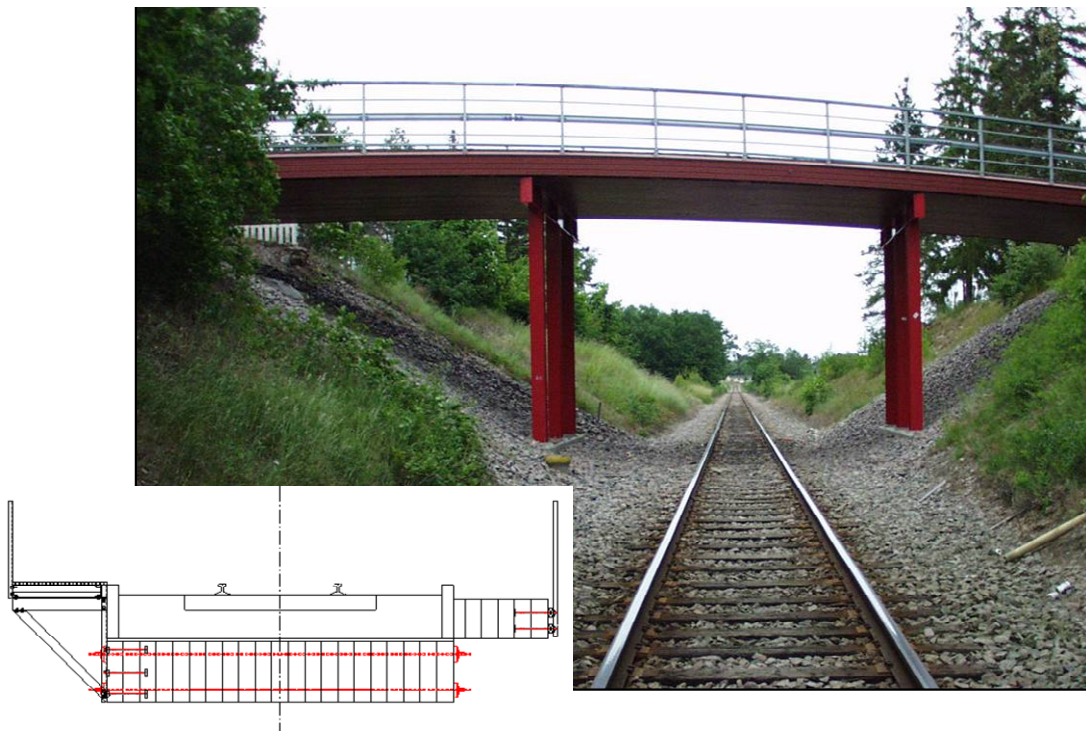




Träbroar för järnvägstrafik

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg och vattenbyggnad

ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Stål- och träbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2007
Examensarbete 2007:126

EXAMENSARBETE 2007:126

Träbroar för järnvägstrafik

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet

ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2007

Träbroar för järnvägstrafik
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet
ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN

© ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN, 2007

Examensarbete 2007:126
Institutionen för bygg och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Stål- och träbyggnad
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:
En tvärsänd plattbro för vägtrafik över ett järnvägsspår (Martinsons Träbroar AB)
I nedre vänstra hörnet exempel på ett tvärsnitt för en järnvägsbro i trä.

Chalmers Reproservice/ Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2007

Timber bridges for railroad traffic
Master's Thesis in the programme Structural Engineering
ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Structural Engineering
Steel and timber structures
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The first railroad bridges were constructed of timber, but since late 19th century iron and concrete have been more widely used and have become dominant as construction materials. The last decade's timber technology has developed considerably and it is now again interesting to investigate if there are any possible timber bridge constructions that can be used for railroad traffic.

To find a bridge that can compete with the railroad bridges of today the project was initiated with a literature study together with a collocation of railroad bridges in Sweden. This formed a base of information for the development of a timber bridge suitable for railroad traffic. The collocation resulted in several important aspects to consider at the design stage and useful criteria for comparing alternative designs.

Present railroad bridges in Sweden show a suitable interval for span lengths between 3 meters and 9 meters. For these lengths the most usual bridge types are beams and decks. To estimate the construction height of the bridge in an early stage a simplified model for calculations was aimed. Due to the assumption of symmetric cross sections bending theory was regarded as a suitable model. The results were compared to an FE-analysis of a deck with the same length and height. As the FE-method considers transverse properties of the plate an optimised design of the cross-section is possible. At the same time the method can be used as a tool when designing stress lamination. Results of the FE-analysis show torsional behaviour which causes great shear stresses between the beams in the stress laminated timber deck. These are too big to be obstructed by stress lamination as the required amount of steel is too big compared to the amount of timber in the structure. A revised model where the torsion is not dominating gives acceptable values of the stress laminating forces.

With regard to the construction height, technical requirements from the Swedish railroad authority and conclusions from the collocation of railroad bridges in Sweden several alternatives for timber structures were designed. Nothing points at the design of timber bridges for railroad traffic being unreasonable. Therefore the final option of a suitable bridge is decided by project specific conditions.

Key words: Stress laminated timber deck, timber bridge, railroad bridge, glue laminated timber

Träbroar för järnvägstrafik

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet

ANNA HALLBERG OCH DAVID LEHTONEN

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Stål- och träbyggnad

Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

De första järnvägsbroarna konstruerades av trä, men sedan den senare delen av 1800-talet har järn och betong ökat i användande och blivit dominerande som konstruktionsmaterial. De senaste decennierna har dock trätekniken utvecklats avsevärt och det är nu intressant att undersöka om det finns en möjlig träbrokonstruktion för järnvägstrafik igen.

För att finna en brokonstruktion som kan konkurrera med dagens utbud inleddes projektet dels med litteraturstudier och dels med en sammanställning av järnvägsbroar i Sverige. Tillsammans utgjorde de en grund för utformningen av en träbro lämpad för järnvägstrafik. Sammanställningen av järnvägsbroarna resulterade i flera viktiga aspekter att ta hänsyn till vid utformningen och användbara kriterier för att jämföra utformningsalternativ.

Dagens bestånd av järnvägsbroar gav ett riktmärke för ett lämpligt spännviddsintervall på 3 till 9 meter. För dessa spännvidder är de vanligaste träbrotyperna balkbroar och plattbroar. För att i tidigt skede avgöra vilket utslag det dimensionerande lastfallet ger på konstruktionshöjden söktes en förenklad beräkningsmodell därmed för ett rektangulärt tvärsnitt och en preliminär beräkning av konstruktionshöjden utfördes enligt balkteori. Resultaten jämfördes med en FE-analys av en platta med samma längd och höjd. Då FE-modellering tar hänsyn till plattans egenskaper i tvärled möjliggörs en mer optimerad dimensionering av tvärsnittet samtidigt som metoden kan fungera som ett verktyg vid dimensionering av förspänning. Resultat av FE-analysen visar dock på vridande moment som ger upphov till stora skjuvspänningar mellan balkarna i plattan. Dessa är för stora för att motverkas med hjälp av tvärspänning, då den mängd stål som behöver nyttjas blir för stor i förhållande till mängden trä i konstruktionen. En korrigerad beräkningsmodell där de vridande momenten inte blir dimensionerande ger däremot ett acceptabelt och i praktiken fungerande värde på förspänningskraften.

Utifrån beräkning av konstruktionshöjder, tekniska krav ställda av Banverket och slutsatser från sammanställningen av järnvägsbroar i Sverige har olika alternativ skapats till utformning av en bärande konstruktion. Då inget pekar på att en träbro för järnvägstrafik är en orimlig konstruktionslösning avgörs det slutliga valet av bro utifrån projektspecifika förutsättningar.

Nyckelord: Tvärspädd platta, träbro, järnvägsbro i trä, limträ

Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	VII
BETECKNINGAR	VIII

1	INTRODUKTION	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	1
1.3	Avgränsningar	1
1.4	Metod	2
1.5	Disposition	2
2	ALLMÄNT OM TRÄBROAR	4
2.1	Indelning av brotyper	4
2.1.1	Balkbro	4
2.1.2	Plattbro	5
2.1.3	Låd- och T-balksbro	6
2.1.4	Fackverksbro	7
2.2	Träbroar med förspänning i tvärled	7
2.3	Fältstudier på befintliga tvärspända träbroar	9
2.4	Samverkanskonstruktioner i trä	9
2.5	Underhåll och skador på träbroar i Sverige	10
2.5.1	Skador på befintliga träbroar	11
2.6	Träbroar för järnvägstrafik	12
2.6.1	Forskning på järnvägsbroar i trä	13
3	SAMMANSTÄLLNING AV JÄRNVÄGSBROAR I SVERIGE, UNDERHÅLL OCH KOMMANDE UTVECKLING	15
3.1	Resultat av sammanställning	16
3.1.1	Bestånd av järnvägsbroar	17
3.1.2	Montage och lansering av järnvägsbroar	20
3.1.3	Underhåll	22
3.1.4	Tidsplanering vid reparationer, montage och byten	26
3.1.5	Planerad utveckling	26
3.1.6	Fördelar och nackdelar med dagens konstruktioner	27
3.1.7	Banverkets tankar om träbroar	27
3.2	Diskussion och slutsatser	28

4	BESTÄNDIGHET HOS TRÄ OCH LIMTRÄS MEKANISKA EGENSKAPER	30
4.1	Beständighet	30
4.1.1	Fuktinnehåll	30
4.1.2	Biologisk nedbrytning	30
4.1.3	Ultraviolett strålning	31
4.2	Träets påverkan av variationer i temperatur och vid brand	31
4.3	Utmattning i trä	32
4.4	Limträ	34
4.4.1	Karakteristiska materialvärden för limträ	35
4.4.2	Dimensionerande materialvärden för limträ	35
5	TEKNISKA KRAV FÖR EN JÄRNVÄGSBRO	40
5.1	Normalsektion	40
5.2	Tätskikt	41
5.2.1	Bitumenbaserad isoleringsmatta	41
5.2.2	Slitlager	41
5.3	Ballast	42
5.4	Brodetaljer	42
5.4.1	Räcke	42
5.4.2	Gångbana	43
5.4.3	Övergångskonstruktioner	43
5.4.4	Ytavlopp	43
5.4.5	Kabelrännor	44
6	LASTANALYS	45
6.1	Permanent laster	45
6.2	Variabla laster	45
6.2.1	Tåglast BV 2000	45
6.2.2	Sidokraft	46
6.3	Lastplacering	47
6.3.1	Lastkoefficienter, Ψ_γ	48
7	PRELIMINÄR DIMENSIONERING AV BROKONSTRUKTION	50
7.1	Dimensionering enligt balkteori	50
7.1.1	Lastspridning	51
7.1.2	Lasteffekt i brottgräns	53
7.1.3	Nedböjning	54
7.1.4	Dimensionering med avseende på horisontell last	56
7.1.5	Utmattning	57
7.2	FE-Modell av tvärspänd platta utförd av FB-Enigneering	58
7.3	Förspänning	59

7.3.1	Beräkningsmetod för förspänningskraft	60
7.3.2	Lasteffekt enligt FE-analys	60
7.3.3	Lasteffekt enligt Ritter	61
7.3.4	Förspänning enligt Eurocode	63
7.4	Resultat och diskussion	64
8	VAL AV BÄRANDE KONSTRUKTION	66
8.1	Alternativ till bärande konstruktion	66
8.1.1	Grupp 1 - Tvärspänd platta, 7 meter	67
8.1.2	Grupp 2 - Tvärspänd platta, 4.5 meter	68
8.1.3	Grupp 3 - Tvärspänd platta, 3 meter	71
8.1.4	Grupp 4 – Balkar	72
8.2	Kriterier för utvärdering av konstruktionsalternativ	73
8.2.1	Transport	73
8.2.2	Montage	74
8.2.3	Underhåll	74
8.3	Beskrivning av valda konstruktioner utifrån kriterier	74
9	RESULTAT AV UTFORMNINGEN	76
10	SLUTSATSER	79
10.1	Fortsatt arbete	79
11	REFERENSER	81

APPENDIX A – ENKÄT A OCH B

APPENDIX B - BERÄKNING AV KONSTRUKTIONSHÖJD

APPENDIX C - FEM ANALYS UTFÖRD AV FB-ENGINEERING

APPENDIX D - BERÄKNING AV SPÄNNKRAFT ENLIGT FEM, MODELL G1

APPENDIX E - BERÄKNING AV SPÄNNKRAFT ENLIGT FEM, MODELL G2

APPENDIX F - TYPRITNING AV BETONGDÄCK

Förord

I detta examensarbete har möjligheterna som finns att introducera träbroar för järnvägstrafik studerats. Fokus har legat på att undersöka marknadsmässiga och tekniska förutsättningar. Arbetet har utförts från juni 2007 till november 2007 dels vid Martinsons Träbroar AB och Institutionen för Konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Sverige.

Initiativet till examensarbetet togs av Martinsons Träbroar AB. Arbetet ingår i ett utvecklingsprojekt, vilket finansieras av Trä Centrum Norr och leds av Peter Jacobsson, Martinsons Träbroar AB. Projektets mål är att föreslå ett tekniskt underlag för en järnvägsbro i trä som efterfrågas av Banverket och uppfyller deras krav.

Vi vill tacka; vår handledare Peter Jacobsson för hans stöd och engagemang, personalen på Martinsons Träbroar AB för deras gästvänlighet under arbetet i Skellefteå, vår examinerare och biträdande handledare Robert Kliger och Tomas Svensson på FB Engineering för hans hjälp och bidrag under arbetet. Vi vill även tacka de tjänstemän på Banverket som hjälpt oss få en bra inblick i deras verksamhet.

Slutligen vill vi tacka våra opponenter Andreas Nilsson och Andreas Karlsson för deras insiktsfulla kommentarer och respons under arbetets gång.

Göteborg November 2007

Anna Hallberg och David Lehtonen

Beteckningar

Romerska bokstäver versaler

A	balkens tvärsnittsarea [m^2]
A_{Upplag}	upplagsarean [m^2]
C_B	skarvfaktor
E'	elasticitetsmodul böjning parallellt fibrerna [Pa]
E_c	dimensionerande elasticitetsmodul för lastvaraktighet C [Pa]
E_d	dimensionerande elasticitetsmodul [Pa]
E_k	karaktéristiskt grundvärde på elasticitetsmodul [Pa]
E_P	dimensionerande elasticitetsmodul för lastvaraktighet P [Pa]
E_{TS}	tvärböjmodul [Pa]
F_{Vd}	är dimensionerande skjuvkraft [N]
G	skjuvmodulen [Pa]
G_{TS}	tvärskjuvmodul [Pa]
I	tröghetsmoment [m^4]
L	spannlängd [m]
M	moment [Nm]
M_T	momentet i tvärled [Nm]
M_V	vridande moment [Nm]
N	antal lastcykler till brott
N_d	dimensionerande förspänning [Pa]
N_i	förspänning [Pa]
N_M	spänning till följd av tvärgående moment [Pa]
N_{MV}	spänning till följd av vridande moment [Pa]

N_V	spänning till följd av tvärgående skjuvkraft [Pa]
P_H	horisontell punktlast [N]
P_S	sidokraften [N]
R	reaktionskraft [N]
V_T	skjuvkraft i tvärled [N]

Romerska bokstäver gemener

b	lastspredningsbredd [m]
b_B	lastspredningsbredd under ballast [m]
$b_{plåt}$	bredd styrplåt [m]
f_{c90d}	dimensionerande värde för tryck vinkelrätt fibrerna [Pa]
f_{c90k}	karakteristiskt värde för tryck vinkelrätt fibrerna [Pa]
f_{md}	dimensionerande värde för böjning parallellt fibrerna [Pa]
f_{mk}	karakteristiskt värde för böjning parallellt fibrerna [Pa]
f_{vd}	dimensionerande värde för längsskjuvning [Pa]
f_{vk}	karakteristiskt värde för längsskjuvning [Pa]
h	balkhöjd [m]
h_B	ballastdjup under sliper [m]
$h_{plåt}$	höjd styrplåt [m]
k_h	faktor som beaktar storlekseffekt [-]
l_{Lok}	lokets utbredning enligt lastfall [m]
l	lokets lastspredningsbredd i längdled [m]
n_i	antal lastcykler

q	utbredd last av lok [N/m]
q_u	utbredd last [N/m]
q_{vind}	vindlasten [N/m]
s_{Sliper}	lastspridning under sliper [m]
y	avstånd till neutrala lagret [m]
w_1	nedböjning
w_2	nedböjning

Grekiska bokstäver versaler

Δ	glidning
----------	----------

Grekiska bokstäver gemener

α	parameter
β	parameter
δ	nedböjning [m]
δ_p	nedböjning av punktlast [m]
$\delta_{\dot{O}H}$	överböjning [m]
φ	lastspridningsvinkel [°]
φ_B	lastspridningsvinkel [°]
γ	skjuvdeformationen [-]
γ_n	partialkoefficient för säkerhetsklass [-]
γ_m	partialkoefficient för bärförmåga [-]
κ_r	faktor som beaktar klimatklass och belastningens varaktighet, brottsgräns
κ_s	faktor som beaktar klimatklass och belastningens varaktighet, bruksgräns

μ	friktionskoefficient [-]
θ	parameter
σ	böjspänning [Pa]
σ_{90}	tryckspänning vinkelrätt fibrerna [Pa]
$\sigma_{\min}$	minsta förspänning enligt Eurocode
τ	skjuvspänningen [Pa]
τ_v	längsskjuvning [Pa]

Förkortningar

AREMA	American Railway Engineering and Maintenance of Way Association
CL	Centrumlinje
GC	Gång / Cykel
RUK	Räls-under-kant
RÖK	Räls-över-kant
STAX	Största tillåtna axellast

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Tekniken har genom åren gjort att konstruktionsmaterialen har skiftat inom brobyggnad. De första järnvägsbroarna konstruerades av trä, men under den senare delen av 1800-talet ökade användandet av järn och betong, vilka blev dominerande som konstruktionsmaterial.

Dagens regler inom brokonstruktion ställer stora krav på beständighet, hållfasthet och säkerhet hos alla konstruktioner som tas i bruk. Limträ är ett starkt och beständigt konstruktionsmaterial, vilket reflekteras i flertalet utförda Väg-, gång- och cykel-broar runtom i Sverige. De senaste decennierna har trätekniken utvecklats avsevärt och det är nu intressant att undersöka om det finns en möjlig träbrokonstruktion för järnvägstrafik igen.

1.2 Syfte

Broar för järnvägstrafik utförs idag uteslutande i stål och betong. Syftet med föreliggande examensarbete är att undersöka om en träbro kan vara ett konkurrenskraftigt alternativ. Det ska demonstreras genom lämplig utformning av en träbro som klarar krav för relevanta lastkombinationer. Fokus vid utformning av konstruktionen kommer att ligga på transport, montage och underhåll.

Målet är att examensarbetet ska belysa de svårigheter som är viktiga vid utvecklingen av en järnvägsbro i trä. Arbetet ska även utgöra en grund för fortsatt arbete inom området.

1.3 Avgränsningar

Eftersom projektet omfattas av flera olika delar var det nödvändigt att införa avgränsningar inom projektet för att kunna producera ett användbart resultat.

- Underlaget till sammanställningen av järnvägsbroar i trä har skapats i Sverige med Banverket som informationskälla.
- På grund av bristande underlag har ingen kostnadsanalys genomförts.
- Beräkningar och utformning utfördes för spännvidderna 3 meter och 9 meter.
- Beräkningarna är baserade på ett förenklat lastfall och har endast utförts på den bärande konstruktionen. Inga brodetaljer har dimensionerats.

- Endast materialegenskaperna för Limträ, hållfasthetsklass L40, har beaktats vid dimensioneringen.
- Endast fritt upplagda brokonstruktioner har studerats.
- Dimensionering har endast betraktat rektangulära tvärsnitt i trä.

1.4 Metod

För att finna en brokonstruktion som kan konkurrera med dagens utbud inleddes projektet dels med litteraturstudier och dels med en sammanställning av järnvägsbroar i Sverige. Tillsammans utgjorde de en grund för utformningen av en träbro lämpad för järnvägstrafik. Använda litteraturkällor är rapporter, beräkningsnormer och handböcker.

Sammanställningen har utförts med hjälp av enkäter och uppföljande telefonintervjuer men även ett studiebesök har legat till grund för en beskrivning av Sveriges järnvägsbroar. Målet med undersökningen var att få en bild av efterfrågan och funktionskrav på järnvägsbroar. De intressanta målgrupperna för undersökningen var både tekniska experter och investeringsansvariga för järnvägsbroar. Då Banverket ansvarar för det svenska järnvägsnätet föll det sig naturligt att söka information där.

För att säkerställa en träbro som lever upp till ställda villkor på järnvägsbroar studerades relevanta tekniska krav, vilka sedan utgjorde grundläggande förutsättningar vid dimensionering och utformning av bron.

För att få en första uppskattning av konstruktionens dimensioner vid valt lastfall förenklades beräkningsmodellen och utvecklades för fortsatta beräkningar.

Utformningen av träbron är baserad på den information som framkommit under sammanställningen tillsammans med de givna tekniska krav som ges av Banverkets och Vägverkets normer.

1.5 Disposition

Rapporten är uppbyggd av 10 kapitel.

Kapitel 1 inleder rapporten genom att presentera frågeställningar, syfte med studien och avgränsningar.

Kapitel 2 beskriver hur träbroar används idag och ger ett historiskt perspektiv för järnvägsbroar i trä.

Kapitel 3 återger resultatet av den sammanställning som genomförts för att ge en inblick i beståndet av järnvägsbroar i Sverige, hur de underhålls och kommande utveckling.

Kapitel 4 presenterar baserat på litteraturstudier materialet trä och konstruktionsegenskaper för limträ.

Kapitel 5 återger tekniska krav som måste uppfyllas för en järnvägsbro.

Kapitel 6 presenteras laster relevanta för att dimensionera brokonstruktionen.

Kapitel 7 ger en dimensionering av brokonstruktionen. Även beräkningsmetoder för utmattning och förspänning presenteras.

Kapitel 8 visar utformningsalternativ och utvärdering av olika förslag på järnvägsbroar i trä.

Kapitel 9 utgörs av en presentation av möjliga konstruktionslösningar för en järnvägsbro i trä.

Kapitel 10 återger de slutsatser som genererats och förslag till fortsatt arbete för utveckling av en framtida träbro för järnvägstrafik.

2 Allmänt om träbroar

Antalet träbroar i Sverige uppgår till närmare 1000st, Sundqvist (2007). Träbroar har flera fördelar som gjort dem mer populära på senare tid. Förutom motiven miljö och estetik är konstruktionen lätt, vilket innebär ett snabbt montage och mindre omfattande grundläggning. Följande kapitel presenterar träbroar med avseende på brotyper och användningsområde.

2.1 Indelning av brotyper

En bro definieras av en konstruktion där det största spannet är längre än två meter. Det finns flera konstruktionslösningar för träbroar att välja mellan och spännvidden blir därför oftast avgörande för valet. Dessa konstruktioner kan indelas i olika brotyper:

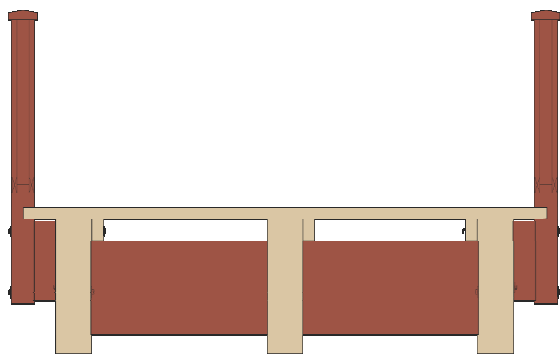
- Balkbro
- Plattbro
- Lådbalksbro
- T-balksbro
- Fackverksbro

De vanligaste brotyperna är balkbroar och plattbroar, vilka dimensioneras upp till 20-25 meter. För längre spännvidder blir fackverksbroar, lådbalksbroar och T-balksbroar aktuella. Alternativt kan en plattbro kompletteras med olika typer av primärbärverk, såsom snedstag, bågar, hängverk och sprängverk.

2.1.1 Balkbro

Balkbron, se Figur 2.1, är den enklaste och vanligaste träbron. Den bärande konstruktionen består av fritt upplagda balkar som spänner över öppningen och därmed till störst utsträckning utsätts för böjande moment och skjuvkraft.

Farbanan på balkbron är en separat konstruktion och samverkar inte med balkarna. Den består ofta av trä eller skivor av sammansatta träprodukter som fästs vid balkarna antingen tvärs eller longitudinellt färdriktningen.



Figur 2.1 Tvärsnitt på en balkbro (bild: Martinsons Träbroar AB)

Balkbroar blir ett naturligt val vid kortare gång- och cykelbroar, GC-broar, då materialnyttjandet på grund av den låga konstruktionshöjden blir litet. Strandpromenaden i Uddevalla är ett exempel där konstruktionslösningen innefattar en balkbro med kompletterande bärverk med snedstag, se Figur 2.2.

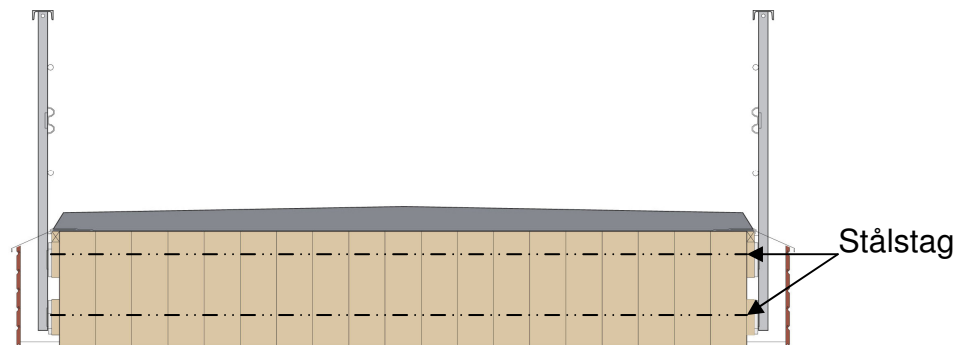


Figur 2.2 Hästepallarna, balkbro längs strandpromenaden i Uddevalla (foto: Martinsons Träbroar AB)

2.1.2 Plattbro

För att skapa samverkan mellan balkarna i en plattbro spänns balkarna ihop i tvärled med ståltag, se Figur 2.3. Via friktion mellan balkarna erhålls på detta sätt en platta med, till skillnad från en homogen platta, ett ortotropiskt beteende, vilket innebär att materialegenskaperna skiljer sig i olika riktningar. Styvheten tvärs bron är ungefär 1-2 % av styvheten längs bron.

Plattbroar lämpar sig mycket bra som kontinuerliga broar då de kan tillverkas med skarvar som är förskjutna i förhållande till varandra, vilket möjliggör långa spann. I Umeå restes hösten 2006 Sveriges längsta GC-bro, vilken är bågformad i längdled och har en radie i horisontalled, se Figur 2.5. För att möjliggöra längre spannvidder kan plattbroar även kombineras med olika typer av primärbärverk, se Figur 2.4.



Figur 2.3 Tvärsnitt på en plattbro (bild: Martinsons Träbroar AB)



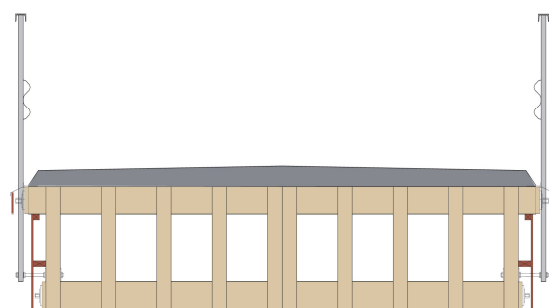
Figur 2.4 Plattbro i Sävar utanför Umeå där en platta och hängverk har kombinerats för att ge en längre spännvidd, (foto: Martinsons Träbroar AB)



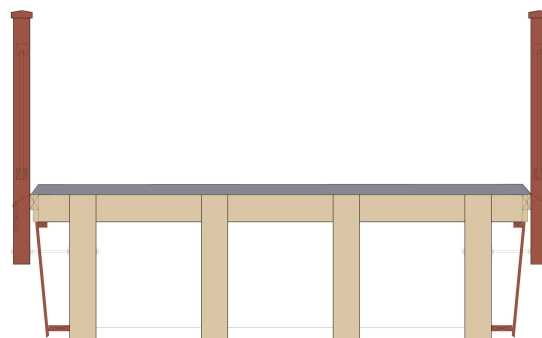
Figur 2.5 GC-bro vid Skutgränd i Umeå (foto: Martinsons Träbroar AB)

2.1.3 Låd- och T-balksbro

Lådbalkar och T-balkar, se Figur 2.6a och 2.6b, är uppbyggda av limträ i liv och flänsar som limmas samman och spänns ihop i tvärled. Styvheten blir stor i förhållande till volymen och mindre material krävs för att uppnå nödvändig styvhet. Längre spännvidder blir därmed ekonomiskt fördelaktiga.



Figur 2.6a Tvärsnitt på en Lådbalksbro (bild: Martinsons Träbroar AB).



Figur 2.6b Tvärsnitt på en T-balksbro (bild: Martinsons Träbroar AB).

Lådbalksbroar och T-balksbroar för GC-trafik tillverkas i spann upp till 30 meter medan en nedre gräns avgörs utifrån projektspecifika förutsättningar. Lådbalksbron kan även konstrueras som vägbro, men har för längre spannvidder haft problem med punktlaster som ger upphov till för stora dragspänningar tvärs fiberriktningen.

2.1.4 Fackverksbro

Bygghöjden ökar med en ökande spannvidd. Då bygghöjden för en balk- eller plattbro blir för hög är en lösning att utföra brokonstruktionen som en fackverksbro, där bygghöjden varierar beroende på bredd och belastning, men inte påverkas mycket av spannvidden. Vid kortare spannvidder är lösningen inte ekonomiskt försvarbar, då balkarna i fackverket är grova och enklare utföranden finns att tillgå. Figur 2.7 visar en fackverksbro för GC-trafik uppförd vid Storforsen i Vidsel, Sverige.

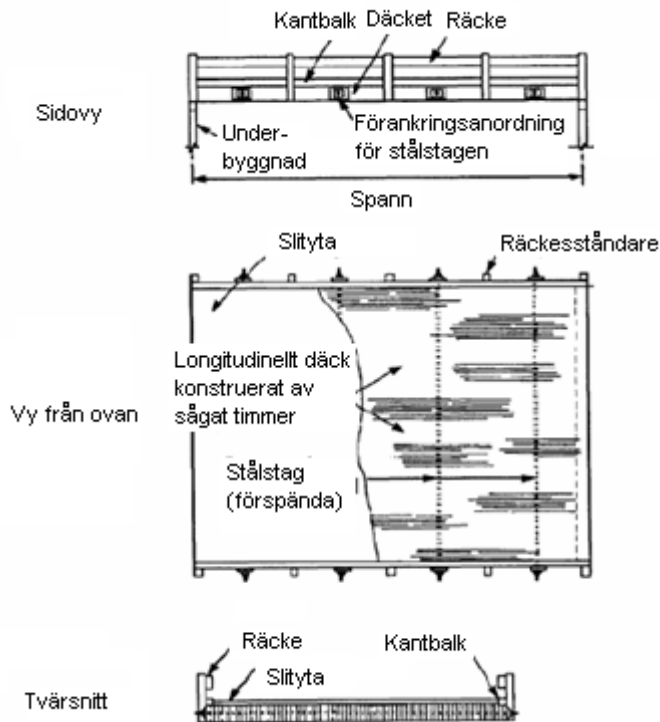


Figur 2.7 Fackverksbro vid Storforsen (foto: Martinsons Träbroar AB)

2.2 Träbroar med förspänning i tvärled

Metoden att förspänna träkonstruktioner användes för första gången i Kanada under 70-talet, med avsikt att förstärka gamla brokonstruktioner av trä. Inverkan av förstärkningarna visade sig vara så framgångsrik att metoden började tillämpas vid nybyggnationer. Till en början tvärspändes sågade timmerplankor, men konceptet expanderades senare till att även omfatta limträ. Den första kända träbron där limträbalkar använts vid tvärspänning är The Teal River bridge i Sawyer County, Wisconsin, USA, vilken konstruerades 1989, Wacker och Ritter (1992).

Förspända brokonstruktioner utförs idag av träbalkar som spänns ihop i tvärled med hjälp av stålstag, se Figur 2.8. Stagen förs in genom förborrade hål, placerade med ett jämt intervall längs bron, och spänns med hjälp av en hydraulisk domkraft. Tryckkraften på träbalkarna får dem genom friktion att samverka och bilda en ortotropisk platta med olika egenskaper i längd- och tvärled.



Figur 2.8 En förspänd plattbro (Ritter 1992)

När bron belastas fördelas krafterna mellan balkarna och bron utsätts för påkänningar i form av böjande moment i tvär- och längdled. Det böjande momentet kommer att generera böjspänningar och nedböjning som kommer att styra tjockleken på broplattan. Storleken på transversella moment och skjuvkrafter kommer att vara avgörande för förspänningskraften. Storleken är i första hand beroende av fem variabler.

- Lastens storlek
- Spännvidden
- Brons bredd
- Styvheten i längdled
- Styvheten i tvärled

Det finns två orsaker som kan försämra plattbeteendet hos brodäcket. Den ena är det böjande momentet i tvärled som kan leda till att det bildas öppningar mellan lamineringarna på undersidan av plattan och den andra kommer av att skjuvkraften i tvärled kan ge upphov till vertikal glidning mellan balkarna. Detta förhindras om plattan förses med en tillräcklig förspänning. Tryckkraften från förspänningen motverkar dragspänningarna i plattans underkant och den vertikala glidningen kommer att motverkas av friktionen som skapas mellan lamellerna.

Utformningen av förspänningsanordningen beror på plattans form och storleken på tidigare nämnda transversella krafter. Vid dimensionering av spännsystemet används diagram för varierande förhållanden mellan de ingående storheterna, vilka har tagits fram med analytiska modeller och verifierats av resultat från försök med konstruktioner i full skala. Ritter (1992). Detta innebär att utöver materialets dimensionerande värden måste tvärböjmodulen, E_{TS} , och tvärskjuvmodulen, G_{TS} , beaktas. Dessa värden har härletts från försöksresultat och beror på använt träslag och graden av förspänning. Värdena baseras på hela systemets funktion och får inte förväxlas med de grundvärden som gäller för trä. Enligt Ritter (1992) är storleken på E_{TS} och G_{TS} begränsade till virke av Douglas Fir-Larch, Hem-Fir (North), Red pine eller Eastern White Pine. För dessa träslag är de dimensionerande värdena:

$$E_{TS} = 0.013 E'$$

$$G_{TS} = 0.03 E'$$

Där E' är elasticitetsmodulen för böjning parallellt med fibrerna och korrigerad med avseende på fuktkvoten.

