirke refererer dimensjonene seg til en trefuktighet på 20 % (ref. NS-EN 336 [25]). Etter hvert vil så trevirket tørke og dermed få både mindre vekt og mindre volum. Vektreduksjonen vil være større enn volumreduksjonen slik at tyngdetettheten totalt sett reduseres. Imidlertid vil de statiske beregningene være basert på nominelle dimensjoner altså på volumet ved en trefuktighet på 20 % for justert konstruksjonstre [21]. For bruk i statiske beregninger vil det derfor være mest korrekt å relatere tyngdetettheten for trevirke til dette volumet.

Hvis fibermetningspunktet antas å være 30 % og total volumkrympning 12 % (ref. Treteknisk håndbok [63]) blir volumkrympningen 0,4 % per prosentpoeng trefuktighet. Tyngdetettheten ved 12 % trefuktighet kan da korrigeres med en koeffisient:

$$\rho'_{12} = \rho_{12} \frac{V_{12}}{V_{20}} = \rho_{12} \frac{100}{100 + 0,4(20 - 12)} = 0,969 \rho_{12}$$

For limtre er forholdet imidlertid annerledes. I følge NS-EN 14080:2013 [34] er referansecfuktigheten ved angivelse av dimensjoner på limtre 12 %. For limtre vil det derfor være korrekt å bruke tyngdetettheten i standarden direkte.

I prosjektering skal det brukes karakteristiske verdier for laster (NS-EN 1990 [11]). Standarden sier at hvis variasjonsmulighetene til lasten er uten betydning kan en enkelt verdi for lasten benyttes og da vanligvis middelverdien. Hvis derimot variasjonsmulighetene ikke er uten betydning skal det bruke en øvre og en nedre karakteristisk verdi. I de tilfeller en statistisk fordeling ikke er kjent kan en nominelle verdier brukes.

Densitetens variasjon med trefuktigheten

Som konstruksjonsmateriale står trevirke i dette henseende i en særstilling i og med at trefuktigheten og dermed også egenvekten varierer over tid. For bruer og andre konstruksjoner der trefuktigheten kan variere betydelig vil også tyngdetettheten til en viss grad variere. Variasjonen er imidlertid ikke større enn at det normalt vil kunne brukes en rimelig anslått øvre verdi. Når lav egenvekt er ugunstig, som for eksempel for brubaner som er opphengt i hengestenger som ikke skal få slakk og for svingningsømfintlige konstruksjoner der liten masse gjør dem lette å sette i svingninger, kan imidlertid egenvektsvariasjonen få betydning. I slike tilfeller må man vurdere å bruke en øvre og nedre grenseverdi for tyngdetettheten.

Tyngdetetthetsvariasjonens størrelse i prosent pr. prosentpoeng forandring av trefuktigheten blir under forutsetning av at den relateres til et konstant volum:

$$\rho_{\varphi} = \rho_{12} \frac{100 + \varphi}{100 + 12}$$

Det betyr at hvis trefuktigheten øker fra 12 % til f.eks. 20 % øker tyngdetettheten med $(1-120/112) \cdot 100 = 7\%$. Sett i forhold til en lastkoeffisient på 1,2 for egenlast er dette en betydelig variasjon som egentlig ikke er ment å skulle dekkes av lastfaktoren. Dette betyr da altså at man får en redusert sikkerhet i forhold til f.eks. en stålkonstruksjon hvis densitetsvariasjonene ikke tas hensyn til.

Impregneringens betydning for trevirkets densitet

I bruer i Norge brukes ofte kreosotimpregnert virke som har en vesentlig større egevekt enn vanlig tørt virke. I impregneringsklasse A er opptaket av kreosot minimum 135 kg/m³ i yteveden, mens det for saltimpregneringsmidler er mellom 10 og 20 kg/m³. Kravene til opptak for de forskjellige impregneringsmidler er gitt i en liste over godkjente midler utgitt av Nordisk Trebeskyttelsesråd (NTR) [42]. De fleste impregneringsmidler vil kun ha marginal innvirkning på trevirkets egenvekt. For kreosotimpregnert virke derimot vil egenvekten avhenge av mengden kreosot som er absorbert i yteveden. For konstruksjonstre av furu er ytevedandelen ca. 40 % [63].

Det er usikkert om trefuktigheten varierer like mye i kreosotimpregnert trevirke som i ubehandlet. Det foregår for tiden målinger på to bruer som nok vil kunne avklare det spørsmålet. Så lenge måleresultatene ennå ikke er ferdig bearbeidet, bør man nok regne med at trefuktigheten i kreosotimpregnert virke kan bli like høy som i ubehandlet virke. Et problem er at det er vanskelig å måle trefuktigheten i kreosotimpregnert virke da kreosotdamper kan påvirke målingen.

Veiledende verdier for tyngdetettheten

Til veiledning ved prosjektering av trebruer er det i N400 [1] angitt veiledende faktorer for beregning av største og minste karakteristiske verdi av trevirkets tyngdetetthet (se også 8.4).

8.3.2 Trafikklast på trebruer

Lastmodellene som er gitt i NS-EN 1991-2 er ikke fysiske laster, men fiktive laster som skal representere en rekke forskjellige kjøretøyer og lastsituasjoner

8.4 Dimensjonerende lastvirkning

Lastvirkninger i trekonstruksjoner skal bestemmes etter anerkjente metoder, normalt basert på elastisitetsteorien. Forbindelser av stål kan beregnes etter plastiske metoder der dette er påvist å være riktig.

Beregning av permanent last bør foretas med de veiledende tyngdetettheter for tre som angitt i kap. 8.3.1. I tillegg bør det vurderes å ta hensyn til metalldeleer slik som slisseplater, dybler, beslag i fagverk og for tverrspente dekker spennstenger med forankringsplater. Da trekonstruksjoner generelt er lette konstruksjoner vil beleggvekten (minimumsverdier er gitt i N400 Tabell 5.1 og 5.2) i mange tilfeller være større enn vekten av det tverrspente dekket. Der det er ugunstigere med lav egenvekt bør den faktiske beleggvekt brukes.

8.5 Dimensjonering

Trekonstruksjoner dimensjoneres i de ulike grensetilstander i samsvar med EC 5-1 [19] og EC 5-2 [20]. For bru er må det av og til gjøres valg av verdier og tolkning av regler. Det er derfor i det følgende gitt anbefalinger basert på erfaring fra prosjektering, bygging og oppfølging av bru i de senere år.

8.5.1 Pålitelighetsklasse

Både vegbru og gang- og sykkelvegbru skal normalt prosjekteres i pålitelighetsklasse 3.

8.5.2 Lastvarighetsklasse

Lastvarighetsklasser velges etter EC 5-1[19], tabell NA.2.2. Trafikklast regnes som korttidslast. I følge punkt 3.1.3(2) kan det for en bru med trafikklast benyttes k_{mod} for korttidslast. Det kan således være nødvendig å dimensjonere en trebru for flere tilstander med ulik lastvarighet, for eksempel kun permanent last ($k_{mod} = 0,60$), permanent last + trafikklast ($k_{mod} = 0,90$), permanent last + trafikklast + vind ($k_{mod} = 1,10$).

8.5.3 Klimaklasse

For utendørskonstruksjoner skal normalt klimaklasse 3 legges til grunn. For konstruksjoner som er beskyttet mot fukt påvirkning, kan det regnes med klimaklasse 2. Eksempler på konstruksjonsdeler som er beskyttet mot fukt påvirkning er tverrspente dekker med full fuktisolering, buer, bjelker og staver med konstruktiv beskyttelse på oversiden og på sideflatene og kreosotimpregnerte buer, bjelker og staver med konstruktiv beskyttelse på oversiden.

8.5.4 Materialfaktor

Materialfaktor γ_M velges i henhold til EC 5-2 [19], Tabell NA.2.1. Tabell NA.2.1 angir redusert materialfaktor for limtre og for stål i forbindelser. Disse gjelder ikke for kontroll av treverket i selve forbindelsen, som fremdeles skal regnes med $\gamma_m = 1,3$ i henhold til tabell 2.1. Kontroll for blokkutrivning og pluggskjærbrudd gjøres også med materialfaktor for forbindelser.

8.6 Krymping og svelling av tre

For tre utendørs vil dimensjonsforandringer forårsaket av fuktvariasjoner være betydelig større enn de fra temperaturvariasjoner. Dimensjonsforandringer på tvers av fibre er omtrent 20 ganger større enn på langs av fiberretningen på grunn av fuktighetsspåvirkning, og omtrent 8 ganger større på grunn av temperaturpåvirkning. Det er imidlertid som regel dimensjonsforandringer i fiberretningen som betyr noe for en brukonstruksjon.

Tverrspente dekker, som jo er plater, representerer her et unntak. Dimensjonsforandringer i lengderetning vil gi bevegelse ved landkarene, og dimensjonsforandring i tverretning vil gi gradvis tap av forspenningskraft. Imidlertid er som regel slike dekker dekket av en vanntett membran som forhindrer direkte vannpåvirkning og dermed reduserer fuktvariasjonen i treverket betydelig. Ved store, massive tverrsnitt vil fukttransporten inn og ut av tverrsnittet i tillegg ta tid, slik at fuktvariasjonen i det indre av tverrsnittet blir ytterligere redusert (jfr. figur 3-4).

På grunn av liten fuktvariasjon i tverrspente dekker med membran, kan disse utføres uten dilatasjonsfuger. Et godt eksempel er dekket på Evenstad bru som ble bygd i 1996. Der er det kontinuerlige dekket på 180 m asfaltert fra den ene siden til den andre uten fuge. Dekket der går direkte mot veglegemet, som nok har gitt litt etter. I årene som har gått, har det likevel kun dannet seg en liten sprekk på gjennomsnittlig 10 mm. Her vil asfalten kunne freses opp i en tynn stripe og en asfaltfuge legges inn.

Målinger på Evenstad bru siden mars 2000 tyder på at trefuktigheten i dekket har variert mellom 8 % og 16 %. Dette svarer til en teoretisk lengdeforandring på

$$\Delta l = 0,1 \cdot 8 \cdot 180 = 144 \text{ mm,}$$

noe som passer dårlig med ovennevnte observasjon. Forklaringen er sannsynligvis dels at den virkelige lengdeutvidelseskoeffisienten for et helt tverrspent dekke er mindre enn den som angis i litteraturen, og dels at en del av lengdebevegelsene holdes igjen av pilarer og landkar.

Verdier for temperaturpåvirkning, svelling og krympning til bruk i statiske beregninger er gitt i N400 [1].

Tabell 8-1

Lameller	Spennstenger ($f_{p0,1k} \geq 900 \text{ MPa}$)	Spenntau ($f_{p0,1k} \geq 1560 \text{ MPa}$)
Konstruksjonstre	$P_{\min} = 0,4 P_0$	$P_{\min} = 0,5 P_0$
Limtre	$P_{\min} = 0,5 P_0$	$P_{\min} = 0,65 P_0$

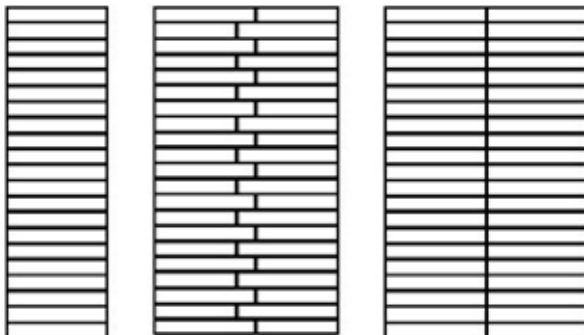
For beregning av dimensjonerende spennkraft (P_{\min}) i tverrsente dekker gir de angitte verdier dårlig samsvar med virkelige kraft. Basert på erfaringer kan normalt verdiene i Tabell 8-1 legges til grunn for tverrsente dekker beskyttet av en vanntett membran (P_0 ifølge ligning (9.1) i N400).

8.7 Begrensning av dimensjoner

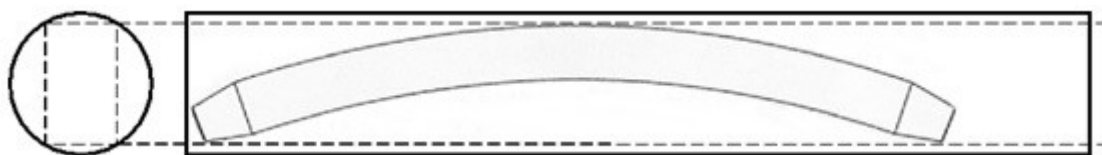
Komponenter til bruk i trebruer er i all hovedsak spesiallaget på grunn av forskjellig design. For standard trelast er det lagerhold og rasjonelt håndteringsutstyr som i stor grad bestemmer dimensjoner. For komponenter til bruk i trebruer vil det i hovedsak være produksjon, impregnering og transport som setter grenser for hvor store dimensjoner man kan velge.

For montasjefasen vil størrelser og tyngder på komponenter i praksis bare være et spørsmål om løftemetoder og kapasitet da komponentene stort sett er for tunge til å løftes for hånd (med unntak av dekkeplank og i noen grad rekkverkskomponenter). Det vil som regel være rasjonelt med så store komponenter som mulig for å begrense leietiden for kranhjelp. Trebruer egner seg forøvrig godt for prefabrikking og vekt-styrkeforholdet gjør det mulig å løfte store sammensatte konstruksjoner.

Ved impregnering med kreosot må komponentene impregneres i full størrelse, og da vil størrelsen på tankene være en begrensning (jfr. avsn. 8.7.2). Ved impregnering med salter, som for eksempel Cu, kan derimot komponentene impregneres i mindre enkeltdele for deretter å limes sammen. Da vil ikke impregneringstankene være noen begrensning.



Figur 8-1: Forskjellig oppbygging av limtre-tverrsnitt
Figure 8-1: Various configurations of glulam cross-sections



Figur 8-2 Halvbue i kreosotimpregneringstanken
Figure 8-2: Half-arch in the creosote treatment tank

For stålkomponenter er det tverrbærere, hengestenger og søyler som i noen grad vil nå en dimensjonsbegrensning. Det vil for disse være transport, produksjon og varmforsinkning som forårsaker begrensningen. Lange komponenter vil det være forholdsvis uproblematisk å håndtere, mens for eksempel rammer vil være nødvendig å dele opp med skrueskjøter. Det er vanskelig å sette tall på størrelsesbegrensningen for disse komponentene, så her må hvert enkelt tilfelle vurderes spesielt.

8.7.1 Rette og krumme limtrekomponenter av uimpregnet eller saltimpregnet virke

Det er nesten utrolig hvor store komponenter som kan transporteres på vei, men det krever spesialtransport og koster mer. Det er derfor viktig å vurdere kostnadene opp mot gevinsten. Dimensjonene begrenses i praksis til:

- Maks. lengde 30 m.
- Maks. høyde 2 m.
- Maks. bredde 0,3 m ved bruk av såkalt superlamell (figur 8-1 b). Ved større bredde må flere bjelker limes sammen med fugefyllende lim, såkalt blokklimt tverrsnitt (figur 8-1 c). Maks. praktisk totalbredde kan da settes til ca. 1 m.

8.7.2 Rette og krumme limtrekomponenter som skal impregneres med kreosot

Det er flere forhold som begrenser dimensjonene, men grovt sett kan man si at dimensjonene i praksis begrenses til:

- Maks. lengde 30 m for rette bjelker.
- Maks. lengde 20 m for krumme bjelker.
- Maks. høyde og bredde for rette bjelker i prinsippet som ovenfor, men tverrsnittet må være innenfor et sirkulært tverrsnitt med diameter 2,2 m (kreosottankens innvendige diameter).
- Maks. høyde og bredde for krumme bjelker i prinsippet også som ovenfor. Her må også buens pilhøyde tas med i betraktningen.

Figur 8-2 viser hvorledes en buedels bredde og pilhøyde begrenses av impregneringstankens diameter. Tankene er som regel relativt lange, men har en begrenset diameter. Størrelsen på buedelen kan imidlertid økes noe ved å fase av endene som vist på figuren. Skal delen forsynes med leddlager i endene, er en slik avfasing bare gunstig med hensyn til lokalt spenningsforløp.

8.7.3 Konstruksjonstre

Maksimal dimensjon på konstruksjonstre som er aktuell, er 48 x 223 mm og med lengde inntil 8 m (fingerskjøtet). Dette gjelder både for trelast som er uimpregnet og for trelast som er impregnet med alle kjente typer av impregneringsmidler. I mindre kvanta kan man få større dimensjoner. Små sagbruk kan på forespørsel ofte levere bredder opptil 13" (323 mm).

9 Analyse og dimensjonering

Hovedgrunnlaget for analyse og dimensjonering av trebruer er gitt i EC 5-1 [19] og EC 5-2 [20].

Videre foreligger det retningslinjer og anbefalinger i enkelte land. Det felles nordiske forskningsprosjektet «Broer i tre», med deltagelse fra Danmark, Finland, Norge og Sverige, har utarbeidet en rekke rapporter om forskjellige temaer for trebruer. En oversikt over rapportene finnes i litteraturfortegnelsen bak i boken.

Trekonstruksjoner skal normalt beregnes etter elastisitetsteori. For aksielle spenninger – bøyingsmoment og aksialkraft – regnes det med tilnærmet lineær spenningsfordeling i tverrsnittet, og av dette bestemmes også fordelingen av skjærspenninger i tverrsnittet. For knutepunktforbindelser kan det i noen grad regnes med plastisk kraftfordeling i trevirket.

9.1 Tverrspente dekker

Et tverrspent tredekke består av lameller av plank av konstruksjonstrevirke eller limtrebjelker, satt tett sammen på høykant og forspent på tvers med stenger av høyfast stål. Det er trykkraften og friksjonen mellom lamellene som gjør at det hele fungerer som en massiv plate (jfr. avsn. 7.2).

I noen tilfeller kan det bli behov for skjeve dekker, det vil si dekker der akselen i ett eller flere opplegg ikke står vinkelrett på dekkets lengdeakse. I slike tilfeller må man være oppmerksom på at de forenklede regnereglene for tverrspente dekker som er angitt i litteraturen, normalt er beregnet for rektangulære dekker. De amerikanske AASHTO-reglene [139] angir en øvre grense på 15 grader for når effekten av skjevhet kan neglisjeres. De anbefaler også ikke å lage tverrspente dekker med en skjevhet på mer enn 15 grader på grunn av vanskeligheten med å forankre spennstengene.

Effekten av skjevhet er ennå lite undersøkt. Det er for eksempel ikke så lett å beregne hvor stor effektiv friksjon mellom lamellene blir ved skrå spennenheter. Man kan naturligvis beregne trykkraften mellom lamellene, men på grunn av likevektshensyn vil de skrå spennene bruke noe av friksjonen. Hvordan dette egentlig fungerer er ikke undersøkt. I mangel av en bedre fundert grense for skjevhet bør nok AASHTOs grense følges (jfr. avsn. 7.2).

9.1.1 Spennkraft

Spennkraften skal gi trykk mellom lamellene. Det tjener to formål:

1. Skaper friksjon som forhindrer at lamellene kan gli i forhold til hverandre;
2. Hindre at det sprekker opp mellom lamellene ved bøyning på tvers.

Friksjonen er nødvendig for å overføre skjærkrefter på tvers av lamellretningen. Skjærkraften v kan uttrykkes som kraft per lengdeenhet (kN/m). Nødvendig spennkraft kan derfor også uttrykkes som trykkraft per lengdeenhet $p = v/\mu$ (kN/m) der μ er friksjonskoeffisienten for det aktuelle tilfellet.

9.1.2 Dimensjonering av spennforankring

Spennene forankres ved hjelp av plater som overfører spennkraften til ytterlamellene ved trykk på tvers av fiberretningen. Forankringsplatens størrelse bestemmes derfor av trevirkets trykkapasitet på tvers av fiberretningen. Man antar normalt konstant trykkspenning over kontaktarealet. Det forutsetter imidlertid at forankringsplaten har tilstrekkelig bøyestivhet til at effekten av platens krumning på spenningsfordelingen kan neglisjeres.

Trevirke har relativt lav trykkfasthet på tvers av fibre. Verdiene som er angitt for konstruksjonstrevirke i NS-EN 338:2009 og for limtre i NS-EN 14080:2013 er vesentlig lavere enn de som tidligere var angitt i NS 3470. Det ble derfor tatt initiativ til å gjennomføre en norsk testserie for å dokumentere mer realistiske verdier. Disse er offentliggjort i publikasjon nr. 86 fra Norsk Treteknisk Institutt [19] og gjort gjeldende for Norge i endringsblad A1 til nasjonalt tillegg NA (EC 5-1 [1]).

Både spennkraften og trevirkets trykkfasthet faller med tiden, men med forskjellig tidsforløp. Figur 6-19 antyder et spennkraftforløp der spennkraften er ca. 90 % etter et halvt år og 70 % etter 4 år. Fasthetsreduksjonen er en funksjon av lastvarigheten og uttrykkes ved modifikasjonsfaktoren k_{mod} . Sammenligner man med k_{mod} for konstruksjonstre og limtre ser man at k_{mod} er falt til 80 % etter et halvt år og til 70 % etter 10 år. I og med at k_{mod} faller raskere enn spennkraften den første tiden etter oppspenning er det nok denne perioden som blir dimensjonerende for kontaktrykket.

9.1.3 Dimensjonering for vertikallast

Tverrspente dekker vil virke som anisotrope plater, fordi trematerialets mekaniske egenskaper er meget ulike i lamellretning (fiberretning) og tvers på lamellene. Siden disse retningene står vinkelrett på hverandre, brukes ofte betegnelsen ortotrop (ortogonal anisotrop). Trematerialet regnes lineærelastisk. De benyttede beregningsmetodene er basert på disse antagelsene. Nødvendige parametere er elastisitetsmoduler parallelt og tvers på fiberretningen, henholdsvis E_0 og E_{90} , samt skjærmodulen G_T som bestemmer torsjonsstivheten. Ofte angis forholdet mellom disse størrelsene og E_0 . Basert på målinger fra forsøk med tverrspente dekker er det funnet systemverdier for slike dekker.

Spesielt i USA er det gjort undersøkelser av tverrspente tredekker, og det er laget beregningsdiagrammer for å bestemme såkalt medvirkende platebredde for ett hjulspor, samt for moment og skjærkraft i tverretningen. Antagelser om dekkebredde og hjulavstander på tvers ligger til grunn for diagrammene.

Generelt kan momenter, skjærkrefter og nedbøyninger i dekkene beregnes som for elastiske, ortotrope plater, i henhold til EC 5-2 [20], Avsnitt 5. Det kan benyttes tilgjengelige analytiske beregningsverktøyer eller elementmetoder med relevante plateparametere. Ved bruk av elementmetoden er det viktig at programmet kan ta hensyn til ulik stivhet i de to hovedretningene og at torsjonsstivheten ikke er direkte koblet til bøyestivheten. Ofte er f.eks. E-modul og G-modul koblet via en innebygget verdi for Poissons tall ν uten at det klart fremgår.

De ovennevnte diagrammene er beregnet med den såkalte lastfordelingsmetoden, som er en tillempling av analytiske løsninger. I vedlegget bak i boken er det gitt verdier for elastiske parametere og prinsipper for denne analytiske beregningsmåten. Videre er det gitt en oversikt over noen foreliggende dimensjoneringsregler og anbefalte verdier.

Beregning i henhold til EC 5 og N400

N400 [1] angir faste uttrykk for en ortotrop plates systemstivheter. For trevirke er Poissons tall et uklart begrep på grunn av trevirkets cellestruktur. (Se [76])

Dimensjonerende verdier for bøyefasthet f_{md} og skjærfasthet f_{vd} kan i henhold til EC5-2 [20] økes med en systemfasthetsfaktor, som etter EC5-1 [19] normalt blir lik 1,2 for tverrspente dekker. I tverretning blir sjelden trematerialets fasthet bestemmende, selv om den er lav. I praksis bestemmes nødvendig tverrforspenning av moment og skjærkraft i tverretning. Det er et vanlig kriterium at det for maksimal brukslast ikke skal bli strekk mellom lamellene, det vil si at det ikke åpner seg sprekker mellom lamellene på strekksiden av dekket. I bruddgrensetilstand vil det da alltid være tilstrekkelig momentkapasitet.

Gjensidig glidning på grunn av skjærkraft på tvers skal hindres av forspenningen ved friksjon mellom lamellene. Det er betydelige avvik mellom angitte friksjonskoeffisienter i retningslinjer fra USA og i EC 5-2 [20]. Dette er et viktig detaljområde som trenger nærmere undersøkelse. I fase tre i det nordiske trebruprojektet er dette nettopp en av de egenskapene som er undersøkt. Man fant der betydelig høyere friksjonsverdier enn angitt i Eurokoden. På grunnlag av disse forsøksresultatene har Statens vegvesen tillatt bruk av høyere verdier. Disse verdiene er angitt i håndbok N400 og ansees som godt dokumenterte, alternative verdier.

9.1.4 Dimensjonering for horisontallast

Vindlast, tverrlast fra trafikk (skjev bremselast), støttekrefter for utknekking av buer og fagverk og eventuelt påkjørselslast er eksempler på horisontallaster som dekket må bære til oppleggene for sideveis krefter.

Ved dimensjonering for horisontallast fungerer et tverrspent dekke som en horisontal skive eller høy, liggende bjelke. Relativt store horisontalkrefter kan føres inn til oppleggene ved hjelp av et tverrspent dekke. Dimensjoneringen vil avhenge av kraftflyten i dekket. Den er igjen avhengig av forholdet mellom spennvidde og «høyde» (dvs. dekkebredde). Dekkene vil som regel være så brede at Naviers spenningshypotese strengt tatt ikke gjelder, men for gangbruer med bredde opp til ca. 3 m og en spennvidde på mer enn fire ganger bredden, vil nok en lineær spenningsfordeling kunne brukes.

Dimensjonering for bøyning

Et tverrspent dekke vil normalt ha en meget stor kapasitet for bøyning i horisontalplanet. Det vil imidlertid ikke være riktig å bruke standardens bøyefasthet til å regne ut dekkets bøyekapasitet. Med så store konstruksjonshøyder blir spenningsgradienten svært liten, og hver enkelt lamell vil tilnærmet bli påkjent av en aksiallast. Det vil nok derfor være riktigere å benytte verdiene for strekk og trykk i fiberretningen i slike tilfeller.

Dimensjonering for skjær

Den relativt store bøyekapasiteten som et tverrspent dekke har for horisontale laster, kan lett forlede til å tro at størrelsen til skjærkapasiteten står i forhold til bøyekapasiteten, men det er ikke tilfelle. Skjærkapasiteten for horisontallast begrenses ikke av trevirkets skjærkapasitet, men av friksjonen mellom lamellene.

Hvis man forutsetter at Naviers hypotese gjelder for dekket, vil en skjærkraft gi en skjærspenningsfordeling over tverrsnittshøyden som følger en annengradsparabel, med maksimum ved halve høyden og null ved begge endene. For å få et begrep om effektens størrelsesorden kan man for eksempel tenke seg en skjærkraft $V = 100$ kN, som i henhold til lastforskriftene [2] svarer til sidelasten fra skjev bremsing på en 30 m lang bru, og som virker på et dekke med bredde $b = 4$ m. Den maksimale skjærkraftintensitet blir da:

$$\tau \cdot t = \frac{V}{0,9 \cdot b} = \frac{100}{3,6} = 27,7 \text{ kN/m}$$

På grunn av skjærspenningens dualitet vil denne spenningen ikke bare opptre på tvers av lamellene, men også mellom lamellene. Det vil si at det blir friksjonen som må overføre denne spenningen mellom lamellene. Hvis man antar en friksjonskoeffisient på $\mu = 0,4$ og et spennkrafttap på 60 % ($\kappa = 0,6$), blir nødvendig forspenningskraft:

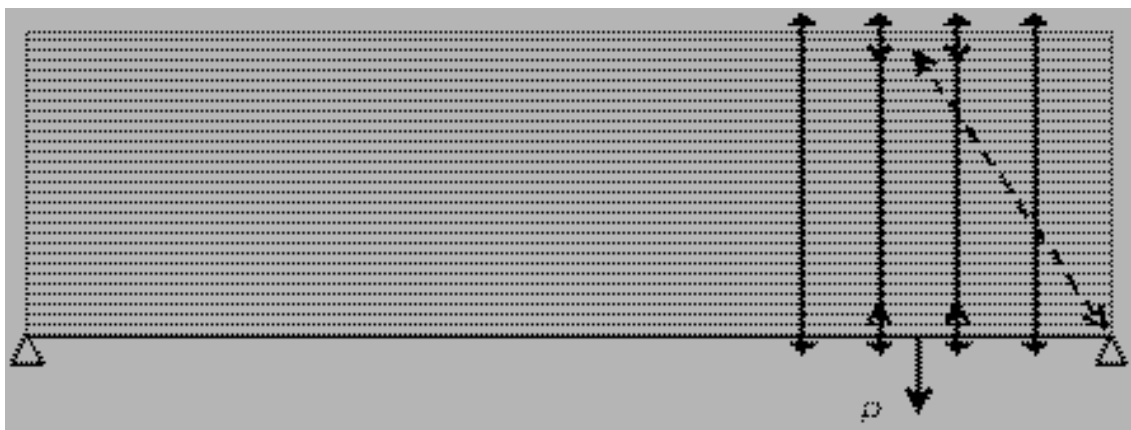
$$p_F = \frac{\tau \cdot t}{\mu \cdot (1 - \kappa)} = \frac{27,7}{0,4 \cdot (1 - 0,6)} = 173,1 \text{ kN/m}$$

For å oppnå denne forspenningen av dekket kreves det, for eksempel ved bruk av Ø15 mm spennstenger med en oppspenningskraft på $P_0 = 130$ kN, en senteravstand på:

$$a = P_0/p_f = 130/173,1 = 0,75 \text{ m}$$

Det vil si at en skjærkraft på 100 kN på et 4 m bredt dekke krever like mye friksjon som hjullastene. Som man ser av regnestykket, slår horisontalkraften ugunstig ut for smale dekker med ett kjørefelt fordi horisontallastens størrelse er uavhengig av bredden.

Et aspekt til som må vurderes i denne sammenheng, er hvor på brudekket horisontallasten angriper. Brems- og støtlaster er ifølge laststandarden vilkårlig plassert og må derfor forutsettes å angripe på strekksiden når man betrakter brudekket som en liggende bjelke. Det vil si at lasten er å anse som en «opphegt last» som gir tverstrekk i bjelken. Figur 9-1 illustrerer virkningen av en slik kraft. Hvis man tenker seg en fagverksanalogi, må strekket fra den ytre kraften først føres over på trykksiden før den går som skrått trykk «ned» til opplegget. Strekket fra den ytre kraften vil fordele seg på treverket og spennstålet i forhold til de respektive stivhetene. Treverket vil opptre som et strekkfast materiale så lenge det er trykk mellom lamellene. Dette vil nødvendigvis redusere forspenningskraften, det vil si trykket mellom lamellene, lokalt.



Figur 9-1: Horisontallast som angriper på strekksiden av et tverrspent dekke
Figure 9-1: Horizontal load acting at the tension side of a stress laminated deck

For å illustrere kraftfordelingen mellom redusert trykk mellom lamellene og øket strekk i spennstengene kan man sammenligne stivhetene i et konkret eksempel. I en vanlig tverrspent plate med tykkelse 223 mm forspent med Ø15 mm stenger med senteravstand 600 mm blir stivhetsforholdet:

$$E_{tre} \cdot A_{tre} = 370 \text{ N/mm}^2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 223 \text{ mm} = 49,5 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$E_{stål} \cdot A_{stål} = 210\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi \cdot 15^2 / 4 = 37,1 \cdot 10^6 \text{ N}$$

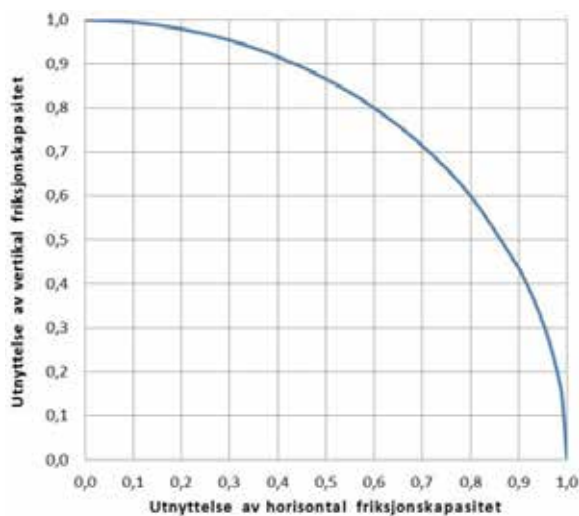
$$k_{tre} = \frac{E_{tre} \cdot A_{tre}}{E_{tre} \cdot A_{tre} + E_{stål} \cdot A_{stål}} = \frac{49,5}{49,5 + 37,1} = 0,57 \Rightarrow 57\%$$

Dette viser at stivhetene er forholdsvis like fordi den store forskjellen i E-modul kompenseres for den store forskjellen i tverrsnittsareal.

Hjullaster må også forutsettes å kunne opptre samtidig som skiveskjæret. Man får da en kombinasjon av skiveskjær og plateskjær.

9.1.5 Friksjonskontroll for kombinert plateskjær og skiveskjær

Ved trafikklast vil man kunne få høye verdier for plateskjær og skiveskjær på samme sted, for eksempel ved en hjullast. Man må da kontrollere for sammensatt friksjon, men dette står det ingenting om i Eurokode 5-2. Det hadde kanskje vært naturlig å addere horisontalkraft og vertikalkraft vektorielt, men fordi horisontal og vertikal friksjonskoeffisient – dvs. i fiberretning og på tvers av fiberretning – er forskjellig vil vektoriell addisjon bli feil. Man har en horisontal friksjonskapasitet ($p \cdot \mu_{0,d}$) og en vertikal friksjonskapasitet ($p \cdot \mu_{90,d}$), men som ikke er helt uavhengige av hverandre. Det som er vanlig i slike tilfeller er å anta at kvadratrotten av summen av kvadratet av utnyttelsen av friksjonskapasiteten i de to retningene skal være mindre enn én. Det vil si at hvis friksjonskapasiteten i den ene retningen er oppbrukt er det ingen kapasitet igjen i den andre retningen, men er det litt kapasitet igjen i den ene retningen vil det straks være ganske mye kapasitet til rådighet i den andre retningen (se figur 9-2). Denne hypotesen er ikke undersøkt ved forsøk, men er tatt inn i N400 [1] i mangel av noe bedre²:



Figur 9-2: Kombinert friksjonspåkjenning
Figure 9-2: Combined utilisation of friction

$$\sqrt{\left(\frac{v_V}{p \cdot \mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_H}{p \cdot \mu_{0,d}}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \sqrt{\left(\frac{v_V}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_H}{\mu_{90,d}}\right)^2} \leq p$$

hvor:

v_V er vertikalt skjær per løpemeter (plateskjær)

v_H er horisontalt skjær per løpemeter (skiveskjær)

$\mu_{90,d}$ er dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen

$\mu_{0,d}$ er dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen

p spennkraft per løpemeter

Som spennkraft brukes laveste verdi (p_{min}), dvs. etter alle tap.

9.1.6 Kontroll av nedbøyning

N400 [1] stiller flere krav til kontroll av nedbøyning.

