

Förbättrade metoder för dimensionering av stål- och träbroar

Bernt Johansson

Stålbyggnad

LTU

Rapport xx:1998 Avdelningen för Stålbyggnad, LTU

Innehållsförteckning

1. Inledning	4
2. Stålbroar	4
2.1 Allmänt	4
2.2 Systemberäkning	5
2.3 Tvärsnittsdimensionering	5
2.4 Stålfarbanor	7
2.5 Kablar	8
2.6 Förband	8
3. Samverkansbroar	9
3.1 Utformning	9
3.2 Systemberäkning	10
3.3 Tvärsnittsdimensionering	11
3.4 Skjuvförbindare	11
4 Träbroar	12
4.1 Allmänt	12
Referenser	13

1. Inledning

Vägverket har uppdragit åt LTU att redogöra för tänkbara förfinade metoder för dimensionering av vägbroar (ref BY 20 98:5283). I denna rapport redovisas ett antal sådana metoder och modeller och därutöver några frågor som behöver utredas ytterligare. Rapporten har disponerats så att under **2. Stålbroar** behandlas dels rena stålbroar men även frågor rörande ståldimensionering i samverkansbroar. Under rubriken **3. Samverkansbroar** behandlas sådana frågor som är specifika för samverkan mellan stål och betong.

2. Stålbroar

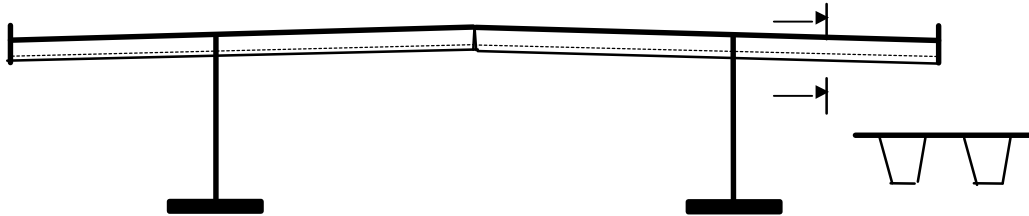
2.1 Allmänt

Rena stålbroar är ovanliga och förekommer främst som lådbalkar i snedkabelbroar och hängbroar samt i rörliga broar. Utformningen av ståldäck och låda är mycket standardiserad och några radikala nya grepp har inte synts till. En anledning till detta är att de problem man har haft med utmattning av ståldäck har lösts empiriskt och i avsaknad av generella metoder för utmattningsdimensionering har man hållit sig till ”beprövade lösningar”, se nedan under 2.4.

En möjlighet som inte bör vara alltför djärv är att skala upp systemet från 4 m mellan tvärbalkarna till säg 6 m. Härigenom minskar antalet tvärbalkar med 50 % och det är här det mesta arbetet ligger. Däcksplåt och ribbor blir grövre men det borde vara lönsamt. Detta kan lämpligast studeras nästa gång en ställåda skall byggas.

En ny och ännu inte prövad lösning för utbyte av småbroar visas i

Figur 1. Livet är figurskuret och går upp till däcksplåten mellan ribborna. Härigenom fungerar däcksplåten som överfläns och en 12 mm plåt räcker upp till ca 40 m spännvidd. Tanken är att bron blir så lätt att befintliga landfästen kan användas och att bron levereras i två delar med en skarv längs bron. Den sätts ihop vid sidan av broläget och lyfts på plats i ett stycke. Brobytet går fort och det ger en mycket kort tid då vägen måste vara avstängd. Ett exempel på denna brotyp har studerats i *Sterner, 1997*.



Figur 1 Stålbros för utbyte av småbroar

2.2 Systemberäkning

För systemberäkning av broar används i Sverige elasticitetsteori med undantag för olyckslastfall. För bruksgränstillstånd och utmattning finns ingen anledning att ändra på detta men för brottgränstillstånd kan man använda en modifierad gränslastmetod som beaktar att moment-rotationssambandet inte är konstant. I USA har utvecklats en metod som kallas Autostress design och metoden finns beskriven i ett tillägg till den amerikanska bronormen *AASHTO*, 1986. Metoden är tillämplig för såväl stålbrosar som samverkansbroar. Metoden tillämpas på ett förenklat sätt som innebär att man antar ett fixt värde för den plastiska rotation som behövs för momentutjämning och bestämmer stödmomentet för denna rotation. Detta är normalt lägre än tvärsnittets maximala momentkapacitet.