Ritters metod är utvecklad för dimensionering av förspänning på vägbroar. För järnvägsbroar har den amerikanska organisationen AREMA, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, valt att beräkna förspänning med samma metod, trots att lastfallen skiljer sig mellan väg- och järnvägsbroar.

2.3 Fältstudier på befintliga tvärspända träbroar

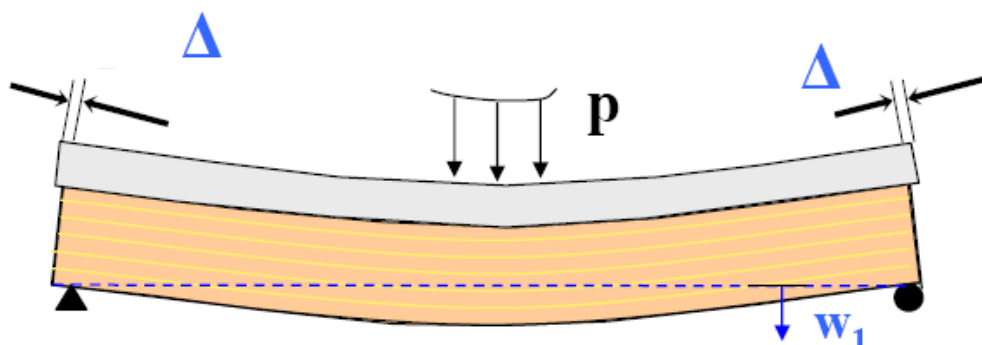
I USA har utförliga fältstudier utförts på tvärspända träbroar byggda under 1980 – 1990-talet. Studierna har till största del samlat uppgifter rörande fukttinnehållet i konstruktionerna, påverkan av förspänningskrafterna efter uppförandet, nedböjning under statisk last och konstruktionernas övergripande funktionalitet. Resultaten från dessa fältstudier finns representerade i serien "Field Performance of Timber Bridges". Ingen av fältstudierna visade på effekter som gjorde att de studerade broarna inte kunde uppfyllde sina avsedda funktioner.

I de fältstudier som undersökte tvärspända plattbroar, till exempel i Wacker och Ritter (1995a) och Wacker och Ritter (1995b), visade alla studier att förspänningskrafterna var tillräckliga för att konstruktionen skulle verka som en platta. I de fall där förspänningskraften hade minskat mer än beräknat, till exempel Ritter m.fl (1996a) och Ritter m.fl (1996b), berodde det på höga fuktkvoter mellan virkeslamineringarna i konstruktionen. Överlag fungerar de studerade broarna ändamålsenligt, men med brister relaterade till höga fuktkvoter eller stor variation av fukttinnehållet som påverkat förspänningskrafterna.

2.4 Samverkanskonstruktioner i trä

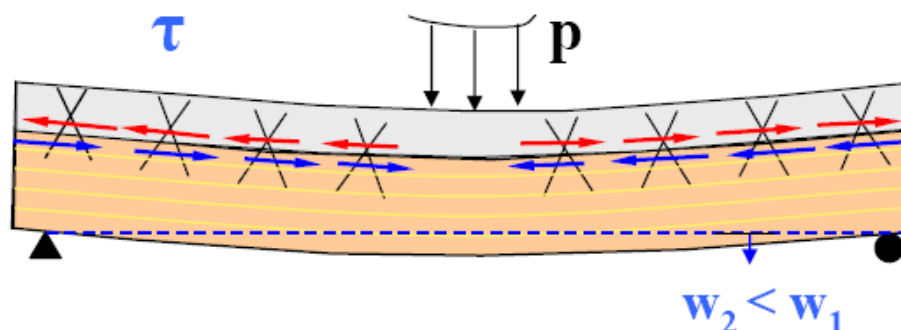
Samverkan i sammansatta tvärsnitt styrs av infästningens styvhet. Genom att limma trätytor mot varandra kan glidning mellan planen motverkas och full samverkan

skapas. Mekaniska infästningar (spik, bult, dymlingar, spikplattor etc.) tillåter en viss rörelse och kan därmed endast skapa delvis samverkan. Vid böjning av konstruktionen är glidningen störst vid ändarna och minst vid mitten, se Figur 2.9 .



Figur 2.9 Sammansatt tvärsnitt utan full samverkan, Jutila (2007)

Mellan trä och betong skapas samverkan med infästningar, se Figur 2.10. Då infästningens styvhet ökar minskar momenten verkande på var del i konstruktionen, vilket i sin tur ger en minskad nedböjning. De olika materialens egenskaper nyttjas bäst då betongen är tryckt och träet är draget, Thelandersson och Larsen (2003).



Figur 2.10 Samverkan i sammansatt tvärsnitt, Jutila (2007)

2.5 Underhåll och skador på träbroar i Sverige

För träbroar såväl som för stål- och betongbroar är underhållet av dem en viktig aspekt för att säkra konstruktionens beräknade livslängd. För träbroar är det speciellt viktigt att konstruktionen hålls torr och att delar som eventuellt utsätts för uppfuktning har möjlighet att torka ut. Trä ska även hållas rent från vegetation, grus, löv och andra föroreningar som kan binda fukt.

En så kallad underhållsplan beskriver hur livslängden för en träbro säkras genom fortlöpande inspektioner och förebyggande underhåll.

En av förutsättningarna för att en träbro ska få en lång livslängd till låga kostnader är att underhållet och skötseln av bron utförs korrekt. Att på förhand bestämma generella underhållsinsatser kan vara svårt då de påverkas av faktorer som väderlek, geografiskt läge, trafikkoncentration och vald brotyp. En individuell underhållsplan bör följaktligen utformas för varje bro.

För en träbro är ofta fuktbelastningen mindre mitt på spännvidden där vindpåverkan är större och konstruktionen kan luftas lättare. Vid vindskyddade delar och partier som ligger nära marken är ofta fuktigheten högre. Även delar som ligger i skugga eller är i kontakt med vegetation kan ha en högre fuktbelastning. Att uppmärksamma dessa fakta kan fungera som en vägledning till vilka områden som fuktmätningar bör utföras vid inspektioner.

Ytbehandlingen på träbroar är en del som är viktig och bör uppmärksammas i underhållsplanen. Ytbehandlingens främsta syfte är att minska fuktutbytet mellan träet och dess omgivning, men även att ge bron en tilltalande estetik. Ytskiktets behov av underhåll styrs till stor del av vilken typ av exponering det utsätts för. Vissa oskyddade delar, till exempel räcken, måste inspekteras mer noggrant än delar som kan utformas med ett konstruktivt skydd.

Då träbroar i Sverige är ett förhållandevis nytt koncept är det komplicerat att avgöra hur alla delar av underhållet behöver utformas. Byte av beläggning och omspanning av spännstag är två faktorer som är svåra att sätta ett underhållsintervall på. Dessa bör främst styras med hjälp av inspektioner för att säkerställa en mer korrekt tidpunkt för åtgärder.

Skador på befintliga träbroar har dokumenterats av Pousette m.fl. (2004). 13 träbroar runt om i Sverige inspekterades. Broarna valdes utifrån typ, ålder och geografisk position. Inga fel som kunde påverka broarnas bärförmåga de kommande 10 åren uppvisades. Däremot visade de undersökta broarna skador som uppkommit runt detaljlösningar. Efter inspektionerna har brodetaljerna utvecklats för att undvika dessa skador.

2.5.1 Skador på befintliga träbroar

Skador på befintliga träbroar har dokumenterats av Pousette m.fl. (2004). 13 träbroar runt om i Sverige inspekterades. Broarna valdes utifrån typ, ålder och geografisk position. Inga fel som kunde påverka broarnas bärförmåga de kommande 10 åren uppvisades. Däremot visade de undersökta broarna skador som uppkommit runt detaljlösningar. Efter inspektionerna har brodetaljerna utvecklats för att undvika dessa skador.

På en del träbroar som utförts som förspända plattbroar hade spännstagens lastfördelningsplattor tryckts in i virket. Plattorna var deformerade och krosskador kunde påvisas. Provmätningar visade att de uppmätta spännkrafterna hade sjunkit sedan uppspanningen vid montaget.

Vid inspektion av räcken på broarna upptäcktes alger, plogskador, utdragna spikar och en del rostiga skruvar. På en del ställen befann sig stolparna till anslutningsräcken nere i vegetationen, vilket kan leda till fuktkoncentrationer i dessa områden.

I vissa fall var övergångskonstruktionerna skadade så att jord och vatten hade läckt ned på landfästet. Vegetation hade på flera ställen fått fäste i smutsansamlingarna, vilket i sin tur bidrog till ökat fukttinnehåll i plattor och balkar vid brons ändar. Där ytbehandlingen på väderutsatta lägen var sliten uppvisades små sprickor som kan leda till ytterligare fuktrinrängning. På ställen som inte skyddats ordentligt och vid upplag uppmättes även höga fuktkvoter.

Vid vissa av förbanden på broarna fanns lösa eller dåligt åtdragna skruvförband och en del av förbanden hade försetts med små brickor vilka hade trycks in och skadat träfibrerna. Ståldetaljer i form av brickor, skruvar, muttrar och fästdon som inte varit varmförzinkade uppvisade en del rostskador. Dålig kontakt mot upplaget och lösa eller skadade muttrar eller stagningar förekom även.

2.6 Träbroar för järnvägstrafik

Bockbroar, Trestles, har använts i USA sedan mitten på 1700-talet. Då stöden är tätt placerade möjliggörs långa broar. I mitten på 50-talet var i USA omkring 3000 km bockbroar i användning utmed järnvägarna, Ritter (1992). De flesta konstruerades under sent 1800-tal fram till tidigt 1900-tal. Många av broarna som byggdes förstärktes under 1930-1950-talet. Ingreppen på broarna bestod i att öka antalet pålar och förstärka med fler längsgående balkar, Davis (2007).

I södra USA var under 1900-talet argumenten till att använda trä istället för andra material främst ekonomiska. Träslaget som användes vid brokonstruktioner var "southern yellow pine", vilket fanns i stora kvantiteter i de södra delarna. Träslaget har en hög densitet och samtidigt en god förmåga att absorbera impregneringsmedlet creosot, vilket ger materialet en god beständighet och lämplighet som konstruktionsvirke. Creosot används i stor utsträckning även idag vid reparationer av Amerikanska järnvägsbroar i trä. I Sverige och många andra länder är creosot förbjudet på grund av att det klassas som ett miljöfarligt ämne.

Många av broarna som byggdes under tidigt 1900-tal, se Figur 2.11, används fortfarande idag inom den amerikanska järnvägen. Träets mörka färg beror på creosot behandlingen.



Figur 2.11 En typisk amerikansk bockbro i trä (foto: Roger Lehtonen)

Även i Sverige konstruerades träbroar för järnvägstrafik under en kort period. På sträckan mellan Finspång och Hjortkvarn finns Sveriges enda kvarvarande järnvägsbro i trä, Figur 2.12. Denna är dock nedlagd sedan 1987.



Figur 2.12 Järnvägsbro i trä på sträcka mellan Finspång oh Hjortkvarn, Järnväg.net (2007)

2.6.1 Forskning på järnvägsbroar i trä

Träbroar används idag främst för att bygga vägbroar eller GC-broar, men det finns även åtskilliga exempel på träbroar som används för järnvägstrafik. I USA finns det ett stort antal järnvägsbroar i trä som byggdes under mitten av 1900-talet som fortfarande är i bruk. Antalet träbroar för järnvägstrafik som fortfarande används uppgår till 29 % av det befintliga brobeståndet, Uppal (1999), trots att många byts ut

mot stål- eller betongbroar. Då många av träbroarna har varit i bruk under en längre tid är det av intresse att undersöka hur de klarar ökande axellaster och utveckla olika metoder för förstärkning. Detta genomförs idag med hjälp av forskning och fältstudier på befintliga träkonstruktioner.

En sammanfattning av fälttester utförda på befintliga träbroar ges i Uppal (1999) där slutsatser runt utförda tester redovisas. Laboratorietester på sliprar och balkar av trä och beräkningsverksamhet inom området för järnvägsbroar i trä finns redovisade i samma skrift.

En av slutsatserna från fälttesterna visar att individuella balkar av sågat virke, som satts samman för att verka som en balk tillsammans, inte betedde sig som en enhet.

Vid förstärkning av en träbro, beskriven i Rogers m.fl (1996), monterades en limträbalk och en balk av sågat virke parallellt med varandra, vilket medförde att skillnaden mellan balkarnas verkningssätt kunde studeras på plats för en bättre förståelse av skillnaden. Nedböjningsresultat från balkar som bestod av limträ och kompletterande däck med ballast visade sig vara mer jämnt och mindre än resultat från balkar av sågat virke med däck utan ballast. Resultatet av testerna beskrivs i Rogers m.fl (1996) och Rogers m.fl (1997). Det påvisades även att däck med ballast har ett styvare verkningssätt än däck utan ballast.

Fälttester som utförts med tåglaster på en tvärspänd platta gjorde det möjligt att dra slutsatser om plattans verkningssätt då tågets hastigheter varierade. Enligt Uppal (1999) kunde det påvisas att nedböjningen i plattan minskade när tågets hastighet ökade. Plattan motverkade även nedböjning i tvär- och längdled vilket innebär att träplattan uppvisade ett ortotropiskt beteende under belastningen.

En del av forskningen runt träbroar förknippas med olika metoder av förstärkning. I Uppal (1999) nämns den positiva inverkan som förstärkningar med fiberarmerad plast medför, vilken även utreds mer ingående i Abhari R. S (2007). I Gutkowski m.fl (2003) utreds även effektiviteten av att förstärka en järnvägsbro i trä genom att lägga till en "hjälpbalk" till de bärande balkarna, som i sin tur består av fyra sammansatta balkar. Resultatet visar på att lastfördelningen mellan balkarna blev avsevärt bättre efter förstärkningen.

3 Sammanställning av järnvägsbroar i Sverige, underhåll och kommande utveckling

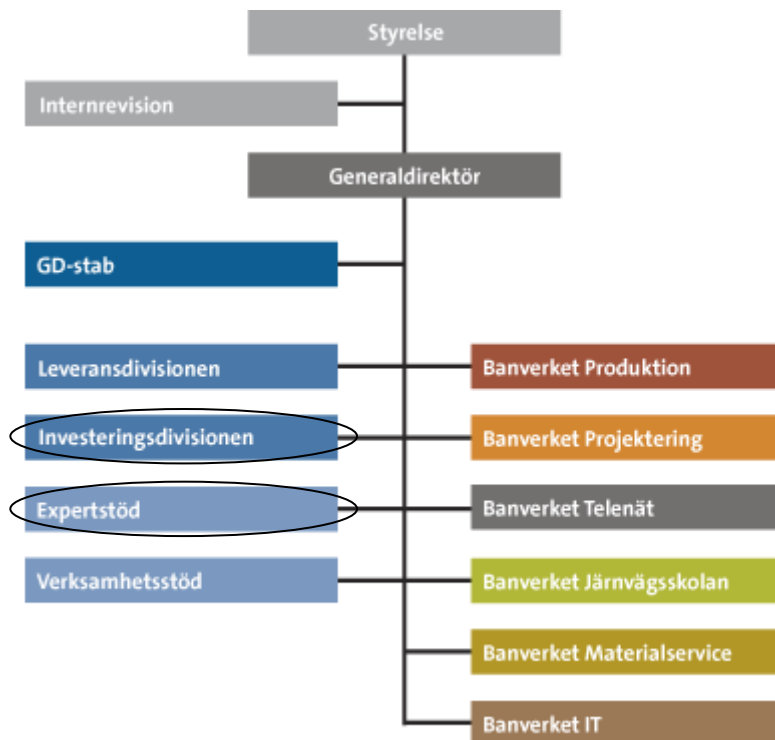
Underlaget har sammanställts till stor del med hjälp av enkäter och uppföljande telefonintervjuer men även ett studiebesök har legat till grund för denna beskrivning av Sveriges järnvägsbroar.

För att samla värdefull praktisk information om befintliga järnvägsbroar och underhållet av dessa genomfördes i slutet av augusti 2007 ett studiebesök. Detta arrangerades av Expertstöd Teknik, Banverket i Luleå. Vid besöket studerades ett spårbyte över en betongbro i Niemisel, cirka 60 kilometer nordväst om Luleå, samt några utvalda broar i regionen.

Målet med sammanställningen var att få en inblick i hur beståndet av järnvägsbroar ser ut i Sverige och vilka egenskaper som är viktiga vid konstruktion av järnvägsbroar. För att få en bra överblick över hur Banverket fungerar och hur järnvägsbroar hanteras i Sverige har enkäten riktat sig till Banverkets tidigare fem regioner, vilka är Västra-, Östra-, Mellersta-, Södra- och Norra banregionen. Banverket är intressant som informationskälla då de kan bidra med tekniska experter och investeringsansvariga för järnvägsbroar i Sverige. Intervjuer har utförts med representanter för dessa områden.

Banverket är ett statligt ägt företag som ansvarar för det Svenska järnvägsnätet men hyr in andra aktörer, exempelvis SJ AB, Tågkompaniet och Green Cargo, för att sköta trafiken. Banverket äger de flesta järnvägsbroarna men även många vägbroar i anknytning till järnvägen. Vid nyproduktion och underhåll av broar tar banverket alla avgörande beslut och styr över projektplaneringen.

Från den första februari 2007 ersattes huvudkontoret, Banverket Trafik och de fem banregionerna med en ny organisation som i huvudsak är uppdelad i en utförande och en förvaltande del, se Figur 3.1. Den nya förvaltarenheten består av generaldirektörens stab, de två divisionerna Leverans och Investering samt de två stödenheterna Expertstöd och Verksamhetsstöd.



Figur 3.1 Organisationsträd över Banverket, Banverket (2007b).

Under våren 2002 fick Banverket i uppgift att presentera en framtidsplan för Sveriges järnvägar för perioden 2004-2015. En bedömning av järnvägsmarknaden för person- och godstrafik utfördes, vilket gjorde det möjligt att upptäcka brister i nätet och förslag till åtgärder kunde arbetas fram, Banverket (2007b). I januari 2003 låg den första versionen av framtidsplanen klar och i augusti samma år överlämnades denna till regeringen. Efter årsskiftet 2004 fastställdes framtidsplanen och totalt tilldelades 373,3 miljarder kronor till väg- och järnvägsinvesteringarna, av vilka 107,7 miljarder kronor var avsedda för nyinvesteringar i järnvägsnätet, Banverket (2007b).

3.1 Resultat av sammanställning

Enligt överenskommelse skickades två olika enkäter ut, se Appendix A. Enkät A riktade sig mot investering och enkät B riktade sig mot underhåll. Enkäterna besvarades av tjänstemän på investeringsdivisionen och på expertstöd, se Figur 3.1.

Totalt skickades 10 stycken enkäter ut till Banverket. Det totala antalet som svarade uppgick till sex personer, varav tre på enkät A och fem på enkät B. Alla enkätsvar följdes upp med intervjuer. För att ytterligare beskriva de områden som diskuterats under intervjuerna har information inhämtats från Banverket (2007) och tidigare nämnt studiebesök.

3.1.1 Bestånd av järnvägsbroar

De broar som används för järnvägstrafik är konstruerade av antingen betong, stål eller sten. Av de registrerade järnvägsbroar som Banverket äger i Sverige, se Tabell 1, är den generella fördelningen broarna emellan 80 % betong, 16 % stål och 4 % sten. Samverkansbroar av betong och stål tillhör gruppen stålbroar, Janssen (2007).

Tabell 1 Antal broar i Sverige, fördelning mellan Banverkets fem regioner, Janssen (2007)

Region	Järnvägsbroar	Väg- & GC-broar
BV-Mellersta	662	5
BV-Norra	390	0
BV-Södra	863	68
BV-Västra	914	288
BV-Östra	832	105
Totalt	3661	466

På en järnvägssträcka finns många korta trafikhinder att färdas över, vilket löses genom rörbroar, trummor eller korta betongdäck, se Tabell 2. Statistik över järnvägsbroar i Sverige visar att medellängd för ett spann är runt 13-14 m, Janssen (2007).

Tabell 2 Antal spann mindre än 3 m, samt en fördelning mellan regionerna, Janssen (2007)

Region	Betong	Sten	Stål	Totalt
BV-Mellersta	72	3	29	104
BV-Norra	40	2	1	43
BV-Södra	83	5	10	98
BV-Västra	93	16	11	120
BV-Östra	80	2	8	90
Totalt	368	28	59	455*

*Totalt 406 järnvägsbroar (då en bro kan bestå av flera spann)

Livslängden för en bro påverkas till stor del av detaljutformningen, trafikkoncentrationen och den omgivande miljön. Dagens bestånd av järnvägsbroar har ett eftersatt underhåll på grund av att en stor del av underhållsbudgeten används till att åtgärda akuta skador. Detta kan i förlängningen leda till att fler broar behöver bytas ut i förtid. Utbyten blir nödvändiga för broar som tjänat ut sin tekniska livslängd eller inte längre håller för ställda krav på hållfasthet. På fler och fler sträckor höjs krav på axellaster och hastigheter. Idag behöver fler broar bytas ut varje år än vad som verkligen sker. I snitt byts 10-15 järnvägsbroar ut per år, enligt svar på enkät A, Appendix A.

3.1.1.1 Exempel på olika typer av befintliga järnvägsbroar

För spannvidder mellan 2-3 meter är den vanligaste konstruktionslösningen ett betongdäck, se Tabell 2. På sträckan Boden-Haparanda studerades under

studiebesöket en av många befintliga broar med korta spann. Den studerade betongbron visas i Figur 3.2. Betongdäcket är fritt upplagt och ersatte år 1988 en balkbro i stål. Bron står på gamla landfästen gjorda av granit som förstärkts med fyra genomgående ståltag för att anpassas till ökande axellaster. Bron har ett spann på 2.7 meter och en bredd på 4.5 meter. Konstruktionshöjden är 0.4 meter vilket stämmer med typritning för betongdäck med spann upp till 4.5 meter som redovisas i Appendix F.



Figur 3.2 Betongbro längs järnvägen mellan Boden-Haparanda (foto: David Lehtonen)

Vid brobytet förlängdes kantbalken in över landfästet, vilket hindrar ballasten att glida ner i de omgivande slänterna.

Vid ett till Kalixälven anslutande vattendrag studerades en stålbro som byggdes år 1907 och som fortfarande är i bruk, se Figur 3.3. Bron skyddsmålades år 2003 då även rostangrepp i skarvar mellan stålbalkarna åtgärdades. Bron har ingen ballast utan träsliprarna är istället fästa med genomgående bult i flänsen på de bärande I-balkarna.



Figur 3.3 Stålbros vid Kalixälven (foto: David Lehtonen)

Om våren lossar isblock och flyter med strömmen. Dessa genererar stora krafter då de krockar med brostöden. Det största ingreppet på brokonstruktionen utöver målning har varit att förstärka stöden som ligger i vattendraget.

Egenskaperna hos betong och stål kan kombineras genom en så kallad samverkansbro. Ofta blir detta aktuellt då en låg konstruktionsvikt eftersträvas. I Figur 3.4 visas ett exempel på en nyproducerad samverkansbro. Bron har en spännvidd på 20 meter och en bredd på 7 meter, med gångbanor i stål monterade på sidorna.

Den bro som ersattes var en balkbro i stål, vilket medförde att landfästena var anpassade efter stålbrons egenvikt. För att kunna nyttja de gamla landfästena var det en förutsättning att den nya bron skulle ha så låg egenvikt som möjligt. Samverkansbron uppfyllde detta krav och nya upplag konstruerades för att anpassa landfästena till den nya konstruktionshöjden. Den nya samverkansbron möjliggjorde även för genomgående ballast med hjälp av ett betongtråg.



Figur 3.4 Samverkansbro längs järnvägen mellan Boden-Haparanda (foto: David Lehtonen)

3.1.2 Montage och lansering av järnvägsbroar

Det finns olika metoder för montering av broar. Oftast bestämmer den omgivande terrängen vilken metod som lämpar sig bäst. I detta kapitel presenteras de enligt svar på enkät A, se Appendix A, vanligast förekommande metoderna, vilka är brobyte med kran och sidolansering. Även en metod som lämpar sig väl då den omgivande terrängen är svårframkomlig presenteras. Metoderna är presenterade enligt Banverket (2007).

3.1.2.1 Brobyte med kran

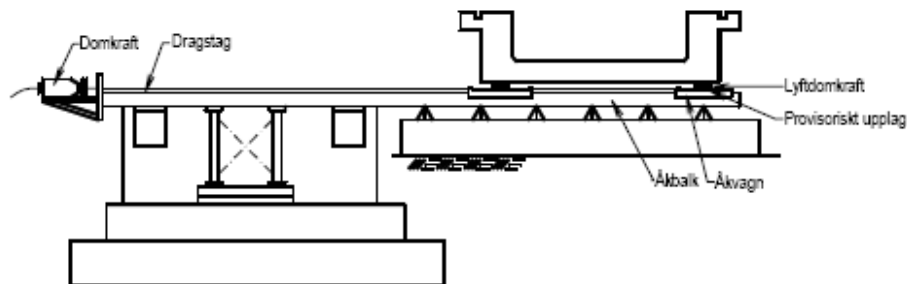
Den metod för montering av en bro som på de flesta håll i landet föredras är att med hjälp av en eller flera mobilkranar lyfta överbyggnaden på plats. Metoden anses vara ett bra alternativ då eventuella störningar av trafiken blir få. Brobyten med kran används mest vid montering av mindre broar på grund av begränsad lyftkapacitet hos mobilkranarna.

Då angränsande vägar saknas finns det i vissa fall möjlighet att anlägga en tillfällig väg eller transportera den färdiga bron på järnvägen för att i största mån använda sig av metoden.

3.1.2.2 Sidolansering

Sidolansering av en bro lämpar sig bra vid tunga konstruktioner där det är svårt att utnyttja kranar vid lansering. Den nya broöverbyggnaden byggs vid sidan av broläget och lanseras på plats med hjälp av domkrafter som drar bron på åkbalkar förlagda vinkelrätt längdriktningen, se Figur 3.5.

Vid lansering av långa konstruktioner används oftast sidolansering för att åstadkomma ett effektivt byte vilket blir möjligt då den nya bron endast behöver flyttas en kort sträcka.



Figur 3.5 Sidolansering av bro, Banverket (2007a)

3.1.2.3 Brobytesvagn

I stadsmiljö eller svår terräng kan tillgängligheten runt monteringsplatsen vara begränsad. I de fallen kan en brobytesvagn användas, se Figur 3.6, vilken är utvecklad för att kunna byta ut broar direkt i spåret. Metoden innebär att en stål balk hängs mellan två trallor försedda med klätterdomkrafter. Den nya bron fästs sedan under balken och lyfts upp för att transporteras på järnväg till bytesplatsen.

Bron fästs i balken vid fyra punkter. Dessa punkter är ofta dräneringshål runt vilka det har armerats tätare för att klara av punktbelastningen som uppstår vid lyftet av konstruktionen.



Figur 3.6 Brobyte med brobytesvagn, bilden visar transport till broläget, Banverket (2007a).

När brobytesvagnen nått montageplatsen demonteras den gamla bron genom att antingen lanseras åt sidan, eller vid stålkonstruktioner helt enkelt kapas sönder. Det är även möjligt att lyfta upp den gamla brokonstruktionen under den nya så att båda hänger i brobytesvagnen. Därefter kan den gamla bron roteras 90 grader i horisontalled så att den går fri från landfästena och kan sänkas ner mellan dem. Denna metod kräver att det ska finnas utrymme stort nog för att få plats med den gamla bron under den nya vid bytet.

Brobytesvagnen är begränsad till att lansera broar med en längd upp till 25 meter och en bredd på 4,5 meter. Bredden bestäms av avståndet till kontaktledningsstolparna utmed spåret. Breddmättet på bron avser endast överbyggnaden inte inräknat eventuella gångbanor, då de eftermonteras.

Det finns endast en brobytesvagn i Sverige och denna måste anpassas till varje objekt, vilket medför en ökad etableringskostnad när Banverket väljer att använda den. För att öka lönsamheten byts oftast flera broar samtidigt.

3.1.3 Underhåll

Banverket definierar två typer av underhåll; förebyggande och avhjälpande. Det förebyggande underhållet avser åtgärder för att förlänga en konstruktions livslängd och förutsätter en god planering. Avhjälpande underhåll är ingrepp som utförs för att åtgärda skador som uppmärksammats vid inspektion eller till följd av en olycka.

Den beskrivning av underhåll av järnvägsbroar som ges i detta kapitel baseras på svaren från enkät B, Appendix A, och studiebesöket i Niemisel.

3.1.3.1 Förebyggande underhåll

Inspektioner av betong- och stålbroar sker vart sjätte respektive vart tredje år. Under dessa inspektioner kontrolleras hela brokonstruktionen. Spår, sliprar och befästning kontrolleras under säkerhetsinspektioner, vilket sker en till två gånger per år. Det förekommer även besiktning i samband med överfart av tunga transporter.

Vegetationsbekämpning runt och på broar sker oftast manuellt och den inriktas på att hålla lager och lagerpallar rena och förebygga ansamlingar och avlagringar av organiska material som kan utgöra en grogrund för växter. Vegetation utmed järnvägen utgör en säkerhetsrisk för personal som arbetar på och längsmed spåret då det skymmer sikten kring spåret. Banverket har provat en rad olika bekämpningsmetoder men den vanligaste och mest använda metoden är kemisk bekämpning. Bekämpning med kemikalier på broar sker endast i undantagsfall.

För stålkonstruktionerna är blästring och målning de vanligaste åtgärderna. Blästring innebär att stålet borstas rent genom att det sprutas ett fint material mot stålytan under högt tryck. Rekommenderat är att måla då rost börjar framträda. Besparingar leder till att rosten i vissa fall utvecklas och förvärras innan åtgärder vidtas, vilket innebär att en bro kan komma att utsättas för rostskador innan den målas.

Rening av ballasten är nödvändig eftersom trafiklasterna från tågen på järnvägen medför att ballasten under rälsen kompakteras och till viss del krossas. När detta händer får ballasten ett styvare verkningssätt och tåget får därmed en hårdare gång. Kompakteringen av ballasten i banvallen medför även en ändring av spårriktningen. Vid rening av ballasten lyfts den först upp ur banvallen eller brotråget, sedan skiljs krossad ballast och andra föroreningar från den oskadade ballasten. Efter reningen läggs den sorterade ballasten tillbaka i banvallen. Rening av ballasten under spåret utförs vart femtonde år.

Vart 30:e år utförs ett byte av rälsen med hjälp av ett spårbyteståg. För att tåget ska kunna byta rälsen krävs det att det finns ett fritt utrymme på minst 4 meter runt arbetsområdet. Oftast utförs även ett byte av ballasten i samband med spårbytet. Vid ballastbyte används två olika metoder. Antingen grävs ballasten ur spåret eller så sugs den upp med hjälp av en sugmaskin monterad på ett spårbyteståg. Den senare metoden används ofta vid trånga partier, till exempel på broar längsmed järnvägen.

Vid studiebesöket i Niemisel studerades ett spårbyte över en betongbro som ersatt en gammal stålbro. Figur 3.7 visar en bild av den gamla stålbron och den nya betongbron under det pågående spårbytet. Den nuvarande bron är en kontinuerlig betongbro med tre spann och en total längd på 22 meter.



Figur 3.7 Stål och betongbro i Niemisel. På bilden syns även spårbytesmaskinen Matisa P95 (foto: David Lehtonen)

När det gamla spåret byts ut sker detta i flera steg. Först plogas överskottsballasten bort från spåret, se Figur 3.8, varefter den gamla rälsen lossas och lyfts upp från

slipers. Detta möjliggör för spårbytesmaskinen att växla ut den gamla rälsen från räsläget och byta ut de befintliga träsliprarna mot nya betongsliprar. Bytet av slipers utförs med hjälp av två stycken klor placerade under vagnen, se Figur 3.9.



Figur 3.8 Överskottsballast och slitage på kantbalken efter plogning av bron (foto: David Lehtonen)

Då klorna når en sliper lyfts den upp ur ballastbädden och förs upp på vagnen varpå en ny betongsliper läggs ner i ballasten bakom klorna. Efter slipersbytet jämnas ballasten till och den nya rälsen växlas in över betongsliprarna igen.



Figur 3.9 Gripklon som går under spårbytesmaskinen och lyfter ut gamla slipers ur spåret med hjälp av ett drivhjul (foto: David Lehtonen)

Vid rälsbytet identifierades några processer som kan ge upphov till ytterligare underhåll:

- Vid bortplogning av överskottsballasten kan plogen stöta mot kantbalkar och ballasten som samlas i plogen kan nöta mot dem.
- När sliprarna byts är det viktigt att djupet på 0,6 meter hålls konstant för att klorna som går genom ballasten inte ska få kontakt med ovansidan av tråget och skada det.

Vid korrigering av rälsen packas ballasten under sliprarna så att spåret återfår avsedd lutning och höjd. Detta utförs av en spårkorrigeringsmaskin som lyfter räls och sliper för att sedan pressa 8 stycken klor ner i ballasten som vibrerar in ballast under slipern, se Figur 3.10. Processen medför att ny ballast måste tillföras på de ställen där rälsförändringen har varit stor och mycket av ballasten i vallen har förbrukats för att korrigera spåret. Spårkorrigering brukar utföras minst en gång om året.



Figur 3.10 Korrigering av järnvägsspåret (foto: David Lehtonen)

När spåret korrigeras efter ett rälsbyte måste det utföras upprepade gånger eftersom spårets befintliga position förändrats avsevärt som en följd av arbetet i ballasten.

Vid en spårkorrigering kan det finnas en risk att arbetet medför skador på underliggande konstruktioner.