Kontroll for trafikklast

Kravet er at brubanen ikke for noen lastplassering skal ha større nedbøyning enn $L/350$, hvor L er lengden av det betraktede spenn. Kontrollen utføres med karakteristisk trafikklast alene. Dekkets stivhet baseres på $E_{0,mean}$ som angitt i EC 5-2 [20].

² I formel (9.7) i N400 [1] er friksjonskoeffisientene forbyttet. $\mu_{90,d}$ gjelder på tvers av fibre, altså vertikalt og $\mu_{0,d}$ parallelt med fibre, altså horisontalt.

I tillegg har N400 [1] krav om begrensning av strekktøyningen i lengderetning over tverrbærere til 1,2 ‰ for vegbruer med slitelag av asfalt.

Varig nedbøyning og overhøyde

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres med overhøyde. På grunn av trekonstruksjoners relativt lave egenvekt vil denne nedbøyningen bli liten og vil vanligvis ikke kontrollert for bruer. Overhøyde kan dessuten være komplisert å få til.

Imidlertid kan et helt rett og horisontalt brudekke gi inntrykk av å «henge» litt. Det er en optisk illusjon og kan ved lengere spenn se litt «rart» ut. Det kan derfor være ønskelig å motvirke det ved å legge inn en liten overhøyde.

Kontroll av frihøyde

For overgangsbruer og bruer med overliggende bæresystem skal frihøyden velges slik at kravet er overholdt også under belastning. Kontrollen utføres i bruksgrensetilstand for kombinasjon «ofte forekommende».

9.2 Limtrebruer

Prosjekteringsstandarden for trekonstruksjoner Ek5 [19][20] inneholder ordet bue noen få steder, men sier ingenting om dimensjonering av buer. I standardens del 1-1 er uttrykket krumme konstruksjonsdeler brukt og punkt 6.4.3 angir regler for «Saltaksbjelker, krumme bjelker og saltaksbjelker med krum underside». Disse reglene må forutsettes også å skulle gjelde for punktlast på buer selv om en bue som i utgangspunktet bærer med aksialkraft ikke er helt det samme som en krum bjelke.

9.2.1 Punktlast på bue

En punktlast på en bue vil i tillegg til å forårsake bøyemoment og skjærkraft også gi en aksialkraft som får en retningsendring under punktlasten. I tillegg gir punktlasten en kraft på tvers av buen som, hvis den angriper på undesiden av buen, vil gi ytterligere strekk på tvers av fibre.

Et punkt som skaper usikkerhet i forbindelse med bruken av standardens beregningsregler for krumme bjelker i forbindelse med buer er begrepet tverrstrekkbelastet volum.

Standarden gir ingen anvisning for hvordan det skal beregnes for en bue. Volumet er avgjørende for størrelsen av volumfaktoren k_{vol} som reduserer strekkfastheten på tvers av fibre. I prinsippet skulle man regne med 2/3 av halve buen for en tre-leddsbue i og med at man vil få moment og dermed tverrstrekk i hele buen. Det virker imidlertid helt urimelig.

9.2.2 Knekking av bue

Begrepet «knekking» er ikke helt dekkende, fordi det i de fleste konstruksjoner ikke dreier seg om en teoretisk knekklast, men å sikre kapasitet for de samlede lastvirkninger som inkluderer virkningen av konstruksjonens geometriske forskyvninger. Den vanligste metoden er å beregne en såkalt knekk-lengde l_k , som er lik lengden av en enkeltstående rett stav med leddlagring i begge ender, som har like stor teoretisk knekklast (egenverdi) som den virkelige konstruksjonsdel. Denne enkeltstående staven dimensjoneres så for de aktuelle lastvirkninger. Dette er en forenklet metode.

I spesielt kompliserte systemer kan det være ønskelig med en analyse av den faktiske konstruksjon eller konstruksjonsdel, hvor det legges inn de avvik fra forutsatt geometri som det må regnes med. EC 5-1 [19] angir i punkt 5.4.4 en helningsvinkel i kombinasjon med en sinusformet forhåndskrum-

ning som til sammen tilsvarer en maksimal eksentrisitet (formfeil) for en enkeltstav:

$$e = 0,025 l_1$$

der l_1 er den rette lengden mellom momentnullpunkter. Knekk lengden l_k bør regnes lik den tilhørende buelengde, hvis den ikke beregnes nøyaktigere.

Initialutbøyningen e kan betraktes som amplituden i formavviksforløpet, som bør følge antatt kritisk knekkform. I spesielle tilfeller bør det vurderes å legge til grunn geometriske avvik basert på de angitte toleranser for konstruksjonen inklusive en viss sikkerhetsmargin. For buer kan dette være aktuelt i visse tilfeller, men som regel vil det være tilfredsstillende å dimensjonere etter EC 5-1 [19] punkt 6.3.2 basert på en beregnet knekk lengde.

Opptredende formavvik

Formfeilen angitt over tilsvarer:

$$e = l_1/400$$

I knekkformlene i EC 5-1 [19] punkt 6.3.2 inngår en retthetsfaktor β_c som forutsetter at konstruksjonsdelen er innenfor en retthetsgrense som angitt i punkt 10.2. For limtre er angitt at avvik fra retthet målt midt mellom oppleggene bør for søyler, bjelker som kan vippe og for deler av rammer, begrenses til 1/500 av lengden. Buer er ikke nevnt spesielt, men kan regnes å inngå i «deler av rammer».

I utførelsesstandard for limtre NS-EN 14080:2013 [34] er det i tabell 12 angitt krav til avvik for krumme limtreelementer. Kravet er angitt som 2 mm per meter buelengde målt langs senterlinjen, det vil si et avvik på 1/500 av buelengden. Kravet gjelder for et forhold mellom radius r og tverrsnittshøyde h :

$$r/h \geq 20$$

Det er videre krav om at tverrsnittet skal ha fler enn 6 lameller. De fleste limtrebuer vil tilfredsstill disse kravene.

Formfeilen som det regnes med i knekkingsdimensjoneringen vil da typisk være ca. 20 % større enn største tillatte formfeil (siden formfeilen regnes ut fra en rett lengde og tillatt avvik måles langs buen blir forholdet noe mindre enn 500/400).

For en typisk treledds bue med spennvidde 35 m blir knekk lengden i planet ca. 20 m. Antatt maksimal formfeil e blir da 40 mm. Formfeilen i limtrebuer vil normalt være langt mindre enn dette, både fordi limtre delene fremstilles i fabrikk og fordi så store formfeil ville vanskeliggjøre montasjen.

For knekking ut av planet kan buen betraktes som en rett stav under trykk med lengde lik utbrettet bue, og EC 5-1 [19] punkt 9.2.5.2 kan benyttes. Der kreves en retthet mellom avstivningspunktene på $a/500$ for limtre, der a er avstanden mellom avstivningspunktene, det vil si samme krav til retthet som i buens plan. Beregning med utbrettet buelengde med hele eller store deler av buen kan være til usikker side fordi det blir torsjonsmoment i buen. Tre materialers lave skjærmodul er da ugunstig. Bueavsnitt med liten lokal pilhøyde, for eksempel mellom avstivede punkter, kan regnes med utbrettet lengde.

Likevel – fordi en overskridelse kan få store konsekvenser, bør man, for større limtrebuer, sikre at det er tilstrekkelig margin mellom opptredende formfeil og den formfeil som er antatt i beregningene. For å sikre det, bør maksimal tillatt formfeil i og ut av planet angis på tegningene og kontrollmåles på byggeplassen. Det kan være litt komplisert å måle formfeilen – spesielt i planet. Det er ikke alle typer avvik som er viktige i knekkingssammenheng. For å måle de avvik som er viktige, må det måles inn flere punkter langs buen, og deretter må en ny systemlinje tilpasses de innmålte punktene. Til slutt beregnes avvikene fra den nye «som bygd»-systemlinjen. Da «som bygd»-systemlinjen allerede inneholder faktiske avvik skulle det ikke være nødvendig å legge til avvik ved denne kontrollen.

Ved en slik metode vil det for eksempel bety lite for knekksikkerheten om toppledet i en treleddbue ligger litt for høyt eller litt for lavt. Et slikt avvik får bare indirekte betydning ved at horisontalkraften i buen forandrer seg litt.

Da innmåling av en bues systemlinje og beregning av avvikene fra denne er beheftet med en viss unøyaktighet, er det viktig å ta høyde for denne måletoleransen når maksimal tillatt formfeil skal fastlegges (se også avsn. 11.2.3).

Dimensjonering etter EC 5-1

Punkt 6.3.2 angir knekkformler for søyler med trykk og bøyning og kan også brukes for knekking av buer. Med bestemte slankhetsforhold λ og relativt slankhetsforhold λ_{rel} kan man finne instabilitetsfaktorene k og k_c etter formlene:

$$\lambda = l_k / i$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{der } A \text{ er tverrsnittsarealet og } I \text{ er annet arealmoment}$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$k = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2)$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

β_c er en faktor for konstruksjonsdeler innenfor definerte retthetsgrenser

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{for konstruksjonstre} \\ 0,1 & \text{for limtre og parallellfiner} \end{cases}$$

Buens stabilitet må normalt undersøkes både i bueplanet og sideveis ut av planet. For toakset bøyning sammen med aksialkraft benyttes følgende dimensjoneringsformler for kombinasjonen trykk og bøyning:

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

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

k_m er en faktor som tar hensyn til omfordeling av bøyepenninger i tverrsnittet og kan for rektangulære tverrsnitt settes lik 0,7.

Knekk lengder for buer

I praksis vil det vanligvis bli benyttet treledds-buer, men i enkelte tilfeller kan også toledds-buer eller innspente buer være aktuelle. Under forutsetning av parabelformet, symmetrisk bue med vertikal last kan teoretisk knekklast i bueplanet beregnes som angitt nedenfor. Knekklasten er definert ved horisontalkomponenten, dvs. horisontal oppleggsreaksjon.

I formlene er l buens spennvidde (horisontalprojeksjon), og f er pilhøyden. Det er forutsatt at annet arealmoment har konstant verdi $I = I_0$ i hele buelengden. Treledds-buer og toledds-buer er ikke særlig følsomme for variasjon av bøyingsstivheten $E_{0,05}$. Hvis det er vesentlig variasjon, kan det settes inn en midlere verdi for et område omkring buens fjerdedelspunkt. Bueformen vil ikke ha vesentlig betydning, og disse formlene kan derfor brukes også for annen bueaksegeometri, for eksempel sirkulær bue. For de fleste aktuelle buer vil knekking og 2. ordens lastvirkninger bli litt merkbare, men de får sjelden en vesentlig betydning. Det er derfor ikke nødvendig med en høy nøyaktighetsgrad. Flere knekkformler, også for variabelt tverrsnitt, finnes i for eksempel den svenske «Handboken BYGG», bind T [74].

Knekking ut av bueplanet kan være viktig, særlig der det på grunn av liten buehøyde over brubanen ikke kan benyttes vindfagverk. Frittstående buer uten sideavstivning forekommer for betongbuer og spesielt stålbuer, men for trekonstruksjoner vil dette som regel bli vanskelig. Det har derfor vært vanlig med sidestive hengesøyler som stiver av hver bue. Analysen blir egentlig en romlig beregning, men det kan normalt også brukes en forenklet metode. Den går ut på å regne buen som en rett bjelke svarende til lengden av den utbrettede bue. Dette kan antas både for en frittstående bue og for en bue som er avstivet mellom endeoppleggene. Forutsetningen er at buen har en tilfredsstillende torsjonsstivhet, fordi sideveis knekking vil være en kombinasjon av bøyingsknekking og vipping. I praksis vil det si at gyldighetsområdet for den forenklete beregningen er et massivt, ikke for smalt tverrsnitt. Vi kan regne med at et firkanttverrsnitt med bredde minst lik 0,6 ganger høyden tilfredsstiller vilkåret.

Tabell 9-1: Knekklast i bueplanet for symmetriske, parabelformede buer med konstant tverrsnitt og jevnt fordelt vertikallast

Table 9-1: Buckling load in the arch plane for symmetric, parabolic arches with constant cross section and evenly distributed vertical load

	Treleddsue	Toleddsue
Antimetrisk knekking	$H_E = \frac{4\pi^2 E_{0k} I_0 / \gamma_m}{\left(1 + 11,6 \cdot \left(\frac{f}{l}\right)^2\right) \cdot l^2}$	$H_E = \frac{4\pi^2 E_{0k} I_0 / \gamma_m}{\left(1 + 11,6 \cdot \left(\frac{f}{l}\right)^2\right) \cdot l^2}$
Symmetrisk knekking	$H_E = \frac{29,8 \cdot E_{0k} I_0 / \gamma_m}{\left(1 + 6 \cdot \left(\frac{f}{l}\right)^2\right) \cdot l^2}$	$H_E = \frac{88 \cdot E_{0k} I_0 / \gamma_m}{\left(1 + 10,4 \cdot \left(\frac{f}{l}\right)^2\right) \cdot l^2}$

Virking av lav skjærmodul for trevirke bør også vurderes. Toppledd kan også være ugunstig, pga mulig formfeil samt deformasjoner ved innfesting av slisseplater.

Med beregnet teoretisk knekklast H_E bestemmes den tilhørende aksialkraft i det undersøkte tverrsnitt, $N_E = H_E / \cos\varphi$, hvor φ er bueaksens vinkel med horisontalplanet ved tverrsnittet.

Ut fra den generelle formelen for Euler knekklast:

$$P_{k,min} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

kan knekk lengden beregnes som:

$$l_k = \pi \sqrt{\frac{E_{0,05} I_0 / \gamma_M}{N_E}}$$

Knekk lengder beregnes både for knekking i bueplanet og for sideveis knekking, slik at man kan bestemme slankhetsforholdene og instabilitetsfaktorene etter formlene angitt tidligere.

9.3 Knutepunkter i fagverk

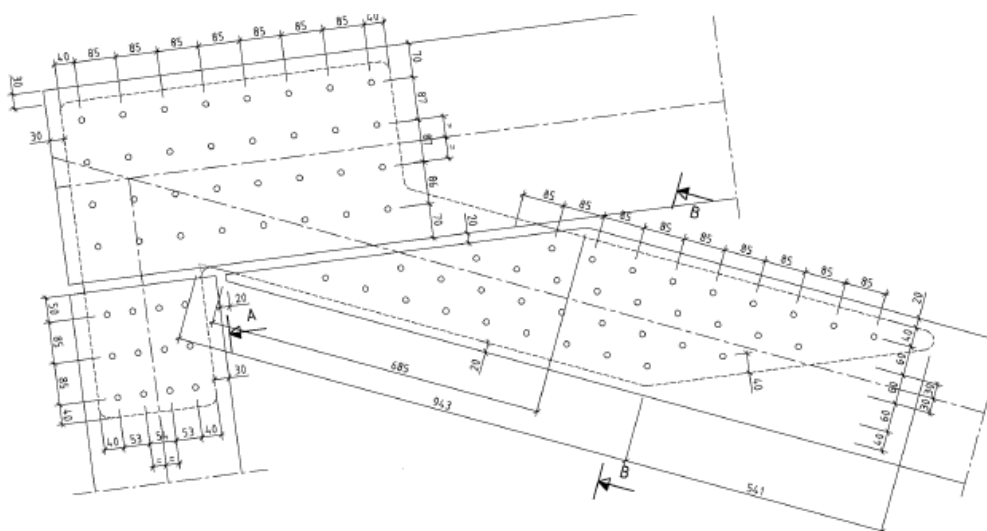
Knutepunkter er det normalt mange av i et fagverk samtidig som de hører til de mest påkjente punktene. I dag lages knutepunktene vanligvis med innslissede plater og stavdybler. Løsningen tillater overføring av svært store krefter samtidig som fagverksstavene kan ligge i samme plan. Det er derfor viktig at dimensjonering og utførelse er korrekt i disse relativt kompliserte punktene.

Etter at Perkolo bru i Gudbrandsdalen knakk sammen før offisiell åpning i 2016 [102] som følge av et feilaktig prosjektert knutepunkt ble det økt oppmerksomhet rundt knutepunkter i fagverk. Inspeksjon og kontrollregning av denne typen bruer [103] har vist at enkelte punkter i standarden Ek5-1-1 [19] er mangelfulle eller uklare og kan føre til prosjekteringsfeil.

Kolbein Bell ved NTNU har laget et kompendium [51] som gir en god innføring i hvordan man kan beregne forbindelser i henhold til Ek5-1-1. Likevel er det forhold som heller ikke dette kompendiet gir svar på og som det kan være på sin plass å belyse i det følgende.

9.3.1 Beregning av krefter og momenter

Fagverkskonstruksjoner kan beregnes som ideelle fagverk, som en momentstiv ramme eller noe imellom. Ideelt fagverk vil si at knutepunktene betraktes som ideelle ledd. Man får da bare aksialkrefter i fagverksstavene. Imidlertid vil knutepunktene i en fagverksbru ha en viss rotasjonsstivhet. Dermed oppstår det momenter i knutepunktene – altså en viss rammeverkning. Aksialkreftene i stavene blir som følge av det noe mindre. For fagverkets totale bæreevne spiller disse momentene ingen rolle så lenge fagverksstavene er dimensjonert for aksialkreftene i et ideelt fagverk. En effekt er imidlertid at momentene forårsaker en ekstra belastning på dyblene på tvers av fiberretningen.



Figur 9-3: Knutepunkt som er undersøkt for bidraget fra rotasjonsstivheten
Figure 9-3: Joint that is investigated with respect to rotational stiffness

Rotasjonsstivheten til et knutepunkt med tre staver i et typisk fagverk ble undersøkt, se figur 9-3. Denne ble ansett som representativ for øvrige forbindelser. Det ble funnet ut at innspenningsgraden av knutepunktet var omtrent 1/13 av gurtens stivhet. Ut ifra dette ble det konkludert med at en ideell fagverksmodell var mer representativ enn en rammemodell, og at momentbidraget i knutepunkt trolig kun er nødvendig å kontrollere i spesielle tilfeller. Spesielle tilfeller kan være eksentrisk belastning, svært lange forbindelser eller annet som øker enten stivheten eller belastningen. Dette samsvarer også med tidligere funn i studentoppgave utført på trebruer [104].

Benyttes en forenklet beregningsmodell i prosjekteringen er det egne regler for dette i Ek5, blant annet at kapasiteten ikke skal utnyttas mer enn 70%.

Trefagverk vil ofte bli utført med gjennomgående gurtstaver over flere felter, mens diagonalstavene er forbundet med gurtene ved hjelp av mekaniske forbindelser. Gurtene vil da være betydelig stivere enn diagonalstavene. Dette må det tas hensyn til i beregningsmodellen.

9.3.2 Materialfaktorer

Ek5 angir to materialfaktorer avhengig om det gjelder forbindelse eller limtre. For limtre er verdien justert fra 1,25 til 1,15 i nasjonalt tillegg til Ek5-1-1. For stålet i forbindelsen er verdien justert fra 1,3 til 1,1 i nasjonalt tillegg til Ek5-2. Dette kan trolig skape noe forvirring.

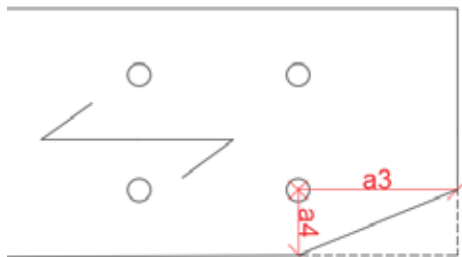
At korrigeringen kun gjelder for kontroll av limtrevrissnitt og ikke forbindelser kommer ikke godt frem i standarden. Det kan også være et tolkningsspørsmål om blokkutrivning er en kontroll av forbindelsen eller av limtreet. Det anbefales å behandle blokkutrivning som en del av forbindelsen fordi den bør ha samme sikkerhet som øvrige beregninger av forbindelseskapasitet.

9.3.3 Kantavstander

Ek5 angir minste kantavstand og innbyrdes avstand for dybler. Det har vært en tendens til å betrakte minimumsmålene som anbefalte verdier, og selv om slik bruk ikke er direkte feil, så er det for Statens vegvesens del lite formålstjenlig. Ved å benytte de minste tillatte avstandene i standarden øker sannsynligheten for sprøbrudd, det tillater i praksis ikke noen utførelsestoleranser eller mindre feil. Ved senere kontrollregning kan det bli vanskelig å påvise tilstrekkelig kapasitet hvis kravet til avstandene skulle øke.

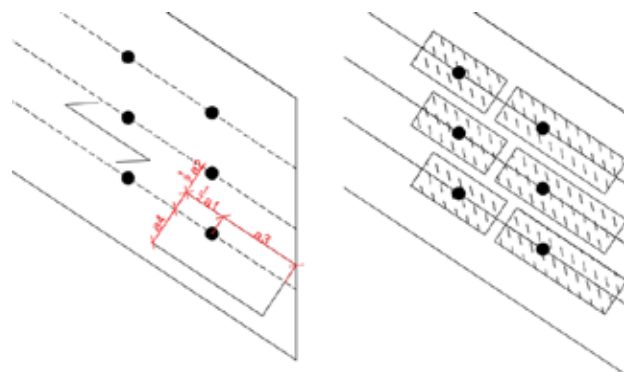
Det har også forekommet en noe uforsiktig tolkning av regelverket ved at kantavstandene har blitt målt direkte fra dybelen ved skrå avslutning av staven, se figur 9-4 hvor a_3 er minimumsavstand i fiberretning til belastet ende og a_4 er minimumsavstand til fri kant. Innkuttet i enden som her vist er ikke omtalt i prosjekteringsstandard. Simuleringer utført av NTNU antyder riktignok at slike innkutt ikke har betydning for spenningsbildet, men hvorvidt dette påvirker eventuell sprekkpropagering er ikke undersøkt. Det kan være hensiktsmessig å gå forsiktig frem i slike tilfeller.

I fagverk vil enden av diagonalstavene vanligvis ha en skrå avslutning. Man blir da stilt overfor problemstillingen som er beskrevet ovenfor. Det anbefales å betrakte minimumsavstandene som vist på figur 9-5.



Figur 9-4: Innkutt innenfor rektangelet a_3 - a_4

Figure 9-4: Cut off corner within the rectangle a_3 - a_4



Figur 9-5: Anbefalt tolkning av kantavstander der hver dybel får en reservert sone

Figure 9-5: Recommended edge distances where each dowel is within a dedicated zone

9.3.4 Beregning av flersnittede forbindelser

Ek5-1-1 viser ikke direkte hvordan beregningsformlene skal forstås ved flersnittede forbindelser. Imidlertid er flersnittede forbindelser omtalt i standardens pkt 8.1.2 der det kreves kompatibilitet i bruddformene. Dette kravet kommer av at treet ikke kan ha forskjellig tøyning i inner- og yttersnitt ved bruddkapasiteten. Hvordan dette kravet skal oppfylles er ikke helt innlysende da kapasiteten til en flerslisset forbindelse styres av flere bruddformer, hvorav den med lavest kapasitet er dimensjonerende. Skal bruddformer kombineres vil det være mulig at det ikke lenger er den laveste som er gjeldende. Dette problemet oppstår gjerne når yttersnittet t_1 er større enn omtrent halve innersnittet ($t_2/2$), noe som er ganske vanlig på trebruer, spesielt i forbindelsen av diagonaler inn på undereller overgurt.

Ved flyteledd i dybelen er kapasiteten bestemt av dybelen. Ved brudd i treet må det regnes en effektiv lengde på ytterste del. Hvordan denne skal beregnes sier standarden ingenting om. En mulig forenklet antagelse er å redusere t_1 til $t_2/2$ når dimensjonerende bruddform i innersnittet gir brudd i trevirket.

En annen forenklet metode som er brukt, og som antas å være konservativ under alle forhold, er å kombinere la veste bruddkapasitet i innersnitt og yttersnitt uavhengig av kinematisk kompatibilitet. Det vil imidlertid ofte gi en svært lav total kapasitet.

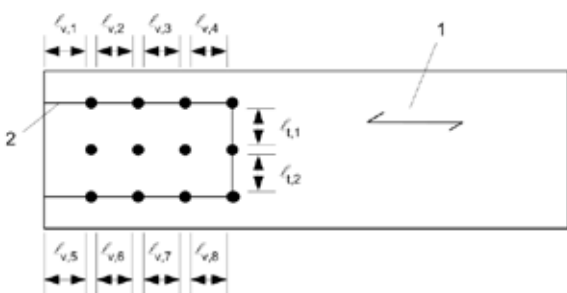
9.3.5 Blokkutrivning

Blokkutrivning er en bruddform der treet rundt forbindelsen ryker. Ek5-1 stiller krav til at «det skal tas hensyn til at kapasiteten til stål-mot-tre-forbindelser som har en belastet ende, kan bli redusert på grunn av svikt langs omkretsen av forbindere». I informativt tillegg gis det en mulig måte å regne dette på, men det stilles ikke krav til at denne metoden skal benyttes.

Bakgrunnen for reglene rundt blokkutrivning er ikke helt klar, men det er åpenbart at det er en bruddform som bør kontrolleres. Om blokkutrivning er en aktuell bruddform avhenger egentlig av knutepunktets utforming. Slisseplater og dybler som er konsentrert i midten av stavtverrsnittet gir øket risiko for blokkutrivning ved at hele tverrsnittet ikke blir utnyttet.

Blokkutrivningskapasiteten bestemmes av tykkelsen t og t_1 . Vanligvis er det strekkkapasiteten for treet i arealet $A_{net,t}$ som gir størst kapasitet. Bredden som skal benyttes er den totale bredden til tverrsnittet med fratrukk av slissen til slisseplaten. Da figuren i prosjekteringsstandardene kun viser en forenklet situasjon for ensnittede forbindelser og ikke flersnittede forbindelser er det fort gjort å gjøre feil her.

N400 krever at konstruksjonen oppfører seg duktilt i bruddgrensetilstand mens prosjekteringsstandardene angir kun kapasiteten til bruddformen. Blokkutrivning er en sprø bruddform. Sikkerhet mot blokkutrivning som sprøbrudd er ikke angitt i standardene, og det ser ikke ut til at det er gjort noen vurderinger av dette spesielt. Forøvrig vises det til avsnitt om materialfaktorer ovenfor.



Figur 9-6: Arealet som fastsettes for kontroll av blokkutrivningsmotstand er bestemt av lengden mellom dyblene på tvers (strekkbrudd, $l_{t,i}$) eller langsmed dybelgruppen (skjærbrudd, $l_{v,i}$).

Figure 9-6: The area which is basis for verification of block pull-out resistance is determined by the distance between dowels perpendicular (tension failure, $l_{t,i}$) or alongside the dowel group (shear failure, $l_{v,i}$).

9.3.6 Dyblers materialfasthet

Opprinnelig ble det benyttet dybler med stålsort S235 og 4.6-kvalitet. I det senere har man gått over til rustfrie dybler, først til stålsort S355 og deretter til S550. Den tidligere norske trekonstruksjonsstandard NS3470 benyttet stålets flytespenning som grunnlag for beregning av dybelens plastiske moment, mens Ek5 benytter stålets strekkfasthet som grunnlag. I Ek5 framgår det ikke hvilken kvalitet som ligger til grunn for formelverket.

Overgangen til høyfast rustfritt stål kan være noe uheldig da rustfritt stål ikke har et klart definert flyteplatå og generelt vil høyere stålfasthet gå i retning av sprøere oppførsel ved at bruddmekanismen flyttes til brudd i trevirket. Se også avsnitt 10.4.4.

9.3.7 Skjøting av elementer

I ideelle fagverk går stavene fra knutepunkt til knutepunkt. For gurtstaver som fortsetter i samme retning vil knutepunktet fungere som en skjøt. Normalt vil gurtstavene få de største kreftene. Det er derfor vanlig å la gurtstavene være gjennomgående over flere knutepunkter selv om fagverket da ikke er et ideelt fagverk. Man gjør stavene da så lange som mulig for å få færrest mulig skjøter.

Når man skal skjøte lange gurtstaver kan det virke naturlig å legge skjøten til et knutepunkt der man allerede har slisseplater. En slik skjøt med store strekkrefter vil imidlertid komplisere knutepunktet vesentlig. Det kan derfor være verdt å vurdere om det ikke er bedre å legge skjøten mellom knutepunktene slik at skjøten kun er påkjent av rent strekk uten noen momentpåvirkning.

9.3.8 Størrelse på slisseplater

Standardene angir ingen restriksjoner på lengde og høyde av slisse- og laskeplater. Store plater vil naturlig føre til tvangsspenninger mellom stål og tre. Spesielt kan dette være kritisk på tvers av fiberretningen da trevirkets strekkfasthet i den retningen er spesielt lav. Det vil derfor kunne oppstå sprekker på langs av fibre som kan føre til en reduksjon av kapasiteten til forbindelsene.

Selv om det ikke er angitt noen maksimumsstørrelse for slike plater, kan man regne med at de dimensjonene som til nå er brukt er i orden ettersom det hittil ikke er registrert denne typen riss. I det følgende sammenlignes en dybelgruppe på 1000x300 mm med hensyn på fukt og temperatur.

Fuktnivået på trebrueene ligger på mellom 10 og 16%, med årlig variasjon på rundt 2-3% i indre tverrsnitt. For en dybelgruppe på 1000x300 mm med nøytralakse i senter vil dette resultere i bevegelser i lengde- og bredderetning på mindre enn 0,1 mm. Kryp tatt i betraktning vil disse verdiene kunne neglisjeres.

Antar man en maksimal temperaturdifferanse mellom tre og stål på 15 °C vil det for overnevnt dybelgruppe kunne oppstå lengdedifferanser på mindre enn 0,1 mm i lengderetning og omtrent 0,8 mm i bredden.

Det kan konkluderes med at dette trolig ikke er et problem med de platestørrelsene som er brukt hittil. Prosjekteringsstandard kan imidlertid virke noe mangelfull når den ikke angir begrensninger for størrelsen på forbindelsene.

9.4 Utmatting

Utmatting har i liten grad vært dimensjonerende for vegbruer av betong og i noen grad for vegbruer av stål. I og med at tre som materiale generelt har meget gode utmattingsegenskaper har ikke utmatting vært vurdert som noe man må undersøke for trekonstruksjoner. I de fleste trestandarder har det derfor ikke vært gitt regler for utmatningskontroll. I Eurokode 1995-2 er det imidlertid inkludert slike regler. Det skyldes spesielt to forhold: (a) den lave permanente lasten for trebruer gjør at den variable lasten blir en større andel av totallasten og (b) mange forbindelsesmetoder har vist seg å ha en betydelig redusert utmatningsstyrke i forhold til et rent tretverrsnitt.

9.4.1 Bakgrunn

EC 5-2 [20] inneholder regler for utmatningskontroll. Reglene er gitt i et informativt annekset A. De forutsetter at utmatningsfastheten for forskjellige typer påkjenning avtar med økende antall lastvekslinger. Reduksjonen uttrykkes ved en faktor for fasthetsreduksjon som følge av antall lastvekslinger, k_{fat} . Ved én lastveksling er $k_{fat} = 1$, og så synker den med logaritmen til antall lastvekslinger. Fasthetsfaktoren for lastvarighet og klimaklasse, k_{mod} , er forutsatt inkludert i k_{fat} . Lastvarigheten kan sies å være hensyntatt i tilstrekkelig grad ved antall lastvekslinger, men klimaklassen er det nok prinsipielt ikke helt korrekt å utelate. Det finnes pr. idag få, om noen, utmatningsforsøk som tar hensyn til klimaet. Det meste er utført med normalt tørre materialer under vanlige laboratorieforhold. Noen utmatningsforsøk med høy trefuktighet indikerer at fuktigheten har en negativ innvirkning på utmatningsfastheten. Selv om det ikke står eksplisitt i EC 5-2 bør derfor parameterne i appendiks A ikke brukes for klimaklasse3.

Partialfaktoren for materialeegenskaper er i standarden (tabell 2.1) satt lik 1,0 for utmatningskontroll. Det begrunnes med at også usikkerhet i materialeegenskapene er inkludert i variasjonen av antall lastvekslinger til brudd. Usikkerheten er dermed tatt høyde for i k_{fat} . I et utmatningsforsøk er jo vanligvis lastnivå og lastvariasjon gitt, mens antall vekslinger til brudd vil variere som følge av blant annet varierende materialeegenskaper.

Usikkerheten ligger altså på antall lastvekslinger og ikke på lastvariasjonen. Fastheten ved én lastveksling er således lik karakteristisk fasthet. I et semilogaritmisk diagram ville det slå feil ut å legge sikkerheten på lastvariasjonen. Partialfaktoren for materialeegenskaper, M_{fat} , er derfor satt lik 1,0 for utmatningskontroll.

Dette betyr at dimensjonerende utmatningsfasthet, $f_{fat,d}$, er lik karakteristisk fasthet, f_k , for én lastveksling. Det kan ved første øyekast virke ulogisk, men for få lastvekslinger er det jo ikke utmatting som er problemet. Da er det statisk kontroll som vil være dimensjonerende. Først ved et visst antall lastvekslinger vil utmatting kunne bli dimensjonerende.

9.4.2 Utmatningslaster

Mens lastmodellene for statiske laster i EC1-2 [17] er ment å skulle representere ekstreme lastsituasjoner er lastmodellen for utmatting en forenklet og redusert modell som er ment å representere en situasjon som kan oppstå mange ganger i løpet av brukstiden.

EC 5-2 angir to typer utmatningskontroll, eller egentlig to nivåer av utmatningskontroll hvor den ene er en svært forenklet metode. Den egentlige utmatningskontrollen er imidlertid også en forenklet metode. Den forutsetter konstante amplituder, som f.eks. for et maskinfundament, hvilket jo normalt ikke er tilfelle for en bru. Metoden baserer seg på et forenklet lastbilde som skal representere alle lastsituasjoner som kan tenkes å bidra til utmatting av konstruksjonen. I virkeligheten vil forskjellige store og små laster opptre et ulikt antall ganger i løpet av brukstiden.

9.4.3 Forenklet kontroll

For å lette vurderingen av når det er behov for en relativt omfattende utmattingskontroll er det i standarden innledningsvis (A1) gitt en enkel metode for slik vurdering. Metoden er basert på at man undersøker hvor stor andel av statisk dimensjonerende fasthet opptredende spenningsvariasjon utgjør og så sammenligner med verdier gitt for forskjellige dimensjoneringstilfeller.

$$\kappa = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{f_k / \gamma_{M,fat}}$$

Lastmodellen som legges til grunn for den forenklete kontrollen er lastmodellen for utmattingslast. Kontrollen kan også gjøres med resultatene fra statisk analyse. Kontrollen blir da bare enda mer konservativ, men er betingelsene tilfredsstillt behøver man ikke gå videre.

Verdien av κ kan kanskje oppfattes som en utmattingsgrense, det vil si et lastnivå som, hvis det ikke overskrides, gir uendelig brukstid. Men det er den ikke. Det er forutsatt at lastvekslingen som brukes i kontrollen er så stor at antall vekslinger på det nivået er forholdsvis begrenset ved normal trafikk over brukstiden. Verdiene av κ er forsiktig anslått basert på prøveberegninger. Det kan imidlertid være at ikke alle kombinasjonsmuligheter er fanget opp, så man skulle ikke stole blindt på resultatet.