Om man känner hur såväl stöd- som fältnmoment varierar med den plastiska rotationen så är det ingen principiell svårighet att bestämma balkens maximala bärförmåga. I fältsnitt är det vanligen inga problem med instabilitet utan den plastiska deformationen sker i dragzonen. Man bör för undvikande av överskattning av bärförmågan ta med inverkan av egen-spänningar när man konstruerar moment-rotationssambandet. När det gäller stödsnitt så är det vanligen instabilitet i form av buckling som bestämmer utseendet på moment-rotationssambandet. Problemet har studerats i USA, se t ex *Haaijer-Carskaddan-Grubb*, 1987 och i två undersökningar vid LTU, *Wargsjö*, 1991 och *Axhag*, 1998. Problemet är inte slutligt löst men vi vet nu tillräckligt mycket för att en modifierad gränslastmetod skulle kunna prövas i praktiken. En konsekvens blir att tvångskrafternas inverkan försvinner i brottgränstillståndet.

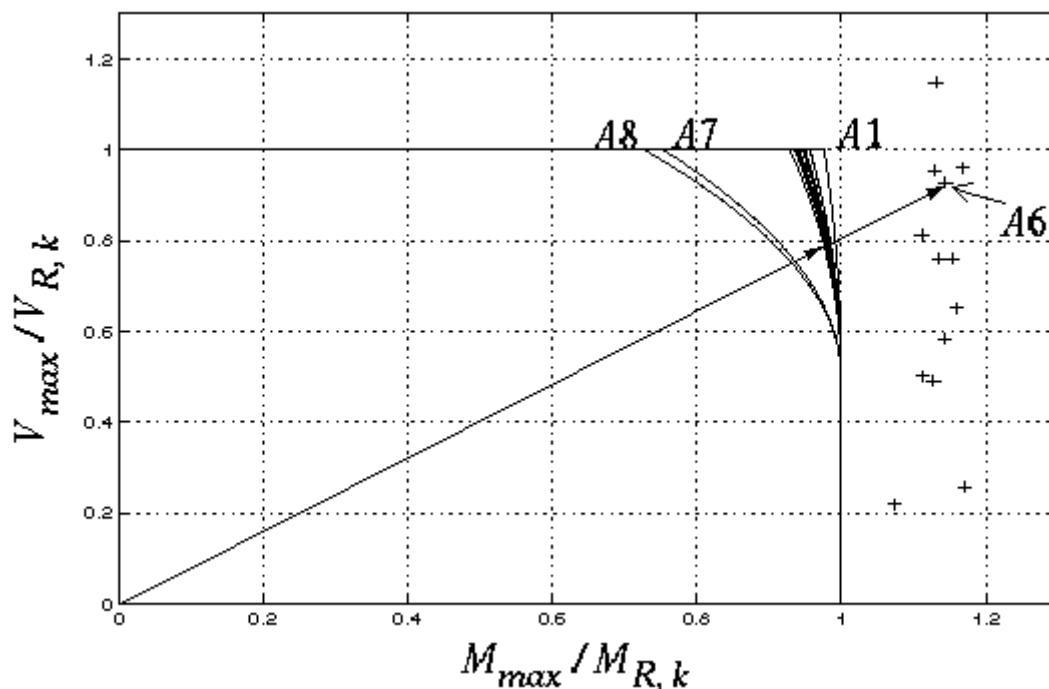
2.3 Tvärsnittsdimensionering

Stålbrosar hamnar oftast i tvärsnittsklass 4 enligt EC3. För I-balkar är det normalt endast livet som är så slankt att det bucklar. För detta fall finns utrymme för att utnyttja högre bärförmåga än enligt dagens regler. Det är särskilt tydligt för balkar av seghärdat stål S690. I Figur 2 visas resultat från *Axhag*, 1998 för 14 I-balkar av S690 med liv från klass 1 till över 4.

Med över klass 4 menas att livet är slankare än gränsen för vertikal knäckning av tryckflänsen enligt EC3. Alla resultat ligger väl över bärförmågan enligt EC3. Problemet har två delar, dels reglerna för livbuckling som generellt tycks vara onödigt försiktiga dels bärförmågan för flänsar av höghållfast stål. Den senare frågan har studerats i *Möller, 1995* med resultat att gränsen mellan klass 3 och 4 kan justeras uppåt för S690 och att reduktionen för buckling i klass 4 är mindre än för låghållfast stål. Ett förslag till att beakta den positiva inverkan av ökad hållfasthet vid instabilitet har redovisats i *Sedlacek et al, 1995*. Det går ut på att använda bärförmågefunktioner av samma typ som vid knäckning för alla instabilitetsfenomen och att låta "imperfectionsfaktorn" vara proportionell mot $f_y^{-0,5}$.