- När spåret korrigeras vibreras ballasten in under sliprarna. Vibrationerna från gripklorna kan medföra ett oönskat slitage på ovansida av bron eller ett möjligt tätskikt. Speciellt vid tillfällen då processen måste upprepas flera gånger.

3.1.3.2 Avhjälpande underhåll

Bland åtgärderna vid avhjälpande underhåll av betongbroar ingår att byta ut eller reparera skadade delar, till exempel kantbalkar och dåligt utförda detaljer vid räckesinfästningar eller avvattningsystem. Påkörningsskador av trafik på eller under en järnvägsbro kan medföra att armeringen blottas och börjar rosta. Vid blottad armering kan det bli aktuellt att gjuta ett nytt täcklager.

Stålbroad är på grund av bucklingsrisken betydligt känsligare än betongbroar när det gäller påkörningsskador. En noggrann inspektion är nödvändig för att upptäcka bucklor eller eventuella skador på ytskiktet.

3.1.4 Tidsplanering vid reparationer, montage och byten

Baserat på svaren från enkät A och B, Appendix A, ges i detta kapitel en beskrivning av den tidsplanering som krävs för att göra ett ingrepp på en järnvägsbro.

Det viktigaste vid planering är att hitta en tid och metod som innebär så korta avbrott i trafiken som möjligt. Totalavbrott bör undvikas i största möjliga utsträckning då det innebär stora ekonomiska förluster. Rimlig tid för arbete i spår är en helg eller vid totalt avbrott endast ett par timmar. Nattarbete är ibland nödvändigt, men samtidigt en kostsam metod vid underhåll.

Tidsåtgång vid reparationer eller rutinunderhåll ska i största möjliga mån inte störa trafiken annat än i nödfall. Detta ställer krav på tekniska lösningar som gör det möjligt att genomföra underhåll vid oavbruten trafik.

3.1.5 Planerad utveckling

De broar som byggs idag dimensioneras för en livslängd på 120 år till skillnad från många äldre broar som byts ut efter omkring 70 år. Flera sträckor trafikeras dessutom av tyngre och/eller snabbare tåg, vilket medför ett ökat krav på bärighet och kontroll av dynamisk inverkan då hastigheter överstiger 200 km/h. Nya krav på axellaster innebär för lastfall BV 2000 att broar ska dimensioneras för 33 ton största tillåtna axellast, STAX, medan de för lastfall Malm 2000 ska dimensioneras för 35 ton STAX, Banverket (2007).

För att öka kapaciteten på järnvägen utökas de högtrafikerade sträckorna till dubbelspår. I vissa fall justeras spåren så att sträckorna blir rakare, vilket medför kortare sträckor och tillåter högre hastigheter. Istället för att planera en järnvägssträckning runt ett hinder innebär dagens utveckling att fler hinder korsas och fler broar och tunnlar byggs än tidigare. Botniabanan är ett exempel, där 150 broar byggts på en sträcka av 19 mil. De kortare broarna har där valts att konstrueras som rambroar, då dessa är enkla lösningar med få detaljer, enligt svar på enkät A, Appendix A.

Antalet järnvägsbroar per mil nyproducerad järnväg skiljer sig mellan varje projekt och står också i direkt relation till aktuell terräng. Sverige är ett land med en varierande topografi, från de tätbefolkade storstäderna till de öppna landskapen. Då järnvägsnätet är mer utbyggt i de södra delarna i Sverige görs förhållandevis fler byten där. Samtidigt planeras kontinuerligt nya sträckningar i de norra delarna av landet, enligt svar på enkät A, Appendix A.

3.1.6 Fördelar och nackdelar med dagens konstruktioner

Detta kapitel baseras helt på de svar som getts på enkät A, appendix A.

I den mån det är möjligt väljer Banverket idag att bygga järnvägsbroar i betong. Orsaken till att de väljer betong är materialets goda egenskaper med avseende på livslängd och underhåll. Betong är billigt och kräver lite underhåll. Stålspriset har dessutom stigit kraftigt, vilket gör stålkonstruktioner dyra att tillverka.

En av nackdelarna med att använda betong är att materialet är känsligt för vägsalter, vilket kan bli farligt för järnvägsbroar med underliggande bilväg eller saltade gångvägar. Vid fuktinträngning i betong kombinerat med en låg temperatur finns det risk för frostsprängning, vilket kan leda till att det skyddande betonglagret lossnar och armeringen rostar.

Stål möjliggör slanka och därmed lätta konstruktioner, vilket ger ett enklare montage och en billigare grundläggning jämfört med betong. I de fall en stålbro byts ut ersätts den oftast av en ny stålbro. Detta beror på att landfästet är anpassat till en vikt som gör det svårt att använda sig av en tyngre konstruktion. I flera fall är även konstruktionshöjden avgörande och stålets egenskaper vid slanka konstruktioner lösningen.

Stålbroad kräver i förhållande med betongbroar mycket underhåll då stålet måste målas om ungefär vart 30:e år för att undvika rostangrepp. Dessutom måste en noggrann uppsamling av blåstringsstoffet tillgodoses då det är klassat som miljöfarligt avfall.

Risken för skador vid påkörning eller annan yttre åverkan är större för stål, då materialet är känsligt för buckling och knäckning. En påkörningsskada kan innebära en omfattande reparation på en stålbro, medan en betongbro i de flesta fall klarar sig med lindrigare skador.

3.1.7 Banverkets tankar om träbroar

Under intervjuerna har flera tankar och frågor kring järnvägsbroar i trä dykt upp. Områden som berörts listas nedan.

- Brandrisk vid direkt antändning men även vid gnistbildning av inbromsningar.
- Tätskiktets livslängd, med hänsyn till slitage från ballast, då detta ger direkta konsekvenser för konstruktionens livslängd.

- Materialets beständighet med avseende på röta, mögel och svamp, vilket grundar sig i dåliga erfarenheter av träslipers.
- Utmattningsbrott i brokonstruktion och detaljer.
- Omfattande underhållet för befintliga träbroar.
- Dynamiska krav på träbroar för höghastighetståg.

3.2 Diskussion och slutsatser

Banverket äger övervägande betongbroar, vilket till största del beror på betongkonstruktionernas beständighet och enkla konstruktionslösningar. Då stål väljs som konstruktionsmaterial beror det ofta på att lätta och slanka konstruktioner eftersträvas, vilket är bundet till krav på landfäste respektive konstruktionshöjd.

En konsekvens av att Banverket främst arbetar med betong och stål inom brokonstruktion är att kunskapen om trä är mindre, vilket avspeglar sig i attityden till materialet. Det finns en delad uppfattning om möjligheterna att använda trä som konstruktionsmaterial för en järnvägsbro. Flera av de anställda inom Banverket är nyfikna och intresserade av träbroar då de har sett fördelar vid GC- och vägbroar. Genom att öka kunskapen om trä som konstruktionsmaterial kan inställningen till och förutsättningarna för ett alternativ i trä förbättras.

I juli 2007 uppgick antalet järnvägsbroar i Sverige till omkring 3660 stycken. Av dessa byts varje år 10-15 broar ut. Därutöver dras nya järnvägssträckor och nya broar planeras. Fördelningen av järnvägsnätet i Sverige är övervägande koncentrerad till de södra regionerna och de större städerna. Detta medför fler nya sträckningar i de norra regionerna medan det mestadels sker utbyten i de södra. Marknaden för produktion av järnvägsbroar är stabil och ett alternativ i trä har i och med det en god chans att etablera sig.

Den vanligaste spannlängden är 13-14 meter, men då över 10 % av brobeståndet utgörs av broar med spannvidder kortare än 3 meter visar statistiken på att en stor del av brobeståndet i Sverige utgörs av spannlängder däremellan. Det är därför av intresse att basera utformningen av träbron i detta intervall.

Banverket värdesätter låga kostnader på montage, produktion och underhåll. Vid val av en konstruktion prioriteras ofta en lösning där få ingrepp behöver utföras under dess livslängd. Arbeten vid montage måste dessutom planeras och kunna utföras så lätt att de i minsta möjliga mån påverkar trafikflödet. Totalstopp måste undvikas, vilket medför att montage på högtrafikerade sträckor ska ske inom ett par timmar.

Det finns flera montagemetoder, vilka kan anpassas efter projekt och på så sätt förenkla montaget. Med en brobytesvagn kan bron lanseras direkt från spåret, men avgränsar i gengäld brobredden till 4,5 meter på grund av hinder utmed vägen. Då träkonstruktioner i allmänhet är mycket lätta kan det även vara lönsamt att utveckla nya lanseringsmetoder där exempelvis kran och tåg vagn kan kombineras.

Underhåll för broar kan delas in i förebyggande och avhjälpande underhåll. Det förebyggande underhållet har en mindre del i underhållsbudgeten och det är därför av stor vikt att detta underhåll inte upplevs för omfattande. Särskilt detaljkonstruktioner bör utformas för att möta detta önskemål.

Trä som inte ventileras är känsligt för väta. Detta gör att tätskiktet direkt påverkar träbrons livslängd och är en teknisk detalj som måste utformas för att tåla väntat slitage. Att byta ut ett tätskikt är ett omfattande ingrepp på en järnvägsbro och ska i största mån undvikas. Följaktligen måste tätskiktet konstrueras på ett sådant sätt att livslängden maximeras.

Idag dimensioneras järnvägsbroar för 120 år, medan de broar som byts ut har varit i bruk i ca 70 år. Hur en lämplig livslängd för en träbro kan fastställas är inte helt självklart. Träkonstruktioner har i rätt miljöförhållanden överlevt långt över 120 år och med förutsatt underhåll finns ingen grund för att motivera en kortare livslängd för en träbro än för ett alternativ i betong eller stål.

Ökade krav på järnvägen innefattar högre laster och snabbare tåg. Genom att bygga rakare spår förbättras förutsättningarna för höghastighetståg. Då hinder måste korsas istället för att undvikas ger det i kuperad terräng fler broar.

Ett av målen med förundersökningen var att få en inblick i de kostnader som är relaterade till ett broprojekt inom järnvägen. Då alla projekt har unika förutsättningar i form av underhåll, montage och platsspecifika produktionsmöjligheter visade det sig inte vara genomförbart att utföra en kostnadsanalys. Banverket eftersträvar en mer noggrann uppföljning och dokumentering av sina projekt, vilket i framtiden kan innebära en lättare genomförd kostnadsanalys.

De slutsatser vi har kunnat dra utifrån sammanställningen är listade nedan.

- Marknaden för järnvägsbroar är stabil.
- Intressanta spännvidder för fortsatt arbete är 3-14 meter.
- Tätskiktet på en järnvägsbro i trä måste skyddas mot mekaniserat underhåll och slitage av ballast.
- Detaljer bör utformas för att minimera underhållet av en järnvägsbro.
- Lätta konstruktioner innebär en fördel vid byten av broar där gamla landfästen nyttjas. Montaget blir även lättare att genomföra då det kan utföras med mer flexibla metoder
- Det är viktigt att effektivisera montagemetoder då arbetstiden i spår är hårt reglerad på högtrafikerade sträckor.
- Kostnadsanalysen är ett område för fortsatta studier.

4 Beständighet hos trä och limträs mekaniska egenskaper

4.1 Beständighet

Den naturliga beständigheten hos trä varierar mellan olika sorter, men gemensamt för gran och furu är att de är uppbyggda av kärnved och splintved. Splintveden utgörs av de yttre lagren av trädet och har ett naturligt lågt motstånd när det gäller biologisk nedbrytning. Kärnveden i mitten av trädet har en bättre hållbarhet på grund av ämnen som efterlämnas i träcellerna när splintveden omvandlas till kärnved, Ritter (1992).

Även då trä är mottagligt för biologiska angrepp under vissa omständigheter är det ett beständigt material då det skyddas mot fukt. Dagens brokonstruktioner i trä skyddas mot både fukt och solljus genom konstruktivt träskydd. Som kan träkonstruktionen behandlas med impregnering, vilket är ett kemiskt träskydd som skyddar mot angrepp av träförstörande organismer som rötsvampar, missfärgande svampar och insekter. Impregneringsmetoder kommer inte att beröras mer ingående i denna rapport.

4.1.1 Fuktinnehåll

Trä är ett hygroskopiskt material, vilket innebär att det suger upp vatten i fuktiga miljöer och avger vatten i torra miljöer. Materialet upptar fukten tills fibermättnadsgraden är nådd och fyller därefter träcellerna.

Trä är även ett anisotropt material, vilket innebär att det har olika egenskaper i olika riktningar (radiellt, tangentiellt och longitudinellt i förhållande till fiberriktningen). En förändrad fuktkvot innebär därför att materialet kommer att svälla eller krympa i tre riktningar, där den största rörelsen kommer att uppträda tangentiellt mot fiberriktningen. För limträbalkar innebär volymändringar att det kan uppstå inre spänningar tvärs fibrerna som kan ge skador i form av sprickbildning. Dessa sprickor har sällan någon större betydelse för styvhet och hållfastheten. Däremot kan sprickor ge möjlighet för fukt att ta sig in i träet.

4.1.2 Biologisk nedbrytning

Under gynnsamma förhållanden kan träkonstruktioner klara långa perioder utan att utsättas för någon form av biologisk nedbrytning. Det finns olika typer av biologisk nedbrytning av träprodukter. Materialet kan utsättas för bakterie-, svamp- och insektsangrepp. Dessa olika organismer har utvecklats med förmågan att använda träet på ett sånt sätt att dess egenskaper förändras. För vissa utgör trä en näringskälla medan andra endast använder materialet för att söka skydd. En förutsättning för att bakterie- och svampangrepp ska kunna ske är tillgången på fukt och syre.

4.1.2.1 Bakterie- och svampangrepp

Bakterier är encelliga organismer som tillhör de vanligaste organismerna på jorden. I våta miljöer kan bakterier påverka trä genom att mjuka upp ytan och öka permeabiliteten. Angrepp från bakterier är ofta en långsam process men kan orsaka skador i fall där obehandlat trä helt och hållet täcks av vatten under längre perioder.

Det går att urskilja två typer av svampar; missfärgande och förstörande svampar. Av dessa utgör den förstnämnda inte ett hot mot hållfastheten hos materialet men påverkar ofta det estetiska värdet. I det andra fallet finns det ett direkt samband mellan angreppet och en minskande hållfasthet hos materialet då svampen använder träet som näringskälla. Angrepp av den här typen kräver en fuktkvot över fibermättnadsgraden och en temperatur över 15 grader, Kliger (2007). Om fuktkvoten i träet är lägre än 20 % kommer det inte att ske några angrepp av nedbrytande svampar, Henriksen (1997).

4.1.2.2 Insektsangrepp

Det finns två insekter som angriper trä i Sverige, den vanliga möbelskalbaggen (*Anobium punctatum*) och husbocken (*hylotrupes bajulus*), Blass m.fl (1995a). Den senare anses vara den som orsakar mest skada hos trä men angriper endast splintveden. Tecken på insektsangrepp kan vara spår eller gångar, men i vissa fall så är det knappt synbara ingångshål som vittnar om ett angrepp. Insekterna kan också förmedla svampsporer som ytterligare bidrar till nedbrytning av träet. Trä med en fuktkvot lägre än 10 % utsätts inte för några angrepp av insekter, Ritter (1992).

4.1.3 Ultraviolett strålning

Om trä utsätts för UV-strålning sker en kemisk reaktion som bryter ner ligninet nära träytan. Det är denna reaktion som ger oskyddat trä den karakteristiska gråa färgen och ökar risken för att sprickor ska utvecklas i fiberriktningen. Processen är långsam och kan bryta ner trä med en hastighet av 0.5 cm per decennium, Ritter (1992). Den påverkar inte hållfastheten nämnvärt utan nästan uteslutande det estetiska värdet.

4.2 Träets påverkan av variationer i temperatur och vid brand

Trä utsatt för höga temperaturer får en minskad tålighet och styvhet. Om materialet under en kortare tid utsätts för temperaturer runt 95-100 grader är den inledande påverkan helt reversibel. Om materialet under en längre tid utsätts för temperaturer över 65 grader kan däremot permanenta skador uppkomma på grund av kemiska processer i träet, Cesaro och Piva (2003).

Vid extrema temperaturer eller om materialet utsätts för öppen låga kan de yttre lagren av träet fatta eld. Tillförs nog stora mängder energi så omvandlas materialet under lågan till kol samtidigt som förbränningsbara ångor avges. Dessa ångor antänds

sedan vid kontakt med syret i omgivningen och utgör bränslet vid den fortsatta branden. När träet fortsätter brinna kommer bildar kolet ett isolerande lager och mindre förbränningsbara ångor avges. Detta leder till att förbränningshastigheten saktas ned, Ritter (1992). Då trä brinner gör dess låga värmeledningsförmåga i kombination med det isolerande kollagret att värmen sprids sakta till de inre delarna av träet, vilket gör att det inre materialets hållfasthet bevaras under en längre tid. Trädelar som utsätts för brand kan bära en last som motsvarar kapaciteten hos den inre delen av tvärsnittet. Små tvärsnitt är känsligare än stora då kolbildningen förstör en procentuellt större del av tvärsnittet. Stora tvärsnitt är ofta tåliga mot brand då mängden energi som behöver tillföras för att materialet ska fatta eld måste vara stor. På samma sätt är små tvärsnitt känsliga då det räcker med en mindre energimängd för att de ska antändas.

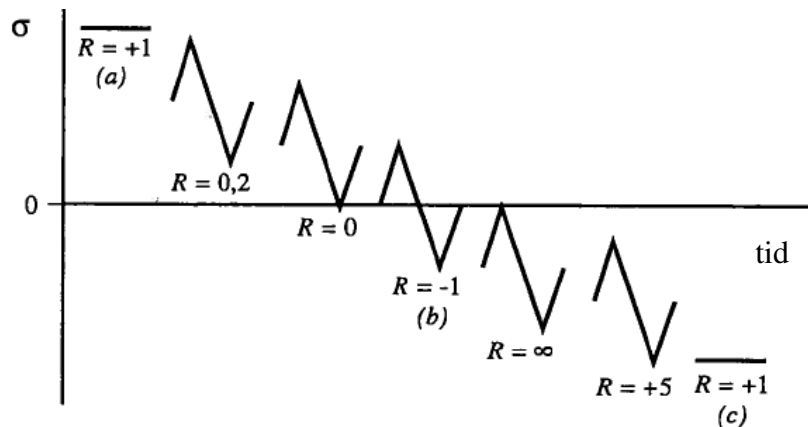
Konstruktiva metoder för att skydda exponerade horisontella träytor, där glöd eller andra värmekällor kan verka direkt mot träet, är att förse bron med plåtar av galvaniserat stål eller bitumenmattor med sten i. Metoderna har utvecklats och rekommenderas av AREMA (2007). Bron behöver även hållas ren från allt brännbart material, till exempel gräs, kvistar och löv, som kan utgöra bränsle vid en brand.

4.3 Utmattning i trä

Utmattning är den process som medför gradvis ökande och lokalt permanenta förändringar i material som belastas med konstanta eller varierande spänningar och töjningar i en eller flera punkter. Dessa effekter kan efter lång tid eller tillräckligt många variationer leda till sprickor eller brott, Smith m.fl (2003). Det är väl känt att statisk belastade träkonstruktioner får en ökad nedböjning med tiden, krypning. Idag är det accepterat bland ingenjörer att långtidsverkande spänningar har en skadlig effekt på trä.

Under början av 1900-talet ansåg vissa ingenjörer att trä inte kunde påverkas av utmattningseffekter av cykliska spänningar. Detta resonemang lever delvis kvar idag genom ett antagande om ett gränsvärde under vilket spänningsvariationerna inte orsakar utmattningsskador. Detta anses idag vara en fungerande arbetshypotes, Smith m.fl (2003).

Flertalet utmattningsstudier har visat att förhållandet mellan den minsta och den största spänningen, R , har stor inverkan på utmattningshållfastheten i trä vid en cyklisk belastning, Smith m.fl (2003). Utmattningstester enligt Malo (1999) och Malo (2002) belyser kvotens inverkan på infästningar med dymlingar. Antalet lastcykler som leder till brott är mindre vid ett omvänt spänningstillstånd, växlingar mellan drag och tryck, än vid ett enbart positivt eller negativt spänningstillstånd, endast drag- eller tryckspänningar. Kvoten R kommer att växla mellan positiva och negativa värden beroende på spänningstillståndet. För att ge en bättre förståelse för vad teckenväxlingarna hos R innebär ger Blass m.fl (1995b) i figur 4.1 följande förklaring.



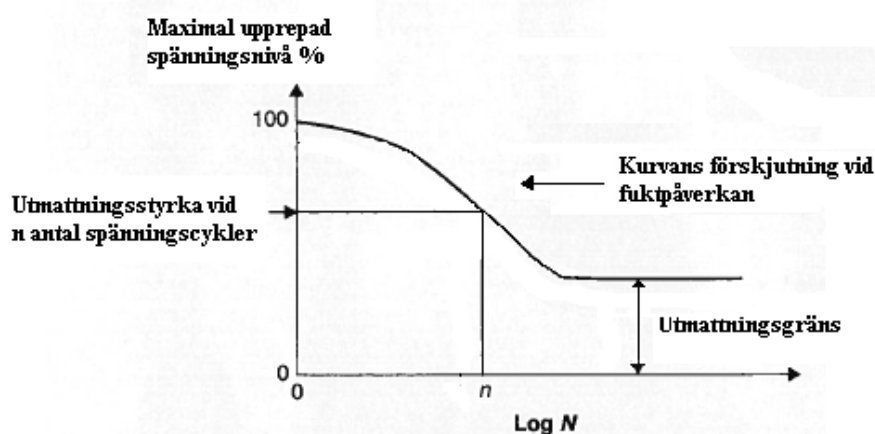
Figur 4.1 Kvoten R för a) statistiskt drag, b) omvänt spänningstillstånd och c) statistiskt tryck, Blass m.fl (1995b)

där

$R = 1$ till 0	Drag – drag
$R = 0$ till -1	Drag – tryck
$R = -1$ till $\pm\infty$	Tryck – drag
$R = \pm\infty$ till -1	Tryck – tryck

Det värsta värdet på R anses enligt Smith m.fl (2003) vara $R = -1$, vilket innebär en kombination av drag- och tryckspänningar där medelspänningen är 0 enligt ovan. Flera förslag till ett kritiskt värde för R har undersökts men åsikterna går delvis isär. Vid negativa värden på R är spänningsamplituden den dominerande faktorn vid beräkning av livslängden och vid positiva värden på R var medelspänningen den dominerande faktorn.

Antalet lastväxlingar till brott påverkas även av fukttinnehållet där ett ökat fukttinnehåll medför ett minskat antal lastcykler till brott. Påverkan anses ske mellan 5 % fuktkvot och fibermättnadsgraden, vilket resulterar i en förskjutning av spännings-lastcykel diagrammet (S-N) som kan ses i Figur 4.2.



Figur 4.2 Spännings-lastcykel diagram (S-N diagram) som visar förskjutningen vid fuktpåverkan, Smith m.fl (2003).

Baserat på de kunskaper som finns tillgängliga presenteras i Smith m.fl (2003) även en empirisk skademodell för trä, vilken är baserad på Palmgren-miners delskadehypotes.

4.4 Limträ

Limträ introducerades under slutet 1800-talet i Tyskland och har sedan dess utvecklats och blivit mycket vanligt inom träkonstruktion, Carling (2001). Under de senaste årtionden har limträbalken blivit den mest använda balken inom träbrokonstruktion, Ritter (1992).

Limträbalkar tillverkas genom att konstruktionsvirke fingerskarvas till önskad längd på lameller, vilka limmas mot varandra med fiberriktningen i längdriktningen och med limfogarna parallella med balkens bredd. För att på grund av fuktrelaterade rörelser undvika inre spänningar i balkarna sammanfogas lamellerna med kärnsidan åt samma håll.

Limträ är teoretiskt och oftast även i verkligheten både starkare och styvare än vanliga sågade träbalkar. I förhållande till egenvikten är limträbalken till och med starkare än stål, Carling (2001). Den höga hållfastheten beror på bindningen mellan lamellerna och spridningen av eventuella defekter i balken. Storleken på balkarna begränsas till stor del av praktiska omständigheter såsom transport, produktionslokal och tillverkningsmaskiner. Limträbalkar prefabriceras, vilket möjliggör en snabb och enkel montering där full last kan belasta konstruktionen direkt efter montage.

Nordiskt limträ tillverkas normalt i Hållfasthetsklassen L40 som motsvaras av GL 32 i den Europeiska standarden Eurocode 5.

4.4.1 Karakteristiska materialvärden för limträ

Karakteristiska materialvärden för limträ går att avläsa i Boverkets konstruktionsregler BKR, se Tabell 3.

Tabell 3 Karakteristiska värden (MPa) för beräkning av bärförmåga och styvhet hos limträ och limmat konstruktionsvirke, Boverket (2003)

Glued laminated timber ¹	L40	L30	LK30	LK20
Glued structural timber			LK30	LK20
<i>Strength properties</i>				
Bending parallel to grain, f_{mk}	33 ³	26 ³	30	24
Tension parallel to grain, f_{tk}	23	17	20	16
Tension perpendicular to grain, f_{t90k}	0.5	0.5	0.5	0.5
Compression parallel to grain, f_{ck}	36	29	29	23
Compression perpendicular to grain, f_{c90k}	8	7	7	7
Longitudinal shear, f_{vk} ²	4 ⁴	3	3	3
<i>Stiffness properties for calculation of resistance</i>				
Modulus of elasticity E_{Rk}	10 400	8 700	8 700	6 900
Shear modulus, G_{Rk}	700	600	600	450
<i>Stiffness properties for calculation of deformations</i>				
Modulus of elasticity parallel to grain, E_k	13 000	12 000	12 000	10 500
Modulus of elasticity perpendicular to grain, E_{90k}	450	400	400	350
Shear modulus, G_k	850	800	800	700

4.4.2 Dimensionerande materialvärden för limträ

För att beräkna de dimensionerande materialvärdena i brott- och bruksgräns beaktas lasternas varaktighet och konstruktionens klimatklass.

4.4.2.1 Dimensionerande materialvärden i brottgränstillstånd

Dimensionerande värden för hållfasthet och bärförmåga i brottgränstillstånd ges enligt Boverket (2003), kapitel 5:31

Dimensionerande värde för längsskuvning beräknas enligt

$$f_{vd} = \frac{\kappa_r \cdot f_{vk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (4.1)$$

Dimensionerande värde för böjning parallellt med fibrerna beräknas enligt

$$f_{md} = \frac{\kappa_r \cdot f_{mk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (4.2)$$

Dimensionerande tryck vinkelrätt fibrerna beräknas enligt

$$f_{c90d} = \frac{\kappa_r \cdot f_{c90k}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (4.3)$$

där

f_{vk}	karakteristiskt värde för längsskjuvning [Pa]
f_{mk}	karakteristiskt värde för böjning parallellt med fibrerna [Pa]
f_{c90k}	karakteristiskt värde för tryck vinkelrätt fibrerna [Pa]
γ_n	partialkoefficient för säkerhetsklass, enligt säkerhetsklass 3
γ_m	partialkoefficient för bärförmåga
κ_r	omräkningsfaktor som beaktar inverkan fukt och lasternas varaktighet

4.4.2.2 Dimensionerande materialvärden i bruksgränstillstånd

Dimensionerande materialvärden i bruksgränstillstånd beräknas enligt BKR, kapitel 5:32

$$E_d = \frac{\kappa_s \cdot E_k}{\gamma_m} \quad (4.4)$$

där

E_k	karakteristiskt grundvärde på elasticitetsmodulen vid deformations beräkningar i bruksgränstillstånd [Pa]
γ_m	partialkoefficient för bärförmåga
κ_s	omräkningsfaktor som beaktar klimatklass och belastningens varaktighet

4.4.2.3 Storlekseffekt, κ_h

Brott sker ofta vid ojämnheter, då dessa ger upphov till spänningskoncentrationer. I samband med att volymen trä ökar blir defekterna i materialet fler och hållfastheten

minskar. Detta kallas storlekseffekt och är viktigt att ta hänsyn till vid dimensioneringen av limträkonstruktioner. Vid böjning och dragning parallellt med fibrerna kan f_{mk} och f_{tk} korrigeras genom att multipliceras med faktorn κ_h , enligt ekvation (4.5).

$$k_h = \min \begin{cases} 1.15 & h \leq 0.3m \\ \left(\frac{0.6}{h}\right)^{0.2} & 0.3m < h < 0.6m \end{cases} \quad (4.5)$$

4.4.2.4 Partialkoefficient för bärförmåga, γ_m

I brottgränstillstånd sätts partialkoefficienten till 1.25. I fall där en liten spridning av hållfasthetsegenskaperna kan förväntas är det möjligt att sätta koefficienten till 1.15 för att ta hänsyn till att materialet har en högre hållfasthet. I bruksgränstillstånd får partialkoefficienten sättas till 1.0, enligt Boverket (2003).

4.4.2.5 Omräkningsfaktorer, κ_r och κ_s

För att ta hänsyn till lastvaraktighet och klimatklass används omräkningsfaktorer för brottgränstillstånd, κ_r , respektive bruksgränstillstånd, κ_s , enligt Tabell 4 och 5. Olika lasters varaktigheter klassas i Boverket (2003) och sammanfattas i Tabell 6. Klimatklasser beskrivs i Tabell 7.

Tabell 4 Omräkningsfaktorn κ , för beräkning av bärförmåga hos konstruktionsvirke och limträ i klasserna 0, 1, 2 och 3. Med tillägget att för klimatklass 3 ska multipliceras med en ytterligare faktor av 0,85, Boverkets (2003).

Hållfasthetsklasser	Kortvarigaste last i en lastkombination ²		
	P eller A	B	C
f_m, f_t, f_c, E_R, G_R			
L40, K35	0,60	0,75	0,85
L30, K30, LK30	0,65	0,80	0,90
K24, LK20	0,70	0,85	1,00
K18, K12	0,75	0,90	1,00
f_{t90}			
alla klasser	0,40	0,60	0,80
f_{c90}, f_v			
alla klasser	0,60	0,75	0,85

(BFS 1998:39)

Tabell 5 Omräkningsfaktorn, κ_s , för beräkning av styvhet hos konstruktionsvirke och limträ, Boverket (2003)

Lasttyp ¹	Klimatklass 0 och 1	Klimatklass 2	Klimatklass 3
P	0,55	0,45	0,3
A	0,65	0,55	0,4
B	0,8	0,7	0,55
C	1,0	0,9	0,8

Tabell 6 Lastgruppering med hänsyn till lasters varaktighet, Boverket (2003)

Lasttyp	Sammanlagd varaktighet	Exempel på lasttyper ¹
<i>Permanent last</i>		
Lasttyp P	mer än 10 år	Egentyngd av permanenta byggnadsverksdelar.
<i>Variabel last</i>		
Lasttyp A	mellan 6 månader och 10 år	Den bundna lastdelen av nyttig last av inredning och personer. Snölast med vanligt värde.
Lasttyp B	mellan 1 vecka och 6 månader	Den fria lastdelen av nyttig last av inredning och personer. Vindlast med vanligt värde. Snölast med karakteristiskt värde. Last på betongformar och liknande provisoriska konstruktioner.
Lasttyp C	mindre än 1 vecka	Vindlast med karakteristiskt värde. Enstaka koncentrerad last på yttertak.

(BFS 2003:6)

¹ Angivna exempel är endast avsedda som allmänna råd.

Tabell 7 Definition av klimatklasserna 0-3, Boverket (2003).

Klimatklass 0	Karakteriseras av en miljö vars relativa fuktighet endast under några få veckor per år överstiger 65 % och i genomsnitt inte överstiger 40 %.
Klimatklass 1	Karakteriseras av en miljö vars relativa fuktighet endast under några få veckor överstiger 65 % och aldrig når 80 %.
Klimatklass 2	Karakteriseras av en miljö vars relativa fuktighet endast under några få veckor per år överstiger 80 %.
Klimatklass 3	Karakteriseras av en miljö som ger ett större fuktinnehåll i trämaterialen än det som svarar mot klimatklass 2.

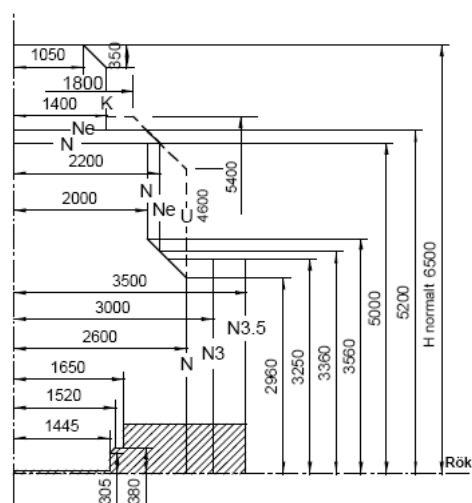
5 Tekniska krav för en järnvägsbro

De tekniska förutsättningar och krav som ligger till grund för en möjlig järnvägsbro i trä kommer i följande avsnitt presenteras med hänvisning till Banverket (1998), Banverket (2006) och Banverket (2007).

5.1 Normalsektion

Normalsektionen för fria rummet anger det utrymme utmed spåret inom vilket fasta föremål inte får förekomma.

Vid nybyggnad ser Banverket helst att broar uppfyller kravet på en fri bredd enligt N3.5, se Figur 5.1, vilket ger en fri bredd på 3,5 meter. Vid ombyggnad ska samma krav försöka eftersträvas, vilket gör att inga kurv- eller lutningstillägg för bredden behövs, Banverket (2007a).



Sektion N	gäller i allmänhet
Sektion N3	gäller vid långsträckta hinder längre än 1 m och kortare än 15 m.
Sektion N3.5	gäller vid långsträckta hinder längre än 15 m.
Sektion Ne	gäller för elektriskt förande konstruktioner
Sektion K	Utrymme för strömvtagare på elektrifierade linjer.
Sektion U	undersökningssektionen se kapitel 3.5

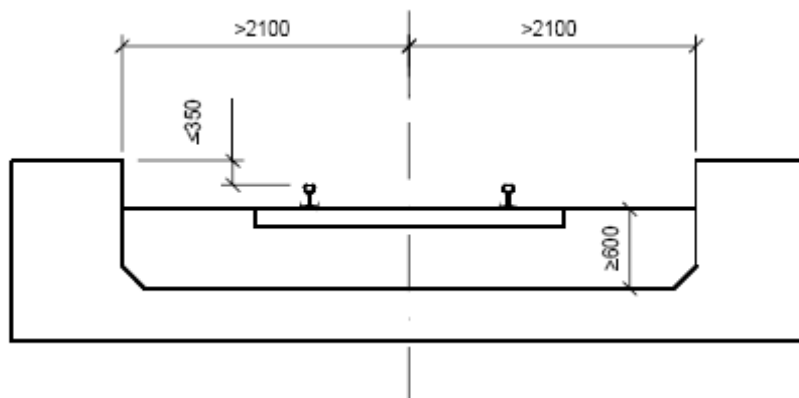
////// Inom strekat utrymme får endast finnas anordningar som är nödvändiga för järnvägsdriften.