9.4.4 Antall lastvekslinger

Gjennomsnittlig antall lastvekslinger per år med konstant amplitude, N_{obs} , er avhengig av årsdøgntrafikken (ÅDT), brukstiden og andelen tunge kjøretøyer. I EC 5-2 er det innført en formel for gjennomsnittlig antall lastvekslinger (observasjoner) per år over brukstiden som svarer til den lasten som er gitt ved lastmodellen for utmattingslast i EC 1-2. Det oppnås ved å innføre en korreksjonsfaktor α :

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \cdot \alpha$$

der

- n_{ADT} er forventet gjennomsnittlig årsdøgntrafikk i konstruksjonens brukstid.
Verdien bør ikke settes til mindre enn 1000
- α er forventet andel av tunge kjøretøyer

Det er altså mange lastvekslinger som er både større og mindre enn de som svarer til N_{obs} , men N_{obs} er, i kombinasjon med lastmodellen for utmattingslast, ment å representere alle lastene.

9.4.5 Utmattingskontroll

Hvis man tenker seg at utmattingsbrudd oppstår som følge av akkumulerte delskader fra alle spenningsvekslingene av forskjellig størrelse som opptre frem til utmattingsbruddet kommer, og at det til hver last er knyttet et visst spenningsnivå og et visst antall spenningsvekslinger, så vil hver kombinasjon av spenningsnivå og antall spenningsvekslinger gi et bestemt bidrag til utmatting av konstruksjonen. Det er vanlig å anta at skaden vokser lineært med antall lastvekslinger på hvert nivå og at rekkefølgen på store og små lastvekslinger ikke spiller noen rolle (Palmgren-Miners hypotese). Idéen med et representativt lastbilde er at man med det kan regne ut en maksimalspenning σ_{maks} og en minimalspenning σ_{min} i det snittet som skal undersøkes, og at spenningsvekslingen $\Delta\sigma = \sigma_{maks} - \sigma_{min}$, som er konstant, sammen med et tilhørende antall lastvekslinger, er representativ for hele lasthistorien.

Hvis hver spenningsveksling bidrar litt til utmattingsbrudd, kan man også si at for hver spenningsveksling blir materialets fasthet litt redusert. Denne reduksjonen av fasthet, k_{fat} , kan beskrives med en kurve som viser full fasthet ved én spenningsveksling og er fallende med økende antall lastvekslinger. Hvis abscisseaksen viser logaritmen til antall lastvekslinger, kan kurven med god tilnærming antas som en rett linje. Dette er en såkalt Wöhlerkurve. Utmattingskontrollen forenkles da til å finne størrelsen på reduksjonsfaktoren, k_{fat} , som funksjon av antall lastvekslinger knyttet til den representative lasten, for så å påvise at redusert dimensjonerende fasthet er større enn opptredende maksimalspenning.

9.4.6 Utmattingskurver

Kurven for fasthetsreduksjonen k_{fat} er avhengig av spenningsforholdet $R = \sigma_{min} / \sigma_{maks}$ og ikke spenningsvariasjonen $\Delta\sigma$. Forsøksresultater tyder på at R er en mer representativ parameter for trevirke enn $\Delta\sigma$, som passer best for stålkonstruksjoner. For dybel- og spikerforbindelser dreier det seg egentlig ikke om spenninger. R er da et uttrykk for vekslende lastretning.

Tabell 9-2: Verdier for koeffisientene a og b
Table 9-2: Values of coefficients a and b

	a	b
Konstruksjonsdeler av tre under		
- trykk, vinkelrett på eller parallelt med fiberretningen	2,0	9,0
- bøyning eller strekk	9,5	1,1
- skjær	6,7	1,3
Forbindelser med		
- dybler ^a	6,0	2,0
- spiker	6,9	1,2

^a Verdiene for dybler bygger hovedsakelig på tester med 12 mm passdybler. Dybler som har en vesentlig større diameter eller bolter i romme hull, kan utmattingssegenskapene være mindre gunstige.

Størrelsen på k_{fat} er gitt med formelen

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0$$

Formelen gir, som vist i figur 9-9, sammenhengen mellom reduksjonsfaktoren k_{fat} og antall lastvekslinger til brudd og representerer et knippe rette linjer som alle gir $k_{fat} = 1$ for $\log N = 0$ og har forskjellig helning avhengig av parameterne a , b og R .

Antall lastvekslinger i løpet av konstruksjonens brukstid settes lik brukstiden i antall år t_L multiplisert med gjennomsnittlig antall lastvekslinger per år. Uttrykket inneholder også en faktor β som tar hensyn til skadekonsekvensen for den aktuelle konstruksjonsdelen. Standarden angir kun to verdier for β : 3 for vesentlige konsekvenser og 1 når konsekvensene ikke er vesentlige. Dette er en slags sikkerhetsfaktor som er lagt på antall lastvekslinger.

Koeffisientene a og b er gitt for forskjellige typer forbindelser og påkjenninger i Tabell 9-2. R er et uttrykk for hvordan spenningen eller lasten veksler. σ_{maks} er den tallmessig største spenningen (absoluttverdi) og σ_{min} den tallmessig minste. R vil da ha følgende betydninger:

- $R = 1$ Konstant strekk eller trykk (statisk last)
- $1 > R > 0$ Trykk – trykk eller strekk – strekk
- $R = 0$ Trykk – trykk eller strekk – strekk med 0 som minste spenning
- $0 > R > -1$ Strekk – trykk eller trykk – strekk
- $R = -1$ Strekk – trykk med middelspenning lik 0

Figur 9-7 viser et knippe utmattingskurver med forskjellig R-forhold. En konstruksjonsdel som er påkjent på ren bøyning vil ha like store strekk- som trykkspenninger. Da utmattingsfastheten for strekk er dårligere en den for trykk vil utmattingsfastheten for strekk og ren bøyning være den samme. For R=-1 vil kurvene for strekk og trykk være sammenfallende.

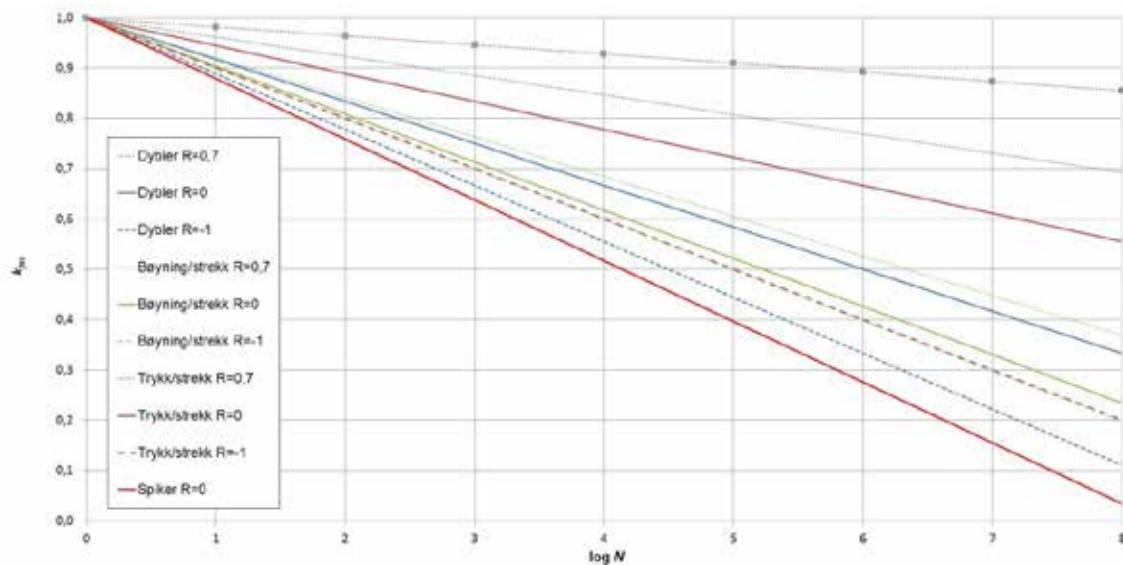
Dimensjonerende fasthet for utmatting blir da

$$f_{\text{fat,d}} = k_{\text{fat}} \frac{f_k}{\gamma_{\text{M fat}}}$$

og kontrollen blir å vise at

$$|\sigma|_{\text{max}} \leq f_{\text{fat,d}}$$

Man ser av figuren at det ikke er forutsatt noen utmattingsgrense for tre som i den tidligere EC 5-2. Det beror på at det ikke foreligger tilstrekkelig forsøksmessig dokumentasjon på at en slik grense finnes. Likevel angir standarden en grense for når utmattingskontroll ikke er nødvendig. Denne grensen er ikke basert på forsøksresultater, men kun angitt for å gi en rimelig avgrensning for når en utmattingskontroll bør gjennomføres.



Figur 9-7: Utmattingsfaktor som funksjon av antall lastvekslinger til brudd
Figure 9-7: Fatigue factor vs. number of load cycles to failure

9.5 Svingninger

De fleste bruer er ikke svingningsømfintlige. Ofte er det lett å innse at svingninger ikke representerer noe problem, men for noen bruer er det ikke så åpenbart, slik at det er nødvendig å gjennomføre beregninger. Svingningsømfintligheten kan forårsakes av flere forhold. De vanligste er stor slankhet og liten masse. Svingninger kan forekomme både i vertikal- og horisontalplanet og som torsjonsvingninger. Trebruer er på grunn av relativt lav egenvekt generelt mer utsatt for svingninger enn betongbruer. Når de så i tillegg er slanke, kan svingninger få betydning.

EC5-2 [17] angir forenklete beregningsregler i Tillegg B og EC0 [11], punkt A2.4.3.2 har anbefalinger om komfortkriterier for fotgjengere.

10 Beskyttelse mot nedbrytning

Som de fleste andre materialer trenger også tre beskyttelse mot nedbrytning. For tre er den viktigste formen for nedbrytning råte som følge av fukttilgang. Nedbrytningsmekanismene er nærmere beskrevet i kapittel 3. Noen treslag er fra naturens side mer bestandige enn andre. Kjerneveden er mer bestandig enn yteveden fordi den er impregnerert med harpiks av treet selv. I Norge har kjerneved av furu vært mye brukt som bestandig materiale [67]. Ellers kan også lerk være aktuell som et relativt bestandig materiale. Lerk inneholder mye kjerneved i forhold til yteved og kjerneveden til lerk kan anses å ha omtrent samme bestandighet som kjerneved av furu [65]. Imidlertid har ingen av delene god nok bestandighet til å kunne brukes i bærekonstruksjonen til en bru som skal oppnå 100 års brukstid. For å oppnå det må trevirket beskyttes ytterligere. I dette kapitlet blir de vanligste måtene å beskytte trevirket på beskrevet.

Beskyttelse av stål og betong i bruer er generelt godt behandlet andre steder. Det er imidlertid noen områder på trebruer der særlig stål trenger en spesiell beskyttelse. Det er f.eks. i kontaktflaten mellom stål og tre og i forbindelse med beskyttelse av spennstål i tverrspente dekker. Noen slike områder er behandlet i det følgende.

10.1 Konstruksjonens brukstid

I henhold til Vegvesenets håndbok for bruprojektering [1], skal brukonstruksjoner prosjekteres for 100 års brukstid. En konstruksjons brukstid avhenger av mange faktorer, slik som konstruksjonstype, materialer, utførelse og lignende, men når først konseptet er valgt er det hovedsakelig tre faktorer som bestemmer en konstruksjons brukstid:

- Eksponeringsgrad
- Beskyttelsestiltak
- Vedlikehold

Disse faktorene er det viktig å ta hensyn til i prosjekteringen hvis man ønsker å oppnå en viss brukstid. Vedlikeholdet tar man også hensyn til ved å gjøre konstruksjonen så lite avhengig av vedlikehold som mulig og å legge best mulig til rette for det vedlikeholdet som må gjøres.

10.1.1 Eksponeringsgrad

Eksponeringsgraden er et uttrykk for hvor utsatt en konstruksjon er for nedbrytning. Den er ikke bare avhengig av de klimatiske forhold på brustedet, men er også for eksempel avhengig av muligheten for oppfukning av konstruksjonen fra vann på veibanen som hvirvles opp av trafikken enten trafikken går på brua eller under.

Omfanget av beskyttelsestiltak vil avhenge av eksponeringsgraden. Det vil imidlertid være behov for en stor grad av skjønn når en konstruksjon skal klassifiseres. Det avgjørende for nedbrytningen er fuktinnholdet i trevirket over tid, men de enkelte tiltak må vurderes utifra den konkrete situasjonen. Innsektangrep er i prinsipp også en påvirkning som reduserer levetiden, men er i Norge lite aktuelt for bruer.

10.1.2 Beskyttelsestiltak

Den beskyttelse man baserer seg på har flere skanser:

1. Konstruktiv beskyttelse skal hindre at fuktinnholdet i treet blir større enn 20 %
2. Midler med langtidsvirkende (>100 år) soppdrepende egenskaper
3. Midler som er vannavvisende slik at vann i mindre grad trenger inn i treet og i tillegg eventuelt har soppdrepende egenskaper

Erfaringer fra andre trekonstruksjoner viser at når direkte vannpåvirkning kan unngås eller når trevirket i konstruksjonen er tilfredsstillende impregnerert kan levetiden bli mange hundre år. Erfaringene fra eldre bruer i Norge og andre Europeiske land viser at med god beskyttelse med datidens metoder kunne levetiden bli fra 100 til flere hundre år. Mange bruer hadde imidlertid dårlig beskyttelse og fikk betydelig kortere levetid. Datidens beskyttelsesmetoder var en kombinasjon av konstruktiv beskyttelse og beskyttelse med kjemiske stoffer som for eksempel tretjære.

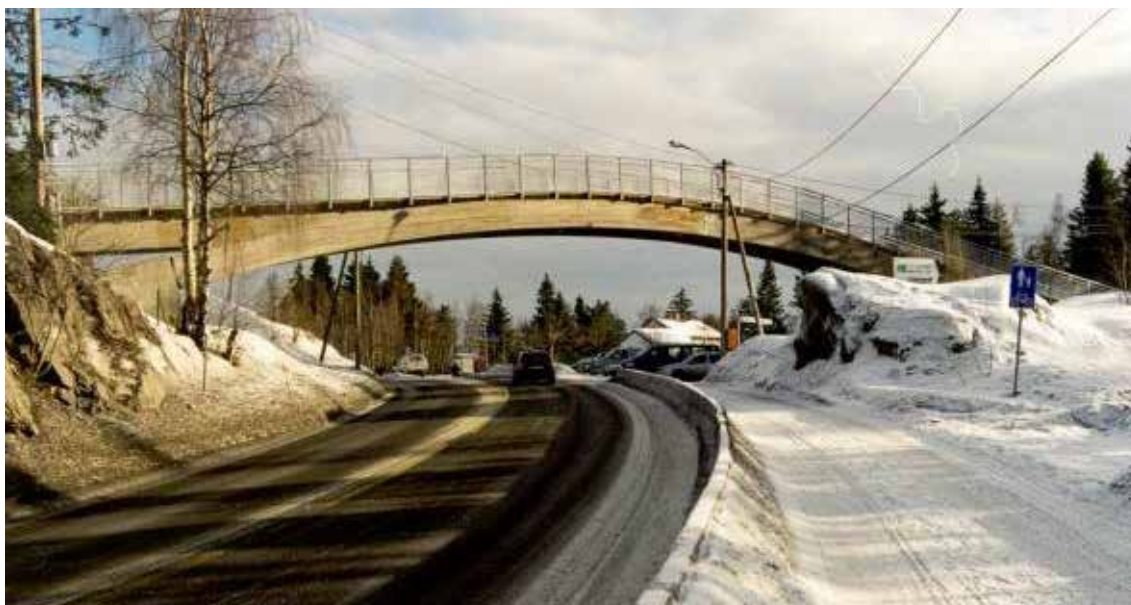
Bruk av malinger eller beis endrer lite på levetiden fordi de nesten utelukkende baserer seg på å redusere fuktopptaket og ikke gir noen dypbeskyttelse. Samtidig vil selv en diffusjonsåpen overflatebeskyttelse i noen grad reduserer uttørkingen av trevirket når fuktighet først er kommet inn. Da bruer består av svært grove elementer er en viss oppsprekning ikke til å unngå. Et overflatebelegg vil da også sprekke og fuktighet vil kunne trenge inn i det indre av tverrsnittet. Dersom dypimpregneringen ikke virker eller ikke er tilstede kan denne fuktvandringen innover i tverrsnittet medføre sterkt redusert levetid. I tillegg har maling og beis i seg selv relativ kort levetid og må gjentas ofte.

10.1.3 Funksjonell levetid

En brus levetid bestemmes ikke bare av hvor lenge den kan stå uten å falle sammen eller bli usikker. Den kan også være bestemt av bruas evne til å oppfylle sin oppgave i trafikken med hensyn til bæreevne, bredde og beliggenhet.

Selv om brua ikke lenger fyller sine funksjonskrav, vil en trebru i mange tilfeller kunne få «et nytt liv» ved at den kan demonteres og settes opp på et annet sted der den fyller funksjonskravene. Trebru-konstruksjoner er ofte «byggesett» som lett kan taes ned og settes opp hvis materialene er i god stand.

Sollihøgda gang- og sykkelvegbru over E16 i Hole kommune i Buskerud (figur 10-1) er et eksempel på gjenbruk av en hel bru. Den består av CCA-impregnerte limtrebuer og ble opprinnelig bygd som gang- og sykkelvegbru over Sandvikselven i Sandvika i Bærum kommune i 1980. Etter 13 års tjeneste ble den i 1993 revet og erstattet av en vegbru. Da den var i god stand, ble delene lagret og i 1998 gjenoppbygd på Sollihøgda for å føre en skiløype over den sterkt trafikkerte europavegen.



Figur 10-1: Sollihøgda skibru er et eksempel på gjenbruk av en hel bru
Figure 10-1: Sollihøgda Ski-bridge is an example of re-use of a complete bridge

10.2 Konstruktiv beskyttelse mot nedbrytning

Trebruer skal som andre bruer i Norge konstrueres for 100 års brukstid. Dersom trebrueene konstrueres etter anerkjente konstruksjonsprinsipper burde kravet ikke være vanskelig å oppnå noe sted i Norge. De etterfølgende anbefalingene behandler fuktighet i kontakt med tre og bygger på følgende hovedprinsipper:

- Unngå at vann blir liggende på horisontale eller skrånende flater på konstruksjonen og derifra trekker inn i trematerialet.
- Unngå at treet er i direkte kontakt med annet hygroskopisk materiale så som betong.
- Unngå å bygge inn fuktfeller i konstruksjonen (dvs. steder der vann lett kan komme inn, men vanskelig ut). Da tre forandrer seg over tid vil i enkelte tilfeller det som i utgangspunktet ikke var en fuktfelle likevel kunne utvikle seg til det.
- Alle viktige deler av konstruksjonen må være godt luftet slik at trematerialet etter oppfukting kan tørke ut raskest mulig. Det vil si at alle deler av tre bør ha minst to flater som er godt luftet.
- Unngå steder der støv, sand og annet som vil holde på fuktigheten kan samle seg og bli liggende inntil eller i umiddelbar nærhet til trevirke.
- Sørg for tilstrekkelig avstand fra vegetasjon enten ved å heve brua over landskapet eller ved plastring av landskapet under og rundt brua.

Kilden til fuktighet er vann som kan komme som nedbør, som vanntåke eller vannsprut fra trafikken eller som sprut fra vassdrag eller også som kondens. Snø som legger seg på konstruksjonen har ingen negativ betydning så lenge det er snø, men som smeltevann kan det være uheldig. Vann kan også komme som fuktighet fra jord og grus eller planter og planteavfall. Det er nesten likeverdig med at det står vann på disse delene hele tiden. Det er derfor viktig at vann ledes bort på en god måte, ikke bare på konstruksjonen, men også under og ved siden av konstruksjonen.

Erfaringene har vist at de minst holdbare stedene på en trebru er steder der vann enten har vært inne-stengt eller stadig har rent ned på konstruksjonen. Inne-stengt vann kan finnes i områder der vann har blitt samlet opp i trekonstruksjonen eller på tilstøtende betong- eller stålkonstruksjon som har kontakt med trevirket. Selv om det brukes impregneringsmidler (f.eks. kreosotolje) som sterkt reduserer oppsprekning, vil treet likevel til en viss grad sprekke. Spesielt de vertikale sprekkenes med åpningen opp er sterkt brukstidsreduserende hvis de får samle vann. En massiv limtrebjelke kan bestå av flere limtrebjelker limt sammen på langs (blokkliming, se figur 10-21). Denne vertikale limfugen vil over tid kunne sprekke noe opp, og kan på samme måten som en ordinær sprekke samle vann.

Man skal være oppmerksom på at sprekker i trevirke vanligvis går radielt i forhold til kjerneveden. I limtrebjelker orienteres lamellene vanligvis med kjerneveden samme vei. For utendørs konstruksjoner uten dekking av sideflatene er det derfor viktig at limtrebjelkene monteres slik at sprekkenes ligger med åpningen nedover som vist på figur 10-2. Dette er viktig selv om limtrebjelken er godt impregnert med kreosot fordi vann som kommer inn i sprekken da kan bli stående helt inne i den uimpregnerte kjerneveden og gi grobunn for råte der. En bør derfor ikke snu nederste lamell eller bruke margvedlameller.



Figur 10-2: Orientering av sprekkenes i en limtrebjelke
Figure 10-2: Orientation of cracks in a glulam beam

Vanligvis produseres limtrebjelker med én lamell snudd i forhold til de andre slik at kjerneveden kommer ut i begge ender. Dette gjøres for å redusere oppsprekningen på over- og undersiden og for å bedre bestandigheten for uimpregnerte bjelker ved at den mer råtebestandige kjerneveden vender ut. For impregnerte bjelker for utendørs bruk er imidlertid dette systemet uheldig. Ved å la alle lamellene ligge samme vei og montere bjelken med kjerneveden opp, oppnår man den fordel at undersiden av bjelken da vil bestå av impregnert yteved som er adskillig mer holdbar enn kjerneveden. Den uimpregnerte kjerneveden i oversiden av bjelken bør dekkes uansett.

Enkelte steder på en konstruksjon vil være mer ømfintlig for vannpåvirkning enn andre. For å hindre at vann kommer i kontakt med trematerialet på slike steder må konstruksjonen der, i tillegg til kjemisk beskyttelse, dekkes eller bygges inn. Dekningsmaterialet kan være av tre, metall eller plast. Dekkingen må være tett og varig eller i det minste enkelt la seg skifte ut. Det må også være mulighet for avrenning eller opptørking av vann hvis det er en risiko for at det kan komme innunder dekingen på noe vis. Ved metalldeking vil det, i tillegg, alltid være en risiko for kondens. Likeledes må dekingen ikke hindre utlufting av konstruksjonen. Dekkingen må heller ikke være slik utformet at den inviterer insekter til å bygge bol eller fugler til å bygge rede der. Den må også kunne lede vannet bort på en slik måte at det ved normale værforhold ikke renner nedover sideflatene på konstruksjonen.

Som en oppsummering kan man si at all erfaring viser at utendørskonstruksjoner som har samme krav til brukstid som bruer, må på utsatte steder gis en god konstruktiv beskyttelse og ikke bare impregnering.

10.2.1 Dekking av bærende konstruksjonsdeler

En viktig måte å sikre den foreskrevne brukstid på for en trebru er å dekke viktige deler av konstruksjonen. Det kan være bærende elementer eller deler som er vanskelig utskiftbare. Noen deler er også mer utsatt enn andre og bør gis spesiell oppmerksomhet, både i form av økt beskyttelse og enkel utskifting.

Beskyttelse ved hjelp av tak og vegger

I Mellom-Europa og i Nord-Amerika er det tradisjon for å bygge trebruer med tak og vegger. Dette gir en utmerket beskyttelse av selve bærekonstruksjonen. Det finnes eksempler på slike bruer som er blitt flere hundre år gamle. En slik fullstendig innbygning av bærekonstruksjonen er ganske kostbar både å bygge og å vedlikeholde. Dessuten er en slik løsning lite hensiktsmessig både i forhold til dagens krav til frihøyde og i forhold til dagens biltrafikk. Man kan se på slike bruer som ligger i trafikkerte veger at selv om tak og vegger beskytter for direkte regn, drar bilene med seg et fint vannstøv som legger seg innvendig i konstruksjonen og som bare langsomt tørker opp igjen når regnet er over.

Likevel kan det i visse tilfeller være hensiktsmessig å kombinere en overliggende bærekonstruksjon med en form for tak. Spesielt kan dette være aktuelt for gang- og sykkelvegbruer. Os bru i Østerdalen (figur 10-3) og Bølgen bru i Kongsberg (figur 10-4) er interessante eksempler på dette.



Figur 10-3: Os gs-bru i Østerdalen med taket integrert i bærekonstruksjonen

Figure 10-3: Os Footbridge in Østerdalen with the roof integrated in the truss

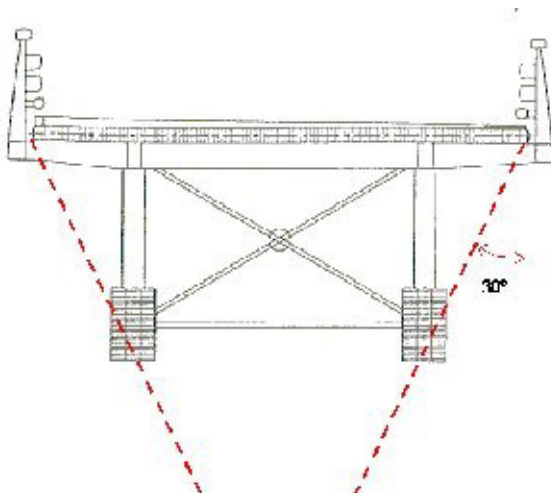


Figur 10-4: Bølgen gs-bru i Kongsberg med taket over bærekonstruksjonen
 Figure 10-4: Bølgen Footbridge in Kongsberg with the roof covering the the truss

Brudekket beskytter underliggende bærekonstruksjon

Selv om det kanskje ikke alltid er så hensiktsmessig å dekke brua med en egen takkonstruksjon vil det alltid være en fordel å utnytte den beskyttelse som brudekket kan gi. Er det mulighet for det, bør bærekonstruksjonen legges under brubanen, og ikke bare under, men også godt inn fra kanten. Vanligvis er det mange hensyn å ta ved utforming av en bru, funksjonelle, statiske og estetiske, men de bestandighetsmessige bør alltid veie tungt.

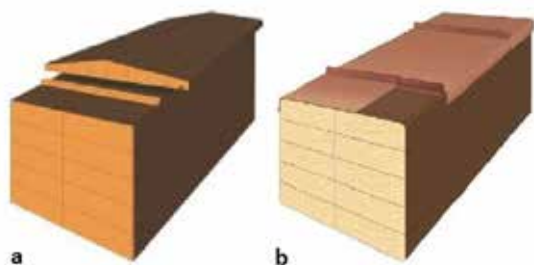
Det gir imidlertid ikke tilstrekkelig beskyttelse å legge bærekonstruksjonen i kant med dekket. Litt vind får regnet til slå inn fra siden. Mange steder kan det til tider regne nesten horisontalt, men som en tommelfingerregel kan man regne med at det som ligger innenfor en vinkel på 30° med vertikalen er rimelig godt beskyttet (jfr. tysk standard [47]). Figur 10-5 viser et eksempel på dette (Fønhus bru). Den øverste delen av buene er beskyttet, mens nedover mot kempene får buene imidlertid full regnbelastning.



Figur 10-5: Beskyttelse av underliggende bærekonstruksjon av brudekket
 Figure 10-5: Protection of the load bearing member by the bridge deck

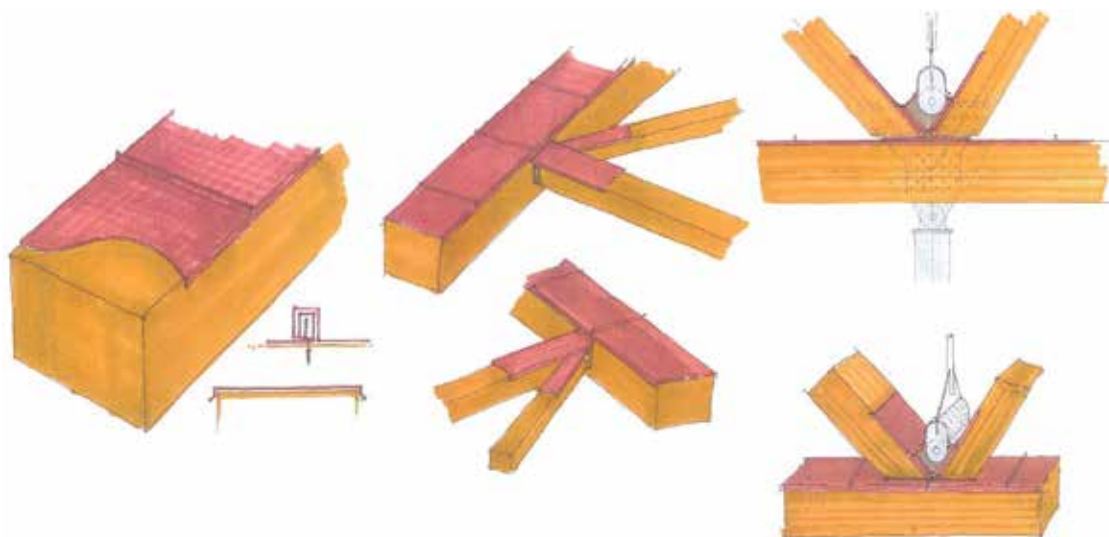
Beskyttelse av oversiden av bjelker og buer

Oversiden på bærende deler av konstruksjonen skal være beskyttet konstruktivt i tillegg til eventuell kjemisk beskyttelse. Selv med kjemisk beskyttelse har det vist seg at oversiden av bjelker og buer blir temmelig rufsete etter en tid. Beskyttelsen skal sikre at overflaten ikke blir belastet med direkte vannpåvirkning. Det er samtidig viktig å påse at avrenningsvannet fra oversidebeskyttelsen ikke renner nedover konstruksjonselementets sideflater. Vannutkastet må være så stort at vannet ved normale værforhold på stedet ikke blåser tilbake på konstruksjonen.



Figur 10-6: Oversiden av en bjelke dekket med (a) trebord med lufting og (b) kobbertekking uten lufting og med stående fals.

Figure 10-6: Upper beam surface covered by (a) wooden planks with natural ventilation and (b) copper cladding without ventilation and with standing seam.



Figur 10-7: Eksempler på kobbertekking av et trefagverk
Figure 10-7: Examples of copper cladding of a timber truss

Oversidebeskyttelsen kan utføres på flere måter. Figur 10-6a viser et eksempel på tekking med trebord. Trebordet bør ha dryppnese i form av langsgående riller og stikke godt ut på hver side – i hvert fall så langt ut at regn ikke kommer inn i luftspalten mellom overkanten av bjelken og tekkingsbordet. Luftspalten er viktig for at eventuell fuktransport fra tekkingsbordet til selve limtrebjelken blir brutt og undersiden av tekkingsbordet kan luftes og tørke ut etter eventuell oppfukning.

Figur 10-6b viser tekking av bjelkeoversiden med kobberblikk. Det er her ikke lufting under tekkingen. Det ville kanskje være en fordel med lufting i tilfelle det skulle komme fukt innunder tekkingen, for eksempel i form av kondensvann eller ved en lekkasje. Det forenkler imidlertid utførelsen betraktelig å sløyfe luftingen. Da kan tekkingen ligge direkte an mot bjelkens overside, noe som også gir en mer robust konstruksjon. Overflaten på store bjelker og buer blir uansett ikke helt jevn, så noe gjennomlufting vil det bli. Den lille luftmengden som eventuelt ligger innelukket mellom tekking og tre vil ikke inneholde mye vann og vil derfor heller ikke kunne gi særlig mye kondens. Er atpåtill tekkingsmaterialet kobberblikk, vil kondensvannet bli anriktet med kobberioner og dermed gi dårlige livsbetinger for eventuell råtesopp.

Det brukes stående fals ved horisontale flater. Ved hellende flater, som for buer, skråstøtter og diagonaler i fagverk, kan falsen være enten stående eller liggende. Stående fals leder regnvann ut til siden for hver skjøt, mens liggende fals gjør konstruksjonen mindre klatrevennlig.

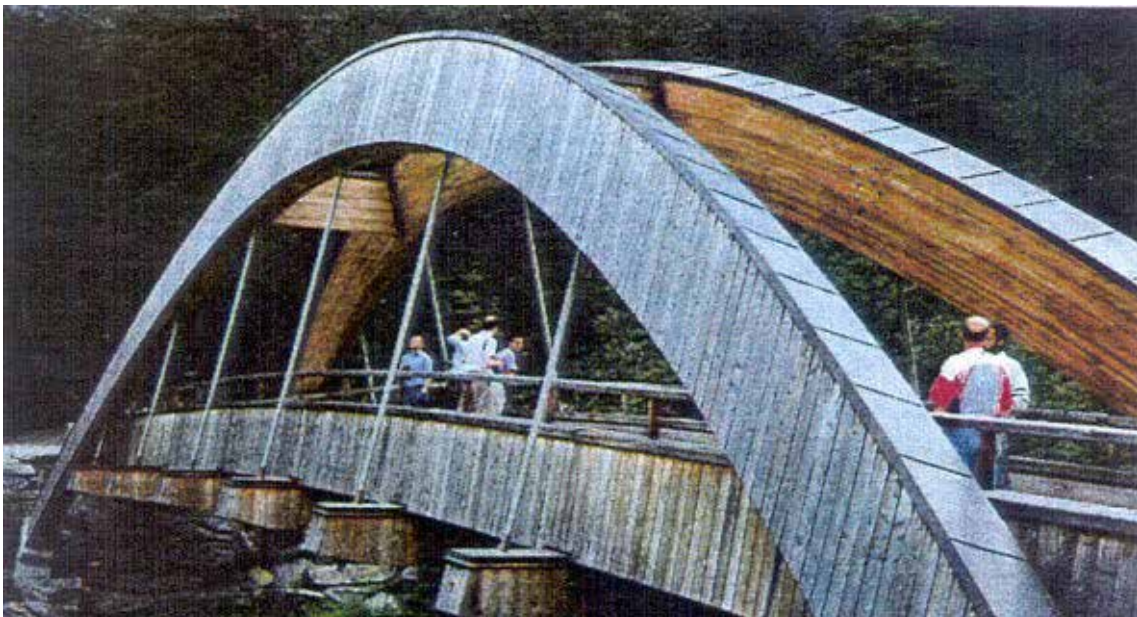
Der de bærende konstruksjonselementene ligger under et tett dekke og så langt inn at normal sidevind ikke fører vann på den bærende konstruksjonen kan dekkningen sløyfes (jfr. figur 10-5). For å oppnå 100 års brukstid er det likevel tilrådelig å trykkimpregnere slike konstruksjonsdeler i tillegg.

