

Överslagsdimensionering av fackverksbroar i stål för gång- och cykeltrafik



LUNDS
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg

Institutionen för byggvetenskaper / Byggnadsmekanik

Examensarbete:
Dawid Rozwadowski
Magnus Krysell

© Copyright Dawid Rozwadowski, Magnus Krysell

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2017

Sammanfattning

Broar för gång-och cykeltrafik blir vanligare och vanligare. De ses ofta spänna över motorvägar och järnvägar, för att separera gång- och cykeltrafik från tung snabbgående trafik. Det är vanligt att den brotyp som väljs för detta ändamål är en fackverksbro bestående av valsade stålprofiler. När fler och fler broar projekteras behöver också denna process rationaliseras.

Detta examensarbets syfte är att ta fram ett beräkningsprogram till WSP Bro & vattenbyggnad så de snabbt kan göra en överslagsberäkning för denna typ av bro. Excel är plattformen för detta program, med användande av macron för att implementera FEM i Excel. Förenklingar görs avseende bl.a. geometri, laster och bärförmågeberäkningar.

Resultatet av arbetet är ett beräkningsprogram, som använder sig av FEM, för att beräkna snittkrafter och kontrollerar dessa mot Eurokods dimensioneringsregler samt ger ett lättförståeligt resultat i form av utnyttjandegrad och stålmängd för bron. Verktuget kan användas av en brokonstruktör för överslagsdimensionering av denna brotyp.

Nyckelord: Stålbros, Fackverksbro, FEM, Excel, Överslagsdimensionering

Abstract

Bridges for pedestrians and bicycles are getting more common. Often, they are seen spanning motorways and railways, to separate walking and cycling traffic from fast going heavy traffic. It is common that the chosen bridge type for this purpose is a truss bridge consisting of rolled steel profiles. When more and more bridges are being planned, the planning process also needs to be rationalised.

The purpose of this BSc thesis work is to make a calculation tool for WSP Bro & Vattenbyggnad so that they can quickly estimate dimensions. Excel is the platform for this program, with the use of macros to implement FEM into Excel.

The result of the work is a calculation tool, using FEM, to calculate section forces and compare these forces with Eurocode's rules for dimensioning and to provide easily understandable results in terms of utilisation ratio and quantity of steel needed for the bridge. This program should be suitable to be used by a bridge constructor for estimation of dimensions for this type of bridge.

Keywords: Steel bridge, Truss bridge, FEM, Excel, Estimated calculation

Förord

Detta examensarbete är gjort som den sista delen av författarnas studier till högskoleingenjörer inom byggt teknik. Examensarbetet har uppfyllt ett behov av snabbare överslagsdimensionering inom området fackverksbroar av stål inom WSP-koncernen.

Vi vill först och främst ge ett stort tack till vår handledare på LTH, Susanne Heyden, för hjälp och stöd i både tekniska frågor och examensarbetsprocessen i stort som smått.

Vi vill också tacka vår handledare på WSP Bro & Vattenbyggnad, Fredrik Carlsson, för idén till detta examensarbete samt tillgång till referensobjekt samt gällande regler för brobyggande.

Vi vill också tacka Frida Hult på WSP för stöd och hjälp vid frågor om vårt referensobjekt ”Halmstad Resecentrum”. Dina snabba och strukturerade svar har varit mycket uppskattat.

Vi vill också tacka vår examinator Ola Dahlblom för medverkan.

Till sist vill vi tacka varandra för bra genomfört arbete.

Maj 2017, Lund

Magnus Krysell & Dawid Rozwadowski

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Mål	1
1.4 Avgränsningar	1
1.5 Metodik	2
1.5.1 Arbetssätt.....	2
1.5.2 Utformning	2
1.6 Arbetsfördelning	2
2 Stål i brobyggandet	5
2.1 Stål som byggnadsmaterial	5
2.1.1 Därför bygger vi med stål	5
2.1.2 Stålets uppbyggnad	5
2.1.3 Valsade och svetsade profiler	5
2.2 De första järnbroarna	6
2.3 De första stålbroarna och stålbroarnas tekniska framsteg ...	6
2.4 Olika typer av stålbroar	7
2.4.1 Balkbron.....	7
2.4.2 Bågbron	8
2.4.3 Hängbron	8
2.4.4 Fackverksbro för gång och cykeltrafik	9
2.5 Dimensionering av stålbroar	10
3 Modeller och beräkningsmetoder	11
3.1 Beräkning av snittkrafter	11
3.2 Instabilitet	17
4 Beräkningsverktyget	25
4.1 Inledning	25
4.2 Skapa geometri	26
4.3 Skapa modell	27
4.3.1 Tvärsnitt	27
4.3.2 Material	28
4.3.3 Laster.....	29
4.3.4 Randvillkor	30
4.4 Bestämning av snittkrafter	31
4.4.1 Tvärbalk	31
4.4.2 Fackverksbalk	34
4.5 Kontrollera bärförmåga	34
4.5.1 Beteckningar	34
4.5.2 Tvärbalk	36
4.5.3 Fackverksbalk	37

5	Beräkningsexempel	45
5.1	Arbetsdokument	46
5.2	Laster	51
5.3	Indata.FEM	52
5.4	Utdata.FEM	54
5.5	Knäckning	56
5.6	Knäckning.FEM	57
5.7	Dimensionering	60
5.8	Tvärsnittsdata	61
5.9	Materialdata	62
6	Utvärdering av beräkningsresultat	65
6.1	Analys av bron "Halmstad Resecentrum"	65
6.1.1	Beskrivning av bron	65
6.1.2	Resultat och analys av verktyg	67
6.2	Översiktlig analys av bron "Söderby Park"	76
6.2.1	Verkliga dimensioner	76
6.2.2	Resultat och analys av verktyg	77
7	Slutsats	79
8	Vidare utveckling av beräkningsverktyg	81
8.1	Geometri	81
8.2	Teknisk utveckling	82
9	Källor	83
	Appendix A	85
	Appendix B	91

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid upphandling av broar skickas, från entreprenörer, förfrågningar ut till konsultföretag. En preliminär dimensionering genomförs då av konsultföretaget och ett anbud tas fram. Detta preliminära förslag tas ofta fram under tidspress, och det konsultföretag som har lägst stålmängd i sitt anbud vinner upphandlingen. Detta då låg stålmängd ses som ett påvisande av ett slutgiltigt lågt pris. Ett omfattande beräkningsarbete görs i dagsläget i detta tidiga skede, som underlag för de preliminära dimensioner, av vilka brokonstruktionens element förväntas bestå. Ett behov av ett snabbt, lättanvänt och iterativt verktyg för överslagsdimensionering har därför visat sig finnas. Med ett sådant verktyg kan snabb överslagsdimensionering av dessa brokonstruktioner underlättas.

1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att ett beräkningsverktyg för överslagsdimensionering av fackverksbroar av stål för gång- och cykeltrafik ska tas fram. Spännvidd, geometri och balkars dimensioner skall anges som indata i beräkningsprogrammet och utnyttjandegrad och stålmängd avläses som utdata.

1.3 Mål

Ett beräkningsverktyg som möjliggör lätt och snabb överslagsdimensionering skall utvecklas.

Detta verktyg skall ge så rättvisande resultat som möjligt med hänsyn till tillgänglig tid och en kunskapsnivå som är i linje med kraven som ställs under högskoleingenjörsutbildning.

Verktyget skall innehålla en metod för att hantera problemet knäckning i överramen.

Verktygets beräkningsresultat skall utvärderas genom jämförelse med tillgängliga resultat från en noggrann dimensionering av en referensbro.

1.4 Avgränsningar

- Arbetet behandlar endast huvudbärverket, inte knutpunkterna. Delarna som behandlas är överram, underram, diagonalstänger, eventuella transversalstänger och tvärbalkar.
- Beräkningsmodellen som tas fram är endast tänkt att användas till fackverksbrotypen Knislingebro.

- Bron antas vara en gång- och cykelbro och endast last av egentygnd och utbredd trafiklast samt ett servicefordon beaktas.
- De geometriska former som tas hänsyn till är diagonalstag med eller utan transversalbalkar mellan över- och underram. Diagonalstag kommer alltid starta i det övre hörnet då detta är den vanligaste utformningen.
- Beräkningar baseras på Eurokods dimensioneringsregler, dock i vissa fall grova förenklingar av dessa.
- Dynamiska effekter och bruksgränstillståndet beaktas ej.

1.5 Metodik

1.5.1 Arbetssätt

Ett startmöte med WSP Bro & Vattenbyggnad tillsammans med handledare från LTH hölls i initieringsfasen för att gemensamt sätta ramar inför det kommande examensarbetet. Efter detta utformades ett måldokument som godkändes av alla inblandade. Ett referensprojekt tillhandahölls från WSP vilket sedan räknades igenom för förståelse gällande brodimensionering och dess utmaningar. Sedan startade uppbyggnadsfasen av programmet vilket skedde parallellt med informationssamling i form av en litteraturstudie. Möten har hållits kontinuerligt mellan examensarbetare och handledare från LTH och med handledare från WSP.

1.5.2 Utformning

Valet att bygga verktyget i Excel gjordes av samtliga inblandade parter. Beslutet att sedan aktivera VBA funktionen i Excel för att skapa makron togs mellan examensarbetarna och handledare från LTH.

Verktyget utformas så att det, av brukaren, fylls i förutsättningar i form av brons längd, höjd, antal fack, om det finns transversalbalkar, brons bredd, brons gångbara bredd och c/c tvärbalk. Detta förändras tills en geometri som brukaren är nöjd med har genererats. Då geometrin är fastställd väljs dimensioner på de ingående bärande delarna i konstruktionen. När dessa är valda kommer programmet med hjälp av bl.a. finita elementberäkningar att ta fram en utnyttjandegrad för alla ingående delar i fackverkskonstruktionen.

1.6 Arbetsfördelning

Den del av beräkningsprogrammet som har sin grund i finita elementmetoden har skapats av Dawid Rozwadowski. Dawid Rozwadowski har även skapat alla

macron i programmet. Övriga delar har arbetats fram i tätt samarbete mellan examensarbetarna.

I rapporten har delar om FE-metoden i kapitel 3.1, kapitel 4.4.2 samt 5.3-5.6 författats av Dawid Rozwadowski. Resterande delar av kapitel 3-5 har författats av Magnus Krysell. Kapitel 1 samt kapitel 6-8 har författats i ett tätt samarbete mellan deltagarna.

2 Stål i brobyggandet

2.1 Stål som byggnadsmaterial

2.1.1 Därför bygger vi med stål

Stålets stora användning inom byggindustrin kan härledas till att stålet är ett material som är mycket väl anpassat till att bli förtillverkat, vilket ger en rationell tillverkning i fabrik och ett snabbt och effektivt montage på byggarbetsplatsen. Att stål dessutom har en hög bärförmåga relativt tyngden bidrar även det till stålets stora användning [1].

2.1.2 Stålets uppbyggnad

Stål är en legering av, i huvudsak, järn och kol med mindre mängder av andra grundämnen. Det som skiljer stål från gjutjärn är att kolhalten är avsevärt lägre i stål. Medan gjutjärn har en kolhalt på 2–4%, innehåller stål mindre än 2% [2]. Kolhalten i stål är avgörande för stålets egenskaper. Kolhalten i stål som används i dagens byggande är inte högre än 0,18 %. Detta beror på att, trots att hållfastheten och hårdheten ökar, ju mer kol som finns i stålet, desto större sprödhet. Dessutom blir det svårare att svetsa ett stål med en hög kolhalt. Ett sprött material är inte lämpat för byggnation då det ger en ökad risk för farliga olyckor. Om stålet kyls snabbt och inte tillåts svalna långsamt skapas ett så kallat härdat stål vilket även det är hårt och sprött, vilket gör även detta till ett material som ej är lämpligt att bygga med [2].

Legering av stålet är en valmöjlighet för att förändra dess egenskaper. När enbart kol används i ståltillverkningen bildas ett mjukt stål som lämpar sig väl till byggnation, dock endast med sträckgräns upp till 250 MPa. För att höja sträckgränsen kan mangan tillsättas till legeringen, vilket kan höja sträckgränsen på stålet till 300 MPa. Om en högre sträckgräns krävs behöver en finkornigare struktur bildas. Denna struktur bildas genom införandet av små mängder legeringselement; 0,01–0,02% av aluminium, niob, vanadin och titan tillsammans med kväve eller en blandning av de ovanstående. Denna metod kan höja sträckgränsen till 400 MPa. Finkornsmekanismen är en metod som ökar både hållfastheten och segheten hos materialet. Ett alternativ till legering är att värmebehandla stålet i så kallad seghärdning. Detta skapar ett stål med en sträckgräns på upp till 1100 MPa, och bibehållen seghet [2].

2.1.3 Valsade och svetsade profiler

Det finns i huvudsak två olika sorters stålprofiler, de valsade och de svetsade profilerna. De valsade profilerna kan vidare delas i ytterligare två typer, kallformade och varmformade. Metoden för varmvalsning av stänger beskrivs

som följande. Det varma stålet, s.k. hetan, passerar valsspåren som formar profilerna till vald form. De valsade profilerna lämnas sedan att svalna och då uppstår egenspanningar.

De svetsade profilerna har fördelen att ett godtyckligt tvärsnitt kan tas fram. Detta eftersom dessa balkar består av tre eller flera platta profiler som svetsas samman till en balkprofil. Nackdelen med de svetsade profilerna är att det är mer kostsamt än att valsa och egenspanningarna som uppstår i balken blir större [2]

2.2 De första järnbroarna



Figur 2.1 Ironbridge [3].

Den första bron byggd helt i järn är en bro vid namn Ironbridge som byggdes i England 1776–1779. Detta är en valvbro med 30 meters spännvidd som byggdes helt i gjutjärn, se Figur 2.1. Brons massa är ungefär 378 ton och den finns med i UNESCO:s världsarvslista [4]. Den första bron i smidesjärn byggdes, även den, i Storbritannien, i Wales 1845–50, och var av typen balkbro. Sedan, 1883–1890 byggdes en järnvägsbro av fackverkstyp, över Firth of Forth, med en total längd på 2,5 km [5].

2.3 De första stålbroarna och stålbroarnas tekniska framsteg

Den första svenska stålbron byggdes 1865 över Göta kanal, i form av en järnvägsbro [6]. På 1880-talet utvecklades tekniken att valsa stål och detta bidrog till utvecklingen av fler och längre broar [5]. Stål var i början av 1900-talet det vanligaste materialet vid brobyggnad [7]. Under 1930-talet utvecklades svetstekniken vilket gjorde byggnation i stål både enklare att utföra och gav en mindre egentyngd till konstruktionerna. Trots detta minskade andelen broar av

stål från 30% till 13% då betong var på frammarsch. Stålets minskade användning berodde också på att stålet i krigstid var förbehållet försvarsmakten medan övriga industrier fick nöja sig med andra material [7]. Sett till antal kvadratmeter bro har dock stålet hållit sig stabilt på 30 % då stålbroarna överlag är längre än betongkonstruktionerna [7].

2.4 Olika typer av stålbroar

2.4.1 Balkbron



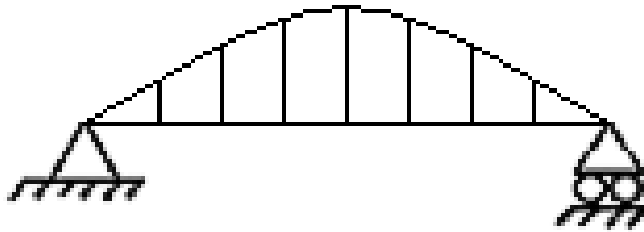
Figur 2.2 Enkel balkbro.



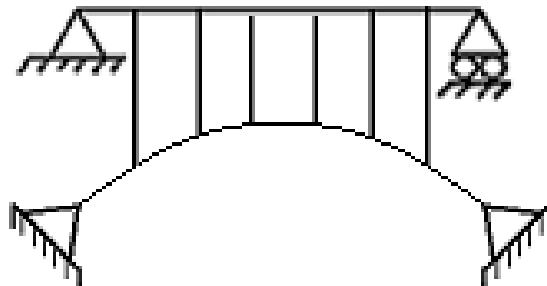
Figur 2.3 Kontinuerlig balkbro.

En balkbro är en bro med ett bärverk bestående av balkar upplagda på två stöd eller fler. En balk som är upplagd på två stöd kallas för en enkel balk, se Figur 2.2, och en balk upplagda på flera stöd kallas för en kontinuerlig balk, se Figur 2.3 [8]. I Sverige är de vanligaste balkbroarna I-balksbroar utan samverkan med brobanan av betong, stålalksbroar med samverkan och stålalksbroar med stålribbana [7].

2.4.2 Bågbron



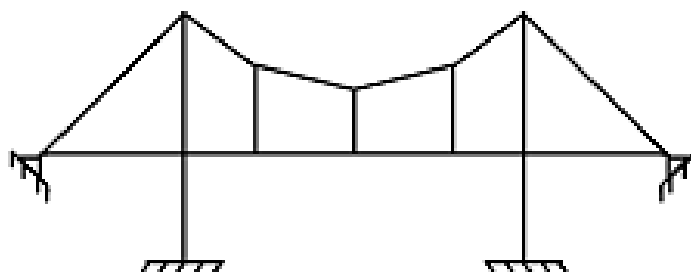
Figur 2.4 Bågbro med överliggande båge, hängd i stag.



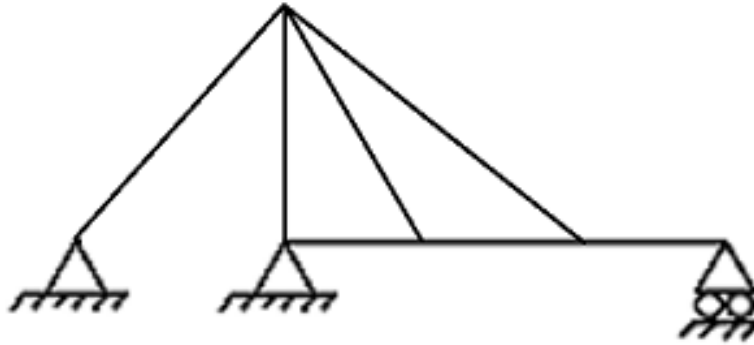
Figur 2.5 Bågbro med underliggande båge, buren av pelare.

En bågbro är en bro som består av en frilagd bågform, vars effektivaste form är en parabel för fallet konstant last per horisontell längd. Brobanan kan antingen vara hängd i stag, vid en överliggande båge, se Figur 2.4, eller bäras av pelare i en underliggande båge, se Figur 2.5. Krafterna förs genom dessa stag eller pelare till den bärande bågen [8].

2.4.3 Hängbron



Figur 2.6 Hängbro.



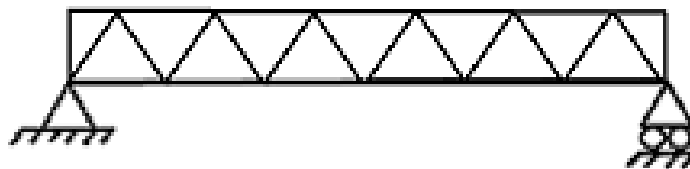
Figur 2.7 Snedstagsbro.

De hängda broarna kan, förutom bågbron med överliggande båge, delas in i två huvudsakliga underkategorier, hängbron och snedstagsbron. Båda dessa brotyper bygger på ett system där brobanan är hängd i linor som vidare för ut lasten till pyloner.

Hängbron, se Figur 2.6, bygger på ett system där det finns en primär kabel, s.k. hängkabel, som hänger mellan två pyloner. I dessa hängkablar hänger sedan de vertikala hängstag som bär upp brobanan. Vind- och trafiklast skapar ofta betydande rörelser i konstruktionen, vilket i sin tur betyder att dessa broars bärverk ofta består av stål som är bättre på att hantera rörelse än exempelvis betong.

Snedstagsbron, se Figur 2.7, består av stag som går direkt mellan brobana och pylon i en vinkel. Kabeln kan antingen fästas i bronns mitt eller i vardera sidan av brobanan. I denna konstruktion skapas betydande tryckkrafter i brobanan vilket gör att brobanan här även kan utföras i betong [8].

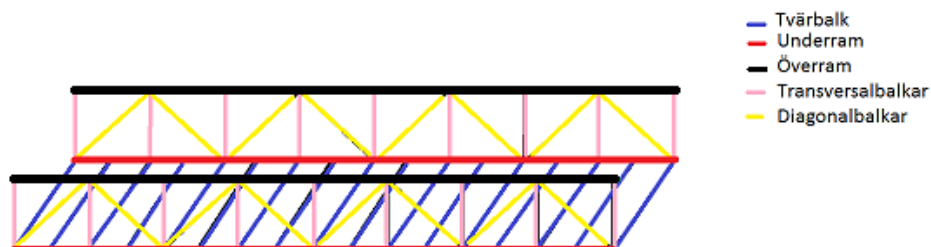
2.4.4 Fackverksbro för gång och cykeltrafik



Figur 2.8 Fackverksbro.