Figur 5.1 Normalsektionen för det fria rummet, Banverket (1998)

Vid ett brobyte kan ofta de gamla landfästena och mellanstöden användas. Till följd av att kravet på hur bred bankroppen ska vara har förändrats med åren skiljer sig kraven på broar vid byten från broar där landfästen och stöd nyproduceras. På gamla bansträckningar är landfästen ofta utförda med bredder från 4.5 meter till skillnad från nybyggda landfästen som ofta konstrueras 7 meter breda, Kronborg (2007).

Brobalkar ska normalt placeras utanför normalsektionen, men kan undantagsvis placeras högst 350 mm över räls överkant, RÖK, och minst 2100 mm från spårmit, se Figur 5.2. Eventuella kurvillägg tillkommer, Banverket (1998).

Kravet på den fria bredden mellan räcken kommer att beaktas vid utformningen av träbron.



Figur 5.2 Fritt utrymme kring spår, Banverket (2007a)

5.2 Tätskikt

För att skydda en brobanepatta av trä från inverkan av fukt är vattenisolering helt nödvändig. Då det är mycket omständligt att byta ut ett tätskikt är det inte troligt att det blir aktuellt under bronns livslängd och därmed är det av största betydelse att utforma isoleringen med en mycket hög hållbarhet.

En metod som används då betongbroar förses med tätskikt är att spruta epoxitjära, akrylat alternativt polyuretan på broplattan. Enligt Vägverket (2004) ska tätskiktet på brobanepattor av trä utformas som isoleringsmatta och alternativa metoder kommer därmed inte att utvärderas i denna rapport.

5.2.1 Bitumenbaserad isoleringsmatta

Isoleringsmattan består av en armerad stomme genomimpregnerad med bitumen. Mattan är 4-6 mm tjock och läggs ut i vägbanans längdriktning. Den rullas ut och värms med hjälp av en gasolbrännare innan den trycks mot brobanan. För att isoleringsmattan ska fästa på broplattan behandlas träytan med primer av polymermodifierad bitumenlösning.

5.2.2 Slitlager

Järnvägsbroar utförs vanligtvis utan slitlager, då lastspridning genom ballast medför lindrigare nötning mot brokonstruktionen än trafiklasten utgör på en vägbro. Nötning orsakad av ballast kan likväl på sikt skada tätskiktet och fördärva den avsedda funktionen. Då tätskiktet inte längre ger fullt skydd innebär det mer omfattande

konsekvenser för trä än för betong och stål. Ett tätskikt på en träbro måste därför skyddas från allt yttre slitage.

Gjutasfalt är hårt nog att klara det slitage som kommer av ballastens nötning. Då gjutasfalten endast gjuts horisontellt måste tätskikt på ballaststöd av trä skyddas med exempelvis skivor monterade utmed stöden.

5.3 Ballast

Järnvägsbroar utformas i största möjliga utsträckning med genomgående ballastbädd. Endast i undantagsfall utförs broar utan ballast, då det är svårt att korrigera rälsen med direktupplagd slippers.

Ballastdjupet ska vara minst 600 mm, vilket underlättar det mekaniska underhållet. Lokalt, till exempel vid fogkonstruktioner, kan ballasttjockleken behöva minskas. Det bör dock vara minst 300 mm ballast under slipern. För att skapa sidostabilitet är det viktigt att ballastens omsluter sliprarna och gärna når en bit utanför slippersändarna. Syftet med ballastbädden är även att ge tågtrafiken en tyst och jämn gång, utjämna styvhetsskillnader längs banan, möjliggöra ett mekaniserat spårunderhåll samt underlätta spårjusteringar såväl i höjd- som sidled, Banverket (2007a).

För att ballasten ska hålla formen skapas friktion i ballastmaterialet med hjälp av jämnstora partiklar av kubisk form och skarpa kanter. Materialet i ballasten måste följaktligen vara hårt och nötningsbeständigt så att inte materialet smulas sönder och sjunker ihop.

5.4 Brodetaljer

Detaljlösningar påverkar livslängden för en bro och det är därför viktigt att konstruera dem enligt norm för träkonstruktioner.

5.4.1 Räcke

Räcken monteras på järnvägsbron som arbetsskydd och dimensioneras därmed inte för urspårning. Broräcken som inte ansluts till räcken på vingmuren ska avslutas med sista räckesståndaren placerad 200 mm från kantbalkens ände. Vidare ska toppföljaren på räcket ligga på minst 1400 mm avstånd över gångbanans yta om den är upplåten för allmänheten. I annat fall kan kravet sänkas till 1100 mm. I det fall räcken monteras direkt på huvudbärverket kan de fästas på ovansidan eller på utsidan av kantbalken, Banverket (2007)a.

5.4.2 Gångbana

Arbete i spåret kräver plats för gångbanor. Om önskan är att minska bredden på broplattan, och därmed virkesåtgången, kan gångbanor utföras i stål och eftermonteras på träkonstruktionen. Räckets monteras i det fallet på gångbanan, vilket med hänsyn till normalsektionen möjliggör en mindre brobredd.

Gångbanor på broar ska utformas så att det inte finns risk för personskador i de fall ett tåg måste utrymmas över en bro. Detta innebär att brons gångbanor måste ansluta till banken på samma nivå, Banverket (2007a). Problemet går att lösa genom att gångbanan lutar mot slänkrönet eller genom att slänkrönet höjs till räls underkant, RUK. Även en kombination av dem är möjlig. Skillnaden mellan överkanten på gångbanan och den anslutande banken får som mest uppgå till 250 mm, Banverket (2007a).

Om en bro ska transporteras längs banan begränsas brobredden av avståndet till kontaktledningsstolparna, vilket innebär att bron inte kan utföras med fasta gångbanekonsoler. Dessa måste då monteras efter att bron kommit på plats, Banverket (2007a).

5.4.3 Övergångskonstruktioner

En övergångskonstruktion ska vara vattentät och medge tillräcklig rörelse i fogen, Vägverket (2004). Då broms- eller accelerationskraft orsakar större rörelse än 5 mm behövs en dilatationsfog. Stålbroar och betongbroar klarar sig utan dilatationsfog i spåret då avstånd från rörelsecentrum till dilatationsfogen på 100 meter respektive 150 meter.

Då korttidsrörelse är mindre än 80 mm kan övergångskonstruktionen utformas med genomgående ballast över fogen, Banverket (1998).

5.4.4 Ytavlopp

För att inte vatten ska samlas i tråget måste ett system för vattenavrinnig utformas, ytavlopp kan anses vara en mindre bra lösning då alla ingrepp av den karaktären medför risker i form av vatteninträngning i konstruktionen, Jacobsson (2007).

Enligt Banverket (2007a) ska det inbördes avståndet mellan ytavloppen vara högst 10 meter om brons överyta har en lutning i längdled på minst 1 %, om lutningen är större kan avståndet ökas till 20 meter.

5.4.5 Kabelrännor

Kabelränna måste finnas på bron och kan antingen placeras i ballasten, kantbalken, eller monteras på eller under gångbanan. Vid övergången mellan kabelrännan på bron och rännan som ligger i banken måste anslutningen beaktas.

6 Lastanalys

Syftet med detta kapitel är att klargöra vilka laster som kommer att ligga till grund vid de inledande beräkningarna. Lasterna har valts för att skapa ett förenklat lastfall. Förutsättningarna vid val av laster är att bron ligger i rakt spår och att den inte kommer att trafikeras av höghastighetståg. Ingen hänsyn har tagit till excentriciteter som kan uppkomma av lastens placering i tvärled.

I det förenklade lastfallet antas broms- och accelerationskrafter inte påverka bron, vilket är ett antagande som är möjligt att göra enligt Banverket (2006) för brolängder under 10 meter. Detta innebär att de spannlängder som kommer att behandlas vid beräkningarna är 3 meter respektive 9 meter.

6.1 Permanenta laster

Vid dimensionering har ballastens egentyngd satts till 20 kN/m^3 . I vikten antas räls och sliper vara inräknade. Volymen av ballasten har beräknats med ett konstant djup på 0.6 meter över hela bredden. Hänsyn till en möjlig ökning av ballastdjupet, med 0.15 meter, har medräknats i lastkoefficienten för ballasten enligt Banverket (2006).

Limträ av furu eller gran har en egenvikt på 6 kN/m^3 enligt Vägverket (2004).

6.2 Variabla laster

6.2.1 Tåglast BV 2000

De fyra axellasterna får vid konstant ballastdjup spridas som en jämnt fördelad last på 206 kN/m på sträckan 6.4 meter, vilket motsvarar tågets längd. Vagnslasterna har beräknats som en jämnt utspridd last på 110 kN/m som sträcker sig över hela brons längd, se Figur 6.3 .

6.2.1.1 Tåglastens dynamiska inverkan

Accelerationer, retardationer, centrifugalkrafter i kurvor och vibrationer är exempel på dynamiska faktorer som ger upphov till påverkan på banöverbyggnaden. Hastigheten påverkar de dynamiska effekterna genom att förstärka dem vid ökade hastigheter, Andersson (2002).

På broar som trafikeras av tåg med en hastighet under 200 km/h anger banverket att tåglastens dynamiska inverkan ska beaktas genom att den vertikala lasten multipliceras med en dynamisk koefficient D , se ekvation (6.1). Endast krafter som uppkommer av tågets vertikala inverkan ska multipliceras med den dynamiska koefficienten, Banverket (2006).

$$D = 1,0 + \frac{4}{8 + L_{best}} \quad (6.1)$$

där

D är dynamikkoefficienten

L_{best} är bestämmande längd [m]

På broar som trafikeras av tåg med hastigheter över 200 km/h ska en särskild utvärdering av brons dynamiska uppförande utföras. Utvärderingen ska genomföras i hastighetsintervallet 100 km/h till $v_{max} + 20 \%$, där v_{max} är den teoretiskt dimensionerande hastigheten för banan. Kontrollen är viktig för att undersöka om konstruktioner har resonansproblem, lagerlyft och för att begränsa nedböjning och vinkeländringar vid stöd. Resonans kan bidra till ballastinstabilitet eller minskad kontakt mellan spår och fordon.

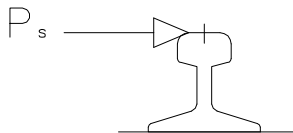
6.2.1.2 Utmattning

Utmattningsberäkningar ska utföras enligt alternativ BV 21.2218 b) Övriga broar, Banverket (2006). Där kollektivparametern har satts till 1 istället för 2/3 vilket är på säkra sidan vid ett typiserat spänningskollektiv. Bron ska dimensionerats för villkoren ställda i Banverket (2006) enligt:

- 2 000 000 spänningscykler för huvudbalk med bestämmande längd ≥ 6 m
- 10 000 000 spänningscykler för huvudbalk med bestämmande längd < 6 m samt för övriga delar

6.2.2 Sidokraft

Sidokraften, P_s , som uppkommer av att tåget slår mot rälsen på ställen där den inte ligger raksträckt ska beräknas enligt Banverket (2006). Kraften verkar som en fri sidokraft vinkelrätt mot RÖK, se Figur 6.2.



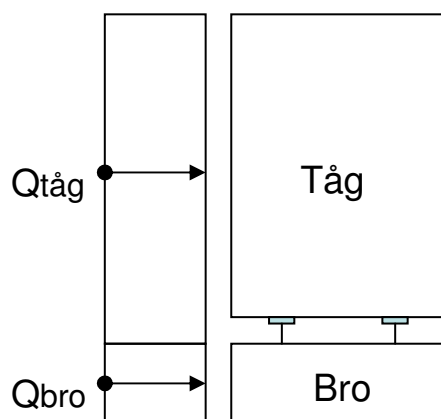
Figur 6.1 Sidokraften, $P_s = 100$ kN

6.2.2.1 Vindlast

Vid samtidig vindlast och trafiklast ska tågets vindyta motsvaras av en rektangel med en höjd från bro underkant till 4 meter över RÖK, se Figur 6.3. Vindens intensitet mot tågets yta ska antas vara 60 % av lasten mot brokonstruktionen. Två olika vindintensiteter beroende av höjden på vilken bron ligger finns givna enligt Vägverket (2004), se Tabell 8.

Tabell 8 Vindlaster givna för olika höjder, Vägverket (2004)

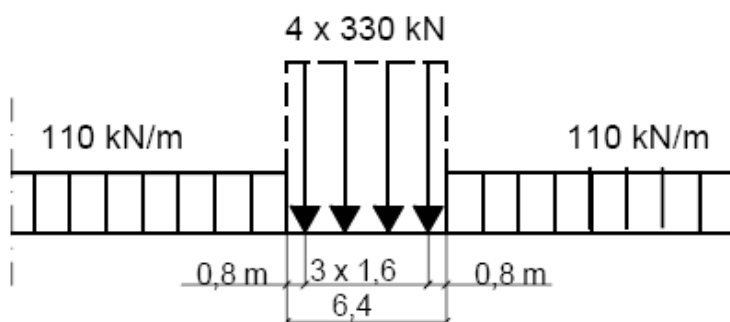
Vindlaster, Q_{vind}	kN/m ²
Intensitet upp till 10 m över terräng	1,8
Intensitet vid höjder större än 30 m över terräng	2,6



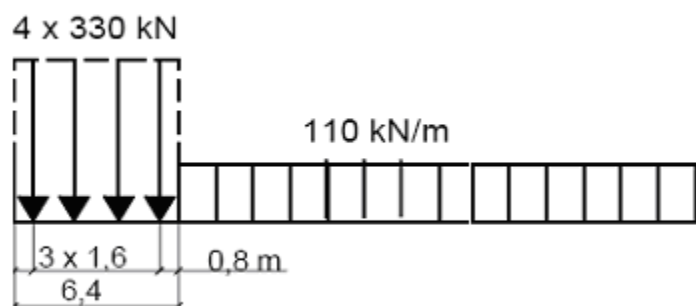
Figur 6.2 Schematisk skiss på vindens inverkan på tåget och bron

6.3 Lastplacering

Vid dimensionering av järnvägsbroar beräknas inverkan av den vertikala tåglasten enligt BV 2000, Banverket (2006). Vid beräkningen av lasteffekt används två olika lastplaceringar för att generera det mest ogynnsamma utfallet. Störst moment fås då axellasterna placeras i mitten av spannet, se Figur 6.3, medan en placering över stöd ger största reaktionskraft, se Figur 6.4.



Figur 6.3 Lastspridning vid maximalt moment (Banverket 2006)



Figur 6.4 Lastplacering vid maximal tvärkraft (Banverket 2006)

6.3.1 Lastkoefficienter, Ψ_γ

Vid dimensionering och analys används olika lastkombinationer för att ge det dimensionerande fallet utifrån huvudlast. Nedan redovisas valda lastkoefficienter för respektive lastkombination.

Brottgränstillstånd: Lastkombination IV:A

För det aktuella lastfallet är tåglasten huvudlast. Värdet på lastkoefficienterna för lastkombination IV:A presenteras i Tabell 9.

Tabell 9 Partialkoefficienter i brottsgränstillstånd

Partial koefficienter IV:A	Ψ_γ
<i>Permanenta laster</i>	
Egentyngd	1,05
Ballast	1,25
<i>Variabla laster</i>	
Tåglast	1,4
Sidokraft	0,6
Vindlast	0,6

Bruksgränstillstånd (nedböjning): Lastkombination V:C

Nedböjning beräknas i bruksgränstillstånd där endast de variabla lasterna beaktas. Värdet på lastkoefficienterna för lastfallet V:C presenteras i Tabell 10.

Tabell 10 Partialkoefficienter vid beräkning av nedböjning

Partial koefficienter V:C	$\Psi\gamma$
<i>Variabla laster</i>	
Tåglast	1

Utmattning: Lastkombination VI

Värdet på lastkoefficienterna för lastfallet VI presenteras i Tabell 11.

Tabell 11 Partialkoefficienter vid beräkning av utmattning

Utmattning VI	$\Psi\gamma$
<i>Permanent laster</i>	
Egentyngd	1
Ballast	1
<i>Variabla laster</i>	
Tåglast	0,8
Vindlast	0,6

7 Preliminär dimensionering av brokonstruktion

En viktig del i dimensioneringsprocessen är att utvärdera vilken beräkningsmodell som lämpar sig bäst. I dagens läge finns ingen utarbetad modell för en träbro belastad med tåglast.

För att i tidigt skede avgöra vilket utslag det dimensionerande lastfallet ger på konstruktionshöjden söktes en förenklad beräkningsmodell. Lastspridningen på en enkelspårig järnvägsbro med ballast ger en jämnt utbredd last, vilket för en brokonstruktion lika bred som lastspridningsbredden inte kommer att generera några tvärgående lasteffekter. Konstruktionen får därmed egenskaper liknande en balk och en preliminär beräkning av konstruktionshöjden utfördes därför enligt balkteori.

Då konstruktionen utformas bredare än lastspridningsbredden medverkar det extra materialet till att göra konstruktionen styvare och minskar därmed nödvändig bygghöjd. Hur stor effekten blir kräver en mer avancerad beräkningsmodell.

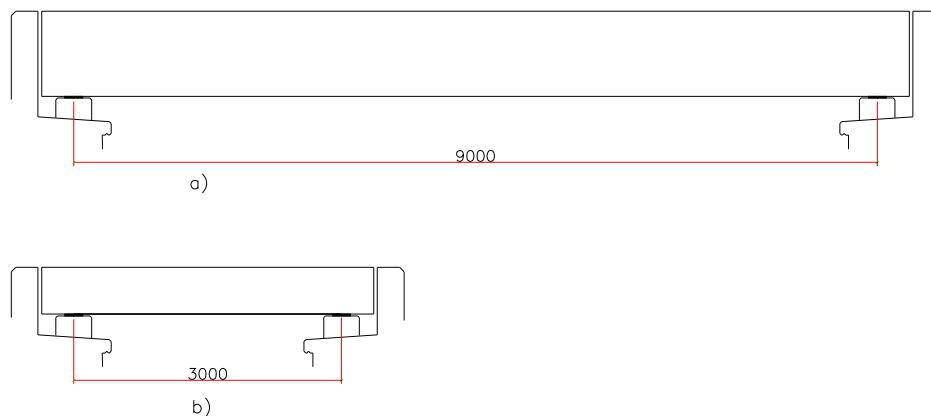
Tomas Svensson på FB-Engineering har som en del i projektgruppen utfört en FE-analys på en 7 meter bred platta av limträbalkar. Resultaten från analysen kommer att ligga till grund för en utvärdering av om en förenklad metod med balkteori ger ett tillräckligt rättvisande resultat vid dimensionering av en platta.

De lasteffekter i tvärled som en platta utsätts för kan inte beräknas med enkla beräkningsmetoder utan har för vägbroar uppskattats utifrån fältstudier och empiriska modeller. Vid beräkning av nödvändig förspänning kommer i detta kapitel beräkningsmodellen som används för vägbroar att jämföras med en modell där minsta förspänning baseras på resultaten från tidigare nämnd FE-analys.

Till grund för de beräkningar som utförts ligger huvudsakligen de svenska bronormerna, BV Bro och Bro 2004. Där information saknas i de svenska normerna har Eurocode och Ritter (1992) utgjort en grund för förståelse och givit kompletterande information.

7.1 Dimensionering enligt balkteori

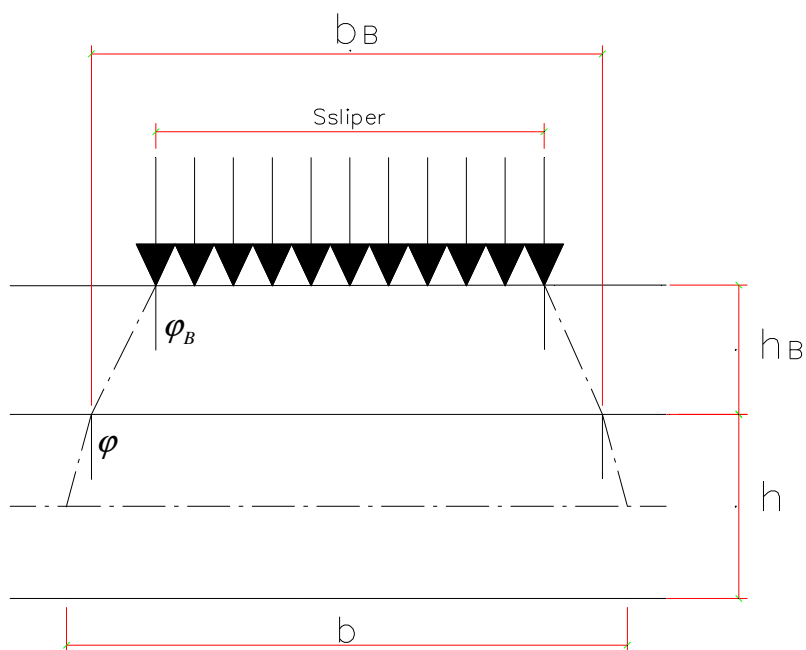
Preliminär dimensionering av brokonstruktionen har utförts genom att med hjälp av balkteori beräkna konstruktionshöjd och nödvändig upplagsbredd. De brolängder dimensioneringen baseras på är den längsta respektive kortaste i det aktuella intervallet, vilket innebär 9 meter respektive 3 meter, se Figur 7.1, medan brobredden antas stämma överens med lastspridningsbredden. Beräkningar utförda enligt balkteori finns bifogade i Appendix B.



Figur 7.1 Schematisk skiss på beräknade brolängder a) Spännvidd 9 meter, b) Spännvidd 3 meter

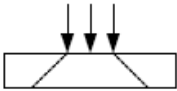
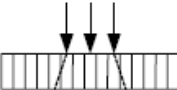
7.1.1 Lastspridning

Belastning på räls ger en jämnt utbredd last genom sliper och spridningen genom ballast ner till neutrala lagret i plattan ger därmed lastspridningsbredden, b , se Figur 7.2. Plattans olika egenskaper i längdled respektive tvärled ger en olikformig lastspridning, vilket representeras av lastspridningsvinklarna, se Tabell 12, Anon (2004).



Figur 7.2 Schematisk bild som visar plattjocklek, ballastdjup och lastspridningen genom ballast och träplatta med spridningsvinklar.

Tabell 12 Tabellerade värden på lastspidningsvinklar, φ , i laminerade trädäck, Anon (2004)

Laminated timber deck plates:		
– in the direction of the grain		45°
– perpendicular to the grain		15°
Plywood and cross-laminated deck plates		45°

Lastspredning under ballast, b_B , beräknas enligt

$$b_B = s_{Sliper} + 2 \cdot h_B \tan(\varphi_B) \quad (7.1)$$

där

s_{Sliper} lastspredning under sliper, enligt Figur 7.2 [m]

h_B ballastdjup under sliper, enligt Figur 7.2 [m]

φ_B är lastspredningsvinkeln i ballast (2:1), enligt Figur 7.2 [-]

Lastspredningsbredden i det neutrala lagret, b , beräknas enligt

$$b = b_B + \frac{h}{2} \cdot \tan(\varphi) \cdot 2 \quad (7.2)$$

där

b_B enligt ekvation 7.1

h är höjden på balken, enligt Figur 7.2 [m]

φ är lastspredningsvinkeln, $\varphi=15^\circ$, enligt Tabell 12 [-]

I längdled beräknas lastspredningsbredd för loklasten enligt

$$l = l_{Lok} + 2 \cdot h_B \tan(\varphi_B) + \frac{h}{2} \cdot \tan(\varphi) \quad (7.3)$$

där

l_{Lok} lokets utbredning enligt lastfall [m]

φ är lastspredningsvinkeln, $\varphi=45^\circ$, enligt tabell 12 [-]

7.1.2 Lasteffekt i brottgräns

För att dimensionera tvärsnittet i brottgränstillstånd beräknas maximalt moment utifrån lastmodellen BV 2000. Vid beräkning av maximal tvärkraft justeras modellen så att störst last placeras över stöd, se Kapitel 6.3.

7.1.2.1 Maximal böjspänning

Enligt balkteori kontrolleras maximal böjspänning, enligt ekvation (7.4), utifrån momenten orsakade av permanent och variabel last.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \quad (7.4)$$

där

M är det böjande momentet [Nm]

I är tröghetsmomentet [m⁴]

y är avståndet till neutrala lagret [m]

Momentet beräknas enligt

$$M = R \cdot \frac{L}{2} - \left(q_u \cdot \frac{L^2}{8} + q \cdot \frac{l^2}{8} \right) \quad (7.5)$$

där

R är reaktionskraften [N]

L är spannlängden [m]

q_u är utbredd last över hela spannet [N/m]

q är utbredd last av lok [N/m]

Den maximala böjspänningen får inte överstiga det dimensionerande materialvärdet för böjspänning. Om den gör det kan konstruktionshöjden ökas för att på så sätt öka tröghetsmomentet.

Storlekseffekten tas hänsyn till genom faktorn k_h , enligt ekvation (4.5).

7.1.2.2 Maximal skjuvspänning

Tvärkraften kan om den är för stor orsaka skjuvbrott. Skjuvspänningen beräknas enligt ekvation (7.6) med reaktionskraften verkande på tvärsnittets area och ska vara mindre än den dimensionerande längsskjuvnings.

$$\tau = \frac{R}{A} \cdot \frac{3}{2} \quad (7.6)$$

där

A är balkens tvärsnittsarea [m^2]

Vid en för stor skjuvspänning måste tvärsnittsarean förstöras. Då bredden är begränsad leder detta krav till en ökad konstruktionshöjd.

7.1.2.3 Kontroll upplagstryck

Det beräknade upplagstrycket får inte överstiga det dimensionerande materialvärdet för tryck vinkelrätt fibrerna. Då reaktionskraften är för stor i förhållande till upplagsytan, kan spänningen orsaka krosskador.

$$\sigma_{90} = \frac{R}{A_{\text{upplag}}} \quad (7.7)$$

där

A_{upplag} är upplagsarean [m^2]

Då upplagstrycket är för stort måste arean för upplaget förstöras, vilket till viss mån kan justeras med bredden på upplaget.

7.1.3 Nedböjning

Nedböjning ska kontrolleras för variabel last i bruksgränstillstånd och inte överskrida kravet på $L/800$ Banverket (2006). För spännvidderna, L , 3 meter respektive 9 meter innebär detta krav:

$$\frac{L}{800} = \left(\frac{3.75}{11.25} \right) \text{mm} \quad (7.8)$$

För utbredd last beräknas nedböjningen enligt elementarfallet

$$\delta = \frac{5 \cdot q_u \cdot L^4}{384 \cdot E_d \cdot I} \quad (7.9)$$

där den dimensionerande elasticitetsmodulen beräknas enligt

$$E_d = \frac{\kappa_s \cdot E_k}{\gamma_m} \quad (7.10)$$

där

E_k är den karakteristiska elasticitetsmodulen [Pa]

κ_s är omräkningsfaktorn som beaktar klimatklass och lastvaraktighet [-]

γ_m partialkoefficient för bärförmåga [-]

Då inget elementarfall finns till förfogande för att beräkna nedböjning av begränsad utbredd last, approximerades loklasten till sex jämnt fördelade axellaster, vilka genom superposition ger ett bidrag till nedböjningen.

Nedböjning av punktlaster beräknas enligt följande elementarfall

$$\delta_p = \frac{P \cdot l \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l^2)}{48 \cdot E_d \cdot I} \quad (7.11)$$

där

P är axellasten [N]

l ges enligt ekvation (7.3)

Precis som böjspänningen beror nedböjningen på yttröghetsmomentet, vilket måste ökas då nedböjningskravet inte uppfylls. Detta sker på mest effektiva sätt genom en ökad konstruktionshöjd.

För att nedböjning på grund av långtidseffekter inte ska ge ett ogynnsamt utslag tillverkas balkarna med överhöjning. Denna beräknas utifrån initiell- och långtidssättning av permanent last enligt ekvation (7.12).

$$\delta_{\delta H} = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{384 \cdot I} \cdot \left(\frac{1}{E_p} + \frac{1}{E_c} \right) \quad (7.12)$$

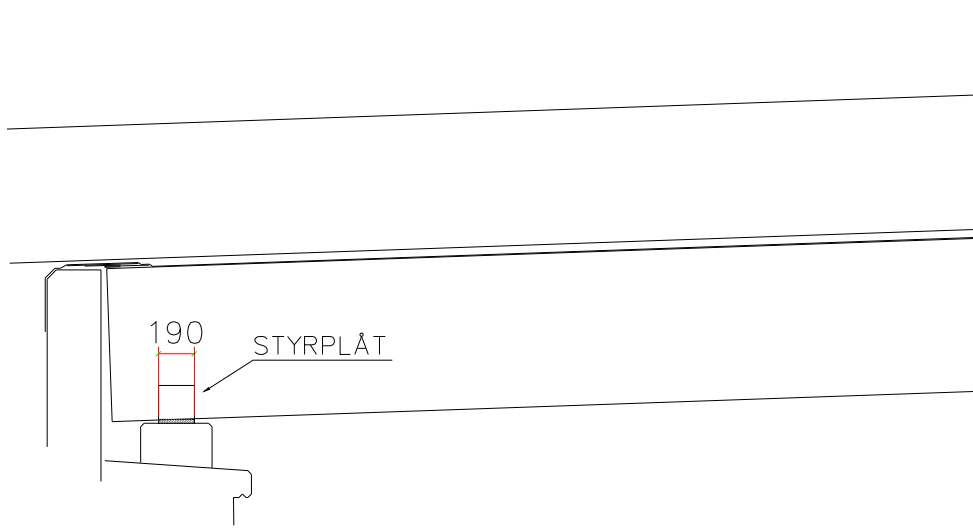
där

q_G är egentyngheden [N/m]

E_p är elasticitetsmodulen för lasttyp P [Pa]

7.1.4 Dimensionering med avseende på horisontell last

För att uppta horisontella krafter verkande på bron i sidled gjuts en styrplåt, se Figur 7.3, in i upplaget. Denna ska dimensioneras för att klara trycket som skapas vinkelrätt limträbalkarna.



Figur 7.3 Bild på styrplåt och lagerpill

Kraft verkande på vardera styrplåten beräknas enligt

$$P_H = \frac{q_{vind} \cdot L + P_S}{2} \quad (7.13)$$

där

q_{vind} är vindlasten [N/m]

P_S är sidokraften [N]

Med en given bredd på styrplåten ges höjden utifrån erforderlig kontaktyta

$$h_{Plåt} = \frac{P_H}{f_{c90d} \cdot b_{Plåt}} \quad (7.14)$$

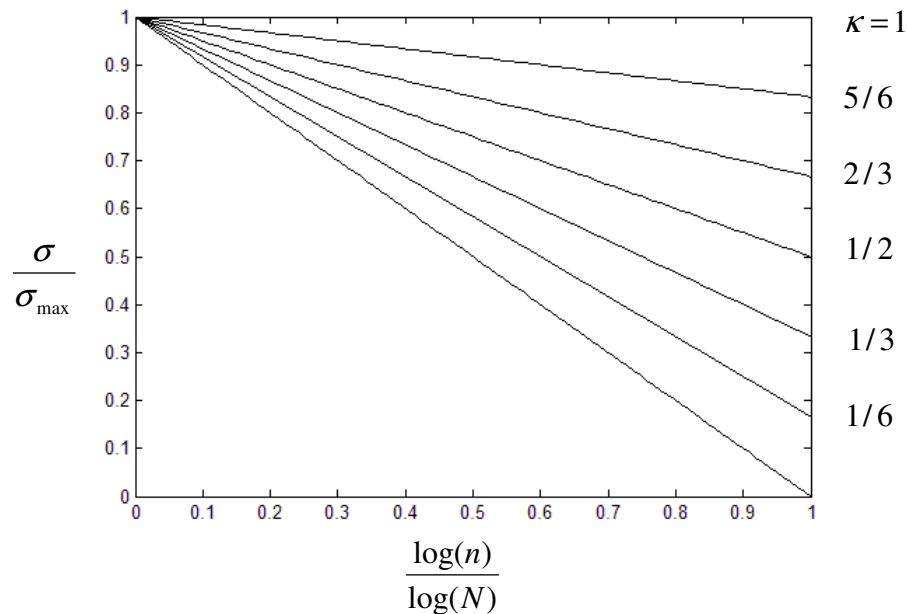
där

f_{c90d} är dimensionerande tryck vinkelrätt fibrerna [Pa]

$b_{Plåt}$ är bredd styrplåt [m]

7.1.5 Utmattning

För vägbroar antas enligt Vägverket (2004) ett spänningskollektiv med konstant spänningsvidd, vilket är en sammanfattning av antal och storlek av spänningsvariationer. En järnvägsbro har däremot ett lastkollektiv med varierande spänningsvidd. Formen på spänningskollektivet beaktas med kollektivparametern, κ , Boverket (2004). Spänningskollektivet kan därmed reduceras till en ekvivalent last. Sambandet mellan kollektivparametern, minsta och maximala spänningen och antal lastcykler visas i Figur 7.4.



Figur 7.4 Bilden visar sambandet mellan kollektivparametern, κ , antalet lastcykler och minsta- och maximala spänningen.