Tekkingsmaterialer for oversiden av bjelker og buer

Som tekkingsmateriale er det mye som kan brukes. Tekking med tre kan være effektivt. Figur 10-9 viser et eksempel på det. Det er som regel enkelt å utføre, men holder vanligvis ikke så lenge. Det krever altså en god del vedlikehold. Tekking med metallplater er nok mer kostbart, men holder lenger. Det er flere metaller som kan brukes. Det vanligste er kobber, sink og plastbelagt stål, men også aluminium og rustfritt stål er det mulig å bruke. Aluminium har generelt dårlig holdbarhet for mekanisk påvirkning, og det må brukes adskillig tykkere plater enn ved kobber og stål for å oppnå samme stivhet. Eloksert aluminium fåes i flere farver, men har den ulempen at det ikke kan falses. Det gjør at aluminium ikke blir særlig billigere enn kobber. Plastbelagt stål har for dårlig holdbarhet for en bru og må ifall skiftes ut flere ganger avhengig av miljøet på stedet.

Kobber er nok det beste materialet for tekking av en bru. Det har en holdbarhet på flere hundre år og får en fin patina med tiden. Det er meget seigt og derfor godt bøybart – også ved lave temperaturer. Platene for tekking av en bru bør imidlertid ikke være for tynne. Plater med 1,0 mm og 0,7 mm tykkelse har vært mye brukt og har vist seg velegnet – førstnevnte spesielt på konstruksjonsdeler som kan bli utsatt for klatring eller annen påkjenning. En platetykkelse på 0,7 mm faller rimeligere og kan også godt brukes, spesielt der man kan være sikker på at det ikke blir noen særlig mekanisk påvirkning. I husbygging er forøvrig 0,5 og 0,6 mm vanlig.

Kobber har den egenskap at det avgir ioner til vann som kommer i kontakt med det. Det er gunstig med hensyn til råte, som nevnt ovenfor, men vann som renner av fra kobbertekking vil av samme grunn også ha en uheldig virkning på stål og sink som det kommer i kontakt med. Slikt vann vil kunne forårsake relativt sterk tæring på lavere verdige metaller og må derfor ledes bort slik at det ikke renner ned på tverrbærere, lagre, beslag, etc. i stål.



Figur 10-8: Eksempel på panelkledd limtrebuer (Trattbrücke, Sveits)

Figure 10-8: Example wooden panelling of glulam arches (Tratt Bridge, Switzerland)



Figur 10-9: Gammel fagverksbru(halvparten av gamle Dønfoss bru, 1896, Figur 1-12) over elven Finna ved Sterringi i Lom slik den sto inntil 2007. Alle bærene deler er gitt en konstruktiv beskyttelse i tre, noe som har sikret brua en levetid på mer enn hundre år.

Figure 10-9: Old truss bridge (half of old Dønfoss Bridge, 1896, Figure 1-12) across river Finna at Sterringi in Lom as it was situated until 2007. All structural members are given a protection by means of timber cladding, which has ensured a service life of more than a hundred years.

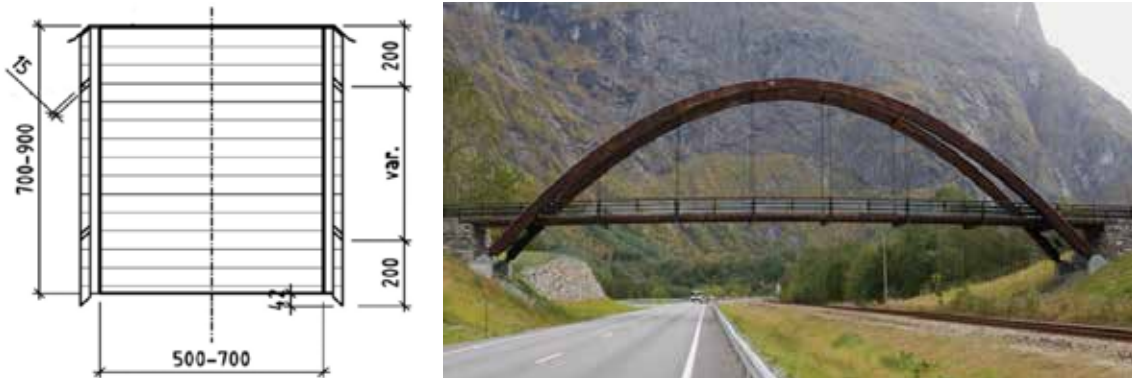
Kobberblikk er således et meget gunstig tekkingsmateriale med hensyn til beskyttelse, bearbeidbarhet (bøybarhet) og til brukstid for tekkingsmaterialet selv. Det har imidlertid én stor ulempe og det er at det har høy salgsverdi som skrapmetall og derfor er et yndet mål for tyver. Flere bruer har mistet kobbertekkingen på den måten – til og med under bygging. Det er derfor ikke hensiktsmessig å bruke kobber der det er relativt lett tilgjengelig. Da er nok sink et bedre alternativ.

Sink er også et egnet materiale og gir dessuten ingen problemer for ståldeler med ioneanrikt avrenningsvann. Selve materialet er billigere enn kobber, men bearbeidelsen er på mange måter vanskeligere. Spesielt er sink vanskelig bøybart i kaldt vær. Det har også adskillig kortere levetid enn kobber. Det bør også isoleres fra Cu-impregnert virke med f.eks papp eller strukturmatter. Det siste gir en viss lufting i tillegg.

Et annet aktuelt tekkingsmateriale er rustfritt stål. Det faller imidlertid dyrere enn de andre materialene. Det vil beholde mye av sin blanke metallglans gjennom hele levetiden. Dette kan gi en fin virkning på noen bruer, men vil nok virke litt vel «glorete» på de fleste vanlige trebruer.

Dekking av sideflater

Sideflatene på kreosotimpregnerte bjelker trenger normalt ikke dekking. For uimpregnerte bjelker eller bjelker med kun en svak impregnering må man imidlertid vurdere om de vertikale sidene på bærende konstruksjonsdeler skal være helt eller delvis dekket. Bjelker med liten høyde vil ofte ha en viss beskyttelse av topptekkingens utspring, mens for høyere bjelker vil den beskyttede delen utgjøre en ubetydelig del av hele sideflaten. Dessuten vil den nedre delen sideflaten til høye bjelker få mer vannbelastning fra vann som renner nedover enn for lavere bjelker. Det er derfor viktigere å beskytte sideflatene til høye bjelker enn til lave. Hvor grensen går for når sideflaten bør kles inn er det vanskelig å gi et eksakt svar på.



Figur 10-10: Sideflater dekket av limtreplater med lufting på Ner Hole bru

Figure 10-10: Lateral surface protection by means of glulam panels with natural ventilation on på Ner Hole bru

I enkelte tilfeller kan det være behov for å kle inn sideflatene på limtrebuer som er for store til å komme inn i trykkimpregneringstanken. Det kan da være nærliggende å kle den inn med et utlekket panel. Dette har vært gjort på mange bruer i utlandet der impregnering ikke er et aktuelt alternativ. Spørsmålet om hvordan bordene skal orienteres dukker da raskt opp. De kan legges både horisontalt og vertikalt. Begge deler bryter rent optisk med bueformen, så radiell legging har også vært prøvet. Figur 10-8 viser et eksempel på limtrebue kledd med trepanel. Et slikt trepanel i ubehandlet lerk har ikke så lang levetid, men er relativt lett utskiftbart. Legg også merke til at ved å skrå buene innover er det kun behov for kledning på en av sideflatene.

En annen måte å dekke buer på, er å bruke tynne limtreplater. Disse kan lages av buede limtrebjelker med samme krumning som den lastbærende buen. Bjelkene sages så opp i forholdsvis tynne «skiver» – det vil si med en tykkelse på 30–40 mm. Disse kan igjen deles opp i lett håndterbare plateelementer som da også kan trykkimpregneres. På denne måten unngår man problemet med orientering av lamellene fordi de da vil ha samme krumning som selve buen og på litt avstand fremstå som en del av buen. Også disse platene må monteres med lufting. Figur 10-10 viser et tverrsnitt av en slik bue.



Figur 10-11: Dekking av sideflaten ved hjelp av tresjalusi

Figure 10-11: Weather protection of the lateral surface by means of louvered timber cladding

Eksempler på en helt annen type innkledning er vist i figur 10-11. Av figuren ser man at de enkelte lamellene i sjalusiet overlapper hverandre med god margin, slik at regn sjelden vil nå inn til bærekonstruksjonens overflate. Festeordningen kan være av bukket flatstål, som vist på figuren, eller av tilskåret tre. For å få bøyd de skråliggende lamellene til samme krumning som buen bør de ikke være

for tykke og heller ikke for brede. Fordi lamellene ligger på skrå, må de bøyes om begge hovedakser når de tvinges på plass. I eksemplet på figuren er det valgt uhøvlede lekter med dimensjon 16x75 mm.

Lamellene er festet til det varmforsinkede stålbeslaget med selvboerende skruer i rustfritt stål. Det kreves en relativt kraftig festeanordning for å holde de bøyde lektene på plass.

Bordene kan med fordel være kreosotimpregnerte som på buen i figur 10-11. Selve buen er der overflatebehandlet med en mørk oljebeis. Oversiden blir dekket med et kobberbeslag som går utover kanten og ned til øverste lamell.



Figur 10-12: Kobbertekking avsluttet i en sliss.
Figure 10-12: Copper cladding terminated in a slot.

Dekking av endevved

Endevved i bærende konstruksjonselementer skal alltid beskyttes mot direkte og indirekte vannpåvirkning, samtidig som det er god lufting. I de tilfeller hvor endevved på grunn av store krefter må ha kontakt med en stålplate, som for eksempel ved en bues kemperlager, skal hele område sikres godt. Andre kritiske punkter med endevved er for eksempel skjøter i bjelker og knutepunkter i fagverk. Slike steder må enten være slik utformet at de er beskyttet mot vanninntrengning, eller at det må lages egen dekking av disse punktene.

Dekking av skråstøtter og diagonaler i vertikale fagverk

For konstruksjonselementer som har en vesentlig helning i forhold til horisontalen kan det ofte virke unødvendig med dekking – særlig hvis de er kreosotimpregnerte. Vann vil da fint kunne renne av. Man må imidlertid tenke på at treet vil sprekke opp og vann vil kunne bli stående i sprekken hvis elementet ikke står svært steilt. Det vil derfor også for slike elementer som oftest være nødvendig med tildekking. I tillegg vil en slik avrenning på overflaten medføre at nedre del påkjennes av en større mengde fukt enn øvre deler.

I tilfeller der man velger å kun dekke fotpunktet eller knutepunktet i et fagverk, må man tenke på at regnvann vil renne nedover oversiden av det skrå elementet. Det er derfor svært viktig at avslutningen av dekkingen blir helt tett slik at vann ikke trenger inn under tetningen og blir stående der. Figur 10-7 og figur 10-12 viser kobbertekking som går et stykke oppover diagonalen og avsluttes i en sliss. Denne slissen skal være trang og skåret før kreosotimpregnering slik at flatene med endevved inne

i slissen blir ordentlig mettet med kreosot. Dersom det ikke benyttes kobber bør man sikre lufting mellom tekking og trevirke og samtidig sikre at vann hverken trenger inn bak tekkingen eller blir stående i mellomrommet. Det kan f.eks. gjøres ved å frese spor i tredelens overside.

Figur 10-13 viser et eksempel fra Hanskemaker bru i Verdal der tre pilarer kommer sammen på ett felles fundament. En av pilarene er vertikal og de to andre står på skrå. De to skråstøttene er forsynt med kobbertekking selv om de står relativt steilt. En viktig detalj her er at kobberbeslaget er avsluttet med en fals ved pilarens fotpunkt. Vann som renner ned langs kobberplaten blir dermed ledet ut til siden og treffer ikke stålet i lagerkonstruksjonen.



Figur 10-13: Dekking av skråstøtter
Figure 10-13: Cladding of inclined struts

10.2.2 Dekking av sekundære konstruksjonselementer

Sekundære konstruksjonselementer, som for eksempel vindavstivning, langbærere, tverrbærere, etc. kan noen ganger være forholdsvis enkelt utskiftbare. Man må vurdere kostnadene ved utskifting opp mot kostnadene ved å sikre en brukstid på 100 år. Som regel vil det lønne seg å gi også disse elementene en konstruktiv beskyttelse. Den vil da kunne utføres etter de samme prinsipper som hovedbæresystemet. I noen tilfeller kan det imidlertid være behov for å gjøre det litt annerledes slik det er diskutert i det følgende.



Figur 10-14: Utvendig beslag som gir mulighet for vanninntrengning mellom stål og treverk og tørker sent opp. Må ikke brukes uten tildekking

Figure 10-14: External steel plates allow water ingress between steel and wood and use long time for drying out. Not to be used without cover.

Sekundære konstruksjonselementer skal i utgangspunktet ha dekket oversiden når de kan bli utsatt for direkte regn. Når de er lett utskiftbare og lette å inspisere kan man vurdere å sløyfe dekkningen. Det er imidlertid ikke å anbefale å sløyfe dekkningen helt. Også for sekundære konstruksjonselementer er endeved og skjøter svake punkter som bør dekkes. Figur 10-7 viser kobbertekking på Tynset bru. Der er innfestningen av vindfagverket dekket sammen med oversiden av overgurten i fagverksbuen. Resten av diagonaler og traverser er imidlertid ikke dekket, men kun kjemisk beskyttet.

Sideflatene på sekundære konstruksjonselementer trenger normalt ikke dekkning. De bør imidlertid være lett inspiserbare og elementet må kunne skiftes ut på en enkel måte. Innfestning av sekundære konstruksjonselementer må for øvrig utformes slik at vann ikke blir stående.

Vindfagverk som er ubeskyttet må ikke ha sprekker der vann kan komme inn, og når for eksempel veden utvider seg ved fuktopptak, hindres i å slippe ut. Figur 10-7 viser et eksempel på hvordan innfestningen kan dekkes til. Det beste hadde naturligvis vært å dekke hele fagverket, men å ikke gjøre det kan også forsvares med at elementene er forholdsvis enkle å bytte ut.

10.2.3 Dekking av tette brudekker

Dekking av brudekket er en utmerket måte å beskytte underliggende konstruksjon på. De eldre trebruerne hadde ofte denne måten som konstruktiv beskyttelse. Det krever at dekket må ha en tett membran. For at membranen skal være varig må dekket være relativt stivt i både lengderetningen og tverretningen og membranen må være elastisk.

Som membran for tverrspente dekker er asfaltmastiks (Topeka 4S) mest brukt. Topeka er beskrevet i kapittel 7.5.

Topeka 4S blir ikke hard og sprø som en vanlig støpeasfalt. Den sprekker derfor ikke så lett opp, men følger trevirkets fukt og temperaturbevegelser. Den er også meget godt egnet som membran under et treslitelag. Bordene i slitelaget kan da festes i det tverrspente dekket ved hjelp av treskruer som skrues gjennom membranen. Man kan likevel regne med at membranen forblir tett fordi den er plastisk og pakker seg rundt skruene.

Vanlig støpeasfalt som blir hard i kaldt vær er ikke så godt egnet hverken som slitelag eller membran på et tredekke. Den vil ikke kunne følge trevirkets bevegelser og derfor lett kunne sprekke opp. Figur 10-15 viser et eksempel på det.

Tverrspente dekker må alltid være dekket med et vanntett skikt som kan vedlikeholdes og repareres. I noen tilfeller er det bygd bruer der et slitelag av tre er skrudd rett i det tverrspente dekket, uten noen membran imellom. I slike tilfeller vil vann bli stengt inne mellom slitelaget og det tverrspente dekket. Det gir en betydelig fuktbelastning på det bærende dekket og må på det sterkeste frarådes selv om både slitelag og tverrspent dekke er kreosotimpregnert (jfr. avsn. 7.5).

Dekkingen skal gå så langt ut over ytterkanten at vann, ved normale vindhold, ikke renner ned langs dekkets sideflater. Dessuten må endeveden i overgangsfugen sikres mot fuktighet. Målinger har vist at et riktig dekket brudekke vil ha en trefuktighet på rundt 12 % (se kapittel 3.3). Hvis man kan sikre at membranen er tett i hele brukstiden og dekket ikke blir belastet med vannsprut eller vanntåke nedefra, viser erfaring at konstruksjonen ikke vil bli angrepet av råte.

Også for spennforankringen i tverrspente dekker er det viktig at vann ikke løper ned langs dekkets sideflater. Det gir en ekstra fuktbelastning så vel for ståldelene som for trevirket rundt forankringen. Dette kan unngås ved å legge inn et metallbeslag under membranen og la det stikke godt ut over kanten og et stykke ned langs sideflaten slik som vist på figur 11-6.

Det er også viktig å dekke endeveden til lamellene i overgangsfugen på landkaret. Figur 7-10 og figur 7-11 viser eksempler på hvordan det kan løses.

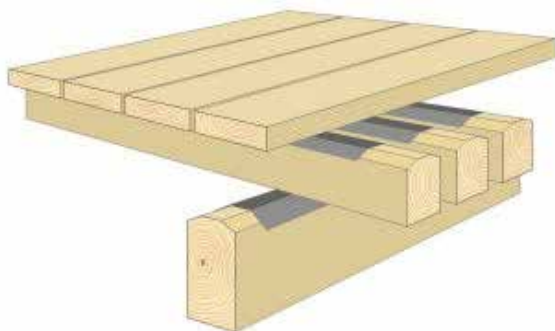


Figur 10-15: Sprekker i støpeasfalt
Figure 10-15: Cracks in mastic asphalt surfacing

10.2.4 Dekking av åpne dekker

Ved åpne dekker, som er bygd opp av langbærere eller tverrbærere med strøved og slitelag av plank, skal strøveden dekkes slik at vann ikke kommer i kontakt med oversiden eller sideflatene til strøveden. Dekkingen kan være striper av asfaltpapp eller også metallbeslag, se figur 10-16. Metallbeslag er det mest holdbare, men beslaget ligger ganske godt beskyttet for både sollys og mekanisk påvirkning, så asfaltpapp burde også kunne få en relativt brukbar brukstid. Åpne dekker i normalt miljø vil aldri kunne oppnå 100 års levetid.

På oversiden av bjelker og strø vil sand og skitt ha en tendens til å samle seg. Disse små skitthaugene vil holde på fuktighet i lengre tid og påføre plankedekket og strøveden en ekstra fuktbelastning. For å redusere mengden av skitt kan det være hensiktsmessig å gjøre kontaktflaten i krysningspunktene minst mulig ved å avfase oversiden av bjelkene. Slik blir det kun en smal horisontal flate på toppen og fall til hver side. Samt å heve strøveden eller planken litt med et ikke fuktighetssugende materiale. Det har av og til vært fremført noen argumenter i mot dekking av bjelker under et åpent dekke. Et argument har vært at det blir stående vann oppå dekkingen som vil tilføre undersiden av strøveden fuktighet. Det ville imidlertid også vært tilfelle uten dekking, men da ville oversiden av bjelken også blitt oppfuktet og fuktigheten sannsynligvis ha holdt seg lenger. For å bedre forholdene med hensyn til oppfukning av strøvedens underside kunne man eventuelt lagt små plater i krysningen mellom strø og bjelker, men det ville være ganske tidkrevende under utførelsen.



Figur 10-16: Dekking av bjelke og strø ved åpent dekke. Mellom tildekking og undersiden av strøved eller plank vil vann
Figure 10-16: Beam and stringer cover by open deck. Between the cover and the beam or plank above will water stay for a long time. This is not a good solution.

Et annet argument imot dekking av bjelker og strø i bruer som går over vann er at dekkningen vil fange opp avdampnet fuktighet som stiger opp fra vannflaten og dermed gjøre at trefuktigheten i bjelker og strø blir høyere enn den ellers ville ha vært. Vi tror imidlertid dette er en helt marginal effekt og at fuktigheten som kommer ovenfra i form av nedbør er mye viktigere å beskytte treverket mot. Vi anbefaler derfor å dekke bjelker og strøved.

For bruer med takkonstruksjon kan åpne dekker på mange måter være gunstig i og med at de da er beskyttet av taket mot nedbør samtidig som de sikrer bedre lufting under taket.

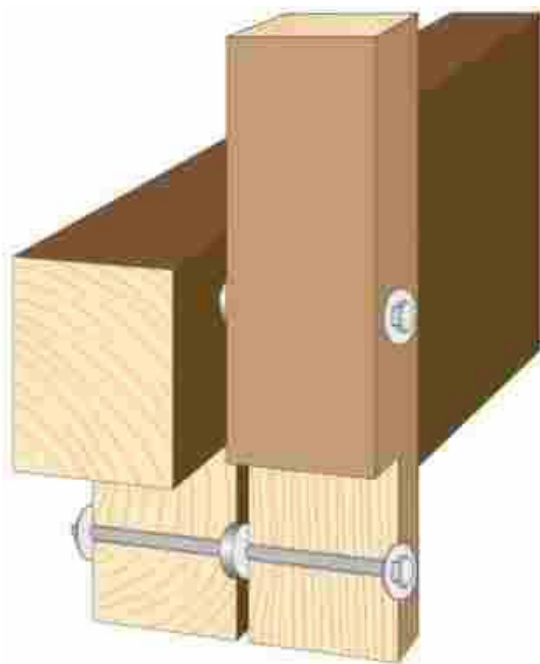
10.2.5 Beskyttelse av rekkverk

Det er generelt vanskelig å konstruere tre-rekkverk med god nok bestandighet uten bruk av kreosot. I og med at kreosot ikke bør brukes for rekkverk, og i alle fall ikke for håndløperen, kreves det gode konstruktive løsninger eller man må akseptere at rekkverksdeler må skiftes relativt ofte. I mange tilfeller vil nok stålrekkverk være å foretrekke.

Horisontale deler av rekkverket skal ha fall, fortrinnsvis utover og kan være dekket. Vertikale flater behøver normalt ikke være dekket. Endeved som står opp skal alltid være dekket. Dekkingen kan være utskiftbare tredeler, metallbeslag eller lignende. Endeved som står vertikalt, det vil si ved horisontale bjelker, og som er åpent for vær og vind bør fortrinnsvis dekkes eller skråskjæres innover. Feste av rekkverket til konstruksjonen er ofte et meget utsatt punkt.

Kontaktflaten bør ikke være større enn nødvendig slik at en størst mulig del av treverket luftes. Figur 10-17 viser en mulig løsning. Vannbelastningen på festestedene bør være minst mulig, selv om litt vann som kommer rennende ned stolpen kan være vanskelig å unngå ved regn og vind. Øvrig vann fra brukonstruksjonen må i hvert fall avledes før det kommer til festepunktene for rekkverksstolpene.

Stolper og vertikale konstruksjonselementer bør skråskjæres i underkant. Hvis nedre ende av slike elementer er horisontal vil vann som renner ned langs siden samle seg på den horisontale flaten før det drypper av. Ved å skråskjære dannes en dryppnese som gjør at kun lite vann blir hengende. Der vann kan renne nedover siden på en høy bjelke kan en lage en dryppnese ved at det freses et spor i bjelken ca. 1 cm inn fra kanten.



Figur 10-17: Luftspalte ved stolpeinnfestning
Figure 10-17: Air gap at post attachment

10.2.6 Utførelse av detaljer

Tiltrekning av bolter

En viktig forutsetning for god bestandighet er at trevirket ikke skades ved monteringen. Skadet trevirke, det vil si tre med ødelagt cellestruktur, vil trekke vann i større grad enn ikke skadet tre. Råteangrep vil lett starte på slike steder. Figur 10-18 viser et vanlig eksempel på tre som er skadet på en helt unødvendig måte ved at bolten er trukket til for hardt og dermed underlagsskive og hode presset inn i treverket. En annen årsak kan være at trevirket har blitt oppfuktet etter montasje og har svellet.

Figur 10-14 viser en detalj av stolpeskotypen som er en del brukt for buer, skråstevre, pilarer, etc. i brubygging. Slike detaljer representerer fuktfeller og må ikke brukes uten dekking. Når vann kommer rennende nedover sidene av trevirket vil det lett kunne trenge inn mellom beslag og tre og bli stående der i lengre tid. Både sideflater og endevend er utsatt. Bruk av innslissede plater som vist på figur 6-25 og figur 7-7 er en mye bedre og mer bestandig løsning.

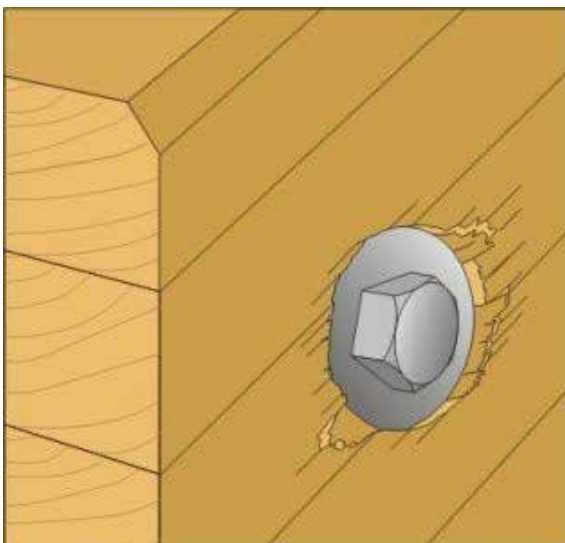
Lufting mellom konstruksjonsdelene

På steder der vann kan komme inn i spalten mellom konstruksjonsdelene må de ikke festes direkte til hverandre uten at det er lufting mellom dem. Figur 10-17 viser et eksempel på hvordan innfestningen av en rekkverksstolpe kan utføres. For at det ikke skal være tett mellom bjelken og stolpen er det lagt inn en skive mellom stolpen og bjelken på hvert festepunkt. Skiven bør være minimum 8 mm tykk. Løsningen forutsetter bruk av kreosotimpregnert tre.

Vannavløp fra brudekker

Vann må ha fri adgang til å renne bort fra konstruksjonen den korteste mulige veg. Innbygning av dekket med for eksempel rekkverk uten avrenning ut til siden eller til sluk er derfor en dårlig løsning for litt lengre bruer. Også for tverrspente dekker er det mulig med avløp gjennom dekket. De bør riktignok ikke være for store slik at de svekker dekket for mye, men åpningene for vannavrenning må være så store at disse ikke tettes av løv og annet rask. Det må også være god plass til rengjøring av disse åpningene.

Den tradisjonelle traikonstruksjonen i kombinasjon med tett dekke har vist seg å gi kort brukstid og bør derfor unngås. Dette kommer nok også av at vangene i trauret gir skyggevirking på brudekket slik at fuktigheten holder seg der lenger. Dessuten har det vært en tendens til at sand og smuss har samlet seg i kroken mellom vange og dekke, ja i noen tilfeller har det til og med grodd gress der.



Figur 10-18: Skadet trevirke ved for hard tiltrekning av bolten.

Figure 10-18: Damaged wood by too large stud torque.

10.3 Kjemisk trebeskyttelse

Kjemisk trebeskyttelse vil si å behandle trevirket med kjemiske stoffer som har til hensikt å hindre angrep av råtesopper og insekter. Som regel tilsetter man trevirket giftstoffer, men det finnes også metoder til å modifisere trevirket kjemisk og derved øke motstandskraften. Kjemisk trebeskyttelse øker altså trevirkets bestandighet i forhold til dets naturlige bestandighet. Den kjemiske trebeskyttelses virkemåte og dens miljømessige aspekter er for øvrig behandlet i kapittel 5.2.

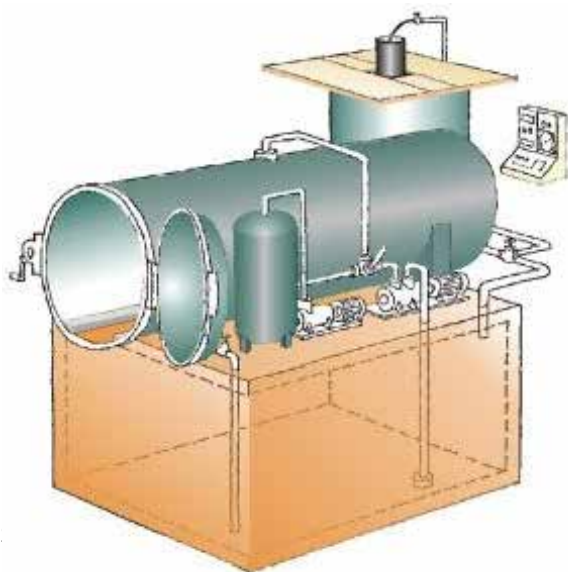
Kjemiske bestrykningsmidler gir kun en beskyttelse av trevirkets overflate og trenger kun få millimeter inn. Mekaniske skader eller tørkesprekker vil blottlegge ubehandlet trevirke og råteskader kan lett oppstå.

Trykkimpregnering er en industriell prosess hvor trebeskyttelsesmidlet (impregneringsmidlet) presses inn i trevirket. Kun furu blir impregnert i Norge – og det er kun yteveden som lar seg impregnere. Kjerneved i furu inneholder til gjengjeld kjemiske stoffer som er giftige for sopp og insekter. Furu kjerneved har derfor en bedre bestandighet enn furu yteved når furu brukes over bakken. Kjerneveden har derimot ikke vesentlig bedre holdbarhet enn yteved når den er i jordkontakt.

Trykkimpregnering utføres normalt i sylindriske tanker som tillater over- og undertrykk. De er gjerne ganske lange, men har en begrenset diameter (f.eks. 2 m). Figur 10-19 viser en slik tank. Prosessene karakteriseres ved kombinasjonen av trykk (og undertrykk) og varighet (tid) som trevirket er utsatt for impregneringsmidlet. Graden av impregnering måles i opptak av impregneringsmiddel i yteveden målt i kg/m³.

10.3.1 Trykkimpregnering

De vanligste impregneringsmidlene i Norge hittil har vært saltimpregneringsmidler og kreosot. Gjennom nye forskrifter ønsker samfunnet å begrense utslipp av giftstoffer og tungmetaller til naturen. Det er derfor i den senere tid introdusert flere nye tungmetallfrie, nedbrytbare og mindre giftige impregneringsmidler. Det sier seg selv at det er vanskelig å finne stoffer som både gir beskyttelse mot sopp og insekter og ikke er giftige. Det mangler også langtidserfaring med slike nye stoffer, og de resultatene man har til nå tyder på at disse nye stoffene på langt nær har den samme beskyttende langtidsvirkningen som de tradisjonelle. For bruer og andre konstruksjoner som skal ha lang brukstid og en høy grad av sikkerhet er tradisjonelle midler som Cusalter og kreosot fremdeles mest aktuelt.



Figur 10-19: Eksempel på et anlegg for trykkimpregnering av trelast
Figure 10-19: Example of a plant for pressure treatment of timber.

Kobber-, krom- og arsen salter (CCA-salter) utgjorde over 90 % av de saltimpregneringsmidler som har vært brukt i Norge frem til 2002, og trevirket i en rekke litt eldre trebruer er impregnert med det.

I 2001 ble det innført restriksjoner [150] på bruk av krom- og arsenholdige salter til impregnering av trevirke. Cr- og As-saltene ble derfor erstattet av en betydelig større mengde Cu-salter for å oppnå tilnærmet samme bestandighet (klasse A). For Cu-impregnering kreves det derfor et høyere opptak enn for CCA-saltene for å oppnå samme effekt mot råtesopper. Andre krom- og arsenfrie midler har man foreløpig ingen lang erfaring med hverken i bruk eller i feltforsøk.

Impregneringsløsningen består av 96-98 % vann som i hovedsak tørkes ut før bruk. For de fleste anvendelser må det impregnerte treet tørkes tilbake til under 25 %. For at ikke saltene skal vaskes ut ved oppfukning av virket under bruk, er de fleste saltene sammensatt slik at de etter impregneringen fikserer, det vil si bindes kjemisk til trevirkets cellulosemolekyler eller går over i ikke-vannløselige forbindelser.

Kreosot

Figur 10-19 viser en prinsippskisse av et trykkimpregneringsanlegg. Før impregneringsprosessen varmes kreosoten opp til mellom 100 og 130 °C. Impregneringsprosessen kan omfatte både perioder med trykk og undertrykk (vakuum) og med for eksempel forvarming. Forvarming av trevirket kan være svært avgjørende for inntrengningen om vinteren hvis bjelkene er gjennomfrosne. Kreosoten vil da raskt kjøles ned og stivne før den får penetrert særlig langt inn i tverrsnittet og dermed sperre for videre inntrengning av kreosot.

Figur 10-20 viser tverrsnitt av gjennomsagede limtrebjelker etter impregneringsforsøk. Snittflaten er behandlet med en væske som får kjerneveden til å fremstå med en rødlig fargetone. Man kan da lettere skille mellom kjerneved som praktisk talt ikke absorberer impregneringsvæske og yteved som skal være fullt penetrert i både klasse A og AB i henhold til Norsk standard [22]. Snittet til venstre i bildet viser et eksempel på full penetrasjon av yteveden, mens snittet til høyre viser et eksempel på at kreosoten bare har trengt delvis inn i yteveden. En meget lett kreosotimpregnering, slik det er anbefalt for konstruksjonsdeler som trafikantene kan komme i berøring med, vil nok omtrent ha en slik inntrengning eller ennå mindre.

I klasse A skal yteveden ha absorbert minimum 135 kg/m³. Kun celleveggene vil da normalt være belagt med kreosot, mens cellehulrommene forblir tomme. Likevel vil bjelker impregnert til klasse A, spesielt på solsiden, få en ikke ubetydelig svetting av kreosot. Det har vært arbeidet mye med å finne en bedre impregneringsprosess som gir tørre overflater, men hittil har man ikke lyktes med det.



Figur 10-20: Eksempel på full inntrengning av kreosot i en limtrebjelke til venstre og dårlig inntrengning til høyre

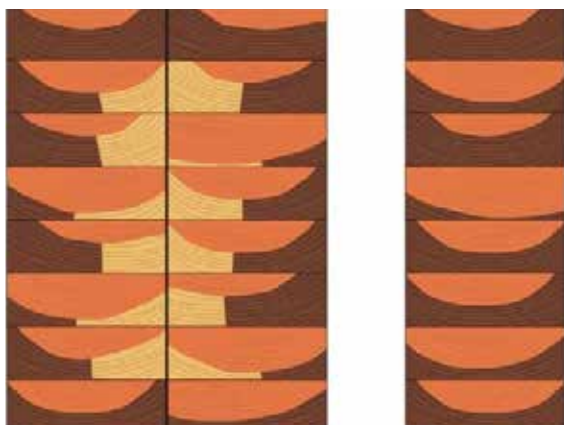
Figure 10-20: Example of full penetration of creosote into a glulam beam to the left and poor penetration to the right

10.3.2 Dobbelimpregnering

Man ser også av Figur 10-20 at inntrengningen går lettere radielt i forhold til årringene enn tangentielt og at limfugene sperrer for inntrengningen. For store limtrevernsnitt, spesielt når de er bygd opp av to eller flere sammenlimte enheter (blokkliming), anbefales det en dobbeltimpregnering. Det vil si at man bruker saltimpregnerert materiale for lamellene, og deretter – etter at limtre delen er ferdig bearbejdet og alle hull tatt – trykkimpregnerer den med kreosot. Man sikrer derved at yteved, som kan ligge innesluttet mellom kjerneved og limfuger, også har en råtebeskyttelse i tilfelle dyptgående sprekker skulle føre fuktighet inn dit.