Huvudbärverket hos denna brotyp, se Figur 2.8, består av två fackverksbalkar. I dessa balkar står överram och underram för den huvudsakliga lastupptagningen medan strävornas främsta syfte är att hålla rätt avstånd mellan

den tryckta överramsbalken och den dragda underramsbalken. Grovt förenklat ger ett större avstånd mellan balkarna en större bärförmåga. Gångbanan, som ofta består av en 8 mm metallplåt, hålls upp av tvärbalkar som är fastsvetsade i underramsbalken, med ett bestämt c/c mått [9].



Figur 2.9 Knislingebrons delar.

Knislingebron, som är en fackverksbro, se Figur 2.9, är en konstruktion som genom sin höga prefabriceringsgrad kan monteras betydligt snabbare än traditionella broar, och i normalfallet utan att trafiken behöver stängas vid montage över vägar. Bron kan med enkelhet demonteras och återanvändas på en ny plats om behovet skulle uppstå [10].

I en fallstudie av *Carlsson et al.* visas att en fackverksbro är mellan 0,5 och 1 miljon kr billigare än de andra två alternativen, båg- och hängbro, som presenteras, där totalsumman för de andra brotyperna hamnar på 11 miljoner, och spannet som skall överbryggas är 60 m. Fackverksbron är även enklast av dessa brotyper att projektera [9]. Bärförmågan i förhållande till materialets vikt är dessutom betydligt större i en fackverkskonstruktion än i en konstruktion med ett homogent tvärsnitt [8].

En nackdel med fackverksbron är dess maximalt möjliga spännvidd som inte kan mäta sig med båg och hängbroarna, vilket gör att Knislingebron behöver flera upplag vid längre spännvidder. Om man anlägger en bro över ett vattendrag betyder detta en stor extrakostnad och att utredningar om vattenflöde o.s.v. måste genomföras. En annan nackdel med Knislingebron är dess stora antal olika sammanfogade stålelement vilka medför en större underhållskostnad än andra brotyper [9].

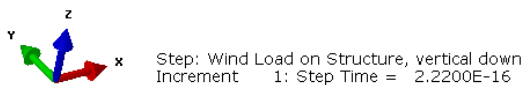
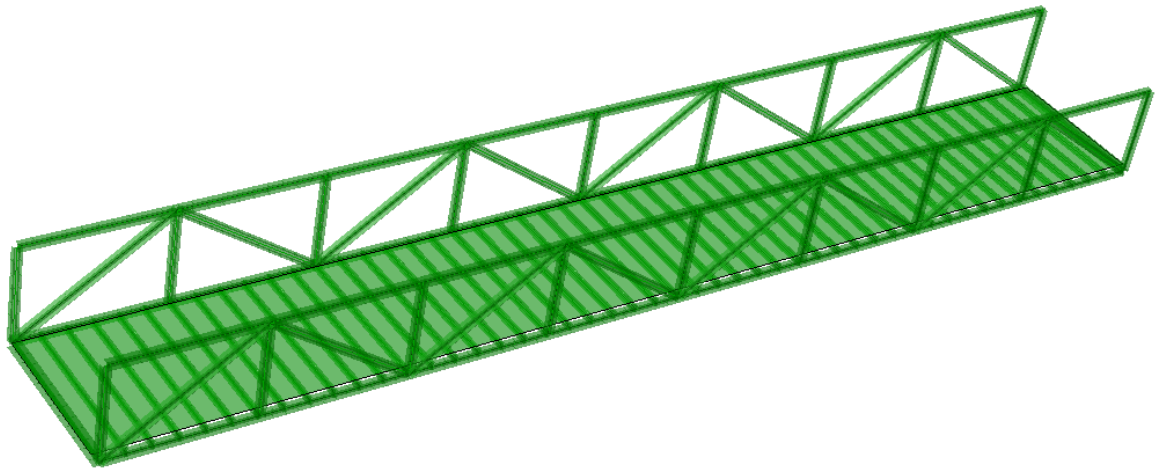
2.5 Dimensionering av stålbroar

Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner är den del av Eurokod som behandlar regler som gäller vid dimensionering av stålkonstruktioner [11]. Denna del av Eurokod är också en svensk standard, SS-EN 1993-1-1:2005. Den del av Eurokod 3 som behandlar broar heter *Del 2: Broar*, alternativt SS-EN 1993-2:2006[12].

3 Modellering och beräkningsmetoder

3.1 Beräkning av snittkrafter

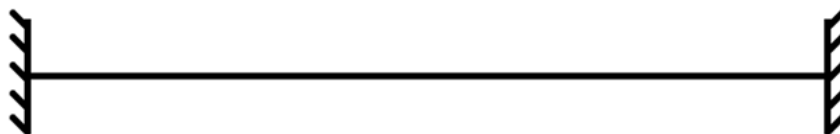
I verkligheten är en fackverksbro en tredimensionell struktur som kan deformeras i alla riktningar. För att på bästa sätt kunna fånga de fenomen som kan uppstå då konstruktionen belastas bör den approximeras med en tredimensionell FE-modell. Detta görs ofta vid den fullständiga dimensioneringen av en bro, se t.ex. Figur 3.1 [13].



Figur 3.1 Tredimensionell FE-modell av fackverksbro.

En sådan analys är tidskrävande, och eftersom målet med detta arbete är att hitta enklare modeller som fångar de viktigaste begränsande fenomenen behöver förenklingar göras. Här har två delar av konstruktionen identifierats och förenklats.

Den första delen är tvärbalken som tar upp last från körplåten. Denna hålls fast i underramen, vilket beskrivs vidare i avsnitt 4.4.1. En möjlig approximation av detta är att se tvärbalken som fast inspänd enligt Figur 3.2.



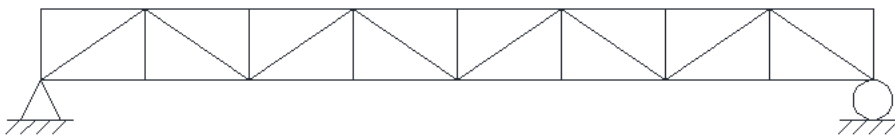
Figur 3.2 Fast inspänd tvärbalk.

Eftersom den är inspänd i fackverksbalken, som är eftergivlig, är detta en approximation på den osäkra sidan. På grund av detta väljer vi att se tvärbalken som fritt upplagd, se Figur 3.3, då detta är ett antagande på den säkra sidan. Tvärbalken belastas med vertikal utbredd last eller punktlaster, och snittkrafter kan enkelt beräknas för hand.



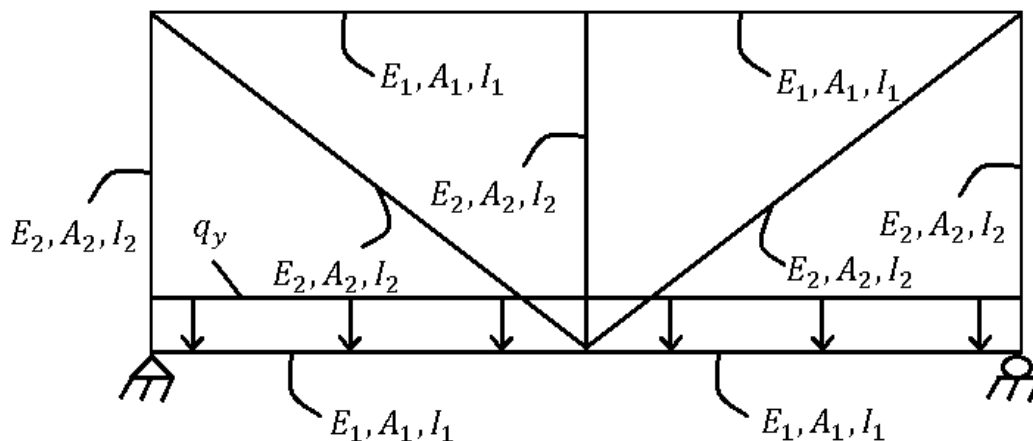
Figur 3.3 Fritt upplagd tvärbalk.

Den andra delen är fackverksbalken, som modelleras som en plan ram enligt Figur 3.4. Att det är en rammodell gör att det inte bara beräknas lasteffekter i form av normalkrafter, som i en fackverksmodell, utan även moment och tvärkraft. Dock förväntas moment och tvärkrafter bli små i de delar som inte utsätts för utbredd last. Denna ram lämpar sig inte för analytiska beräkningar utan analyseras med hjälp av finita elementmetoden (FEM). Eftersom det är en plan modell kan laster och deformationer ut ur planet inte beaktas.



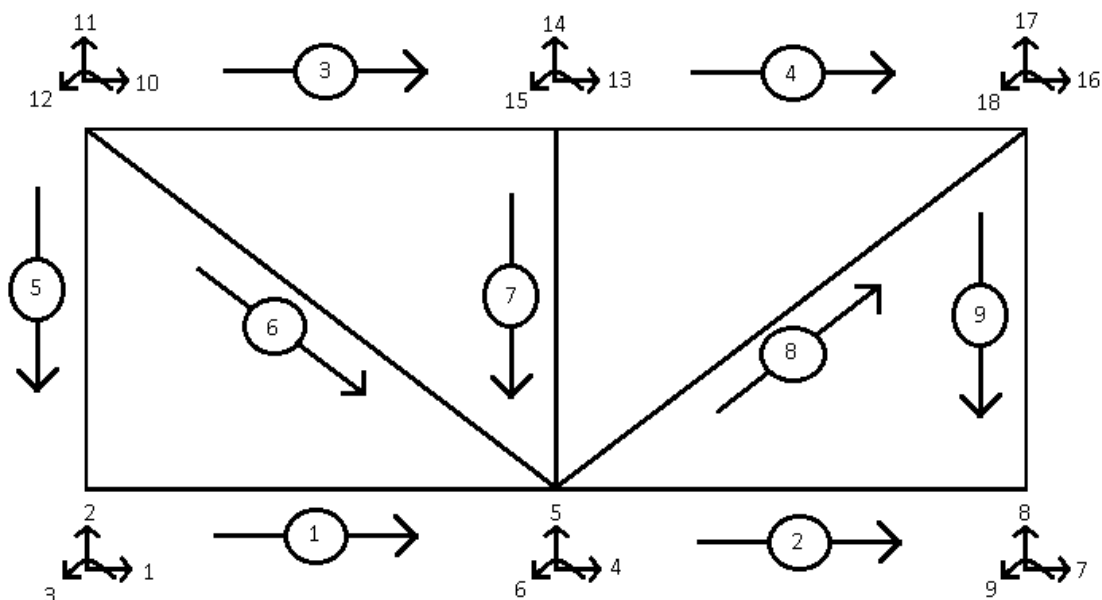
Figur 3.4 2D-modell av fackverksbalk.

FEM är den dominerande metoden för att genomföra analyser inom strukturmekniken. För beräkning av snittkrafter i fackverksbalken används FEM [14]. Vid utarbetande av FEM-delarna i Excel-programmet har motsvarande rutiner i CALFEM [15], som är en FEM-toolbox till Matlab [16] använts som underlag. Vid översättningen till VBA [17] utgicks från en modul i VBA som beräknar förskjutningar och upplagskrafter för en ram [18].



Figur 3.5 Beräkningsmodell för fackverksbalk.

I det följande beskrivs översiktligt huvuddelarna i en FEM-analys av en ram [14]. Figur 3.5 visar en beräkningsmodell för en enkel ram, med randvillkor, last, material- och tvärsnittsdata indikerade. I exemplet i Figur 3.5 är fackverket uppbyggt av 9 element, 2 underramsbalkar, 2 överramsbalkar, 3 transversalstänger och 2 diagonalstänger. Figur 3.6 visar motsvarande FEM-modell med elementnummer och frihetsgrader. Varje element måste numreras samt ges riktning, frihetsgraderna måste även numreras. Följande arbetsgång och samband kommer från [14].



Figur 3.6 FEM-modell med elementnummer och frihetsgrader.

Nästa steg är att ställa upp elementsamband med elementmatriser, där $\bar{\mathbf{K}}^e$ är elementstyvhetsmatrisen, $\bar{\mathbf{a}}^e$ är elementförskjutningsvektor, $\bar{\mathbf{f}}_1^e$ är elementlastvektor och $\bar{\mathbf{f}}_b^e$ är nodkraftvektor.

$$\bar{\mathbf{K}}^e \bar{\mathbf{a}}^e = \bar{\mathbf{f}}_1^e + \bar{\mathbf{f}}_b^e \quad (3.1)$$

Först ställs elementstyvhetsmatriser för varje element upp. Då alla element modelleras som balkar kommer elementstyvhetsmatriserna att se ut enligt nedan, där L är längden på respektive element.

$$\bar{\mathbf{K}}^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Elementförskjutningsvektorerna innehåller elementets frihetsgrader i lokala koordinater. Varje element har sex frihetsgrader, tre i varje ände av elementet, en axiell, en transversell och en för rotation i den ordningen.

$$\bar{\mathbf{a}}^e = \begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \\ \bar{u}_3 \\ \bar{u}_4 \\ \bar{u}_5 \\ \bar{u}_6 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Elementlastvektorerna i lokala koordinater ställs därefter upp. Elementlastvektorerna kommer att vara aktuella i element som påverkas av jämnt utbredd axiell last q_x eller transversell last q_y . I detta fall är underramen i fackverksbron belastad med transversell last, vilket ger

$$\bar{\mathbf{f}}_1^e = \begin{bmatrix} \frac{q_x L}{2} \\ \frac{q_y L}{2} \\ \frac{q_y L^2}{12} \\ \frac{q_x L}{2} \\ \frac{q_y L}{2} \\ \frac{q_y L^2}{-12} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

Nodkraftvektorn innehåller elementets nodkrafter, med riktningar motsvarande frihetsgraderna, enligt

$$\bar{\mathbf{f}}_b^e = \begin{bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \\ \bar{P}_3 \\ \bar{P}_4 \\ \bar{P}_5 \\ \bar{P}_6 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Då alla elementmatriser är uppställda transformeras de till globala koordinater. För att göra detta ställs en transformationsmatris upp, där $n_{x\bar{x}}$, $n_{x\bar{y}}$, $n_{y\bar{x}}$ och $n_{y\bar{y}}$ är riktningscosinerna för vinklarna mellan de globala och lokala axlarna.

$$\mathbf{G}^e = \begin{bmatrix} n_{x\bar{x}} & n_{y\bar{x}} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ n_{x\bar{y}} & n_{y\bar{y}} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n_{x\bar{x}} & n_{y\bar{x}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & n_{x\bar{y}} & n_{y\bar{y}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Därefter kan elementmatriserna i globala koordinater ställas upp enligt

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{G}^{eT} \bar{\mathbf{K}}^e \mathbf{G}^e \quad (3.7)$$

$$\mathbf{f}_1^e = \mathbf{G}^{eT} \bar{\mathbf{f}}_1^e \quad (3.8)$$

$$\mathbf{f}_b^e = \mathbf{G}^{eT} \bar{\mathbf{f}}_b^e \quad (3.9)$$

Sedan ställs topologimatrisen upp, som visar de lokala frihetsgradernas koppling till de globala frihetsgraderna. Exempelvis element 1 i ekvation 3.10, är kopplat till frihetsgrader 1, 2 och 3 i ände 1 och 4, 5 och 6 i ände 2.

$$\mathbf{topologi} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \\ 2 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \\ 3 & 10 & 11 & 12 & 13 & 14 & 15 \\ 4 & 13 & 14 & 15 & 16 & 17 & 18 \\ 5 & 10 & 11 & 12 & 1 & 2 & 3 \\ 6 & 10 & 11 & 12 & 4 & 5 & 6 \\ 7 & 13 & 14 & 15 & 4 & 5 & 6 \\ 8 & 4 & 5 & 6 & 16 & 17 & 18 \\ 9 & 16 & 17 & 18 & 7 & 8 & 9 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Med hjälp av topologiinformationen assembleras elementmatriserna in i globala matriser, i detta fall med 18 frihetsgrader kommer styvhetsmatrisen assembleras till en 18x18-matris och förskjutningarna, upplagskrafterna och lastvektorerna blir 18x1-matriser.

Sedan ställs randvillkoren upp. I detta fall är upplagen frihetsgraderna 1, 2 och 8 låsta och det innebär att a_1 , a_2 och a_8 kommer att vara lika med 0 och därmed kommer komponenterna i nodkraftvektorn f_{b1} , f_{b2} och f_{b3} att vara upplagskrafter som uppstår i upplagen.

Genom lösning av ekvationssystemet erhålls resulterande förskjutningsvektorn och nodkraftvektorn. Med hjälp av resultatet bestäms inre krafter i varje element genom att multiplicera de till elementet tillhörande förskjutningarna med tillhörande transformationsmatris.

$$\bar{\mathbf{a}}^e = \mathbf{G}^e \mathbf{a}^e \quad (3.11)$$

Med kända lokala nodförskjutningar beräknas snittkrafterna i varje element. Normalkraft, moment och tvärkraft beräknas enligt

$$N^e(\bar{x}) = EA \frac{1}{L} [-1 \quad 1] \bar{a}^e + EA \frac{du_p}{d\bar{x}} \quad (3.12)$$

$$M(\bar{x}) = EI \left[-\frac{6}{L^2} + 12 \frac{\bar{x}}{L^3} \quad -\frac{4}{L} + 6 \frac{\bar{x}}{L^2} \quad \frac{6}{L^2} - 12 \frac{\bar{x}}{L^3} \quad -\frac{2}{L} + 6 \frac{\bar{x}}{L^2} \right] \bar{a}^e + M_p(\bar{x}) \quad (3.13)$$

$$V(\bar{x}) = -EI \left[\frac{12}{L^3} \quad \frac{6}{L^2} \quad -\frac{12}{L^3} \quad \frac{6}{L^2} \right] \bar{a}^e + V_p(\bar{x}) \quad (3.14)$$

Med konstant $q_{\bar{x}}$ och $q_{\bar{y}}$ skrivs $EA \frac{du_p}{d\bar{x}}$, $M_p(\bar{x})$ och $V_p(\bar{x})$ för partikulärlösningen enligt [14]

$$EA \frac{du_p}{d\bar{x}} \rightarrow \frac{du_p}{d\bar{x}} = -\frac{q_{\bar{x}}}{EA} \left(\bar{x} - \frac{L}{2} \right) \quad (3.15)$$

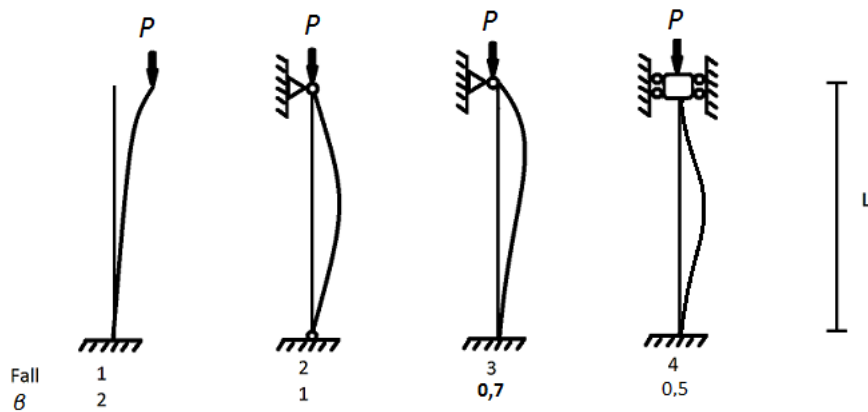
$$M_p(\bar{x}) = EI \frac{d^2 v_p}{d\bar{x}^2} = q_{\bar{y}} \left(\frac{\bar{x}^2}{2} - \frac{L\bar{x}}{2} + \frac{L^2}{12} \right) \quad (3.16)$$

$$V_p(\bar{x}) = -EI \frac{d^3 v_p}{d\bar{x}^3} = -q_{\bar{y}} \left(\bar{x} - \frac{L}{2} \right) \quad (3.17)$$

3.2 Instabilitet

Det är viktigt att beakta instabilitetsfenomen vid dimensionering av konstruktioner. När man dimensionerar slanka tryckta delar måste man beakta risken för knäckning. I enkla fall kan man här använda något av Eulers knäckfall, som visas i Figur 3.7 [19]. β från dessa fall används sedan i ekvationen för kritisk last [20].

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta l)^2} \quad (3.18)$$



Figur 3.7 Eulers knäckfall.