Vid spänningskollektiv med varierande spänningsvidd kan en mer noggrann utvärdering utföras genom att tillämpa Palmgren-Miners delskadehypotes, Anon (2004). Den skada på konstruktionen som spänningen åstadkommer under ett visst antal lastväxlingar är lika med kvoten mellan antalet lastväxlingar och totalt antal lastväxlingar till utmattningsbrott vid den aktuella spänningsvidden. Detta förutsätter att förekomsten av de olika spänningsvidderna är kända och den totala skadan kan då summeras enligt

$$\sum_i \frac{n}{N} \leq 1 \quad (7.15)$$

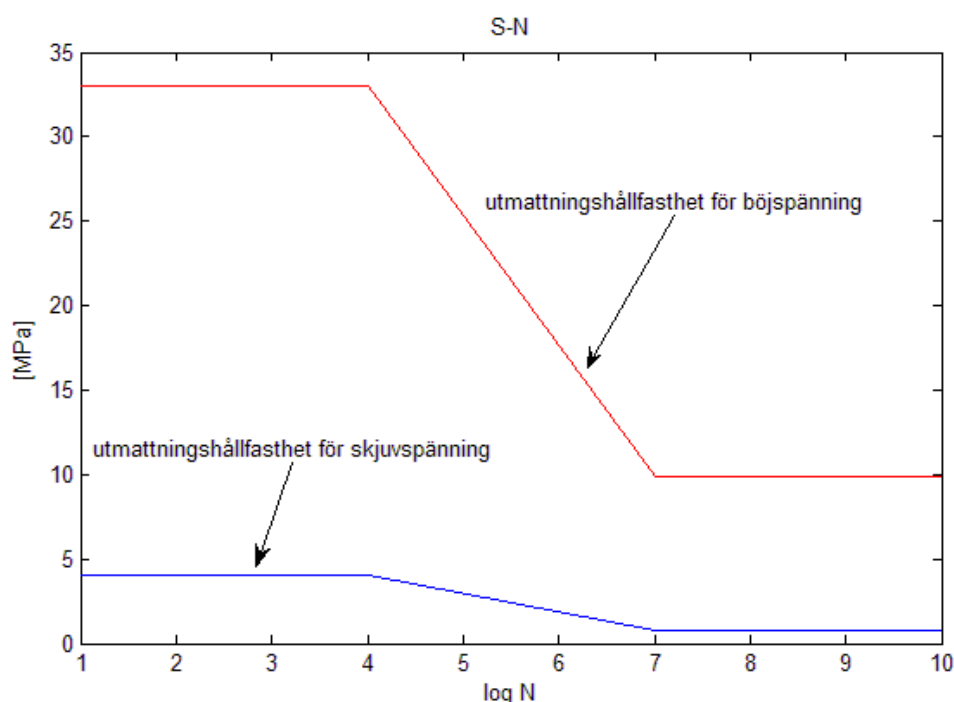
där

n är antal lastcykler

N är antal lastcykler till brott

För trä finns ingen utarbetad metod för att reducera lastcykeltalet eller spänningsvidden. Med antagandet om ett konstant spänningskollektiv, baserat på den största spänningsamplituden, utförs beräkningar på säker sida.

Då utmattningshållfastheten analyseras med avseende på lastcykler används empiriskt framtagna Wöhler-kurvor, även kallade S-N diagram, Vägverket (2004). Utmattningshållfastheten fås i form av ett kritiskt antal cykler, vilka leder till brott vid en bestämd storlek på spänningen, se Figur 7.5. Då dessa cykler är oändligt många kommer ingen utmattningskada ske. Beräkningar som utförts, se Appendix B, visar att utmattningsav träkonstruktionen inte var dimensionerande trots antagandet om ett konstant spänningskollektiv.



Figur 7.5 S-N diagram för L40, anpassat från Vägverket (2004)

För att ta hänsyn till hur lastkollektivet skiljer sig beroende på längden av en bro är antalet dimensionerande lastcykler högre för en kortare bro, då denna blir utsatt för fler spänningsamplituder. Gränsen för när en bro ska dimensioneras för ett högre lastcykeltal är satt till brolängder under 6 meter, Banverket (2006).

7.2 FE-Modell av tvärspänd platta utförd av FB-Enigineering

FE-analysen utfördes i bruksgränstillstånd för beräkning av nedböjning. För att med modellen återge fallet med störst effekt av plattans egenskaper härstammar plattans dimensioner från den i detta projekt största plattan, vilken utifrån tekniska krav, se Kapitel 5.1, är uppskattad till 7m bred. För det längsta spannet på 9 meter beräknades,

enligt Appendix B, i tidigt skede en ungefärlig balkhöjd på 0.9m, vilken FE-modellen även utgått ifrån. Indata till FE-modellen presenteras i Tabell 13.

Tabell 13 Indata till FE-modellen utförd av FB-Engineering, Svensson (2007).

Ortotrop platta (L40)	
<i>Elasticitets moduler</i>	<i>[GPa]</i>
E_0	10,4
E_{90}	0,208
<i>Skjuvmodul i plattans plan(G_0)</i>	<i>[GPa]</i>
G_1	0,0624
G_2	0,624
<i>Poissons tal (Enligt Anon (2004))</i>	<i>[-]</i>
ν	0

Modelleringen har baserats på en skjuvmodul i plattans plan, vilken har getts två olika värden, G_1 och G_2 . Dessa genererade två olika resultatgrupper, se Appendix C. Skjuvmodulen beskriver det linjära förhållandet mellan skjuvspänning och skjuvtöjning och ingår i Hooke's lag för skjuvning enligt

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (7.16)$$

där

τ är skjuvspänningen [Pa]

G är skjuvmodulen [Pa]

γ är skjuvdeformationen [-]

För att verifiera en lämplig skjuvmodul i bruksgränstillstånd har genom FB Engineering nedböjningsmätningar utförts på en nyligen uppförd plattbro. Dessa mätningar har visat att det största värdet på skjuvmodulen, G_2 , ger ett resultat som stämmer bra överens med de uppmätta nedböjningarna. För dimensionering i brottgränstillstånd är det ännu inte klarlagt vilka egenskaper modellen ska förses med och jämförelse med balkteori kommer därför att enbart utföras i brukstillstånd.

7.3 Förspänning

Förspänning säkerställer samverkan mellan balkarna i plattan genom att motverka de spänningar som uppkommer av tvärgående lasteffekter. Resultat från FE-analysen ger lasteffekter som direkt kan nyttjas vid beräkning av dimensionerande tvärspänning, medan Ritter (1992) ger den dimensionerande spänningen med hjälp av lasteffekter från en empiriskt framtagen metod. Som komplement till dessa två metoder ges en beskrivning av hur tvärspänning hanteras enligt Anon (2004).

För att kunna jämföra metoderna utförs alla beräkningar utifrån dimensionerna angivna för den FE-modellerade plattan, se Kapitel 7.2.

7.3.1 Beräkningsmetod för förspänningskraft

Den lägsta förspänningen, N , ges av det största värdet från ekvationerna (7.17-7.19). Ett lägsta värde är dock satt till 0.28 MPa enligt Ritter (1992).

$$N_M = \frac{6 \cdot M_T}{h^2} \quad (7.17)$$

$$N_V = \frac{1.5 \cdot V_T}{h \cdot \mu} \quad (7.18)$$

$$N_{MV} = \frac{6 \cdot M_V}{h^2 \cdot \mu} \quad (7.19)$$

där

M_T är momentet i tvärled

M_V är vridande moment

V_T är skjuvkraft i tvärled

μ är friktionskoefficienten

Tidsrelaterade spänningsförluster antas sänka förspänningsgraden till 40 % av den initiella. För att kompensera spänningsförlusten spänns spännstagen 2,5 gånger mer än den dimensionerande spänningen, se ekvation (7.20), Ritter (1992).

$$N_i \geq 2.5 \cdot N_d \quad (7.20)$$

7.3.2 Lasteffekt enligt FE-analys

Det värde på skjuvmodulen, G_2 , som verifierats i bruksstadium ger upphov till vridande moment, vilka i sin tur ger stora bidrag till skjuvspänningen och kommer att verka dimensionerande vid beräkning av spännkraft, se Appendix E. Då de vridande momenten är lokala effekter finns det en stor osäkerhet i hur det ska hanteras vid dimensionering av förspänning.

En modell med det lägre värdet på skjuvmodulen, G_1 , visar att de vridande momenten inte längre blir dimensionerande, se Appendix D. Till följd av jämvikt ökar istället nedböjningen och det tvärgående momentet kommer att generera den dimensionerande spänningen.

Med antagandet att plattan är uppbyggd av ett isotropt material, det vill säga med samma egenskaper i alla riktningar, kan skjuvspänningen approximeras med hjälp av elastisk platteori, även kallad Kirchhoffs platteori.

7.3.3 Lasteffekt enligt Ritter

Ritters metod bygger på försök som i sin tur genererat så kallade empiriska diagram. Ur dessa kan tvärgående moment, M_T , respektive tvärgående skjuvkraft, V_T , avläsas. Diagram väljs beroende på antal körfält respektive brobredd. För den järnvägsbro som studerats antas brobredden motsvara två körfält. De nödvändiga parametrarna för avläsning beräknas utifrån materialegenskaper och dimensioner hos plattan.

Då bron är längre än för konstruktionen avsedda balkar blir skarvar nödvändiga. Dessa försämrar konstruktionens bärförmåga, vilket tas hänsyn till genom skarvfaktorn, C_B . För den spännvidd som beräkningen utförs är inga skarvar nödvändiga och skarvfaktorn sätts därmed till 1.

Nödvändiga parametrar för avläsning av M_T är α och θ som ges enligt Ritter (1992).

$$\alpha = \frac{2 \cdot 0.03E'}{\sqrt{0.013 \cdot E' \cdot C_B}} = 0.526 \quad (7.21)$$

$$\theta = \frac{B}{2 \cdot L} \cdot \left(\frac{C_B}{0.013} \right)^{0.25} = 1.152 \quad (7.22)$$

där

C_B är skarvfaktorn (=1)

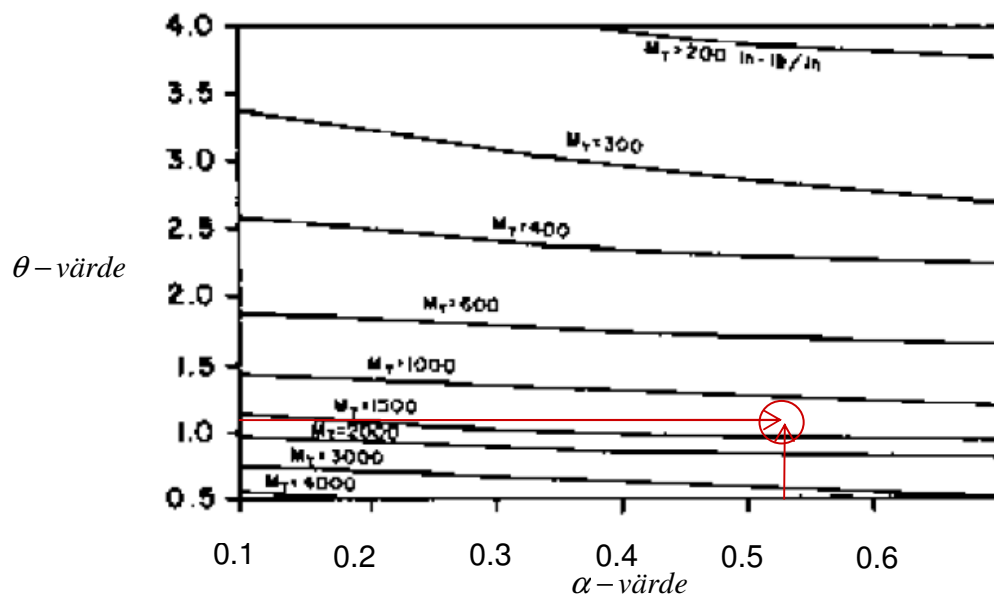
B är brobredden (=7 meter)

L är spannlängden (=9 meter)

$0.03E'$ värdet på tvärsjuvmodulen (G_{TS}) enligt Kapitel 2.2

$0.013 E'$ värdet på tvärböjmodulen (E_{TS}) enligt Kapitel 2.2

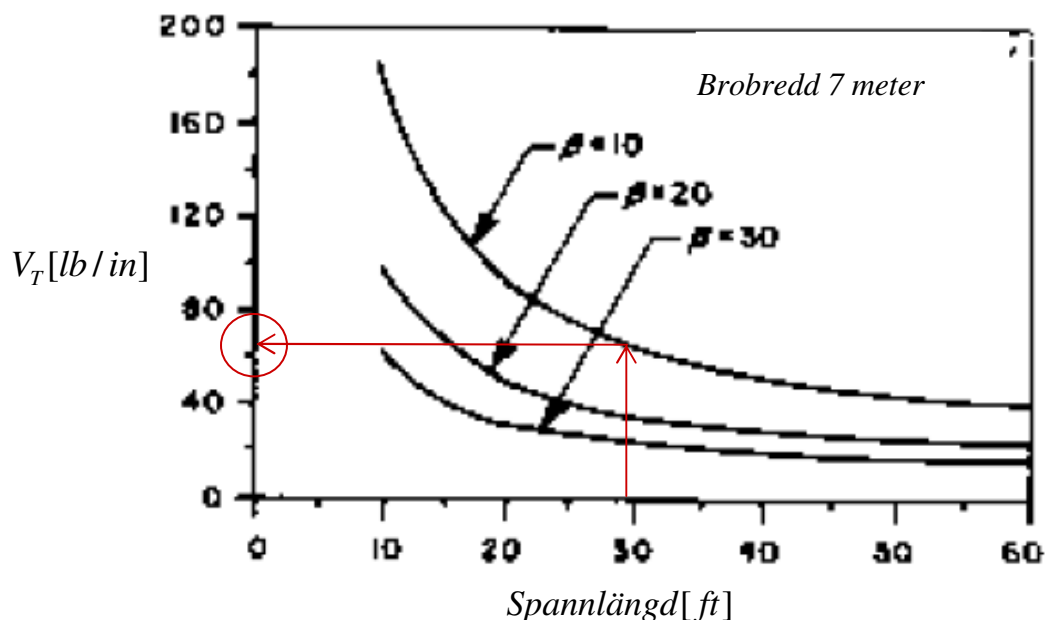
Enligt Figur 7.6 ger avläsning ett moment, M_T , på 1300 in·lb/in, vilket motsvarar 5,8 kNm/m.



Figur 7.6 Diagrammet visar storleken på moment i tvärled (M_T) för tvärspända brodäck, med 2 körfält. I diagrammet går det att utläsa det dimensionerande momentet $M_T = 1300 \text{ in}\cdot\text{lb/in}$, Ritter (1992)

För ett dimensionerande värde med avseende på skjuvning beräknas parametern β som tillsammans med spannlängden ger ett uppskattat värde av skjuvkraften i tvärled.

$$\beta = \pi \cdot \frac{B}{L} \cdot \sqrt{\frac{C_B}{2 \cdot 0.03}} = 9.975 \quad (7.23)$$



Figur 7.7 Diagrammet visar storleken på skjuvkrafter i tvärled för longitudinellt tvärspända brodäck. Spannlängden 9 meter motsvarar ungefär 30 fot och bredden 7 meter motsvarar ungefär 23 fot, Ritter (1992)

Skjuvkraften, V_T , kan enligt Figur 7.7 uppskattas till 60 lb/in , vilket motsvarar $10,5 \text{ kN/m}$.

Det lastfall diagrammen är anpassade efter innefattar en hjullast på 14,5 ton. Denna får enligt metoden korrigeras för att överensstämja med det aktuella lastfallet. Enligt lastfall BV2000 är den dimensionerande axellasten 33 ton. Dimensionering i brottsgränstillstånd och därtill dynamisk effekt justeras med samma faktor, vilken beräknas enligt ekvation 7.24.

$$\zeta = \frac{33}{14.5} \cdot \gamma \cdot D = 3.9 \quad (7.24)$$

där

γ är lastkoefficient för brottsgränstillstånd (=1.4)

D är den dynamiska faktorn (=1.235)

Korrigerad av diagramvärden ger

$$M_T \cdot \zeta = 22.8 \text{ kNm/m} \quad (7.25)$$

$$V_T \cdot \zeta = 41.4 \text{ kN/m} \quad (7.26)$$

Dimensionerande förspänning beräknas enligt ekvationerna (7.17) och (7.18).

$$N_M = 0.169 \text{ MPa}$$

$$N_V = 0.197 \text{ MPa}$$

Gränsen för den minsta förspänningen är enligt Ritter 0.28 MPa, vilken kommer att vara dimensionerande för den analyserade konstruktionen.

Kompensation för tidsrelaterade spänningsförluster ger förspänning per meter brolängd enligt ekvation (7.20)

$$N_i \geq 0.7 \text{ MPa}$$

7.3.4 Förspänning enligt Eurocode

Enligt Eurocode, Anon (2004), ska förspänningskraften vara tillräckligt stor för att motverka skjuvning mellan lamellerna enligt villkoren

$$F_{vd} \leq \mu \cdot \sigma_{\min} \cdot h \quad \sigma \geq 0.35 \text{ MPa} \quad (7.27)$$

där

F_{vd} är dimensionerande skjuvkraft

$\sigma_{\min}$ är minsta förspänning

Enligt EC överstiger förspänningen i normala fall gränsen för minsta förspänning då stagen initiiellt spänns till minst 1 MPa, vilket ska ta hänsyn till tidsrelaterade spänningsförluster.

7.4 Resultat och diskussion

Dimensionering enligt balkteori ger konstruktionshöjder, se Tabell 14, som vid en jämförelse med motsvarande spännvidder i betong kan antas rimliga. I Appendix F kan de beräknade konstruktionshöjderna jämföras med betongdäck med spännvidder från 2,0 meter till 4,5 meter. För spännvidder upp till 9 meter har fältstudier i trakterna kring Skellefteå visat att motsvarande tvärsnittsdimensioner är i samma storleksordning som de järnvägsbroar som är i bruk idag.

Tabell 14 Resultat från dimensionering enligt balkteori, Appendix B

Dimensioner [m]	3 meter	9 meter	Enligt Appendix B
Lastspridningsbredd	2,734	2,879	Kap 1
Upplagsbredd	0,2	0,2	Kap 10
Konstruktionshöjd	0,315	0,855	Kap 1
Nyttjandegrad [%]			
Böjspänning	65	71	Kap 19
Skjuvspänning	64	55	Kap 19
Upplagstryck	34	78	Kap 19
Nedböjning	70	82	Kap 19

Då de horisontella lasterna på bron är i samma storleksordning som på en vägbro i trä, trots att sidkraften P_s tillkommer och vindlasterna är lite högre, kan dimensionerna på styrplåten anses vara inom rimliga gränser, se Tabell 15. Konstruktionen är därmed inte i behov av några kompletterande tekniska lösningar för att ta hand om dessa laster.

Tabell 15 Dimensioner på styrplåt

Dimensioner [mm]	3m	9m
Bredd	190	190
Höjd	95	112

För att jämföra FE-analysen med resultat från balkteorin beräknades nedböjningen och momentet i bruksgränstillstånd med samma värde på konstruktionshöjden som FE-modellen. Detta visar att balkteori ger en större nedböjning än FE-modellen, se Tabell 16. Skillnaden mellan resultaten ger en uppfattning om hur mycket det extra materialet i en 7 meter bred platta medverkar vid belastning av konstruktionen.

För att verifiera beräkningarna gjorda med balkteori har även största momentet, i plattans längdled, med karakteristiska laster beräknats, se tabell 16. Detta visar på samma sätt som nedböjningen att balkteori ger värden på säker sida, medan FEM möjliggör en optimering av konstruktionen med avseende på dimensioner.

Tabell 16 Jämförelse mellan Balkteori och FEM, för 9 meters spännvidd. $G1=0.0624\text{GPa}$, $G2=0.624\text{GPa}$. Beräkningar med balkteori enligt Appendix B med korrigerad konstruktionshöjd till 0.9 meter och klimatklass 3.

Lasteffekt	Balkteori	G1	G2
Nedböjning [mm]	8,80	8,00	6,84
Moment [kNm/m]	659	510	418

Med hjälp av S-N diagram kan utmattningsbrott uteslutas, då antalet lastcykler till brott är oändligt många för den beräknade spänningsamplituden, se tabell 17. Antagandet konstant spänningskollektiv, se Kapitel 7.1.5, ger dessutom beräkningar på säker sida.

Tabell 17 Spänningsamplitud för utmattningshållfasthet och gränsvärde för oändligt antal lastcykler.

Lasteffekt	3m	9m	Gränsvärde
Böjspänning [MPa]	5,845	5,743	9,9
Skjuvspänning [MPa]	0,614	0,546	0,8

Vid beräkning av förspänning visar FE-analysen på vridande moment som ger upphov till skjuvspänningar, vilka blir för stora för att motverkas med förspänningskraft. Vridande moment är lokala effekter, som uppkommer vid broändarna, se Appendix C. Hur dessa krafter påverkar broplattan i verkligheten måste för ett helt rättvisande resultat undersökas genom försök. Den lägre skjuvmodulen, G1, ger inte lika stora vridande moment men istället större nedböjning och därmed ett större böjande moment i tvärlängd, vilket kommer att vara dimensionerande för förspänningen.

Enligt den Amerikanska handboken för järnvägsbroar i trä, AREMA (2007), kan förspänning av plattbroar beräknas enligt Ritters modell. Diagrammen som ger tvärgående moment skiljer på broar med olika antal körfält. Antagandet att körfält kan översättas till brobredd visar på ett resultat som liknar resultatet från FE-analysen av modellen med skjuvmodulen G1. Varken tvärgående böjspänning, N_M , eller skjuvspänning, N_V , kommer enligt Ritters modell att överstiga kravet för minsta förspänning på 0,28 MPa, se Tabell 18.

Tabell 18 Dimensionerande förspänning, för beräkningar se Appendix D för G1, Appendix E för G2 och Kapitel 7.3.3 för Ritter ($N_i=2,5 \cdot (\max \text{ av } N_M, N_{MV}, N_V)$)

Spänning [MPa]	FEM G1	FEM G2	Ritter
N_M	0,374	0,233	0,195
N_{MV}	0,264	1,192	-
N_V	0,221	0,332	0,197
N_i	0,935	2,979	0,689

Riktvärdet för förspänning enligt Eurocode på 1 MPa, se Kapitel 7.3.4, är i samma storleksordning som de beräknade värdena enligt Ritter och FEM G1, medan det är missvisande för den styvare FE-modellen, FEM G2.

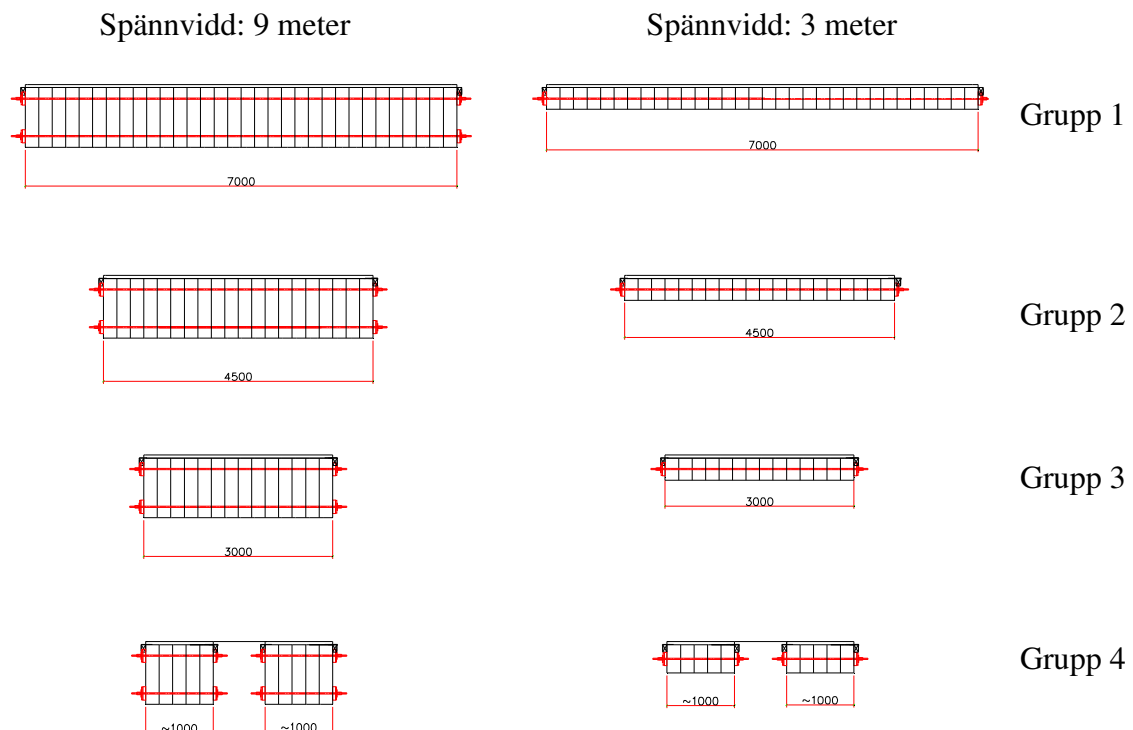
8 Val av bärande konstruktion

Vid utformning är det viktigt att tänka på att en möjlig träbro ska kunna konstrueras för nybyggnad såväl som för utbyte av befintlig bro. Utformningen av en bro kommer därför delvis att styras av omkringliggande hinder eller tillvaratagna konstruktioner så som landfästen. Bron måste även anpassas efter de krav och önskemål som ställs vid produktionen, så att det går att säkerställa en god kvalitet och en effektiv arbetsprocess.

För att ge en bättre uppfattning om vilka faktorer som påverkar utformningen av brokonstruktionen kommer följande kapitel även att ge en översikt av dessa.

8.1 Alternativ till bärande konstruktion

Utifrån beräkningen av konstruktionshöjder och tekniska krav ställda av Banverket har olika alternativ skapats till utformning av en bärande konstruktion. De genererade utformningsalternativen kan indelas i fyra grupper. Det som till största del skiljer grupperna åt är bredden, se Figur 8.1, vilken varierar mellan en 7 meter bred platta och två balkar, drygt en meter breda. Alla alternativ i grupperna utvärderades för spännvidderna 3 meter och 9 meter.

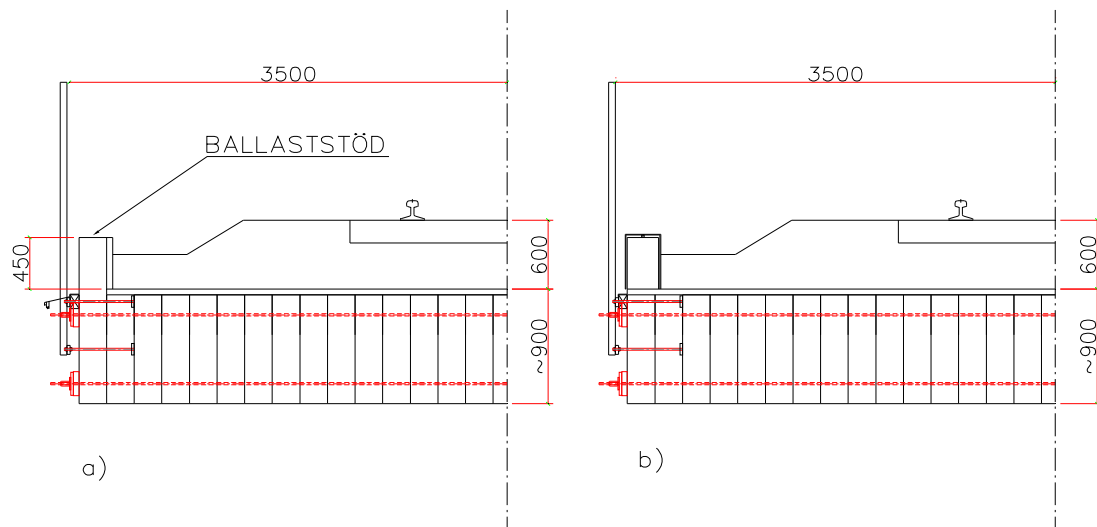


Figur 8.1 Grupperna 1-4 för spännvidderna 3 meter och 9 meter

8.1.1 Grupp 1 - Tvärspänd platta, 7 meter

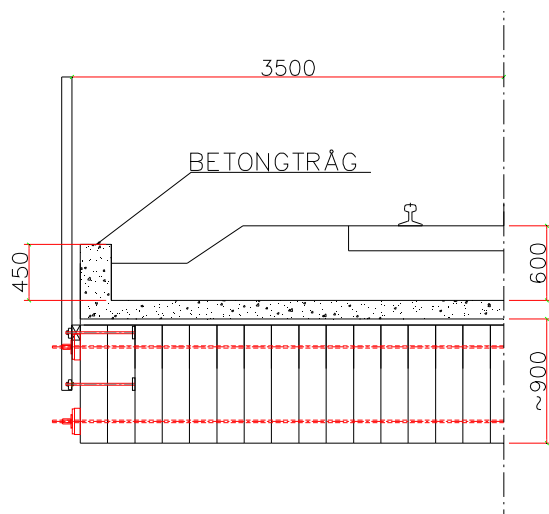
En 7 meter bred platta möter ställda krav på fri bredd. Plattan är dessutom en styv konstruktion där ballasten kan spridas över hela brobredden. Inga ytterligare konstruktionslösningar blir nödvändiga för gångbanor, då tillräckligt utrymme finns innanför räcket.

För att säkra ballastdjupet måste alla alternativ i gruppen utföras med ballaststöd, vilka kan utföras som fristående balkar eller genom att förhöja de yttersta limträbalkarna i plattan, se Figur 8.2. För att förhindra slitage och påkörningsskador på ballaststödet kan det täckas med ett skydd som byts ut vid eventuell skada.



Figur 8.2 a) Platta med förhöjda kantbalkar som ballaststöd. b) Platta med separata ballaststöd. För spännvidderna 9 meter.

Ballaststöden kan även utformas som en del av ett betongtråg, se Figur 8.3, vilket placeras ovanpå plattan. Konstruktioner med samverkan mellan betong och trä får inte enligt Bro 2004 utföras i Sverige. Tråget kommer därför inte formellt att bära någon last utan med sin egenvikt istället bidra till en ökad konstruktionshöjd.



Figur 8.3 Platta med betongtråg, för spännvidden 9 meter.

8.1.1.1 Val av utformning för Grupp 1

De olika alternativen skiljer sig åt med avseende på typ av konstruktionslösning för att säkerställa ballastdjupet.

Genom att utforma ballaststöden som fristående balkar kan andra material än limträ nyttjas. Dessutom kan de bytas ut utan att det påverkar den bärande konstruktionen, vilket blir fallet vid utbyte av den förhöjda kantbalken.

I ett betongtråg samlas hela banöverbyggnaden och ballasten skiljs på så sätt helt från den bärande konstruktionen. Eftersom betongtråget inte samverkar med plattan ökar betongtråget konstruktionens bygghöjd, vilket inte är eftersträvänsvärt.

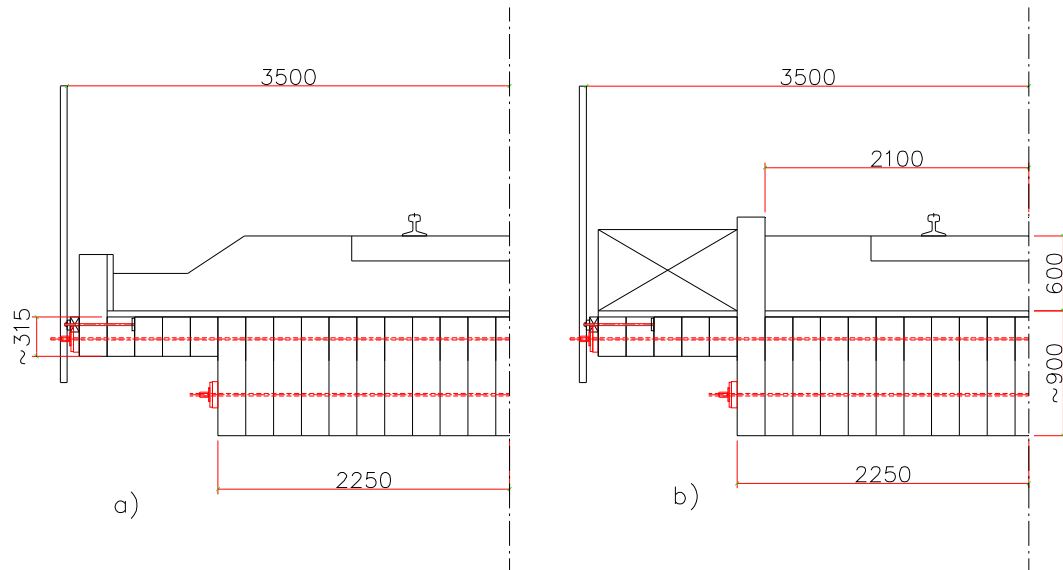
Baserat på dessa iakttagelser anser vi att utformningsalternativet med fristående ballaststöd har bäst potential för vidareutveckling.

Valt alternativ för vidareutveckling i grupp 1: En 7 meter bred förspänd platta med separata ballaststöd.

8.1.2 Grupp 2 - Tvärspänd platta, 4.5 meter

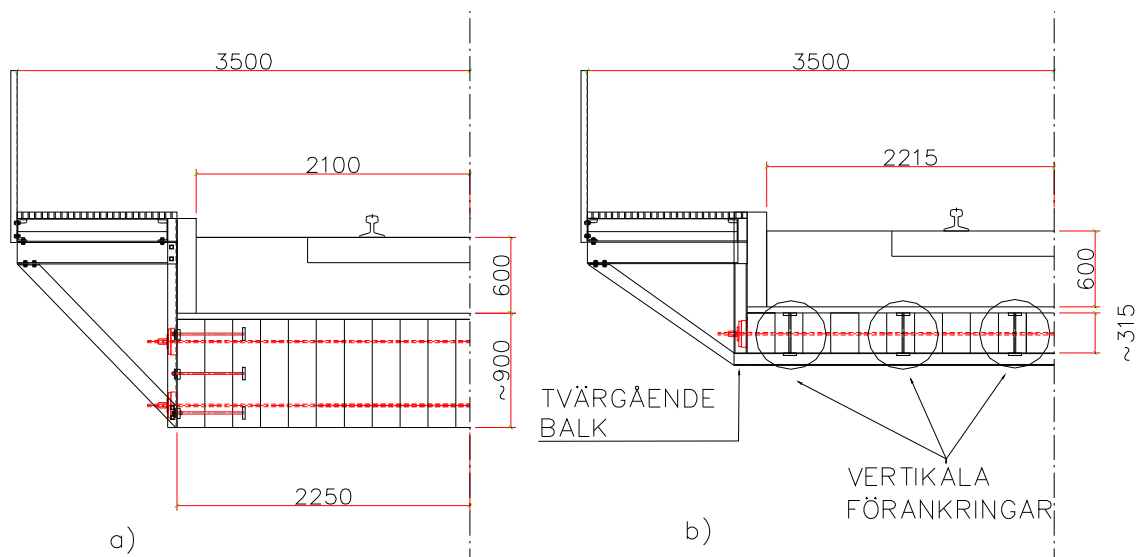
En plattbredd på 4.5 meter valdes för att uppfylla kravet på minsta avståndet till ballaststöd och på så sätt minska mängden ballast. Samtidigt medför utformningen ett mindre materialutnyttjande och bättre prefabriceringsmöjligheter. Om igen ballast bärs av konsolen behöver den endast dimensioneras för lastkraven som ställs på en gångbana.