Figur 10-21 viser et enkelt limtrevernsnitt og et dobbelt limtrevernsnitt med fugefyllende lim. Man ser tydelig hvordan limfugene og kjerneveden hindrer kreosoten i å trenge inn i all yteveden. Ved sammenliming av to bjelker til en enhet som vist på figur 10-21, vil impregneringsvæsken kunne hindres av kjerneved og limfuger fra å trenge helt inn i tverrsnittet. Det vil da oppstå uimpregnerte lommer i yteveden. For å sikre at fukt, som eventuelt kan komme inn til disse lommene gjennom sprekker, ikke forårsaker skjult innvendig råte, er det hensiktsmessig å bruke saltimpregnerert virke til lameller.

Ved dobbeltimpregnering brukes det virke som er impregnerert med Cu-salter til klasse A til lamellene. Ved saltimpregnering vil saltgehalten være størst i det ytre skiktet og avta innover i tverrsnittet. Gjennom høvlingsprosessen ved fremstilling av lameller til limtre vil derfor mye av saltet forsvinne og graden av beskyttelse avta noe.



Figur 10-21: Limtrevernsnitt hvor kreosotoljen ikke trenger inn til innesluttet yteved
Figure 10-21: Glulam cross-section where the creosote oil does not penetrate into enclosed sapwood

10.3.3 Andre impregneringsmidler

Det finnes også oljeløste midler med høy grad av miljøvennlighet, men ingen av dem er pr. i dag godkjent for mer enn klasse B og er derfor ikke aktuelle for bærende konstruksjoner i bruer. For deler som er utskiftbare og som publikum kan komme i kontakt med, som for eksempel håndløpere, kan slike midler kanskje være et alternativ.

Forøvrig foregår det en stadig utvikling av nye og mer miljøvennlige impregneringsmidler. Noen er kobberbaserte og andre er metallfrie biocider. Ofte er det nødvendig med systembehandling av trevirket, det vil si at materialet må igjennom flere prosesser med forskjellige midler som utfyller hverandre.



Figur 10-22: Soppen vedmusling (Gloeophyllum sepiarium) oppdaget i en sprekke i buene på Leonardo da Vinci bru.
Figure 10-22: The fungus Gill Polypore (Gloeophyllum sepiarium) discovered in a fissure in the arches of the Leonardo da Vinci bridge.

Tabell 10-1: Impregneringsklasser i hht. Nordisk Trebeskyttelsesråd
Table 10-1: Classes of wood treatment according to Nordic Wood Preservation Council

Klasse A:	Trekonstruksjoner i jordkontakt eller varig i ferskvann, hvor det er vanskelig å inspisere og skifte ut, eller i konstruksjoner hvor personsikkerheten krever det.
Klasse AB:	Trekonstruksjoner over mark som ikke er beskyttet mot vær og vind, og som lett kan inspiseres. Behovet for trykkimpregnering er avhengig av vedlikeholdshyppighet og klimatiske forhold.
Klasse B:	Ferdig bearbejdede treprodukter brukt over bakken og som ikke er beskyttet mot vær og vind, vanligvis forarbejdede produkter.
Klasse M:	Trekonstruksjoner som kan bli utsatt for angrep av marine organismer dvs. bruk i sjøvann.

Klassene er definert i NTR dokument nr. 1 (NTR = Nordisk Trebeskyttelsesråd) [43] og en liste over godkjente impregneringsmidler og krav til opptak for hvert enkelt middel er gitt i [42].

Et generelt problem med nyere miljøvennlige impregneringsmidler er at de ikke lar seg fiksere så godt i trevirket. Ved direkte vannpåvirkning vil mye av de beskyttende stoffene lake ut. Det blir derfor ekstra viktig at treet får en god vannavvisende impregnering i tillegg. Til nå er det ikke funnet noe middel som gir like god vannavvisende effekt som kreosot. Erfaringen fra Leonardo da Vinci bru er til nå svært begrenset.

I mars 2007 ble det imidlertid oppdaget vedmusling (*Gloeophyllum sepiarium*) i noen av sprekkeene i buene til Leonardo da Vinci bru. Problemet med vedmusling er at den vokser i kjerneved. Kjerneveden er mer motstandsdyktig mot råte enn yteveden, men er så tett at impregneringsvæsker ikke trenger inn i den. Når det da oppstår dype sprekker som fører vann inn til kjerneveden og fukt blir stående der ligger forholdene til rette for vedmuslingen. Den eneste måten å sikre seg mot vekst av vedmusling er å beskytte oversiden av konstruksjonsdelene konstruktivt, det vil si med f.eks. metallbeslag (se avsn. 10.2). For Leonardo da Vinci bru ble buene tekket med sinkblikk.

Nå må det imidlertid bemerkes at vedmusling så langt ikke er registrert på noen av de kreosotimpregnerte bruene som er mye eldre. Det kan komme av at kreosotoljen er vannavvisende og at den også, til en viss grad, trenger inn i sprekker som oppstår etter impregnering.

10.3.4 Norsk standard for trykkimpregnert tre

Trykkimpregnert tre (furu) er i prinsippet dekket i Norsk Standard NS-EN 351:2007 [30]. I forbindelse med innføringen av de europeiske standardene for trevirke behandlet med trebeskyttelsesmidler (NS-EN 351) og godkjenning av trebeskyttelsesmidler (NS-EN 599 [33]), ble den tidligere nordiske standarden INSTA 140 opphevet. Dette medførte at de nordiske impregneringsklassene formelt ikke lenger kunne beskrives i en offisiell nordisk standard.

Den nordiske treimpregneringsindustrien uttrykte imidlertid et ønske om å beholde de 20 år gamle, kjente og innarbejdede nordiske impregneringsklassene. Nordisk Trebeskyttelsesråd (NTR) besluttet derfor å utarbeide et dokument som definerte de nordiske impregneringsklassene innenfor rammen av de aktuelle europeiske standardene. Dokumentet NTR Dokument nr. 1:2011 [43] erstatter således INSTA 140 og kan sies å være et nordisk tilpasningsdokument til NS-EN 351:2007.

I Norden har man, ut i fra den felles europeiske standarden, definert fire forskjellige impregneringsklasser [43]. Disse setter krav til inntrengning og opptak av impregneringsmidlet i trevirket, avhengig av bruksområdet. De fire klassene er definert i Tabell 10-1.

Konstruksjonstrevirke som har fått en beskyttende behandling mot biologiske angrep må oppfylle kravene i NS-EN 15228:2009 [38]. Standarden stiller blandt annet også krav styrke- og stivhetsegenskapenes maksimale avvik fra verdiene til tilsvarende ubehandlet virke.

10.3.5 Maling og beis

Bruk av malinger eller beis alene gir ikke tilstrekkelig beskyttelse til å gi en brukonstruksjon en akseptabel brukstid fordi de utelukkende baserer seg på å redusere fuktopptaket og ikke gir noen dypbeskyttelse. Samtidig vil selv en diffusjonsåpen overflatebeskyttelse i noen grad forsinke uttørkingen av trevirket når fuktighet først er kommet inn. Da bruer består av svært grove elementer er en viss oppsprekning ikke til å unngå. Et overflatebelegg vil da også sprekke og fuktighet vil kunne trenge inn i det indre av tverrsnittet. Dersom dypimpregneringen ikke virker eller ikke er tilstede kan denne fuktvandringen innover i tverrsnittet medføre sterkt redusert brukstid. I tillegg har maling og beis i seg selv relativ kort levetid og må gjentas ofte.

10.3.6 Bestandighet

Bestandigheten eller levetiden for trykkimpregnert trevirke kan enten finnes ved bruk av standardiserte prøvemetoder eller på grunnlag av praktisk erfaring. I litteraturen finnes resultater fra de standardiserte prøvemetodene, mens praktisk erfaring krever flere tiårs varighet. Selv med standardiserte prøvemetoder vil prøvetiden strekke seg over flere år. Det finnes prøvemetoder for testing i og over mark.

Trestolper impregnert med salt av typen CCA eller med kreosot (klasse A) vil ha samme levetid, ca. 50 år, så vidt en kan se av pågående feltforsøk. Hva man kan forvente av levetider for trykkimpregnert limtre med kreosot, eller Cu-salter brukt over bakken vites ikke, men den bør være lenger. Det eldste kjente kreosotimpregnerte limtre brukt over bakken er traverser på høyspentmaster som har stått i ca. 45 år uten kjente skader.

10.3.7 Bruk av kjemisk trebeskyttelse i praksis

Statens Vegvesen er pålagt gjennom produktkontrollloven å vurdere nødvendigheten av og muligheten for alternativer til skadelige kjemiske stoffer. I Norge har man ønsket å vise bærekonstruksjonen i en bru og ikke kle den helt inn. På grunn av dette og manglende tilstrekkelig erfaring rundt detaljering har det derfor vært nødvendig med god kjemisk beskyttelse i tillegg til den konstruktive for å oppnå 100 års brukstid. Det midlet som hovedsakelig brukes er trykkimpregnering med kreosot. Det tilstrebes en meget lett prosess som gir lite overskytende kreosot i trevirket. Denne impregneringen trenger godt inn i yteveden, men for store, massive limtrevversnitt blir den likevel å betrakte mer som en dyptvirkende, vannavvisende overflatebeskyttelse. Større sprekker vil derfor kunne føre fuktighet forbi denne sonen og inn i det indre av tverrsnittet.

Figur 10-23 viser et eksempel på at CCA-impregnering gir god beskyttelse mot råte selv under meget dårlige forhold, men det hindrer ikke oppsprekning. Brua har etter over 30 år fått et ganske rufsete utseende. Med kreosot i tillegg her og ikke minst bedre detaljering hadde brua sett adskillig bedre ut – selv med lite vedlikehold.



Figur 10-23: Opplager med oppsprekning, delaminering, mekanisk skade og tilgroing

Figure 10-23: Support with crack formation, delamination, mechanical damage and overgrowth

10.4 Korrosjonsbeskyttelse av ståldeler

Ståldeler i trebruer må i prinsipp beskyttes på samme måte som stålbuer. Ved valg av beskyttelse vil eksponeringsgraden og muligheten for inspeksjon og utskiftning være avgjørende. Bruer i tørre områder i innlandet er naturligvis mindre utsatt enn buer langs kysten. Trevirke tåler salt godt, men fuktighet krever beskyttelse av både tre og stål. Malingssystemer vil utvilsomt gi den beste beskyttelse, men fordi stålet i trebruer stort sett består av mange smådeler vil bruk av slike malingssystemer bli forholdsvis arbeidskrevende. Det har derfor ofte blitt valgt enklere løsninger.

Generelt beskyttes ståldeler på trebruer i henhold til Vegvesenets prosesskode - 2 [4]. Prosesskodens pkt. 85.342 krever som et minimum varmforsinking med beleggykkelse i klasse B. Det vil si et belegg som har en tykkelse på minimum 100 µm. Beleggykkelse i henhold til NS-EN ISO 1461 [41], tilsvarende klasse A i prosesskoden, er normalt ikke tilstrekkelig for en fullverdig beskyttelse av brudeler.

I innlandsklima er det blitt vanlig å kreve kun varmforsinking av ikke utskiftbare ståldeler, men da til klasse C med en beleggykkelse på 190 µm. I kystnære strøk og i områder med mye salting av vegene om vinteren bør varmforsinking pluss for eksempel pulverlakkering velges (duplekssystem). Et malingssystem ville her nok vært det beste, men kan bli arbeidskrevende med mange små enkelt-deler som skal beskyttes.

Det må stilles spesielle krav til ikke-ispiserbare ståldeler som er en del av hovedbæresystemet. Det har f.eks. blitt vanlig å kreve et duplekssystem for innslissede plater og rustfritt stål for dyblene. For aggressive miljøer er rustfritt stål å anbefale også for platene. De delene som ikke er lett ispiserbare utgjør normalt en meget liten del av stålet. Bruk av rustfritt stål representerer derfor ikke noen stor kostnad.

Når man vurderer korrosjonsbeskyttelse av ståldeler på trebruer er det for øvrig viktig å være oppmerksom på faren som ligger i avrenningsvann fra kobberbeslag. Der det kobberionerike vannet får renne ned på varmforsinkede ståldeler kan sinken meget fort bli tæret bort. Slikt vann må ledes bort fra ståldeler, men der det ikke er til å unngå må stålet gis en tilleggsbeskyttelse. For øvrig er dette ikke et problem ved sinkbeslag.

I det følgende er den beskyttelsen som i dag er vanlig beskrevet for noen viktige stålkomponenter.

10.4.1 Tverrbærere

Tverrbærere varmforsinkes normalt i henhold til prosess 85.342 [4] til minimum klasse C. Ofte spesifiseres en gjennomsnittlig beleggykkelse på 200 µm. Det avhenger imidlertid, blant annet, av stålets kjemiske sammensetning om en så stor tykkelse er mulig å oppnå. Ved store beleggykkelser er faren for transport- og håndteringsskader større, slik at delene må håndteres med forsiktighet.

Der tverrbærere er i direkte kontakt med tre vil det være større eller mindre hulrom der kondensvann kan samle seg. Stående vann i slike hulrom vil kunne gi årsak til hvitrust på sinkbelegget med derav følgende korrosjonsfare for tverrbærerens overgurt. Dette er samtidig et ikke-ispiserbart område der korrosjon vil ha avgjørende betydning for bruas bæreevne. Det vil derfor være viktig å sikre dette området spesielt.

Som et minimum bør det legges et beskyttende belegg på oversiden av overgurten i det området som ikke er ispiserbart. Et slikt belegg kan være et lag med epoksy, påført med kost eller rulle til en beleggykkelse på minimum 80 µm. Best vedheft får man med en klar epoksy samtidig som skiktet farvemessig da ikke vil avvike vesentlig fra resten av bjelken. For å sikre optimal vedheft må det området som skal epoksybelegges forbehandles. Som et minimum bør det avfettes med for eksempel

lynol. I tillegg bør flaten rues opp litt ved for eksempel en forsiktig sandblåsing uten at for mye av sinken fjernes.

Ved åpne dekker der vann og skitt vil komme gjennom dekket og legge seg på tverrbærerens overgurt må den i tillegg beskyttes med for eksempel et lag papp som går godt utover kanten på samme måte som for trebjelker (figur 10-16).

10.4.2 Hengestenger

Varmforsinkes i henhold til prosesskode 85.342 [4] til klasse C med en beleggykkelse på minimum 190 µm.

10.4.3 Innslissede plater

Innslissede plater varmforsinkes i henhold til prosesskode 85.342 [4] til minimum klasse A med beleggykkelse minimum 85 µm. I tillegg pulverlakeres platene til beleggykkelse 100 µm (se figur 10-24).

Selv om dybelhullene i treverket bores med stor nøyaktighet gjennom en mal med føringer som vist på figur 10-24 er det nok ikke helt til å unngå at det oppstår småskader på belegget i hullet. Det vil kunne være en kilde til lokal korrosjon, men fordi det – forutsatt at knutepunktet er korrekt beskyttet med beslag – ligger inne i tørt trevirke er risikoen for korrosjon minimal.



Figur 10-24: Innslissede plater i fagverksknute. Platene er varmforsinket og epoksy-lakkert. Den øverste platen med påsatte føringshylser fungerer som mal for boring av dybelhull.

Figure 10-24: Slotted-in steel plates in truss joint. The plates are hot-dip galvanized and epoxy coated. The plate on top of the beam with attached guiding bushes is a template for the drilling of dowel holes.

Hvis man tenker seg et lite luftfylt hulrom i treverket inntil slisseplaten vil luftfuktigheten i dette lille hulrommet styres av trefuktigheten og lufttemperaturen for en stor del av slisseplaten temperatur. Luftfuktigheten vil variere med temperaturen, men hele tiden stå i fuktlikevekt med treverket. Hvis man forutsetter at trefuktigheten i en massiv, godt tildekket konstruksjonsdel er forholdsvis konstant lik 12 % – og det viser målinger som er foretatt – så vil den relative luftfuktigheten i hulrommet være som vist

i figur 10-25. Man ser at tilhørende duggpunktstemperatur faller med fallende temperatur, men ligger nesten konstant ca. 8 °C under lufttemperaturen. Det betyr altså at det i et slikt hulrom aldri vil kondensere fuktighet under normale forhold og at slisseplaten kan ha en temperatur som er inntil 8 °C lavere enn lufttemperaturen i hulrommet uten at det dannes seg kondens på stålet. Det betyr igjen at en liten skade på belegget ikke vil ha noen konsekvenser for bestandigheten.

10.4.4 Stavybler

Rustfritt stål med en ikke altfor høy strekkfasthet bør brukes. Stålet SS2387 eller et stål med tilsvarende korrosjonsbestandighet anbefales. Krav til materialkvalitet er gitt i N400. Se forøvrig avsnitt 8.2.3 og 9.3.6. Det er ikke helt klart hvor mye dybelens strekkfasthet betyr for knutepunktets duktilitet, men det har ingen hensikt å velge en så høy fasthet at det ikke dannes flyteledd i dybelen i bruddtilstand.

10.4.5 Utenpåliggende beslag

Varmforsinkes i henhold til prosesskode 85.342 [4] til klasse B med 100 µm beleggykkelse. For noen vanskelig utskiftbare plater bør man kreve et epoksybelegg i tillegg.

10.4.6 Innlimte bolter

Varmforsinkes i henhold til prosesskode 85.342 [4] til klasse B eller rustfritt.

10.4.7 Ledd

Varmforsinkes i henhold til prosesskode 85.342 [4] til klasse A og pulverlakkeres i tillegg med epoksy til en beleggykkelse på 100 µm. Alternativt kan varmforsinking til klasse C være aktuelt for mindre bruer. Selve bolten burde det ikke være nødvendig å pulverlakkere – annet enn av estetiske grunner.

10.4.8 Spennheter

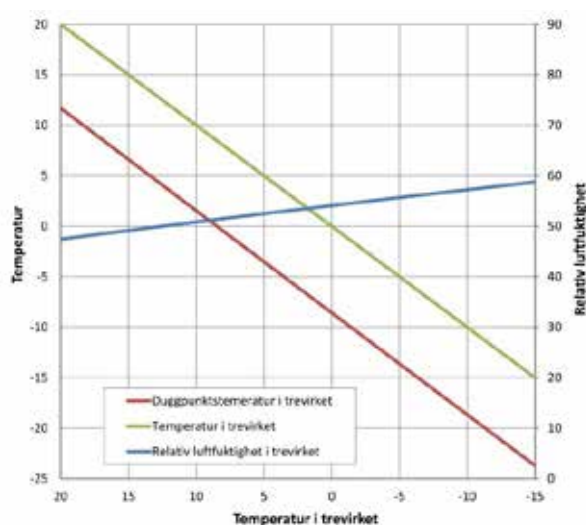
Ved vurdering av spennstålets beskyttelsesbehov er det noen spesielle forhold vedrørende funksjon og bruddkonsekvenser det er viktig å være klar over. Dette er utførlig behandlet i avsnitt 8.2.4. Spennheter i tverrspente dekker er dessuten forholdsvis enkelt utskiftbare.

Spennheten kan deles inn i fire soner med hensyn til fuktpåkjønning og korrosjon:

1. **Den frie enden:** Den delen av spennheten som ligger utenfor forankringsmutteren. Denne delen av stangen er utsatt for regn og eventuelt sprut fra vegbanen. Ved saltet veg vil sprut av saltsørpe også kunne være aktuelt. Denne delen bør tildekkes.
2. **Forankringssonen:** Det regnes fra overgangen mellom forankringsplate og trevirke og til enden av forankringsmutteren. Denne delen av stangen er for såvidt beskyttet mot direkte regn og sprut, men fukt kan trenge inn i enden av mutteren, mellom mutter og forankringsplate og mellom forankringsplate og trevirke. I utgangspunktet skulle man tro at fugene mellom mutter og forankringsplate og mellom forankringsplate og trevirke skulle være tette siden de står under stort trykk, men man kan ikke utelukke at fukten finner en vei inn til stangen allikevel. I alle tilfeller er det viktig at dekkets kantbeslag stikker langt nok ut til å hindre at vann fra dekket renner ned på forankringsplaten.
3. **Overgangssonen:** Dette er en sone som strekker seg fra yttersiden av ytterste lamell og et stykke innover i dekket. Her kan det eventuelt danne seg kondens på stangen hvis stangens temperatur blir lavere enn duggpunktstemperaturen til luften i spennkanalen. Om dette er fysisk mulig og eventuelt hvor langt en slik sone vil strekke seg vet vi ikke.
4. **Midtsonen:** Dette er en sone midt inne i dekket som ligger mellom de to overgangssonene. Her antar vi at stangtemperaturen aldri kan nå ned til duggpunktstemperaturen og dermed alltid vil være tørr.

Spennstål i et tverrspent dekke ligger i utgangspunktet godt beskyttet inne i tredek-ket. Hvis dekket har en vann tett membran og virket er tørt når det monteres, vil trefuktigheten ligge på mellom 10 og 15 %. Luftfuktigheten i det lukkede hulrommet som står i likevekt med trefuktigheten vil variere noe med temperaturen, men normalt ligge mellom 60 og 80 % relativ luftfuktighet.

For å få en idé om omfanget av kondens på stengene kan man se på de målingene som er gjort på Evenstad bru over mange år (jfr. avsn. 3.3). Spennstengenes temperatur er riktignok ikke målt, men man kan gjøre noen antagelser basert på målt lufttemperatur og dekketemperat. Figur 10-26 viser måleverdiene for uteluftens temperaturforløp og forløpet av den relative luftfuktigheten i dekket over to høstdøgn. Hvis man antar at luften i spennkanalen i dekket er in- nelukket kan man forutsette at den har tilnærmet samme temperatur og luftfuktighet som dekket. Basert på disse antagelsene kan man regne ut forløpet av duggpunktstemperaturen i spennkanalen basert på sammenhengen mellom duggpunktstemperatur, lufttemperatur og relativ luftfuktighet. Figur 10-25 viser et eksempel på det.



Figur 10-25: Sammenheng mellom duggpunktstemperaturen i trevirke med 12 % trefuktighet og lufttemperaturen i trevirket

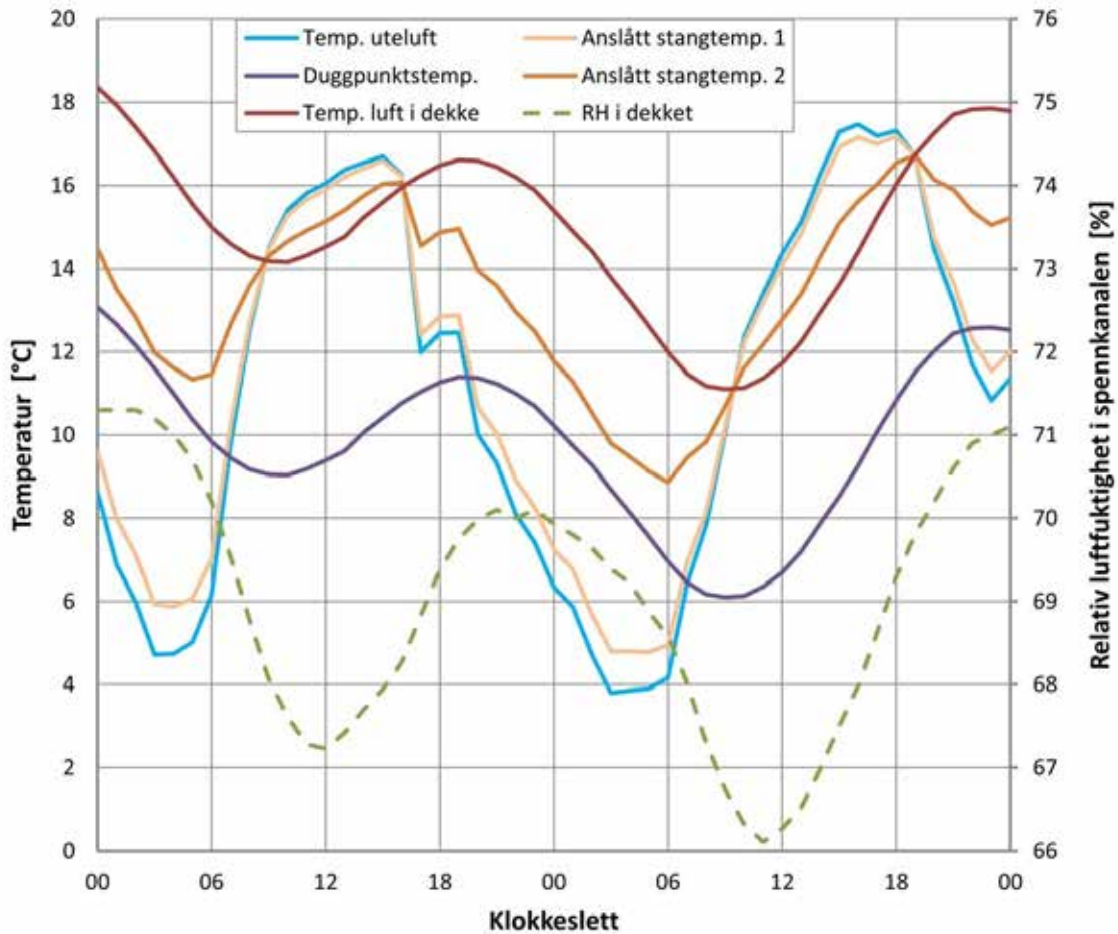
Figure 10-25: Dew point temperature in wood with 12 % moisture content vs. the air temperature in the wood.

Spennstengenes temperatur er imidlertid noe usikker. Den vil variere over stangens lengde og vil ligge nærmere uteluftens temperatur i forankringen og nærmere dekkets temperatur i den midtre delen. Antar man konservativt at stangtemperaturen ligger nær utetemperaturen i endene og ligger omtrent på middeltemperaturen i midten får man et forløp som vist på figur 10-26.

Av figuren ser man at den laveste stangtemperaturen i noen nattetimer er lavere enn duggpunktstemperaturen, mens den litt høyere stangtemperaturen hele tiden ligger over duggpunktstemperaturen. Det tyder på at det i perioder vil kunne danne seg kondens i den ytre delen av stangen. For å danne seg et bilde av hvor ofte kondens vil kunne oppstå kan man gjøre en sammenligning over en lengere periode. Foretar man en sammenligning over en 8-årsperiode og registrere hvor mange timer forholdene ligger tilrette for kondens ser man at det er 14,1 % av tiden i den ytre delen og 0,3 % i den indre delen. Målingene viser også at den gjennomsnittlige, relative luftfuktigheten i tredekket over den samme 8-årsperioden er 53,4 %. Det er nær det man avfukter en stålkasse til for å unngå korrosjon.

Til tross for gunstige miljøbetingelser bør spennstålet, som er høyfast og dermed mer korrosjonsømfintlig enn vanlig stål og som står med en forholdsvis konstant høy spenning, gis en god korrosjonsbeskyttelse. De utstikkende, spenningsløse endene, er imidlertid betydelig mer utsatt for korrosjon. Det samme gjelder forankringsdelene som det likeledes er viktig å gi en god beskyttelse.

Tidligere ble det utelukkende brukt spennstenger til forspenning av tverrspente dekker, men i den senere tid er også spenntau blitt anvendt. De to ståltypene krever litt forskjellig korrosjonsbeskyttelse.



Figur 10-26: Duggpunktstemperatur vs. spennstangens temperatur.
 Figure 10-26: Dew point temperature vs. prestressing bar temperature.

Spennstenger

Spennstål er et høyfast stål som normalt ikke kan varmforsinkes. Det er også viktig å tenke på at spennstål, i motsetning til annet stål, påføres en stor tøyning ved oppspenning og vil stå under permanent spenning. Når man skal velge beleggtypen er det derfor viktig å velge noe som kan følge spennstålens tøyning uten å sprekke opp. En annen begrensning for gjengede spennstenger er at beleggtykkelsen ikke kan være større enn at mutteren kan skrues på.

Det er flere alternative måter å korrosjonsbeskytte stengene på:

- SATM mastic krympeplast
- Sprøyteforsinkning
- Maling med epoksy

Sprøyteforsinkning er den mest brukte metoden for beskyttelse av spennstenger i tverrspente dekker til nå. For den delen av stengene som ligger utenfor dekket er imidlertid sprøyteforsinkning ikke godt nok. I spesielle tilfeller kan man kombinere metodene. Det er imidlertid viktig å være oppmerksom på at epoksymaling tåler UV-stråling (dvs. sollys) dårlig. Utstikkene deler må derfor beskyttes med et annet toppskikt.

Sprøyteforsinking utføres i henhold til prosess 85.321 [4] med en minimumstykkelse på 100 µm. Alternativt sprøyteforsinking i henhold til ISO 2063 med beleggykkelse 135 µm, men med denne beleggykkelsen kan det være vanskelig å få på mutteren.

Spenntau

Spenntau består av kaldtrukne ståltråder med enda høyere fasthet enn spennstenger. Trådene er slått til et tau slik at de enkelte trådene går i en skrueinje. Det gir spenntauet en noe lavere E-modul enn enkeltrådene. Det er en fordel i forbindelse med spennnap.

Sprøyteforsinking, maling o.l. er derfor ikke hensiktsmessige metoder for korrosjonsbeskyttelse. For spenntau er det kun krympeplast, hylser med fett, o.l. som er aktuelt.

Forankring av spennenheter

Forankringsplater for spennstål er å behandle som utenpåliggende stålbeslag, jfr. avsnitt 10.4.5. Spennstålets låsesystem er det vanskeligere å beskytte på en god måte i og med at det ikke skal hindre eller vanskeliggjøre re-oppspenning. Hittil har muttere for gjengestenger blitt sprøyteforsinket, men det har vist seg i mange tilfeller ikke å være godt nok. En mulighet er f.eks å bruke hylser med fett over muttere.

Alternative spennstangmaterialer

For å unngå korrosjon på spennstengene har man i flere år vært på jakt etter andre materialer enn karbonstål (se også avsnitt 8.2.4).

Glassfiberstenger ville være svært gunstig som spennenheter – ikke bare på grunn av korrosjonsbestandigheten – men også på grunn av at lavere E-modul og større bruddstyrke enn stål gir større forlengelse. Glassfiberstenger har vært utprøvd i Norge og i andre land, men ikke i noe større omfang. Det skyldes hovedsakelig at slike stenger med en egnet forankring ikke har vært kommersielt tilgjengelige.

Problemet med komposittstenger ligger hovedsakelig i forankringen. De lastbærende fibrene tåler ikke mye trykk på tvers og overføringen av spennkraften via komposittstangens matriksmateriale er problematisk fordi det vil sige med tiden.

11 Utførelse

I dette kapitlet vil vi belyse enkelte forhold som det kan være viktige for konstruktør og utførende å være oppmerksom på. Dette gjelder så vel muligheter som begrensninger. Kapitlet er ikke ment å skulle gi noe fullstendig beskrivelse av alle forhold ved montasje og bygging av trebruer. Krav til utførelse er gitt i Statens vegvesens håndbok R762 Prosesskode 2 [5].

11.1 Forbindelser med innslissede plater og stavdybler

Slisser til slisseplater skjæres normalt med sirkelsag. Da oppnår man størst presisjon og best resultat. I noen tilfeller må slissen være dypere enn det et vanlig sirkelsagblad kan klare. Da er det ofte mulig å vende bjelken eller buen og sage inn fra motsatt side som vist på figur 7-3. I andre tilfeller hvor sirkelsag ikke er egnet kan man bruke en kjedesag. Den gir normalt ikke like god presisjon som en sirkelsag og sagsnittet blir heller ikke like pent. Sagsnittet må aldri danne en «brønn» som kan samle vann.

Trestandarden EC 5-1 angir ikke direkte beregningsregler for innslissede stålplater med stavdybler, men for stålplater (laskeplater) og stavdybler. Laskeplater ligger normalt godt an mot trevirket, så det er ikke nødvendig å angi toleranser for avstanden mellom trevirke og stål i standarden. Innslissede plater derimot skyves inn i en på forhånd skåret sliss. Det kan derfor være nødvendig å stille toleransekrav til slissens bredde. Hvis slissen blir for vid eller ujevn vil stavdyblene kunne få et større moment enn forutsatt. I prosesskoden er det satt krav til at hull til stavdybler ikke skal ha større diameter enn stavdyblens diameter $+1/-0$ mm og til at slissens bredde ikke skal være større enn platetykkelsen $+2/-0$ mm. Se også avsnitt 7.1.

11.2 Limtrebuer

For limtrebuer er det hovedsakelig mulighetene i produksjonen det er viktig å være oppmerksom på, men også montasje av større buer kan det være viktig for konstruktører og planleggere å vite litt om.

11.2.1 Formgivning og produksjon

Limtrebuer formes ved at tynne lameller bøyes til riktig form over en mal og limes sammen under press. Det er flere måter å gjøre det på, men for å gi leseren en forståelse av hvilke muligheter det ligger i forming av limtre er i det følgende en vanlig måte fabrikkere limtre på forholdsvis detaljert beskrevet.



Figur 11-1: Limtrebuer blokklimt sammen til et massivt buetverrsnitt, og så høvlet til trekantet tverrsnitt med glatte, svakt buede flater ved hjelp av en computerstyrt høvel.

Figure 11-1: Glulam arches glued together forming a massive arch cross section, and then planned to a triangular cross section with smooth, slightly convex surfaces by a computer controlled planing machine

Formen til limtrebuen er gitt av en mal. Malen dannes av en stillbar jigg med bukker og presser. Bukkene har en innbyrdes avstand på ca. 70 cm og kan forskyves og festes i spor i fabrikkhallens gulv. På denne måten kan nær sagt enhver form oppnås. Minste krumningsradius er normalt 3,5 m. Hver bukk er forsynt med en hydraulisk presse og to stenger. Lamellene påføres lim og legges på høykant langs malen og pressene klemmer lamellene sammen og inntil malen. Ved at det brukes hydrauliske presser blir trykket kontrollerbart og lamellene får et jevnt trykk. Ved større krumning brukes det tynnere lameller.

Limtre kan altså formes med relativt enkelt utstyr og er forholdsvis lite energikrevende sammenlignet med for eksempel stål. Det er derfor mulig å gi limtrebuer forskjellig kurvatur uten at det behøver å koste noe særlig mer. Fra et produksjonsmessig standpunkt er det altså like enkelt å lage en parabelformet bue som en sirkelformet. Det er i prinsipp nesten ingen begrensning på buetvernsnittets høyde, det vil si på antall lameller som limes sammen. I praksis vil likevel utstyr og håndtering sette en grense. På bredden derimot ligger det noen begrensninger i materialet. Større konstruksjons-trebredde enn 225 mm er ikke normal lagervare. Det må derfor legges flere lameller i bredden for å oppnå større konstruksjonsbredde. Ytre lameller må da kantlimes og de øvrige lameller forskyves minst 40 mm sideveis (se figur 8-1). Likevel vil produksjonsutstyret begrense den totale konstruksjonsbredden for en bjelke. I Norge er grensen pr. i dag 300 mm.

Når det er behov for limtrebuer med større bredde kan man oppnå dette ved å lime sammen flere buer til en bredere enhet (se figur 11-1). Limfugen mellom de enkelte bueelementene blir tykkere og mer ujevn enn mellom lamellene på grunn av bueelementenes større stivhet og dermed større motstand mot å føye seg etter hverandre. Det brukes derfor et annet lim til dette enn mellom lamellene. Det er et lim med fugefyllende egenskaper.