Dessa knäckfall används för att beskriva en initialt rak pelare av linjärt elastiskt material som utsätts för en centrisk last. De olika knäckfallen tar hänsyn till olika inspänningsförhållanden. Den kritiska lasten enligt Euler beror utöver β på materialets styvhet och tvärsnittets tröghetsmoment och pelarens längd. För verkliga konstruktioner, som har en viss initialkrokighet, lastexcentricitet och egenspanningar, blir den kritiska lasten lägre och Eulerknäcklasten kan ses som ett övre gränsvärde. Att det i verkligheten finns viss eftergivlighet i inspänningen av en pelarände beaktas ofta genom att man ökar β -värdet.

Fackverksbron är en mer komplicerad konstruktion än pelarna i Figur 3.7 och instabilitet kan uppstå som kombination av knäckning och vippning. Detta kan t.ex. analyseras med en 3D FEM-beräkning enligt andra ordningens teori. Dock kräver Eurokod att man beaktar imperfektioner, vilket kan vara komplicerat att få med i en beräkning. Ett annat sätt är att analysera bärförmågan separat för varje delement. Denna möjlighet beskrivs i Kapitel 5.2.2 (3) c i SS-EN 1993–1.1:2005 [11].

”För grundläggande fall genom en stabilitetskontroll av ekvivalenta element enligt 6.3 med lämplig knäckningslängd beroende på den globala instabilitetsmoden för bärverket”

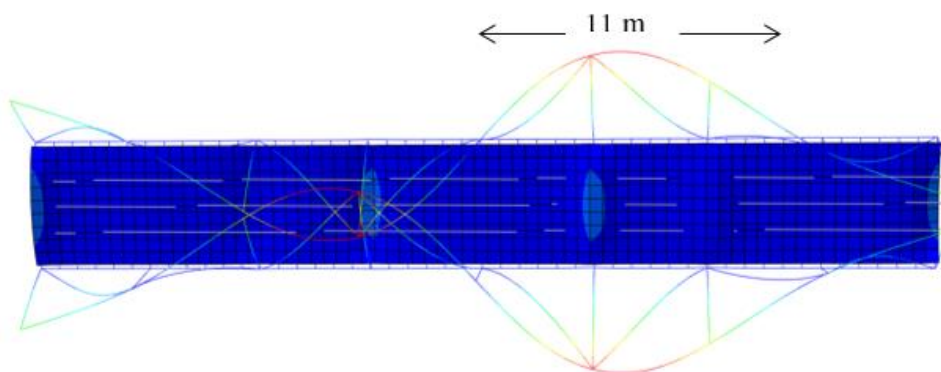
SS-EN1993-1.1:2005 Kap: 5.2.2 (3) c

I 6.3 beskrivs vidare om hur antingen andra ordningens lastförskjutningseffekter måste beaktas eller lämpligt val av knäcklängd göras. Här refereras vidare till SS-EN1993-1.1:2005 Kap:5.2.2 (8) [11], som beskriver:

”Om stabiliteten för en ram kontrolleras med metoden för en ekvivalent pelare enligt 6.3 bör värden för knäckningslängden baseras på en global instabilitetsmod för ramen, som tar hänsyn till styvheten för element och knutpunkter, flytleder samt fördelning av tryckkrafter vid dimensioneringslast. I detta fall beräknas inre krafter som ska användas för kontroll av bärförmågan enligt första ordningens teori utan hänsyn till imperfektioner”

SS-EN1993-1.1:2005 Kap: 5.2.2 (8)

Detta betyder att det är möjligt att använda en beräkningsmodell för att ta fram snittkrafter där andra ordningens teori ej beaktas, om kontroll av varje enskilt element sker med metoden för ekvivalent pelare. För att göra detta krävs det att man får fram ett representativt värde på konstruktionsdelens knäcklängd. Detta gäller de tryckta delarna i fackverket och mest kritisk är överramstången. Vid fullständig dimensionering fås knäcklängden idag fram ur en 3D-beräkning, se Figur 3.8. Om modellering sker i 3D FEM-modellering kan metoden att applicera en utbredd last på brobanan tills modellen knäcker användas, enligt Figur 3.8. Sedan kan knäcklängden mätas i modellen [13].

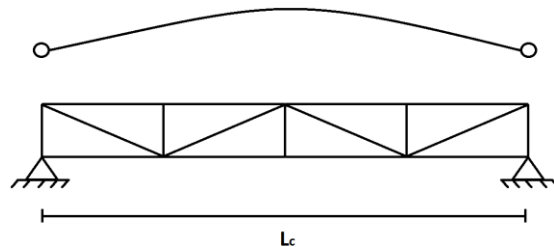


Figur 3.8 Knäckning vid 3D FE-modellering.

För överslagsdimensionering behövs ett enklare sätt att få fram en knäcklängd. Överramen kan knäcka både i vertikalled och horisontalled. Erfarenheten visar att horisontalled är det mest kritiska och därför läggs fokus på detta [21]. Denna instabilitet kan inte analyseras med samma FEM-modell som används för att få fram snittkrafter i fackverket då knäckningsriktningen är ut ur planet. Därför behöver alternativa metoder utredas.

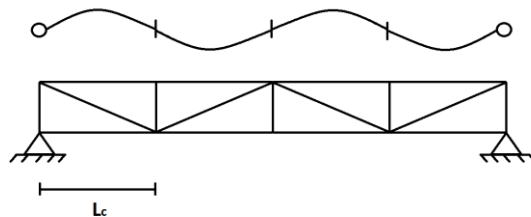
En approximation kan vara att välja hela bronns längd som dess knäcklängd, se Figur 3.9. Detta behöver dock inte säkert vara på säkra sidan eftersom det inte finns fasta upplag vid bronns ändpunkter. Ett problem är också att detta ej är ett

realistiskt antagande då överramen stagas av diagonaler och ev. transversalstänger. Om dessa är mycket styva fås en överdriven, ej realistisk, lasteffekt vilket ger en överdimensionerad överram.



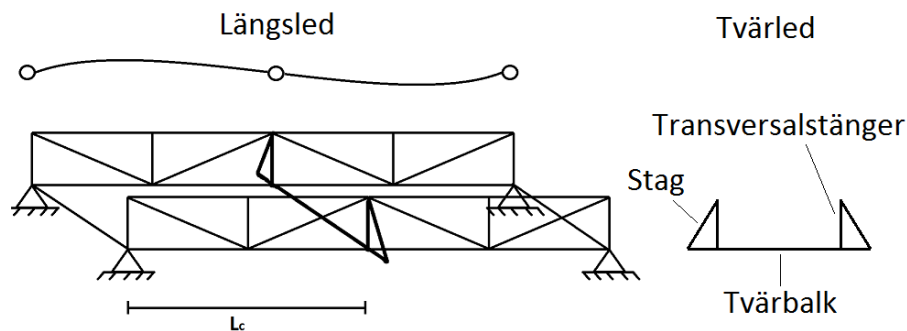
Figur 3.9 Använd total längd som knäcklängd.

Metoden att använda ett facks längd som knäcklängd förespråkas i viss litteratur som en möjlig approximation för att beakta knäckning [7], se Figur 3.10. Dock förkastas denna metod på grund av att antagandet är på den osäkra sidan.



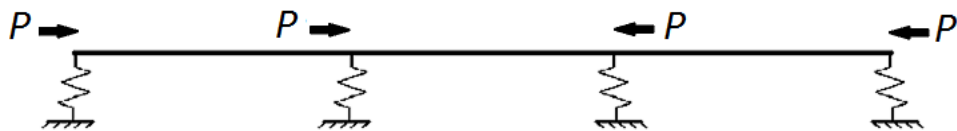
Figur 3.10 Använd facks längd som knäcklängd.

Brons utformning skulle kunna ändras så att ovanstående modell blir mer realistisk. En sådan ändring är att sätta in diagonalstag i tvärled på valda transversalstänger för att på detta sätt staga upp konstruktionen, se Figur 3.11. Då kommer överramen att fungera enligt principen för stagad vippning och enbart få en knäcklängd mellan stöd och stagad transversalbalk. Denna metod förkastas på grund av att brons estetik påverkas för mycket av denna typ av stag.



Figur 3.11 Uppstogad överram genom diagonalstag i tvärlid.

Den metod som används i arbetet är att se överramen som en balk inspänd av ett antal fjädrar, se Figur 3.12. Fjädrarna modellerar styvheten hos transversalstängerna mot förskjutning i horisontell led (i figuren visat i vertikal led). De axiella lasterna som belastar balken väljs så att tryckkraftsvariationen längs balken blir densamma som fås i FEM-beräkningen enligt kapitel 3.1. Detta betyder att metoden följer de delar av Eurokod 3 som beskrivits tidigare i kapitlet, då vi använder krafter framtagna med första ordningens teori och sedan tar fram en knäcklängd genom att skapa en förenklad bild av fackverket, där överramen spänns in av ett antal fjädrar. Fjädrarna representerar styvheterna i de fackverksdelar som stagar överramen. Denna metod förväntas approximera verkligheten i tillräckligt hög grad för att kunna användas.



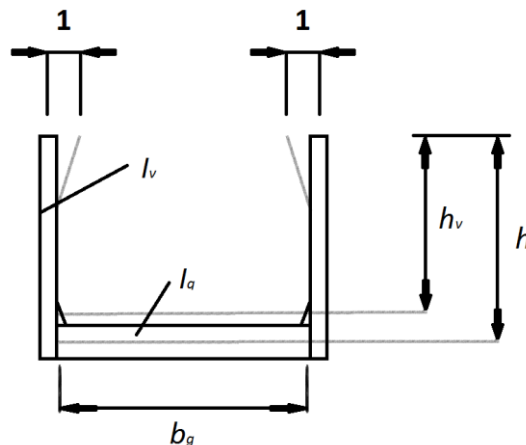
Figur 3.12 Överram stogad av fjädrar.

En metod för beräkning av fjäderkonstanten ges i SS EN 1993-2:2006 [12]. I Tabell D.3 i referensen finns beskrivet beräkning av sidostyvheten C_d , vilken beaktar böjstyvheten i tvärbalken och vertikalen. Denna beräknas med transversalstänger enligt ekvation 3.19, som illustreras i Figur 3.13, där de ingående variablerna är E som är elasticitetsmodulen, I_v som är yttröghetsmomentet för transversalbalkarna, h_v som är transversalernas fria längd, h som är höjden från ovankanten till tvärbalkens centrumlinje, b_q som är längden på tvärbalken samt I_q som är yttröghetsmomentet för tvärbalken [12].

När transversaler finns kommer diagonalernas inverkan att bortses från. När transversaler inte finns kommer h_v och h att förändras eftersom diagonalerna har en annan längd än transversalerna. Då de två diagonalerna möter överramen

på samma plats blir en diagonals k -värde multiplicerat med två i detta fall. Dock möts diagonalerna och överramen bara vid varannan punkt i förhållande till transversalbalkarna, vilket betyder att fjädrarna kommer placeras med dubbla avståndet från varandra i förhållande till fallet med transversalstänger. I första och sista facket kommer k -värdena att bestå av en diagonal och en transversalstång, då detta motsvarar verkligt utseende. Vid beräkningen antas en tvärbalk bidra till styvheten. Detta bör vara på säkra sidan, eftersom körplåt och angränsande tvärbalkar också kan ge ett visst bidrag till styvheten. När transversaler ej finns delar två diagonaler på en tvärbalks styvhet.

$$C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}} \quad (3.19)$$



Figur 3.13 Storheter i Ekvation 3.19 vid fallet transversalstänger.

När fjäderkonstanterna är bestämda beräknas den kritiska knäcklasten med FEM. En FEM-modell ställs upp för överramen och dess element och nodpunkter, de initiala axiella krafterna är normalkrafter hämtade från de beräknade snittkrafterna i ramen, se avsnitt 3.1. Fjädrarna beaktas genom att deras styvhet adderas till det diagonalelement i styvhetsmatrisen som motsvarar fjäderns riktning [14]. Ett randvillkor behövs, en frihetsgrad i balkens längsriktning föreskrivs till 0. Beräkningen görs enligt andra ordningens teori och iterationer genomförs tills skillnaden mellan den senast beräknade normalkraften och den näst senast beräknade normalkraften är mindre än 0,01 %.

$$\frac{N_n^{(1)} - N_{n-1}^{(1)}}{N_{n-1}^{(1)}} \leq 0,01 \cdot 10^{-3} \quad (3.20)$$

Då skillnaden blir mindre är 0,01 % ökas den axiella kraften med 20 % av den initiala kraften. Detta pågår tills lösningen inte konvergerar eller då determinanten för styvhetsmatrisen har passerat 0. Då har den kritiska knäcklasten, P_{cr} , uppnåtts. Då den kritiska lasten är uppnådd resulterar det i α_{cr} som är kvoten mellan aktuella axiella lasten och initiala. Då α_{cr} multipliceras med den största normalkraften i överramen från beräknade snittkrafter erhålls den kritiska lasten P_{cr} .

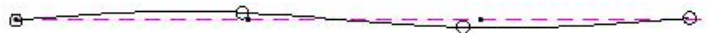
Den kritiska lasten ger sedan en knäcklängd l_c enligt

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(l_c)^2} \quad (3.21)$$

Effekten av olika styvhet på fjädrarna i ovanstående metod illustreras nedan, figurerna har skapats med Matlab [16] och CALFEM [15]. Figur 3.14 visar överram inspänd i styva fjädrar, illustrationen visar att fjädrarnas styvhet är så stor att förskjutningarna i inspänningarna av fjädrarna inte uppstår och knäcklängden blir lika med avståndet mellan vertikaler. Figur 3.15 visar ram med samma materialdata men med vekare fjädrar, detta bidrar till en längre knäcklängd och därmed mindre stabil konstruktion. 3.16 visar ram med samma materialdata men med mycket vekare fjädrar, här är konstruktionen inte stabil då knäcklängden är längre än hela ramen och därför påvisar det att approximationen med knäcklängd som hela längden inte alltid behöver vara på säkra sidan.



Figur 3.14 Knäckning med styva fjädrar.



Figur 3.15 Knäckning med medelstyva fjädrar.



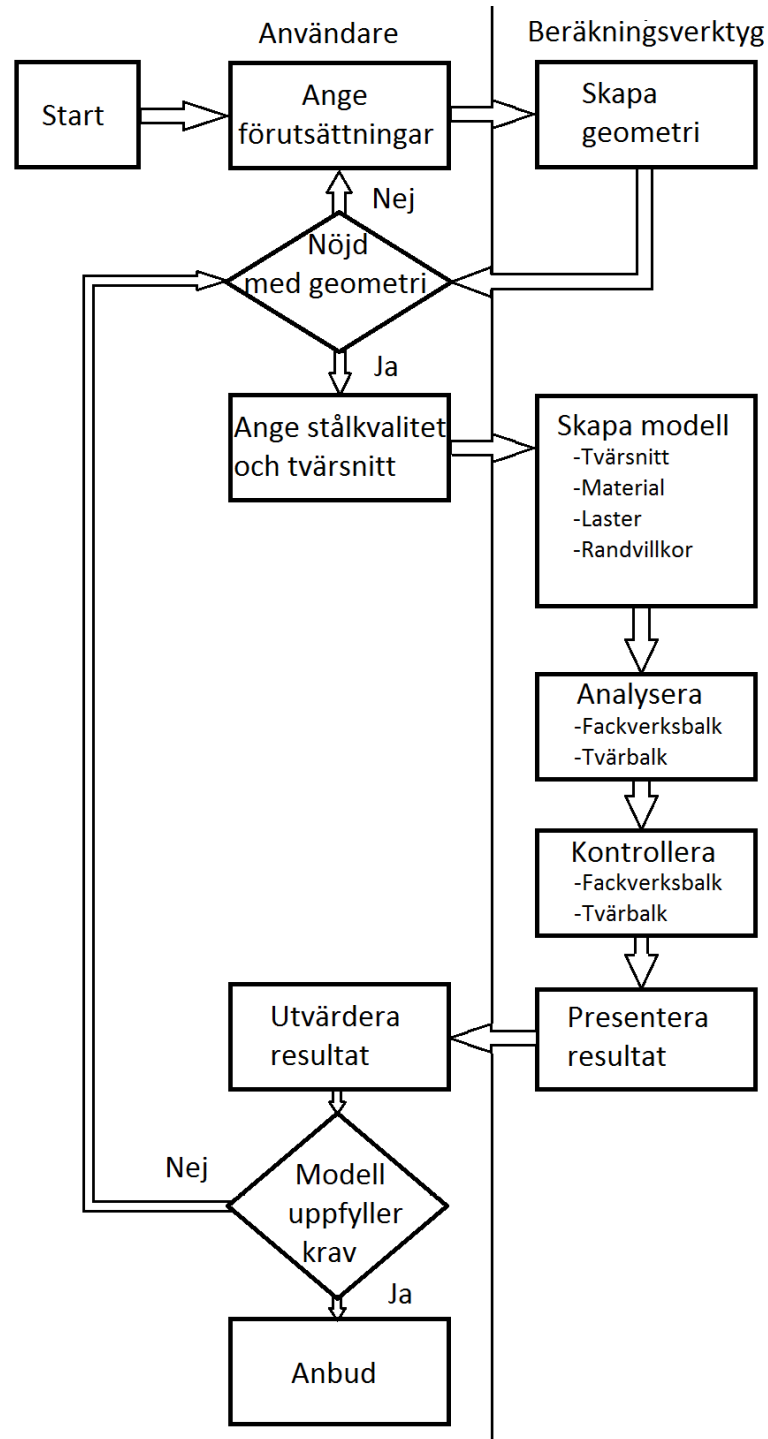
Figur 3.16 Knäckning med veka fjädrar.

Ovanstående ger en knäckningslängd, $L_{cr,z}$, i z -riktningen som är ut ur fackverksbalkens plan. För att beräkna en knäcklängd i fackverkets plan, $L_{cr,y}$, skulle ett belastningsfall enligt avsnitt 3.1 men enligt andra ordningens teori kunna utnyttjas. Denna riktning ses dock som betydligt mer stagad än z -riktningen då diagonalerna bör staga upp konstruktionen i en tillräckligt hög grad för att z -riktningen ska bli dimensionerande. Då detta är en överslagsberäkning sätts därför knäcklängden till samma värden i de olika riktningarna, $L_{cr,z} = L_{cr,y}$, då detta ses som en förenkling som bör räcka för överslagsdimensionering i ett tidigt skede.

4 Beräkningsverktyget

4.1 Inledning

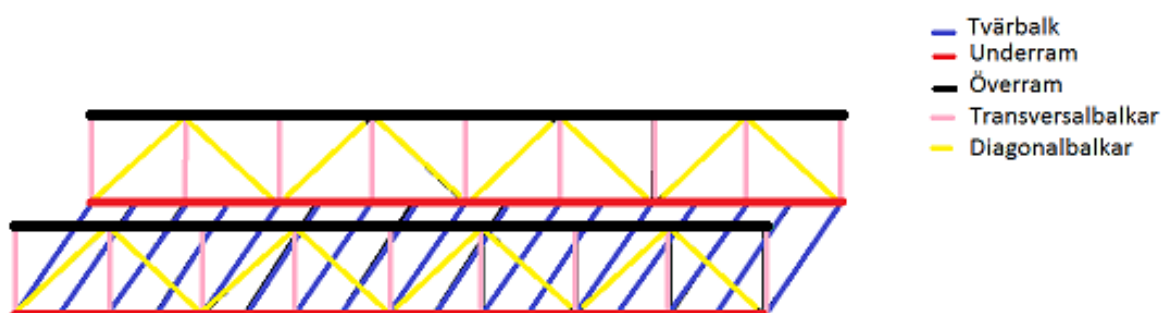
Figur 4.1 visar flödet då beräkningsverktyget används för överslagsdimensionering av en bro.



Figur 4.1 Principiell arbetsgång vid överslagsdimensionering av bro.

Då anbudsfrågan inkommer läses för dimensioneringsverktyget nödvändiga förutsättningar av. Dessa förutsättningar är i normalfallet främst brons tänkta spännvidd. Sedan bestäms övriga geometriska förutsättningar som höjd, antal fack, eventuella transversalstänger, bredd, gångbredd och c/c tvärbalk. Dessa indata matas in i programmet av användaren. Då användaren matat in samtliga förutsättningar skapas en geometrisk form i programmet. När modellen är framtagen tas ett beslut av användaren ifall hen är nöjd med geometrin eller ej. Ifall användaren ej är nöjd med geometrin får delar av de definierade förutsättningarna förändras. Om användaren är nöjd med geometrin skall stålqualiteten och tvärsnittet på brons olika delar definieras. Då användaren valt dessa analyseras modellens lasteffekt respektive bärförmåga. Modellen presenterar då ett resultat vilket utvärderas av användaren. Om konstruktionen ej uppfyller ställda krav behöver användaren ta ställning till ifall geometrin behöver förändras eller om stålqualitet alternativt tvärsnitt skall omdefinieras. När konstruktionen uppfyller kraven kan dimensionerna sammanställas och utgöra underlag för ett anbud.