Den bärande plattan går att utforma som ett T- tvärsnitt, enligt Figur 8.4, där endast full konstruktionshöjd nyttjas under ballastbredden. En sådan lösning är mycket lik en fullbred platta men kan för längre spännvidder innebära en relativt stor besparing av material. Ballasten kan spridas över hela plattbredden, vilket medför en större last på gångbanan, eller begränsas till minsta bredd av ballaststöd i form av förhöjda balkar inspända i konstruktionen, se Figur 8.4.



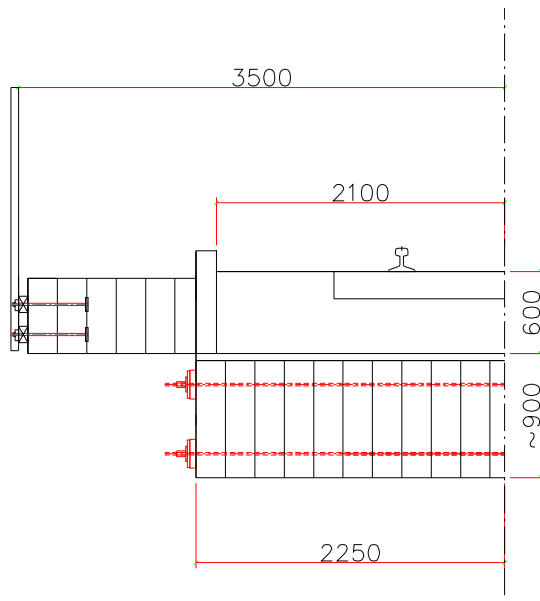
Figur 8.4 a) T-tvårsnitt med ballast över hela plattans bredd b) T-tvårsnitt med ballaststöd i form av förhöjd kantbalk

Konsoler för gångbanor kan även eftermonteras på plattan och då bli helt fristående konstruktioner. Bygghöjden blir i det fallet kritisk för infästning av konsolerna. En högre bygghöjd tillåter en horisontell infästning i plattan, vilket kräver en stor hävarm för att skapa ett motverkande moment till den belastade konsolen. Är bygghöjden inte tillräckligt hög kan konsolerna fästas i tvärgående balkar placerade på plattans undersida. Balkarna förankras i sin tur vertikalt genom plattan, se Figur 8.5.



Figur 8.5 a) En konsol med horisontell infästning, b) Vertikalt infästa balkar under plattan med konsol.

Plattan kan även utformas med en separat gångbana, se Figur 8.6, vilken kan stödjas på samma landfäste som broplattan eller på ett fristående.



Figur 8.6 Platta med en separat gångbana.

8.1.2.1 Val av utformning för Grupp 2

Den bärande konstruktionen är utformad efter minsta bredd på banöverbyggnaden och måste kompletteras med gångbanor. De utformade alternativen ger olika förslag på konsoler.

Spänns konsolerna in i plattan kommer de att belasta övergången från konsol till platta med ett moment, vilket kan medföra dragspänningar i ovansidan av plattan och därmed påverka samverkan mellan balkarna. På lika grunder som för samma alternativet i grupp 1 anser vi inte att de förhöjda kantbalkarna är ett lämpligt utförande av ballaststödet.

Alternativet med vertikalt förankrade balkar, som blir aktuellt vid tunna plattor där höjden inte är tillräcklig för en horisontell infästning, innebär stora ingrepp i plattan och anses därför vara en mindre bra lösning.

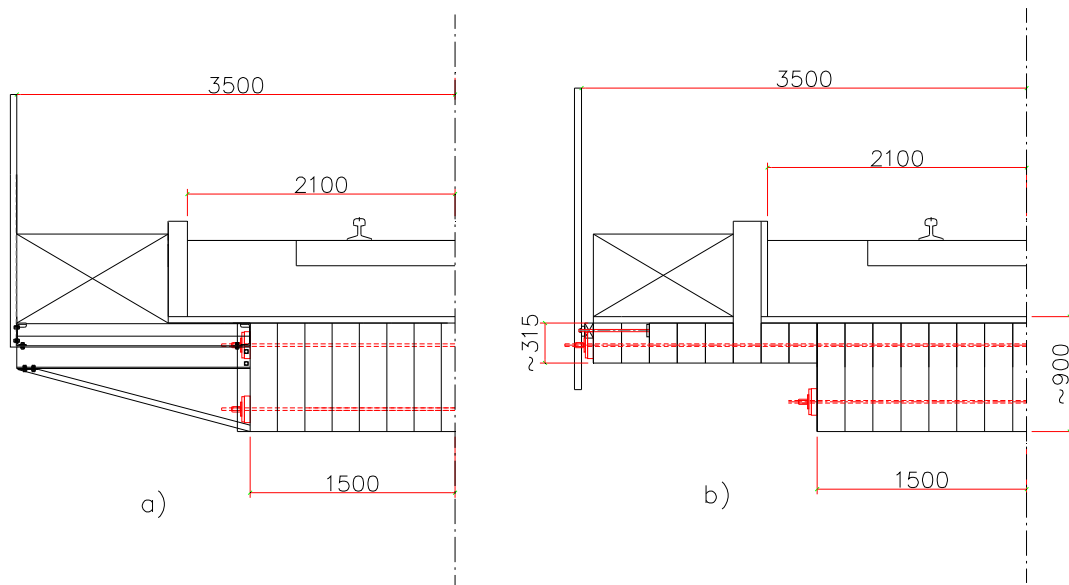
Baserat på T-tvärsnittets ogynnsamma effekter anser vi att eftermonterade konsoler är den bäst lämpade utformningen av gångbanor.

Valt alternativ för vidareutveckling i grupp 2: 4.5m bred förspänd platta med en konstruktionshöjd som tillåter horisontellt eftermonterade konsoler.

8.1.3 Grupp 3 - Tvärspänd platta, 3 meter

Plattans mått i grupp 3 stämmer överens med lastspärningsbredden, bredden valdes för att plattans verkningssätt skulle liknas vid en balk. Med en platta som fungerar som en balk försvinner mycket av problematiken med spänningar i tvärled.

De olika lösningarna till hur konsolen kan utformas liknar alternativen för den 4.5 meter breda plattan i Kapitel 8.1.2.1, se Figur 8.4 och Figur 8.5. Skillnaden blir att ballasten på grund av krav på fri bredd delvis måste bäras av konsolerna, se Figur 8.7, som för dessa alternativ kragar ut längre från plattan. Detta innebär att de måste dimensioneras inte bara för en större last utan även för en längre hävarm till lasten som verkar på gångbanan.



Figur 8.7 a) En platta med eftermonterad konsol. b) En platta med konsolen och ballaststödet inspända.

8.1.3.1 Val av utformning för Grupp 3

Korta spännvidder utgör en svårighet vid bredden 3 meter, då den låga konstruktionshöjden ger ett litet utrymme för infästning av konsolkonstruktionen och utformningen av denna blir mycket avancerad. Övergången mellan konsol och platta måste dessutom vara tät för att ballast inte ska förfaras, vilket ställer ytterligare krav på övergångskonstruktionen i längdled.

Ett högt ballaststöd i kombination med en lång konsol medför att oönskade dragspänningar kan uppstå i övergången mellan konsol och platta.

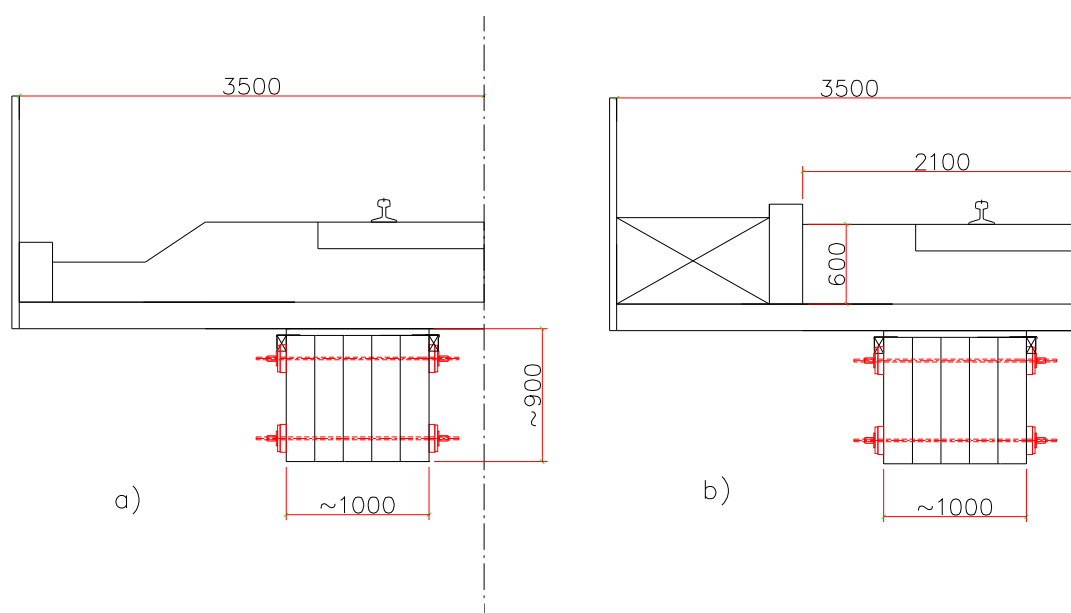
Trots att plattans bredd möjliggör en förenklad beräkningsmetod anses grupp 3 inte medföra några egenskaper som kan konkurrera med det närliggande alternativet 2. Ingen vidareutveckling kommer därför att utföras.

Valt alternativ för vidareutveckling i grupp 3: Ovanstående medför att inget av alternativen kommer att vidareutvecklas.

8.1.4 Grupp 4 – Balkar

Balkarna i grupp 4 samverkar inte och utgör därför en mindre styv konstruktion än en platta. För att i största mån eliminera excentriciteter som kan ge upphov till snedställning placeras balkarna centriskt under lastspridningsbredden.

Ballasten måste bäras av en separat konstruktion, vilken kan utgöras av exempelvis en tvärspänd platta eller en flerskiktsskiva. Utformning av gångbanor kan utformas enligt alternativen i grupp 1 med ballast över hela bredden eller begränsad med ballaststöd, se Figur 8.8.



Figur 8.8 a) Balkar med gångbana i ballasten. b) Balkar med ballast på minsta fria bredden och separat gångbana.

8.1.4.1 Val av utformning för grupp 4

För att minimera lasten på plattan och risken för excentriciteter på grund av en ojämn ballastfördelning bör ballastbredden minimeras. Båda alternativen kommer att bestå av flera delar som är sammansatta för att kunna bära bankroppen. Plattan som bär ballasten kommer att innebära en dödvikt och bidrar till en högre konstruktionshöjd då bärförmågan inte får tillgodogöras vid dimensioneringen. Då balkarna inte samverkar sinsemellan utgör de dessutom en mindre styv konstruktion än föregående alternativ. Om samverkan mellan betong och trä vore tillåtet hade utformningen varit intressant att utreda ytterligare, då den medför att materialens positiva egenskaper kan nyttjas bättre.

Valt alternativ för vidareutveckling i grupp 3: Ovanstående medför att inget av alternativen kommer att vidareutvecklas

8.2 Kriterier för utvärdering av konstruktionsalternativ

Viktiga aspekter att ta hänsyn till vid utvärdering av konstruktionerna har framkommit utifrån Kapitel 3 och under diskussioner med Jacobsson (2007). Dessa aspekter identifieras i följande kriterier:

- Transport
- Montage
- Underhåll
- Produktionskostnad
- Risk
- Miljö

Underlaget för att jämföra produktionskostnader är i detta skede inte tillräckligt omfattande för att ge en rättvisande bild, men kriteriet är viktigt och bör återupptas i ett senare stadium.

Riskerna som kan kopplas till en träbro innefattas av brand och påkörning. De konstruktioner vi valt att utvärdera består av stora tvärsnitt och har en bra motståndskraft både mot brand, se Kapitel 4.2, och påkörningar från till exempel underliggande trafik. De kommer därför inte att utredas mer ingående. Då miljöaspekter inte skiljer alternativen nämnvärt kommer de utvalda konstruktionslösningarna inte heller att utvärderas med avseende på miljöpåverkan.

8.2.1 Transport

Transportmöjligheter längs spåret måste vägas in vid utformningen. Bron måste uppfylla de krav som ställs av Vägverket och Banverket när det gäller maximala bredder vid transport på väg och järnväg. Vid transporter på järnväg begränsas bredden av avståndet mellan kontaktledningsstolparna som ligger på avståndet 2.3 meter från centrumlinjen av spåret, CL – spår. Begränsande bredd blir således 4.6 meter, Banverket (1998).

Vid transport på väg anger Vägverket (2007) regler som gäller för breda transporter, vilka kan sammanfattas enligt följande:

Bred transport:

- | | |
|------------|--|
| 261-310 cm | inga tidsrestriktioner, utmärkning med varningsskyltar. |
| 311-450 cm | tidsrestriktioner finns, krav på utmärkning och varningsbil. |

>450 cm tidsrestriktioner finns, krav på utmärkning, varningsbil och eskort.

Bestämmelserna kommer att vara avgörande för om bron kan fraktas som ett stycke eller måste delas upp i olika delar.

8.2.2 Montage

Montaget är en central fråga vid brobyggnad längs järnväg eftersom trafikstörningarna måste minimeras. Det är därför viktigt att finna en lösning som är väl anpassad till de önskemål som finns ur montagesynpunkt. Metoden kommer att bero på graden av prefabricering. Det är en stor skillnad mellan en helt och en delvis prefabricerad lösning då de olika typerna kommer att göra anspråk på olika mycket tid vid montage.

8.2.3 Underhåll

Önskemålen om lite underhåll kommer i första hand att gälla detaljutformningen, till exempel valda lösningar för ballaststöd och konsoler. Grunderna för förebygga underhåll måste även beaktas i ett tidigt skede, där olika tvärsnitt utreds. Mängden detaljer på bron borde i enlighet med det hållas så lågt som möjligt.

8.3 Beskrivning av valda konstruktioner utifrån kriterier

De konstruktioner som anses lämpligast som träbroar för järnvägstrafik, med avseende på tekniska lösningar, är förspända plattor med en bredd på 7 meter och 4,5 meter, se Kapitel 8.1.1.1 och 8.1.2.1.

Båda typerna har vad som krävs för att utgöra ett bra underlag för en funktionell järnvägsbro. Det som avgör vilken typ som är bäst lämpad styrs av skäl som varierar mellan olika projekt, till exempel vid nybyggnation eller utbyte av en bro. För att bestämma vilket alternativ som passar bäst kan de jämföras utifrån de kriterier som beskrivs i föregående kapitel.

Transport av en platta med dimensioner som överstiger de begränsande måtten på bredd kommer att levereras till montageplatsen i paket av lämpligt antal balkar och förspännas på plats.

Vid montage av en bro ska tid i spår minimeras och förspänning måste därför ske innan lansering. Då utrymme finns kan balkarna spännas ihop vid sidan av spåret och lyftas på plats av kran. Om plattans dimensioner tillåter är ett alternativ vid montage att transportera plattan färdigspänd på järnvägen med hjälp av brobytesvagn eller på en järnvägsvagn. Då en träkonstruktion är lättare än befintliga betong- och stålkonstruktioner finns det goda möjligheter att utveckla nya lanseringsmetoder. Till

exempel kan en kran monteras på en järnvägsvagn, vilket möjliggör transport och lansering från en och samma vagn.

För en 7 meter bred platta kan endast spannlängden utgöra en tillräckligt kort sida för att plattan ska kunna tvärspännas i fabrik. För alternativet med eftermonterade konsoler kan bredden vid transporten justeras till viss del genom att luta plattan. Möjligheten att transportera plattan tvärsänd ökar därmed.

Bredden på landfästet kommer till viss del att påverka utformningen av överbyggnaden. På nya sträckningar är det möjligt att utforma en bro som vilar på ett 7 meter brett landfäste och den breda plattbron fungerar då i hög grad. Vid utbyte av en bro där landfästet ska återanvändas är alternativet med eftermonterade konsoler lättare att anpassa då gångbanorna inte kräver extra utrymme på landfästet.

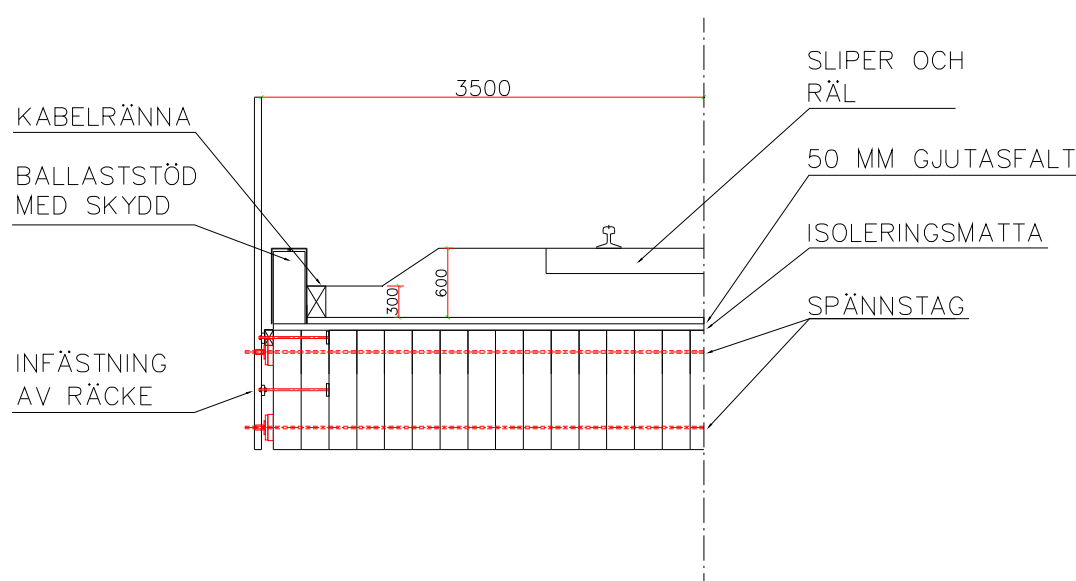
Det underhåll som skiljer alternativen från varandra knyter an till konsol och ballaststöd. Underhåll av konsoler beror till stor del på vilket material de utformas i. Ballaststöden är placerade närmare spårmit i alternativ 2 och är därmed mer utsatta vid arbeten i spår, exempelvis vid snöplogning och arbeten i ballasten.

9 Resultat av utformningen

De alternativ som rekommenderas för vidareutveckling till en tänkbar träbro avsedd för järnvägstrafik visade flera fördelar utgående från de önskemål som banverket har på nuvarande brokonstruktioner. Slutgiltiga förslag på utformningen redovisas mer utförligt med avseende på tekniska krav och praktiska lösningar som är speciella för en träbro.

Båda alternativen uppfyller fri bredd på 7 meter mellan insida av räcken och ett genomgående ballastdjup på minst 600 mm, se Figur 9.1 och Figur 9.3. Den fullbredda plattan, se Figur 9.1, utformas med en bankett med ett ballastdjup på 300 mm som även kommer att fungera som gångbana. Om en smalare platta används där konsolerna eftermonteras kommer ballastdjupet att vara 600 mm över hela plattans bredd, se Figur 9.3.

För den 7 meter breda plattan kan kabelrännorna läggas i ballasten på banketten, se Figur 9.1, och för den smala plattan med konsoler kan de fästas under konsolen, se Figur 9.3.



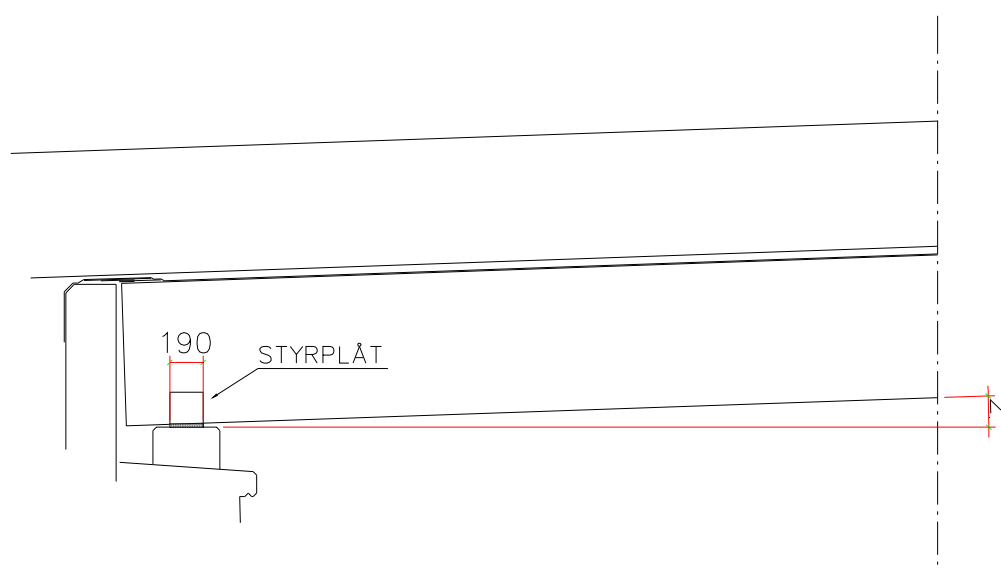
Figur 9.1 Tvärsnitt på alternativ 1, 7 meter bred platta med detaljer

Broplattan utförs med en lutning på 2 %, se Figur 9.2, för att avvattna bron i längdled över anslutande landfäste. På så sätt undviks eventuella ingrepp för ytavlopp, vilket eliminerar risken för läckage vid tätskiktets anslutning till ytavloppet. Att utföra bron med lutning innebär även att kraven på minsta avstånd mellan ytavlopp, enligt Banverket (2007), är uppfyllt. En följd av lutningen blir att ballastdjupet kommer att variera i brons längdled, vilket är en accepterad lösning, Kronborg (2007).

Övergångskonstruktionen kommer att utformas med genomgående ballast över fogen. För att fukt inte ska ledas ner på lagerpallen där det kan skada plattan dras tätskiktet över fogen in på baksidan av frontmuren. Då bron inte kommer att påverkas av broms

eller accelerationskrafter blir en dilatationsfog inte nödvändig och befintliga lösningar på övergångskonstruktion kan användas.

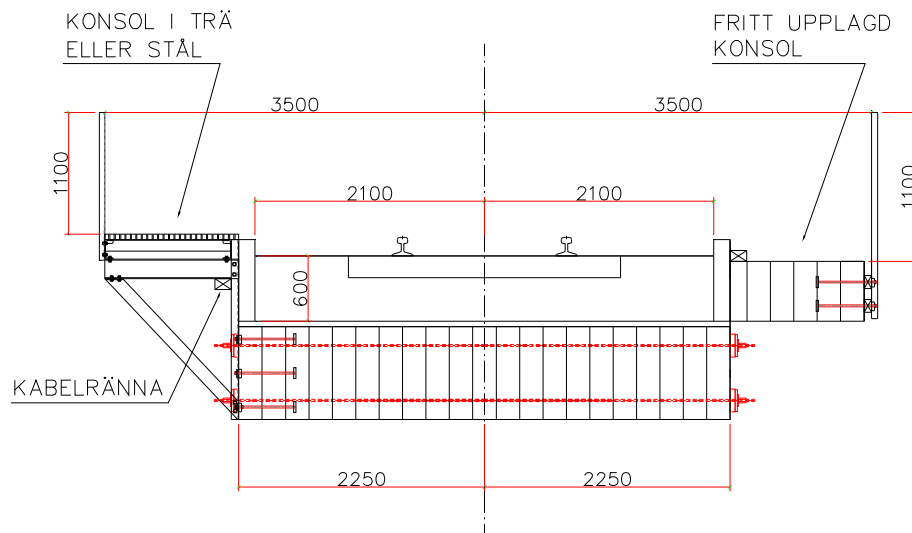
För att anpassa ballaststödet för en framtida spårhöjning på 150 mm korrigeras höjden. För plattan med konsol kommer därmed stödet endast att höjas 150 mm över RUK. Då den 7 meter breda plattan utformas med en bankett var det ett önskemål från Banverket att stödet höjdes till RUK. Om ballaststöden utformas i trä ska dessa täckas med tätskikt och eventuellt skydd mot nötningen av ballasten, vilket inte är nödvändigt om de utförs i betong. Den förspända träplattan skyddas mot vatten och fukt av ett tätskikt, vilket utgörs av en bitumenbaserad isoleringsmatta med ett slitlager av 50 mm gjutasfalt, se Figur 9.1. Slitlagret skyddar och förlänger livslängden på tätskiktet.



Figur 9.2 Elevationsskiss som visar styrplåten, upplaget och bron i längdled.

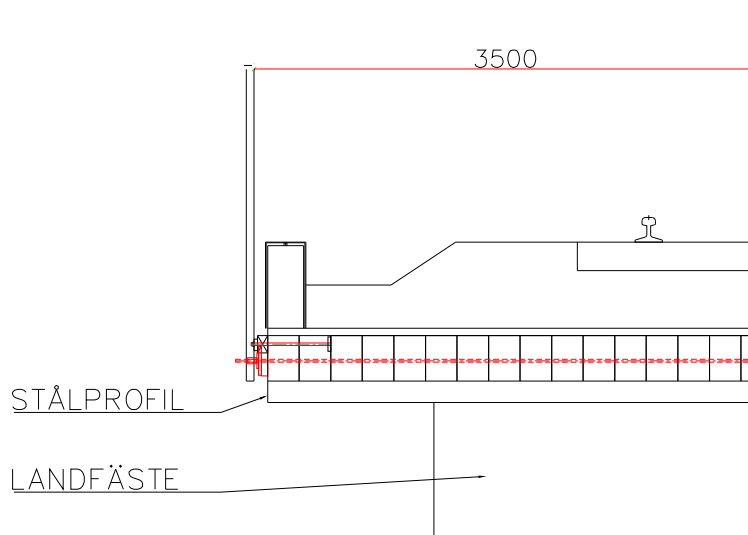
Bron utförs som en fritt upplagd konstruktion med styrplåtar för att ta upp horisontella krafter, se Figur 9.2.

För att leda bort vatten från plattan fästs broräcken med distanser i den yttersta limträbalken, vilket ger ett avstånd mellan räcket och infästningen i träplattan. När räcket inte ligger direkt mot plattan skapas en god ventilering vilket minskar risken för fuktkoncentrationer. För att inte riskera att vatten leds in mot bron dras räcket ner till underkanten av plattan, se Figur 9.1. Infästning av ett räcke på en konsol av trä utförs enligt samma princip. Samtliga räcken uppfyller kraven på min höjd, 1100 mm, över gångbanans överyta, se Figur 9.3.



Figur 9.3 Tvärsnitt på alternativ 2, 4,5 meter bred platta med olika alternativ på konsoler och detaljer

Vid korta spannlängder och smala landfästen där en tunn platta används rekommenderas här att en 7 meter bred platta stöds på en tvärgående stålprofil, som bär den överkragande delen, se Figur 9.4. Främsta orsaken till att lösningen rekommenderas är att det inte går att skapa ett motverkande moment genom infästning av konsolen i sidan av en tunn platta. Lösningen rekommenderas upp till den spannlängd som ger en plattjocklek hög nog att möjliggöra en horisontell infästning av en konsol.



Figur 9.4 7 meter bred platta på stöd över ett smalt landfäste

10 Slutsatser

Dagens bestånd av järnvägsbroar pekar på en stabil marknad med konstant behov av utbyten de kommande åren. Den preliminära beräkningen visade att konstruktionshöjderna för det studerade intervallet är i samma storleksordning som många befintliga järnvägsbroar i stål och betong. Detta tillsammans med materialets låga vikt gör träbron till ett lockade alternativ då konstruktionen medför en ökad flexibilitet vid arbeten på och runt järnvägen. De preliminära beräkningarna utfördes på säkra sidan och resultatet pekade inte på att en träbro för järnvägstrafik är en omöjlig konstruktion.

- Sammanställningen av järnvägsbroar i Sverige pekar på att en stor andel järnvägsbroar finns representerade i intervallet 3 – 9 meter, inom vilket beräkningarna har utförts. Vi anser därför att det är rimligt att introducera en framtida järnvägsbro inom detta intervall.
- Då trä är ett lätt material finns det goda förutsättningar att utveckla nya lanseringsmetoder, vilket skapar möjligheter att minska tidsåtgången vid montage. Detta är en viktig aspekt då störningar i järnvägstrafiken i största mån bör minimeras.
- Ett skadat tätskikt innebär ett avancerat underhåll som kan undvikas genom att komplettera tätskiktet med ett slitlager. Gjutasfalt är ett vattentätt och motståndskraftigt material och lämpar sig därför bra. Tätskiktets ökade hållbarhet medför en längre livslängd för träbron, vilket måste eftersträvas vid konstruktion av en järnvägsbro.
- Vid beräkning av bygghöjd för en platta ger balkteorin en dimensionering på säker sida, vilket grundar sig i att en platta medför positiva effekter med avseende på nedböjning och böjspänning. FE-analys ger istället en optimerad dimensionering, då metoden tar hänsyn till plattans egenskaper i tvärled. FE-analys fungerar därmed även som ett verktyg vid dimensionering av förspänning.
- Vid den utförda beräkningen av utmattningshållfastheten för träbron reducerades inte lastkollektivet, trots detta gav beräkningen ett resultat som visade på en mycket god marginal med avseende på ställda krav.
- Resultat av FE-analysen visar på vridande moment som ger upphov till stora skjuvspänningar mellan balkarna i plattan. Dessa är för stora för att motverkas med hjälp av tvärspänning, då den mängd stål som behöver nyttjas blir för stor i förhållande till mängden trä i konstruktionen.

10.1 Fortsatt arbete

- Enligt AREMA, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, kan tvärspänning för järnvägsbroar i trä dimensioneras enligt Ritters empiriska metod. Försöken som har legat till grund för metoden är

utförda med hjälp av hjullaster och bredder relaterade till antalet körfält. Hur väl Ritters metod stämmer överens med lastfallen för järnvägsbroar borde därför lämpligen undersökas närmare.

- För att avgöra den erforderliga graden av förspänning är det av stor vikt att undersöka hur det vridande momentet påverkar konstruktionen. Om en empirisk metod eftersträvas bör denna utredas med avseende på hur det vridande momentet hanteras, då detta är ett lokalt fenomen.
- Då lastkollektivet får reduceras för en järnvägsbro är det, för vidare studier och beräkningar av brodetaljer, av betydelse att utforma en metod för reducering.
- För att kombinera de fördelar som en träkonstruktion medför med betongens positiva egenskaper skulle en samverkansbro utgöra en utformningslösning värd att utreda. Dessa konstruktionslösningar är idag inte godkända i Sverige, vilket är ett beslut att ifrågasätta då flera lyckade exempel på samverkansbroar finns uppförda utanför landets gränser.
- För att undersöka om en träbro kan konkurrera prismässigt måste en utförlig kostnadsanalys utföras.

11 Referenser

- Abhari R. S (2007): *Rehabilitation of timber railroad bridges using glass fiber reinforced polymer composite*, Master Thesis, Morgantown, West Virginia, 2007.
- Andersson (2002): *Slutredovisning av "Förstudie järnväg" inom MC-Tema – Slitage, projektnummer 91003*, Andersson, M, 2001, 27pp.
- Anon (2004): *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization, Brussels.
- AREMA (2007): *AREMA – Timber structures – Chapter 7*, American Railway Engineering and Maintenance-of Way Association, U.S.A, 2007, 296pp.
- Banverket (2006): *BV Bro - Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets Bro 2004 inklusive supplement nr 1, Utgåva 8*, BVS 583.10, Borlänge, Sverige, 130 pp.
- Banverket (1998): *Fritt utrymme utmed banan*, BVF 586.20, Borlänge, Sverige, 24 pp.
- Banverket (2007a): *Broprojektering*, BVH 583.20, Banverket, Borlänge, Sverige, 76 pp.
- Boverket (2003): *Regelsamling för konstruktion - Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverklagen och byggnadsverksförordningen*, Boverket, Sverige, 2003, 256 pp.
- Boverket (2004): *Boverkets handbok om betongkonstruktioner – BBK 04*, Boverket, Sverige, 2004, 273 pp.
- Pousette, A.; Jacobsson, P.; Gustafsson, M.; Fjellström, P. A (2002): *Inspektion av träbroar*, 2002, SP Rapport 2002:11039
- Blass, H.J.; Aune, P.; Choo, B.S.; Görlacher, R.; Griffiths, D.R.; Hilson, B.O.; Racher, P.; Steck, G. (1995a): *Timber Engineering - Step 1*. Centrum Hout, The Netherlands.
- Blass, H.J.; Aune, P.; Choo, B.S.; Görlacher, R.; Griffiths, D.R.; Hilson, B.O.; Racher, P.; Steck, G (1995b): *Timber Engineering – Step 2*, Centrum Hout, The Netherlands.
- Carling O. (2001): *Limträ handbok*. Svenskt Limträ AB, Stockholm.
- Cesaro G.; Piva F. (2003): *Timber Bridges – Design and durability. Master's Thesis*, Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2003.
- Gutkowski, R M.; Shigidi, A. M. T.; Tran V. (2003): *Field investigations of a strengthened timber trestle railroad bridge*. Department of Civil Engineering Colorado State University, Fort Collins, Colorado 80523.