Det er i prinsipp også mulig å bolte elementene sammen til større enheter. En fordel med det ville være at man da kunne kreosotimpregnere hver del for seg. Men når man trenger større bredde er det gjerne for å oppnå større bøyestivhet for bøyning ut av bueplanet og da blir det vanskelig å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet mellom buedelene ved bolting. I så henseende er sammenliming mest effektivt. På denne måten er det egentlig ingen grense for hvor bred en slik bue kan gjøres.



Figur 11-2: Buene til Leonardo da Vinci bru med sine dobbeltkrumme flater
Figure 11-2: The arches of Leonardo da Vinci Bridge with their doubly curved surfaces

Limtre er heller ikke begrenset til rektangulære tverrsnitt. Som alt trevirke kan også limtre freses og høvles til de forskjelligste former. En limtrebue eller bjelke kan gis nesten et hvilket som helst tverrsnitt og tverrsnittet kan godt variere i form og størrelse over lengden av konstruksjonsdelen. Buene til Leonardo da Vinci bru er et godt eksempel på det. Figur 11-1 til venstre viser hvordan 100 mm brede buedeler i limtre igjen er limt sammen til et større tverrsnitt. Den endelige flaten må da naturligvis ligge innenfor avtrapningen. Overskytende tre høvles bort ved hjelp av en computerstyrt høvel (Figur 11-1). Høvelen freser bort maksimalt ca. 5 cm i én omgang. Overflaten på buen består av dobbeltkrumme flater. For å styre høvelmaskinen er koordinatene til et tett nett av punkter på overflaten beregnet og matet inn i computeren. Figur 11-2 viser det ferdige resultat.

En del informasjon om størrelsesbegrensninger er gitt i kapittel 8.7 og ytterligere informasjon om limtre generelt finnes blant annet i Limtreboka [72].

11.2.2 Montasje

En limtrebue vil vanligvis produseres i flere deler. Buer opp til en spennvidde på ca. 30 m vil som regel bestå av to deler enten det er en treleddsbue eller en toleddsbue. Ved større spennvidder vil buen ofte bestå av mer enn to deler. En bue som består av mer enn tre deler vil det være naturlig å montere sammen til to hoveddeler liggende på bakken ved brustedet for så å løfte hoveddelene på plass med kran.

I noen tilfeller kan det være interessant å vurdere bruk av strekkbånd for å ta horisontallasten fra buen. For at strekkbåndet skal virke er det nødvendig med et forskyvelig kemperlager på den ene siden av spennet. Man skal da være oppmerksom på at et slikt lager må låses midlertidig ved montasje av buen og siden frigjøres når strekkbåndet er koblet til. Dette er en kompliserende faktor som kan oppveie noe av fordelen med strekkbåndet. Figur 6-27 viser et eksempel på en slik bru.



Figur 11-3: Montasje av fagverksbuer på Tynset
Figure 11-3: Erection of trussed arches at Tynset

11.2.3 Kontroll av formavvik

Knekking kan være kritisk for buer. Det er derfor viktig å kontrollere for formavvik i den ferdige konstruksjonen. På tegningene skal det være angitt tillatte formavvik som svarer til forutsetningene i knekkingsberegningene (se avsn. 9.2.2).

For små buer vil knekking neppe være kritisk, men for større buer kan en overskridelse av tillatte formavvik få store konsekvenser. For å sikre det, bør de maksimalt tillatte formfeil i og ut av planet som er angitt på tegningene kontrollmåles på byggeplassen.

Det kan være litt komplisert å måle formfeilen – spesielt i planet. Det er imidlertid ikke alle typer avvik som er viktige i knekkingssammenheng. For å måle de avvik som er viktige, må det måles inn flere punkter langs buen, og deretter må en ny systemlinje tilpasses de innmålte punktene. Til slutt beregnes avvikene fra den nye «som bygd»-systemlinjen. Da «som bygd»-systemlinjen allerede inneholder faktiske avvik skulle det ikke være nødvendig å legge til avvik ved denne kontrollen.

Ved en slik metode vil det for eksempel bety lite for knekksikkerheten om toppledet i en treleddbue ligger litt for høyt eller litt for lavt. Et slikt avvik får bare indirekte betydning ved at horisontalkraften i buen forandrer seg litt.

11.3 Tverrspente dekker

Et tverrspent dekke består av plank eller limtrebjelker som er stilt på høykant og klemt sammen ved hjelp av oppspente, høyfaste spennenheter. Trykk-kraften og friksjonen mellom plankene gjør at det hele fungerer som en massiv plate. Plankene buttskjøtes og skjøtene forskyves i plankenes lengderetning. På denne måten er det i prinsippet ingen begrensning på hvor langt et slikt dekke kan gjøres. Konstruksjonsprinsippene er nærmere beskrevet i kapittel 9.1.

11.3.1 Lameller

Materialene i et tverrspent dekke er kun lameller og spennenheter. Det er imidlertid flere typer og kvaliteter å velge mellom for begge deler.

Konstruksjonstrelameller

Konstruksjonstrelamellene består vanligvis av fingerskjøtt, justert konstruksjonstre i dimensjon 48x198 mm eller 48x223 mm. Justert konstruksjonstre skal være høvlet på en kantside og en bredside, men er ofte høvlet på alle sider. Materialene vil normalt ha betydelige deformasjoner fra tørking (kuving, flatbøy og vindskjevhet) som gjør at plankene ikke vil ligge tett inntil hverandre før oppspenning. Det er derfor viktig at det er satt av nok rom på sidene for montasjen.

Krav til begrensning av geometriske virkesfeil er gitt i Norsk standard NS-INSTA 142 [23] og for selve tverrsnittet i NS-EN 336 [26]. Disse kravene refererer seg til lengde på 2 m, så ved lengre planker kan det virkelige avviket pr. planke bli større. Til gjengjeld vil disse avvikene ikke adderes opp når planker med tilfeldige avvik legges inntil hverandre. Som en tommelfingerregel kan man regne med at hver plank bygger 2 mm pr. 48 mm, eller ca. 4 % i bredden.

Man skal også være oppmerksom på at når plankene leveres fra forskjellige sagbruk vil de kunne ha forskjellig dimensjoner innenfor standardens toleransekrav. Dette blir et systematisk avvik som adderes opp over brubredden. Norsk standard tillater et avvik fra nominelle tverrsnittsmål på $\pm 1,0$ mm. Dette kan i et ekstremtilfelle gi en forskjell i bredde på 143 mm for en brubane på 7 m. Det vil si at forskjellen svarer til $1\frac{1}{2}$ lamelltykkelse. Ved overgang fra en leveranse til en annen kan det altså bli nødvendig å skrånkjære en lamell og justere antallet i den videre leggingen. Ytterlamellen må i slike tilfeller være kontinuerlig. Dette problemet kan også oppstå ved overgang fra justert konstruksjonstre til limtreplank slik det av og til kan være tilfelle.

Med konstruksjonstrelameller med en tykkelse på 48 mm kan man oppnå en viss horisontalkurvatur i dekket ved bøyning. Det krever imidlertid mulighet for mothold. Se forøvrig avsnitt 7.2.

Lameller av limtreplank

I noen tilfeller kan det være hensiktsmessig å bruke «limtreplanker». Disse lages ved at limtrebjelker sages til planker med passende tykkelse og bredde. Derved kan man lage tverrspente dekker med mye større tykkelse enn det som vil være mulig med konstruksjonstre. Med limtreplanker kan man også lage brubaner med vertikalkurvatur. Dette oppnås ved å sage opp buede limtrebjelker slik at man får planker med ønsket geometri. På denne måten kan man få til praktisk talt alle aktuelle vertikalkurvaturer.

Man kan kanskje spørre seg hvorfor man egentlig sager limtrebjelkene til plank i stedet for å spenne dem sammen som de er. I prinsipp kunne man naturligvis det, men da måtte man forskyve skjøtene tilsvarende i lengderetning. Det ville kreve større lengder og gi adskillig tyngre enheter som igjen blir tyngre å legge – ikke bare vektmessig, men også med hensyn til innretning og tilpasning. Ved å sage limtrebjelkene opp til 48 mm plank blir de mer bøyelige slik at de lettere kan presses inn i riktig retning, ja man kunne til og med være mulig å oppnå kurvatur i horisontalplanet samtidig med en vertikalkurvatur hvis det var ønskelig.

En stor fordel med limtreplank er også at de er langt mer formstabile enn konstruksjonstre. De bygger derfor mye mindre i bredden før oppspenning enn konstruksjonstre. I tilfeller der det er liten fri bredde vil det være aktuelt å vurdere limtreplank. Rettheten til limtreplank gjør også at de blir enklere å legge. Leggingen går derved fortere. Det kompenserer for noe av den høyere prisen for slik plank.

Lameller av limtrebjelker

På samme måte som ovenfor beskrevet kan også limtrebjelker spennes sammen til massive plater. De kan også buttskjøtes, men da de er bredere enn konstruksjonstrelameller må skjøtene forskyves tilsvarende lenger enn for plank. Brede limtreplameller kan være spesielt gunstig å bruke når de ikke behøver å skjøtes, men kan legges ut i hele lengder. De er også aktuelle når det kreves større spennvidde enn det konstruksjonstrelameller klarer.



Figur 11-4: Buttskjøter i tverrspent dekke
Figure 11-4: Butt joints in stress laminated deck



Figur 11-5: Montasje av lamellene i et tverrspent dekke
Figure 11-5: Assembly of the lamellas of a stress laminated deck

Større formstabilitet gjør limtre lameller også lettere å legge ut samtidig som de trenger mindre rom på siden for montasje. Limtre lameller er i prinsippet det samme som limtre bjelker. De er limt opp av mange tynne lameller (30-40 mm) som etter liming ikke vil danne glatte sideflater. Sideflatene må derfor høvles for å få korrekt form og dimensjon. Optimal lamellbredde med hensyn til trelast og produksjon er 119 mm. Lamellene kan både være smalere og bredere. Ved behov for spesielt brede lameller kan flere limtre lameller limes sammen ved hjelp av blokkliming. Blokkliming er sammenliming av flere limtre enheter til én større enhet. Det brukes da et fugefyllende lim fordi enkelt delene er så stive at det ikke er til å unngå at det kan oppstå hulrom i fugen.

Med limtre lameller står man nesten fritt til å lage dem så lange og så brede som man trenger. Transporten gir imidlertid en lengdebegrensning. Lengder opptil 19,9 meter kan kjøres uten eskorte. Maskinen som blokklimingen gjøres i begrenser imidlertid lengden for blokklimte lameller til 15 meter.

Montasje av lameller

Lamellene monteres enkelt av to mann. Figur 11-5 viser hvordan en plank settes på plass og festes midlertidig med et par spiker. På bildet ser man også hvordan lamellene lett kan håndteres ved hjelp av en spesielt utviklet løfte krok. Løfte kroken settes i de forborede hullene for spennstengene.

Det er vanlig å ikke skjøte mer enn hver femte lamell i hvert snitt og forskyve skjøtene 1,2 m i lengderetning (figur 11-4). Man vil derfor starte dekket med å legge ut fem forskjellige lengder ved siden av hverandre. Lengdene blir således minimum 1,2 – 2,4 – 3,6 – 4,8 og 6,0 m. De påfølgende lamellene i lengderetning kan da alle være like lange unntatt på slutten der man igjen må ha fem forskjellige lengder. Lengdene bør planlegges slik at skjøtesystemet passer med dekkets lengde. I buttskjøten bør det være beregnet minimum 10 mm åpning for å kunne oppta avvik i materialet og i leggingen.

11.3.2 Spennenheter

Spennenheterne kan bestå av en spennstang eller et spenntau med tilhørende forankringssystem for forankring av spennkraften. Forankringssystemet består gjerne av en plate, som skal fordele kraften over et visst kontaktareal mot treverket, og mutter, kilehode eller lignende for å overføre kraften til platen. Spennenheterne plasseres vanligvis med en senteravstand på 0,5 – 0,8 m for å få jevn trykkfordeling i dekket. Figur 11-6 viser et eksempel på forankring av spennstenger med muttere og runde stålplater. Runde forankringsplater har forøvrig den fordel at de ikke kan bli stående skjevt etter oppspenning.

I noen tilfeller kommer plasseringen av spennenheter i konflikt med en bue, en diagonal eller en annen del av bærekonstruksjonen. Man kan da forskyve posisjonen til spennenheterne noe for å unngå hinderet, men blir avstanden mellom to nabospennenheter for stor må man løse det på annen måte. Det vil da ofte være mulig å bore et hull i, for eksempel, limtrebuen og tre stangen gjennom dette og inn i dekke. Man må da samtidig passe på at det blir plass til oppspenningsjekk mellom dekke og hinder (se forøvrig avsnitt 11.3.3 og figur 11-8).



Figur 11-6: Forankring av spennstenger
Figure 11-6: Anchorage of prestressing bars

Valg av system og størrelse

Spennenhetene i et tverrspent dekke vil som regel være forholdsvis korte, avhengig av dekkets bredde. Etter oppspenning av enheten låses den i spent tilstand med mutter, kiler eller lignende. Låsingen gir et tap av spennkraft fordi den nødvendigvis medfører en lokal deformasjon av mutter og gjenger eller også en viss glidning av kiler hvis det brukes. For kileforankring er låsetapet typisk 6 mm mens det for gjengeforankring ligger fra 1 til 3 mm. Tapet av spennkraft blir større jo kortere spennenheten er i og med at låsetapet er en fast størrelse i mm. For korte spennenheter er det derfor gunstig å velge en forankring som gir lite tap. Spennkraften skal også forankres i et relativt tynt dekke slik at det dessuten er begrenset hvor stor spennkraft hver enhet kan ha. Det er derfor hensiktsmessig å velge spennenheter etter følgende kriterier:

1. Maksimal oppspenningskraft er gitt som følge av hvor stor kraft som kan forankres uten knusning av treverket og med en rimelig størrelse på forankringsplaten.
2. Stålfastheten velges så høy som mulig for å få størst mulig elastisk forlengelse av spennenheten. Den blir dermed mindre ømfintlig for låse- og kryptap og for varierende deformasjoner i treverket som følge av temperatur- og fuktvariasjoner. Det har imidlertid ingen hensikt med høy stålfasthet hvis ikke spennenheten spennes opp til maksimalt tillatt spennkraft.
3. Forankring med gjenger og mutter gir minst låsetap. Helgjengede stenger er gunstig fordi stengene må være adskillig lenger når de tres i dekket enn når dekket er ferdig oppspent.

Spennkraft

Som nevnt ovenfor blir tapet av spennkraft mindre og re-oppspenningsintervallene lengere jo større forlengelse spennenheten får. Det er derfor økonomisk gunstig å velge så høy fasthet som mulig, og å utnytte denne fastheten ved å spenne opp så høyt som mulig. Spenner man imidlertid for høyt opp risikerer man at stålet får for mye plastisk deformasjon og at relaksasjon i stålet får vesentlig betydning. Man bør derfor følge den øvre grense som er gitt for betongkonstruksjoner (NS-EN 1992) $P_0 = 0,9 \cdot F_{p0,1k}$.

For å kompensere for låsetapet kan man overspenne noe som angitt i standarden:

$P'_0 = 0,95 \cdot F_{p0,1k}$. Ved overføring av kraften fra jekken til forankringen vil den reduseres umiddelbart og dessuten raskt reduseres ytterligere som følge av initielt kryp i treverket.



Figur 11-7: Oppspenning av en spennstang
Figure 11-7: Tensioning a pre-stressing bar

11.3.3 Oppspenning

Oppspenning av spennenhetene foregår med en hydraulisk huljekk. Det vil si en jekk som kan tres på stangen slik at denne kan forankres med en mutter på utsiden av jekken. Ut i fra nødvendig spennkraft, stempelareal og indre friksjon i jekken beregnes tilhørende oljetrykk som under oppspenning kan leses av på et manometer. Jekken støtter seg mot forankringsplaten og må gi mulighet for å dreie mutteren som ligger an mot forankringsplaten. Hvis den ikke har det, må det settes en liten stålkonstruksjon med en åpning i mellom jekk og forankringsplate – en såkalt stol eller fot.

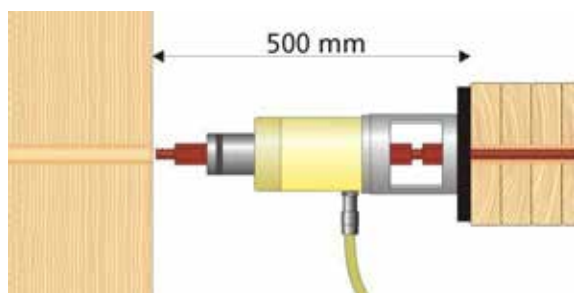
Oppspenningsrekkefølge

Ved oppspenning presses plankene sammen. Det er derfor viktig å velge et hensiktsmessig system for oppspenning. Hvis man spenner alle spennenheter suksessivt til full spennkraft risikerer man at dekket vrir seg og blir skjevt i forhold til dekkets lengdeakse. Dette kan unngås ved å spenne noen spennenheter delvis opp først og så gå litt frem og tilbake og spenne opp de resterende.

Plassbehov for jekk

Jekken kan ha liten slaglengde fordi uttrekkslengden (summen av spennstålets forlengelse og trevirkets sammentrykning) normalt er liten ved et tversspent dekke. Jekken kan derfor være svært kompakt. Figur 11-7 viser vanlig utstyr ved oppspenning. Hoveddelene er en jekk og et rørstykke med åpninger, kalt fot eller stol, som gir tilkomst til spennstangens forankringsmutter. Jekken alene veier ca. 11 kg.

Normalt ligger forankringen av spennstengene fritt til. I tilfeller der spennstengene kommer i konflikt med andre konstruksjonsdeler som buer eller bjelker, bør man prøve å justere avstanden mellom stengene noe lokalt for å unngå konflikt. I noen tilfeller kan det likevel være nødvendig å forankre spennstenger på steder der det kan bli trangt og oppspenning bli vanskelig. I slike tilfeller er det viktig for konstruktøren å vite hva minimum plassbehov er.



Figur 11-8: Plassbehov for jekk mellom dekke og et hinder som f.eks. en bue, en bjelke eller lignende

Figure 11-8: Space requirement for the tensioning jack between deck and an obstacle like, e.g., an arch, a beam or similar

Figur 11-8 viser et eksempel på dette, der forankringen av spennstangen ligger akkurat der for eksempel limtrebuen krysser dekket. I slike tilfeller er det nødvendig med noen spesielle tiltak. Selve spennstangen tres inn i dekket gjennom forborede hull i buen. Etter at stengene på begge sider av buen er oppspent trekkes mutteren til for hånden og stangen kappes slik at kun noen få centimeter stikker ut over mutteren – akkurat så mye at en skjøtemuffe får tak. Stangen forlenges så med en skjøtemuffe inne i «stolen» samtidig som jekken settes på plass. For å få til dette bør den frie avstanden mellom dekke og bue være minst 0,5 m. Er avstanden litt mindre kan ikke jekkens stempel kjøres helt ut (64 mm) og oppspenningen må gjøres i flere og mindre trinn og blir dermed mer tidkrevende.

Spennprotokoll

Det skal føres spennprotokoll under oppspenningen. Den skal beskrive hvordan oppspenningen har foregått og være til hjelp ved inspeksjon og senere re-oppspenning eller ved eventuell reparasjon. I spennprotokollen føres alle spennenheter opp med hvert sitt genuine nummer slik at hver enkelt er identifiserbar. Spennkraft og oppspenningsrekkefølge. I og med at spennenheter påvirker hverandre under oppspenning ved at kraften i en enhet faller noe når naboenheten spennes opp, er det viktig at rekkefølgen fremgår av protokollen.

En annen opplysning som det er viktig å få med er dekketemperaturen og spennenhetsens temperatur. I kapittel 6.3.1 og 12.1.1 står det mer om det.

12 Drift og vedlikehold

Vegvesenets håndbok R411 Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer [7] gir overordnede retningslinjer for virksomhet knyttet til eksisterende bruer i vegnettet. Den terminologi som benyttes i det etterfølgende er forklart i mer detalj i håndboken R400.

Begrepet trebruer blir egentlig for snevert for å dekke alle bruelementer som helt eller delvis kan være bygd i tre. I Vegvesenets bruforvaltningssystem er det bruers hovedbæresystem som bestemmer brutypen og ikke materialet. Dette fordi bruer som oftest består av flere ulike materialer. Et eksempel kan være bjelkebruer i stål med tredekke.

Dette er ikke en bru folk flest vil tenke på som en trebru selv om trevirke er benyttet i deler av brua. I denne boken er det imidlertid hovedsakelig bruer med hovedbæresystem av tre som behandles selv om den også gjelder for tredeler i andre bruer der det er relevant.

Egentlig vet vi ikke så mye om hva som kreves til drift og vedlikehold av moderne trebruer i og med at vi ikke har særlig lang erfaring med denne typen bruer. Noe kan man slutte seg til utifra erfaring med andre brutyper, fra gamle trebruer og fra andre typer utendørs trekonstruksjoner.

12.1 Drift av trebruer

Drift av bruer omfatter inspeksjon og driftstiltak. Driftstiltak for trebruer omfatter oppgaver som må utføres regelmessig, for eksempel rengjøring, rensking av vanngjennomløp og fjerning av uønsket vegetasjon.

12.1.1 Inspeksjon av trebruer

Inspeksjon av bruer beskrevet i Vegvesenets håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer [6]. Håndboken gir en generell innføring i inspeksjon av bruer. Kapittel 9 er en skadekatalog som skal være et hjelpemiddel for å vurdere betydningen av skader for den enkelte bru på en forsvarlig og ensartet måte. Skadekatalogen er delt inn i 11 underkapitler som tar for seg skader på ulike materialer og de forskjellige utstyrselementer en bru består av.

Bruer må inspiseres som en helhet med vurdering av samtlige elementer for at de skal kunne forvaltes effektivt. Det betyr at det normalt ikke vil være hensiktsmessig kun å inspisere de deler av bruene som består av tre fordi det ikke vil gi oversikt og dermed heller ikke grunnlag for et effektivt vedlikehold. Det er også viktig å forstå at skader som opptrer på et bruelement kan komme som følge av skader på andre elementer i brua. Et eksempel er råteskader i et tredekke på grunn av lekkasje i fuktisolasjonen.

Tre har lenge vært lite brukt i bruer. Når nå bruk av tre igjen er økende er det viktig at inspeksjonssystemet tidlig fanger opp om nye trebruer har bedre bestandighet enn det som var tilfellet for mange av de gamle. Videre er det av betydning at det kommer tilbakemelding om dårlige løsninger slik at disse kan lukes ut tidlig og ikke bli gjentatt på mange bruer. Ved en ukritisk bygging av bruer i tre med uheldige løsninger og dårlig beskyttelse vil vi kunne få et større antall bruer med dårlig bestandighet, noe som er svært uheldig.

Likevel kan nye bruer bli bygd med dårlige detaljer som vil gi grunnlag for rask nedbrytning. Dette må fanges opp i forbindelse med ferdigbefaring på bruene. Ferdigbefaring er beskrevet i kapittel 6.1 i Vegvesenets inspeksjonshåndbok [6].

Inspeksjon av tverrspente dekkers spennsystem

Et viktig punkt å følge med på er tverrspente dekkers spennsystem med hensyn til spennkraft og korrosjon. Spennkraften vil normalt synke med tiden og nærme seg en sluttverdi asymptotisk (jfr. figur 6-19). Spennkraften kan ikke kontrolleres uten bruk av jekk, men er spennkraften av en eller annen grunn blitt helt borte vil man lett merke det ved å kjenne på forankringsmutteren. Likeledes vil inntrykning av forankringsplaten i trevirket indikere at spennkraften er for høy. Det kan tyde på at stangen er for høyt oppspent eller at fuktisolasjonen er utett og at trevirket er oppfuktet og har svullet.

Det er normalt ikke nødvendig å kontrollere spennkraften ved hver hovedinspeksjon, men hyppigheten kan gjøres avhengig av hva som ble registrert ved siste kontroll. Det er heller ikke nødvendig å kontrollere alle spennenehetene. Det bør normalt være tilstrekkelig å foreta en stikkprøve kontroll som eventuelt utvides ved registrering av undermålere. Normalt skal spennkraften ikke bli lavere enn 50 % av oppspenningskraften, men det er da viktig å ta hensyn til dekketemperaturen. Spennkraften varierer betydelig med temperaturen slik at ved lav temperatur er spennkraften lavere enn ved høy temperatur. Det er derfor vesentlig å vite hva temperaturen var ved oppspenning.

For et normalt oppspent konstruksjonstredekke kan man som en tommelfingerregel si at spennkraften forandrer seg med 4 kN/°C ved spennstang i stål. Det vil si at når temperaturen i dekket er 10 °C lavere enn ved oppspenning så er spennkraften 40 kN lavere.

Ved kontroll av spennkraften er det også viktig å registrere hvilke spenneneheter som ble kontrollert, hvilken kraft som ble avlest og hva dekketemperaturen var. Det er også viktig å ikke øke spennkraften utover det den var da mutteren løsnet. En økning av spennkraften i én spennenehet vil påvirke (redusere) kraften i naboenehetene og således ødelegge kontrollen. En eventuell re-oppspenning må derfor først foretas etter at kontrollen er avsluttet.

Noen ganger i løpet av konstruksjonens brukstid kan det være fornuftig å foreta en stikkprøvekontroll av spennenehetene med hensyn til korrosjon. Det gjøres mest hensiktsmessig i forbindelse med kontroll av spennkraften ved at enheten spennes ned og trekkes ut. Det medfører en risiko for at enhetens korrosjonsbeskyttelse skades. Når enheten settes i igjen og spennes opp er det viktig å spenne opp til samme spennkraft som den hadde.

Inspeksjon av knutepunkter med vekslende last

Ved kjørebuer med knutepunkter der kreftene kan skifte fortegn må man være oppmerksom på at dyblene kan bevege seg i lengderetningen og således arbeide seg ut av hullet. Dette gjelder spesielt fagverksbuer. På mange buer er ikke dyblene sikret og det er derfor viktig å holde et øye med slike punkter.

Inspeksjon av den konstruktive beskyttelsen

Den konstruktive beskyttelsen bør holdes under oppsikt for å kontrollere at den fungerer etter hensikten. Den skal være tett og vann som renner fra dens overside skal ikke renne ned langs en av konstruksjonens sideflater eller treffe en nedenforliggende konstruksjonsdel. Konstruktiv beskyttelse er ofte forutsatt ikke å ha like lang levetid som bruens brukstid. Den må derfor skiftes når den ikke lenger fungerer etter hensikten.

12.1.2 Driftstiltak

For hver bru skal det finnes en vedlikeholdsplan hvor driftstiltak inkluderes. Det mest relevante driftstiltaket for bruelementer i tre er rengjøring. Rengjøring er viktig for å fjerne sand, smuss, mose etc som vil føre til at trevirket tørker kun langsomt opp og dermed øker faren for råte. Ved rengjøring bør så mye som mulig fjernes med børsting og annet mekanisk utstyr som ikke skader trevirket. Det som er igjen etter dette, fjernes med vann. Det er viktig at trykket ikke blir for stort fordi dette kan føre til oppfising av treet. Spesielt gjelder dette tre som er trykkimpregnert med salter da dette ofte blir sprøtt i overflaten. Lavt trykk og stor vannmengde er å foretrekke.

Trær og busker som vokser inn mot bruelementer av tre skal fjernes for at god lufting skal gi rask opp-tørking av trevirket.

Spiker som kommer ut skal slås inn eller erstattes med treskruer i kvalitet rustfritt.

12.2 Vedlikehold

Vedlikeholdet kan etter omfang og frekvens inndeles i:

- Løpende vedlikehold
- Periodisk vedlikehold
- Reparasjon

12.2.1 Løpende vedlikehold

Det forutsettes at konstruksjonen skal kunne stå uten omfattende vedlikehold, at skitt og planterester ikke får ligge på konstruksjonen over lang tid og at vegetasjon ikke får vokse tett inntil konstruksjonen.

Løpende vedlikehold er tiltak for å rette på tilfeldige skader eller tiltak som ikke kan planlegges på lang sikt.

Typiske oppgaver på bruelementer av tre er tiltak for å rette på:

- Deformasjoner og bevegelser på grunn av undergraving
- Skader på rekkverk av tre på grunn av påkjørsel
- Skader på hovedbæresystem (Limtrebjelker, limtrebuer etc) på overgangsbruer på grunn av påkjørsel
- Skader på grunn av brann

Tiltak skal ha som hovedhensikt å gjenopprette styrken eller bæreevnen.

12.2.2 Periodisk vedlikehold

Periodisk vedlikehold er planlagte tiltak for å opprettholde bruas standard. Typiske tiltak på bruelementer i tre er:

- Overflatebehandling av tre
- Korrosjonsbeskyttelse av forbindelsesmidler
- Etterspenning av tverrspente tredekker
- Utskifting av konstruktiv beskyttelse når denne er nedbrutt/ikke lenger fungerer
- Utskifting av slitelag i tre med nytt treslitelag når sporslitasjen blir for stor

Vedlikehold av elementer som ikke er av tre kan ofte være avgjørende for treelementene. Et typisk eksempel er asfaltslitelaget som beskytter fuktsperreren på tredekker og er avgjørende for tredekkets bestandighet.

Typiske bruelementer hvis tilstand også vil innvirke på bruelementer av tre er:

- Underbygning
- Asfaltslitelag
- Fuger – enten det er en egen fugekonstruksjon eller ikke
- Vannavløp – enten det er et eget opplegg for det eller ikke

12.2.3 Overflatebehandlet tre

Det er flere typer overflatebehandling som kan brukes for trebruer, men en skal generelt være tilbakeholden med å male massive elementer på en bru:

- Malingssystemer som gir en diffusjonsåpen overflatehinne – olje eller alkydbasert
- Oljebehandling, beising eller behandling med tretjære som trenger litt inn i treverket
- Trykkimpregnering med en voksemulsjon som trenger litt inn i treverket

Maling har ikke helt tette overflater og litt fuktighet trenger inn når den blir utsatt for regn/vann. I massive elementer må denne fuktigheten ut samme vegen som den kom inn i motsetning til trehus med bordkledning der fuktigheten kan gå ut på baksiden av bordet. Det betyr at det er svært viktig for tre med massive elementer at malingen er diffusjonsåpen. Malingssystemer må vedlikeholdes med jevne mellomrom, avhengig av type maling og værbelastning. Tre må ikke males slik at fukt stenges inne i treverket. Dersom dette gjøres, øker faren for råte i treverket.

Se for øvrig også kapittel 10.3.5.

Tre som er trykkimpregnert med salter kan oljes årlig med treolje på steder som utsettes for fuktighet. Dersom dette ikke gjøres, vil treet få økt oppsprekning og på denne måten bli mer åpnet for fuktinntrengning. Alternativt kan en ny konstruktiv beskyttelse vurderes.

Tre som er trykkimpregnert med kreosot kan gis en oljebehandling på utsatte flater etter en periode på 20-50 år av estetiske grunner. Det må da gjentas med faste intervaller.



Figur 12-1: 30 år gammelt, tørt og oppsprukket CCA-impregnert limtre
Figure 12-1: 30 years old, dry and cracked CCA-treated glulam timber

Hva som skal være kriteriet for om kreosotimpregnert trevirke trenger en behandling er nok til en viss grad en skjønnsak. Lenge etter at det kreosotimpregnerte treverket har mistet sin brune overflatefarge og fått en sølvgrå patina, ligger kreosoten beskyttende under overflaten. Det er da en estetisk vurdering om man vil friske opp den opprinnelige fargen med en mørk olje eller beholde det sølvgrå skjæret. Under en rufsete og erodert overflate kan det godt ligge sunn ved.

Eldre limtrebjelker er ikke dobbelt trykkimpregnert. Disse vil enten ikke ha noen overflatebehandling i det hele tatt eller kun en dårlig behandling. Dette gjelder spesielt CCA-impregnerte bruer fra perioden 1960 til 1980. Det gir relativt hyppig oppsprekning som igjen gjør faren for råte stor (Figur 12-1) og gir et svært rufsete utseende. Det er spesielt viktig at disse får et periodisk vedlikehold med overflatebehandling.

12.2.4 Tetting av sprekker

Tetting av sprekker i trekonstruksjoner er et omdiskutert tema. Det er en kjent sak at massive tre-elementer sprekker opp. Sprekkene går gjerne radielt inn mot kjernen og oppstår som følge av indre spenninger i trevirket. Disse spenningene kommer hovedsakelig fra fuktvariasjoner over tid og gjennom tverrsnittet. Risikoen for oppsprekning kan derfor reduseres ved å begrense fuktvariasjonen. Sprekkene har liten eller ingen betydning for trevirkets styrke da det i den dimensjonerende fasthet er tatt høyde for normal oppsprekning. Imidlertid vil sprekker i deler som er eksponert for regn eller vannsprut kunne gi vannet adgang til det indre av tverrsnittet. Det kan derfor være nærliggende å tette sprekken. Det er imidlertid nesten umulig å tette sprekker i tre med dagens midler slik at det blir fullstendig vanntett. Fukt og temperatur vil gjøre at treet «arbeider» annerledes enn tetningsmidlet og heften til sideflatene i sprekken vil litt etter litt brytes ned. Hvis det så først trenger vann inn på et slikt sted vil tetningen lett kunne fungere som en fuktfelle og gjøre vondt verre.

Som en generell regel kan man si at der sprekken går oppover bør sprekken ikke tettes, men heller overflaten dekkes med for eksempel en blikk-kledning. Der imidlertid sprekkåpningen vender nedover og vann kan sive inn i sprekken kan det være hensiktsmessig å tette sprekken eller kanskje helst la det være som det er.

12.2.5 Reparasjoner

Reparasjoner er planlagte tiltak som utføres for å gjenopprette et skadet elements funksjonsdyktighet.

På bruelementer av tre kan følgende aktiviteter være aktuelle:

- Forebyggende tiltak for å øke brukstid:
- Konstruktiv beskyttelse av endevend
- Konstruktiv beskyttelse av flater eksponert mot vind og vær
- Drenering og eventuelt fjerning av vannlommer
- Forbedring av forbindelser mellom enkeltdele
- Utskifting av råteskadet tre

Det er viktig at reparasjoner utføres med materialer og løsninger som sikrer at skader ikke utvikler seg på nytt.



Figur 12-2: Statsrådvegen bru over E6 i Eidsvoll der fagverksstaver ble byttet ut uten at brua ble tatt ned.
Figure 12-2: Statsrådvegen bridge across E6 in Eidsvoll where truss members were exchanged without the bridge being taken down.

12.2.6 Utskifting av enkeltdele

I og med at trebruer kommer som «byggesett» til brustedet og settes sammen der er det også mulig å demontere det igjen. Det er i mange tilfeller også mulig å skifte ut enkeltdele uten å måtte ta ned hele brua. Det kan spare både tid og kostnader. Et imponerende eksempel på det er Statsrådvegen bru over E6 i Eidsvoll.

Brua er en meget spesiell fagverksbru der bæreveggene usymmetriske tre-ledds fagverk der faverkene er dreid 180° i forhold til hverandre. Bæresystemet er altså meget komplisert og under montasjen ble det gjort en forveksling av nesten like fagverksstaver. Dette ble først oppdaget da montasjen var avsluttet og det kunne først utbedres etter at motorveien var åpnet. Det var derfor om å gjøre å hindre trafikken på E6 minst mulig.