Av ett pågående examensarbete framgår dock att det positiva beteendet kan vara begränsat till stål med skarp flytgräns. Stål med en mjuk arbeidskurva utan Lüders-platå för vilka 0,2-gränsen används som flytgräns tycks hamna lägre med bärförmågan.

Reglerna för vertikal knäckning av tryckflänsen kan justeras uppåt i förhållande till BSK och EC3 för fallet att elastisk dimensionering används. Om plastisk rotation utnyttjas bör slankheten reduceras i proportion till $\theta_{pl}^{-0,5}$, se *Axhag, 1998*.



Figur 2 Resultat av provning av 14 balkar av S690 i trepunkt böjning, *Axhag, 1998*.

För fältsnitt ligger det plastiska neutrallagret ofta så högt att plastisk momentkapacitet kan utnyttjas i brottgränstillstånd. I Bro 94 är det tillåtet att utnyttja den plastiska momentkapaciteten för fritt upplagda balkar. En studie, *Johnson-Huang, 1994*, visar att det går bra även för kontinuerliga broar. Anledningen är att den lastposition som ger max fältmoment ger så pass litet stödmoment att stödmomentet inte kommer upp i den elastiska bärförmågan förrän efter det att fältsnittet nått sin bärförmåga. Det är i dag brukligt att utnyttja den plastiska bärförmågan i fält även om stödsnitten är i klass 4 i UK och Frankrike och vi borde införa samma regel i Sverige.

Vippning är för en färdig balkbro endast ett problem för underflänsar vid mellanstöd. Vi har relativt bra regler i BSK och dessa har införts i EC3-2. Det finns ett visst utrymme för ytterligare förbättring som beskrivs i *Collin-Möller-Johanson, 1998*. Detta gäller balkar som dimensioneras elastiskt. För balkar som dimensioneras med utnyttjande av plastisk rotation behövs tätare placerade tvärförband vid mellanstöd. Frågan diskuteras i *Axhag, 1998* men resultaten där är inte tillräckliga för en definitiv slutsats. I avvaktan på bättre regler kan de amerikanska reglerna användas.

Hybridbalkar, d v s balkar med flänsar av höghållfast stål och liv med lägre hållfasthet har använts vid några tillfällen i Sverige. De ger en konkurrenskraftig lösning, se *Johansson, 1995*, som är tillåten enligt Bro 94. Trots detta har hybridbalkar inte fått något riktigt genomslag. Ett problem som varit hindrande har varit långa leveranstider för det seghärdade materialet. Förhoppningsvis bör det problemet gå att lösa nu när Oxelösund har tagit sitt nya valsverk i drift.

2.4 Stålfarbanor

Stålfarbanor i form av s k ortotrop farbana utvecklades efter kriget i Tyskland och användes där för många stora broar. Ganska tidigt fick man problem med utmattning och utformningen har succesivt förbättrats. Senast har ett stort europeiskt projekt avslutats och slutsatserna finns samlade i EC3-2 Annex G. Problemet är fortfarande att det saknas generella dimensioneringsregler och i stället ges ett antal rekommenderade lösningar. Sannolikt är det inte mödan värt att försöka att hitta analytiska metoder för dimensionering eftersom stålfarbanor förekommer så pass sällan.

2.5 Kablar

I EC3-2 Annex A finns ett antal ganska detaljerade regler för höghållfasta kablar. Jag har själv inte sakkunskap att värdera det tekniska innehållet men det kan vara värt att studera reglerna och eventuellt använda dem.

Ett speciellt problem som har visat sig några gånger den senaste tiden är galopperande kablar. Normalt skall en slät kabel inte galoppa men man har noterat att regn kan vara nog för ändra kabelns yta så att den kommer i galopp. Någon allmängiltig lösning anvisas inte. Däremot finns regler för hantering av svängningar på grund av virvelavlösning i EC3-2 Annex F.

2.6 Förband

I detta avsnitt skall två frågor diskuteras, en om skruvförband och en om svetsning av höghållfast stål.