- Henriksen, K (1997): *Guidelines for Wood Protection by Design and Chemical Wood Protection of Timber Bridges*, Nordic Timber Bridge Project
- Jutila A. (2007): *Wood-based composite bridge construction in Finland*, Helsinki University of Technology, Bridge Engineering, Presentation på seminariet Träbroar för framtiden 2007-09-04, Chalmers Teknikpark.
- Malo K. A. (1999): *Fatigue Tests of Dowel Joints in Timber Structures*, Nordic Timber Council, The Norwegian University of Science and Technology, 1999, ISBN 91-89002-24-5
- Malo K. A (2002): *Fatigue Tests of Dowel Joints in Timber Structures, Part II*, Nordic Timber Council, Oslo 2002, ISBN 82-7120-035-6
- Ritter M. A. (1992): *Timber bridges: Design, Construction, Inspection and Maintenance*. Washington, DC. 944p.
- Ritter M. A.; Kainz, J. A.; Porter, G. J. (1996a): *Field performance of timber bridges—5. Little Salmon Creek stress-laminated deck bridge*. Res. Pap. FPL–RP–547. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 15 p.
- Ritter M. A.; Hilbrich Lee P.D.; Porter G. J. (1996b): *Field performance of timber bridges: 6. Hoffman Run stress-laminated deck bridge*. Res. Pap. FPL–RP–549. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 16 p.
- Rogers, P. D.; Wipf, T. J.; Ritter, M. A.; Otter, D. E.(1996): *Superstructure load path testing of two open-deck timber bridges*, Association of American Railroads – Railway Technology Department, Technology digest. TD 96-027. 4 pp
- Rogers, P. D; Otter, D. E; Wipf, T. J.; Ritter, M. A.; Wood D. L. (1997): *Effectiveness of glued laminated components in strengthening timber bridges*, Association of American Railroads – Railway Technology Department, Technology digest TD 97-026, 4 pp.
- Smith I.; Landis E.; Gong M. (2003): *Fracture and fatigue in wood*, Chichester: Wiley, cop. 234 pp.
- Thelandersson, S.; Larsen, H.J. (2003): *Timber Engineering*, John Wiley and sons Ltd, England, 2003
- Uppal A. S. (1999): *Recent research on railroad timber bridges and their components*, Transportation technology center, Inc a subsidiary of the Association of American Railroads. Pueblo, Colorado USA.
- Vägverket (2004): *Bro 2004 - Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar*, Borlänge, Sverige.
- Vägverket (2007): *Dispenstransporter – Tunga breda och långa transporter*, Vägverket, Utgåva 3, Borlänge, Sverige, 2007, 12 pp.

Wacker, J. P.; Ritter, M. A. (1992): *Field performance of timber bridges: 1. Teal River stress-laminated deck bridge*. Res. Pap. FPL-RP-515. Madison, WI: USDA Forest Service, Forest Products Laboratory. 19 p.

Wacker, J. P.; Ritter M. A. (1995a) : *Field performance of timber bridges: 3. Birchlog Run and Tumbling Rock Run Stress Laminated Deck Bridge*. Res. Pap. FPL-RP-538. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 11 p.

Wacker, J. P.; Ritter M. A. (1995b) : *Field performance of timber bridges: 4. Graves Crossing Stress-Laminated Deck Bridge*. Res. Pap. FPL-RP-539. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 17 p.

Muntliga källor

Davis (2007): Davis, Dough; Pensionerad konstruktör, Bayline Railroads, September, (2007).

Jacobsson (2007): Jacobsson, Peter, Konstruktör, Martinsons Träbroar AB, (2007)

Janssen (2007): Janssen, Valle, Broteknik, Banverket HK, (2007)

Kliger (2007): Kliger, Robert, Professor vid avdelningen för konstruktionsteknik, Chalmers Tekniska Högskola, (2007)

Kronborg (2007): Kronborg, Anders; Broingenjör; Banverket, (2007)

Sundqvist (2007): Sundqvist, Stefan; Säljare; Martinsons Träbroar AB, (2007)

Svensson (2007); Svensson, Tomas; Konstruktör, FB Engineering AB, (2007)

Elektroniska källor

Banverket (2007b): Banverkets hemsida, www.banverket.se, Juli (2007)

Järnväg.net (2007): Guide till Sveriges tåg och järnvägar, www.jarnvag.net, Juli (2007)

Appendix A – Enkät A och B

A Investering

1. Bestånd av järnvägsbroar

- Hur många järnvägsbroar finns i regionen?
- Hur stor är andelen betong- respektive stålbroar?
- Hur långa är järnvägsbroarna (andel av de befintliga inom regionen)?

[m]	2-10
	10-20
	20-30
	>30

- Övrigt

2. Kostnader för järnvägsbroar, 2-10m

- Vad är priset, vid nyproduktion, på överbyggnad respektive underbyggnad (alternativt totalsumman)?
- Vad är kostnaden för montage vid prefabricerad överbyggnad?
- Hur mycket kostar underhållet av en järnvägsbro i stål respektive betong?
- Övrigt

3. Metoder för montage

- Hur sker utbyte av bro då framkomligheten är begränsad och till exempel endast järnvägen leder fram till platsen?
- Hur stor andel av projekten utförs i svårframkomlig terräng?
- Vilka metoder är att föredra vid montage, exempelvis transporter via anslutande vägnät eller järnväg?
- Hur länge får trafiken stängas av vid utbyte av bro?
- Vilka maskiner används vid montage?
 - Vilka funktionskrav ställs vid användande av dessa maskiner?

- Övrigt

4. Skick på järnvägsbroarna i x.x

- Vad är livslängden på broarna?
 - Vilka faktorer styr bestämningen av en bros livslängd?
- Hur många utbyten är planerade i framtiden?
- Övrigt

5. Planerad utveckling

- Finns det planer på nyproduktion av järnväg/järnvägsbroar i regionen?
- Vilka krav på järnvägsbroar förväntas öka?
 - Axellast
 - Dynamiska Laster (Hastighet)
 - Livslängd
 - Snabba montage
 - Antal spår i bredd
- Har ni planerat att utveckla några delar av järnvägsnätet?
 - Vilka?
 - Hur?
- Övrigt

6. Egenskaper hos järnvägsbroar

- Finns det krav på att bron skall kunna repareras utan störning i trafiken?
- Vilka är de viktigaste egenskaperna vid montage?
 - Hur ser transporten ut?
 - Vilken längd och höjd är begränsande vid transport?
 - Vilken vikt är begränsande vid transport?

- Vilka är de viktigaste egenskaperna för åtkomlighet vid service?
- Övrigt

7. Vilka anser ni är fördelar respektive nackdelar med betongbroar?

- När är det fördelaktigt att välja en betongbro?

8. Vilka anser ni är fördelar respektive nackdelar med stålbroar?

- När är det fördelaktigt att välja en stålbro?

9. Vad har ni för tankar om järnvägsbroar i trä?

B Expertstöd teknik

1. Hur ser behovet av underhåll för järnvägsbroar ut? Hur ser fördelningen mellan olika typer av underhåll ut?

- Inspektioner
- Förebyggande underhåll
- Avhjälpande underhåll
- Övrigt

2. Brister/skador på järnvägsbroar (*särskilj betong och stål*)

- Vilken typ av brister/skador är vanliga?
- Vad är orsaken till bristerna?
- Vilka är åtgärderna vid skador?
 - Hur ser tillgängligheten/framkomlighet runt reparationsplatsen ut?
 - Finns särskilda funktionskrav för att underlätta underhåll och reparationer?
 - Vilka tekniska lösningar används vid vanligt förekommande reparationer?
 - Vilka tekniska lösningar används vid svåråtkomliga objekt?
- Vilka åtgärder utförs i förebyggande syfte?
- Vilka kostnader kan identifieras vid reparationer och underhåll?
- Vilka tidsrelaterade krav ställs idag vid reparationer?
 - Inom vilket/vilka områden önskar Banverket minska tidsåtgången vid reparationer?
- Övrigt

3. Tätskikt hos stålbroar

- Vilka typer av tätskikt används?
 - vilket material?

– hur är det utformat?

- Hur fästs tätskiktet på bron?
- Vilken typ av slitage kan identifieras på de tätskikt som används?
- Hur går man tillväga vid byte av tätskikt, om nödvändigt?
- Vad är beräknad livslängd på ett tätskikt?
- Övrigt

Appendix B - Beräkning av konstruktionshöjd, Mathcad

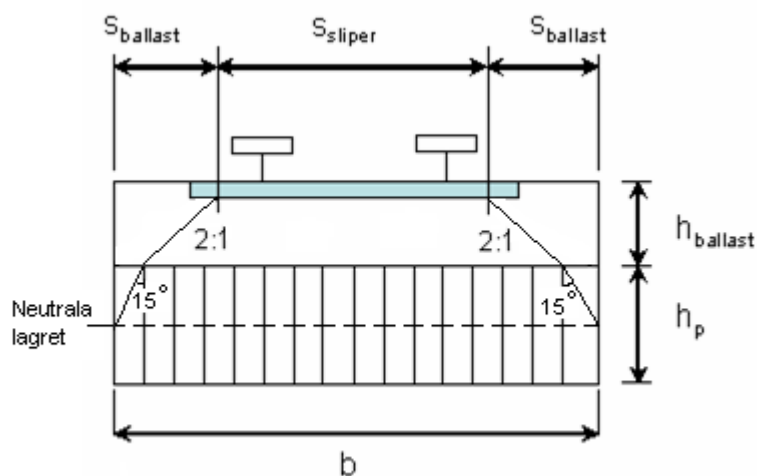
1 Geometri

Brolängder:

$$L_p := \left(\frac{3}{9} \right) \cdot m$$

Passräknad konstruktionshöjd:

$$h_p := \left(\frac{0.315}{0.855} \right) \cdot m$$



1.1 Ballast

Ballastdjup:

$$h_{ballast} := 0.6m$$

Höjd sliper:

$$h_{sliper} := 0.2m$$

Lastspridning under sliper:

$$s_{sliper} := 2.25m$$

Total lastspridning underkant ballast:

$$b_B := s_{sliper} + 2 \cdot (h_{ballast} - h_{sliper}) \cdot 0.5$$

$$b_B = 2.65 \text{ m}$$

Antagande: Bredden på balken satt till minimum bredd lastspridning under ballast.

Area av ballasten:

$$A_b := h_{ballast} \cdot b_B$$

$$A_b = 1.59 \text{ m}^2$$

1.2 Balken

Lastspridning i balken med 15 graders lutning ger kontaktryck, Anon (2004). Balkens bredd antas motsvara kontaktytan.

Balkens bredd med hänsyn till lastspridning (till neutrala lagret) i balken:

$$b := b_B + \frac{h_p}{2} \cdot \tan(15\text{deg}) \cdot 2$$

$$b = \left(\frac{2.734}{2.879} \right) m$$

Tvärsnittsarea:

$$A_{balk} := \overrightarrow{(h_p \cdot b)}$$

$$A_{balk} = \left(\frac{0.861}{2.462} \right) m^2$$

2 Materialegenskaper

κ_T omräkningsfaktor för reduktion av bärförmåga med hänsyn till inverkan av fukt och lastens varaktighet enligt avsnitt 5.21 och 5.22. (Tabell a s.87, BKR, om kkl 3 ytterligare 0.85)
Klimatklass 3

Lasttyp C: $\kappa_{r3} := 0.85 \cdot 0.85$ $\kappa_{r3} = 0.722$

κ_s omräkningsfaktor som beaktar klimatklass och lastvaraktighet.
s.97 kap 5:322 BKR
Klimatklass 2

Lasttyp C: $\kappa_{s2} := 0.9$

Lasttyp P: $\kappa_{s2P} := 0.45$

2.1 Partialkoefficienter

BKR 2:115, säkerhetsklass => $\gamma_n := 1.2$
Stor risk för personskada, SK3

BKR 5:312, bärförmåga trä => $\gamma_m := 1.15$
med hänsyn till materialets bärförmåga

BKR 8:312, bärförmåga stål => $\gamma_{ms} := 1.1$
måttavvikelse har inverkan på bärförmågan

2.2 Dimensionerande materialvärden Limträbalk L40

BKR Kap 5:23 s.75, Tabell b:

Böjning parallellt med fibrerna: $f_{mk} := 33 \text{ MPa}$ $f_{md} := \frac{\kappa_{r3} \cdot f_{mk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$ $f_{md} = 17.277 \text{ MPa}$

Tryck vinkelrätt fibrerna: $f_{c90k} := 8 \text{ MPa}$ $f_{c90d} := \frac{\kappa_{r3} \cdot f_{c90k}}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$ $f_{c90d} = 4.188 \text{ MPa}$

Längsskjuvning: $f_{vk} := 4 \text{ MPa}$ $f_{vd} := \frac{\kappa_{r3} \cdot f_{vk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$ $f_{vd} = 2.094 \text{ MPa}$

2.2.1 Styvhetsvärden

Deformation, $\gamma_m = 1$ i SLS

Elasticitetsmodul, parallelt
med fibrerna (C):

$$E_k := 13000 \text{ MPa}$$

$$E_d := \frac{\kappa_{s2} \cdot E_k}{1}$$

$$E_d = 11.7 \text{ GPa}$$

Elasticitetsmodul, parallelt
med fibrerna (P):

$$E_{dP} := \frac{\kappa_{s2P} \cdot E_k}{1}$$

$$E_{dP} = 5.85 \text{ GPa}$$

2.3 Dimensionerande materialvärden Stålkvalitet S355

Sträckgräns:

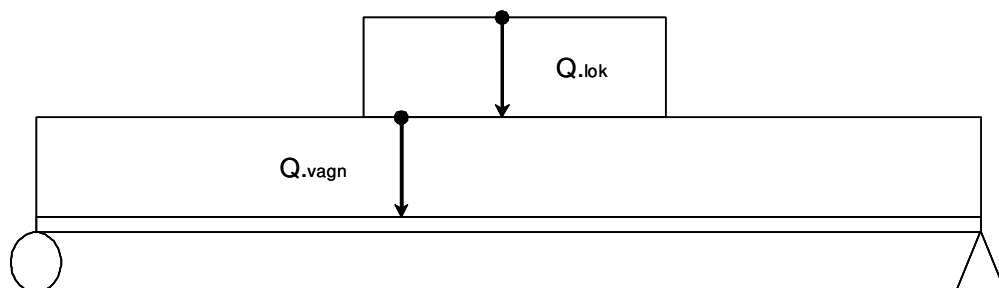
$$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_n \cdot \gamma_{ms}}$$

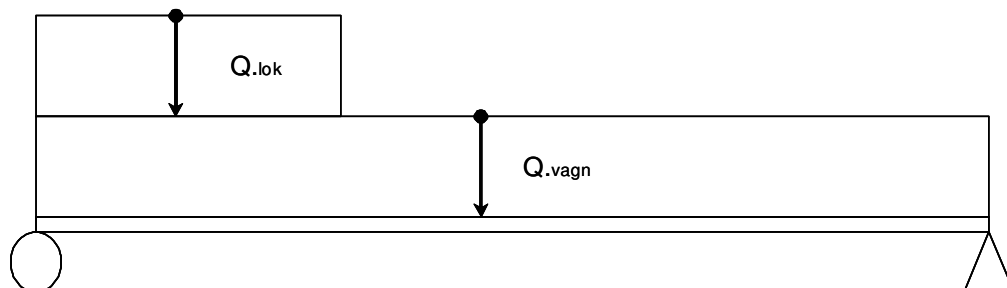
$$f_{yd} = 268.939 \text{ MPa}$$

3 Lastkombinationer

Lastfallet som kommer att användas är BV2000, BV Bro kap 21.2211. I BV Bro är det angivet att vid broar med minst 0.6 m ballast får axellasterna ersättas med en jämt fördelad last på 206 kN/m vid beräkning av brons huvudbärverk.



Figur 3.1 Max moment



Figur 3.2 Max tvärkraft

3.1 Lastutbredning längdled

Lastutbredning under lok:

$$l_{\text{lok}} := 6.4\text{m}$$

Lastutbredning vid CL, längsled:
EN 1995-2 tabell 5.2

$$l_{\text{lokCL}} := l_{\text{lok}} + (0.4\text{m} + h_p) \quad l_{\text{lokCL}} = \left(\frac{7.115}{7.655} \right) \text{m}$$

Utbredning av loklast:
Då brolängd < loklängd, välj brolängd

$$l_{\text{lokp}} := \begin{pmatrix} L_{p0} \\ l_{\text{lokCL}_1} \end{pmatrix} \quad l_{\text{lokp}} = \begin{pmatrix} 3 \\ 7.655 \end{pmatrix} \text{m}$$

3.2 Brottgräns

3.2.1 Partialkoefficienter, enligt lastkombination IV:A brott

Lastkombination IV:A kommer att vara huvudbelastningsfallet i brottsgränstillstånd.

Huvudlast => tåglast

Permanenta laster

Egentyngd:

$$\gamma_{\text{egen_brott}} := 1.05$$

Ballast:

$$\gamma_{\text{ballast_brott}} := 1.25$$

Variabla laster

Tåglaster:

$$\gamma_{\text{tåg_brott}} := 1.4$$

Sidokraft (100kN:

$$\gamma_{\text{sidokraft_brott}} := 0.6$$

Vindlast:

$$\gamma_{\text{vind_brott}} := 0.6$$

Vid beräkning av horisontella lasteffekter tvärsbron kommer sidokraften att vara huvudlasten:

$$\gamma_{\text{h_vind_brott}} := 0.6$$

$$\gamma_{\text{h_sidokraft_brott}} := 1.4$$

3.3 Bruksgräns

3.3.1 Partialkoefficienter, enligt lastkombination V:C, nedböjning bruksgräns.

Lastkombination V:C kommer att utgöra grund för beräkning av nedböjning.

Variabla laster

Tåglaster:

$$\gamma_{\text{tåg_bruk}} := 1$$

3.4 Utmattning

3.4.1 Partialkoefficienter, enligt lastkombination VI, utmattning

Lastkombination VI kommer utgöra grund för beräkning av utmattning.

Permanenta laster

Egentyngd (inkl räil och sliper): $\gamma_{\text{egen_u}} := 1$

Ballast: $\gamma_{\text{ballast_u}} := 1$

Variabla laster

Tåglaster: $\gamma_{\text{tåg_u}} := 0.8$

Vindlast: $\gamma_{\text{vind_u}} := 0.6$

4 Permanent Last

4.1 Ballast inklusive räil och slipers

Egentyngd av ballast: $Q_b := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $q_b := Q_b \cdot \frac{A_b}{2}$ $q_b = 15.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

4.2 Träkonstruktion

Egenveikt L40: $Q_t := 0.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

Egenveikt platta: $q_{\text{platta}} := Q_t \cdot g \cdot \frac{A_{\text{balk}}}{2}$ $q_{\text{platta}} = \left(\frac{2.299}{6.57} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

5 Variabel Last

5.1 Dynamisk faktor

Den dynamiska faktorn tar hänsyn till de dynamiska lasteffekterna.

Bestämmande längd: $L_p = \left(\frac{3}{9} \right) \text{m}$

Dynamisk faktor: $D := 1 + \frac{4}{8 + \frac{L_p}{\text{m}}}$ $D = \left(\frac{1.364}{1.235} \right)$

5.2 Trafiklast

Punktlaster av loklast:

$$P := 330 \text{ kN}$$

Vid bro med minst 0.6 meter ballast får axellasterna ersättas med en jämtfördelad last av 206 kN/m vid beräkning av brons huvudbärverk.

Loklast:

$$q_{\text{loklast}} := 96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Loklast med hänsyn till dynamisk lasteffekt:

$$q_{\text{lok}} := \frac{q_{\text{loklast}}}{2} \cdot D \quad q_{\text{lok}} = \left(\frac{65.455}{59.294} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vagnlast :

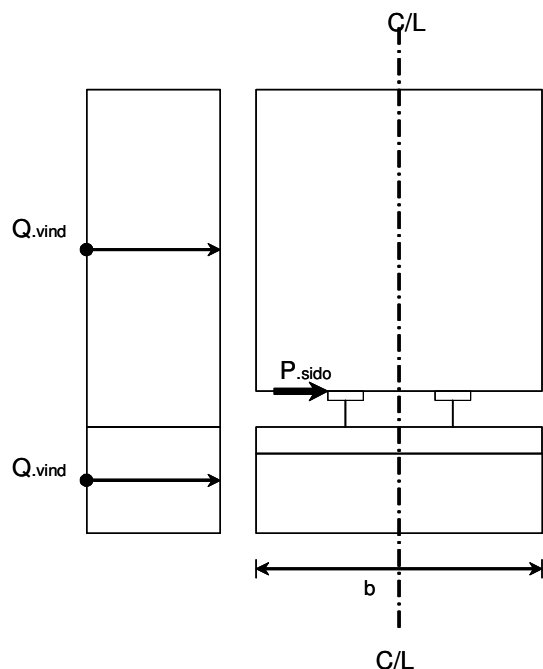
$$q_{\text{vagnlast}} := 110 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vagnlast med hänsyn till dynamisk lasteffekt:

$$q_{\text{vagn}} := \frac{q_{\text{vagnlast}}}{2} \cdot D \quad q_{\text{vagn}} = \left(\frac{75}{67.941} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6 Horisontella laster

De laster som kommer att påverka bron horisontellt är vindlasten och sidokraften. Ytan de kommer att verka mot består av tågets yta och broytan.



Tågetshöjd över RÖK:

$$h_{\text{tåg}} := 4 \text{ m}$$

Räl utförd enligt UIC65:

$$h_{\text{räl}} := 190 \text{ mm}$$

Ballastdjup:

$$h_{\text{ballast}} = 0.6 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd:

$$h_p = \left(\frac{0.315}{0.855} \right) \text{ m}$$

6.1 Sidokraft

Bro skall beräknas för en vinkelrät mot spåret i jämnhöjd med RÖK verkande sidokraft av 100 kN.

Sidokraft: $P_s := 100 \text{ kN}$

6.2 Vindlast

Antagande om att bron befinner sig under 10 m. Enligt Vägverket (2004) uppgår vindlasten till 1,8 kN/m² om bron ligger på höjderna 0 m < h < 10 m, och 2,6 kN/m² om 30 < h, för höjder mellan 10 m och 30 m interpoleras värden.

Vindlast: $Q_{\text{vind}} := 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tågets vindyta skall antas motsvaras av en rektangel med höjden 4 m över RÖK, och vindlast intensiteten skall antas uppgå till 60 % av värdet mot brokonstruktionen.

Vindlast verkande på tåg: $Q_{\text{tåg}} := 60\% \cdot Q_{\text{vind}}$

$$Q_{\text{tåg}} = 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast verkande på bro: $Q_{\text{bro}} := 100\% \cdot Q_{\text{vind}}$

$$Q_{\text{bro}} = 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Linjelast av vind: $q_{\text{hvind}} := (h_{\text{tåg}} + h_{\text{räl}}) \cdot Q_{\text{tåg}} + (h_{\text{ballast}} + h_p) \cdot Q_{\text{bro}}$

$$q_{\text{hvind}} = \left(\frac{6.172}{7.144} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.3 Vertikal inverkan av de horisontella lasterna

6.3.1 Sidokraft

Sidokraft: $P_s = 100 \text{ kN}$

Moment av sidokraft: (punktlast) $M_s := P_s \cdot (h_p + h_{\text{ballast}} + h_{\text{räl}})$ $M_s = \left(\frac{110.5}{164.5} \right) \text{ kNm}$

6.3.2 Vindlast

Moment av vindlast på tåg:
$$M_{\text{tåg}} := \left[\left(\frac{h_{\text{tåg}} + h_{\text{räl}}}{2} + h_p \right) \cdot (h_{\text{tåg}} + h_{\text{räl}}) \cdot Q_{\text{tåg}} \right]$$

$$M_{\text{tåg}} = \left(\frac{10.906}{13.349} \right) \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Moment av vindlast på bro:
$$M_{\text{bro}} := \frac{(h_p + h_{\text{ballast}})^2}{2} \cdot Q_{\text{bro}}$$

$$M_{\text{bro}} = \left(\frac{0.754}{1.905} \right) \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Totalt moment av vindlast:
$$M_{\text{vind}} := M_{\text{tåg}} + M_{\text{bro}}$$

$$M_{\text{vind}} = \left(\frac{11.659}{15.255} \right) \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

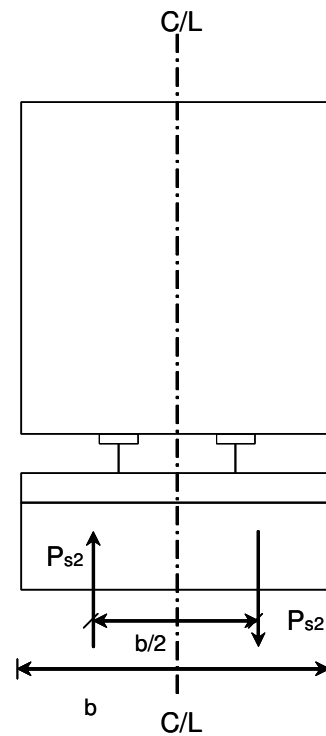
6.3.3 Kraftpar

Av sidokraft:
$$P_{s2} := \frac{M_s}{\frac{b}{2}}$$

$$P_{s2} = \left(\frac{80.822}{114.272} \right) \text{kN}$$

Av vind:
$$q_{\text{vind}} := \frac{M_{\text{vind}}}{\frac{b}{2}}$$

$$q_{\text{vind}} = \left(\frac{8.528}{10.597} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



7 Laster brottgräns

7.1 Vertikala laster

Egenvikt:	$q_{\text{egen_brott}} := \gamma_{\text{egen_brott}} \cdot q_{\text{platta}}$	$q_{\text{egen_brott}} = \left(\frac{2.414}{6.898} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vikt ballast:	$q_{\text{ballast_brott}} := \gamma_{\text{ballast_brott}} \cdot q_{\text{b}}$	$q_{\text{ballast_brott}} = 19.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vagnslast:	$q_{\text{vagn_brott}} := \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot q_{\text{vagn}}$	$q_{\text{vagn_brott}} = \left(\frac{105}{95.118} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Tåglast:	$q_{\text{lok_brott}} := \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot \overrightarrow{q_{\text{lok}} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{l_{\text{lok}}}{l_{\text{lokp}_1}} \end{pmatrix}}$	$q_{\text{lok_brott}} = \left(\frac{91.636}{69.402} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sidokraft:	$P_{\text{sid_brott}} := \gamma_{\text{sid_brott}} \cdot P_{\text{s2}}$	$P_{\text{sid_brott}} = \left(\frac{48.493}{68.563} \right) \text{kN}$
Vindlast:	$q_{\text{vind_brott}} := \gamma_{\text{vind_brott}} \cdot q_{\text{vind}}$	$q_{\text{vind_brott}} = \left(\frac{5.117}{6.358} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

7.2 Horisontella laster

Vindlast:	$q_{\text{h_vind_brott}} := \gamma_{\text{h_vind_brott}} \cdot q_{\text{hvind}}$	$q_{\text{h_vind_brott}} = \left(\frac{3.703}{4.287} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sidokraft:	$P_{\text{h_sid_brott}} := \gamma_{\text{h_sid_brott}} \cdot P_{\text{s}}$	$P_{\text{h_sid_brott}} = 140 \text{ kN}$

8 Lasteffekt brottgräns

8.1 Moment enligt lastfall 4.1

Utbredning av loklast:

$$l_{\text{lokp}} = \left(\frac{3}{7.655} \right) \text{ m}$$

Reaktionskraft vid maxmoment:

$$R_p := \left[\overbrace{\left(q_{\text{egen_brott}} + q_{\text{ballast_brott}} + q_{\text{vagn_brott}} + q_{\text{vind_brott}} \right) \cdot \frac{L_p}{2}}^{\text{...}} \right] + \left(q_{\text{lok_brott}} \cdot \frac{l_{\text{lokp}}}{2} \right) + \frac{P_{\text{sido_brott}}}{2}$$

$$R_p = \left(\frac{0.36}{0.877} \right) \text{ MN}$$

Maxmoment:

$$M_{\text{max}} := \left(R_p \cdot \frac{L_p}{2} \right) - \left(\overbrace{\left[\overbrace{\left(q_{\text{egen_brott}} + q_{\text{ballast_brott}} + q_{\text{vagn_brott}} + q_{\text{vind_brott}} \right) \cdot \frac{L_p^2}{8}}^{\text{...}} \right]}^{\text{...}} + \left(q_{\text{lok_brott}} \cdot \frac{l_{\text{lokp}}^2}{8} \right) \right)$$

$$M_{\text{max}} = \left(\frac{0.288}{2.14} \right) \text{ MNm}$$

8.2 Tvärkraft enligt lastfall 4.2

$$R_{\text{max}} := \frac{\left[\overbrace{\left(q_{\text{egen_brott}} + q_{\text{ballast_brott}} + q_{\text{vagn_brott}} + q_{\text{vind_brott}} \right) \cdot \frac{L_p^2}{2}}^{\text{...}} \right] + \left[\overbrace{\left(q_{\text{lok_brott}} \cdot l_{\text{lokp}} \right) \cdot \left(L_p - \frac{l_{\text{lokp}}}{2} \right)}^{\text{...}} \right]}{L_p} + P_{\text{sido_brott}}$$

$$R_{\text{max}} = \left(\frac{0.385}{0.951} \right) \text{ MN}$$

9 Kontroll böjspänning brottgräns

9.1 Gränsvärde för böjspänning

BKR 5:23, storlekseffekt: om balkhöjd mindre än 600 mm => k_h

$$h_p < 0.6\text{m} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad 1 \Rightarrow \text{faktor } k_h$$

$$\begin{array}{l} h \leq 0.3 \\ 0.3 \leq h \leq 0.6 \end{array} \quad k_h := \begin{bmatrix} 1.15 \\ \left(\frac{0.6\text{m}}{h_{p0}} \right)^{0.2} \end{bmatrix} \quad k_h = \begin{pmatrix} 1.15 \\ 1.138 \end{pmatrix}$$

$$\text{Balkhöjder:} \quad h_p = \begin{pmatrix} 0.315 \\ 0.855 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\text{Gränsvärde för böjspänning:} \quad \sigma_{md} := \begin{pmatrix} f_{md} \cdot k_{h1} \\ f_{md} \end{pmatrix} \quad \sigma_{md} = \begin{pmatrix} 19.654 \\ 17.277 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

9.2 Dimensionerande Böjspänning

Maximalt moment:

$$M_{\max} = \begin{pmatrix} 0.288 \\ 2.14 \end{pmatrix} \text{ MNm}$$

Tröghetsmoment:

$$I := \frac{\overrightarrow{\left(\frac{b}{2} \cdot h_p^3 \right)}}{12} \quad I = \begin{pmatrix} 3.561 \times 10^{-3} \\ 0.075 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

Neutralt lager:

$$y_p := \frac{h_p}{2} \quad y_p = \begin{pmatrix} 0.158 \\ 0.428 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Böjspänning:

$$\sigma_m := \overrightarrow{\left(\frac{M_{\max}}{I} \cdot y_p \right)} \quad \sigma_m = \begin{pmatrix} 12.756 \\ 12.2 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Nyttjandegrad map dimensionerande höjd:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{md}} = \begin{pmatrix} 64.905 \\ 70.614 \end{pmatrix} \%$$

10 Kontroll upplagstryck brottgräns

Upplaget kommer att sträcka sig över plattans bredd. Antagande att upplagskrafterna kommer att fördelas jämt över kontaktytan.

10.1 Gränsvärde för upplagstryck

Gränsvärde upplagsspänning: $\sigma_{c90d} := f_{c90d}$ $\sigma_{c90d} = 4.188 \text{ MPa}$

10.2 Dimensionerande upplagstryck

Bredd upplag i längdled: $b_{\text{upplag}} := 0.2 \text{ m}$

Bredd platta: $b = \begin{pmatrix} 2.734 \\ 2.879 \end{pmatrix} \text{ m}$

Area upplag: $A_{\text{up}} := b_{\text{upplag}} \cdot \frac{b}{2}$ $A_{\text{up}} = \begin{pmatrix} 0.273 \\ 0.288 \end{pmatrix} \text{ m}^2$

$\sigma_{\text{up_p}} := \frac{R_{\text{max}}}{A_{\text{up}}}$ $\sigma_{\text{up_p}} = \begin{pmatrix} 1.406 \\ 3.303 \end{pmatrix} \text{ MPa}$

Nyttjandegrad: $\frac{\sigma_{\text{up_p}}}{\sigma_{c90d}} = \begin{pmatrix} 33.577 \\ 78.865 \end{pmatrix} \%$

11 Skjuvning med avseende på brott

Max skjuvspänning kommer att uppträda i mitten i höjddled tvärsnitt. Beräkning utförd på halva brobredden.

$\tau_p := \frac{R_{\text{max}}}{\frac{A_{\text{balk}}}{2}} \cdot \frac{3}{2}$ $\tau_p = \begin{pmatrix} 1.339 \\ 1.159 \end{pmatrix} \text{ MPa}$

Gränsvärde skjuvspänning: $\tau_d := f_{vd}$ $\tau_d = 2.094 \times 10^6 \text{ Pa}$

Nyttjandegrad: $\frac{\tau_p}{\tau_d} = \begin{pmatrix} 63.957 \\ 55.344 \end{pmatrix} \%$

12 Horisontell lasteffekt brottgräns

Brolängd: $L_p = \begin{pmatrix} 3 \\ 9 \end{pmatrix} \text{ m}$

Sidokraften kommer att vara huvudlasten vid beräkning av reaktionskraften, se kapitel 7.2

Horisontell reaktionskraft: $R_{\text{horisontell}} := \overrightarrow{\left[(q_{h_vind_brott}) \cdot \frac{L_p}{2} \right]} + \left(\frac{P_{h_sido_brott}}{2} \right)$
 $R_{\text{horisontell}} = \begin{pmatrix} 75.555 \\ 89.289 \end{pmatrix} \text{ kN}$

13 Last - Nedböjning

Laster vid bruksgräns:

(Loklast & vagnslast beräknad utan dynamiskt tillskott, enligt Banverket (2007) 21.2216d)

Vagnslast:	$q_{\text{vagn_bruk}} := \gamma_{\text{tåg_bruk}} \cdot \frac{q_{\text{vagnlast}}}{2}$	$q_{\text{vagn_bruk}} = 55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Tåglast:	$q_{\text{lok_bruk}} := \gamma_{\text{tåg_bruk}} \cdot \frac{q_{\text{loklast}}}{2} \cdot \left(\frac{1}{\frac{l_{\text{lok}}}{l_{\text{lokp}_1}}} \right)$	$q_{\text{lok_bruk}} = \left(\frac{48}{40.131} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Utbredd last:	$q_{\text{bruk}} := q_{\text{vagn_bruk}} + q_{\text{lok_bruk}}$	$q_{\text{bruk}} = \left(\frac{103}{95.131} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

14 Nedböjning

Elasticitetsmodul:

Lastvaraktighet C $E_d = 11.7 \text{ GPa}$

Lastvaraktighet P
ger långtidslast $E_{dP} = 5.85 \text{ GPa}$

Deformationer/nedböjningar beräknas enligt kravet på maximal nedböjning, Banverket (2007). kap 12.421.