Det ble vurdert å ta ned hele brua, men det ville blokkere E6 i lengere tid, så entreprenøren foreslo en utradisjonell løsning. Den besto i å presse fagverkets over- og undergurt fra hverandre så mye at de stavnene som skulle skiftes kunne taes ut og nye settes inn. Dette ble gjort først på den ene siden mens trafikken gikk på den andre siden, og så gjorde man det samme på den andre siden. Det hele gikk forholdsvis raskt og uten komplikasjoner ved hjelp av et snedig uttenkt jekkesystem.

13 Kostnader

Kostnader forbundet med bruer kan grovt deles i to: byggekostnader og drifts- og vedlikeholdskostnader. Ved valg av brutype er det ofte kun de rene byggekostnadene, det vil si anbudsprisen, som blir avgjørende. Det er imidlertid viktig å være klar over at det også er andre kostnader knyttet til en bru både i forbindelse med byggingen og i løpet av brukstiden.

13.1 Byggekostnader

En viktig forutsetning for utviklingen av trebruer i Norge de siste ti årene har vært at de må være økonomisk konkurransedyktige med andre brutyper. Dette har vært en klar ledetråd i de fleste hittil gjennomførte prosjekter, og det har derfor vært fokusert mye på forenkling og utvikling av enkle og solide detaljer og løsninger. Korte bygge- og montasjetider er sterke fortrinn for trebruer da trafikkavvikling og omlegginger er komplisert og kostbart.

13.1.1 Generelle vurderinger

Det man etter hvert ser er at tre som byggemateriale er økonomisk konkurransedyktig med andre materialer hvis materialet blir brukt på dets egne premisser og dets sterke sider blir fullt utnyttet.

Det er bevisst utprøvd ulike konstruksjonsprinsipper i ulike spenn og brulengder. Erfaring så langt har vist at tre som byggemateriale er spesielt konkurransedyktig på bruksområder som:

- bruer med spennvidde 25 – 40 m som for eksempel overgangsbruer over veg og jernbane
- mellomstore bruer over elver og vann med spennvidder inntil 60 – 70 m
- mindre bruer i det sekundære vegnettet og på skogsbilveger med spennvidde 5 – 15 m.

Det er imidlertid ingen grunn til at trebruer ikke skulle være konkurransedyktige også i andre sammenhenger. Trebrueene dimensjoneres for akkurat de samme lastene og påkjenningene som bruer i stål og betong. Man har riktignok begynt forsiktig med gang- og sykkelvegbruer og vegbruer med liten trafikk for å vinne erfaring. I dag er det bygget trebruer med en betydelig trafikk tetthet, det vil si en ÅDT > 3 000. I prinsippet er det ingen grense.

Generelt er den billigste måten å utnytte tre som byggemateriale på ved å bruke såkalte tverrspente plater eller tverrspente bjelkebruer med integrert plate (ribbeplate). Denne konstruksjonstypen, som fortrinnsvis bør brukes der kravene til estetikk er små, har et anvendelsesområde for spennvidder opp til omtrent 20 – 25 m. Ved de største spennviddene blir konstruksjonshøyden etter hvert ganske stor og dette kan bli problematisk for frihøyden under brua.

Et annet konstruksjonsprinsipp som har vist seg meget effektivt er buekonstruksjoner med massive buer. Disse har et anvendelsesområde mellom 15 – 50 m og kanskje mer. Konstruksjonsprinsippet har få komponenter og dermed få kostbare forbindelser.

Ved større spenn opp til 70 m eller kanskje 100 m er det fagverk eller fagverksbuer benyttes. Her ser vi at kostnadskurven blir brattere noe som hovedsaklig skyldes et større antall enkeltdeler og forbindelser. Denne noe dyrere teknikken for å klare større spennvidder må sees i forhold til kostnader med eventuelt å etablere flere fundamenter. For å holde kostnadene nede er det derfor gunstig å bruke så få knutepunkter som mulig, det vil si at det bør være få og store staver i fagverket.

Et annet forhold som innvirker på konstruksjonskostnadene er om hovedkonstruksjonen, som for eksempel buer eller fagverk, bærer under eller på siden. Hvis høyden tillater det, vil en underliggende bæring som regel gi mindre sekundærkonstruksjoner. Det vil for eksempel si at tverrbærerne blir kortere, noe som vil slå positivt ut for kostnadene. Hvis imidlertid vegens linjeføring må heves for å få til underliggende bæring, vil fordelene fort oppveies av økte kostnader for tilstøtende veg.

13.1.2 Sammenligninger med stål- og betongalternativer

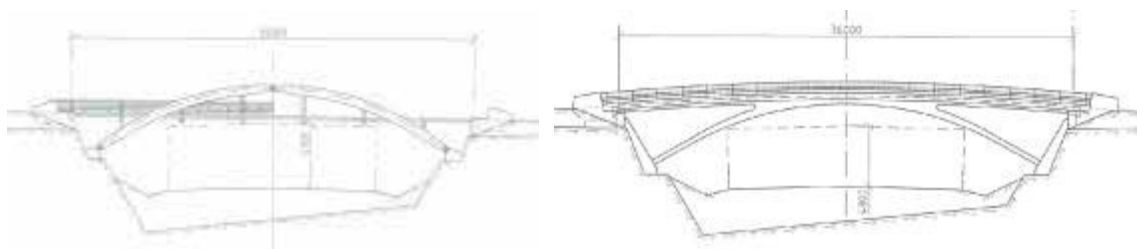
Det er vanskelig å få til helt konkrete og rettferdige kostnadssammenligninger. Ofte er konseptet nærmest valgt på forhånd og prissammenligningen må baseres på en beregnet anbudspris. Hvis senere den virkelige anbudsprisen blir høyere, behøver ikke det nødvendigvis ha noe med det valgte konseptet å gjøre, men kan være forårsaket av at det generelle kostnadsnivået har vært vurdert for lavt.

Vanlige sammenligningsparametere for bruer er kroner per løpemeter bru og kroner per kvadratmeter bruareal. Kvadratmeterprisen har vist seg som den parameteren som gir best sammenligningsgrunnlag. Bruarealet kan beregnes på flere måter. Brutto bruareal, basert på ytterkant av bruplate, fungerer bra for betongplater, men blir mer komplisert å definere med utstikkende tverrbærere med rekkverksstolper på. For å oppnå en mest mulig realistisk sammenligning er i det følgende brubredde regnet som føringsbredde pluss rekkverksrom. Rekkverksrommet er satt til 1,0 m for kjørebruer og 0,5 m for gangbruer. Brulengden er definert som avstanden mellom brubanens overgangsfuger.

I det følgende presenteres noen av de kostnadssammenligningene som har vært utført.

Overgangsbru

For overgangsbrua Husås bru ble det utarbeidet to alternative konsepter – ett i tre og ett i betong. Randbetingelsene ble holdt så like som mulig. Som det fremgår av figur 13-1 er frihøyden for betongalternativet lik forskriftenes minimum, 4,7 meter, mens det for trealternativet ble valgt 5,7 meter (som gjalt tidligere) for å unngå påkjørselslast. Veilinjen ble imidlertid den samme på grunn av trebruas mindre effektive byggehøyde. Begge alternativene kom kostnadmessig ganske likt ut med 1,9 millioner kroner – betongalternativet litt over og trealternativet litt under.



Figur 13-1: To alternative konsepter for Husås bru for prissammenligning av tre og betong
Figure 13-1: Two alternative concepts for Husås Bridge for price comparison of timber and concrete

Større kjørebruer

Både for Tynset bru og Ulnes bru er det foretatt prissammenligning mellom forskjellige alternativer. Ulnes bru er en 105 meter lang bru i tre like spenn, mens Tynset bru er 125 meter lang og har et hovedspenn på 70 meter. På Tynset har man til dels kunnet utnytte de gamle fundamentene fra den forrige brua på stedet. Sammenligningen omfatter imidlertid kun overbygningen. Sammenligningen fra den gang er gjengitt i Tabell 13-1

Tabell 13-1: Prissammenligning mellom forskjellige alternative konsepter for mellomlange kjørebuer (kalkulerte priser / kun overbygning)

Table 13-1: Price comparison between different alternative concepts for medium long road bridges (calculated price / superstructure only)

	Ulness bru		Tynset bru	
Lengde [m]	35+35+35 = 105		70+25+25 = 125	
Føringsbredde [m]	3,25+3,25+2,00 = 8,50		3,50+3,50+3,00 = 10,00	
Effektivt bruareal [m ²]	892,5 m ²		1250 m ²	
	mill. kr.	kr/m ²	mill. kr.	kr/m ²
Platebærer	14,4	16 134	19,8 ¹⁾	15 840 ¹⁾
Buebru i stål			27,0	21 600
Skråkabelbru			24,3	19 440
Platebru i betong	13,5	15 126		
Buebru i tre	12,6	14 117	20,7 ²⁾	16 560 ²⁾

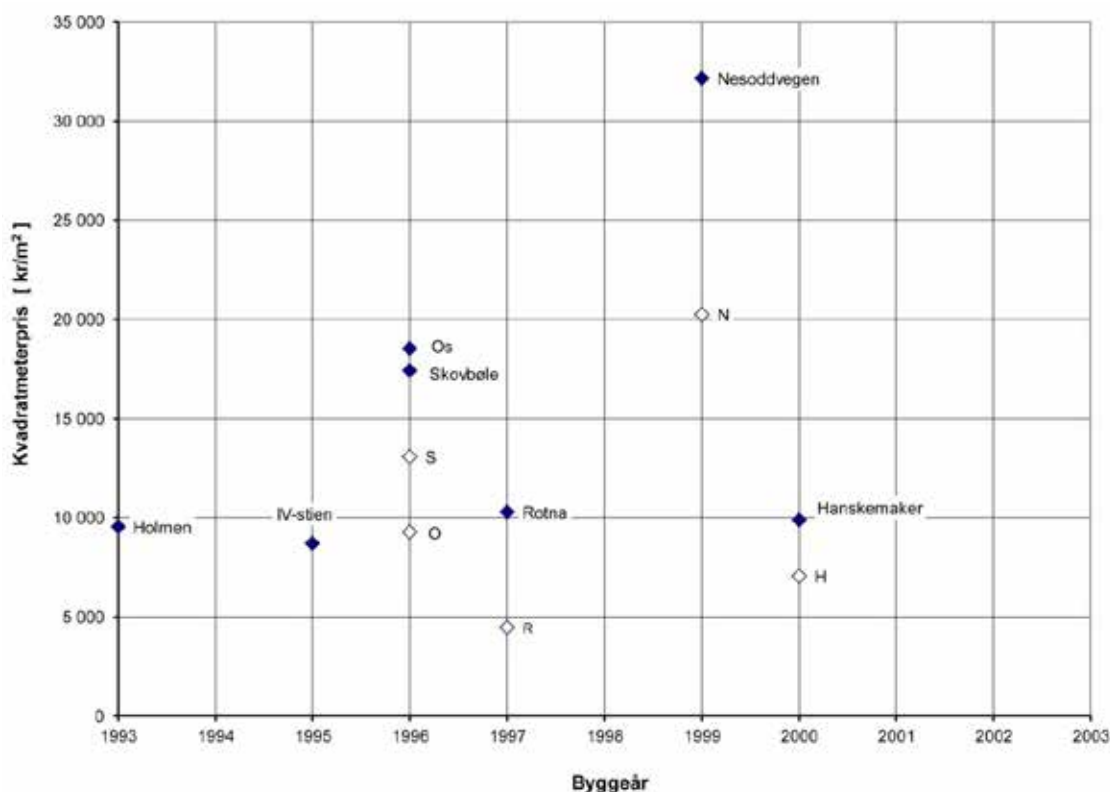
¹⁾ Kostnader med nødvendig heving av veglinjen ikke inkludert.
²⁾ Byggekostnader justert til samme forutsetninger som de kalkulerte prisene.

13.1.3 Priser fra noen byggeprosjekter

Hvis man sammenligner kvadratmeterprisene fra nyere byggeprosjekter ser man at det er et betydelig sprik. Det er vanskelig å finne noen god sammenheng mellom for eksempel hovedspennets spennvidde og kvadratmeterprisen. Man skulle kanskje forvente at overbygningens kvadratmeterpris ville øke mer enn proporsjonalt med spennvidden, men det ser heller ut som den synker noe.

Figur 13-2 viser kvadratmeterpriser for noen eldre gang- og sykkelvegbruer samholdt med byggeår. Stort sett ligger prisene på i underkant av 10 000 kr/m², men noen bruer skiller seg ut med betydelig høyere pris. De som skiller seg ut er alle fagverksbruer med mange og dyre forbindelser. I tillegg faller nok Nesoddevgen bru helt utenfor på grunn av store og flotte landkar i naturstein. Ser man imidlertid bort fra disse litt spesielle bruene kan det se ut som kvadratmeterprisen har holdt seg relativt konstant. Man må imidlertid huske på at utvalget er lite og bruene svært forskjellige typer.

Figur 13-3 viser en tilsvarende oversikt for vegbruer. Også der skiller to bruer seg ut ved at de er spesielt påkostet. Holdes disse to bruene utenfor ligger de andre relativt samlet. Man ser en klar stigning med årene. Den innlagte trendlinjen indikerer en årlig prisvekst på 8,6 %, noe som ligger langt over den faktiske prisstigningen. Dette skyldes nok det begrensede utvalget og sammenligning av ofte svært ulike bruer. Ser man derimot på overbygningen isolert, ligger det gjennomsnittlige prisnivået på rundt 8 000 kr/m².



Figur 13-2: Priser på noen gangbruer for konstruksjonen totalt og for overbygningen alene
Figure 13-2: Price on some pedestrian bridges for the total structure and for the superstructure separate

Den store variasjonen i kvadratmeterpris skyldes nok mange forskjellige forhold. Beliggenhet og generelle byggekostnader virker naturligvis inn samtidig som det også varierer hvilke kostnader som er tatt med i bruregnskapet. I noen tilfeller har man for eksempel kunnet bruke eksisterende fundamenter fra en tidligere bru og det kan man naturligvis spare penger på.

Brutypen – det vil si det statiske systemet – betyr også mye for hvor kostbar en bru blir, men mest betyr kanskje hvor påkostet man gjør prosjektet med hensyn til løsninger og materialvalg. I noen prosjekter har man lagt mye vekt på spesielle arkitektoniske effekter, mens man i andre prosjekter har valgt svært enkle løsninger – noen ganger for enkle med hensyn til estetikk og bestandighet.

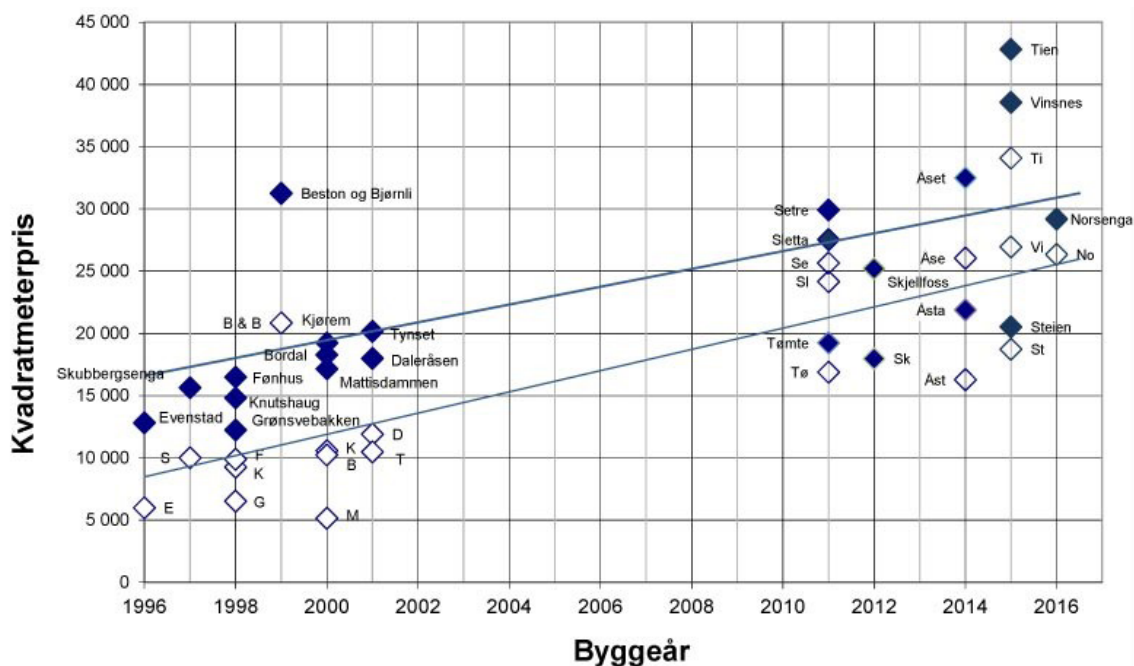
En effekt som vanligvis ikke vises i slike priser som nevnt ovenfor er en eventuell gunstig effekt på bygging av tilstøtende veg. Redusert effektiv byggehøyde gir for eksempel redusert behov for fyllinger eller redusert stigning opp til brua.

13.2 Drifts- og vedlikeholdskostnader

Det finnes lite erfaringstall for drifts- og vedlikeholdskostnadene ved moderne trebruer. Det skyldes dels at mange bruer er nye og dels at de stort sett er godt kjemisk og konstruktivt beskyttet og derfor ikke har krevet vedlikehold utover vanlig rengjøring. Det er derfor i det følgende bare mulig å gi noen generelle vurderinger.

Som beskrevet i kapittel 12 kan drift og vedlikehold av bruer deles inn i driftstiltak og vedlikehold.

For trebruer vil driftstiltakene bli ganske tilsvarende som for andre brutyper. Inspeksjoner og små-utbedringer vil være helt nødvendig å utføre kontinuerlig.



Figur 13-3: Priser på noen vegbruer for konstruksjonen totalt og for overbygningen alene
Figure 13-3: Price on some road bridges for the total structure and for the superstructure separate

For det tyngre, utbedrende vedlikeholdet ser vi imidlertid helt klart et betydelig fortrinn for tre. Kreosotens funksjon som en dyptvirkende behandling vil holde i lang tid. Etter 30-40 år, noe avhengig av klima, vil overflaten kun trenge en oppfrisking med f.eks. en tjærebeis. Innover i treet vil det fortsatt være kreosot. Dette er basert på erfaring fra andre kreosotimpregnerte konstruksjoner. Kombinert med bruk av konstruktiv beskyttelse på de mest utsatte stedene vil dette føre til lite behov for overflatevedlikehold i trebruas brukstid.

Mens det er mulig å gjøre enkelt vedlikeholdsarbeid på betong- eller stålbruer, så som vannmeisling og overflatebehandling, har trekonstruksjoner den store fordelen at også tyngre vedlikehold eller ombygging som i praksis krever utskifting av hele konstruksjonsdeler er fullt mulig. Dette betyr at ved skader vil det være enkelt og forholdsvis rimelig å erstatte ødelagte komponenter med nye (jfr. avsn. 12.2.6).

13.3 Brukstidskostnader

Bruktiden og kostnadene med å holde «liv» i en trebru i forventet tid vil være avhengig av grundigheten i prosjektering, produksjons- og byggefase og oppfølgingen gjennom bruas brukstid.

Basert på disse tiltakene og forutsetningene skal trebrukonstruksjonene kunne holde lenge – like lenge som bruer av andre materialer som stål og betong. Erfaring fra både stål- og betongbruer har vist at ingen beskyttelse hjelper hvis konseptet er feil. Dette gjelder både valg av konstruksjonsprinsipp, geometri og plassering og sist men ikke minst detaljutformingen.

Et ikke uvesentlig moment i forbindelse med brukstidskostnader er rivingsproblematikken. Alle konstruksjoner vil en gang i fremtiden sannsynligvis bli revet og fjernet. Trekonstruksjoner, og til en viss grad stålkonstruksjoner, vil kunne demonteres i motsatt rekkefølge av monteringen, og i noen tilfeller gå til gjenbruk et annet sted.

14 Litteraturoversikt

Nedenfor er det samlet inn- og utenlandsk litteratur som kan være av interesse i sammenheng med trebruer.

I tillegg til den opplistede litteratur er emnet trebruer også behandlet i en rekke tidsskrifter. Særlig bør «Bauen mit Holz» på Bruderverlag, Karlsruhe og «Schweizer Holzbau» på Verlag Hochund Tiefbau, Zürich nevnes.

Til slutt kan det også nevnes at det er laget en videofilm om byggingen av Tynset bru. Den kan fåes ved henvendelse til Statens vegvesen.

14.1 Regelverk og standarder

- [1] Statens vegvesen. Håndbok N400: Bruprosjektering. 2015
- [2] Statens vegvesen. NA-rundskriv 07/2015: Trafikklast i håndbok N400 Bruprosjektering. 2015
- [3] Statens vegvesen. Håndbok N101: Rekkverk og vegens sideområde. 2013
- [4] Statens vegvesen. Håndbok V161: Brurekkverk. 2009
- [5] Statens vegvesen. Håndbok R762: Prosesskode 2. 2015
- [6] Statens vegvesen. Håndbok V441: Inspeksjonshåndbok for bruer. 2000
- [7] Statens vegvesen. Håndbok R411: Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer. 1997
- [8] Statens vegvesen. Håndbok V440: Bruregistrering. 2009
- [9] Statens vegvesen. Håndbok N100: Veg- og gateutforming. 2013
- [10] Statens vegvesen. Håndbok N200: Vegbygging. 2014
- [11] Norsk standard NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode
– Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010 Rettelsesblad AC
NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010 Endringsblad A1
- [12] Norsk standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-1:2002/AC:2009 Rettelsesblad AC
- [13] Norsk standard NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster.
NS-EN 1991-1-3:2003/AC:2009 Rettelsesblad AC
- [14] Norsk standard NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster
NS-EN 1991-1-4:2005/AC:2010 Rettelsesblad AC
NS-EN 1991-1-4:2005/A1:2010 Endringsblad A1
- [15] Norsk standard NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger
NS-EN 1991-1-5:2003/AC:2009 Rettelsesblad AC
- [16] Norsk standard NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster
NS-EN 1991-1-7:2006/AC:2010 Rettelsesblad AC
NS-EN 1991-1-7:2006/A1:2014 Endringsblad A1
- [17] Norsk standard NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Del 2: Trafikklast på bruer
NS-EN 1991-2:2003/AC:2010 Rettelsesblad AC
- [18] Norsk standard NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-1:2005/AC:2009 Rettelsesblad AC
NS-EN 1993-1-1:2005/A1:2014 Endringsblad A1

- [19] Norsk standard NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1995-1-1:2004/ NA:2010/A1:2013 Endringsblad A1. Nasjonalt tillegg NA Eide, S., Glasø, G. og Aasheim, E.: Prosjektering av trekonstruksjoner. Trykk vinkelrett på fiberretning, en anbefaling. Rapport nr. 86. Norsk Treteknisk Institutt, Oslo februar 2013 (Tilgjengelig på www.treteknisk.no)
NS-EN 1995-1-1:2004/A2:2014 Endringsblad A2
- [20] Norsk standard NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer
- [21] Norsk standard NS-EN 1313-1:2010 Tømmer og skurlast
- Tillatte avvik og anbefalte dimensjoner - Del 1: Skurlast av bartre. 1
- [22] Norsk standard NS-EN 12490:2010 Tre og trebaserte produkters holdbarhet - Trykkimpregnert heltre - Inntrenging og opptak av kreosot i impregnert trevirke
- [23] Norsk standard NS-INSTA 142:2009 Nordiske regler for visuell styrkesortering av trelast
- [24] Norsk standard NS-EN 14081-1:2005+A1:2011 Trekonstruksjoner
- Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt - Del 1: Generelle krav
- [25] Norsk standard NS-EN 335:2013 Holdbarhet av tre og trebaserte produkter - Bruksklasser: Definisjoner, anvendelse på heltre og trebaserte plater
- [26] Norsk standard NS-EN 336:2013 Konstruksjonstrevirke. - Størrelser, tillatte avvik
- [27] Norsk standard NS-EN 338:2009 Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
- [28] Norsk standard NS-EN 1912:2012 Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
- Tilordning av visuelle sorteringsklasser og treslag
- [29] Norsk standard NS-EN 350-1:1994 Tre og trebaserte produkters holdbarhet - Holdbarheten av heltre - Del 1: Prinsipper ved prøving og klassifisering av den naturlige holdbarheten av tre
- [30] Norsk standard NS-EN 351-1:2007 Tre og trebaserte produkters holdbarhet - Heltre behandlet med trebeskyttelsesmiddel - Del 1: Klassifisering av trebeskyttelsesmidlets inntrenging og opptak
- [31] Norsk standard NS-EN 384:2010 Konstruksjonstrevirke. - Bestemmelse av karakteristiske verdier for mekaniske egenskaper og densitet
- [32] Norsk standard NS-EN 408:2010+A1:2012 Trekonstruksjoner - Konstruksjonstre og limtre - Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper
- [33] Norsk standard NS-EN 599:2009+A1:2013 Tre og trebaserte produkters holdbarhet - Virkningen av trebeskyttelsesmidler bestemt ved biologiske prøvinger - Del 1: Spesifikasjon i henhold til brukerklasser
- [34] Norsk standard NS-EN 14080:2013 Trekonstruksjoner - Limtre - Krav
- [35] Norsk standard NS-EN 16351:2015: Trekonstruksjoner - Krysslitt massivtreelement - Krav
- [36] Norsk standard NS-EN 14279:2004+A1:2009 LVL-virke - Definisjoner, klassifisering og spesifikasjoner
- [37] Norsk standard NS-EN 14374:2004 Trekonstruksjoner. Konstruktivt LVL-virke - Krav
- [38] Norsk standard NS-EN 15228:2009 Konstruksjonstrevirke - Beskyttende behandling av konstruksjonstrevirke mot biologisk angrep
- [39] Norsk standard NS-EN 1317-1:2010 Skadereduserende vegtiltak - Del 1: Terminologi og generelle krav til prøvningsmetoder
- [40] Norsk standard NS-EN 1317-2:2009 Skadereduserende vegtiltak - Del 2: Ytelses- klasser, godkjenningkriterier ved påkjørselsprøving og prøvningsmetoder for vegrekkverk
- [41] Norsk standard NS-EN ISO 1461:2010 Varmforsinkede belegg på fabrikkerte jern- og stålprodukter - Spesifikasjoner og prøvningsmetoder (ISO 1461:2009)
- [42] Nordic Wood Preservation Council: Wood preservatives approved by the Nordic Wood Preservation Council. NWPC 2013
- [43] NTR Dokument 1:2011: Nordiske impregneringsklasser og produktkrav for impregnert tre. Del 1: Furu og andre lett impregnerbare bartreslag.
- [44] NWPC Document No. 2/2010 Conditions for approval of wood preservatives for industrial wood preservation in the Nordic countries. Part 1: Scots pine and other permeable softwoods. Nordic Wood Preservation Council 2010

- [45] NTR Dokument nr 3:2013 Nordiske regler for kvalitetskontroll av impregneret tre
- Del 1: Furu og andre lett impregnerbare bartreslag. Nordisk Trebeskyttelsesråd 2013
- [46] Britisk standard BS 1088-1:2003 Marine plywood. Requirements
- [47] Tysk standard DIN 68800-2:2012-02 Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau

14.2 Generell litteratur

- [48] Aune, Petter: Trekonstruksjoner. Del 1: Materialer - Dimensjonering – Forbindelser. Tapir Forlag, Trondheim 1992
- [49] Aune, Petter: Trekonstruksjoner. Del 2: Tak – Broer – Rehabilitering – Spesielle konstruksjoner. Tapir Forlag, Trondheim 1994
- [50] Treboka – Treopplysningsrådet. NKI-forlaget, Bærum 1987
- [51] Kolbein Bell: Forbindelser – Del II-B – Eurocode 5 – Beregningsgrunnlag for dimensjonering av stav-type-forbindere. Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU 2007
- [52] STEP/EUROFORTECH: Timber Engineering – STEP 1: Basis of design, material properties, structural components and joints. Centrum Hout, Almere, Nederland
- [53] STEP/EUROFORTECH: Timber Engineering – STEP 2: Design – Details and structural systems. Centrum Hout, Almere, Nederland
- [54] Herzog, Natterer, Schweitzer, Volz und Winter: Holzbau Atlas. Birkhäuser – Verlag für Architektur, Basel, Boston, Berlin 2003
- [55] Nevada, Miguel Angel Rodriguez y Marcos, Maria del Mar Sanchez: Diseno Estructural en Madera. AITIM, Madrid, Spania 1999
- [56] Simpson, W.T.: Equilibrium Moisture Content of Wood in Outdoor Locations in the United States and Worldwide. Forest Products Laboratory, Madison, WI, USA 1998
- [57] Statens vegvesen. Håndbok 164: Utforming av bruer. 1992
- [58] Leonhardt, F.: Brücken – Ästhetik und Gestaltung. Deutsche Verlagsanstalt, Stuttgart, Tyskland 1985
- [59] Dietrich, Richard J.: Faszination Brücken. Baukunst – Technik – Geschichte. Callwey, München, Tyskland 1998.
- [60] Kollmann, Franz F.P. and Côté, Wilfred A.: Principles of Wood. Science and Technology. Volume I: Solid Wood. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo 1968. Utgitt av Pensumtjenesten Oslo 1995.
- [61] IABSE Conference Lahti 2001: Innovative Wooden Structures and Bridges. Proceedings. IABSE, ETH Zürich, Sveits 2001
- [62] Norsk Treteknisk Institutt: Teknisk småskrift nr. 24: Mekaniske treforbindelsesmidler. Revidert utgave, Oslo 1996.
- [63] Norsk Treteknisk Institutt: Teknisk småskrift nr. 33: Treteknisk Håndbok. 2. utgave, Oslo 1999.
- [64] Kristensen, Tor: Bygningselementer av massivtre. Norsk Treteknisk Institutt, Rapport nr. 45, Oslo, 1999.
- [65] Norsk Treteknisk Institutt: FOKUS på tre, hefte nr. 11: Lerk. Revidert utgave, Oslo 2011
- [66] Norsk Treteknisk Institutt: FOKUS på tre, hefte nr. 12: Broer i tre. Oslo 1997.
- [67] Norsk Treteknisk Institutt: FOKUS på tre, hefte nr. 25: Kjerneved av furu. Oslo 2002.
- [68] Norsk Treteknisk Institutt: FOKUS på tre, hefte nr. 26: Trebaserte plater. Oslo 2011
- [69] Norsk Treteknisk Institutt: FOKUS på tre, hefte nr. 27: Trebaserte konstruksjonselementer. Oslo 2011
- [70] Norsk institutt for skog og landskap: Trebehandling – innovasjon, metoder og- trender. Brosjyre fra Skog og landskap. Ås, 2014
- [71] Waagaard, K., Melbye, A.G., Sverud, T.: Brubygging i framtida Det Norske Veritas, Rapport nr. 97-3770, Høvik, 1997
- [72] Limtreboka. Utgiver av den norske utgaven er Moelven Limtre AS, Moelv Svenskt Limträ AB, Stockholm 2002

- [73] Handboken BYGG, Band A: Allmänna grunder. LiberFörlag, Stockholm 1983
- [74] Handboken BYGG, Band T: Byggtabeller. LiberFörlag Stockholm 1983
- [75] Lorentsen, Mogens och Sundquist, Håkan: Bågkonstruksjoner – Kompendium i Brobyggnad Kungl. Tekniska Högskolan, Institutionen för Byggkonstruktion, Rapport nr. 17, Kompletterad utgåva 4, Stockholm 2000
- [76] Fleischmann, Martin: Numerische Berechnung von Holzkonstruktionen unter Verwendung eines realitätsnahen ortotropen elasto-plastischen Werkstoffmodells Dissertation an der Technischen Universität Wien, Österreich, 2005.
<https://www.baufachinformation.de/dissertation/Numerische-Berechnung-von-Holzkonstruktionen-unter-Verwendung-eines-realit%C3%A4tsnahen-orthotropen-elasto-plastischen-Werkstoffmodells/2011029012367>

14.3 Trebrulitteratur

- [77] Vegbruer i tre. Forprosjekt. Publikasjon nr. 19 i Bruavdelingens rapportserie Statens vegvesen Vegdirektoratet, Oslo 1993
- [78] Träbroar - ett alternativ till stål och betong. Svenska Kommunförbundet, Stockholm 1998
- [79] Träbroar. Träinformation AB, Stockholm 1996
- [80] Timber Bridges – a presentation of 22 Nordic timber bridges Nordic Timber Council, Stockholm 1999.
- [81] Ritter, Michael A.: Timber Bridges - Design, Construction, Inspection and Maintenance. U.S. Department of Agriculture, Forest Service. Washington DC, USA 1992
- [82] Wacker, James P.; Ritter, Michael A.: Field performance of timber bridges: 1. Teal River stress-laminated deck bridge. Res. Pap. FPL-RP-515. U.S. Department of Agriculture, Forest Service. Forest Products Laboratory. Madison, WI, USA 1992
- [83] Taylor, Raymond J. og Keenan, Frederick J.: Wood Highway Bridges. Canadian Wood Council, Ottawa, Canada 1992
- [84] 21. Fortbildungskurs der SAH: Brücken und Stege aus Holz. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung SAH, Zürich, Sveits 1989
- [85] Holzbauhandbuch. Reihe 1: Entwurf + Konstruktion. Teil 9: Brücken. Folge 1: Planung, Konstruktion, Berechnung. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V., München, Tyskland 1992.
- [86] Holzbauhandbuch. Reihe 1: Entwurf + Konstruktion. Teil 9: Brücken. Folge 2: Details für Holzbrücken. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V., München, Tyskland 2000.
- [87] Holzbauhandbuch. Reihe 1: Entwurf + Konstruktion. Teil 9: Brücken. Folge 4: QS-Holzplattenbrücken. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau (EGH) in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V., München, Tyskland 1995.
- [88] Holzinformation Register 9: Holzbrücken. PROHOLZ – Holzinformation Österreich, Wien, Østerrike 1993.
- [89] Gerold, Matthias: Holzbrücken am Weg – einschließlich Geschichte des Holzbrückenbaus unter Berücksichtigung neuester Entwicklungen. Bruderverlag, Karlsruhe, Tyskland 2001.
- [90] Blaser, W.: Schweizer Holzbrücken. Birkäuser Verlag, Basel/Boston/Stuttgart 1982.
- [91] Stadelmann, W.: Holzbrücken der Schweiz – ein Inventar. Monatsblatt. Verlag Bündler, Sveits 1991
- [92] Pousette, Anna: Snedstags- och hängbroar. Litteraturstudie med inriktning mot trä. Träteknik, Rapport P 9812094, Stockholm 1998
- [93] Newsletter of the National Timber Initiative: Crossings. United States Department of Agriculture, Forest Service. Morgantown, USA.
- [94] National Conference on Wood Transportation Structures: Proceedings. United States Department of Agriculture, Forest Service. Washington DC 1996
- [95] Rapport: Ny Tynset bru – Forprosjekt for trebru Statens vegvesen Hedmark, Hamar 1999

- [96] Rapport: Ny Flisa bru – Forprosjekt for trebru, Statens vegvesen Hedmark, Hamar 2001
- [97] Rapport: Utviklingsprosjekt: Overgangsruer i tre på Dovrebanen
Jernbaneverket Region Nord, Trondheim 1999
- [98] Evans, F.G.: Monitoring of Timber Bridges in Norway. Results July 2010.
Report Project 310120, Norsk Treteknisk Institutt, Oslo 2010
- [99] Dyken, T. and Kepp, H.: Monitoring the Moisture Content of Timber Bridges. Proceedings of the International Conference Timber Bridges, ICTB2010, Lillehammer September 2010
- [100] Abrahamsen, Rune B. and Nyløkken, Trond Egil: Bridge deck rehabilitation using cross laminated timber. Proceedings of the International Conference Timber Bridges, ICTB2010, Lillehammer September 2010
- [101] Dyken, T. und Kepp, H.: Beurteilung der Dauerhaftigkeit anhand von Feuchtemonitoring und Inspektion. Tagungsband der 2. Internationale Holzbrückentage IHB 2012, Bad Wörishofen April 2012
- [102] Rapport: Kollapsen av Perkolo bru – hva gikk galt?
Statens vegvesen Vegdirektoratet, Oslo mars 2016
- [103] Rapport: Kontroll av fagverksruer i tre. Diskusjoner, funn og anbefalinger fra arbeidet.
Statens vegvesen Region øst, Oslo september 2016
- [104] Bøhn, Ianto og Daniel: Undersøkelse av rotasjonsstivheten til en dybelforbindelse.
Masteroppgave Universitet for miljø- og biovitenskap, 2011.