Enligt Bro 94 är det inte tillåtet att skarva huvudbalkar med skruvförband. Motivet sägs vara att förbanden rostar och är svåra att underhålla. I EC3-2 finns inte någon sådan begränsning och det är nog dags att vi släpper denna begränsning. För måttligt stora balkar kan det vara lönsamt att skruva skarvarna och därmed vore det också möjligt att måla balkarna färdiga i verkstad, vilket skulle spara avsevärda pengar. Färdigmålning på verkstad ger inte samma finish eftersom bättring av skador kommer att synas men för broar i mindre känsliga lägen borde det vara acceptabelt.

Kontaktytorna bör målas med t ex zinksilikatfärg till en lämplig tjocklek, mindre än normalt. Om förbandet utsätts för växlande krafter bör förbandet dimensioneras som friktionsförband. Om krafterna inte växlar riktning är det nog med S1F-förband. Dessa har fullt tillräcklig utmattningshållfasthet för att dimensioneras enligt reglerna för passförband i BSK eller EC3, se *Boström, 1990*.

För svetsning av seghärdat stål anges i Bro 94 att förbandets hållfasthet skall reduceras med 15% om man inte visar att den tillämpade svetsproceduren ger högre bärförmåga. En sådan undersökning har utförts för S690 från SSAB Oxelösund, *Collin-Blomqvist, 1996*. Resultatet blev att svetsen kan dimensioneras med den lägre av hållfastheterna för grundmaterial och elektrodmaterial.

3. Samverkansbroar

3.1 Utformning

Samverkansbroar visar en ökande popularitet inte enbart i Sverige utan även i många andra länder i Europa. Anledningen är god ekonomi jämfört med stålbalkar utan samverkan och jämfört med rena betongbroar är fördelen främst att man har stålbalkarna att bygga form på.

Den konventionella utformningen, platsgjuten betongplatta ovanpå två I-balkar eller i bland en öppen låda, dominerar helt i Sverige. Den variation på temat som har prövats för ett tiotal objekt är prefabricerad brobana. Tekniken behöver utvecklas ytterligare och ett steg framåt togs i ett projekt vid SBI, *Collin-Johansson-Petursson, 1997*. Däri redovisas en lösning med torra elementfogar och svetsbultar placerade i en sluten kanal. Härigenom blir farbanans överyta torr och isolering kan göras direkt efter att farbanan gjutits ihop med balkarna. Ett nytt projekt startas under 1998 med stöd av ECCS och SBUF. Projektet är totalt sett mycket stort och det innefattar att utveckla nya systemlösningar med enkelt montage och tre typer av farbanor, platsgjutet, element som form och helt i element. För de senare skall studeras hur öppna fogar beter sig över stöd i en kontinuerlig bro.

I Frankrike byggs många samverkansbroar och man prövar även en del okonventionella lösningar. Ett spektakulärt exempel är Charles de Gaulle-bron över Seine i Paris. Den är över 30 m bred och har en låda med botten krökt i tvärled. I det fallet har utseendet varit det primära. Man har även byggt ekonomiska samverkansbroar med okonventionell utformning. En typ har triangulärt tvärsnitt med två lutande liv i fackverk och underramstång av runt rör. På detta har man platsgjutit en farbana. En annan variant har utnyttjat trapetsprofilerade liv. Kolbäcksbron över Umeälv har lånat inspiration från dessa franska broar och man har där två triangulära lådor men med konventionella, plana livplåtar.

På flera håll i Europa har man byggt samverkansbroar med samverkansflänsar såväl upptill som nedtill. Lösningen uppges vara ekonomisk men troligen gäller det endast för mycket stora spännvidder. En variant som kan vara effektiv även för måttliga spännvidder, säg 80 m och uppåt, är en lådbalk där man förser lådbotten med svetsbultar och gjuter på den med betong i områdena kring mellanstöd. Betongen kommer då att förhindra buckling av lådbotten och man kan undvara längsgående avstyvningar samtidigt som plåten kan göras tunnare eftersom betongen medverkar.

3.2 Systemberäkning

Praxis avseende systemberäkning av samverkansbroar varierar ganska mycket från land till land. Framförallt gäller detta hur krypning, uppsprickning och tvångskrafter beaktas i beräkningarna. Detta har lett till långa diskussioner inom arbetsgruppen som skrev EC4-2. Resultatet blev tre olika metoder som finns beskrivna i EC4-2.

- Betongen antas osprucken och stödmomenten får reduceras upp till 10% med motsvarande ökning av fältmomenten.
- Betongen antas sprucken inom 15% av spännvidden runt mellanstöd och där antas styvheten vara lika med stålbalkens plus armeringens styvhet.
- Uppspruckna zoner bestäms för ett lastfall med karakteristiska laster och styvheten bestäms med beaktande av "tension stiffening".

Tvångskrafter som krympning och temperaturändring tas i brottgränstillstånd endast med vad avser de statiska obestämda effekterna.

I Tyskland används en mera sofistikerad analysmetod baserad på en mekanisk modell enligt. Det är framförallt effekten av krypning och "tension stiffening" som man har noggrannare kontroll på, se EC4-2 Annex L. Det påstås att en analys enligt tysk modell ger en del besparingar men jag har inte klart för mig vad de jämför med.

I ett avslutat och ett pågående examensarbete, *Boström, 1997* och *Börjesson, 1998*, har en järnvägsbro och en vägbro räknats om enligt EC4-2. En slutsats är att de tre olika analysmetoderna inte ger någon stor skillnad vad avser momentfördelningen. För vägbron har spänningarna blivit avsevärt högre på grund av högre lasteffekter.

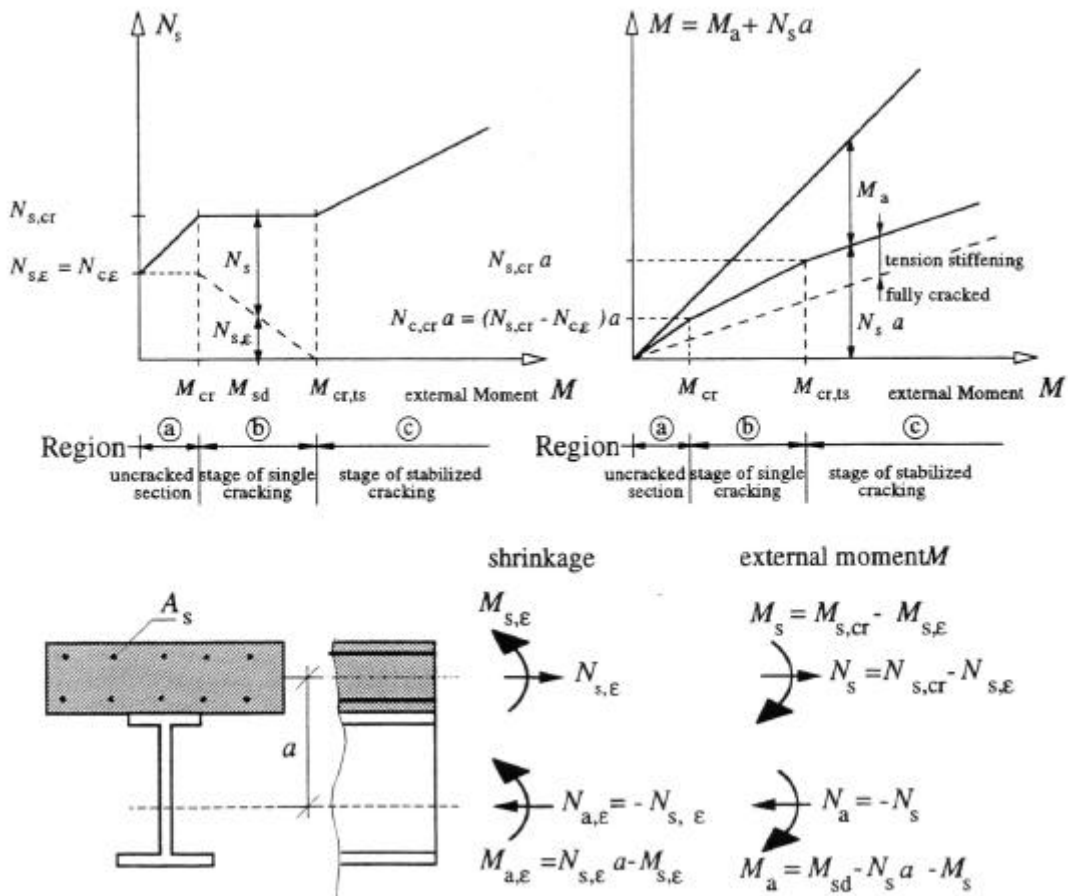


Figure 3 Analysmodell för samverkansbalk enligt EC4-2 Annex L

3.3 Tvärsnittsdimensionering

Analysmodellen i Figur 3 medför att problemen med olika tvärsnitt för spänningsberäkning i stål-balken försvinner. Besvaren med E-moduler och krypning klaras av i samband med att man separerar betongplattan från stål-balken. När det är gjort kan man dimensionera stål-balken för moment och normalkraft på vanligt sätt.