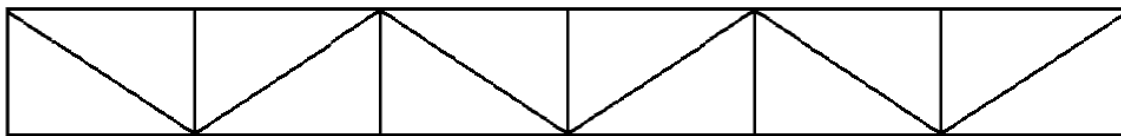
4.2 Skapa geometri



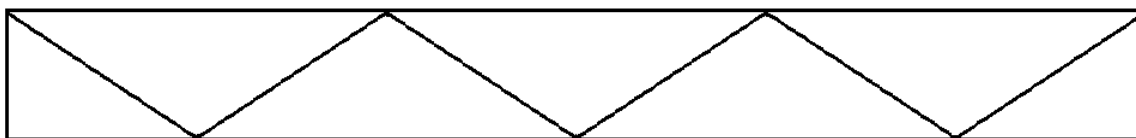
Figur 4.2 Knislingebrons delar.

Knislingebron består, se Figur 4.2, i längsled av två fackverksbalkar. Varje balk består av en överram och en underram, sammanlänkade av diagonalstag och eventuellt transversalbalkar. Ett normalt utförande på diagonalstagen är med cirka 45 graders lutning, men broar med flackare diagonalstag är inte heller ovanligt. Transversalbalkarnas längd och därmed hela brons höjd ligger i normalfallet mellan 1 och 4 meter. I tvärlid fungerar bron som en ramkonstruktion med tvärbalkar, helsvetsade i underramen, som ligger mellan tvärbalkarna. Dessa tvärbalkar ligger ofta med ett c/c-avstånd på några decimeter. På tvärbalkarna ligger ofta en körplåt av stål med en tjocklek på 8 mm. På denna körplåt kan sedan ett tunt lager asfalt läggas [21].

Geometriskt är programmet låst till att det första diagonalstaget går från det övre vänstra hörnet till det undre högra hörnet. Detta är det vanligast utförandet på Knislingebroar [21] och denna lösning är gjord för att begränsa programmeringsarbetet. Programmet är också låst till att antingen ha transversalbalkar i alla knutpunkter eller i inga knutpunkter.



Figur 4.3 Möjligt utförande 1.



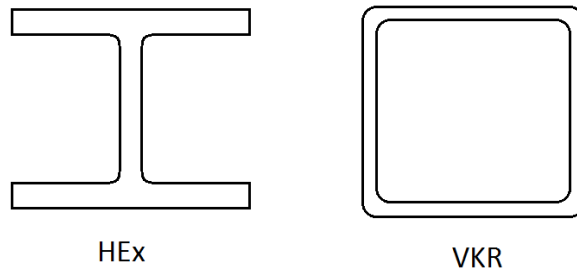
Figur 4.4 Möjligt utförande 2.

I programmet anges indatan total längd, höjd, antal fack, transversalstänger ja/nej, total bredd, bredd gångbana samt c/c tvärbalk. Med hjälp av dessa förutsättningar skapas en geometrisk struktur som visas för användaren i form av fackverksbalkens geometri. Denna geometriska struktur kan förändras genom förändring av de olika indataparametrarna. Förutsättningarna ger en vinkel på diagonalerna i fackverket. En avgränsning som gjorts är att alla fack och därigenom vinklar blir lika stora. Det går med andra ord ej att ha olika stora fack i fackverkskonstruktionen. Figur 4.3 och Figur 4.4 visar exempel på möjliga fackverksgeometrier. Då användaren är nöjd med sin geometriska form kan hen gå vidare till nästa steg.

4.3 Skapa modell

4.3.1 Tvärsnitt

De vanligaste typerna av tvärsnitt som används för denna brotyp är olika typer av varmvalsade stålprofiler. De två vanligaste typerna av varmvalsade profiler som används är HEx-profiler och VKR-profiler, se Figur 4.5. Vid val mellan dessa sorter kan det vara allt från kapacitet till kostnad eller estetik som avgör vilken typ av profil som till slut väljs [21].



Figur 4.5 Varmvalsade profiler.

De avgränsningar som har gjorts i arbetet är att det utgått från ett profilbibliotek vilket lett till en viss begränsning i val av tvärsnitt. I biblioteket finns HEA, HEB, HEM, IPE och kvadratiska VKR-profiler. Dock finns det möjlighet att mata in egna värden på yttröghetsmoment, tvärsnittsarea med mera och på så sätt skapa sin egen profil att använda i verktyget. En ytterligare avgränsning är att det endast går att ändra tvärsnitt på samtliga balkar av samma typ. Detta innebär att vid förändring av transversalbalkens tvärsnitt förändras samtliga transversalbalkar och inte enbart de som råkar vara mest utsatta. Ändrar man tvärsnitt på diagonaler så ändras alla diagonaler till det nya tvärsnittet.

Ett profilbibliotek ligger till grund för de val som kan göras gällande profiler i programmet. Dessa profiler finns i rullistor vid varje balktyp. Det förutsätts att alla tvärsnitt tillhör tvärsnittsklass 1 eller 2 för de belastningsfall som de utsätts för, och tvärsnittklass kontrolleras ej.

4.3.2 Material

Det finns en uppsjö av olika stålqualiteter och det är upp till den som dimensionerar bron att välja vilken kvalitet som passar till just denna bro. Det beror också på vilka tvärsnitt som finns i vilka kvaliteter hos de tillverkare som levererar stål till bron. De stålsorter som är godkända enligt SS-EN 1993-1-1:2005 finns i europasnormerna EN 10025-2, EN 10025-3, EN 10025-4, EN 10025-5, EN 10025-6, EN 10210-1 och EN 10219-1. Dessa normer innehåller mellan 1 och 10 unika stålsorter vardera [11].

Ett stålqualitetsbibliotek ligger till grund för den rullista där stålqualitet väljs. En stålqualitet väljs till hela brokonstruktionen och dess sträckgräns bestäms sedan beroende på godstjocklek. Denna bestämning görs för varje enskild brodel, då dessa består av olika tvärsnitt och därigenom kan få olika sträckgräns. Sträckgränsen ligger sedan till grund för beräkningar för att få ut en utnyttjandegrad på bronns delar.

4.3.3 Laster

De lasttyper som måste tas hänsyn till vid dimensionering av denna brotyp är egentygnd, temperaturlast, vertikal trafiklast, broms- och accelerationslast, vindlast och olyckslast. Snölast tas endast i beaktande under byggskedet vid gång- och cykelbroar då de antas vara skottade under bruksskedet. Då denna typ av bro prefabriceras i en fabrik behöver därför snölast aldrig beaktas [24].

Den enda permanenta lasten är egentygnd som består av alla brodelars egentygnd, inklusive påbyggnad på brobanan.

De fyra olika lastfall för temperaturlast som skall tas i beaktande är maximal temperatur, minimal temperatur, överkant varmare än underkant och underkant varmare än överkant [13]. Vid lastfallen maximal temperatur och minimal temperatur kontrolleras hela bron och vid överkant alternativt underkant varmare kontrolleras balkarna i över- och underkant i fackverket. Vid lastfallet maximal temperatur kontrolleras bron vid fallet 41 °C temperaturökning. Vid fallet minimal temperatur kontrolleras bron vid fallet 43 °C temperatursänkning. Vid fallet överkant varmare än underkant kontrolleras en temperaturskillnad på 29 °C mellan överram och underram. Vid fallet underkant varmare än överkant kontrolleras en temperaturskillnad på 8 °C mellan överram och underram.

Vertikal trafiklast kan delas upp i två underkategorier, gång- och cykeltrafik och servicefordon. Gång- och cykeltrafik, så kallad GC-trafik, ses som en utbredd last med en storlek på 5 kN/m². Servicefordonet har två axlar med axellaster på 80 kN respektive 40 kN och med ett avstånd i längsled på 3 m och i tvärlängd på 1,3 m [13]. Detta är en rörlig last och skall därför placeras ut efter värsta fallet-principen. Servicefordon och GC-trafiklast behöver ej antas belasta brokonstruktionen simultant utan de verkar var för sig.

Bromslast beräknas genom att ta 60 % av total vertikal trafiklast. Sedan delas detta med broarean och bromslasten ses som en utbredd horisontell last [22].

För vindlast finns det sex lastfall där vind påverkar bron. Det första respektive andra lastfallet är att vind angriper bron från sidorna. Dessa angriper bron på balkarna i fackverket. Det tredje respektive fjärde lastfallet är att vinden angriper bron i längsled. Det femte respektive sjätte lastfallet angriper bron vertikalt, ovanifrån respektive underifrån [13].

Den femte och sista variabla lasten är den så kallade olyckslasten. Olyckslast innefattar de olika fallen explosioner och påkörning av fordon och är ej något som beaktas i tidiga skeden vid dimensionering av huvudbron [13].

Beräkningsverktyget tar enbart hänsyn till egentyngd och trafiklast, och beaktar enbart brottgränstillståndet. Vid dimensionering av fackverksbalkarna beaktas enbart GC-trafiklast i form av en utbredd last på 5 kN/m^2 . Servicefordonet ger en lokalt stor last men är totalt sett normalt inte dimensionerande för fackverksbalkarna [9]. Därför beaktas denna enbart vid dimensioneringen av tvärbalkarna.

Vid dimensionering av tvärbalkarna består trafiklasten av samma GC-trafiklast samt även ett servicefordon med ett godtyckligt avstånd mellan hjulen och ett godtyckligt axeltryck som angriper en tvärbalk. Programmet arbetar med en godtycklig kraft på ett godtyckligt avstånd, istället för att följa Eurokods definition av ett servicefordon, efter önskemål från handledande företag. Detta ger en större flexibilitet att vid behov dimensionera tvärbalkarna för en annan typ av fordon.

Att endast dessa laster beaktas i beräkningsverktyget för överslagsdimensionering beror på att dessa lastfall enligt WSPs erfarenhet normalt är dimensionerande och därmed avgörande för bronns dimensioner. Vid den slutliga dimensioneringen måste samtliga laster beaktas, vilket kan leda till att dimensioner måste ändras.

I programmet delas bron upp i två halvor, så att ena halvans tyngd belastar ett fackverk. Vid beräkning av egentyngd beräknas antal balkmeter per brometer för de olika brodelarna. Detta värde multipliceras sedan med balkarnas tunghet per meter för att beräkna de olika delarnas tyngd per meter bro. Dessa värden adderas sedan till en total egentyngd per meter bro.

4.3.4 Randvillkor

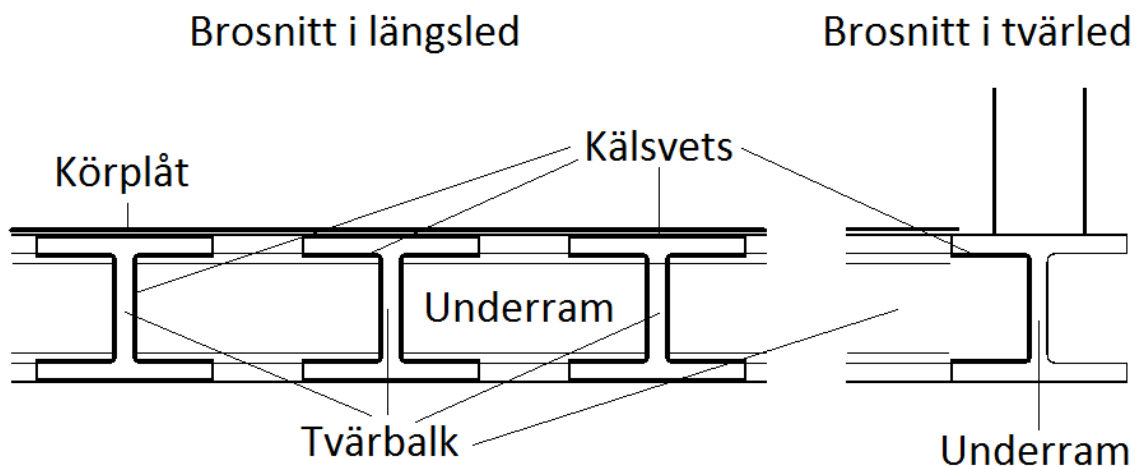
Då broar ligger upplagda på lager är det dessa lager som utgör underlag för modellering av deras randvillkor. Det vanliga utförandet är att låsa bron i ett hörn och i detta hörn sätta ett fixlager som är fast i alla riktningar men fritt att rotera. I hörnen som angränsar till detta fixlager sitter ensidigt rörliga lager vilka medger rörelse i en vald riktning. I hörnet diagonalt från fixlagret sitter ett allsidigt rörligt lager vilket medger rörelse i två riktningar. Denna form av upplag väljs för att minska spänningar orsakade av temperaturvariationer.

I programmet behandlas 2D-modeller av tvärbalk och fackverksbalk och implementering sker genom att randvillkoren sätts till ett fixlager i ena änden och ett rullager i den andra änden vilket stämmer väl överens med verkligt utförande.

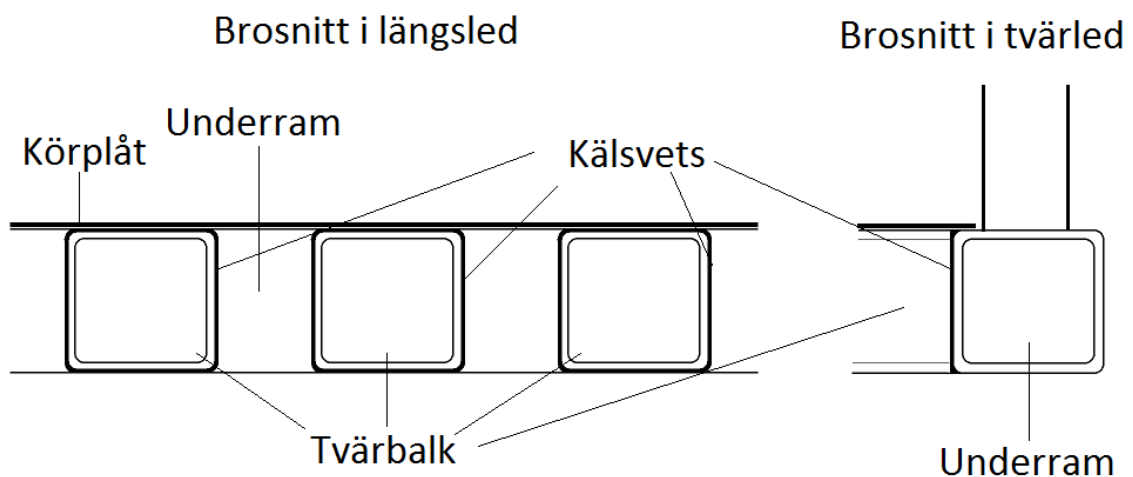
4.4 Bestämning av snittkrafter

4.4.1 Tvärbalk

Trafiklasten som bron belastas av tas upp av körplåten. Tvärbalkens uppgift är att bära upp denna körplåt och föra trafiklast och plåtens egentygnd vidare ut till fackverksbalkarna. Dessa tvärbalkar sitter ofta med ett c/c -avstånd på några decimeter. Tvärbalkarna hålls på plats genom helsvetsning av kälsvetstyp i underramen av fackverksbalken. De två vanligaste typerna av utförande för tvärbalken visas i Figur 4.6 samt Figur 4.7 [21].



Figur 4.6 Standardutförande för infästning av tvärbalk i underram med HEx-profiler.



Figur 4.7 Standardutförande för infästning av tvärbalk i underram med VKR-profiler.

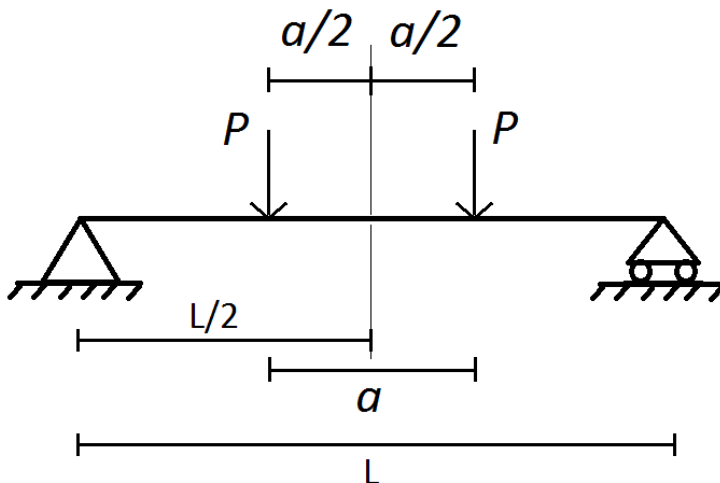
Beräkning av snittkrafter i tvärbalken utförs dels för lastpåverkan från utbredd last och dels för lastpåverkan från servicefordon. Snittkrafterna som beräknas är moment och tvärkraft.

Gällande utbredd last dimensioneras tvärbalken, med längd l , efter lastfallet jämnt utbredd last, q , på fritt upplagd balk, se ekvation 4.1 samt 4.2 [23]. Detta är ett antagande på säkra sidan för momentet då tvärbalken kommer att svetsas fast i underramen av fackverket och därmed vara delvis förhindrad att rotera. Detta ger ett maximalt moment, M_{max} , och en maximal tvärkraft, V_{max} ,

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (4.1)$$

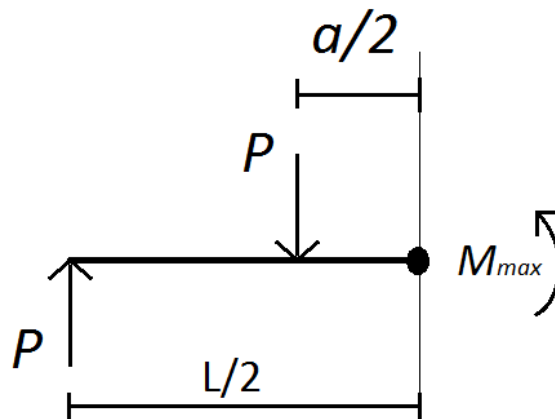
$$V_{max} = \frac{ql}{2} \quad (4.2)$$

Gällande servicefordon belastas tvärbalken med två punktlaster P med ett inbördes avstånd a . För att få maximalt moment läggs dessa laster med centrum i mitten av balken, se Figur 4.8, och för att få maximal tvärkraft läggs P så nära ena upplaget som möjligt, se Figur 4.10.



Figur 4.8 Lastplacering för maxmoment p.g.a. servicefordon på tvärbalk.

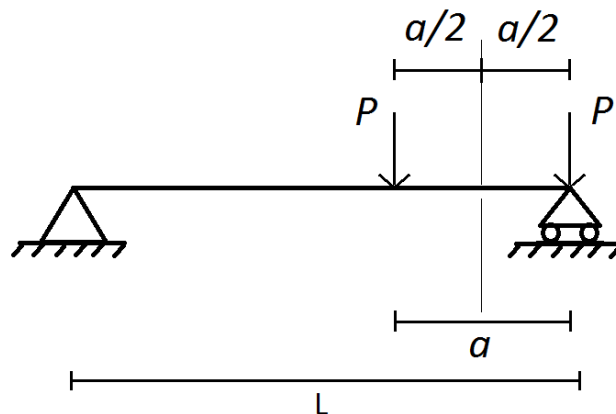
En ekvation för maxmoment tas fram genom att snitta i balkens mitt där maxmomentet av symmetriskäl kommer att uppstå, och frilägga, se Figur 4.9. Då friläggning skett kan en jämviktsekvation ställas upp för att beskriva momentet, M_{max} , som uppstår i snittet på grund av kraften, P , enligt



Figur 4.9 Friläggning av krafter vid maxmoment.

$$M_{max} + \frac{Pa}{2} - \frac{PL}{2} = 0 \quad (4.3)$$

$$M_{max} = \frac{P}{2}(L - a) \quad (4.4)$$



Figur 4.10 Lastplacering för maxtvärkraft p.g.a. servicefordon på tvärbalk.

Vid fallet max tvärkraft, V_{max} , används belastningsfallet punktlast på fritt upplagd balk [23] kombinerat med superpositionsprincipen

$$V_{max} = \frac{Pb_1}{L} + \frac{Pb_2}{L} \quad (4.5)$$

Med

$$b_1 = L \quad (4.6)$$

$$b_2 = L - a \quad (4.7)$$

kan detta förenklas till

$$V_{max} = P + \frac{P(L - a)}{L} \quad (4.8)$$

Då alla lasteffekter är beräknade väljs det största momentet och den största tvärkraften som dimensionerande och kontrolleras sedan mot bärförmågan för valt tvärsnitt.