14.4 Rapporter fra det nordiske forskningsprosjektet «Broer i tre»

14.4.1 Rapporter fra fase 1

- [105] Bakke, K and Solli, K.H (Norwegian Institute of Wood Technology): Market Survey
Nordic Timber Council AB, Stockholm 1996
- [106] Competitiveness of Timber Bridges
Containing:
Gustafsson, M (Trätec – Swedish Institute for Wood Technology Research):
The Timber bridge Market
Lindberg, G. (Gunnar Lindberg AB): Reasons for Choosing a Timber Bridge Haakana, P.
(Helsinki University of Technology): Construction Costs of Timber Bridges in Comparison
with Concrete, Pre-stressed Precast Concrete and Steel bridges in Finland
Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [107] Jutila, A. (Helsinki University of Technology): Rules concerning the design of Nordic timber
bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1996
- [108] Mäkipuro, R.; Tommola, J.; Salokangas, L. and Jutila, A. (Helsinki University of Technology):
Wood-Concrete Composite Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1996
- [109] Tommola, J.; Jutila, A.; Rautakorpi, H. and Wistbacka, J. (Helsinki University of Technology):
Design of Wooden Arch Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1996
- [110] Stress-Laminated Bridge Decks
containing:
Pousette, A. (Trätec – Swedish Institute for Wood Technology Research): Influence of Different
Climates on Moisture Content, Bar Forces and Cupping
Marklund, K-A. (Trätec – Swedish Institute for Wood Technology Research): Deflection
Measuring of Stress-Laminated Deck Bridge
Marklund, K-A. (Trätec – Swedish Institute for Wood Technology Research): Climatic Influence
on Prestressing Forces on Stress-Laminated Timber Deck Bridges
Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [111] Solli, K.H. (Norwegian Institute of Wood Technology): Timber Truss Bridges
Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997

- [112] Ellingsrud, O. (Norwegian Institute of Wood Technology) and Ljørring, J. (DTI Wood Technology): Joints for Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [113] Gustafsson, M.; Nilsson, M.O. and Ström, T. (TräteK – Swedish Institute for Wood Technology Research): Railings for Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [114] Pousette, A (TräteK – Swedish Institute for Wood Technology Research): Wearing Surfaces for Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [115] Holm, L. (TräteK – Swedish Institute for Wood Technology Research): Prefabricated Foundation for Pedestrian Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997
- [116] Henriksen, K. (DTI Wood Technology): Guidelines for Wood Protection by Design and Chemical Wood Protection of Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1997

14.4.2 Rapporter fra fase 2

- [117] Mäkipuro, Risto and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Wood-Concrete Composite Bridges: Analysing Methods of a Composite Girder Containing Wood. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [118] Tommola, Jarmo; Salokangas, Lauri and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Wood-Concrete Composite Bridges: Tests on Shear Connectors. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [119] Salokangas, Lauri and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): «Wood-Concrete Composite Bridges: Follow-up Tests of the Uusisalmi Bridge» Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [120] Noponen, Sami and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): «Wood-Concrete Composite Bridges: Formwork and Falsework Construction» Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [121] Savolainen, Ari; Rautakorpi, Heikki and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Example Drawings for Timber Bridges: Arch Bridges for Pedestrian Traffic. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [122] Torkkeli, Minna; Rautakorpi, Heikki and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Example Drawings for Timber Bridges: Arch Bridges for Road Traffic. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [123] Noponen, Sami and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Example Drawings for Timber Bridges: Wood-Concrete Composite Bridges Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [124] Mäkipuro, Risto and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Example Drawings for Timber Bridges: Prototype Models of Timber Bridges with Prefabricated Deck Units. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [125] Daerga, Per-Anders and Fjellström, Per-Anders (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Field Measurements of the Lusbäcken Timber Bridge Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [126] Daerga, Per-Anders and Fjellström, Per-Anders (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Monitoring of Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [127] Pousette, Anna (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Life Cycle Assessment (LCA) of two timber bridges in Sweden. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [128] Pousette, Anna (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Cable Stayed Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [129] Clorius, C. Odin; Pedersen, M Uhre; Hoffmeyer, P. and Damkilde, L. (Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering and Materials): Fatigue Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999
- [130] Malo, Kjell Arne (The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering): Fatigue Tests on Dowel Joints in Timber Structures. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999

- [131] Evans, Fred G. and Solli, Kjell Helge (Norwegian Institute of Wood Technology): Optimum Chemical Protection. Nordic Timber Council AB, Stockholm 1999

14.4.3 Rapporter fra fase 3

- [132] Mäkipuro, Risto; Kouvalainen, Ari and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Pilot Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 2001
- [133] Torkkeli, Minna; Heiskanen, Matti; Alajoki, Ville; Rautakorpi, Heikki; Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering); Stensby, Trond Arne (Norwegian Public Roads Administration) and Gustafsson, Martin (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Joints, Connections and Substructures for Timber Bridges. Nordic Timber Council AB, Stockholm 2001
- [134] Pousette, Anna; Jacobsson, Peter; Gustafsson, Martin (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research); Horttanainen, Jukka (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering) and Dahl, Kristian (Agricultural University of Norway): Stress Laminated Bridge Decks, Part II. Nordic Timber Council AB, Stockholm 2002
- [135] Pousette, Anna (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research): Design values Nordic Timber Council AB, Stockholm 2001
- [136] Malo, Kjell Arne (The Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering): Fatigue Tests on Dowel Joints in Timber Structures, Part II Nordic Timber Council AB, Stockholm 2002
- [137] Fjellström, Per-Anders (TRÄTEK, Swedish Institute for Wood Technology Research); Tengs, Asle and Aasheim, Erik (Norwegian Institute of Wood Technology); Salokangas, Lauri and Jutila, Aarne (Helsinki University of Technology, Laboratory of Bridge Engineering): Monitoring of four new Timber Bridges Nordic Timber Council AB, Stockholm 2002

14.5 Tverrspente dekker og ortotrope plater

- [138] Crews, Keith: Limit states Design Procedures for Stress Laminated Timber Bridge Decks. Code & Commentary. First Edition June 1994. University of Technology, Sydney.
- [139] AASHTO: Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., USA 1991.
- [140] Kalbitzer, Tim: Stress-laminated Timber Bridge Decks. Experiments regarding the Coefficient of Friction between Laminations. Diplomarbeit Nr. 97, Technische Universität München, Tyskland 1999.
- [141] Dahl, Kristian: Tverrspente dekker i tre. Vurdering av aktuelle beregningsmetoder basert på fullskalaforsøk. Hovedfagsoppgave for sivilingeniørgrad, Norges landbrukshøgskole, Ås 2002.
- [142] Bareš, R. and Massonnet, Chr.: Analysis of beam grids and orthotropic plates by the Guyon-Massonnet-Bareš method. Crosby Lockwood & Son Ltd., London 1968
- [143] Krug, S. und Stein, P.: Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten. Springer Verlag 1958
- [144] Hawranek und Steinhart: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken. Springer Verlag 1958.

14.6 Miljøaspekter

- [145] DIRECTIVE 98/8/EC OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 16 February 1998 concerning the placing of biocidal products on the market. (EUs biociddirektiv)
- [146] Regulation (EU) No 528/2012 of the European Parliament and of the Council of 22 May 2012 concerning the making available on the market and use of biocidal products. (EUs biocidforordning)

- [147] REACH vedlegg XVII: Begrensning av framstilling, omsetning og bruk av visse farlige stoffer, stoffblandinger og produkter. 19. mars 2015
- [148] FOR-2014-04-10-548: Forskrift om biocider (biocidforskriften)
- [149] Statens forurensningstilsyn: Bruk og avfallsbehandling av impregnert trevirke
TA-nummer 1944/2003
- [150] Statens forurensningstilsyn: Forskrift om begrensning i bruk av impregnert trevirke
- [151] FOR-2004-06-01-922: Forskrift om begrensning i bruk av helse- og miljøfarlige kjemikalier og andre produkter (produktforskriften)
- [152] Rydberg, David og Haugen, Åge: Kreosot og helsefare
Utarbeidet av Statens arbeidsmiljøinstitutt, Toksikologisk seksjon. Norges Energiverkforbund, Rapport nr. 827, juni 1989.
- [153] Evans, Fred: Miljø ved produksjon og bruk av trykkimpregnert tre. Sluttrapport.
Norsk Treteknisk Institutt, Oslo 1994.
- [154] ETSI Project Bridge Life Cycle Optimisation: Report Stage 1. Helsinki University of
Technology, Espoo 2007.
- [155] ETSI Project Bridge Life Cycle Optimisation: Report Stage 2. Helsinki University of
Technology, Espoo 2009.
- [156] ETSI Project Bridge Life Cycle Optimisation: Report Stage 3. Aalto University, Espoo 2013.
- [157] Miljø- og samfunnsansvar i offentlige anskaffelser. Handlingsplan 2007 – 2010 Miljøvern-
departementet, Fornyings- og administrasjonsdepartementet og Barne- og likestillings-
departementet. [https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/MD/Vedlegg/
Planer/T-1467.pdf](https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/MD/Vedlegg/Planer/T-1467.pdf)

15 Billedoversikt

Figur 1-1	Figur: Ukjent	Figur 6-25	Foto: Otto Kleppe
Figur 1-2	Figur: Ukjent	Figur 6-26	Foto: Tormod Dyken
Figur 1-3	Figur: Ukjent	Figur 6-27	Foto: Otto Kleppe?
Figur 1-4	Figur: Ukjent	Figur 6-28	Foto: Statens vegvesen
Figur 1-5	Figur: Ukjent	Figur 6-29	Foto: Statens vegvesen
Figur 1-6	Figur: Ukjent	Figur 6-30	Foto: Tormod Dyken
Figur 1-7	Figur: Ukjent	Figur 6-31	Foto: Statens vegvesen
Figur 1-8	Figur: Ukjent	Figur 6-32	Grafikk: Norconsult
Figur 1-9	Grafikk: Petter Aune: Trekonstruksjoner	Figur 7-1	Grafikk: Norconsult
Figur 1-10	Foto: Ukjent	Figur 7-2	Grafikk: Norconsult
Figur 1-11	Figur: Ukjent	Figur 7-3	Grafikk: Norconsult
Figur 1-12	Foto: Statens vegvesen	Figur 7-4	Grafikk: Haug og Blom-Bakke AS / Tormod Dyken
Figur 1-13	Foto: Otto Kleppe	Figur 7-5	Foto: Tormod Dyken
Figur 2-1	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 7-6	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 2-2	Foto: Otto Kleppe	Figur 7-7	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 3-1	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 7-8	Foto: Tormod Dyken
Figur 3-2	Grafikk: Wood Handbook, Fores Products Laboratory, USA	Figur 7-9	Foto: Moelven Limtre
Figur 3-3	Grafikk: Prosjektet "Broer i tre"	Figur 7-10	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 3-4	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 7-11	Grafikk: Hauke Burkart
Figur 3-5	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 7-12	Grafikk: Hauke Burkart
Figur 4-1	Grafikk: Prosjektet "Broer i tre"	Figur 7-13	Foto: Tormod Dyken
Figur 5-1	Grafikk: Johanne Hammervold	Figur 7-14	Foto: Tormod Dyken
Figur 5-2	Grafikk: Johanne Hammervold	Figur 7-15	Grafikk: Cowi
Figur 5-3	Grafikk: Johanne Hammervold	Figur 7-16	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-1	Foto: Statens vegvesen	Figur 7-17	Foto: Otto Kleppe
Figur 6-2	Foto: Sweco	Figur 7-18	Foto: Otto Kleppe
Figur 6-3	Figur: Ukjent	Figur 7-19	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-4	Figur: Ukjent	Figur 7-20	Foto: Statens vegvesen
Figur 6-5	Grafikk: Jernbanelinjen	Figur 7-21	Foto: Jiri Havran,
Figur 6-6	Foto: Otto Kleppe	Figur 7-22	Foto: Otto Kleppe
Figur 6-7	Foto: Tormod Dyken	Figur 7-23	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-8	Foto: Statens vegvesen	Figur 7-24	Grafikk: Sweco
Figur 6-9	Foto: Otto Kleppe	Figur 7-25	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-10	Foto: Otto Kleppe	Figur 7-26	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-11	Foto: Tormod Dyken	Figur 7-27	Foto: Statens vegvesen
Figur 6-12	Foto: Tormod Dyken	Figur 8-1	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-14	Foto: Statens vegvesen	Figur 8-2	Grafikk: Tormod Dyken
Figur 6-13	Foto: Otto Kleppe	Figur 9-1	Grafikk: Tormod Dyken
Figur 6-15	Foto: Otto Kleppe	Figur 9-2	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-16	Foto: Statens vegvesen	Figur 9-3	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-17	Foto: Otto Kleppe	Figur 9-4	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-18	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 9-5	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-19	Grafikk: Tormod Dyken	Figur 9-6	Grafikk: Tormod Dyken
Figur 6-20	Foto: Statens vegvesen	Figur 9-7	Grafikk: Tormod Dyken
Figur 6-21	Foto: Sweco	Figur 10-1	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-22	Foto: Sweco	Figur 10-2	Grafikk: Statens vegvesen
Figur 6-23	Foto: Otto Kleppe	Figur 10-3	Foto: Tormod Dyken
Figur 6-24	Foto: Tormod Dyken	Figur 10-4	Foto: Tormod Dyken
		Figur 10-5	Grafikk: Statens vegvesen

- Figur 10-6 Grafikk: Statens vegvesen
- Figur 10-7 Grafikk: Plan arkitekter
- Figur 10-8 Foto: Statens vegvesen
- Figur 10-9 Foto: Statens vegvesen
- Figur 10-10 Grafikk: Haug og Blom-Bakke AS,
Foto: Otto Kleppe
- Figur 10-11 Foto: Statens vegvesen
- Figur 10-12 Foto: Tormod Dyken
- Figur 10-13 Foto: Tormod Dyken
- Figur 10-14 Grafikk: Ukjent
- Figur 10-15 Foto: Tormod Dyken
- Figur 10-16 Grafikk: Hauke Burkart
- Figur 10-17 Grafikk: Hauke Burkart
- Figur 10-18 Grafikk: Hauke Burkart
- Figur 10-19 Grafikk: Ukjent
- Figur 10-20 Foto: Statens vegvesen
- Figur 10-21 Grafikk: Ukjent
- Figur 10-22 Foto: Christian Clausen,
Østlandets Blad
- Figur 10-23 Foto: Tormod Dyken
- Figur 10-24 Foto: Tormod Dyken
- Figur 10-25 Grafikk: Tormod Dyken
- Figur 10-26 Grafikk: Tormod Dyken
- Figur 11-1 Foto: Tormod Dyken
- Figur 11-2 Foto: Jiri Havran
- Figur 11-3 Foto: Moelven limtre AS
- Figur 11-4 Foto: Tormod Dyken
- Figur 11-5 Foto: Tormod Dyken
- Figur 11-6 Foto: Tormod Dyken
- Figur 11-7 Foto: Tormod Dyken
- Figur 11-8 Grafikk: Ukjent
- Figur 12-1 Foto: Statens vegvesen
- Figur 12-2 Foto: Tormod Dyken
- Figur 13-1 Grafikk: Norconsult
- Figur 13-2 Grafikk: Tormod Dyken
- Figur 13-3 Grafikk: Tormod Dyken

16 Vedlegg:

Beregning av tverrspente dekker

16.1 Beregningsmetoder

Beregningsmodellen for laminerte, tverrspente dekker er såkalt ortotrop plate, det vil si plate som kan ha ulik stivhet i lengde- og tverretning, samt et vilkårlig forhold mellom indre torsjonsstivhet og bøyingsstivhet. Som grunnlag for beregningen trenger man verdier for elastisitetsmodulene ved spenninger parallelt med fibrene og tvers på fibrene, samt en effektiv skjærmodul som beskriver torsjonsstivheten for platen. Slike verdier er gitt i en amerikansk håndbok [81] og i foreløpige australske retningslinjer for slike dekker [138]. Videre behandles tverrspente tredekker i europeisk standard for trebruer, EC 5-2 [20]. Dette grunnlaget er basert på mange års erfaring samt teoretiske og eksperimentelle undersøkelser i flere land, spesielt i Canada og USA.

Som praktisk hjelpemiddel til beregning av ortotrop plate kan vi bruke alle anerkjente metoder som er egnet også for konsentrerte laster på slike plater. Henvisningene [139] og [143] er noen eksempler. Det kan naturligvis også brukes regneprogram for ortotrope plater. Det er ofte praktisk å bruke den relativt generelle metoden som er beskrevet bl a i [139], og som blir omtalt i det følgende. Plate-systemet beskrives her med en parameter α for torsjonsstivhet og en parameter θ for forholdet mellom bøyingsstivhetene i lengderetning og tverretning.

Det er brukt følgende symboler:

- B_x bøyingsstivhet for en enhetsbredde for lengderetning (kNm²/m)
- B_y bøyingsstivhet for en enhetsbredde for tverretning (kNm²/m)
- B_{xy} indre torsjonsstivhet for en enhetsbredde (kNm²/m)
- ℓ spennvidde
- b platebredde (NB! I henvisn. [138] betyr b halve platebredden)
- E_0 elastisitetsmodul for spenning parallelt fiberretningen
- E_{90} elastisitetsmodul for spenning tvers på fiberretningen
- G_T effektiv skjærmodul for lastfordeling i laminert dekke
- C_B koeffisient for å ta hensyn til buttskjøter av lamellene
- μ friksjonskoeffisient mellom de enkelte lameller (sagede flater)

Verdier for koeffisienten C_B er gitt bl a i henvisning [81], tabell 9-1, side 9-25.

16.1.1 Systemparametre

Parameterne for laminert tredekke kan defineres slik:

$$\theta = \frac{b}{2 \cdot \ell} \cdot \sqrt{\frac{B_x}{B_y}} = \frac{b}{2 \cdot \ell} \cdot \sqrt{\frac{C_B E_0}{E_{90}}} \quad \alpha = \frac{0,5 \cdot C_T}{\sqrt{(B_x B_y)}} = \frac{2 \cdot G_T}{\sqrt{C_B E_0 E_{90}}}$$

Materialverdiene er bestemt på grunnlag av belastningsforsøk med dekker, og etter [20] velges:

$$E_{90}/E_0 = 0,015 \quad G_T/E_0 = 0,03$$

Verdiene er valgt med sikte på god overensstemmelse med målte størrelser i et tverrspent dekke og kan avvike fra de verdier som brukes ved vanlig dimensjonering av enkeltverrsnitt. Dette gjelder spesielt skjærmodulen. Beregningsresultatene er forholdsvis lite følsomme for moderate variasjoner av E_{90} og G_T .

Henvising [142] er basert på såkalte lastfordelingsfaktorer beregnet for fritt opplagte plater med de to øvrige kanter frie uten understøttelse. Ved andre oppleggsvilkår i lengderetningen, f.eks. kontinuerlig som i dette tilfellet, er det i [142] angitt en enkel korreksjonsmetode. Den går ut på å regne med en øket stivhet i lengderetningen, slik at det for en fritt opplagt bjelke blir like stor nedbøyning under en enkeltlast midt i feltet som en tilsvarende bjelke med samme oppleggsvilkår og stivhet som den virkelige plate. Hvis nedbøyningen i det virkelige system er w , og for en fritt opplagt bjelke med samme stivhet er w_0 , blir den justerte beregningsstivheten $Bx' = B_x w_0/w = B_x k_w$.

Plateparameterne blir med dette:

$$\theta = \frac{b}{2 \cdot \ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_w C_B}{E_{90}/E_0}} \quad \alpha = \frac{2 \cdot G_T}{\sqrt{k_w C_B E_0 E_{90}}} = \frac{2 \cdot G_T / E_0}{\sqrt{k_w \cdot C_B E_{90} / E_0}}$$

Med de ovenfor angitte verdier for E_{90} og G_T , samt en skjøtfaktor $C_B = 0,85$, blir parameterne:

$$\theta = 0,5 \cdot \frac{b}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_w C_B}{0,015}} = 1,43 \cdot \frac{b}{\ell} \cdot \sqrt[4]{k_w C_B} = 1,37 \cdot \frac{b}{\ell} \cdot \sqrt[4]{k_w}$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot 0,03}{\sqrt{k_w C_B \cdot 0,015}} = \frac{0,49}{\sqrt{k_w C_B}} = \frac{0,53}{\sqrt{k_w}}$$

Faktoren C_B for buttskjøter tilsvarende ifølge [81] at høyst 1 av 5 lameller er skjøtt i samme snitt. Dette er valgt for Evenstad bru, og brukes her som en typisk verdi. Avstand i lengderetningen mellom skjøter skal minst være 1,20 m.

Prinsippet for beregning av

momenter, nedbøyninger, og tilnærmet også for skjærkrefter i lengderetningen, er å bestemme såkalte lastfordelingsfaktorer fra tabeller, med de aktuelle verdier av α og θ . Det er utarbeidet diagrammer for $\alpha = 0$ og $\alpha = 1$, og verdien for en gitt α bestemmes ved interpolasjon som beskrevet i [139].

Bortsett fra de grunnleggende formlene for α og θ , gjelder ovenstående utledninger for tverrspente dekker som spenner parallelt med lamellene. Hvis dekket spenner vinkelrett på lamellene, slik som ved tverrspente T-bjelkesystemer av tre, må systemparameterne forandres i henhold til dette.

16.1.2 Beregning av krefter og momenter i dekket

Det er som regel tilstrekkelig nøyaktig å bruke den anerkjente metoden i henvisning [81]. Den ligger også til grunn for de beregningsdiagrammer som er utarbeidet bl a i USA for de nasjonale lastbestemmelsene.

Prinsippet for beregning av momenter, nedbøyninger, og tilnærmet også for skjærkrefter i lengderetningen, er å bestemme lastfordelingsfaktorer K fra tabeller, med de aktuelle verdier av α og θ . Det er utarbeidet diagrammer for $\alpha = 0$ og $\alpha = 1$, som gir K_0 og K_1 . Verdien for en gitt α bestemmes ved interpolasjon etter følgende formler angitt i [139]. For momenter og nedbøyninger brukes følgende formel:

$$K_\alpha = K_0 + \sqrt{\alpha}(K_1 - K_0)$$

En statisk størrelse, f.eks. bøyningsmoment m_x (kNm/m), beregnes ved å multiplisere middelverdi (totalmoment M_x dividert med hele dekkebredden b , $m_{x0} = M_x/b$) med lastfordelingsfaktoren for den aktuelle plassering i bredden:

$$m_x = \sum_i (K_{\alpha i} M_{xi}) / b$$

Tilsvarende fås for nedbøyning w .

Skjærkraften v_x (kN/m) bestemmes med en tabellkoeffisient ε :

$$v_x = 2\pi \cdot \sum_i (\varepsilon_{\alpha i} V_{xi} / b)$$

hvor V_x er sum av skjærkraft for hele bredden. Interpolasjon for vilkårlig α -verdi kan gjøres slik:

$$\begin{aligned} \text{for } |y| + |e| \leq 3b/8: \quad \varepsilon_{\alpha} &= \varepsilon_0 + \alpha(\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \\ \text{for } |y| + |e| > 3b/8: \quad \varepsilon_{\alpha} &= \varepsilon_0 + \sqrt{\alpha}(\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \end{aligned}$$

Som regel er det likevel riktig nok å regne med den samme lastfordelingen som for momentet m_x .

Tverrmoment m_y (kNm/m) beregnes med en koeffisient μ fra tabellene, med en tilsvarende interpolasjon med α som for K :

$$\begin{aligned} \mu_{\alpha} &= \mu_0 - \sqrt{\alpha}(\mu_1 - \mu_0) \\ m_y &= \frac{b}{2} \cdot \sum_i (\mu_{\alpha i} \cdot \frac{4}{\pi} p_i) \quad \text{for jevnt fordelt last} \\ m_y &= \frac{b}{2} \cdot \sum_i (\mu_{\alpha i} \cdot \frac{2}{\ell} p_i) \quad \text{for enkeltlast} \end{aligned}$$

Skjærkraft i tverretningen v_y (kN/m), mellom lamellene, beregnes tilsvarende med en koeffisient v fra tabellene:

$$v_y = \frac{b}{2} \cdot \sum_i (v_{\alpha i} \cdot 2 \frac{F}{\ell}) \quad \text{for enkeltlast, som normalt blir bestemmende.}$$

Lastfordelingen i lengderetning beregnes tilstrekkelig nøyaktig med ett (første) rekkeledd. For moment og skjærkraft i tverretning bør det ved konsentrerte laster regnes med flere rekkeledd.

Tverrmoment og tverrskjærkraft blir bestemmende for nødvendig størrelse av tverrforspenning. Normalt legges til grunn at dekket ikke skal åpne seg mellom lamellene på strekksiden (ingen kantstrekkspenning) i bruksgrensetilstand, og at det skal være tilstrekkelig friksjon mellom lamellene til å hindre vertikal glidning. Kravet om at det ikke skal bli åpning mellom lamellene på dekkets strekkside gjelder i bruksgrensetilstand for full nyttelast (kombinasjon a i N400). I bruddgrensetilstand bør det kunne tillates en åpning på strekksiden tilsvarende som for armert betong, men det bør begrenses slik at den forutsatte lastfordeling fortsatt er gyldig. Kontroll av glidning mellom lamellene skal være i bruddgrensetilstand, fordi dette er mer vesentlig for at dekket skal forbli intakt.

16.2 Kriterier og konstruksjonsregler

Nedenfor er det gitt noen anbefalte retningslinjer og tallverdier fra foreliggende faglitteratur.

16.2.1 Elastisitetsmoduler

Det er ikke klart hva som egentlig er gitt som skjærmodul i Eurokode 5. Verdiene i Tabell 16-1 er i [81] gitt for G_0/E_0 (parallelt fibre), og i tillegg er det angitt $G_{90}/G_0 = 0,1$. I [20] er det derimot gitt en systemverdi for en plate som helhet. Det blir et avvik, som normalt ikke slå ut svært mye på resultatene. Det kommer av at E_{90}/E_0 går inn med fjerde rot i Θ , og α har forholdet mellom G_{LT} og kvadratroten av E_{90} .

Tabell 16-1: Systemverdier for elastisitetsparametere i europeiske og amerikanske retningslinjer
Table 16-1: System values for elastic parameters in European and American guidelines

	Elastisitetsmodul E90/E0 tvers på fibre		Skjærmodul GT/E0 for system	
	Sagede flater	Høvlede flater	Sagede flater	Høvlede flater
Retningslinjer i USA [81]	0,013	0,013	0,03	0,03
EC 5-2 [20]	0,015	0,020		

16.2.2 Buttskjøt av lameller

Tabell 16-2 er fra henvisning [81]. Man ser at reduksjonen er litt mindre enn det som svarer til reduksjonen av tverrsnittet. Ved skjøt av for eksempel hver 5. lamell skal det være 4 uskjøtte lameller mellom hver skjøt. Avstanden i dekkets spennretning mellom skjøtene skal minst være 1,2 m. Det tillates skjøtt høyst 1 av 4 lameller. N400 [1] angir skjøtandel $k_b = n/(n+1)$.

16.2.3 Krav til forspenning

Et av kriteriene er å hindre glidning mellom lamellene på grunn av skjærkraft i tverretningen. Dette avhenger også av friksjonen mellom lameller. Det er gitt forskjellige verdier for friksjonskoeffisienten μ , som det fremgår av Tabell 16-3.

Tabell 16-2: Reduksjonsfaktorer for buttskjøter
Table 16-2: Reduction factors for butt joints

Andel skjøtte lameller i ett snitt	c_b	k_b
1 av 4	0,80	0,80
1 av 5	0,85	0,83
1 av 6	0,88	0,86
1 av 7	0,90	0,88
1 av 8	0,93	0,89
1 av 9	0,93	0,90
1 av 10	0,94	0,91

Avvikene er store, og det kan synes som om Eurokode 5 er meget forsiktig. I betraktning av de ganske omfattende undersøkelsene og erfaringene som er gjort i Canada og USA, bør man vurdere å legge vekt også på disse. Typiske verdier for friksjon vinkelrett på fiberretning er vist i Tabell 16-3.

Tabell 16-3: Typiske verdier for friksjon vinkelrett på fiberretning
Table 16-3: Typical values for friction perpendicular to grain

	Begge flater høvlet	Høvlet flate mot saget	Begge flater saget
Amerikanske retningslinjer [81]:	0,35	0,45	0,45
EC 5-2. [20]:	0,20	0,20	0,30
Håndbok N400 [1]	0,30	0,40	0,40

I tillegg til de beregningsmessige krav er det angitt grenseverdier for forspenningen og for mengde av spennarmering.

Amerikanske retningslinjer [81]:

Minste effektive forspenning (spenning i tredekke) etter tap): 0,6 MPa

Tillatt oppspenning i spennstål: $0,70 f_{pu}$ (f_{pu} er bruddspenning)

Armeringsforhold: $A_s / (s_p t) \leq 0,0016$

Her er A_s areal av en stang, s_p er senteravstand mellom stengene og t er dekketykkelsen.

Det er dessuten begrensning av stangavstanden S_p i forhold til avstand fra dekkets ytterkant til midte av nærmeste hjullast, c . Sammenhengen er gitt i et diagram som med god tilnærming kan uttrykkes ved

$$S_p = 1,85 \cdot c \geq 0,3 \text{ m}$$

hvor s_p settes inn i meter. Formelen gjelder for $c \leq \text{ca. } 0,6 \text{ m}$, som gir $S_p = 1,5 \text{ m}$.

EC 5-2 : [20]:

Minste effektive forspenning etter tap): 0,7 Mpa for bruer med kjøretrafikk
 0,35 Mpa for gang/sykkelvegbruer

Tillatt oppspenning i spennstål: Ikke angitt

Stangavstand: $s_p \leq b/6$, hvor b er dekkets bredde (tvers på spennretningen) *

Buttskjøter av lameller tillates høyst av hver fjerde lamell i samme snitt innenfor en lengde like 30 ganger lamelltykkelsen, og høyst 1,2 m. Dette blir noe mer enn angitt foran for avstand mellom snitt med buttskjøter. Det er ikke kjent hvorfor man har innført strengere regler i [20] enn i [81].

Forspenningsbehovet beregnes som nevnt ovenfor på grunnlag av tverrmoment (bruksgrensetilstand) og tverrskjærkraft (bruddgrensetilstand). Ifølge [81] bør det regnes med 60 % tap av spennkraft, det vil si at oppspenningskraften må være 2,5 ganger den nødvendige effektive kraft. Dette er et av de viktige temaer hvor man trenger mer undersøkelser og erfaring. Det bør trolig også kontrolleres for moment i bruddgrensetilstand, selv om det ut fra utførte prosjekter ikke ser ut til å bli bestemmende. Kravet er da som ellers at $m_{Rd} \geq m_{Ed}$. Ved beregningen bør det både i bruksgrensetilstand og i bruddgrensetilstand antas at spennkraften ikke øker på grunn av lasten, men forblir lik den effektive oppspenningen etter tap.

16.3 Beregninger

Det teoretiske grunnlag som er beskrevet ovenfor, kan brukes forholdsvis enkelt om man har de tabeller eller diagram som er gitt i [139]. For å beregne de bestemmende snittstørrelsene vil man normalt ved en slik manuell metode tegne opp influenslinjer for tverrfordelingen. Beregningen er basert på noen tilnærmelser, men tar fullt hensyn til den aktuelle platebredde og lastgeometri. I henvisning [139] er det gitt også en nøyaktigere interpolasjonsmetode for lastfordelingsfaktoren K enn vist foran. I praksis er dette som regel ikke vesentlig for de parameterverdier som er aktuelle for tredekker.

Ved beregning av momenter fra hjultrykk kan det være praktisk å bruke momentinfluensfelter i [143], som er presentert på samme måte som de kjente tabellene fra A. Pucher. Tabellverket behandler rektangulære plater, men dekker i noen tilfeller ikke helt det aktuelle forhold mellom platebredde og spennvidde. Enda et hjelpemiddel er diagrammer for moment-influensfeltverdier for bred, fritt opplagt platestripe i [144]. Begge disse gir momenter, men ikke skjærkrefter. Spesielt skjærkraft som kan føre til glidning mellom lamellene er viktige størrelser, som kan bli bestemmende for nødvendig forspenning.

En litt enklere fremgangsmåte er å bruke diagram fra [81], som bygger på samme teoretiske grunnlag, men i tillegg er basert på lastbildet i AASHTO Load Group I og IB, samt antagelser om effektive platebredder for én og tofelts bruer. Det er imidlertid geometrien i tverretning som er viktig her. Lastbilde i lengderetningen og lastens størrelse (tyngde) blir tatt vare på ved den forutsatte «bjelkeberegning». Fra disse diagrammene får man effektiv bredde for en hjulrad og har dermed de nødvendige data. Metoden er ikke så generell med hensyn til geometri som en beregning etter avsnittet ovenfor.

Bruk av elementprogrammer eller likeverdige EDB-metoder kan være hensiktsmessig hvis man har egnet regneverktøy. Man får imidlertid ikke reelt nevneverdig riktigere resultat, fordi de beskrevne manuelle metodene har en nøyaktighet som er bedre enn de antatte materialparametere. Det kan likevel være praktisk å bruke denne type verktøy, men det må kunne regnes med vilkårlige verdier for forhold mellom bøyestivheter og platens indre torsjonsstivhet for å ta hensyn til anisotropi i tredekker.

Ved beregning av platekonstruksjoner for konsentrerte laster, slik som hjultrykk, må man føre inn en beregningsmessig virksom lastutbredelse for å ta hensyn til platens tykkelse. I EC 5-2 [20] er det angitt en lastutbredelse gjennom tverrspent plate av trelameller ned til midelflaten med 45° vinkel i lamellretningen og 15° vinkelrett på lamellene. Fordelingen i tverretningen synes noe konservativ, men er brukt inntil eventuell riktigere verdi er påvist.



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen