



**DEGREE PROJECT IN THE BUILT ENVIRONMENT
SECOND CYCLE, 30 CREDITS
STOCKHOLM, SWEDEN 2023**

Bärighetsbedömning av skogsbroar

Malin Rügger



TRITA-ABE-MBT-2322

Sammanfattning

Det här arbetet behandlar bärigheten hos broar i skogsbilvägnätet. Den studerade brotypen är en vanligt förekommande stål balkbro med träfarbana. Skogsbroarna, vilka används främst för virkestransporter, trafikeras sällan men trafiklasten är mycket tung. En omfattande avsaknad av uppgifter om broarnas placering och skick försvårar systematisk tillsyn och underhåll av brobeståndet. En direkt konsekvens av det bristfälliga underhållet är förekomsten av olyckor i skogsbilvägnätet. Det finns därför ett stort intresse i att fastställa bärförmågan hos broar för vilka bakgrundsinformation helt saknas. För bärighetsbedömning av existerande byggnadsverk finns riktlinjer fastställda av Trafikverket. Arbetet avhandlar Eurokodens beräknings- och analysmetoder för både bärighetsbedömning och materialprovning. I enlighet med dessa har bärförmågan hos en specifik bro i skogsbilvägnätet utvärderats teoretiskt.

Utöver den teoretiska analysen har bron besökts och testbelastats på plats. Den kontroll som utförts praktiskt av bronns bärighet är en kontroll av nedböjningen vid överfart. Överfarten iscensattes med ett för skogsbruket karakteristiskt fordon och nedböjningen mättes underifrån med hjälp av lasermätare. Den uppmätta nedböjningen hos balken ligger inom ramen för vad som anses önskvärt enligt Trafikverket, samt skiljer sig inte nämnvärt från den beräknade nedböjningen.

För att kunna utföra en korrekt analys av bronns bärighet togs ett materialprov ur en av balkarna. För en konstruktionsdel i stål där kvaliteten är okänd går denna inte att anta, utan materialet måste testas för att fastställa stål kvaliteten. Stålet dragprovades och den karakteristiska sträckgränsen för materialet bestämdes. Provningsresultaten, vilka utvärderats enligt olika metoder, gav en karakteristisk sträckgräns vilken väl överensstämde med den märkning som fanns på bronns balkände.

Resultaten av den i fallstudien tillämpade bärighetsanalysen visar på god bärighet hos I-balkarna i stål vilka utgör bronns huvudbärverk. Konstruktionen klarar kontrollen både med hänsyn till skjuvning och vippning. För träfarbanan är den beräknade bärigheten däremot bristfällig. Farbanan är konstruerad av träsyll vilken skyddas av långsgående slitplank. Fordonets position visar sig vara avgörande för farbanans prestation. Befinner sig fordonet alltför excentriskt placerat, utanför slitplanken, fördelas axellasten inte längre över flera träsyllar. Bärförmågan anses för detta kritiska lastfall otillräcklig då träsyllens dimension är för liten. Trafikeras bron däremot centrerat över slitplanken är träsyllens dimension tillräcklig för att uppfylla bärighetskraven. En slutsats är därför att slitplankens position och skick är av stor vikt, samt att överfarter i osäkra miljöer bör genomföras så centrerat som möjligt.

Abstract

This paper deals with the load bearing capacity of bridges within the forestry road network. The studied bridge type is a steel beam bridge with a wooden deck, used mainly for timber transports. Although the bridges are rarely being used, the traffic load is of a heavy nature. The substantial lack of records describing location and condition of existing bridges complicates systematic monitoring and maintenance of the bridges. As a result of this lack of monitoring, there are regular occurring accidents owing to insufficient bearing capacity. Thus, it is of great interest to estimate the bearing capacity of bridges lacking background data.

The Swedish traffic authority provide regulations for the assessment of existing constructions within the public road network. Within this thesis, the bearing capacity of one specific forest bridge was evaluated theoretically in accordance with provided regulations, agreeing with Eurocode norms. The bridge was also subjected to a test load and the deflection of the construction was measured. The results of this test corresponded with the theoretical evaluation and were well within the prescribed limits for deflection.

To accurately evaluate the bearing capacity of the studied construction, the material of one of the load-bearing steel beams was sampled and tested. The measured steel quality corresponded well with the labelling found on the beam.

The results of the case study show good bearing capacity of the steel beams, both in regard to lateral torsional buckling and shear resistance. However, the bearing capacity of the wooden deck, consisting of lateral wooden sills partially covered by longitudinal protective planks, is not deemed sufficient. For the critical load case, the traffic load is placed eccentrically over the bridge deck. An alternative load case, placing the traffic load centrically over the bridge deck, is also studied. For this case, where the loads are more evenly distributed over the wooden sills, the bearing capacity is sufficient. The conclusion is that the wooden sills are under-dimensioned. Finally, the width and condition of the protective planks, playing an important role in the distribution of loads, are vital for the load bearing capacity of the bridge deck.

Förord

Det här examensarbetet inom bro- och stålbyggnad på KTH är genomfört tillsammans med Skogforsk.

För det fina samarbetet vill jag tacka Mikael Bergqvist, min handledare på Skogforsk, som presenterat en spännande problemställning och iscensatt ett oförglömligt platsbesök. Jag vill även tacka John Leander, min handledare på KTH, för all klok vägledning under arbetets gång.

Stort tack också till Daniel Yring på SCA för bro, lastbil och snickerikompetens. Samt ett varmt tack till de två lastbilschaufförer som med van hand och gott humör styrde testfordonet över bron.

Stockholm, mars 2023

Malin Rügger

Table of contents

Sammanfattning	iii
Abstract.....	v
Förord.....	vii
1 Inledning.....	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Beskrivning av typisk skogsbro	1
1.3 Belastning av skogsbroar	2
1.4 Syfte och mål	3
1.5 Upplägg.....	3
2 Litteraturstudie	4
2.1 Förvaltning av broar.....	4
2.1.1 BaTMan	4
2.1.2 Förvaltning av skogsbroar	4
2.2 Tillståndsbedömning av befintliga broar	5
2.2.1 Övergripande bedömningsförfarande.....	5
2.2.2 Ingående bedömningsförfarande.....	6
2.2.3 Klassning	7
2.2.4 Trafikverkets KRAV	7
2.2.5 Materialprovning	7
2.2.6 Teoretisk bedömning av bärighet.....	8
2.2.7 Praktisk bedömning av bärighet	8
3 Metod för utvärdering av provningsresultat.....	9
3.1 Metod enligt Eurokoden	9
3.2 Metod enligt EKS 11	10
4 Metod för bärighetsberäkningar	11
4.1 Brottmoder	11
4.2 Filfaktor	11
4.3 Trafiklast.....	11
4.4 Lastkombinationer.....	12
4.5 Nedböjning	13
4.6 Skjuvhållfasthet.....	14
4.7 Vippning	15
4.8 Bärförmåga vid böjning av träsyll	17
4.9 Bärförmåga för tvärkraft i träsyll	18
5 Fallstudie Sågbäcken.....	20
5.1 Inmätning av bro.....	20
5.2 Materialprovning.....	20
5.2.1 Analys av provningsresultat	22

5.3	Testbelastning	23
5.3.1	Metod för testbelastning	23
5.3.2	Resultat av testbelastning	24
5.4	Tillämpade bärighetsberäkningar	25
5.4.1	Brodimensioner Sågbäcken	25
5.4.2	Dimensionerande lasteffekter	26
5.4.3	Beräkningsresultat och kommentar, I-balk	27
5.4.4	Beräkningsresultat och kommentar, träsyll	28
5.5	Jämförelse av resultat för nedböjning	30
5.6	Diskussion	30
5.6.1	Materialprovning	30
5.6.2	Testbelastning	30
5.6.3	Tillämpade beräkningsresultat	30
6	Slutsats	32
6.1.1	Rekommendationer	32
6.1.2	Fortsatt forskning	32
	Litteratur	33
	Bilaga A – Inmättningsprotokoll Sågbäcken	35
	Bilaga B - Testfordon	36
	Bilaga C – Utvärdering av provning	37
	Bilaga D – Bärighetsberäkningar	39

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Sverige har idag mer än 23.5 miljoner hektar produktiv skogsmark, vilket motsvarar 58 procent av landarealen (SLU, 2021). Då ett välfungerande skogsbruk förutsätter smidiga transporter, dras ständigt ny skogsbilväg för att möjliggöra dessa. Mellan 1995–2016 byggdes per år i genomsnitt 160 mil skogsbilväg, motsvarande drygt hela Sveriges längd (Skogskunskap, 2016). Detta innebär att det nu finns många mil skogsbilväg, av varierande ålder, med tillhörande broar. Var gång en väg korsar ett vattendrag krävs en överbryggande konstruktion.

Bärförmågan hos broar i det allmänna vägnätet är något som noga övervakas. Detta är inte fallet hos skogsbroarna, eftersom dessa är del av det enskilda vägnätet. Problematiken bygger dels på avsaknaden av standard för underhåll av skogsbroar i Sverige, dels på bristfällig registrering av broarna. Då långt ifrån alla skogsbroar finns registrerade hos skogsägarna, är uppgifter om antal och skick information som i stor utsträckning saknas.

För att illustrera de stora mörkertalen, samt för att förekomma de problem som osäkra brokonstruktioner leder till, har Skogforsk jobbat med att identifiera broar i skogsbilvägnätet (Davidsson och Bergqvist 2018). En metod har tagits fram för att med hjälp av kartdata identifiera ställen där skogsbilväg korsar vatten. Utifrån denna information är det sedan möjligt att uppskatta hur många broar som finns inom ett visst område. Denna relativt nya framgång möjliggör noggrannare övervakning av broar för säkerställning av skick och bärighet, något som tidigare i stor utsträckning, och av förklarlig anledning, försumrats.

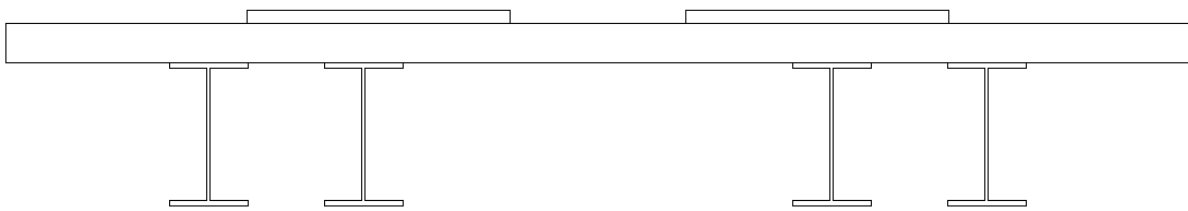
Utöver åldersrelaterat slitage är även broarnas ursprungliga konstruktion en avgörande faktor för bärigheten. Ett stort antal broar är äldre och av denna anledning i bristfälligt skick. Men broarna är också dimensionerade efter olika riktlinjer och kan därför vara av bristfällig design redan från början. Det vill säga underdimensionerade eller byggda i material av sämre kvalitet. En anledning till att situationen ser ut som den gör är att broar som del av det enskilda vägnätet inte omfattas av Trafikverkets föreskrifter. Således saknas krav både på konstruktion och underhåll av broarna.

Bristen på standard innebär en kunskapslucka när det kommer till inte bara skicket på broarna utan även tillbörligt utredningsförfarande. För att råda bot på detta utbildar Skogforsk fortlöpande inspektörer i att identifiera skicket på broar i fält. Därutöver är bärigheten hos skogsbroarna något som konsultfirman WSP, på uppdrag av skogsbolaget SCA, ägnat sig åt. Det som WSP jobbar med är ett verktyg som med hjälp av dimensioner och materialkvalitet, snabbt kan godkänna eller underkänna enskilda broar för trafik i olika lastkategorier.

1.2 Beskrivning av typisk skogsbro

Skogsbroarna är mindre broar i enkelt utförande. En vanligt förekommande bro består av bärande stålbalkar med därpå vilande träfarbana. Dessa broar är ur ett konstruktionsperspektiv ett enklare alternativ än en betongbro, men ett mer krävande alternativ än en rörbro. Konstruktionen, som kan ses som både enkel och stabil, bereder ändå problem då bärigheten hos en äldre, ej underhållen bro kan vara begränsad. Då det initialt är billigare att använda sig av mindre dimensioner samt att utelämnad ytbehandling av materialen, begränsas många broars livslängd.

Detta arbete är avgränsat till att behandla enbart brotypen stålbalkbro med träfarbana, illustrerad i figur 1. Broarna konstrueras med antingen två eller fyra fritt upplagda bärande stålbalkar. I vissa fall är dessa även kompletterade med tvärbalkar. Tvärbalkarna verkar förstävande på konstruktionen och bidrar till lastfördelningen mellan balkarna. Fritt upplagda över huvudbalkarna ligger träsyllar. Överst ligger längsgående så kallad slitplank vilken utgör körspår i lämplig hjulbredd för trafikerande fordon, se figur 2. Slitplanken skyddar den bärande konstruktionen från slitage samt ser till att bättre fördela lasten från hjultrycken över träsyllarna. Träsyllarna fördelar i sin tur lasterna över de bärande stålbalkarna.



Figur 1. Tvärsnitt av brotyp. Huvudbalkar (stål), träsyll och slitplank.



Figur 2. Träfarbana.

De bärande balkarna är stålbalkar med I-tvärsnitt i varierande dimensioner. I de inom arbetet studerade broinmättningsprotokollen förekommer tvärsnittshöjder på mellan 400–500 mm för broar med spann på runt 9 meter. Dimensionen hos träsyllarna varierar mellan 150–230 mm i höjd och 150–155 mm i bredd. Av fyra inmättningsprotokoll redovisar endast ett en konstruktion som inkluderar tvärbalkar. Denna avsaknad av tvärbalkar kan innebära vippningsproblematik i och med avsaknaden av tvärbalkarnas förstävande inverkan på konstruktionen.

1.3 Belastning av skogsbroar

Det som främst särskiljer skogsbroarna från broar i Sveriges andra vägnät är belastningen. Skogsbroarna trafikerades mer sparsamt än broar i det allmänna vägnätet, vilket innebär att det inte uppstår samma behov av att undersöka eventuell utmattning hos brokomponenterna. Utmattning är annars en viktig del av tillståndsbedömningen av existerande brokonstruktioner.

Den trafik som förekommer är däremot mycket tung. I och med denna ovanligt tunga trafik, utvärderas bärligheten hos den typiska brokonstruktionen i denna rapport vid belastning med ett för skogsbruket karakteristiskt fordon. Skogsindustrins fordon varierar något i utformning och kapacitet. Bland de vanligt förekommande modellerna föreligger en bruttolast på mellan 64–74 ton och en total längd på ca 20 m (lastbil med släp). Vanligast förekommande i det allmänna vägnätet är vägar i Bärighetsklass 1, vilka tillåter en maximal bruttovikt på 64 ton.

I fallet skogsbroar är spännvidden, ofta kring 9 meter för en balkbro, generellt kortare än fordonets längd. Detta innebär att fordonets hela vikt aldrig belastar brokonstruktionen.

1.4 Syfte och mål

Syftet med arbetet är att ur ett bärighetsperspektiv behandla ämnet skogsbroar.

Arbetet fokuserar specifikt på skogsbroar av typen stålbalkbro med träfarbana, och syftar till att ge en bild av den bärighetsbedömning som bör utföras för att säkerställa huruvida en bro är lämplig för bruk.

För att begränsa arbetets omfattning behandlas enbart en typ av skogsbro.

Mål:

- Redovisa metod för utvärdering av bärligheten hos skogsbro av typen stålbalkbro med träfarbana.
- Besöka och mäta in en av de befintliga broarna i SCA:s brobestånd, bron över Sågbäcken, samt utföra en testbelastning med hjälp av ett skogsfordon.
- Utföra dragprov på brons balkmaterial.
- Tillämpa redovisade bärighetsberäkningar på specifik brogeometri och jämföra resultatet med värden uppmätta vid testbelastning.

1.5 Upplägg

Arbetet består av tre delar. Litteraturstudien utreder både förvaltning av skogsbroar, såväl som tillvägagångssätt för utvärdering av existerande byggnadsverk och därtill hörande materialprovning.

Bärighetsberäkningarna innehåller tillämpbara metoder för beräkning av de föreliggande brottmoder hos den studerade brotypen. Dessa är härledda från vägledning för beräkning av bärlighet hos broar och redogör för såväl beräkningsmetod som efterfrågade gränsvärden.

Fallstudien består i sig av tre delar. Först tillämpas bärighetsberäkningarna, presenterade i tidigare stycken, på en karakteristisk skogsbro av typ stålbalkbro. Vidare utförs ett praktiskt test av brons bärförmåga, varefter de teoretiska resultaten jämförs med de praktiska. Därutöver genomförs en materialprovning, i enlighet med gällande standard, för att fastställa stålqualiteten hos brons huvudbalkar.

2 Litteraturstudie

2.1 Förvaltning av broar

2.1.1 BaTMan

En fungerande förvaltning av existerande broar är en förutsättning för ett säkert vägnät. För förvaltningen av broar, samt även tunnlar och andra typer av byggnadsverk, i det allmänna svenska vägnätet tillämpar Trafikverket hjälpmedlet BaTMan. Managementsystemet BaTMan tillhandahåller både handböcker i förvaltningens olika moment samt verktyg för att verkställa rekommenderade åtgärder (Trafikverket, 2020).

2.1.2 Förvaltning av skogsbroar

Vid förvaltning av ett stort antal broar ligger fokus främst på balansen mellan att upprätthålla fullvärdig funktionalitet av samt att ta ekonomiska konsekvenser av underhåll och potentiella brott (Honfi et al., 2017). Rationella beslut kring underhåll och uppdatering av existerande konstruktioner grundar sig i gedigen information kring strukturell kapacitet, exponering, osäkerheter och kostnader av potentiella konsekvenser. Förvaltningen innefattar tillståndsbedömning, underhåll samt i viss mån analys av förväntat underhållsbehov och s.k. förebyggande underhåll (predicted maintenance).

En viktig del i förvaltningen av skogsbroar är inspektion av brobeståndet. Detta bygger i sin tur på att det finns en förteckning över broarna som kan tillgås vid planering av inspektionerna. Faktumet att många av skogsbroarna inte finns upptecknade någonstans är således den främsta anledningen till försummelse av brobeståndets allmänna skick.

För att åtgärda problemet med bristfällig förvaltning har Skogforsk, som en del av projektet ”Utvecklad broinfrastruktur för mer hållbara vägtransporter”, tagit fram en metod för att identifiera broar som är del av skogsvägnätet. Metoden, som enligt studien identifierar vattenöverfarter med över 95 procents noggrannhet, bygger på kartdataanalys såväl som analys av laserdata (Davidsson och Bergqvist, 2018).

Brounderhåll som del av förvaltningen tas översiktligt upp i Trafikverkets Drift och underhåll av enskilda vägar, vilken syftar till att för de enskilda väghållarna utgöra ett komplement till Trafikverkets personliga rådgivning (Trafikverket, 2019). I denna beskrivs bland annat visuella tecken på att åtgärd krävs. Däribland byte av slitna plankor i en träfarbana.

För förvaltning av dessa broar vilka är en del av det enskilda vägnätet, som saknar statligt stöd, har WSP och Skogforsk tagit fram en handledning som syftar till att klargöra processen för markägare och väghållare (Maxstadh, 2018). Handledningen innehåller såväl handlingsplan för strategisk förvaltning som beskrivningar av brotyper och åtgärder. En översiktlig drift- och underhållsplan för stålbalkbroar tillhandahålls. Inspektion bör, enligt handlingsplanen, utföras med maximalt 6 års mellanrum. För enstaka inspektionsmoment, såsom kontroll av räcken och stålets ytbehandling, gäller ett intervall på enbart 1 år. Syll och slitplank kontrolleras istället var sjätte år.

2.2 Tillståndsbedömning av befintliga broar

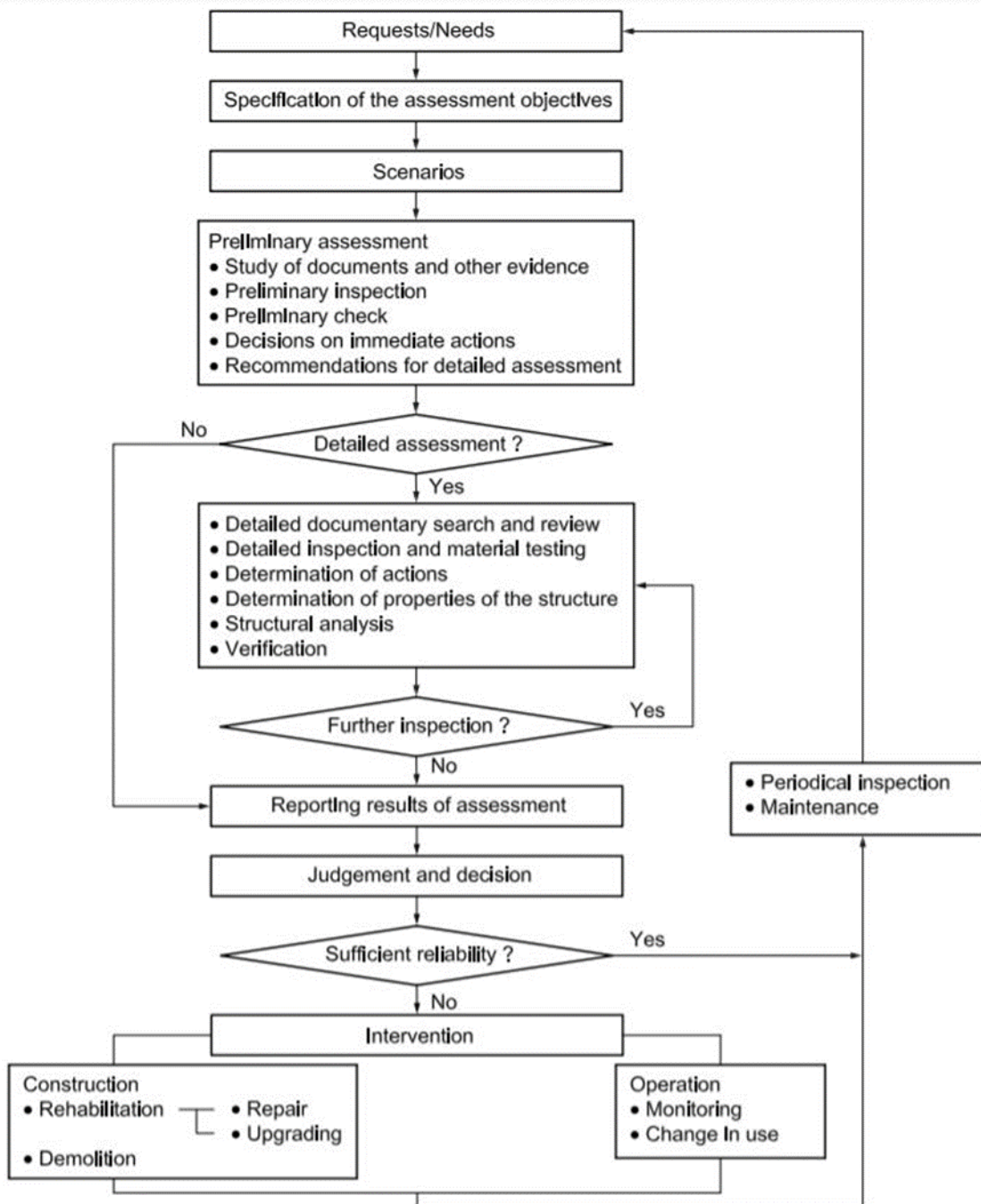
2.2.1 Övergripande bedömningsförfarande

Det finns flertalet rapporter som översiktligt behandlar processen för bedömning av existerande byggnadsverk. Dessa kan tyckas självklara och därav överflödiga, men fyller en funktion i och med sin objektivitet. Till stor del rör det sig om bedömning av utmattning (fatigue på engelska) hos stålkonstruktioner. Då skogsbroarna särskiljer sig i den bemärkelse att de i regel trafikeras sparsamt, är utmattning av stålet inte den främsta anledningen till utredning. Det rör sig hos skogsbroarna snarare om slitage på brons farbana samt korrosion på brons bärande balkar.

De olika ramverken för bedömning, ofta med därtill hörande flödesscheman (se exempel från svensk standard i Figur 3) är övervägande eniga kring förloppet av bedömningsförfarandet. I Figur 3 framgår hur processens led följer av varandra. I det första ledet i processen av att utvärdera en konstruktion rör det sig om att etablera vilka krav som ställs på konstruktionen. I sammanhanget skogsbroar utgör framkomligheten för skogsfordon detta behov. Utifrån denna information är det möjligt att passera till nästa steg; specificering av målet med bedömningen. Kravet på konstruktionens strukturella prestanda är något som specificeras i samråd med uppdragsgivaren/kunden (SS-ISO 13822:2010). Det rör sig generellt om tre potentiella nivåer av prestanda, beroende på byggnadens funktion. Den första nivån, vilken är mest relevant i detta sammanhang, beskrivs som den prestandanivå vilken sörjer för tillbörlig säkerhet vid användandet av konstruktionen. Baserat på denna information angående konstruktionens funktion och prestanda upprättas en säkerhetsplan vilken även bör ta upp förändringar i skick och utsatthet hos konstruktionen.

Själva utförandet av bedömningen sker sedan i två led. Först en preliminär bedömning och därpå, vid behov, även en detaljerad sådan. Inledande studeras relevant dokumentation och därpå utförs en preliminär, primärt visuell inspektion av konstruktionen. En första kontroll, som syftar till att identifiera kritiska brister hos konstruktionen, leder sedan till en första avstämning. Om det redan där visar sig att bristerna potentiellt utgör en säkerhetsfara, kräver detta omedelbar åtgärd. Om det råder osäkerhet bör detta ytterligare bedömas och åtgärder vidtas vid behov.

Den preliminära bedömningen kan således påvisa klara brister och behov, men även att konstruktionen är i fullvärdigt skick för sitt ändamål. När det däremot finns oklarheter kring yttre påverkan, effekter av yttre påverkan eller egenskaper hos konstruktionen krävs även att en detaljerad bedömning görs. Den detaljerade bedömningen innefattar i stora drag samma moment som den tidigare utförda preliminära bedömningen, men kan i större utsträckning fokusera på redan upptäckta brister i konstruktionen. Den dokumentation som bör granskas är (om detta finns tillgängligt) ritningar, konstruktionsberäkningar, byggstandarder och regler som använts vid konstruktion samt geoteknisk information om markförhållandena på platsen. Den detaljerade inspektionen syftar till att kontrollera osäker information samt komplettera bristfällig information, såsom dimensioner och materialegenskaper. En avslutad detaljerad inspektion leder till beslut baserade på därpå följande slutsatser. Antingen anses tillståndet fullvärdigt, varpå beslut kring regelbundna inspektioner och underhåll kan tas, eller så krävs åtgärder för att uppnå erforderat skick.



Figur 3. Flödesdiagram, generell bedömning av existerande byggnadsverk. (SS-ISO 13822:2010, 14)

2.2.2 Ingående bedömningsförfarande

Vid tillståndsbedömning av broarna kan både teoretiska och praktiska analyser av bärigheten utföras. I de fall bärigheten undersökts praktiskt och genom belastning av bro eller brokomponent, kan resultatet i sin tur bidra till en uppdatering av de teoretiska bärighetsberäkningarna. Detta ses exempelvis då elasticitetsmodulen för ett material kan härledas ur mätvärdet för nedböjningen av en belastad konstruktion. Den härledda

elasticitetsmodulen kan då med fördel användas för uppdateringen av täthetsfunktionen för sannolikheten för brott (JCSS, 2000).

2.2.3 Klassning

För att bättre kunna bedöma skicket i vilket broarna befinner sig vid inspektionstillfället, implementeras med fördel ett allmängiltigt system för klassning av skick (Iacovino et al., 2022). I en jämförelse av broskicksklassnings-system redogörs för de tre vanligaste tillvägagångssätten. Metoden kan vara kvalitativ, viktad eller utgå från brokomponenten i sämst skick.

Trafikverket tillämpar tillståndsklasserna TK 0–3, vilka beskriver det funktionella tillståndet hos enskilda konstruktionselement (Trafikverket, 2020). I detta klassningssystem motsvarar TK0 bristfällig funktion bortom 10 år och TK3 bristfällig funktion redan vid inspektionstillfället. Konstruktionselementets funktionella tillstånd bedöms utifrån inspektion och identifiering av enskilda skador, vars fysiska tillstånd bedöms enligt de i BaTMan redovisade mätmetoderna. Mätmetoderna ger ett gränsvärde för skadan vilket kan fungera som stöd vid bedömning av tillståndsklass. Främst görs tillståndsbedömningen utifrån inspektörens omdöme, baserat på dennes iakttagelser och kunskap.

2.2.4 Trafikverkets KRAV

Den största tillgången vid bärighetsbedömning av existerande broar är Trafikverkets bestämmelser vilka är samlade i *Bärighetsberäkning av broar, KRAV* (TDOK 2013:0267). Dokumentet redogör ingående för beräkningsförfarande, antaganden och val av parametrar vid bedömning av brons bärighet.

2.2.5 Materialprovning

En del i säkerställningen av brons bärighet är kontroll av materialkvaliteten. Det rör sig dels om stålkvaliteten hos de bärande balkarna, dels virkesklassen i träsyllan. Virkesklassen antas, i enlighet med Trafikverkets krav (TDOK 2013:0267), vara av medelkvalitet, konstruktionsklass K24, i det fall då ingen annan dokumentation finns att tillgå. Stålkvalitet däremot går inte att anta. I det fall där kvalitetsklassen för stålbalken är känd, finns motsvarande hållfasthetsvärden att finna i Trafikverkets krav. I det fall dokumentation angående materialkvalitet saknas, vilket i regel är fallet för de äldre skogsbroarna, kan ett materialprov tas ur balken och utvärderas.

Då det som främst efterfrågas för utförandet av bärighetsberäkningar är stålets sträckgräns, utförs dragprov på materialet ifråga. För en bro där stålkvaliteten är helt okänd, alternativt ej påvisbar vid inspektion, bör ett materialprov tas per konstruktionsdel (Kühn et al., 2008). För en bro där de bärande balkarna utgör enda stålkomponenterna i bron, och dessa är av samma typ och dimension, räcker således ett materialprov ur en av balkarna. Ur detta prov bör beredas 2 provkroppar ämnade för dragprov. Materialprovet bör vara stort nog för att därur ta ut provkropparna.

När provtagningen gjorts ska det karakteristiska värdet för sträckgränsen bestämmas ur resultatet av provningen. Trafikverket föreskriver att det karakteristiska värdet ska bestämmas enligt SS-EN 1990, Bilaga D.

2.2.6 Teoretisk bedömning av bärighet

Då problematiken ligger dels i avsaknaden av tidigare arbeten inom området finns det inte mycket existerande forskning att tillgå. Däremot finns det ett program, Skogsbrokollen, ämnat att underlätta bärighetsberäkningarna vid tillståndsbedömning av skogsbroar. Skogsbrokollen, som är under utveckling av WSP, är ett enklare verktyg som anger huruvida bron är säker för trafik i olika tyngdklasser. Beräkningarna baseras på av användaren inmatade data såsom spännvidder och materialdata. Programmet går att tillämpa på stål balkbroar med träfarbana med antingen två eller fyra bärande balkar.

2.2.7 Praktisk bedömning av bärighet

Trots att inga rapporter påträffats vilka behandlar bärighetsbedömning av just den ovan beskrivna brokonstruktionen, finns rapporter som behandlar snarlika brotyper. En i Kanada vanligt förekommande skogsbrotyp är av liknande enspannskonstruktion med bärande I-balkar (Sargent et al. 2007). Skillnaden i utformning är i detta fall farbanan vilken utgörs av betongelement i stället för träsyll.

3 Metod för utvärdering av provningsresultat

3.1 Metod enligt Eurokoden

För att finna stålets karakteristiska sträckgräns utvärderas resultaten från materialprovningen. För utvärderingen av provningsresultaten tillämpas i första hand metoden redovisad i Boverkets EKS 11. I denna hänvisas till Eurokoden SS-EN 1990, bilaga D, i vilken en metod för utvärdering är beskriven. Eurokod-metoden får enligt EKS 11 inte användas i fall med fåtalsprovning, utan ska då anpassas. Trots detta beskrivs båda metoder nedan och tillämpas båda på tillgängliga provningsresultat.

Enligt Eurokoden SS-EN 1990, bilaga D: Dimensionering genom provning, bör dimensioneringsvärdet X för en egenskap bestämd genom provning beräknas enligt Ekvation 1.

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_X \{1 - k_n V_X\} \quad (1)$$

- Där
- η_d är dimensioneringsvärdet för omräkningsfaktorn, vilken beror på typen av utförd provning. Denna är i vissa fall inkluderad i partialkoefficienten.
 - $\gamma_m = 1$ är partialkoefficienten för materialegenskapen (SS-EN 1990, 44)
 - m_X är medelvärdet av n stycken provningsresultat.
 - V_X är variationskoefficienten för X , (standardavvikelse/medelvärde).
 - k_n är en koefficient som bestäms utifrån tabellvärden beroende på om variationskoefficienten är känd eller okänd, samt av antal prov.

Tabellen som tillämpas för bestämning av koefficienten k_n , baseras på normalfördelning och redovisas i Tabell 1.

Tabell 1. Värderna på k_n . (SS-EN 1990, 97)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x känd	3.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
V_x okänd	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Variationskoefficienten, V_X , bestäms då denna inte är känd, enligt följande ekvation.

$$V_X = \frac{s_X}{m_X} \quad (2)$$

Där s_X är roten ur variansen av stickprovet, beräknad enligt:

$$s_X^2 = \frac{1}{n-1} \Sigma (X_i - m_X)^2 \quad (3)$$

I Eurokoden anges att en okänd variationskoefficient inte bör antas till ett lägre värde än 0,1. Vilket i fallet där den okända variationskoefficienten beräknas enligt ovan, innebär att resultatet för V_X bör korrigeras om det understiger 0,1.

Det kan även vara att föredra att använda fallet ” V_X känd”, även när denna är okänd, och då tillämpa en försiktigt vald övre uppskattning av variationskoefficienten (SS-EN 1990, 96). För motsvarande beräkningsmetod där en känd variationskoefficient tillämpas, kan standardavvikelsen antas känd och sättas till $s_X = 20$ MPa (Leander, 2022). På så sätt erhålls en variationskoefficient V_X , och ett motsvarande tabellvärde för k_n , vilket avläses i raden för ” V_X känd” i Tabell 1 ovan.

3.2 Metod enligt EKS 11

Enligt den anpassade beräkningsmetoden, redovisad i EKS 11, gäller i stället följande ekvation för hållfasthetsparameterns karakteristiska värde:

$$X_k = \bar{x} - k_n \cdot \sigma \quad (4)$$

- Där
- \bar{x} är stickprovets medelvärde.
 - k_n bestäms utifrån tabellvärden, beroende på antal stickprov.
 - σ är stickprovets standardavvikelse, beräknat som roten ur variansen, se ekvation 3 ovan.

I denna metod antas variationskoefficienten vara okänd och tabellvärden för k_n bestäms med hjälp av i EKS 11 tillhandahållen tabell, redovisad som Tabell 2.

Tabell 2. Värden på k_n . (BFS 2015:6, 22)

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k_n	3.15	2.68	2.46	2.34	2.25	2.19	2.14	2.10	2.07	2.05	2.03	2.01
n	15	16	17	18	19	20	25	30	35	40	11	∞
k_n	1.99	1.98	1.96	1.95	1.94	1.93	1.89	1.87	1.85	1.83	1.76	1.64

4 Metod för bärighetsberäkningar

Den främsta vägledningen vid utvärdering av existerande byggnadsverk, med tillämpbara beräkningsmetoder, tillhandahålls av Trafikverket. Detta underlag, som anger de krav som ställs på bärigheten hos byggnadsverk på vägar och järnvägar, avser främst broar i det allmänna vägnätet. Det allmänna vägnätet dimensioneras för kontinuerlig trafik och kraven ställs därefter. Då skogsbroarna, som en del av det enskilda vägnätet, trafikeras i lägre utsträckning än broar i det allmänna vägnätet behöver Trafikverkets normer inte följas i samma utsträckning. Trafikverkets krav utgör således en konservativ grund för bärighetsberäkningarna i detta arbete.

I detta avsnitt presenteras beräkningsmetoder med hänvisning till Trafikverkets handledning (TDOK 2013:0267) samt rådande norm enligt Eurokoden.

4.1 Brottmoder

Hos den studerade brotypen är de viktigaste brottmoderna böjbrott, skjuvbrott och vippning av bärande balkar. Dessa brottmoder ligger till grund för bärighetsberäkningarna som följer. Utöver detta beräknas även mer översiktligt bärigheten hos träsyllar i brons farbana.

Möjligheten till brott i brostöden är inget som analyseras i detta arbete. Avgränsningen har gjorts då upplagen är något som varierar hos de individuella broarna. Bärighetsberäkningarna avser således enbart träfarbana och huvudbalkar, vilka antas vara fritt upplagda över brostöden, men bortser från bärigheten hos sagda brostöd. Stålbalkarnas infattning vid stöden är däremot något som är relevant vid beräkning av vippning i bärande balkar och är något som diskuteras i senare stycke.

4.2 Filfaktor

En filfaktor beräknas för att ta hänsyn till att brons huvudbalkar bär olika stor andel av trafiklasten. Filfaktorn beskriver hur stor andel av axellasten som tas av den balk som bär mest då bron trafikeras. Filfaktorn beräknas med hjälp av en enklare modell av bron gjord i Finita element modelleringsverktyget Abaqus. Då Trafikverket föreskriver en axelbredd som varierar kontinuerligt mellan 1,7–2,3 m, testas båda axelbredderna för att finna största möjliga filfaktor (TDOK 2013:0267). Även en excentrisk placering av trafiklasten, med en excentricitet på 0.5 m, testas i kombination med de två axelbredderna för att finna den mest ogynnsamma placeringen av trafiklasten. De olika lastfallen appliceras i modellen och reaktionskrafterna för de bärande balkarna avläses. Den mest belastade balken ger dimensionerande filfaktor.

4.3 Trafiklast

Brons bärighet avgörs för dess kritiska lastfall. Det vill säga den kritiska placeringen av ett karakteristiskt fordon både längsmed brons spännvidd och tvärs farbanans bredd. Denna placering avgörs utifrån producerat böjmoment och för respektive konstruktionsdel.

För huvudbalkarna, vilka antas fritt upplagda över två stöd, görs denna analys för hand. Här väljs den placering av axelgrupperna vilken genererar det största böjmomentet i balken. För träsyllar, vilka innebär ett statistiskt obestämt problem, görs analysen med hjälp av beräkningsverktyget Ftool (Marlin). Programmet möjliggör en tvådimensionell analys av balk, upplag och laster, se skiss i Figur 4. Fordonets axellast, avstånd mellan axlarna samt hjultryckets utbredning över syllar utgör indata vid beräkning.



Figur 4. Lastmodell i Ftool.

Trafiklasten som anses dimensionerande i bärlighetsbedömningen utgörs av ett för skogstrafiken karakteristiskt fordon. Enligt Trafikverkets krav beaktas vid bestämning av trafiklasten även ett dynamiskt tillskott (TDOK 2013:0267). Syftet med det dynamiska tillskottet är att ta hänsyn till att fordonet ej är en statisk last. Det dynamiska tillskottet adderas direkt till trafiklasten i form av en procentsats av sagda last. Denna procentsats beräknas med hjälp av ekvation 5, i vilken värden för hastighet och längd insättes utan enheter. Trafikverket tillämpar en hastighet på 80 km/h vid beräkning av dynamiskt tillskott. För trafik över skogsbroar är detta ett konservativt antagande.

$$D = \frac{180 + 8(v - 10)}{20 + L} \quad (5)$$

Där v ska sättas till 80.

L är huvudkonstruktionens spännvidd.

4.4 Lastkombinationer

Ovan erhållna värden för böjmoment och tvärkraft för respektive last och konstruktionsdel multipliceras med avsedd lastkoefficient för att sedan lastkombineras i enlighet med (SS-EN 1990) såsom anges i ekvation 6 och 7.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

Med Trafikverkets krav som grund går ovanstående ekvationer för beräkning av lasteffekt att förenkla (TDOK 2013:0267). De föreskrivna lastkoefficienterna för egentygnd samt primära och sekundära variabla laster sätts till:

$$\gamma_{G,j} = 1.2$$

$$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1} = 1.5$$

$$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i} = 0.7$$

Efter omskrivningen kan lasteffekten bestämmas med följande ekvation:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} 1.2 \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 0.7 \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

Där $G_{k,j}$ är brons egentygnd.

$Q_{k,1}$ är den primära variabla lasten. I detta fall trafiklasten.

$Q_{k,i}$ är sekundära variabla laster, som exempelvis temperaturlast.

Vid beräkning av (för den beskrivna brotypen) relevanta laster, har temperaturlasten försumrats. Enligt Trafikverkets beräkningsmodell bör temperaturlast med avseende på konstruktion och geografiskt läge beaktas (TDOK 2013:0267). Dock kan effekten av temperaturrelaterade materialrörelser i denna brokonstruktion antas försumbar. Detta i och med stålbalkarnas fria uppläggning, vilken tillåter förlängning såväl som sammandragning av materialet utan uppkomsten av normalkrafter. Också att träfarbanan inte är i samverkan med stålbalkarna innebär att olika materialrörelser inte påverkar varandra och att en temperaturlast således är försumbar.

4.5 Nedböjning

Nedböjningen i balkmitt av I-balken beskrivs enligt ekvation 9. Där punktlaster, som beskriver den kritiska positionen av den variabla lasten, används för att approximativt beräkna nedböjning till följd av trafiklast.

$$y_q = \frac{Pb(3L^2 - 4b^2)}{48EI_y} \quad (9)$$

Där P är en punktlast.

b är punktlastens avstånd från närmaste stöd.

Där punktlasten P är lasten från ett hjulavtryck, beskrivet som punktlast, multiplicerat med filfaktorn för balken. Punktlastens placering på balken ges av b vilken beskriver det största avståndet från punktlasten till upplag. På detta vis beräknas total nedböjning för axellaster, i enlighet med den tidigare nämnda kritiska placeringen av fordonet.

De resulterande värdena för nedböjningen adderas samman för att erhålla den totala nedböjningen av balken. Värdet jämförs sedan med den av Trafikverket föreskrivna max-deformationen, beräknad enligt ekvation 10 (TDOK 2013:0267).

$$y_{max} = \frac{L_{span}}{400} \quad (10)$$

Där y_{max} är största tillåtna nedböjning för given spännvidd, L_{span} .

4.6 Skjuvhållfasthet

I-balken kontrolleras för skjuvbuckling, enligt ekvation 11. Huruvida risk för skjuvbuckling föreligger avgör valet av plastiskt eller elastiskt skjuv- och böjmotstånd i senare kontroller. För att risken för skjuvbuckling ska kunna försummas bör, enligt Eurokoden, följande villkor vara uppfyllt (SS-EN 1993-1-5).

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\varepsilon}{1.2} \quad (11)$$

Där

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235MPa}{f_{yk}}} \quad (12)$$

För att verifiera skjuvhållfastheten hos I-balkens liv jämförs den lastkombinerade tvärkraften som balken utsätts för med balklivets skjuvmotståndet, enligt ekvation 13. Ekvationen gäller för fall då det inte finns risk för livskjuvbuckling.

$$V_{pl Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (13)$$

Där $\gamma_{M0} = 1$ vid dimensionering efter sträckgränsen.

$\eta = 1.2$ gäller för material med sträckgräns upp till 460 MPa.

$A_v = \eta \cdot t_w \cdot h_w$ är livets tvärsnittsarea multiplicerad med faktorn η för beaktande av tøjningshärdning.

De två värdena jämförs och ska, i enlighet med Eurokoden, uppfylla villkoret i ekvation 14 (SS-EN 1993-1-1:2005).

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (14)$$

Där V_{Ed} är dimensionerande tvärkraft i balken, erhållen vid lastkombination i avsnitt 3.4 ovan.

4.7 Vippning

Om den studerade bron helt saknar tvärbalkar, alternativt om det är stora spännvidder mellan tvärbalkarna, kan det finnas risk för vippning hos de bärande stålbalkarna. Risken för vippning beror både på spännvidden mellan förstävningar samt balkarnas infästning vid brostöden. Verifiering för vippning sker i enlighet med Eurokoden (SS-EN 1993-1-1:2005). I verifieringen nedan görs antaganden för att det ska vara möjligt att följa beräkningsmetoden beskriven i Eurokoden. Denna beräkningsmetod bygger på att det finns vippningshämmande stöd, såsom gaffelstöd, vid balkändarna. Därför antas i fallet nedan att detta finns, alternativt att jordmassorna kring de i vägslutet ingrävda balkändarna har en liknande effekt på konstruktionen.

Inför valet av böjmotstånd, W_y , i vippningskontrollen avgörs först balkens tvärsnittsklass. För klass 1, då det plastiska böjmotståndet kan tillämpas, måste sambandet i ekvation 15 vara uppfyllt.

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \quad (15)$$

Där c, t är balklivets höjd respektive bredd.

ε beräknas enligt ekvation 12.

Vid kontroll av vippning beräknas först det kritiska böjmomentet, M_{cr} , för balken. För ett enkelsymmetriskt tvärsnitt hos en balk med två lika stora stödmoment beräknas det kritiska böjmomentet enligt ekvation 16. För en balk som i själva verket är fritt upplagd, och därmed saknar stödmoment, är denna beräkningsmetod konservativ.

$$M_{cr} = \kappa \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{B_z \cdot C}}{L} \left(\frac{\kappa \cdot \pi \cdot \beta}{k \cdot L} + \sqrt{1 + \left(\frac{\kappa \cdot \pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot (1 + \beta^2)} \right) \quad (16)$$

Där $\beta = \frac{t_z}{2} \cdot \sqrt{\frac{B_z}{C_w}}$

$t_z = 0$ för dubbelsymmetriska tvärsnitt.

Ekvationen för det kritiska böjmomentet kan då förenklas enligt ekvation 17 för en balk med dubbelsymmetriskt tvärsnitt, i enlighet med M7.15 i Module 6 - Stability of columns and beams (Höglund, 2009)

$$M_{cr} = \kappa \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{B_z \cdot C}}{L} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\kappa \cdot \pi}{k \cdot L}\right)^2} \quad (17)$$

Där $\kappa = 1$ för randvillkor då balken har gaffelstöd i båda ändar.

$B_z = E \cdot I_z$ är böjmotståndet i sidled.

L är balkens längd mellan förstyvningar.

$k = \sqrt{\frac{C}{C_w}}$ beror av balkens vrid- och välvstyvhet.

$C = G \cdot K_v$ är Saint-Venantska vridstyvheten.

$C_w = E \cdot K_w$ är välvstyvheten.

K_w , välvstyvhetens tvärsnittsfaktor, och K_v , vridstyvhetens tvärsnittsfaktor, finns för kända balkdimensioner som tabellvärden.

Därutöver beräknas slankhetsparametern λ_{LT} enligt ekvation 18.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad (18)$$

Där W_y är balkens böjmotstånd kring y-axeln.

f_{yk} är stålqualiteten.

Kontrollen för vippning sker enligt Eurokodens metod vilken tillämpas för valsade I-balkar och ekvivalenta svetsade balkar, enligt EC3 avsnitt 6.3.2.3 (SS-EN 1993-1-1:2005).

Balkens tvärsnittsdimension, samt kvoten av tvärsnittets höjd och bredd, ger val av vippningskurva. Ur vippningskurvan kan en imperfektionsfaktor α avläsas utifrån given slankhetsparameter λ_{LT} .

Därefter tillämpas ekvationer 19 och 20 för att finna reduktionsfaktorn, χ_{LT} , i enlighet med Eurokodens ekvation E6.57.

$$\Phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT} \cdot \lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \quad (19)$$

Där $\lambda_{LT,0} = 0.4$

$\beta = 0.75$ är givna i Eurokoden.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} \quad (20)$$

På så vis kan balkens momentbärförmåga åter beräknas med ekvation 21, i enlighet med Eurokodens ekvation E6.55.

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (21)$$

Momentbärförmågan jämförs med brons dimensionerande böjmoment enligt ekvation 22.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} < 1 \quad (22)$$

4.8 Bärförmåga vid böjning av träsyll

För att kontrollera huruvida träsyllens är korrekt dimensionerade jämförs träsyllens böjhållfasthet, $f_{m,d}$, med den maximala böjspänning som uppstår i en träregel vid belastning. Detta sker enligt förhållandet i ekvation 23.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} \leq f_{m,d} \quad (23)$$

Där den dimensionerande böjspänningen ses bero på det dimensionerande böjmomentet, M_{Ed} , samt tvärsnittets böjmotstånd W_y . Momentfördelningen över träsyllens fås enklast ur det tvådimensionella analysverktyget Ftool, vilket tidigare nämnts. Ur denna momentfördelning kan ett största moment härledas och jämföras med den för träet beräknade momentkapaciteten.

Böjmotståndet kan i sin tur beskrivas enligt ekvation 24, där b och h är tvärsnittets bredd och höjd.

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (24)$$

Träets böjhållfasthet f_m , väljs utifrån klassen av konstruktionsvirke. I de fall denna inte är känd bör, i enlighet med Trafikverkets normer, värden för konstruktionskvalitet K24 användas (TDOK 2013:0267). Trafikverkets krav tillämpas alltså, vid okänd virkeskvalitet, en medelkvalitet. Detta under antagandet att konstruktionen av bron skett i enlighet med Trafikverkets krav. I fallet skogsbroar är detta inte en självklarhet. Därför görs i detta arbete kontrollen av bärförmåga för två konstruktionsklasser. Dels den av Trafikverket föreslagna, dels den med lägst bärförmåga. Detta utifrån antagandet att Trafikverkets antagna virkesklass inte med säkerhet kan tillämpas. Hållfasthetsvärden för olika virkesklasser redovisas i Tabell 3.

Tabell 3. Virkesklasser för konstruktionsvirke, med tillhörande bärförmåga (TDOK 2013:0267).

Konstruktionsvirke	K12	K18	K24	K30	K35
<i>Hållfasthetsvärden</i>					
Böjning parallellt fibrerna f_{mk}	12	18	24	30	35
Dragning parallellt fibrerna f_{tk}	8	11	16	20	21
Dragning vinkelrätt fibrerna f_{t90k}	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Tryck parallellt fibrerna f_{ck}	14	17	23	29	30
Tryck vinkelrätt fibrerna f_{c90k}	7	7	7	7	7
Längsskjuvning f_{vk}^1	3	3	3	3	3
<i>Styvhetsvärden för bärförmågeberäkningar</i>					
Elasticitetsmodul E_{Rk}	4 200	5 100	6 900	8 700	9 000
Skjuvmodul G_{Rk}	300	350	450	600	610
<i>Styvhetsvärden för deformationsberäkningar</i>					
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna E_k	8 000	9 000	10 500	12 000	13 000
Elasticitetsmodul vinkelrätt fibrerna E_{90k}	250	300	350	400	430
Skjuvmodul G_k	500	600	700	800	810

4.9 Bärförmåga för tvärkraft i träsyll

För att kontrollera träsyllens bärförmåga med avseende på längsskjuvning, används i enlighet med Eurokodens ekvation 6.13 villkoret beskrivet i ekvation 25 nedan, (EN 1995-1-1 Timber)

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (25)$$

Där τ_d är den dimensionerande skjuvspänningen.

$f_{v,d}$ är skjuvhållfastheten i den aktuella riktningen.

För att beräkna dimensionerande skjuvspänning utifrån dimensionerande tvärkraft, given ur lastkombination, tillämpas sambandet i ekvation 26 (Johannesson och Vretblad, 2011).

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} \quad (26)$$

Där V_{Ed} är dimensionerande tvärkraft.

A är träregelns tvärsnittsarea.

Tvärsnittsarean beräknas vid böjning med en reducerad tvärsnittsbredd för att ta hänsyn till sprickbildning, enligt ekvation 27.

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad (27)$$

Där $k_{cr} = 0.67$ för massivträ (EN 1995-1-1 Timber).

I det fall tvärsnittsarean visar sig otillräcklig, det vill säga i det fall villkoret ovan ej är tillfredsställt, kan större virkesdimensioner testas i ovan redovisade beräkning. Minsta testade dimension, vilken tillfredsställer villkoret, utgör då rekommenderad ny virkesdimension.

5 Fallstudie Sågbäcken

Fallstudien omfattar såväl teoretiska som empiriska studier av en bro över Sågbäcken i Ånge kommun. Bron, som är en av SCA:s broar, är av typen stål balkbro med träfarbana. Bärighetsberäkningarna är utförda i enlighet med avsnitt 3 och agerar som referensvärden vid den praktiska undersökningen av brons bärighet.

Den praktiska delen av bärighetsbedömningen innefattar inmätning (se bilaga A) samt testbelastning av bron. Testbelastningen är genomförd för att ge bild av lastfördelning och nedböjning hos bron vid överfart av ett karakteristiskt fordon (se Bilaga B).

5.1 Inmätning av bro

En inmätning av brogeometrin utfördes på plats och syftade bland annat till att verifiera data från en tidigare inmätning av bron. Den tidigare inmätningen, utförd av en entreprenör som inspekterat flertalet broar i beståndet, gav en bra första uppfattning av brogeometrin.

Brons dimensioner mättes med handhållna mätverktyg och med motsvarande noggrannhet. En viss felmarginal antas förekomma både till följd av mätnoggrannhet samt i och med en generell asymmetri hos brokonstruktionen. Asymmetrin kommer av att bron konstruerats på plats och att vägen ej är fullt ortogonal mot bäcken som bron korsar. Dessutom har vissa sättningar förekommit hos brostöden, vilket i sin tur bidragit till förflyttning av broelementen.

Utöver broelementen, vilka mätts med en tänkt millimeternoggrannhet efter bästa förmåga, användes lasermätare med mätnoggrannhet ± 2 mm (Bosch) för mätning av spännvidden hos de bärande balkarna.

5.2 Materialprovning

För att säkerställa stål kvaliteten, i detta fall stålets sträckgräns, hos I-balkarna togs ett materialprov ur en av balkarna. Balkslutet grävdes ut ur vägen och ett stycke av balkflänsen kapades, se Figur 5. Vid utgrävningen av balkslutet påträffades även en märkning som anger fabrikat och stålqualität, se Figur 5. Märkningen anger att balken från Tibnor AB är av typ HE500A, med sträckgränsen 355 MPa. Denna information ger ett referensvärde med vilket provningsresultaten kunnat jämföras för vidare analys av provmetoden.

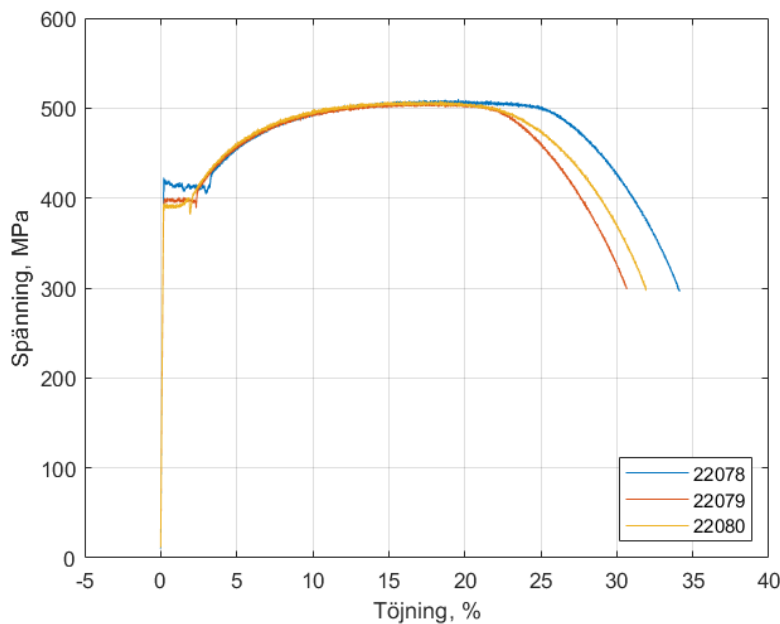


Figur 5. Vänster: Provämne. Höger: Balkslut med märkning.

Materialprovet lämnades till Hållfasthetsläras laboratorium på KTH för dragprovning. Ur materialprovet tillverkades på plats tre provstavar, à 80 mm, längs med balkriktningen. Dragprov av provstavarna utfördes med hjälp av en MTS servohydraulisk provmaskin avsedd för mekanisk provning. Under dragprovningen utsattes en rundstav i taget för en ökande dragkraft varvid uttänjningen av materialet mättes, se Figur 6. Denna uttänjning mättes till dess att sträckgränsen passerats och materialet gått till brott. Töjningskurvorna, vilka beskriver materialets uppmätta töjning vid respektive spänning, redovisas i Figur 7. Erhållna värden för sträckgräns, brottgräns samt töjning redovisas i Tabell 4.



Figur 6. Provstav under provning.



Figur 7. Dragprovskurvor för de tre proverna.

Tabell 4. Resultat av dragprov.

	Sträckgräns – Rp 0,2%	Brottgräns - Rm	Töjning – A5
Provstav 22078	416 MPa	510 MPa	34 %
Provstav 22079	397 MPa	507 MPa	30 %
Provstav 22080	391 MPa	508 MPa	32 %

5.2.1 Analys av provningsresultat

Bestämning av karakteristisk sträckgräns, utifrån provningsresultat redovisade ovan, gjordes i enlighet med i avsnitt 4 beskrivna metoder. Dessa metoder gav resultat beskrivna i Tabell 5.

Tabell 5. Dimensionerande sträckgräns, bestämd i enlighet med olika utvärderingsmetoder.

	SS-EN 1990 V_X okänd	SS-EN 1990 V_X okänd (antagen 0,1)	SS-EN 1990 V_X känd	EKS 11 V_X okänd	Enligt tillverkare
Dimensionerande Sträckgräns, [MPa]	357	266	364	360	355

Av resultaten framgår att den i Eurokoden beskrivna metoden (med okänd standardavvikelse) ger ett mer konservativt resultat än metoden i EKS 11. Trots att Boverkets föreskrifter avråder från att tillämpa Eurokoden i fall med få utförda provningar, utgör den ingen risk för överskattning av bärförmågan. Mellan Boverkets metod och Eurokodens metod, med antagen standardavvikelse, skiljer sig resultaten inte mycket. 364 MPa respektive 360 MPa. I de tillämpade bärlighetsberäkningarna nedan används den karakteristiska sträckgränsen 360 MPa, härledd i enlighet med EKS 11.

5.3 Testbelastning

För att komplettera de teoretiska bärighetsberäkningarna utfördes ett antal testbelastningar. Testbelastningen skedde med hjälp av ett för skogstrafiken karakteristiskt fordon; en fullastad 68 tons lastbil med släp. Fordonet är beskrivet i Bilaga B och avbildat i Figur 8. Syftet med försöket var att studera nedböjningen i de fyra bärande stålbalkarna då lastbilen rullar över bron. I och med att lastfördelningen över de respektive balkarna i bron är ojämna och beror på fordonets position, mättes nedböjningen hos varje enskild balk.



Figur 8. Testfordon vid broöverfart.

5.3.1 Metod för testbelastning

Ställningen för lasermätarna (Bosch), med vilka nedböjningen av huvudbalkarna mättes underifrån, byggdes på plats och efter lokala förutsättningar. Denna konstruerades med två träreglar vilka placerades i linje med bron. Tvärs över lades ännu en regel på vilken lasermätarna fästes. Testuppställningen illustreras i Figur 9. Vid första försöket kördes fordonet i ett svep över bron, varpå den maximala nedböjningen i fältmitt mättes. Mätningen utfördes med hjälp av lasermätare placerade i fältmitt under varje enskild stålbalk. Se uppmätt nedböjning i Tabell 6. Därpå kördes testfordonet åter över bron. Vid andra överfarten stannade fordonet var gång en ny axelgrupp befann sig mitt över balkarnas spännvidd. Resultatet, bestående av nedböjningsvärden för 4 axelgrupper över 4 balkar, presenteras i Tabell 7. Ur resultaten kan både avläsas vilka balkar som tar den större delen av lasten samt vilken axelgrupp som utgör den mest kritiska belastningen av bron.



Figur 9. Vänster: Rigg för mätverktyg. Höger: Två av fyra lasermätare.

5.3.2 Resultat av testbelastning

Balkarnas nedböjning vid den första, kontinuerliga, överfarten ges i Tabell 6. Resultat för de olika belastningsskedena vid den andra överfarten ges i Tabell 7. De fyra huvudbalkarna har numrerats i ordning efter placering, där balk 1 är första och yttersta balken räknat nedströms till uppströms.

Tabell 6. Maximal nedböjning vid balkmitt under 1:a överfart.

[mm]	Balk 1 (nedströms)	Balk 2	Balk 3	Balk 4 (uppströms)
Nedböjning	8	5	8	5

Tabell 7. Nedböjning vid balkmitt under 2:a överfart, en axelgrupp i taget.

[mm]	Balk 1	Balk 2	Balk 3	Balk 4	Max/balk
Styraxel	4	1	3	2	4
Drivaxel	6	4	7	5	7
Boogie	6	2	4	4	6
Tridem	7	3	7	5	7
Max/axel	7	4	7	5	

Platsbesöket och testbelastningen gav även rent visuellt en bild av hur trafikeringen av skogsbroar ser ut. I Figur 10 syns lastbilen stå centrerat över slitplanken vid överfarten. Figur 10 visar även en närbild på bron slitplank där de yttre slitplanken är tydligt nötta.



Figur 10. Vänster: Lastbilens position vid överfart. Höger: Närbild av yttre slitplank.

5.4 Tillämpade bärighetsberäkningar

5.4.1 Brodimensioner Sågbäcken

I tabellerna 8–10 är brokomponenternas dimensioner och avstånd redovisade. Därutöver finns i bilaga A ett inmättningsprotokoll för bron i vilket samtliga dimensioner och avstånd är redovisade.

Tabell 8. Dimensioner I-balk.

[mm]	B	H	d	t
HEA500	295	490	10	22

Tabell 9. Spännvidd I-balkar.

	Spännvidd [mm]
Balk 1 (nedströms)	8920
Balk 2	8990
Balk 3	9120
Balk 4 (uppströms)	9180
Insida stöd-mitt	9100

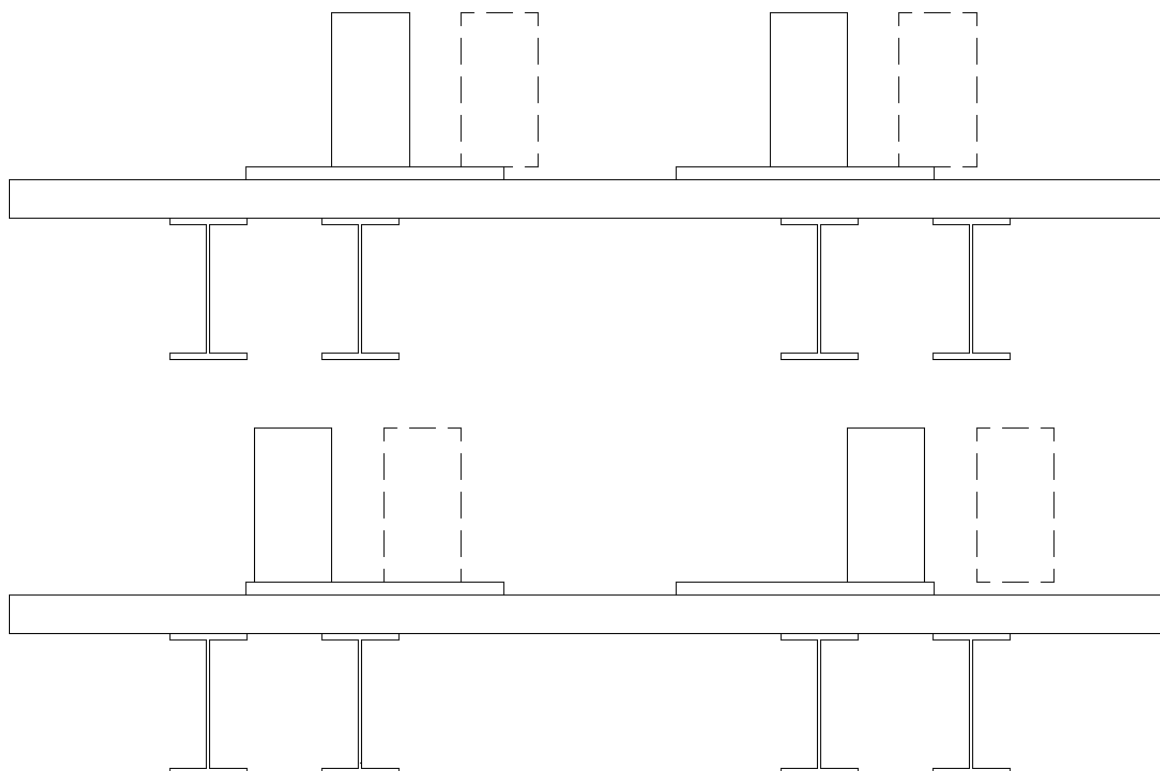
Tabell 10. Ortogonalt avstånd mellan I-balkar.

	1–2	2–3	3–4
cc-avstånd [mm]	605	1730	620

5.4.2 Dimensionerande lasteffekter

Filfaktorn beräknades för lastfallen illustrerade i Figur 11. Figuren beskriver hur fordonets hjulpar befinner sig centriskt (heldragen kontur) eller excentriskt (streckad kontur) placerade vid överfarten. I den övre figuren är axelbredden 1,7 m och i den nedre är axelbredden 2,3 m. Båda axelbredder tillämpas i enlighet med Trafikverkets krav för att finna dimensionerande lastfall (TDOK 2013:0267).

Det dimensionerande lastfallet, tvärs över bron, blev fallet med axelbredd 2,3 m placerat med excentriciteten 0,5 m. Illustrerat med streckad linje i den nedre av de två figurerna. Detta fall gav en maximal filfaktor på 0.42. Den mest belastade balken var då balken längst ut till höger i bild. Som kritiskt lastfall längs med bron valdes tridem placerat mitt över bronns spännvidd. Dimensionerande lasteffekter är redovisade i Tabell 11.



Figur 11. Tvärsnitt av belastad bro med hjulpar, axelbredd 1.7m och 2.3m, centrerad och excentrisk placering.

Tabell 11. Dimensionerande lasteffekter för stålbalk och träsyll.

Konstruktionsdel			Dimensionerande lastfall
Stålbalk	M_{Ed}	377 kNm	(Balk 4) Excentrisk trafiklast med axelbredd 2,3 m
	V_{Ed}	107 kN	
Träsyll	M_{Ed}	14 kNm	Excentrisk trafiklast med axelbredd 2,3 m
	V_{Ed}	56 kN	Excentrisk trafiklast med axelbredd 1,7 m

5.4.3 Beräkningsresultat och kommentar, I-balk

Tabell 12–14 redovisar samtliga resultat av bärlighetsberäkningarna. Förhållandet mellan belastning och bärlighet för iakttagna parametrar (skjuvkraft, vippning, nedböjning samt böjspänning) ges av en kvot vilken illustrerar brons bärlighet. Om kvoten överstiger 1, är bärligheten ej godkänd och bör ses över. Hållfastheten för stålet är vald enligt materialprovningen, där sträckgränsen bestämts till 360 MPa.

Skjuvspänningen i balkens liv visar sig, vid jämförelse med brons bärförmåga, vara inom ramen för vad som efterfrågas. Se Tabell 12. Den ringa nyttjandegraden på under 10% innebär att dimensionen hos brons bärande balkar är väl tilltagen.

Tabell 12. Bärlighet hos I-balk i stål med hänsyn till skjuvspänning i I-balkens liv.

	Dimensionerande tvärkraft, V_{Ed}	Livets bärförmåga, $V_{pl,Rd}$	Kvot	
Skjuvhållfasthet i balkliv	107 kN	1329 kN	0.08	

Då I-balkens bärlighet studeras med avseende på vippning framgår att balkdimension och brodesign håller för kraven, se Tabell 13. Trots de konservativa antaganden som gjorts för att underlätta beräkningsförfarandet, understiger nyttjandegraden 1.

Tabell 13. Bärlighet hos I-balk i stål med hänsyn till vippning.

Vippning	Dimensionerande Böjmoment, M_{Ed}	Momentbärförmåga, $M_{b,Rd}$	Kvot	
EC3 6.3.2.3	377 kNm	828 kNm	0.46	

Trafikverkets nedböjningskrav uppfylls med god marginal. I Tabell 14 redovisas beräknad max-deformation i mittspann samt den enligt Trafikverkets föreskrifter beräknade största tillåtna deformationen.

Tabell 14. Nedböjning av I-balk i stål vid mittspann.

	Beräknad max. deformation	Trafikverkets max. deformation för specifikt brospann.	
Nedböjning	8 mm	23 mm	

5.4.4 Beräkningsresultat och kommentar, träsyll

Bärigheten hos brons farbana har kontrollerats för böjspänning i träsyll. Vid denna kontroll har konstruktionsverkets kvalitet först antagits till en standardkvalitet (virkesklass K24) i enlighet med Trafikverkets föreskrifter. Samma kontroll har även utförts för den lägsta virkeskvaliteten (virkesklass K12), då bron inte byggts på allmän väg och därför ej kan antas vara konstruerad i enlighet med Trafikverkets föreskrifter.

Resultaten, vilka påvisar bristfällig bärighet för båda virkeskvaliteter, redovisas i Tabell 15. Vid jämförelsen i Tabell 15 antas hela axellasten fördelas över enbart en syll. Detta i och med att det dimensionerande lastfallet utgörs av ett excentriskt placerat fordon, där hjulen kan antas hamna utanför slitplanken. Förekomsten av slitplank antas annars främja en jämn lastfördelning över flera syllar. Av denna anledning studeras även ett alternativt lastfall i Tabell 16.

Tabell 15. Bärighet hos träsyll med hänsyn till böjspänning. (Axellasten fördelad över en syll).

Böjning	Dimensionerande spänning	Momentbärförmåga, böjning parallellt med fibrerna, $f_{m,k}$	Kvot	
Antagen virkeskvalitet:				
K24	24.8 MPa	24 MPa	1.03	
Lägre virkeskvalitet:				
K12	24.8 MPa	12 MPa	2.07	

I jämförande syfte studeras även det lastfall där fordonet är centriskt placerat över bron och därmed står på slitplanken. Axellasten antas då fördelas jämnt över två träsyllar. Dessa resultat redovisas i Tabell 16. I och med den ringare belastningen är bärigheten i detta fall tillräcklig för båda virkeskvaliteter.

Tabell 16. Bärighet hos träsyll med hänsyn till böjspänning. (Axellasten fördelad över två syllar).

Böjning	Dimensionerande spänning	Momentbärförmåga, böjning parallellt med fibrerna, $f_{m,k}$	Kvot	
Alternativt lastfall: Centrisk placering av fordonet (står på slitplank)				
K24	7 MPa	24 MPa	0.29	
K12	7 MPa	12 MPa	0.58	

Träsyllarna har även kontrollerats för skjuvning, se resultat i

Tabell 17. För det dimensionerande lastfallet, med excentrisk placerad trafiklast och utan hjälp av slitplank, visade sig bärigheten otillräcklig. I jämförande syfte testades bärigheten även för en alternativ (och mindre kritisk) placering av fordonet, för vilken bärigheten visar sig vara tillräcklig. Detta gäller för fordonet centrerat över bron och slitplanken.

Tabell 17. Bärighet hos träsyll med hänsyn till tvärkraft.

Skjuvning	Dimensionerande skjuvspänning	Bärförmåga vid längsskjuvning	Kvot	
Kritiskt lastfall:				
Excentrisk placering av fordon (utanför slitplank)	7.5 MPa	3 MPa	2.51	
Alternativt lastfall:				
Centrisk placering av fordon (står på slitplank)	2.2 MPa	3 MPa	0.73	

I och med den bristfälliga bärigheten hos träsyllarna, redovisad i tabellerna ovan, har två kraftigare sylldimensioner testats för det dimensionerande lastfallet. Tabell 18 visar att sylldimensionen 200x250 mm skulle ge tillräcklig bärförmåga.

Tabell 18. Test av alternativ syll-dimension. (Hela axellasten fördelad över en syll).

Test av ny Dimension [mm]	Dim. spänning	Bärförmåga böjning	Kvot	Dim. Skjuvspänning	Bärförmåga Längsskjuvning	Kvot
200 x 200	10.5	24	0.44	4.2	3	1.40
250 x 250	5.4	24	0.23	2.7	3	0.90

5.5 Jämförelse av resultat för nedböjning

Resultat för nedböjning av stålbalken ges i Tabell 19. Här jämförs den beräknade nedböjningen med den uppmätta.

Tabell 19. Nedböjning av bärande balk

	Nedböjning, balkmitt [mm]
Beräknad (centrerad trafiklast)	7–9 (beroende på axelbredd)
Beräknad (excentrisk trafiklast)	9–10 (beroende på axelbredd)
Uppmätt, max	8
Brokollen	12
Trafikverkets max	23

5.6 Diskussion

5.6.1 Materialprovning

Resultaten från materialprovningen visar på en god stålqualität, motsvarande den på balken angivna stålqualiteten. De tre sträckgränserna erhållna vid provningen skiljer sig åt, men ligger alla över angiven hållfasthet. De utvärderingsmetoder som tillämpats ger i sin tur varierande resultat för stålets karakteristiska sträckgräns. Dessa skillnader går i viss mån att härleda till metodernas känslighet gällande antalet analyserade stickprov.

5.6.2 Testbelastning

Testbelastningen utfördes utan förlaga och efter lokala förutsättningar. Detta innebar både en fritt påhittad metod och improvisation på plats. Den rustika mätställningen till trots gav mätningen jämna resultat. De uppmätta värdena för nedböjning ligger också i linje med resultaten från de teoretiska beräkningarna. Detta bekräftar både att bärighetsberäkningarna är baserade på realistiska lastfall samt att bron kan förväntas svara på belastningen som förväntat. I och med den ringa nedböjningen konstateras också att balkdimensionen är väl tilltagen.

5.6.3 Tillämpade beräkningsresultat

Det finns flertalet felkällor som bör tas i beaktning hos bärighetsberäkningarna. Brons stålbalkar vilar inte i gaffelstöd vid brostöden, vilket beräkningarna utgår ifrån. I stället är balkändarna ingrävda i marken på vardera sida om bron och på så sätt förankrade av ballasten i vägen. Denna konstruktionslösning innebär att verifikationen för vippning, om den görs enligt ovan, bygger på antagandet att infästningen i marken motsvarar det stöd i sidled som gaffelstöden skulle ge. En faktor som däremot minskar risken för vippning, men som inte beaktats vid kontrollen, är att trädäcket till viss del stöttar stålbalkarnas tryckta överflansar. Detta stöd är dock svårbedömt, eftersom trädäcket i regel inte fästs i stålbalkarna.

Bärighetsberäkningarna bygger på en trafiklast som utgörs av ett för skogsbruket karakteristiskt fordon. I detta fall har testfordonet, en 68 tons lastbil med släp, från den praktiska delen av arbetet använts som trafiklast även för de teoretiska bärighetsberäkningarna. Något som underlättar jämförelsen av resultat. Verifieringen av brons bärighet hade med fördel dessutom kunnat utföras för ett av de tyngsta i trakten använda fordonen, en 74 tons lastbil med släp. Denna ytterligare verifiering anses dock inte nödvändig då fordonets last fördelas tämligen jämnt över axelgrupperna, varför ett tyngre fordon ej innebär en stor skillnad i belastning vid studie av enstaka axelgrupper. Något som ytterligare understöds av brons förhållandevis korta spännvidd. Då fordonet i detta fall ändå inte ryms i sin helhet längs med brospannet, och bärigheten verifierats med avseende på den tyngsta axelgruppen placerad mitt över brons spann, bedöms skillnaden vara marginell. I kombination med resultat vilka påvisar en god marginal mellan bärighet och belastning, utgör detta nog argument för att de utförda beräkningarna är tillräckliga för att utvärdera brons bärighet.

Något som avsevärt förstör den faktiska trafiklasten är det dynamiska tillskottet vilket ökar trafiklasten med 25%. Detta kan anses överdrivet försiktigt då skogsbroarna trafikeras vid en lägre hastighet än en genomsnittlig bro i det allmänna vägnätet. Att då tillämpa allmänna beräkningsförfaranden är inte nödvändigtvis helt ändamålsenligt. Bron skulle följaktligen kunna antas hålla för en större trafiklast än det tillämpade fordonet, förutsatt att alla krav uppfylls.

Vid verifiering av träfarbanans bärförmåga visar resultaten på bristfällig bärförmåga, förutsatt att fordonet befinner sig utanför tilltänkt körspår med slitplank. Slutsatsen bör vara att träsyllens är underdimensionerad för ändamålet. Dock bör beaktas att den konstruktion vilken utvärderats är en förenkling av brons faktiska utformning. De slitplank vilka är placerade över träsyllens bidrar i detta fall till en jämnare fördelning av lasten än vad som avspeglas i beräkningarna.

Träsyllens kontrolleras för olika lastfall för att påvisa hur mycket gynnsammare en centrerad överfart kan vara. En anledning är den jämnare moment- och tvärkraftsfördelningen över syllens längd. Utöver detta innebär en centrerad överfart även att fordonet är placerat över slitplanken, vilka fördelar axellasten över flera syllar. I och med de goda förutsättningarna för en centrerad överfart är detta ingen överflödigt jämförelse. Resultaten visar på en tydlig skillnad i lastfördelning mellan de olika lastfallen. Det framgår att trots att en centrerad överfart (så som bron är tänkt att trafikeras) är helt inom ramen för brons bärighet, kan en excentrisk placering av fordonet innebära ett risktagande.

Vid verifiering av träsyllens bärighet har två olika virkeskvaliteter tillämpats. Detta trots att Trafikverkets antagna virkeskvalitet (K24) kan ses som rimlig även i fallet skogsbroar. Trots att konstruktionsbrister förekommer bland broarna, borde det gå att anta en hög virkeskvalitet, i och med kontexten i vilken bron byggts och brukas. Utöver detta bör noteras att oavsett virkeskvalitet, är bärigheten raskt nedsatt i samband med att virket utsatts för slitage, röta eller andra angrepp. Något som däremot är svårare att analysera och utvärdera kvantitativt.

6 Slutsats

Efter en djupdykning i de allmänna bestämmelserna för bärighetsbedömning av existerande byggnadsverk, kan det konstateras att de erbjuder en bärighetsanalys med god säkerhetsmarginal. I frågan skogsbroar är handledningarna en värdefull tillgång trots att de, i och med skillnaden i belastning av broarna, inte är fullt anpassade till ändamålet.

Den tillämpade bärighetsanalysen av bron över Sågbäcken gav tydliga resultat. Dessa visar på en god bärförmåga hos brons huvudbärverk och en mer bristfällig bärförmåga hos brons farbana. Bron har väl tilltagna huvudbalkar och underdimensionerade träsyllar. Fallstudiens tillämpade bärighetsberäkningar visar i stort på bättre bärförmåga än förväntat, då den antagna risken för vippning kan avfärdas.

Slutsatsen gällande träsyllens bärighet är att fordonets position på bron är avgörande. Fullföljs överfarten i centrerat läge, det vill säga med fordonet rullandes över de för detta avsedda slitplanken, kan bärigheten hos bron ses som fullgod. Däremot kan bron inte ses som tillförlitlig om fordonet rör sig alltför långt utåt kanten av bron. Detta beror både på att farbanans träsyll är underdimensionerad samt att slitplanken inte lagts ut i tillräcklig bredd.

6.1.1 Rekommendationer

Om det för en specifik bro föreligger risk för överfarter där fordonet hamnar utanför slitplanken, skulle slitplanken med fördel kunna kompletteras. Genom att utöka bredden av körspåret, vilket är belagt med slitplank, fördelas lasterna bättre även vid ogynnsam fordonsplacering. Detta vore en snabb och enkel förbättring av bärförmågan hos broar av samma typ - utan stor arbetsinsats. Därutöver rekommenderas att farbanan konstrueras med träsyllar vars dimension överstiger den hos Sågbäcksbron. För att vara på den säkra sidan bör syll med dimensionerna 250 x 250 mm användas.

6.1.2 Fortsatt forskning

Något som med fördel kan undersökas ytterligare är vippningsproblematiken hos den studerade brotypen. Den analys som utförts inom ramen för detta arbete är endast approximativ, då den utgått från de i Eurokoden tillgängliga beräkningsmodellerna. För att bättre kunna anpassa utredningen av vippning till det aktuella scenariot krävs i stället en noggrannare analys inklusive modellering av brons bärverk.

Litteratur

Bosch, *Digital lasermätare PLR 40 C*.

<https://www.bosch-diy.com/se/sv/p/plr-40-c-0603672300-v39570> (Hämtad 2022-01-18)

Davidsson, Aron; Bergqvist, Mikael. 2018. *Metodik för broidentifikation*. Uppsala: Skogforsk.

EN 1995-1-1 *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*.

Honfi, Dániel; Lechner, Thomas; Köhler, Jochen. 2017. *Rational maintenance of timber bridges*. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Timber Bridges.

Höglund, Torsten. 2009. *Module 6 – Stability of columns and beams*. Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.

Iacovino, Chiara; Turksezer, Zehra Irem; Giordano, Pier Francesco och Limongelli, Maria Pina. 2022. *A Survey of Bridge Condition Rating Systems*. In: Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures. (EUROSTRUCT 2021). Lecture Notes in Civil Engineering, vol 200.

JCSS, Joint Committee on Structural Safety. 2000. *Assessment of existing structures*.

Johannesson, Paul och Vretblad, Bengt. 2011. *Byggformler och tabeller*. 11. uppl. Stockholm: Liber Förlag.

Leander, John. 2022. *Kalibrering av säkerhetsfaktorer för tunga specialfordon på järnvägsbroar*. TRITA-ABE-RPT 2242. Kungliga Tekniska högskolan (KTH).

Marlin. *Ftool*.

<https://www.ftool.com.br/Ftool/> (Hämtad 2022-01-18)

Maxstadh, Per. 2018. *Förvaltning – En övergripande brohandledning*. Uppsala: Skogforsk.

Sargent, D; Murison, R; Bakht, B och Mufti, A. 2007. *Structural health monitoring of the Lindquist Bridge*. San Diego: Proceedings of SPIE.

Skogskunskap. 2016. *Siffror om vägar*.

<https://www.skogskunskap.se/vagar-i-skogen/om-skogsbilvagar/skogsbilvagar-och-andra-enskilda-vagar/siffror-om-vagar/> (Hämtad 2022-01-18)

SLU. 2021. *Produktiv Skogsmark*.

<https://www.slu.se/centrumbildningar-och-projekt/riksskogstaxeringen/statistik-om-skog/senaste-statistiken/produktiv-skogsmark/> (Hämtad 2022-01-18)

SS-EN 1993-1-1:2005. *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner- Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*.

SS-EN 1993-1-5:2006. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.5 Plated structural elements.*

SS-ISO 13822:2010. *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk –Tillståndsbedömning av befintliga bärverk.*

TDOK 2013:0267. *Bärighetsberäkning av broar - KRAV.*

TDOK 2012:23. *Brottseghet och kemisk analys av konstruktionsstål.*

Trafikverket. 2019. *2019:186 Drift och underhåll av enskilda vägar.* Borlänge: Trafikverket.
<https://trafikverket.ineko.se/se/drift-och-underh%C3%A5ll-av-enskilda-v%C3%A4gar-2>
(Hämtad 2022-01-18)

Trafikverket. 2020. *BaTMan, Bro och tunnel management – Handbok.*
<https://batmanhandbok.trafikverket.se/>

Trafikverket. 2020. 2.2.2.9 Tillståndsbedömning. *BaTMan, Bro och tunnel management – Handbok.*
<https://batmanhandbok.trafikverket.se/forvaltning/forvaltningsaktiviteter/2.2.2-inspektion-tunnel-och-bergkonstruktioner/2.2.2.9-tillstandsbedomning/> (Hämtad 2022-01-18)

Bilaga A – Inmätningssprotokoll Sågbäcken

Spännvidd:

$$L_1 = 8920 \text{ mm} \quad (\text{nedströms})$$

$$L_2 = 8990 \text{ mm}$$

$$L_3 = 9120 \text{ mm}$$

$$L_4 = 9180 \text{ mm} \quad (\text{uppströms})$$

Bredd:

$$L_{\text{syll}} = 4810 \text{ mm}$$

$$B_{\text{kant}} = 310 \text{ mm}$$

$$B_{\text{fri}} = 4500 \text{ mm}$$

$$B_{\text{körspår}} = 1005 \text{ mm}$$

$$cc_{\text{körspår}} = 1670 \text{ mm}$$

Insida stöd:

$$L_{\text{mitt}} = 9100 \text{ mm}$$

Farbana:

$$L_{\text{bro}} = 11260$$

Balkar cc:

$$l_1 = 605 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1730 \text{ mm}$$

$$l_3 = 620 \text{ mm}$$

$$l_1 = 605 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1725 \text{ mm}$$

$$l_3 = 625 \text{ mm}$$

I-balk :

$$H = 490 \text{ mm}$$

$$B = 295 \text{ mm}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$t = 22 \text{ mm}$$

Syll :

$$H = 150 \text{ mm}$$

$$B = 150 \text{ mm}$$

$$cc = 200 \text{ mm}$$

$$L = 4810 \text{ mm}$$

$$n = 56 \text{ st}$$

Slitplank :

$$H = 48 \text{ mm}$$

$$B = 197 \text{ mm}$$

Bilaga B - Testfordon



	B1	B2	S1	S2	S3	S4	S5	Total
Avstånd [m]	4.84	1.36	6.02	1.36	4.50	1.36	1.36	20.8

	Styraxel	Drivaxlar	(släp) Boogie	(släp) Tridem	Total
Vikt [ton]	8.0	18.8	15.9	24.7	67.4

Bilaga C – Utvärdering av provning

Provningsresultat sträckgräns: $x_1 := 416 \text{ MPa}$ $x_2 := 397 \text{ MPa}$ $x_3 := 391 \text{ MPa}$

$$X := [x_1 \ x_2 \ x_3] \quad n := 3$$

Medelvärde: $m_x := \text{mean}(X) = 401.333 \text{ MPa}$

Standardavvikelse:
- okänd (beräknad)

$$s_x := \sqrt{\left(\frac{(x_1 - m_x)^2 + (x_2 - m_x)^2 + (x_3 - m_x)^2}{n - 1} \right)} = 13.051 \text{ MPa}$$

Standardavvikelse:
- känd (antagen)

$$s_{känd} := 20 \text{ MPa}$$

Variationskoefficient:

$$V_{x.okänd} := \frac{s_x}{m_x} = 0.033 \quad \rightarrow \quad V_{x.korr} := 0.1$$

$$V_{x.känd} := \frac{s_{känd}}{m_x} = 0.05$$

Tabellvärden, n=3 provningar:

$$k_{n.okänd} := 3.37 \quad k_{n.känd} := 1.89$$

Partialkoefficient / omräkningsvärde:

$$n_d := 1 \quad g_m := 1$$

Dimensioneringsvärde, sträckgräns:

$$X_{d.okänd} := \frac{n_d}{g_m} \cdot m_x \cdot (1 - k_{n.okänd} \cdot V_{x.okänd}) = 357.351 \text{ MPa}$$

$$X_{d.okänd.korr} := \frac{n_d}{g_m} \cdot m_x \cdot (1 - k_{n.okänd} \cdot V_{x.korr}) = 266.084 \text{ MPa}$$

$$X_{d.känd} := \frac{n_d}{g_m} \cdot m_x \cdot (1 - k_{n.känd} \cdot V_{x.känd}) = 363.533 \text{ MPa}$$

Metod enligt EKS 11

Medelvärde:

$$x := m_x$$

Standardavvikelse:

$$\sigma := s_x$$

Tabellvärde, n=3 provningar:

$$k_n := 3.15$$

Karakteristiskt värde, sträckgräns:

$$X_k := x - k_n \cdot \sigma = 360.222 \text{ MPa}$$

Samlade resultat

Eurokoden:

- okänd standardavvikelse

$$X_{d.okänd} = 357.351 \text{ MPa}$$

Eurokoden:

- korrigerad standardavvikelse

$$X_{d.okänd.korr} = 266.084 \text{ MPa}$$

Eurokoden:

- känd standardavvikelse

$$X_{d.känd} = 363.533 \text{ MPa}$$

EKS 11:

$$X_k = 360.222 \text{ MPa}$$

Bilaga D – Bärighetsberäkningar

Bärighetsberäkningar I-balk

Balkdimensioner HEA500

$$h := 490 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$d := 12 \text{ mm}$$

$$t := 23 \text{ mm}$$

$$L_{span} := 9.18 \text{ m}$$

$$cc_1 := 620 \text{ mm}$$

$$cc_2 := 1780 \text{ mm}$$

$$cc_3 := 605 \text{ mm}$$

Sylldimensioner

$$h_t := 150 \text{ mm}$$

$$b_t := 150 \text{ mm}$$

$$cc_t := 200 \text{ mm}$$

$$l_{syll} := 4.81 \text{ m}$$

$$l_{syll, fri} := 4.5 \text{ m}$$

$$n_{syll} := \frac{l_{syll, fri}}{cc_t} = 45.9$$

Tvärsnittsdata HEA 500 (Tibnor) :

$$I_y := 86960 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 10370 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A_{balk} := 19750 \text{ mm}^2$$

$$W_{pl,y} := 3950 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Testfordon, tridem:

$$m_{tridem} := 24700 \text{ kg}$$

$$\frac{m_{tridem}}{3} = 8233.3 \text{ kg}$$

Materialdata (stål):

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$v := 0.3$$

$$G := \frac{E}{2(1+v)} = 80.769 \text{ GPa}$$

$$\rho_{stål} := 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Stålkvalité:

$$f_y := 360 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := f_y$$

Materialdata (trä):

$$\rho_{trä} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Egentyngd, I-balk
(per balk per meter):

$$g_{stål} := A_{balk} \cdot \rho_{stål} \cdot g = 1.511 \frac{kN}{m}$$

Egentyngd, träsyll,
per meter bro:

$$g_{syll} := \frac{h_t \cdot b_t \cdot \rho_{trä} \cdot l_{syll} \cdot n_{syll} \cdot g}{L_{span}} = 1.857 \frac{kN}{m}$$

Varav över en I-balk
(approximerat):

$$g_{trä} := \frac{g_{syll}}{4} = 0.464 \frac{kN}{m}$$

Total egentyngd
över en balk:

$$g_{tot} := g_{trä} + g_{stål} = 1.975 \frac{kN}{m}$$

Dynamiskt tillskott:

$$v_{hastighet} := 80$$

$$D := \frac{180 + 8 (v_{hastighet} - 10)}{20 + \frac{L_{span}}{m}} = 25.36$$

$$\gamma_D := \frac{D}{100} + 1 = 1.254$$

Axel-last (tridem, testfordon):

$$P_{axel} := \frac{m_{tridem}}{3} \cdot g = 80.741 \text{ kN}$$

Största filfaktor för varje lastfall:



1.7 m exc.			0.36	
2.3 m exc.				0.42
1.7 m cent.	0.36		0.36	
2.3 m cent.	0.27		0.27	

Vad den mest belastade balken bär:

$$f_{il} := 0.42$$

$$P_{f\ddot{u}l} := P_{axel} \cdot f_{il} = 33.911 \text{ kN}$$

Med dyn. tillskott:

$$P_D := P_{f\ddot{u}l} \cdot \gamma_D = 42.511 \text{ kN}$$

Nedböjning

Filfaktor för mest belastad balk vid olika lastfall:

$$\gamma_{f\ddot{u}l} := [0.36 \quad 0.42 \quad 0.36 \quad 0.27] \quad \text{för placering: [1.7exc \quad 2.3exc \quad 1.7cent \quad 2.3cent]}$$

$$P_{defl} := P_{axel} \cdot \gamma_{f\ddot{u}l} \cdot \gamma_D = [36.438 \quad 42.511 \quad 36.438 \quad 27.329] \text{ kN}$$

Placering av axlar för tridem, x-koord. axel 1,2,3 över brospann:

$$x_1 := \frac{L_{span}}{2} - 1.36 \text{ m} = 3.23 \text{ m}$$

$$x_2 := \frac{L_{span}}{2} = 4.59 \text{ m}$$

$$x_3 := \frac{L_{span}}{2} + 1.36 \text{ m} = 5.95 \text{ m}$$

Deformation (trafiklast m. dynamiskt tillskott) :

$$y_{Q.1} := \frac{P_{defl} \cdot L_{span}^3}{48 E \cdot I_y} \quad y_{Q.2} := \frac{P_{defl} \cdot x_1 \cdot (3 L_{span}^2 - 4 x_1^2)}{48 E \cdot I_y}$$

Nedböjning, mitt, orsakad av trafiklast:

$$y_{trafik} := y_{Q.1} + 2 y_{Q.2} = [8.88 \quad 10.37 \quad 8.88 \quad 6.66] \text{ mm}$$

Test-max:

$$y_{test} := 8 \text{ mm}$$

Trafikverket max deformation:

$$y_{trafikverket} := \frac{L_{span}}{400} = 22.95 \text{ mm}$$

Moment & tvärkrafter:

$$M_{1.3} := \frac{P_D \cdot x_1 \cdot \left(\frac{L_{span}}{2}\right)}{L_{span}} = 68.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \frac{P_D \cdot L_{span}}{4} = 97.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := M_2 + 2 \cdot M_{1.3} = 234.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \frac{g_{tot} \cdot L_{span}^2}{8} = 20.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_q := \frac{P_D}{2} + \frac{P_D \cdot x_3}{L_{span}} + \frac{P_D \cdot x_1}{L_{span}} = 63.8 \text{ kN}$$

$$V_g := g_{tot} \cdot \frac{L_{span}}{2} = 9.1 \text{ kN}$$

Böjmoment, trafiklast: $M_q = 234.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Böjmoment, egentyngd: $M_g = 20.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tvärkraft, trafiklast: $V_q = 63.8 \text{ kN}$

Tvärkraft, egentyngd: $V_g = 9.1 \text{ kN}$

Lastkombination:

$$\gamma_g := 1.2$$

$$\gamma_{q,1} := 1.5$$

$$V_{komb} := 1 \cdot (\gamma_g V_g + \gamma_{q,1} V_q) = 106.529 \text{ kN}$$

$$M_{komb} := 1 \cdot (\gamma_g M_g + \gamma_{q,1} M_q) = 377.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjuvbuckling:

Balklivets höjd: $h_w := h - 2 t$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}} = 0.808$$

Table 5.2 (SS-EN 1993-1-1:2005)

$$\frac{h_w}{t} = 19.304 \quad \text{mindre än}$$

$$\frac{72 \varepsilon}{1.2} = 48.477$$

Ingen risk för skjuvbuckling enligt EN1993-1-5

Skjuvspänning i balkliv

$$\eta := 1.2$$

$$t_w := d$$

$$t_f := t$$

$$h_w := h - 2 t_f$$

$$A_v := \eta \cdot t_w \cdot h_w = 0.006 \text{ m}^2 \quad (\text{shear area})$$

$$\gamma_{M0} := 1 \quad (\text{when the design is based on the yield strength})$$

Kontroll: $V_{Ed} \leq V_{pl.Rd}$

Motstånd: $V_{pl.Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = (1.329 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Dimensionerande tvärkraft: $V_{Ed} := V_{komb} = 106.529 \text{ kN}$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.08$$

Vippning I-balk:

Tvårsnittsklass:

$$\frac{h_w}{t} = 19.304 \quad \text{mindre än} \quad 72 \quad \varepsilon = 58.172 \quad \text{ger tvårsnittsklass 1} \\ \text{(SS-EN1993-1-1:2005)}$$

$$W_y := W_{pl,y}$$

$$\gamma_{M1} := 1$$

$$L := L_{span}$$

Ekvation för kritiskt vippningsmoment:

$$M_{cr} = \kappa \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{B_z \cdot C}}{L} \left(\frac{\kappa \cdot \pi \cdot \beta}{k \cdot L} + \sqrt{1 + \left(\frac{\kappa \cdot \pi}{k \cdot L} \right)^2 (1 + \beta^2)} \right)$$

$$I_w := 5640 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad \text{välvstyvhets tvårsnittsfaktor (Tibnor)}$$

$$I_t := 3.10 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{vridstyvhets tvårsnittsfaktor (Tibnor)}$$

$$B_z := E \cdot I_z = (2.178 \cdot 10^7) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2}$$

$$C := G \cdot I_t = (2.504 \cdot 10^5) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2}$$

$$C_w := E \cdot I_w = (1.184 \cdot 10^6) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^5}{\text{s}^2}$$

$$k := \sqrt{\frac{C}{C_w}} = 0.46 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\beta = \frac{t_z}{2} \cdot \sqrt{\frac{B_z}{C_w}} \quad \beta := 0$$

$$t_z := 0 \quad \text{(för dubbelsymmetriskt tvårsnitt)}$$

$$\kappa := 1 \quad \text{(beror på stöd)}$$

Kritiskt moment:

$$M_{cr} := \pi \cdot \frac{\sqrt{B_z \cdot C}}{L} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2} = 996.173 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Jämförelse med Eurocodeapplied.com: $M_{cr, eurocodeapplied} := 920.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

Momentkapacitet:
$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Slankhetsparameter λ , krävs för att beräkna χ som är reduktionsfaktorn för vippning:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 1.195$$

Metod enligt EC3 6.3.2.3

$$\frac{h}{b} = 1.633 \quad (h/b < 2 \implies \text{buckling curve b} \implies \alpha = 0.34)$$

$$\alpha_{LT} := 0.34 \quad (\text{imperfection factor})$$

$$\lambda_{LT,0} := 0.4 \quad \beta := 0.75 \quad (\text{recommended EC3})$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left((1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0})) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 1.17$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.582 \quad (\text{E6.57})$$

(ska vara större än 1 och mindre än $\frac{1}{\lambda_{LT}^2} = 0.701$)

Momentbärförmåga:
$$M_{b,Rd} := \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 827.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{E6.55})$$

Dimensionerande böjmoment:
$$M_{Ed} := M_{komb}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.456$$

Bärighetsberäkningar - Träsyll

Trafiklast: $\gamma_D := 1.254$

$$m_{tridem} := 24700 \text{ kg}$$

$$q_{trafik} := \gamma_D \cdot \frac{m_{tridem}}{3} \cdot \frac{1}{0.6} \cdot g = 168.75 \text{ kN}$$

Resultat från Ftool, trafiklast:

Lastfall 1 (excentr. axelbredd 2.3) $V_{q,max.1} := 50.3 \text{ kN}$ $M_{q,max.1} := 8.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfall 2 (centr. axelbredd 2.3) $V_{q,max.2} := 29.4 \text{ kN}$ $M_{q,max.2} := 5.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfall 3 (excentr. axelbredd 1.7) $V_{q,max.3} := 37.4 \text{ kN}$ $M_{q,max.3} := 9.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfall 4 (centr. axelbredd 1.7) $V_{q,max.4} := 29.8 \text{ kN}$ $M_{q,max.4} := 2.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Egentyngd: $\gamma_{c.14} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $b := 150 \text{ mm}$
 $q_g := b \cdot h \cdot \gamma_{c.14} = 0.079 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $h := 150 \text{ mm}$

Resultat från Ftool, egentyngd: $V_g := 0.087 \text{ kN}$ $M_g := 0.018 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastkombination:

$$\gamma_q := 1.5$$

$$\gamma_g := 1.2$$

Lastfall 1:

$$V_{Ed.1} := \gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_{q,max.1} = 75.554 \text{ kN} \quad M_{Ed.1} := \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_{q,max.1} = 13.222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfall 2:

$$V_{Ed.2} := \gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_{q,max.2} = 44.204 \text{ kN} \quad M_{Ed.2} := \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_{q,max.2} = 7.822 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfall 3:

$$V_{Ed.3} := \gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_{q,max.3} = 56.204 \text{ kN} \quad M_{Ed.3} := \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_{q,max.3} = 13.972 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfall 4:

$$V_{Ed.4} := \gamma_g \cdot V_g + \gamma_q \cdot V_{q,max.4} = 44.804 \text{ kN} \quad M_{Ed.4} := \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_{q,max.4} = 3.322 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionerande lastfall: $V_{Ed} := V_{Ed.1} = 75.554 \text{ kN}$ $M_{Ed} := M_{Ed.3} = 13.972 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Alternativ lastfall: $V_{Ed.alt} := V_{Ed.4} = 44.804 \text{ kN}$ $M_{Ed.alt} := M_{Ed.2} = 7.822 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bärförmåga vid böjning (axellast fördelad över 1 syll)

Rent böjbelastad balk: $\sigma_{m.d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} \leq f_{m.d}$ $f_{m.d.12} := 12 \text{ MPa}$
 $f_{m.d.24} := 24 \text{ MPa}$

Böjmotstånd: $W_y := \frac{b \cdot h^2}{6} = (5.625 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} = 13.972 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensionerande böjspänning: $\sigma_{m.d} := \frac{M_{Ed}}{W_y} = 24.838 \text{ MPa}$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d.12}} = 2.07$$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d.24}} = 1.035$$

Test av annan syll-dimension: $b_{alt} := 250 \text{ mm}$ $h_{alt} := 250 \text{ mm}$

$$W_y := \frac{b_{alt} \cdot h_{alt}^2}{6} = (2.604 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m.d} := \frac{M_{Ed}}{W_y} = 5.365 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d.24}} = 0.224$$

Bärförmåga för tvärkraft (axellast fördelad över 1 syll)

Skjuvbelastad balk: $\tau_d \leq f_{v.d}$ $f_{v.k} := 3 \text{ MPa}$

Bärförmåga: $\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A}$

$k_{cr} := 0.67$ $b_{ef} := b \cdot k_{cr}$ (reducerad tvärsnittsbredd, tar hänsyn till sprickbildning)
 $A_{ef} := b_{ef} \cdot h$

Bärförmåga: $\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{ef}} = 7.518 \text{ MPa}$

Dimensionerande Tvärkraft: $V_{Ed} = 75.554 \text{ kN}$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.k}} = 2.506$$

Test av annan syll-dimension: $b_{alt} := 250 \text{ mm}$ $h_{alt} := 250 \text{ mm}$ $A_{alt} := b_{alt} \cdot h_{alt}$

$$\tau_{v.max} := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{k_{cr} \cdot A_{alt}} = 2.706 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{v.max}}{f_{v.k}} = 0.902$$

Bärförmåga vid böjning (axellast fördelad över 2 syllar)

Rent böjbelastad balk: $\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} \leq f_{m,d}$ $f_{m,d.12} := 12 \text{ MPa}$
 $f_{m,d.24} := 24 \text{ MPa}$

Böjmotstånd: $W_y := \frac{b \cdot h^2}{6} = (5.625 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$

Dimensionerande moment: $M_{Ed2} := \frac{M_{Ed}}{2} = 6.986 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensionerande böjspänning: $\sigma_{m,d} := \frac{M_{Ed2}}{W_y} = 12.419 \text{ MPa}$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d.12}} = 1.035$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d.24}} = 0.517$$

Bärförmåga för tvärkraft (axellast fördelad över 2 syllar)

Skjuvbelastad balk: $\tau_d \leq f_{v,d}$ $f_{v,k} := 3 \text{ MPa}$

Bärförmåga: $\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A}$

$k_{cr} := 0.67$ $b_{ef} := b \cdot k_{cr}$ (reducerad tvärsnittsbredd, tar hänsyn till sprickbildning)
 $A_{ef} := b_{ef} \cdot h$

Bärförmåga: $V_{Ed2} := \frac{V_{Ed}}{2} = 37.777 \text{ kN}$

Dimensionerande Tvärkraft: $\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed2}}{A_{ef}} = 3.759 \text{ MPa}$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,k}} = 1.253$$

Test av annan syll-dimension: $b_{alt} := 200 \text{ mm}$ $h_{alt} := 200 \text{ mm}$ $A_{alt} := b_{alt} \cdot h_{alt}$

$$\tau_{v,max} := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed2}}{k_{cr} \cdot A_{alt}} = 2.114 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{v,max}}{f_{v,k}} = 0.705$$