4.4.2 Fackverksbalk

Fackverksbalkens uppgift är att föra trafiklast samt egentyngd från tvärbalkarna och ut i upplagen i brofästena. Fackverksbalken består av en överram, en underram, ett antal diagonalstänger och kan även innehålla transversalstänger. Dessa delar helsvetsas ihop.

Fackverksbalken modelleras med momentstyva knutpunkter. Då fackverksbalken är en konstruktion där systemlinjerna skär varandra i knutpunkterna förväntas de huvudsakliga lasterna ändå bli i form av normalkraft i de element som inte utsätts för utbredd last [21]. Beräkningar av snittkrafter i fackverket utförs för lastpåverkan av utbredd last och egentyngd. Snittkrafterna som beräknas är tvärkraft, moment och normalkraft för varje ingående element. För varje element beräknas moment och tvärkraft i 11 punkter, jämnt fördelade över elementens längd. Detta då moment och tvärkraft varierar över elementens längd och att man behöver hitta de största krafterna. Beräkningen genomförs enligt kapitel 3.1.

För att kunna kontrollera bärförmågan för samverkan mellan drag och moment identifieras alla dragna elementen, därefter det största momentet i dessa element för att identifiera punkten med störst samverkande moment och dragkraft. För tryckta element beaktas endast tryckkraft, genom förenklad böjknäckning enligt kapitel 4.5.3.

4.5 Kontrollera bärförmåga

4.5.1 Beteckningar

Då kontroll av brodelarna görs redovisas resultatet som en utnyttjandegrad. Utnyttjandegraden definieras här som en kvot mellan dimensionerande lasteffekt och bärförmåga enligt

$$\frac{\text{Lasteffekt}}{\text{Bärförmåga}} \cdot 100 = \text{Utnyttjandegrad} [\%] \quad (4.9)$$

Lasteffekterna är beskrivna i avsnitt 4.4 och framtagande av bärförmågor samt dimensioneringskriterier beskrivs vidare i detta avsnitt. För att få en enligt Eurokod godkänd konstruktion måste utnyttjandegraden vara mindre eller lika med 100 %. De beteckningar som används i detta avsnitt beskrivs i Tabell 4.1.

Tabell 4.1 Definition av beteckningar.

Beteckning	Storhet
<u>Lasteffekt</u>	
M_{Ed}	Dimensionerande moment
N_{Ed}	Dimensionerande normalkraft
V_{Ed}	Dimensionerande tvärkraft
<u>Bärförmåga</u>	
$M_{c,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga med hänsyn till moment
$M_{pl,Rd}$	Dimensionerande plastisk bärförmåga med hänsyn till moment
$M_{i,Rk}$	Karakteristisk bärförmåga med hänsyn till moment
N	Normalkraft
$N_{c,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga med hänsyn till normalkraft
N_{Rk}	Karakteristisk bärförmåga med hänsyn till normalkraft utan hänsyn till knäckning
$V_{c,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga av tvärkraft
$V_{pl,Rd}$	Dimensionerande plastisk bärförmåga för tvärkraft
<u>Tvårsnittsdata</u>	
A	Tvårsnittsarea
A_v	Skjuvarea
W_{pl}	Plastiskt böjmotstånd
I_i	Yttröghetsmoment

i_i	Tröghetsradie
<u>Materialdata</u>	
E	Elasticitetsmodul.
f_y	Karakteristisk flytspänning
<u>Partialkoefficienter</u>	
γ_{M0}	Bärförmåga för tvärsnitt oberoende tvärsnittsklass
γ_{M1}	Bärförmåga med hänsyn till instabilitet
<u>Instabilitetsrelaterade parametrar</u>	
α_i	Imperfektionsfaktor
L_{cr}	Effektiv knäcklängd
N_{cr}	Kritisk knäcklast
χ_i	Reduktionsfaktor för tryckt stång
χ_{LT}	Reduktionsfaktor för tryckt stång med hänsyn till vippning
k_{ii}	Interaktionsfaktorer
$\bar{\lambda}_i$	Slankhetsparameter
Φ	Värde som används för att bestämma reduktionsfaktorerna

4.5.2 Tvärbalk

Då bärförmågan för tvärbalken ska beräknas skall reglerna från Eurokod 3 följas. Dimensionerande moment är det största av momenten från ekvation 4.1 samt 4.4. Tvärsnittsklass kontrolleras enligt kapitel 4.3.1 inte, utan tvärsnitten antas tillhöra TK1 eller TK2 vid ren böjning. Ekvationen för beräkning av bärförmåga i detta fall är [23]

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

och dimensioneringskriteriet är [23]

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.11)$$

Bärförmågan är en beräkning av hur mycket lasteffekt ett visst tvärsnitt tål. Om man sedan tar lasteffekten genom bärförmågan bildar detta en kvot som beskriver hur pass utnyttjat tvärsnittet i fråga är. När detta multipliceras med hundra bildas en utnyttjandegrad i procent, som beskriver hur utnyttjat tvärsnittet är, vilket visas i ekvation 4.9.

Dimensionerande tvärkraft är den största av tvärkrafterna från ekvation 4.2 och 4.8. Ekvationen för beräkning av bärförmåga är ekvation [23]

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (4.12)$$

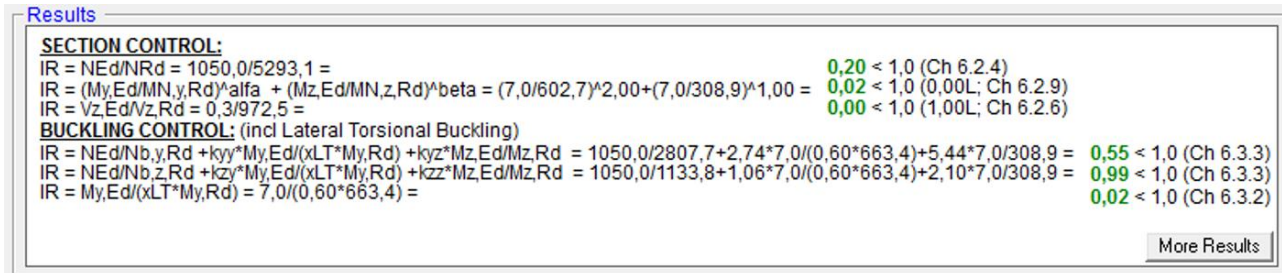
och dimensioneringskriteriet är [23]

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.13)$$

4.5.3 Fackverksbalk

Snittkrafter för att kunna dimensionera brodelarna beräknas olika beroende på om delarna utsätts för drag eller tryck. De trycka delarna i fackverket dimensioneras efter böjknäckning och de dragna delarna dimensioneras efter Naviers formel. Samtliga delar kontrolleras även med hänsyn till tvärkraft. Dock kommer ej samtidigt moment och tvärkraft att beaktas då konstruktionen är en fackverkskonstruktion och detta bör bli dimensionerande.

Gällande böjknäckning behöver beräkningsmetoden förenklas från Eurokods dimensioneringsregler. Detta är det mest komplicerade belastningsfallet att kontrollera, samtidigt som det i regel är kritiskt för överramen. Här görs förenklingar i beräkningsverktyget eftersom syftet är att göra en överslagsberäkning. Vid val av noggrannhetsnivå för dimensionering med hänsyn till böjknäckning har en utredning av olika nivåers resulterande utnyttjandegrad gjorts med exempelbron ”Halmstad Resecentrum”, se Figur 4.11, som grund [24]. Baserat på denna utredning väljs sedan den noggrannhetsnivå som bedöms som tillräckligt god för detta tidiga skede.



Figur 4.11 Utdrag från dimensioneringsprogrammet Colbeam vid böjknäckning av överram [24].

Dimensioneringsuttrycken för böjknäckning är [23]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

Med värden givna från handledande företag blir resultatet enligt

$$\frac{1050}{0,53 * 5298,8} + 2,736 \frac{7}{0,6 * 663,4} + 5,44 \frac{7}{308,9} = 0,545 = 54,4\% \quad (4.16)$$

$$\frac{1050}{0,214 * 5298,8} + 1,057 \frac{7}{0,6 * 663,4} + 2,101 \frac{7}{308,9} = 0,992 = 99,2\% \quad (4.17)$$

Ekvation 4.14 avser styva riktningen, som också är vertikalriktningen i bron, och ekvation 4.15 vecka riktningen.

Då balken är av fackverkstyp bör momenten vara små och det ligger därför nära till hands att förenkla eller bortse från dessa termer. Eftersom snittkrafterna beräknas med en plan fackverksmodell i beräkningsverktyget kommer det inte heller att fås något värde på momentet ut ur fackverksplanet.

Vid strykning av samtliga k -faktorer, blir resulterande utnyttjandegrad enligt

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (4.18)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (4.19)$$

$$\frac{1050}{0,53 * 5298,8} + \frac{7}{0,6 * 663,4} + \frac{7}{308,9} = 0,414 = 41,4\% \quad (4.20)$$

$$\frac{1050}{0,214 * 5298,8} + \frac{7}{0,6 * 663,4} + \frac{7}{308,9} = 0,966 = 96,6\% \quad (4.21)$$

Vid bortseende av moment i sin helhet blir resulterande utnyttjandegrad enligt

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \leq 1,0 \quad (4.22)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} \leq 1,0 \quad (4.23)$$

$$\frac{1050}{0,53 * 5298,8} = 0,374 = 37,4\% \quad (4.24)$$

$$\frac{1050}{0,214 * 5298,8} = 0,926 = 92,6\% \quad (4.25)$$

Vid strykning av reduktionsfaktorerna χ , reduceras böjknäckningsformlerna till en gemensam ekvation. Resulterande utnyttjandegrad blir då

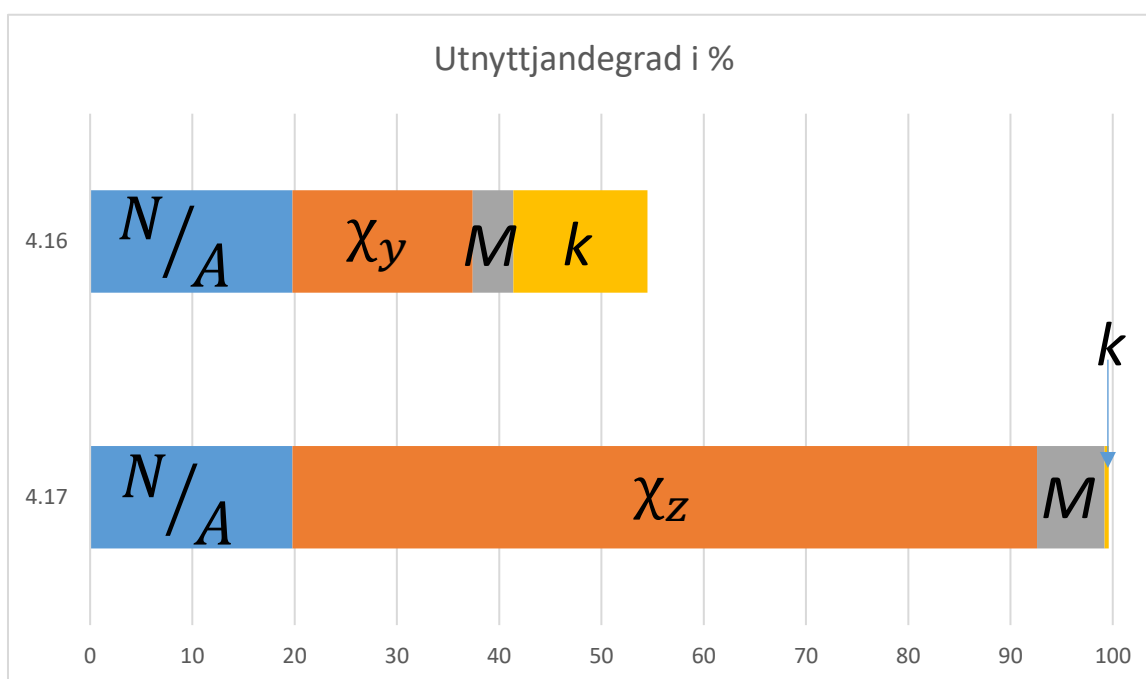
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \leq 1,0 \quad (4.26)$$

$$\frac{1050}{5298,8} = 0,198 = 19,8\% \quad (4.27)$$

En analys av de olika nivåerna ger inverkan av dessa faktorer på det slutgiltiga resultatet. I Tabell 4.2 och Figur 4.12 sammanställs resultatet av de olika noggrannhetsnivåerna med hänsyn till de båda böjknäckningsuttrycken.

Tabell 4.2 Kontroll av olika parametrars inverkan på slutgiltig utnyttjandegrad.

Noggrannhetsnivå	Utnyttjandegrad för ekvation 4.14 [%]	Utnyttjandegrad för ekvation 4.15 [%]
Fullständig	54,5 (4.16)	99,2 (4.17)
Bortse från k	41,4 (4.20)	96,6 (4.21)
Bortse från k, M	37,4 (4.24)	92,6 (4.25)
Bortse från k, M, χ	19,8 (4.27)	19,8 (4.27)



Figur 4.12 Inverkan av de olika parametrarna på den totala utnyttjandegraden baserad på Tabell 4.2.

Det som framgår av Figur 4.12 är att χ_y och χ_z -faktorerna är de tyngst vägande faktorerna vid böjknäckning. Dessa är en del av Eurokods dimensioneringsregler och beräknas enligt

$$\chi_i = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}_i^2}} \quad (4.28)$$

Ekvation 4.28 innehåller två faktorer, Φ och $\bar{\lambda}_i$. Dessa beräknas enligt

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_i} \cdot \frac{1}{\pi\sqrt{E/f_y}} \quad (4.29)$$

$$\Phi_i = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_i(\bar{\lambda}_i - 0,2) + \bar{\lambda}_i^2\right) \quad (4.30)$$

Φ_i är en faktor som bygger på ekvation 4.30 samt α_i . α_i Är en imperfektionsfaktor som beaktar inverkan av egenspanningar.

I den veka riktningen, z , fås ett lika stort eller större värde på α_z jämfört med styva riktningen. I den veka riktningen är tröghetsradien mindre än i den styva riktningen. Enligt avsnitt 3.2 används förenklat samma effektiva knäcklängd i båda riktningarna. Allt sammantaget kommer den veka z -riktningens χ -värde alltid att ha en större inverkan på slutresultatet än den styva riktningens χ -värde. Detta visar sig stämma mycket väl överens med resultatet i Figur 4.12.

Momenten visar sig i Figur 4.12 vara av underordnad betydelse. Då detta är en fackverkskonstruktion är det också detta resultat det förväntade. Att momentet är av underordnad betydelse ger också att χ_{LT} är av underordnad betydelse och kan bortses ifrån. Dessa resonemang ger som resultat att ekvationen 4.15, som är ekvationen för böjknäckning i den veka riktningen normalt bör vara dimensionerande. I denna ekvation är i Figur 4.12 k -värdena mycket små. Då detta troligen även borde gälla i det allmänna fallet väljer vi att bortse från faktorn k . Allt sammantaget betyder detta att ekvationen för böjknäckning i dimensioneringsprogrammet som väljs för implementering väljs till

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (4.31)$$

För element belastade i drag och böjning används Naviers formel, enligt [19]

$$f_y = \frac{N}{A} \pm \frac{M_z}{W_z} \quad (4.32)$$

Om båda sidor delas med f_y fås med hänsyn till Eurokods dimensioneringsregler för normalkraft [11],

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.33)$$

och moment [11],

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.34)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.35)$$

Som ger en utnyttjandegrad med hänsyn till kombinerad normalkraft och moment. Här görs en förändring av Naviers formel då vi ändrar W_{el} , som är det elastiska böjmotståndet, till W_{pl} , som är det plastiska böjmotståndet. Detta görs då bron i övrigt dimensioneras efter plastiska dimensioneringskriterier.

Detta uttryck är det fullständiga för samverkande normalkraft och moment i ena riktningen. Moment i båda riktningarna är inte aktuellt eftersom snittkraftsberäkningen bara ger moment i ena riktningen. Moment har däremot bortsetts från vid böjknäckning så då uppstår frågan om detta ändå bör vara med vid drag. En kortare utredning i likhet med den som skett vid böjknäckning behöver därför göras. Med värden från "Halmstad resecentrum" ger ekvation 4.35, följande resultat på den totala utnyttjandegraden.

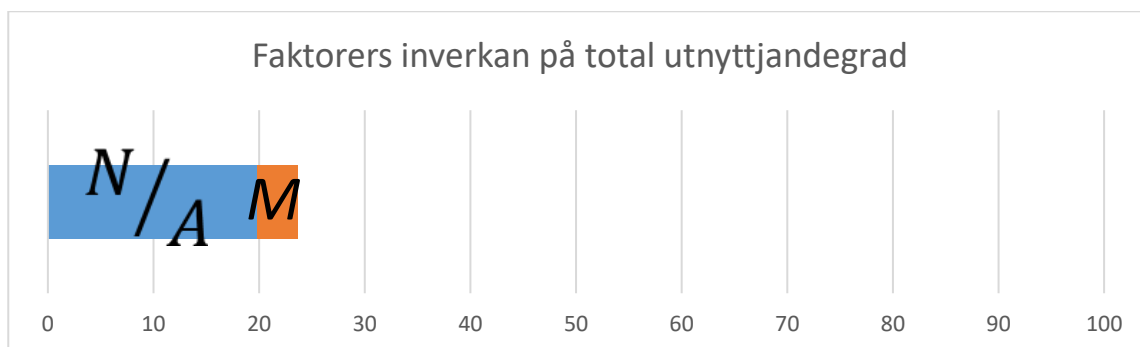
$$\frac{1050}{5298,8} + \frac{25}{663,4} = 0,236 = 23,6 \% \quad (4.36)$$

Om momentet bortses ifrån blir utnyttjandegraden med värden från "Halmstad resecentrum"

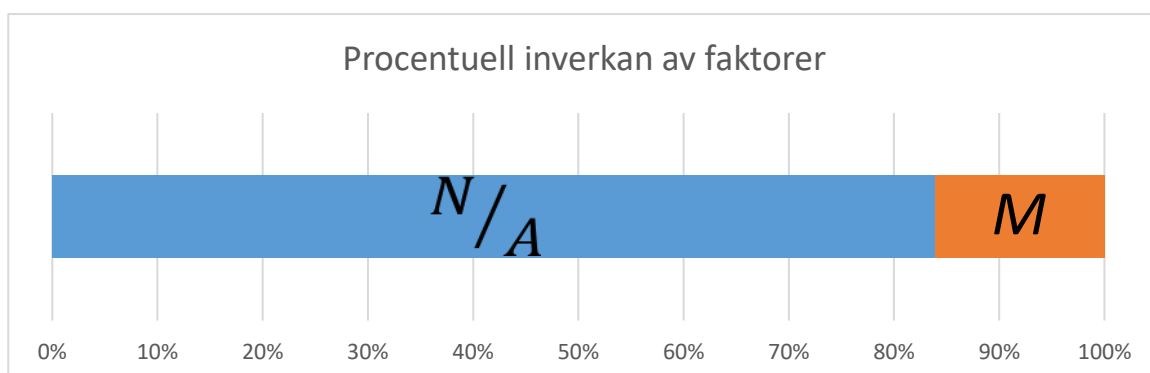
$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.37)$$

$$\frac{1050}{5298,8} = 0,198 = 19,8 \% \quad (4.38)$$

Vid kontroll, enligt Figur 4.13, som visar den totala utnyttjandegraden ser momentet litet ut i förhållande till normalkraften men vid en procentuell kontroll enligt Figur 4.14 visar det sig att momentet som ensam inverkan är 16 % av den totala belastningen, vilket ger en ej försumbar påverkan på utnyttjandegraden vid en högre total belastningsnivå. Därför dras slutsatsen att momentet skall beaktas och ej bortses från i programmet vid dimensionering med hänsyn till samtidig normalkraft och moment.



Figur 4.13 Faktorerens inverkan på total utnyttjandegrad.



Figur 4.14 Procentuell inverkan av faktorer.

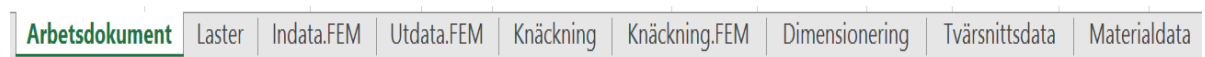
Gällande tvärkraft dimensioneras både de dragna och de tryckta elementen. Det görs genom att plocka ut den värsta lasteffekten gällande tvärkraft, V_{Ed} , enligt kapitel 4.4.2, och sedan sätta denna mot dimensioneringskriteriet [11]

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.39)$$

5 Beräkningsexempel

Plattformen för verktyget som tagits fram för överslagsdimensionering av fackverksbroar är kalkylprogrammet Excel [17], med macron i VBA (Visual Basics for Applications)[17]. Denna plattform är inte primärt utvecklad för denna typ av tillämpningar, men har ändå valts för att den finns tillgänglig på de flesta kontor. Alternativa plattformar som t.ex. Matlab är inte lika väl spridd på företag i branschen och är ganska dyrt att köpa in.