3.4 Skjuvförbindare

En ny modell för utmattning av svetsbultar har presenterats av *Oehlers*, 1993. I modellen antas att den statiska bärförmågan avtar linjärt med antal cykler, ett antagande som visas ha empiriskt stöd. I de utredningar som gjordes i samband med EC4-2 kom man ändå till slutsatsen att behålla den traditionella modellen där statisk bärförmåga och utmattningshållfasthet kontrolleras separat och oberoende av varandra. Det är enklare och jämförelserna visar att det ger tillräcklig säkerhet.

Svetsbultar med diameter 25 mm finns med i Bro 94 och i EC4-2. Praxis i Sverige är att använda 22 mm och det är den dimension som finns lagerhållen. Det borde innebära en ekonomisk vinst att gå över till 25 mm men det fordrar att förberedelse hos leverantörer och information till konstruktörer och stålbyggare.

3.3 Sprickvidder

Sprickviddskravet i Bro 94 är ofta avgörande för armeringen över stöd. Precisionen i beräkningen är dålig. I EC4-2 räknas sprickvidder med beaktande av "tension stiffening" vilket ger högre spänning i armeringen och därmed större beräknade sprickvidder. Å andra sidan är acceptabel sprickvidd föreslagen till 0,3 mm, vilket medför att man hamnar rätt nära de svenska reglerna. Emellertid finns inte vår regel att sprickavståndet får sättas lika med avståndet mellan svetsbultarna. Det vore rimligt att studera denna fråga ytterligare och förhoppningsvis komma en bit närmare sanningen.

4 Träbroar

4.1 Allmänt

Den senaste tiden har ett ganska stort antal träbroar byggts. De flesta har varit GC-broar men även ett antal för vägtrafik. Det är positivt att det har tillkommit ett nytt alternativ.

Jag har själv begränsade erfarenheter men har av Martin Gustavsson, Trätek, Skellefteå fått synpunkten att det behövs anvisningar för FEM-beräkningar av träbroar. Dessa skulle innefatta materialparametrar och även regler för tolkning av resultat, speciellt för utjämning av lokala spänningstoppar.

Referenser

AASHTO 1989, Guide Specification for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections, American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington D.C., 1989

Axhag, Frank, 1998 Plastic design of slender steel bridge girders, Doctoral thesis 1998:09, Division of steel structures, LTU.

Boström, Marita, 1997. Eurocodes for Composite Railway Bridges, Master Thesis 1997:224CIV, Division of Steel Structures, LTU, 1997.

Boström, Staffan, 1990, Förspända skruvar i skjuvförband, Licentiatuppsats 1990:19L, Avdelningen för Stålbyggnad, LTU, 1990

Börjesson, Christer, 1998,

Collin, Peter, Blomqvist, Anders, 1996

Collin-Johansson-Petursson, 1997

Collin, Peter, Möller, Mikael, Johansson, Bernt, 1998 Lateral-Torsional Buckling of Continuous Bridge Girders, Journal of Constructional Steel Research Vol. 45, No 2 pp 217-235, 1998.

Haaijer, G., Carskaddan, P. S., Grubb, M. A., Suggested autostress procedures for load factor design of steel beam bridges, AISI, Bulletin No. 29, Washington D:C, 1993:

Johansson, Bernt, 1995 Super steels in structural applications-a prestudy, Stålbyggnadsinstitutet rapport 176:2 pp 1-16, 1995

Johnson, Roger, Huang, Dongjie, 1994 Composite bridge beams with mixed-class cross-sections, Research report CE46, Department of Engineering, University of Warwick, 1994

Möller, Mikael, 1995 On inelastic local flange buckling, Doctoral Thesis 1995:175D, Division of steel structures, LTU, 1995.

Oehlers, Derek J., 1993 Assessing the residual strength of shear connectors in composite bridges, Bridge management 2, Thomas Telford, London 1993, pp 842-851.

Sedlacek, Gerhard, Grotmann, Dieter, Feldmann, Marcus, Schleich, Jean-Baptiste, 1995, Design of high strength steels in Eurocode 3 and future developments, Proceedings of the Nordic Steel Construction Conference '95, pp 13-21.

Sterner, Eva, 1997 Konstruktionsuppgift i doktorandkursen stålbroar, Rapport 45, Stålbyggnad, KTH 1997, sid 175-183.

Wargsjö, Agneta, 1991 Plastisk rotationskapacitet hos svetsade stålbalkar, Licentiatuppsats 1991:15L, Avdelningen för stålbyggnad, LTU