Gränsvärde för maximal nedböjning: $\delta_{\text{max}} := \frac{L_p}{800}$ $\delta_{\text{max}} = \left(\frac{3.75}{11.25} \right) \text{ mm}$

Tröghetsmoment, I: $I = \left(\frac{3.561 \times 10^{-3}}{0.075} \right) \text{ m}^4$

14.1 Nedböjning - axellaster

För att beräkna nedböjning av loklast approximeras utbredd last till 6 stycken punktlaster verkande på 7,7m bredd. (Hänsyn tagen till lastspridning i ballast, därav 7,7m)

Punktlaster:	$P_{\text{bruk}} := \frac{q_{\text{lok_bruk}} \cdot l_{\text{lokp}}}{6}$	$P_{\text{bruk}} = 51.2 \text{ kN}$
Avstånd l_b till inre respektive yttre axellast:	$l_b := \frac{1}{2} \left[L_{p1} - \frac{l_{\text{lokp}}}{6} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 3 \\ 5 \end{pmatrix} \right]$	$l_b = \begin{pmatrix} 3.862 \\ 2.586 \\ 1.31 \end{pmatrix} \text{ m}$
Avstånd l_a till inre respektive yttre axellast:	$l_a := L_{p1} - l_b$	$l_a = \begin{pmatrix} 5.138 \\ 6.414 \\ 7.69 \end{pmatrix} \text{ m}$
Nedböjning av axellaster mitt på spann: (en sida av symmetrilinje)	$\delta_P := \frac{P_{\text{bruk}} \cdot l_b \cdot \left[3 \cdot (L_{p1})^2 - 4 \cdot l_b^2 \right]}{48 \cdot E_d \cdot I_1}$	$\delta_P = \begin{pmatrix} 0.861 \\ 0.68 \\ 0.376 \end{pmatrix} \text{ mm}$
Total nedböjning av loklast (axellaster):	$\delta_{\text{Plok}} := \sum (2 \cdot \delta_P)$	$\delta_{\text{Plok}} = 3.834 \text{ mm}$

14.2 Nedböjning - utbredda laster

$\delta := \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E \cdot I}$	
Nedböjning av loklast: (Spann < 7,7m)	$\delta_{\text{qlok}} := \frac{5 \cdot \left[q_{\text{lok_bruk}} \cdot (L_{p0})^4 \right]}{384 \cdot E_d \cdot I_0}$
	$\delta_{\text{qlok}} = 1.215 \text{ mm}$
Nedböjning av vagnslast:	$\delta_{\text{qvagn}} := \frac{5 \cdot \left(q_{\text{vagn_bruk}} \cdot L_p^4 \right)}{384 \cdot E_d \cdot I}$
	$\delta_{\text{qvagn}} = \begin{pmatrix} 1.392 \\ 5.356 \end{pmatrix} \text{ mm}$

14.3 Total nedböjning

Total nedböjning:	$\delta_y := \delta_{\text{qvagn}} + \begin{pmatrix} \delta_{\text{qlok}} \\ \delta_{\text{Plok}} \end{pmatrix}$	$\delta_y = \begin{pmatrix} 2.607 \\ 9.19 \end{pmatrix} \text{ mm}$
Nyttjandegrad:		$\frac{\delta_y}{\delta_{\text{max}}} = \begin{pmatrix} 69.528 \\ 81.692 \end{pmatrix} \%$
Kontroll av nedböjning bruksgränstillstånd:	$\delta_y < \delta_{\text{max}} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$	$0 = \text{ej ok!}$ $1 = \text{ok!}$

14.4 Beräkning av erforderlig överhöjning, långtidslast

$$\delta_{\text{öh}} := \frac{5 \cdot \overline{\left[(q_b + q_{\text{platta}}) \cdot L_p \right]^4}}{384 \cdot I} \cdot \left(\frac{1}{E_{dP}} + \frac{1}{E_d} \right)$$

Nedböjning av långtidslast:

$$\delta_{\text{öh}} = \begin{pmatrix} 1.382 \\ 6.565 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

15 Laster utmattning

Egenvikt:

Inklusive räl och slipers

$$q_{\text{egen_u}} := \gamma_{\text{egen_u}} \cdot q_{\text{platta}}$$

$$q_{\text{egen_u}} = \begin{pmatrix} 2.299 \\ 6.57 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vikt ballast:

$$q_{\text{ballast_u}} := \gamma_{\text{ballast_u}} \cdot q_b$$

$$q_{\text{ballast_u}} = 15.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vagnslast:

$$q_{\text{vagn_u}} := \gamma_{\text{tåg_u}} \cdot q_{\text{vagn}}$$

$$q_{\text{vagn_u}} = \begin{pmatrix} 60 \\ 54.353 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tåglast:

$$q_{\text{loku_u}} := \gamma_{\text{tåg_u}} \cdot \overline{\left[q_{\text{lok}} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{l_{\text{lok}}}{l_{\text{lokp}_1}} \end{pmatrix} \right]}$$

$$q_{\text{loku_u}} = \begin{pmatrix} 52.364 \\ 39.659 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast:

$$q_{\text{vind_u}} := \gamma_{\text{vind_u}} \cdot q_{\text{vind}}$$

$$q_{\text{vind_u}} = \begin{pmatrix} 5.117 \\ 6.358 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

16 Lasteffekt - Utmattning

16.1 Maxmoment lastfall 4.1

Reaktionskraft vid maxmoment:

$$R_u := \left[\overbrace{\left(q_{egen_u} + q_{ballast_u} + q_{vagn_u} + q_{vind_u} \right) \cdot \frac{L_p}{2}} + \overbrace{\left(q_{loku_u} \cdot \frac{l_{lokp}}{2} \right)} \right] \dots$$

$$R_u = \begin{pmatrix} 0.204 \\ 0.526 \end{pmatrix} \text{MN}$$

Maxmoment:

$$M_{\max_u} := \left(\overbrace{R_u \cdot \frac{L_p}{2}} \right) - \left(\overbrace{\left[\left(\left(q_{egen_u} + q_{ballast_u} + q_{vagn_u} + q_{vind_u} \right) \cdot \frac{L_p^2}{8} \right] + \left(q_{loku_u} \cdot \frac{l_{lokp}^2}{8} \right)} \right) \right)$$

$$M_{\max_u} = \begin{pmatrix} 0.153 \\ 1.235 \end{pmatrix} \text{MNm}$$

16.2 Minmoment, endast egenvikt

Tvärkraft:

$$R_{\min} := \left[\overbrace{\left(q_{egen_u} + q_{ballast_u} \right) \cdot \frac{L_p}{2}} \right]$$

$$R_{\min} = \begin{pmatrix} 27.298 \\ 101.115 \end{pmatrix} \text{kN}$$

Minmoment:

$$M_{\min_u} := \left(\overbrace{R_{\min} \cdot \frac{L_p}{2}} \right) - \left(\overbrace{\left[\left(q_{egen_u} + q_{ballast_u} \right) \cdot \frac{L_p^2}{8} \right]} \right)$$

$$M_{\min_u} = \begin{pmatrix} 0.02 \\ 0.228 \end{pmatrix} \text{MNm}$$

16.3 Maximal Tvärkraft enligt lastfall 4.2

$$R_{\max_u} := \frac{\left[\overbrace{\left(q_{egen_u} + q_{ballast_u} + q_{vagn_u} + q_{vind_u} \right) \cdot \frac{L_p^2}{2}} \right]}{L_p} + \frac{\left[\overbrace{\left(q_{loku_u} \cdot l_{lokp} \right) \cdot \left(L_p - \frac{l_{lokp}}{2} \right)} \right]}{L_p}$$

$$R_{\max_u} = \begin{pmatrix} 0.204 \\ 0.549 \end{pmatrix} \text{MN}$$

17 Utmattning enligt Bro 2004

Lastkombination VI - utmattning, moment och tvärkraft enligt nya lastkoefficienter.

Gränsvärden för f_{rd} enligt kap 57.321, tabell 57.2 och interpolerade värden, f_{mk} karakteristiskt värde

Dimensioneringsvillkor med hänsyn till utmattning:

$$\Delta\sigma < f_{rd}$$

$$f_{rd} := k_{fat} \cdot f_{mk}$$

Antalet lastcykler, n , beroende på brolängerna . BV Bro 21.2218

$$n := \begin{pmatrix} 10 \cdot 10^6 \\ 2 \cdot 10^6 \end{pmatrix}$$

k_{fat} enligt Vägverket (2004), kap 57.321

$$k_{fat,\omega} := \begin{pmatrix} 0.2 \\ 0.3 \end{pmatrix} \quad \begin{matrix} 0.2 \text{ avser skjuvning} \\ 0.3 \text{ avser böjning} \end{matrix}$$

17.1 Utmattning map böjspänning

Villkor som medför oändlig utmattningshållfasthet:

$$\Delta\sigma < k_{fat,\omega} \cdot f_{mk} \Rightarrow N \Rightarrow \infty$$

Gränsvärde:

$$k_{fat,\omega_1} \cdot f_{mk} = 9.9 \times 10^6 \text{ Pa}$$

Max böjspänning:

$$\sigma_{1, bro} := \overrightarrow{\left(\frac{M_{max_u}}{I} \cdot y_p \right)} \quad \sigma_{1, bro} = \begin{pmatrix} 6.751 \times 10^6 \\ 7.04 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Min böjspänning:

$$\sigma_{2, bro} := \overrightarrow{\left(\frac{M_{min_u}}{I} \cdot y_p \right)} \quad \sigma_{2, bro} = \begin{pmatrix} 9.055 \times 10^5 \\ 1.297 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Spänningsamplitud:

$$\Delta\sigma_{bro} := \sigma_{1, bro} - \sigma_{2, bro} \quad \Delta\sigma_{bro} = \begin{pmatrix} 5.845 \times 10^6 \\ 5.743 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Kontroll:

$$\Delta\sigma_{bro} < k_{fat,\omega_1} \cdot f_{mk} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

1 = ok!

0 = interpolera k_{fat} !

17.2 Utmattning map skjuvspänning

Villkor som medför oändlig utmattningshållfasthet:

$$\Delta\tau_{u.bro} < k_{fat} \cdot \omega_0 \cdot f_{vk} \Rightarrow N \Rightarrow \infty$$

Gränsvärde för utmattningshållfasthet:

$$k_{fat} \cdot \omega_0 \cdot f_{vk} = 8 \times 10^5 \text{ Pa}$$

Maximal skjuvspänning :

$$\tau_{1.bro} := \frac{R_{max_u}}{\frac{A_{balk}}{2}} \cdot \frac{3}{2} \quad \tau_{1.bro} = \begin{pmatrix} 7.088 \times 10^5 \\ 6.688 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Minsta skjuvspänning:

$$\tau_{2.bro} := \frac{R_{min}}{\frac{A_{balk}}{2}} \cdot \frac{3}{2} \quad \tau_{2.bro} = \begin{pmatrix} 9.508 \times 10^4 \\ 1.232 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Spänningsamplitud:

$$\Delta\tau_{u.bro} := \tau_{1.bro} - \tau_{2.bro} \quad \Delta\tau_{u.bro} = \begin{pmatrix} 6.138 \times 10^5 \\ 5.456 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Kontroll:

$$\Delta\tau_{u.bro} < k_{fat} \cdot \omega_0 \cdot f_{mk} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

1 = ok!

0 = interpolera k.fat!

18 Dimensionering av Styrplåt

Erforderlig kontaktyta för sidokraft och vind

Dimensionerande materialvärden:

$$f_{c90d} = 4.188 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 268.939 \text{ MPa}$$

Dimensionerande lastfall:

$$q_{h_vind_brott} = \left(\frac{3.703}{4.287} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{h_sido_brott} = 140 \text{ kN}$$

Kraft verkande på styrplåt:

$$P_{\text{styrplåt}} := \left(\overline{(q_{h_vind_brott} \cdot L_p)} + P_{h_sido_brott} \right) \frac{1}{2}$$

$$P_{\text{styrplåt}} = \left(\frac{75.555}{89.289} \right) \text{ kN}$$

Dimensioner styrplåt:

Bredd styrplåt:

$$b_{\text{styr}} := 190 \text{ mm}$$

Höjd styrplåt tryckt mot trä:

$$h_{\text{styr}} := \frac{P_{\text{styrplåt}}}{f_{c90d} \cdot b_{\text{styr}}}$$

$$h_{\text{styr}} = \left(\frac{94.943}{112.201} \right) \text{ mm}$$

19 Resultat

19.1 Dimensioner Platta

Antagen bredd på balken:

$$b = \begin{pmatrix} 2.734 \\ 2.879 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Bredd på upplag:

$$b_{\text{upplag}} = 0.2 \text{ m}$$

Bro 3 meter spännvidd

Dimensionerande höjd:

$$h_{p_0} = 0.315 \text{ m}$$

Bro 9 meter spännvidd

Dimensionerande höjd:

$$h_{p_1} = 0.855 \text{ m}$$

19.2 Nyttjandegrad

Böjspänning

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{md}} = \begin{pmatrix} 64.905 \\ 70.614 \end{pmatrix} \%$$

Upplagstryck

$$\frac{\sigma_{\text{up-p}}}{\sigma_{c90d}} = \begin{pmatrix} 33.577 \\ 78.865 \end{pmatrix} \%$$

Skjuvning

$$\frac{\tau_p}{\tau_d} = \begin{pmatrix} 63.957 \\ 55.344 \end{pmatrix} \%$$

Nedböjning

$$\frac{\delta_y}{\delta_{\max}} = \begin{pmatrix} 69.528 \\ 81.692 \end{pmatrix} \%$$

19.3 Brodetaljer

Dimensioner styrplåt:

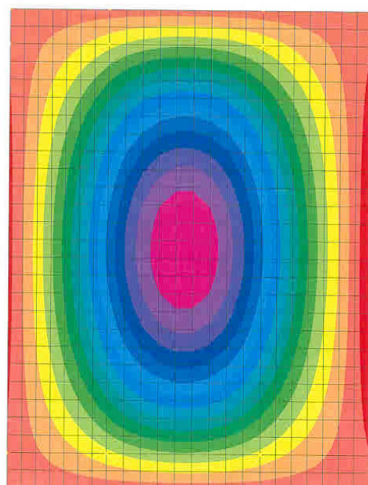
$$b_{\text{styr}} = 0.19 \text{ m}$$

$$h_{\text{styr}} = \begin{pmatrix} 0.095 \\ 0.112 \end{pmatrix} \text{ m}$$

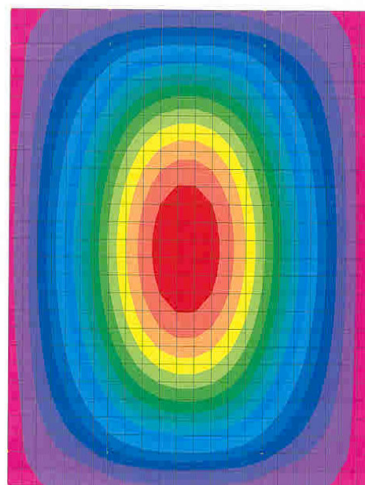
Appendix C – Resultat från FE-analys utförd av FB engineering

Data från FEM modell	G1=0.0624 GPa	Figur
Maximal nedböjning [mm]	8	A
Maximalt böjande moment [kNm/m]	510	B
Maximalt böjande moment i tvärlöd [kNm/m]	29,2	C
Maximalt vridande moment [kNm/m]	7,2	D
Maximal skjuvkraft i tvärlöd [kN/m]	26,8	E
Data från FEM modell	G2=0.624 GPa	Figur
Maximal nedböjning [mm]	6,84	F
Maximalt böjande moment [kNm/m]	418,1	G
Maximalt böjande moment i tvärlöd [kNm/m]	18,22	H
Maximalt vridande moment [kNm/m]	32,56	I
Maximal skjuvkraft i tvärlöd [kN/m]	40,33	J

Skjuvmodulen, G, enligt förhållandet mellan skjuvmodul och elasticitetsmodul, Anon (2004)

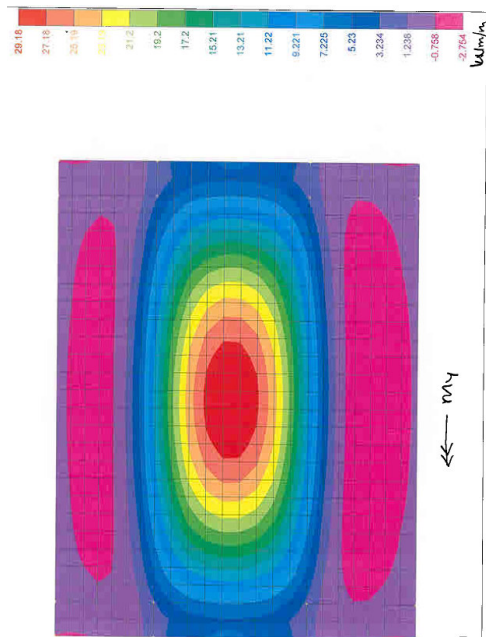


Figur A Nedböjning (G1)

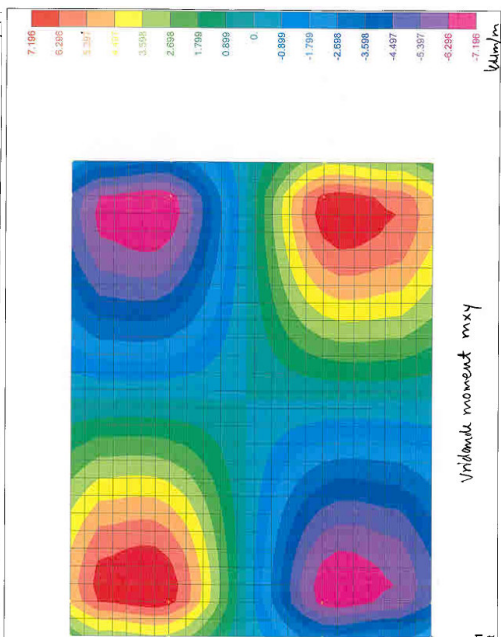
$$\text{max nedböjning} = 8,0 \text{ mm}$$


Figur B Böjande moment(Gl)

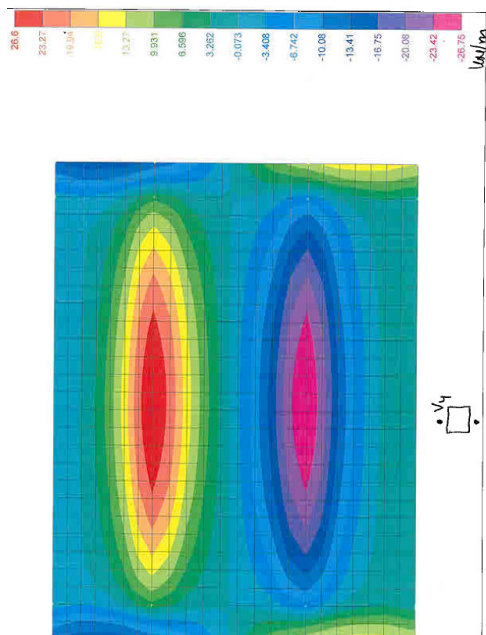
→



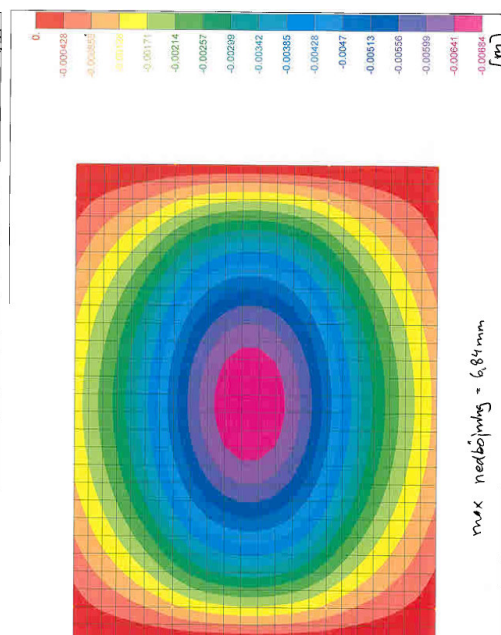
Figur C Böjande moment
i tvärlid (G1)



Figur D Vridande moment (G1)

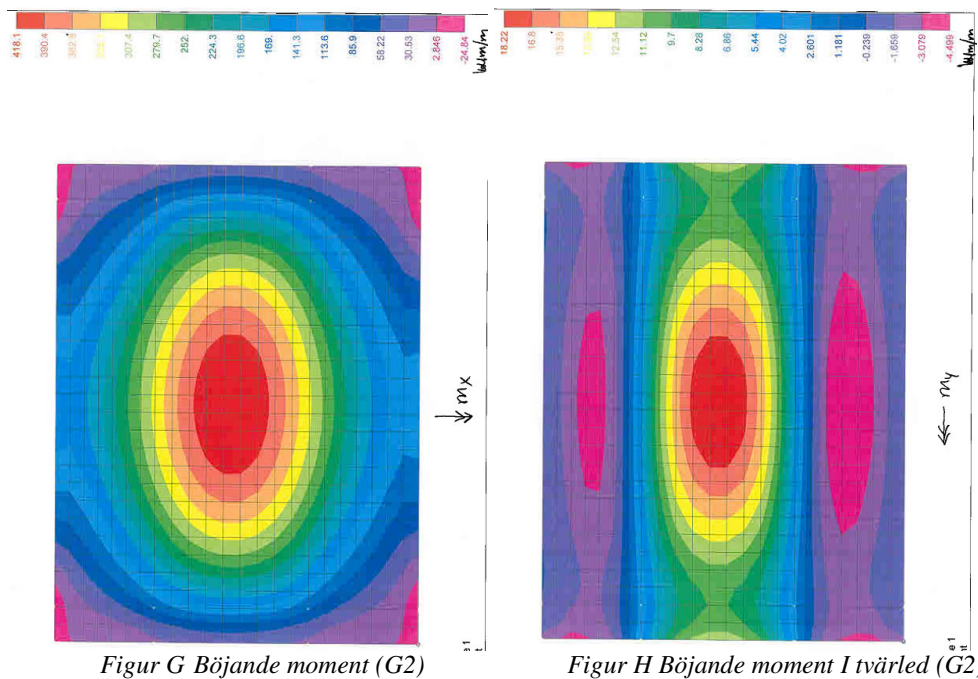


Figur E Skjuvkraft i tvärlid (G1)



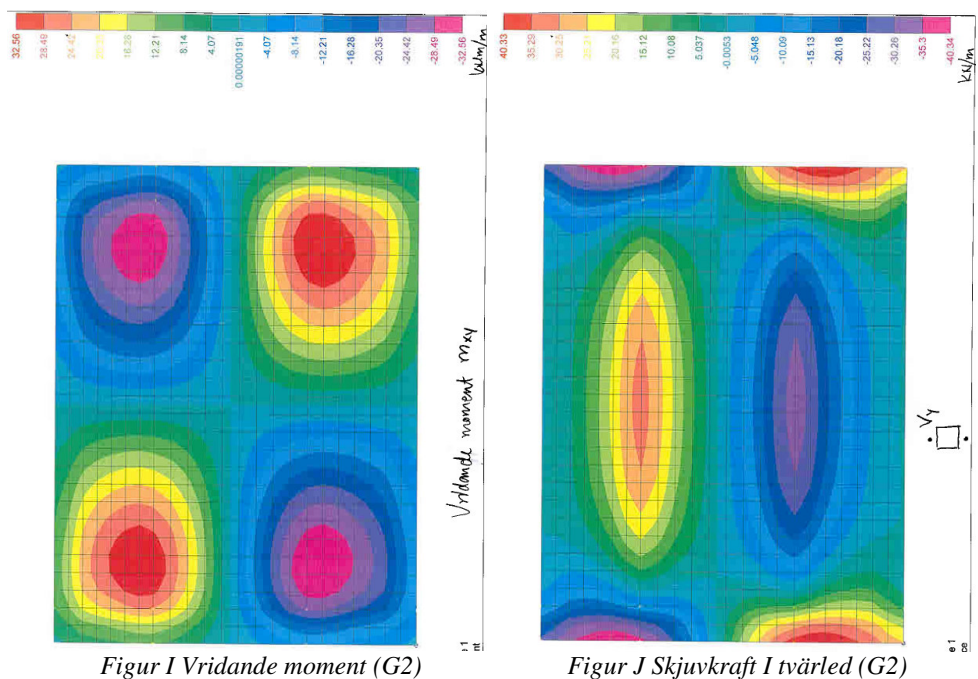
Figur F Nedböjning (G2)

max nedböjning = 6,84 mm



Figur G Böjande moment (G2)

Figur H Böjande moment I tvärlred (G2)



Figur I Vridande moment (G2)

Figur J Skjuvkraft I tvärlred (G2)

Appendix D - Beräkning av spännkraft enligt FEM modell, G1=0,0624 GPa

Indata

Höjd vid FE-modell:	$h_{\text{fem}} := 0.9\text{m}$	
Längd på plattan:	$L_{\text{platta}} := 9\text{m}$	
Partialkoefficient för tåglast i brottsgräns:	$\gamma_{\text{tåg_brott}} := 1.4$	
Dynamisk faktor:	$D_p := 1 + \frac{4}{8 + \frac{L_{\text{platta}}}{\text{m}}}$	$D_p = 1.235$

Data från FE-analys, se Appendix E:

Moment i tvärled:	$M_T := 29.2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Skjuvkraft i tvärled:	$V_T := 26.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vridande moment:	$M_V := 7.2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Friktionskoefficient plana ytor, hyvlat virke, enligt Ritter :	$\mu := 0.35$

Beräkning av förspänningskraft:

Det största värdet av normalspänningen, N , ger erforderlig inspänningskraft, N_i

Bidrag till skjuvkraften från vridande moment	$\tau_{MV} := \frac{6 \cdot M_V \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}^2}$	$\tau_{MV} = 0.092 \text{ MPa}$
Skjuvspänning i tvärled, av skjuvkraft:	$\tau_V := \frac{1.5 \cdot V_T \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}}$	$\tau_V = 0.077 \text{ MPa}$
N_{MV} från vridande moment, utbredd last:	$N_{MV} := \frac{\tau_{MV}}{\mu}$	$N_{MV} = 0.264 \text{ MPa}$

$$N_V \text{ från skjuvspänning, utbredd last:} \quad N_V := \frac{\tau_V}{\mu} \quad N_V = 220.706 \text{ kPa}$$

$$N_M \text{ från moment, utbredd last:} \quad N_M := \frac{6 \cdot M_T \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}^2} \quad N_M = 374.065 \text{ kPa}$$

$$\text{Gränsvärde inspänningskraft enligt Ritter:} \quad N_{\min} := 0.2757 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande inspänningskraft:} \quad N_{\text{dim}} := \text{augment}(N_{MV}, N_M, N_V, N_{\min})$$

$$\text{Förspänningskrafter:} \quad N_{\text{dim}}^T = \begin{pmatrix} 0.264 \\ 0.374 \\ 0.221 \\ 0.276 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande inspänningskraft:} \quad N_i := 2.5 \max(N_{\text{dim}}^T) \quad N_i = 0.935 \text{ MPa}$$

Appendix E - Beräkning av spännkraft enligt FEM modell, G2=0,624 GPa

Indata

Höjd vid FE-modell:	$h_{\text{fem}} := 0.9\text{m}$	
Längd på plattan:	$L_{\text{platta}} := 9\text{m}$	
Partialkoefficient för tåglast i brottsgräns:	$\gamma_{\text{tåg_brott}} := 1.4$	
Dynamisk faktor:	$D_p := 1 + \frac{4}{8 + \frac{L_{\text{platta}}}{\text{m}}}$	$D_p = 1.235$

Data från FE-analys, se Appendix E:

Moment i tvärled:	$M_T := 18.22 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Skjuvkraft i tvärled:	$V_T := 40.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vridande moment:	$M_V := 32.56 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
Friktionskoefficient plana ytor, hyvlat virke, enligt Ritter :	$\mu := 0.35$

Beräkning av förspänningskraft:

Det största värdet av normalspänningen, N , ger erforderlig inspänningskraft, N_i

Bidrag till skjuvkraften från vridande moment	$\tau_{MV} := \frac{6 \cdot M_V \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}^2}$	$\tau_{MV} = 0.417 \text{ MPa}$
Skjuvspänning i tvärled, av skjuvkraft:	$\tau_V := \frac{1.5 \cdot V_T \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}}$	$\tau_V = 0.116 \text{ MPa}$
N_{MV} från vridande moment, utbredd last:	$N_{MV} := \frac{\tau_{MV}}{\mu}$	$N_{MV} = 1.192 \text{ MPa}$

$$N_V \text{ från skjuvspänning, utbredd last:} \quad N_V := \frac{\tau_V}{\mu} \quad N_V = 332.129 \text{ kPa}$$

$$N_M \text{ från moment, utbredd last:} \quad N_M := \frac{6 \cdot M_T \cdot \gamma_{\text{tåg_brott}} \cdot D_p}{h_{\text{fem}}^2} \quad N_M = 233.407 \text{ kPa}$$

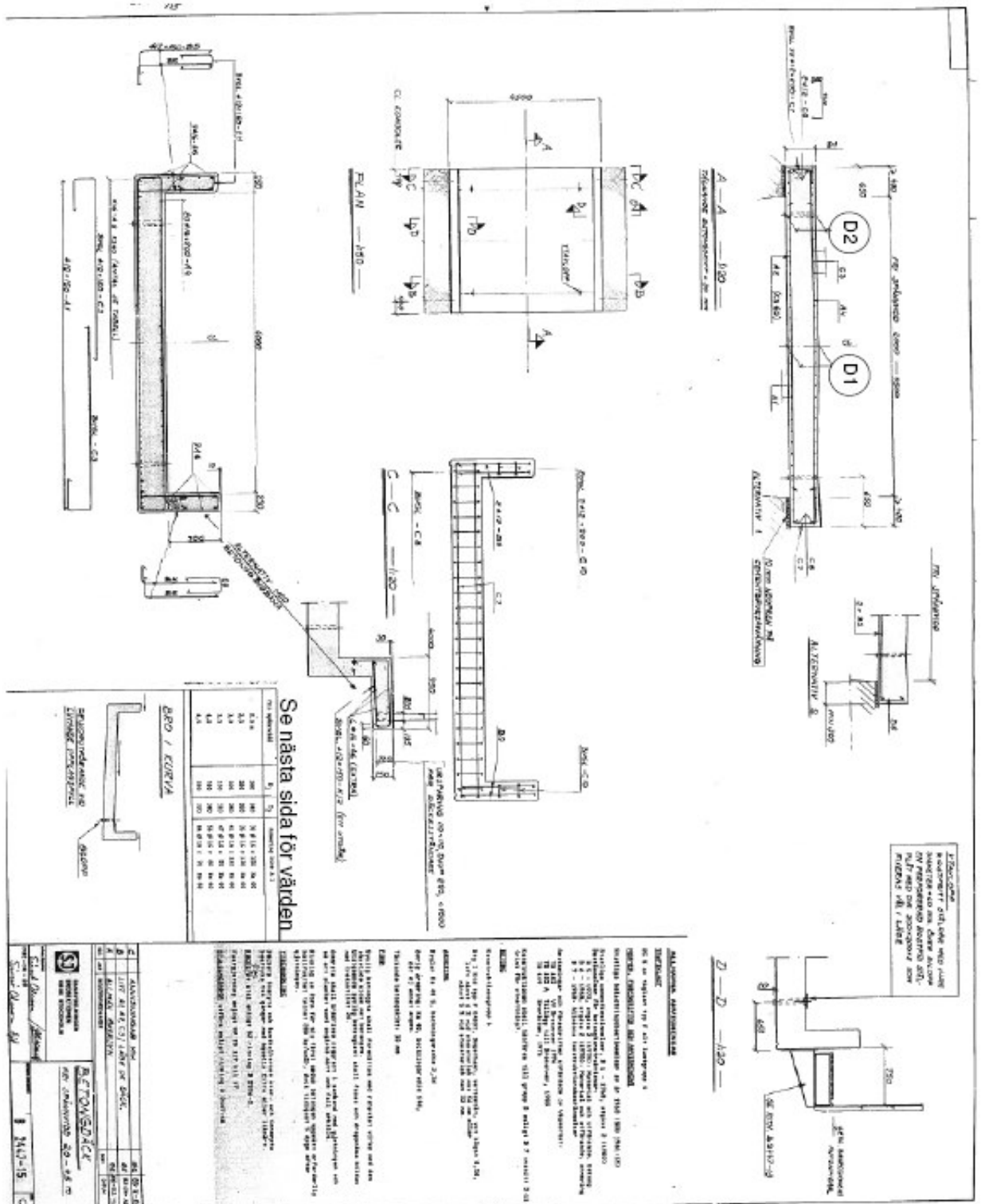
$$\text{Gränsvärde inspänningskraft enligt Ritter:} \quad N_{\min} := 0.2757 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande inspänningskraft:} \quad N_{\text{dim}} := \text{augment}(N_{MV}, N_M, N_V, N_{\min})$$

$$\text{Förspänningskrafter:} \quad N_{\text{dim}}^T = \begin{pmatrix} 1.192 \\ 0.233 \\ 0.332 \\ 0.276 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensionerande inspänningskraft:} \quad N_i := 2.5 \max(N_{\text{dim}}^T) \quad N_i = 2.979 \text{ MPa}$$

725



Tabell F konstruktionshöjder D1 och D2 för spännvidder 2-4.5 meter.

Fri spännvidd [m]	D1 [mm]	D2 [mm]
2,0	260	240
2,5	280	260
3,0	300	280
3,5	330	310
4,0	360	340
4,5	390	370