Verktyget arbetar i nio olika flikar, vilka visas i Figur 5.1. Fliken Arbetsdokument, som beskrivs i avsnitt 5.1, är den flik användaren är tänkt att befinna sig i vid arbete med överslagsdimensionering av en brokonstruktion. När förutsättningar och tvärsnitt väljs av användaren i fliken Arbetsdokument skapas i flikarna Laster, avsnitt 5.2, Indata.FEM, avsnitt 5.3 och Knäckning, avsnitt 5.5, indata till flikarna Utdata.FEM, Knäckning.FEM samt Dimensionering. Flikarna Utdata.FEM, avsnitt 5.4, Knäckning.FEM, avsnitt 5.6 samt Dimensionering, som beskrivs i kapitel 5.7, skapar utdata till bladet Arbetsdokument där de slutgiltiga utnyttjandegraderna visas för användaren. Flikarna Tvärsnittsdata, som beskrivs i avsnitt 5.8, samt Materialdata, som beskrivs i avsnitt 5.9, innehåller förprogrammerade profil- och stålqualitetsbibliotek. Från dessa plockas information då användaren väljer en viss profil i en viss stålqualitet i fliken Arbetsdokument.



Figur 5.1 Flikar i beräkningsprogrammet.

Då vissa figurer har för liten text för att synas kan dessa ses i större storlek i appendix B. Manualen som medföljer verktyget finns att läsa i appendix A.

5.1 Arbetsdokument

Ange förutsättningar		
<i>Allmänt</i>		
Längd Total / m	31,6	31,6
Höjd Fackverk / m	2,9	2,9
Antal Fack / st	8	8
Transversalstänger	Ja	Ja
Bredd Total / m	4,54	4,54
Bredd Gångbana / m	4,5	4,5
cc tvärbalk / m	0,65	0,65
<i>Lastförutsättningar</i>		
γ egen tyngd	1,2	1,2
γ trafiklast	1,5	1,5
<i>Tekniskt</i>		
Knäcklängd Extern		SANT
Knäcklängd auto	7,2	7,2
Stålkvalitet	S 355	S 355
<i>Servicefunktion</i>		
P / kN	40	40
a / m	1,3	1,3
Ange dimension		
Överram	HEB 300	HEB 300
Underram	HEB 200	HEB 200
Diagonalstång	HEB 200	HEB 200
Transversalstänger	HEB 200	HEB 200
Tvärbalk	IPE 200	IPE 200
Stålmängd		
Total	23,39	ton
Överram	7,39	ton
Underram	3,87	ton
Diagonalstång	4,53	ton
Transversalstänger	2,65	ton
Tvärbalk	4,94	ton

Erodel	Utnyttjandegrad (%)			
	Tvärkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
Överram	✓ 0,4			✓ 40,43
Underram	✓ 8,9		✓ 40,4	
Diagonalstång	✓ 0,1		✓ 19,8	✓ 29,17
Transversalstänger	✓ 2,0		✓ 5,3	✓ 14,04
Tvärbalk	✓ 23,9	82,6		

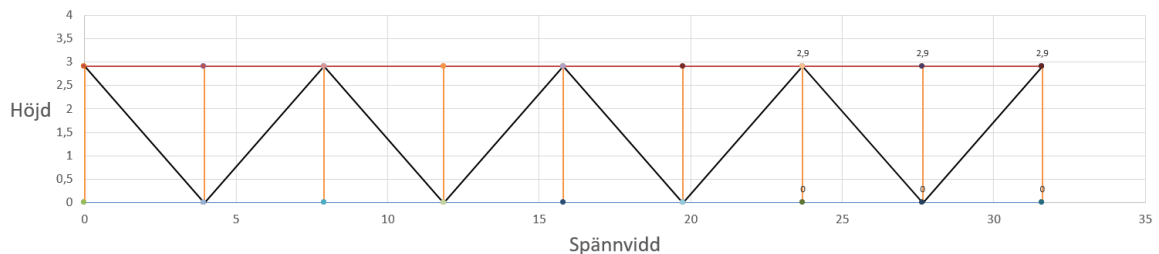
Figur 5.2 Fliken "Arbetsdokument" (se även Appendix B).

Då en anbudsförfrågan inkommer är det den första fliken, se Figur 5.1 samt Figur 5.2, kallad Arbetsdokument, som skall användas. I denna skall de första förutsättningarna anges, enligt Figur 5.3.

Ange förutsättningar	
<i>Allmänt</i>	
Längd Total / m	31,6
Höjd Fackverk / m	2,9
Antal Fack / st	8
Transversalstänger	Ja
Bredd Total / m	4,54
Bredd Gångbana / m	4,5
cc tvärbalk / m	0,65
<i>Lastförutsättningar</i>	
γ egen tyngd	1,2
γ trafiklast	1,5

Figur 5.3 Ange förutsättningar.

I detta fall, som motsvarar bron Halmstad resecentrum [13], är exempelvis spännvidden 31,6 meter och en bro med bredden 4,54 m skall projekteras. Även lastförutsättningar kan ifyllas i form av partialkoefficienter för last, γ_d -värden. Dessa är förifyllda enligt gällande standard men kan ändras vid behov. När alla dessa gula rutor är ifyllda skall man trycka på knappen ”Geometri”. Då genereras en geometrisk form, se Figur 5.4, vilken sedan kan utvärderas.



Figur 5.4 Geometrisk utformning av bron.

Detta är en iterativ process där bron utformning förändras vid förändring av förutsättningarna. Då brukaren är nöjd med geometrin kan hen gå vidare till nästa steg i processen d.v.s. att ställa in förutsättningar för Servicefordon. Detta är förinställt till de värden som är föreskrivna i Eurokod men man kan välja att förändra dessa ifall bron till exempel skall uppföras utanför Europa enligt en annan standard, se Figur 5.5.

0	Servicefordon	
1	P / kN	40
2	a / m	1,3
3		

Figur 5.5 Servicefordon.

Efter detta är det dags att välja stålqualität, se Figur 5.6.

2	Lastförsättningar	S 355
3	γ egentygnd	S 450
4	γ trafiklast	S 275 N/NL
		S 355 N/NL
5		S 420 N/NL
5	Tekniskt	S 460 N/NL
7	Knäcklängd	S 275 M/ML
		S 355 M/ML
3	Stålkvalitet	S 355

Figur 5.6 Välj stålkvalitet.

Stålkvalitet väljs från en rullista. Denna rullista är i programmet kopplad till fliken Materialdata, se avsnitt 5.9. Efter detta är det dags att välja dimensioner på brodelarna, enligt Figur 5.7. Här väljs antingen en profil från ett förinställt bibliotek, eller så väljs Egen Profil överst i rullistan. Om detta väljs behöver användaren röra sig till fliken Tvärsnittsdata. Detta alternativ beskrivs därför vidare i kap 5.8, som beskriver fliken Tvärsnittsdata.

4	Ange dimension		
5	Överram	HEB 300	HEB 300
5	Underram	HEB 200	HEB 200
7	Diagonalstång	HEB 200	HEB 200
3	Transversalstänger	HEB 200	HEB 200
9	Tvärbalk	IPE 200	IPE 200

Figur 5.7 Ange dimensioner.

Då dimensioner anges kopplas dessa värden vidare till flikarna Tvärsnittsdata, Materialdata samt Laster. Dessa flikar kommer att behandlas i avsnitten som följer. För att beräkna snittkrafterna programmet dimensionerar efter skall nu knappen "Snittkraft" användas.

Efter denna knapp har man två alternativ. Alternativ ett är att knäcklängden beräknas enligt avsnitt 3.2. Knappen "knäckning" används då. När detta är gjort kommer utnyttjandegraden i de olika elementen att vara korrekta, enligt programmets uppbyggnad, se Figur 5.11. Observera att när indata som t.ex. tvärsnitt förändras måste alla tre knapparna anslås i ordningen "Geometri", "Snittkraft" och slutligen "Knäckning" enligt Figur 5.10.

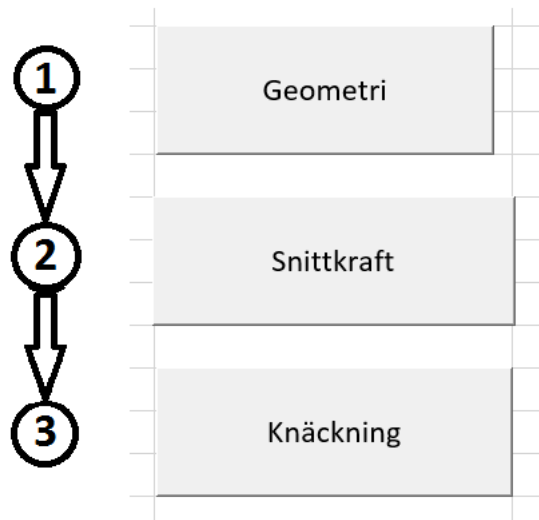
Alternativ två är att brukaren väljer att beräkna knäcklängd i ett externt program. Om brukaren vill göra detta fyller hen i ett värde i den gula rutan till höger om knäcklängd Extern vilket visas i Figur 5.8. När brukaren fyller i en egen knäcklängd kommer programmet slå om från SANT till FALSKT och då använder programmet brukarens egen knäcklängd för beräkning av utnyttjandegrad, se Figur 5.9. Om brukaren väljer detta alternativ kommer hen att använda samma iterativa process som i ”knäcklängd auto”-läget förutom att knappen ”knäckning” ej används. Detta betyder alltså att enligt Figur 5.10 skall enbart steg 1 och 2 följas.

<i>Tekniskt</i>		
Knäcklängd Extern		SANT
Knäcklängd auto	7,2	7,2
0,055	0,055	0,055

Figur 5.8 Knäcklängd auto.

<i>Tekniskt</i>		
Knäcklängd Extern	11	FALSKT
Knäcklängd auto	7,2	11,0

Figur 5.9 Knäcklängd Extern.



Figur 5.10 Beräkningsordning vid ändring av indata.

	Brodell	Utnyttjandegrad (%)			
		Tvärkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
HEB 300	Överram	✓ 0,4			✓ 40,43
HEB 200	Underram	✓ 8,9		✓ 40,4	
HEB 200	Diagonalstång	✓ 0,1		✓ 19,8	✓ 29,17
HEB 200	Transversalstänger	✓ 2,0		✓ 5,3	✓ 14,04
IPE 200	Tvärbalk	✓ 23,9	82,6		

Figur 5.11 Beräknad utnyttjandegrad.

Till vänster om utnyttjandegradens procentsats finns figurerna en grön bock, ett gult utropstecken eller ett rött kryss. Den gröna bocken visas då utnyttjandegraden är 50 % eller mindre. Detta visar brukaren att dimensioneringen är på den säkra sidan och ingen åtgärd behöver vidtas. Vid utnyttjandegrad från 50% och upp till 100% visas det gula utropstecknet. Det gula utropstecknet visar brukaren att utnyttjandegraden är hög och att hen behöver bestämma ifall hen känner sig trygg med dimensioneringen eller bör byta dimension. Det röda krysset visar brukaren att dimensionen för brodelen behöver bytas då lasteffekten är större än bärförmågan för detta tvärsnitt. I Figur 5.11 är tvärbalkarna farligt högt utnyttjande och en avvägning behöver göras av brukaren. Då alla värden är under 100% i utnyttjandegrad, eller den utnyttjandegrad som brukaren känner sig bekväm att dimensionera efter, kan hen gå vidare till att kontrollera stålmängd, enligt Figur 5.12.

Stålmängd	
Total	23,39 ton
Överram	7,39 ton
Underram	3,87 ton
Diagonalstång	4,53 ton
Transversalstänger	2,65 ton
Tvärbalk	4,94 ton

Figur 5.12 Stålmängd.

Då alla dimensioner är valda och uppfyller kraven kan man läsa av den totala åtgången av material för att sedan lämna anbud. I detta fall blev den slutgiltiga stålvikten 23,39 ton.

5.2 Laster

Laster (Karakteristiska värden)	För en fackverkssida		Lastkombination
	Balkmeter per brometer m/m	kN per brometer kN/m bro	
Permanenta			Egentyngd och Trafiklast huvudlast 21,58 kN/m
<i>Egentyngd</i>			Last på tvärbalk 5,05 kN/m
Överram	1	1,17	
Underram	1	0,61	
Diagonalstång	1,17	0,72	
Vertikala stänger	0,68	0,42	
		0,42	
Tvärbalk	3,49	0,78	
Överbyggnad		0,22	
Total		3,92	
Variabla	kN/m ²		
Trafiklast	5	11	

Figur 5.13 Fliken "Laster".

I fliken "Laster", i Figur 5.13, beräknas de olika lasterna och lastkombinationerna som behövs för att dimensionera bron.

Laster (Karakteristiska värden)	För en fackverkssida	
	Balkmeter per brometer m/m	kN per brometer kN/m bro
Permanenta		
<i>Egentyngd</i>		
Överram	1	1,17
Underram	1	0,61
Diagonalstång	1,17	0,72
Vertikala stänger	0,68	0,42
		0,42
Tvärbalk	3,49	0,78
Överbyggnad		0,22
Total		3,92
Variabla	kN/m ²	
Trafiklast	5	11

Figur 5.14 Beräkning av laster.

Först beräknas antal meter balk per meter bro, som belastar respektive broside. Då detta beräknats multipliceras antalet meter med tungheten för respektive dimension. Om dessa värden summeras fås bronns egentyngd som ett karakteristiskt värde. Sedan görs samma sak med den variabla trafiklasten, se Figur 5.14. För att hantera att problemet med att transversaler finns ibland och ibland enbart i ändarna finns det här en funktion som hanterar detta som om transversaler finns agerar som övriga element. Finns transversaler, även kallade vertikala stänger, ej beräknar bron längden av två transversaler och lägger enbart på vikten av dessa på den totala egentyngden. Detta sker genom att en funktion används som kontrollerar om Ja eller Nej står i fliken Arbetsdokument,

där valet att ha eller inte ha transversaler i fackverket finns. Om alternativet Ja är valt kommer laster för transversaler beräknas enligt samma metod som övriga delar. Om alternativet Nej är valt kommer programmet ta en transversalstångs vikt per meter, multiplicera med höjden av transversalen gånger två då det finns en transversal i varje ände av fackverket. Delsumman av transversalernas vikt läggs sedan ihop med de övriga delarna och det karakteristiska värdet skapas som beskrivet ovan.

Lastkombination		
Egentyngd och Trafiklast huvudlast		21,58 kN/m
Last på tvärbalk		5,05 kN/m

Figur 5.15 Kombinerings av laster.

Då egentyngd och trafiklast beräknats kan dessa värden kombineras med de valda γ_d -värdena och på detta vis skapa lastkombinationer vilka sedan kan belasta bron som en utbredd last, vilket visas i Figur 5.15.

5.3 Indata.FEM

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
Nod	x-koord	y-koord	F _x	F _y	M	u _x	u _y	u _{teta}		Element	Nod 1	Nod 2	E	A	I	q _a	q _t
1	0,0000E+00	0,0000E+00				0	0			1	1,00E+00	2,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
2	3,9500E+00	0,0000E+00								2	2,00E+00	3,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
3	7,9000E+00	0,0000E+00								3	3,00E+00	4,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
4	1,1850E+01	0,0000E+00								4	4,00E+00	5,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
5	1,5800E+01	0,0000E+00								5	5,00E+00	6,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
6	1,9750E+01	0,0000E+00								6	6,00E+00	7,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
7	2,3700E+01	0,0000E+00								7	7,00E+00	8,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
8	2,7650E+01	0,0000E+00								8	8,00E+00	9,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
9	3,1600E+01	0,0000E+00					0			9	1,00E+01	1,10E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
10	0,0000E+00	3,0000E+00								10	1,10E+01	1,20E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
11	3,9500E+00	3,0000E+00								11	1,20E+01	1,30E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
12	7,9000E+00	3,0000E+00								12	1,30E+01	1,40E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
13	1,1850E+01	3,0000E+00								13	1,40E+01	1,50E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
14	1,5800E+01	3,0000E+00								14	1,50E+01	1,60E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
15	1,9750E+01	3,0000E+00								15	1,60E+01	1,70E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
16	2,3700E+01	3,0000E+00								16	1,70E+01	1,80E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
17	2,7650E+01	3,0000E+00								17	1,80E+01	1,90E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
18	3,1600E+01	3,0000E+00								18	1,90E+01	2,00E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
19										19	1,10E+01	2,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
20										20	2,00E+00	1,20E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
21										21	1,20E+01	3,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
22										22	1,20E+01	4,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
23										23	1,30E+01	4,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
24										24	4,00E+00	1,40E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
25										25	1,40E+01	5,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
26										26	1,40E+01	6,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
27										27	1,50E+01	6,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
28										28	6,00E+00	1,60E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
29										29	1,60E+01	7,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
30										30	1,60E+01	8,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
31										31	1,70E+01	8,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
32										32	8,00E+00	1,80E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
33										33	1,80E+01	3,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		

Figur 5.16 Fliken "Indata.FEM" (se även Appendix B).

I fliken "Indata.FEM", se Figur 5.16, visas alla förutsättningar för snittkraftsberäkning med finita elementmetoden. Alla noder med sina koordinater och upplagsvillkor, alla element med tillhörande noder, elementens tvärsnitts- och materialdata och laster visas för att användaren skall kunna kontrollera all indata.

K	L	M	N	O	P	Q	R
Element	Nod 1	Nod 2	E	A	I	q-a	q-t
1	1,00E+00	2,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
2	2,00E+00	3,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
3	3,00E+00	4,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
4	4,00E+00	5,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
5	5,00E+00	6,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
6	6,00E+00	7,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
7	7,00E+00	8,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
8	8,00E+00	9,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
9	1,00E+01	1,10E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
10	1,10E+01	1,20E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
11	1,20E+01	1,30E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
12	1,30E+01	1,40E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
13	1,40E+01	1,50E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
14	1,50E+01	1,60E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
15	1,60E+01	1,70E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
16	1,70E+01	1,80E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
17	1,00E+01	1,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
18	1,00E+01	2,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
19	1,10E+01	2,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
20	2,00E+00	1,20E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
21	1,20E+01	3,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
22	1,20E+01	4,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
23	1,30E+01	4,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
24	4,00E+00	1,40E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
25	1,40E+01	5,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
26	1,40E+01	6,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
27	1,50E+01	6,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
28	6,00E+00	1,60E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
29	1,60E+01	7,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
30	1,60E+01	8,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
31	1,70E+01	8,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
32	8,00E+00	1,80E+01	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		
33	1,80E+01	9,00E+00	2,1000E+11	7,8080E-03	2,0030E-05		

Figur 5.17 Elementförutsättningar.

Elementens placering i fackverket bestäms av noder som elementen är kopplade till, i Figur 5.17 i tabellen "Element" finns alla element i fackverket. I tabell "Nod 1" och "Nod 2" finns noderna elementen är kopplade till. I tabell "E", "A" och "I" finns elementens material- och tvärsnittsdata. I tabell "q-a" finns axiella utbredda laster på de elementen som har dessa, i detta fall inga. I tabell "q-t" finns transversella utbredda laster som i detta fall finns på alla element i underramen på fackverksbron, de transversella lasterna är trafiklast och egentygnd.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Nod	x-koord	y-koord	F-x	F-y	M	u-x	u-y	u-teta
2	1	0,0000E+00	0,0000E+00				0	0	
3	2	3,9500E+00	0,0000E+00						
4	3	7,9000E+00	0,0000E+00						
5	4	1,1850E+01	0,0000E+00						
6	5	1,5800E+01	0,0000E+00						
7	6	1,9750E+01	0,0000E+00						
8	7	2,3700E+01	0,0000E+00						
9	8	2,7650E+01	0,0000E+00						
10	9	3,1600E+01	0,0000E+00					0	
11	10	0,0000E+00	3,0000E+00						
12	11	3,9500E+00	3,0000E+00						
13	12	7,9000E+00	3,0000E+00						
14	13	1,1850E+01	3,0000E+00						
15	14	1,5800E+01	3,0000E+00						
16	15	1,9750E+01	3,0000E+00						
17	16	2,3700E+01	3,0000E+00						
18	17	2,7650E+01	3,0000E+00						
19	18	3,1600E+01	3,0000E+00						

Figur 5.18 Noder, laster i nodriktningar och upplag.

I Figur 5.18 finns alla noder i fackverket i detta exempel, i tabell "Nod" finns noderna numrerade. I tabell "x-koord" och "y-koord" finns nodernas koordinater i fackverkets 2D-plan, detta är förutsättningar till beräkningarna enligt finita elementmetoden. I tabell "F-x", "F-y" och "F-m" finns möjlighet till att lägga till punktlaster i nodpunkterna manuellt, detta är en extra funktion som inte kommer att användas av programmet automatiskt utan användaren får själv sätta ut dessa ifall hen känner behovet. I tabellerna "u-x", "u-y" och "u-teta" anges randvillkor för förskjutning i upplagsnoderna.

5.4 Utdata.FEM

I bladet "Utdata.FEM" redovisas nodförskjutningar, upplagskrafter, snittkrafter och även punkt med störst samverkande moment och dragkraft i varje brodel. I detta blad används makrot "ramanalys", detta makro är en direkt översättning av metodiken för en FEM-analys av en ram till Excel VBA. All indata till FEM-analysen hämtas från blad "Indata.FEM" och redovisas i blad "Utdata.FEM".

Nod	a-x	a-y	teta	R-x	R-y	R-teta
1	0,0000E+00	0,0000E+00	-5,2521E-03	1,2951E-08	2,9062E+05	0,0000E+00
2	1,9949E-05	-1,2217E-02	-2,4270E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
3	1,4123E-03	-2,2340E-02	-1,9047E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
4	2,8077E-03	-2,7967E-02	-1,0239E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
5	4,6601E-03	-3,0813E-02	-6,9135E-18	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
6	6,5126E-03	-2,7967E-02	1,0239E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
7	7,9080E-03	-2,2340E-02	1,9047E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
8	9,3003E-03	-1,2217E-02	2,4270E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
9	9,3203E-03	0,0000E+00	5,2521E-03	0,0000E+00	2,9062E+05	0,0000E+00
10	7,3522E-03	-4,6967E-04	-2,6026E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
11	6,9217E-03	-1,2214E-02	-2,8904E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
12	6,4887E-03	-2,2210E-02	-1,9450E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
13	5,5749E-03	-2,7972E-02	-1,0890E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
14	4,6601E-03	-3,0689E-02	-1,1664E-17	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
15	3,7454E-03	-2,7972E-02	1,0890E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
16	2,8316E-03	-2,2210E-02	1,9450E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
17	2,3985E-03	-1,2214E-02	2,8904E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
18	1,9681E-03	-4,6967E-04	2,6026E-03	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00

Figur 5.19 Nodförskjutningar och upplagskrafter.

I Figur 5.19 finns erhållna nodförskjutningar och upplagskrafter från beräkningarna med finita elementmetoden. Nodförskjutningarna används sedan för att bestämma snittkrafter. Snittkrafterna redovisas i samma blad, se Figur 5.20-Figur 5.22, i figurerna redovisas endast 8 element då figurerna annars skulle ta för mycket plats. Ur alla enskilda element med positiv normalkraft, det vill säga dragkraft, lyfts normalkraften ut och största momentet identifieras för att hitta punkten med störst samverkande moment och dragkraft. Endast största momentet måste identifieras då normalkraften är konstant över hela elementet. Därefter beräknas utnyttjandegraden för samverkan drag och moment i punkten. Sedan tas den största utnyttjandegraden ut för varje brodel förutom för överramen då den alltid är tryckt, se Figur 5.23.

Element	N1	N2
1	8,2812E+03	8,2812E+03
2	5,7796E+05	5,7796E+05
3	5,7926E+05	5,7926E+05
4	7,6897E+05	7,6897E+05
5	7,6897E+05	7,6897E+05
6	5,7926E+05	5,7926E+05
7	5,7796E+05	5,7796E+05
8	8,2812E+03	8,2812E+03

Figur 5.20 Normalkrafter i elementen.

	K	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
1	Bement	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11
2	1	-3,3912E+04	-2,6646E+04	-1,9381E+04	-12115,5	-4850,07	2415,33	9680,72	16946,1	24211,5	31476,9	38742,3
3	2	-3,7611E+04	-3,0346E+04	-2,3081E+04	-15815,2	-8549,76	-1284,36	5981,03	13246,4	20511,8	27777,2	35042,6
4	3	-3,6198E+04	-2,8933E+04	-2,1668E+04	-14402,2	-7136,76	128,637	7394,03	14659,4	21924,8	29190,2	36455,6
5	4	-3,7002E+04	-2,9736E+04	-2,2471E+04	-15205,6	-7940,24	-674,849	6590,55	13855,9	21121,3	28386,7	35652,1
6	5	-3,5652E+04	-2,8387E+04	-2,1121E+04	-13855,9	-6590,55	674,849	7940,24	15205,6	22471	29736,4	37001,8
7	6	-3,6456E+04	-2,9190E+04	-2,1925E+04	-14659,4	-7394,03	-128,637	7136,76	14402,2	21667,5	28932,9	36198,3
8	7	-3,5043E+04	-2,7777E+04	-2,0512E+04	-13246,4	-5981,03	1284,36	8549,76	15815,2	23080,5	30345,9	37611,3
9	8	-3,8742E+04	-3,1477E+04	-2,4212E+04	-16946,1	-9680,72	-2415,33	4850,07	12115,5	19380,9	26646,2	33911,6

Figur 5.21 Tvärkraft i elementen.

	K	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM
	Bement	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
1	1	-16136,6	-4176,44	4913,91	11134,4	14485,1	14966	12577	7318,22	-810,416	-11808,9	-25677,2
2	2	-25895,6	-12474,1	-1922,33	5759,57	10571,6	12513,9	11586,3	7788,86	1121,6	-8415,48	-20822,4
3	3	-22723,3	-9859,82	133,772	7257,54	11511,5	12895,6	11409,8	7054,29	-171,098	-10266,3	-23231,4
4	4	-24157,8	-10977	-666,016	6775,13	11346,4	13047,9	11879,6	7841,39	933,375	-8844,47	-21492,1
5	5	-21492,1	-8844,47	933,375	7841,39	11879,6	13047,9	11346,4	6775,13	-666,016	-10977	-24157,8
6	6	-23231,4	-10266,3	-171,098	7054,29	11409,8	12895,6	11511,5	7257,54	133,772	-9859,82	-22723,3
7	7	-20822,4	-8415,48	1121,6	7788,86	11586,3	12513,9	10571,6	5759,57	-1922,33	-12474,1	-25895,6
8	8	-25677,2	-11808,9	-810,416	7318,22	12577	14966	14485,1	11134,4	4913,91	-4176,44	-16136,6

Figur 5.22 Moment i elementen.

	AP	AQ	AR	AS
kapacitet	Kapacitet	underram	Kapacitet transversal	Kapacitet diagonal
Max		0,334581933	0,079586869	0,270316194

Figur 5.23 Utnyttjandegrad av element med hänsyn till samverkan mellan drag och moment.

5.5 Knäckning

A		B		C		D		E		F	
Indata till FEM				Kritisk Knäcklast							
K-värden för:		N/m		Pcr		2,29E+06		N			
Diagonalstång		70917		β		0,23					
Transversalstång		206930									
1 diagonal+transversal		277847									
2 diagonala		141834,29									

Figur 5.24 Fliken "Knäckning".

När man valt dimensioner kan effektiv knäcklängd beräknas, enligt avsnitt 3.2. I exempelbron tas värden för HEB200-transversal och diagonalbalkar till att beräkna k-värdena som syns i Figur 5.24. Dessa sätts in i macrot för att beräkna den kritiska lasten vilken sedan anges. Denna ger sedan β -värdet för bron. Detta ger sedan knäcklängden.

5.6 Knäckning.FEM

I detta blad bestäms kritisk last P_{cr} för överramen. För att göra detta isoleras endast överramens element i en ny beräkning, där strukturen på indata är uppbyggd på liknande sätt som i blad "Indata.FEM", se Figur 5.25 och Figur 5.26. F-x representerar axiella krafter, de axiella krafterna är tryckkrafter i överramen för den givna bron som plockades ur ramanalysen i blad "Utdata.FEM", se Figur 5.20. Transversal- och diagonalbalkar har ersatts med fjädrande stöd med ekvivalent fjäderstyvhet, se Figur 5.27. Fjäderstyvheten hämtas från blad "Knäckning", se Figur 5.24. Knäckningsberäkningen baseras på andra ordningens teori och metodiken för framtagning av α -värdet har direkt översatts från [15] till Excel VBA. Då makrot körs och lösningen inte konvergerar eller determinanten för styvhetsmatrisen har passerat 0, se Figur 5.28, har den kritiska lasten P_{cr} uppnåtts och α -värdet visas, se Figur 5.29. Då α är känt multipliceras det med den största normalkraften i överramen för att beräkna P_{cr} , normalkraften hämtas från blad "Utdata.FEM", resultatet redovisas sedan i blad "Knäckning" se Figur 5.24.

K	L	M	N	O	P
Element	Nod 1	Nod 2	E	A	I
1	1	2	2,10E+11	1,49E-02	8,56E-05
2	2	3	2,10E+11	1,49E-02	8,56E-05
3	3	4	2,10E+11	1,49E-02	8,56E-05
4	4	5	2,1E+11	0,01491	8,56E-05
5	5	6	2,1E+11	0,01491	8,56E-05
6	6	7	2,1E+11	0,01491	8,56E-05
7	7	8	2,1E+11	0,01491	8,56E-05
8	8	9	2,1E+11	0,01491	8,56E-05
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

Figur 5.25 Element i överram med tillhörande noder och materialdata.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Nod	x-koord	y-koord	F-x	F-y	M	u-x	u-y	u-teta
2	1	0	0	3,41E+04			0		
3	2	3,95	0	2,01E+02					
4	3	7,9	0	3,81E+04					
5	4	11,85	0	7,52E+01					
6	5	15,8	0	5,09E-10					
7	6	19,75	0	-7,52E+01					
8	7	23,7	0	-3,81E+04					
9	8	27,65	0	-2,01E+02					
10	9	31,6	0	-3,41E+04					
11	10								
12	11								
13	12								
14	13								
15	14								
16	15								
17	16								
18	17								
19	18								
20	19								
21	20								

Figur 5.26 Noder, laster och upplag för överramen.

AC	AD	AE	AF
kfj1	kfj2	kfj2(1)	kfj2(2)
1,33E+06			
1,33E+06			
1,33E+06			
1,33E+06			
1,33E+06			
1,33E+06			
1,33E+06	1,33E+06		

Figur 5.27 Fjädrande stöd från transversal -och diagonalbalkar.

```

eps = 0.0001
x = 0

n = Sheets("Blad1").Cells(2, "S").Value
NO = 1
Do While Abs((n - NO) / NO) > eps

x = x + 1|

result = WorksheetFunction.MDeterm(K1)
If result <= 0 Then

```

Figur 5.28 Villkor för framtagning av knäcklast.

α
7,90E+01

Figur 5.29 Alfa-värdet visas.

5.7 Dimensionering

Brottsgränstillstånd										
Tvärbalk										
	Bärförmåga				Lasteffekt					
					GC	Servicefordon	Total			
Moment						6,82	129,6	129,60	kNm	
Tvärfkraft						9,24	68,55	68,55	kN	
Överram										
	Bärförmåga				Lasteffekt					
Normalkraft	Nc,Rd				5143,95	drag	N,Ed	0	drag	kN
	Nb,Rd				3498,84	tryck		701,1302466	tryck	kN
	$\bar{\lambda}_y$	0,449722802	0,449722802	0,2						
	Φ_y		0,643578176							
	Xy	0,90583808	0,90583808	1						
Moment	Mc,Rd				645,15				kNm	
Tvärfkraft	Vpl,Rd				945,14		V,Ed	3,081264696	kN	
Böjknäckning										
	3.14				0,200389553					
	$\bar{\lambda}_z$	0,771292405	0,771292405	0,2						
	Φ_z		0,937412626							
	Xz	0,680184747	0,680184747	1						
Underram										
	Bärförmåga				Lasteffekt					
Normalkraft	Nc,Rd				2771,84	drag	N,Ed	743,5328297	drag	kN
	Nb,Rd								kN	
Moment	Mc,Rd				228,27		M,Ed	743532,8297	kNm	
Tvärfkraft	Vpl,Rd				508,91		V,Ed	37,94852824	kN	
Diagonalstång										
	Bärförmåga				Lasteffekt					
Normalkraft	Nc,Rd				2771,84	drag	N,Ed	69,81914823	drag	kN
	Nb,Rd				1193,52	tryck		286,6259865	tryck	kN
	$\bar{\lambda}_z$	1,21	1,206694301	0,2						
	Φ_z		1,474695672							
	Xz	0,43	0,430587563	1						
Moment	Mc,Rd				108,63		M,Ed	406600,6534	kNm	
Tvärfkraft	Vpl,Rd				508,91		V,Ed	0,52252668	kN	
Böjknäckning										
	3.14				0,240151843					
	$\bar{\lambda}_y$	0,716386429	0,716386429	0,2						
	Φ_y		0,844390451							
	Xy	0,774374758	0,774374758	1						
Transversalstång										
	Bärförmåga				Lasteffekt					
Normalkraft	Nc,Rd				2771,84	drag	N,Ed	69,81914823	drag	kN
	Nb,Rd				2101,60	tryck		251,4042256	tryck	kN
	$\bar{\lambda}_z$	0,65	0,645337208	0,2						
	Φ_z		0,817337672							
	Xz	0,76	0,758198434	1						
Moment	Mc,Rd				108,63		M,Ed	69819,14823	kNm	
Tvärfkraft	Vpl,Rd				508,91		V,Ed	7,994024927	kN	
Böjknäckning										
	3.14				0,119624885					
	$\bar{\lambda}_y$	0,383121738	0,383121738	0,2						
	Φ_y		0,604521829							
	Xy	0,932716224	0,932716224	1						

Figur 5.30 Fliken "Dimensionering".

Då snittkrafter och knäcklängd beräknats tas dessa värden och används för att ta fram dimensioneringsvärden för bron, enligt Figur 5.30. För att beräkna bärförmåga används formlerna i kapitel 4.5, medan lasteffekterna kommer från fliken Tvärsnittsdata. Sedan tas den dimensionerande lasteffekten genom den dimensionerande bärförmågan. Detta multipliceras med hundra och ges som en procentuell utnyttjandegrad i fliken "Arbetsdokument", se Figur 5.11.

Överram									
Normalkraft	Nc,Rd Nb,Rd	Bärförmåga				Lasteffekt			
							5143,95 drag	N,Ed	0 drag
					2176,43 tryck		879,9829541 tryck	kN	
	$\bar{\lambda}_y$	0,712897976	0,712897976	0,2					
	Φ_y		0,841304418						
	Xy	0,776375483	0,776375483	1					
Moment	Mc,Rd				645,15			kNm	
Tvärkraft	Vpl,Rd				945,14	V,Ed	3,795347817	kN	
Böjknäckning									
	3.14				0,404323951				
	$\bar{\lambda}_z$	1,222648244	1,222648244	0,2					
	Φ_z		1,497983184						
	Xz	0,423104897	0,423104897	1					

Figur 5.31 Beräkning av reduktionsfaktor i överram.

Reduktionsfaktorn, χ_z , för tryckkraft beräknas i Excel genom att beräkna $\bar{\lambda}$ och sätta en undre begränsning på 0,2 då knäckning ej längre behöver beaktas. Efter detta beräknas Φ_z . Sedan beräknas χ_z . Även här begränsas värdet fast i form av en övre begränsning på 1 då reduktionsfaktorn ej får bli större än detta värde, se Figur 5.31.

5.8 Tvärsnittsdata

Dim.	Areor och Massa				Tvärsnittsmått				Böjning kring y-axeln			Böjning kring z-axeln			Vridning			Skjuvareor Aw mm ²	Knäckning						
	g kg/m	F m ² /m	A mm ²	Allv mm ²	h mm	b mm	t mm	d mm	R mm	Iy mm ⁴ 10 ⁶	Wy, Wel mm ³ 10 ³	Zy, Wpl mm ³ 10 ³	Iz mm ⁴ 10 ⁶	Wz, Wel mm ³ 10 ³	Zz, Wpl mm ³ 10 ³	Iz mm ⁴ 10 ⁶	Kv mm ⁴ 10 ⁶		Vv mm ³ 10 ³	Zv mm ³ 10 ³	C	a mm	α °	z-t	
Egen Profil Överram	117		14910		300		19			251,7	1870	130		85,63									4745	0,34	0,49
Egen Profil Underarm	117		14910		300		19				1870			85,63									4745	0,34	0,49
Egen Profil Diagonalstång	61,3		7808		200		15							85,4		306	50,7						2483	0,34	0,49
Egen Profil Transversalbalk	61,3		7808		200		15							85,4		306	50,7						2483	0,34	0,49
Egen Profil Tvärbalk	26,2		3337		220		9,2							85,63									1588,08	0,21	
HEA 100	16,7	0,561	2124	400	96	100	8	5	12	3,492	72,8	83	40,6	1,33	26,8	41,1	25,1						756	0,34	0,49
HEA 120	19,9	0,677	2534	490	114	110	8	5	12	6,062	106	119	48,9	2,21	38,5	58,9	30,2						846	0,34	0,49
HEA 140	24,7	0,794	3142	638	133	140	8,5	5,5	12	10,33	155	173	57,3	3,89	55,6	84,8	35,2						1012,75	0,34	0,49
HEA 160	30,4	0,906	3877	804	152	160	9	6	15	16,73	220	245	65,7	6,16	76,9	118	39,8						1321	0,34	0,49
HEA 180	35,5	1,02	4525	912	171	180	9,5	6	15	25,1	294	325	74,5	9,25	103	156	45,2						1447	0,34	0,49
HEA 200	42,3	1,14	5383	1105	190	200	10	6,5	18	36,92	389	429	82,8	13,36	134	204	49,8						1808	0,34	0,49
HEA 220	50,5	1,26	6434	1316	210	220	11	7	18	54,1	515	568	91,7	19,55	178	271	55,1						2067	0,34	0,49
HEA 240	60,3	1,37	7684	1545	230	240	12	7,5	21	77,63	675	745	101	27,69	231	352	60						2518	0,34	0,49
HEA 260	68,2	1,48	8682	1688	250	260	12,5	7,5	24	104,5	836	920	110	36,68	282	430	65						2875,75	0,34	0,49
HEA 280	78,4	1,6	9726	1952	270	280	13	8	24	135,7	1010	1110	119	47,63	340	518	70						3174	0,34	0,49
HEA 300	88,3	1,72	11250	2227	290	300	14	8,5	27	182,6	1260	1380	127	63,1	421	641	74,9						3725	0,34	0,49
HEA 320	97,6	1,76	12440	2511	310	300	15,5	9	27	229,3	1480	1630	136	69,85	466	710	74,9						4116,5	0,34	0,49
HEA 340	105	1,79	13350	2822	330	300	16,5	9,5	27	276,9	1680	1850	144	74,36	496	756	74,6						4497,75	0,34	0,49
HEA 360	112	1,83	14280	3150	350	300	17,5	10	27	330,9	1890	2090	152	78,87	526	802	74,9						4900	0,34	0,49
HEA 400	125	1,91	15900	3872	390	300	19	11	27	450,7	2310	2560	168	85,64	571	873	73,4						5735	0,21	0,34
HEA 450	140	2,01	17800	4577	440	300	21	11,5	27	637,2	2900	3220	189	94,65	631	966	72,9						6575,5	0,21	0,34
HEA 500	155	2,11	19750	5328	490	300	23	12	27	869,6	3550	3950	210	103,7	691	1060	72,4						7468	0,21	0,34
HEA 550	168	2,21	21180	6150	540	300	24	12,5	27	1119	4150	4620	230	108,2	721	1110	71,5						8376	0,21	0,34
HEA 600	178	2,31	22650	7020	590	300	25	13	27	1412	4790	5350	250	112,7	751	1160	70,5						9325	0,21	0,34
HEA 650	190	2,41	24160	7938	640	300	26	13,5	27	1752	5470	6140	269	117,2	782	1200	69,7						10315	0,21	0,34
HEA 700	204	2,5	26050	9222	690	300	27	14,5	27	2153	6240	7030	288	121,8	812	1260	68,4						11699,5	0,21	0,34
HEA 800	224	2,7	28580	11010	790	300	28	15	30	3034	7680	8700	326	126,4	843	1310	66,5						13880	0,21	0,34
HEA 900	252	2,9	32050	13280	890	300	30	16	30	4221	9480	10800	363	135,5	909	1410	65						16330	0,21	0,34
HEA 1000	272	3,1	34680	15310	990	300	31	16,5	30	5538	11200	12800	400	140	934	1470	63						18451,5	0,21	0,34
HEB 100	20,4	0,567	2604	480	100	100	10	6	12	4,495	89,9	104	41,6	1,67	33,5	51,4	25,3						904	0,34	0,49
HEB 120	26,7	0,886	3401	637	120	120	11	6,5	12	8,644	144	165	50,4	3,18	52,9	81	30,6						1096,5	0,34	0,49
HEB 140	33,7	1,205	4296	813	140	140	12	7	12	15,08	216	245	66,3	4,4	78,4	110	35,8						1308	0,34	0,49

Figur 5.32 Fliken Tvärsnittsdata (se även Appendix B).

Fliken Tvärsnittsdata innehåller ett bibliotek av olika valsade profiler, vilket visas i Figur 5.32. Härifrån plockas all tvärsnittsdata när en profil väljs. I vårt exempel innebär detta att värden för HEB300, HEB200 och IPE200 hämtas från

denna flik när man valt dessa profiler i fliken ”Arbetsdokument”. Om alternativet Egen Profil hade valts skall istället de gula ruterna i t.ex. rad Egen Profil Överram ifyllas.

5.9 Materialdata

Stålkvalitet	fy			E	Europanorm	Bredel	Tvärsnitt	t	Stålkvalité	Ursprunglig sträckgräns	Reducerad sträckgräns	
	t<16	16<t≤40	40<t≤63									MPa
S 235	235	225	215	210	EN 10025-2	Överram	HEB 300	19	S 355	355	345	345
S 275	275	265	255	210		Underram	HEB 200	15		355	355	355
S 355	355	345	335	210		Diagonalstång	HEB 200	15		355	355	355
S 450	450	440	430	210		Transversalstänger	HEB 200	15		355	355	355
S 275 N/NL	275	265	255	210	EN 10025-3	Tvårbalk	IPE 200	8,5		355	355	355
S 355 N/NL	355	345	335	210								
S 420 N/NL	420	410	400	210								
S 460 N/NL	460	450	440	210								
S 275 M/ML	275	265	255	210	EN 10025-4							
S 355 M/ML	355	345	335	210								
S 420 M/ML	420	410	400	210								
S 460 M/ML	460	450	440	210								
S 235 W	235	225	215	210	EN 10025-5							
S 355 W	355	345	335	210								
S 360 Q/QL/QL1	460	450	440	210	EN 10025-6							
S 235 H	235	225	215	210	EN 10210-1							
S 275 H	275	265	255	210								
S 355 H	355	345	335	210								
S 275 NH/NLH	275	265	255	210								
S 355 NH/NLH	355	345	335	210								
S 420 NH/NLH	420	410	400	210								
S 460 NH/NLH	460	450	440	210								
S 275 MH/MLH	275	265	255	210	EN 10219-1							
S 355 MH/MLH	355	345	335	210								
S 420 MH/MLH	420	410	400	210								
S 460 MH/MLH	460	450	440	210								

Figur 5.33 Fliken Materialdata (se även Appendix B).

Denna flik, se Figur 5.33, behandlar stålkvalitet. Denna flik är aktiv då en stålkvalitet väljs i fliken ”Arbetsdokument”. I dimensionering av denna bro väljs stålkvalitet S 355 och då är det denna stålkvalitets sträckgränser vid olika tjocklekar som kommer att vara med och definiera det slutgiltiga resultatet, se Figur 5.34- Figur 5.35.

Stålkvalitet	fy			E	Europanorm
	MPa				
	t<16	16<t≤40	40<t≤63		
S 235	235	225	215	210	EN 10025-2
S 275	275	265	255	210	
S 355	355	345	335	210	
S 450	450	440	430	210	
S 275 N/NL	275	265	255	210	EN 10025-3
S 355 N/NL	355	345	335	210	
S 420 N/NL	420	410	400	210	
S 460 N/NL	460	450	440	210	
S 275 M/ML	275	265	255	210	EN 10025-4
S 355 M/ML	355	345	335	210	
S 420 M/ML	420	410	400	210	
S 460 M/ML	460	450	440	210	
S 235 W	235	225	215	210	EN 10025-5
S 355 W	355	345	335	210	
S 360 Q/QL/QL1	460	450	440	210	EN 10025-6
S 235 H	235	225	215	210	EN 10210-1
S 275 H	275	265	255	210	
S 355 H	355	345	335	210	
S 275 NH/NLH	275	265	255	210	
S 355 NH/NLH	355	345	335	210	
S 420 NH/NLH	420	410	400	210	
S 460 NH/NLH	460	450	440	210	
S 275 MH/MLH	275	265	255	210	EN 10219-1
S 355 MH/MLH	355	345	335	210	
S 420 MH/MLH	420	410	400	210	
S 460 MH/MLH	460	450	440	210	

Figur 5.34 Område 1 i "Materialdata".

I denna flik, Figur 5.34, finns sträckgränser enligt europanormer angivna. Dessa värden används i senare beräkningar. Eftersom sträckgränsen förändras vid förändrad tjocklek på brodelarnas tvärsnitt måste denna flik även hantera detta. Detta visas i Figur 5.35.

H	I	J	K	L	M	N
Brodel	Tvärsnitt	t	Stålkvalité	Ursprunglig sträckgräns	Reducerad sträckgräns	
Överram	HEB 300	19	S 355	355	345	345
Underram	HEB 200	15		355	355	355
Diagonalstång	HEB 200	15		355	355	355
Transversalstänger	HEB 200	15		355	355	355
Tvärbalk	IPE 200	8,5		355	355	355

Figur 5.35 Område 2 i "Materialdata".

När dimensioner anges kan den reducerade sträckgränsen tas fram för varje enskild brodel. Detta sker genom att ha den högsta sträckgränsen då godstjockleken är mindre än 16 mm, och kontrollera denna tjocklek mot tvärsnittets godstjocklek. Ifall tjockleken är mindre än 16 mm behålls sträckgränsen och om den är större reduceras den. Efter detta görs processen om fast tjockleken 16 mm byts mot 40 mm. När även detta är kontrollerat finns den faktiska sträckgränsen, i kolumn N i Figur 5.35, och denna sträckgräns används vid dimensionering av de olika brodelarna.

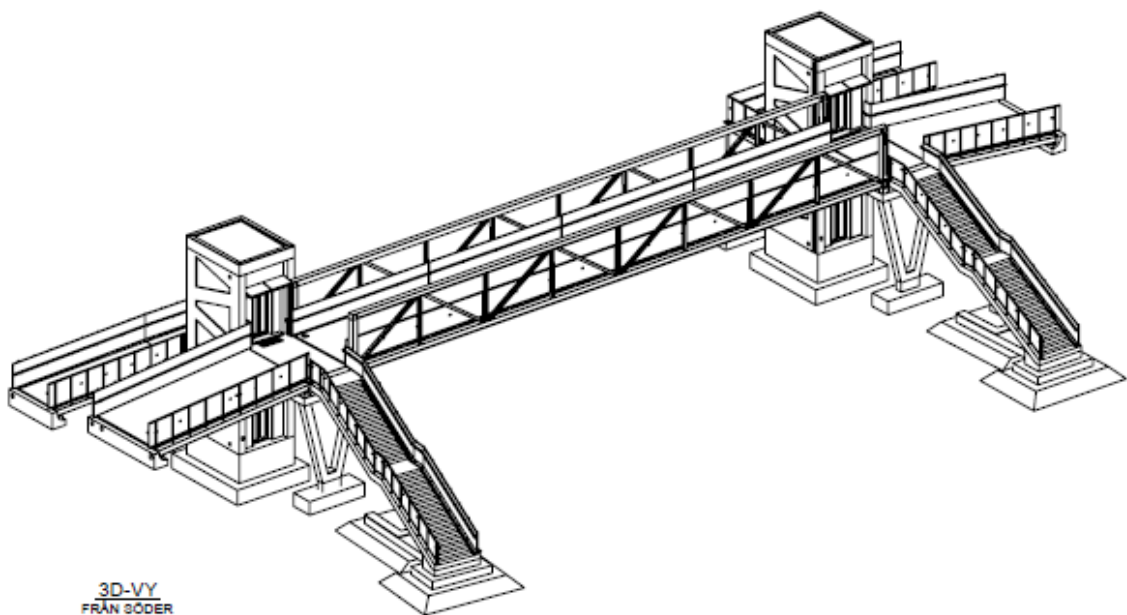
6 Utvärdering av beräkningsresultat

6.1 Analys av bron ”Halmstad Resecentrum”

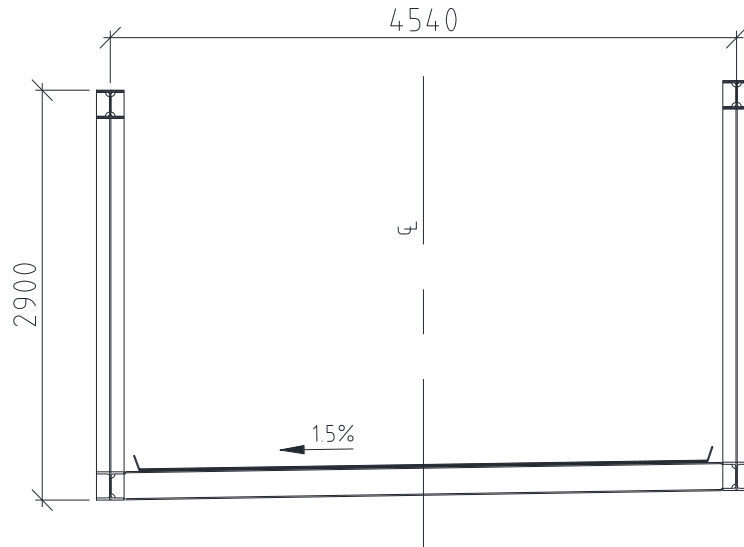
Beräkningsverktyget utvärderas i första hand genom jämförelse med exempelbron ”Halmstad Resecentrum”, se Figur 6.1 [13]. För denna bro har en fullständig dimensionering utförts av WSP, och resultaten från överslagsberäkningarna jämförs med dessa fullständiga beräkningar.

6.1.1 Beskrivning av bron

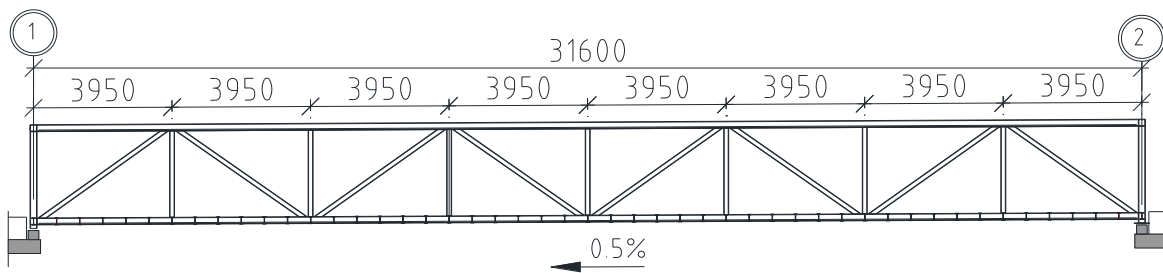
Figur 6.1–6.5 visar bronns utformning samt vilka profiler som använts till olika delar.



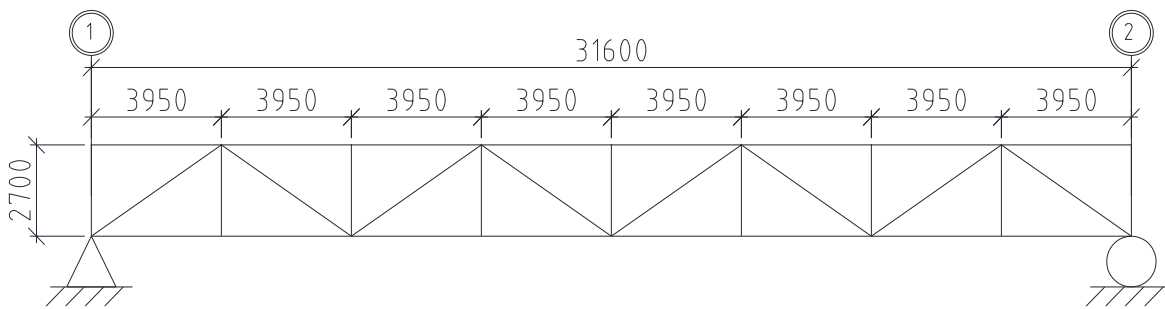
Figur 6.1 Halmstad Resecentrum 3D.



Figur 6.2 Sektion av bro i tvärled.



Figur 6.3 Sektion av bro i längsled.



Figur 6.4 Systemskiss av bro i längsled.

Del	Profil
Balk i överkant	HEB300
Balk i underkant	HEB200
Vertikal inre balk	HEB200
Snedsträva	HEB200
Tvärgående balk	IPE200

Figur 6.5 Redovisning av ingående brodelar samt deras tvärsnitt.

Stålkvaliteten är S355 och tvärbalkarna sitter med ett c/c på 0,65 m [24].

6.1.2 Resultat och analys av verktyg

När alla ingående parametrar samlats in, från Figur 6.2-Figur 6.5, kan en stålvikt tas fram med hjälp av dimensioneringsprogrammet. Detta resulterar i en beräknad stålvikt på 23,39 ton för bron, enligt Figur 6.6.

Stålmängd	
Total	23,39 ton
Överram	7,39 ton
Underram	3,87 ton
Diagonalstång	4,53 ton
Transversalstänger	2,65 ton
Tvärbalk	4,94 ton

Figur 6.6 Verklig stålmängd för Halmstad Resecentrum.

Om dimensionerna från exempelbron används blir utnyttjandegraden enligt Figur 6.7. De svarta rutorna visar på att denna typ av kraft ej kommer belasta denna brodel och därför ej behöver beaktas.

	Brodel	Utnyttjandegrad (%)			
		Tvärkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
HEB 300	Överram	✓ 0,4			✓ 40,43
HEB 200	Underram	✓ 8,9		✓ 40,4	
HEB 200	Diagonalstång	✓ 0,1		✓ 19,8	✓ 29,17
HEB 200	Transversalstänger	✓ 2,0		✓ 5,3	✓ 14,04
IPE 200	Tvärbalk	✓ 23,9	⚠ 82,6		

Figur 6.7 Utnyttjandegrad med oförändrade dimensioner och automatisk knäcklängd.

För att kunna dra slutsatser om hur väl de olika delarna i programmet fungerar kontrolleras även bron med WSP:s knäcklängd för att se hur detta påverkar resultatet, enligt Figur 6.8.

	Brodel	Utnyttjandegrad (%)			
		Tvärkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
HEB 300	Överram	✓ 0,4			⚠ 77,93
HEB 200	Underram	✓ 8,9		✓ 40,4	
HEB 200	Diagonalstång	✓ 0,1		✓ 19,8	✓ 29,17
HEB 200	Transversalstänger	✓ 2,0		✓ 5,3	✓ 14,04
IPE 200	Tvärbalk	✓ 23,9	⚠ 82,6		

Figur 6.8 Utnyttjandegrad med oförändrade dimensioner och externt beräknad knäcklängd.

Här nedan följer en utvärdering av de enskilda lasteffekterna och ibland även bärförmågorna. Lasteffekterna är det som kan variera och därför läggs fokus på dessa. Bärförmågorna kontrolleras enbart ibland, enligt stickprovsmetoden.

Böjknäckning i överram

Vid jämförelse av värdet för böjknäckning i Figur 6.7, där utnyttjandegraden är 40,4 % med värdet i Figur 6.8, där utnyttjandegraden är 77,9 % kan vi dra slutsatsen att denna differens beror på den förändrade knäcklängden, som ändras från 7,2 m till 11 m. Detta beror troligtvis på att vi gått från 3D-modellering till 2D-modellering och där tappar en del information samt att vår metod skiljer sig från WSP:s metod även i andra avseenden. WSP fick vid böjridknäckning 99,2 % utnyttjandegrad, vilket visas och beskrivs i kap 4.5.3. Sedan har vi genom att bortse från k -värden och moment reducerat denna till 92,6 %. Skillnaden mellan detta värde och 77,9 % är en differens som behöver utredas vidare.

WSP räknar i sitt underlag med 1050 kN i tryckande normalkraft [13]. Vid en noggrann kontroll av underlaget visar sig denna siffra dock vara tagen på den säkra sidan, från den verkliga maximala lasteffekten i överramen 1005 kN i tryckande normalkraft. Det visar sig också att bärförmågan N_{RK} i WSP:s

underlag skiljer sig marginellt från profilen i vårt profilibibliotek. Om vi kontrollerar programmets dimensionerande tryckkraft i överramen ser vi att denna enbart är 880 kN. Med vår förenklade ekvation för böjknäckning,

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (6.1)$$

kan vi nu jämföra våra dimensionerande värden med WSP:s. Förenklad böjknäckning med WSP:s ursprungliga värden ger

$$\frac{1050 \text{ kN}}{0,214 * 5298,8} = 92,6 \% \quad (6.2)$$

Förenklad böjknäckning med WSP:s egentliga lasteffekt och vår bärförmåga för att korrigera för denna skillnad ger

$$\frac{1005 \text{ kN}}{0,214 * 5144} = 91,3 \% \quad (6.3)$$

Förenklad böjknäckning med programmets normalkraft och bärförmåga ger

$$\frac{880 \text{ kN}}{0,22 * 5144} = 77,8 \% \quad (6.4)$$

Detta stämmer mycket väl överens med våra beräknade utnyttjandegrader och visar på att χ_i -värdena samt N_{Rk} -värdena är i samma storleksordning och att den huvudsakliga skillnaden ligger i den tryckande kraften. Detta beror delvis på att beräkningsprogrammet enbart räknar med egentyngd för de ingående delarna samt en 8 mm körplåt och trafiklast i form av GC-trafik, enligt

$$q_{tot} = 1,2 * \text{egentyngd} + 1,5 * \text{trafiklast} \quad (6.4)$$

$$q_{tot} = 1,2 * 3,92 + 1,5 * 11 = 21,58 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

Fullständig lastberäkning innehåller även beläggning och vindlast. Den utbredda last som belastar fackverket vid dimensionering för beläggning samt vertikal trafiklast visas är

$$q_{tot} = 1,2 * \left(3,92 + 0,22 * \frac{4,54}{2} \right) + \\ + 1,5 * \left(11 + (0,3 * 0,72) * \frac{4,54}{2} \right) =$$

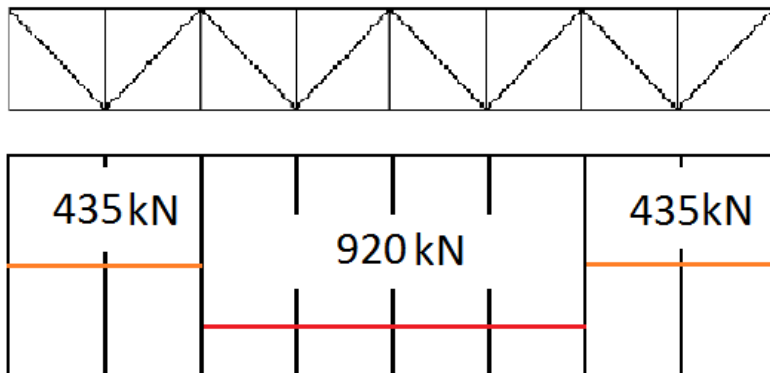
$$= 22,54 \text{ kN/m fackverk} \quad (6.6)$$

där beläggningens tunghet är $0,22 \text{ kN/m}^2$ och den vertikala vindlasten är $0,72 \text{ kN/m}^2$ [13].

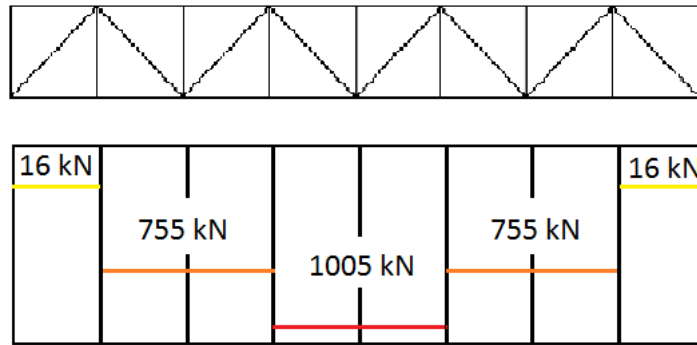
Om vi sätter in $22,54 \text{ kN/m}$ i programmet uppstår den maximala tryckande normalkraften $919,2 \text{ kN}$ i överramen. Denna kraft ger, enligt ekvation 6.7, en ny utnyttjandegrad på $82,7 \%$.

$$\frac{919,2 \text{ kN}}{0,22 * 5144} = 81,2 \% \quad (6.7)$$

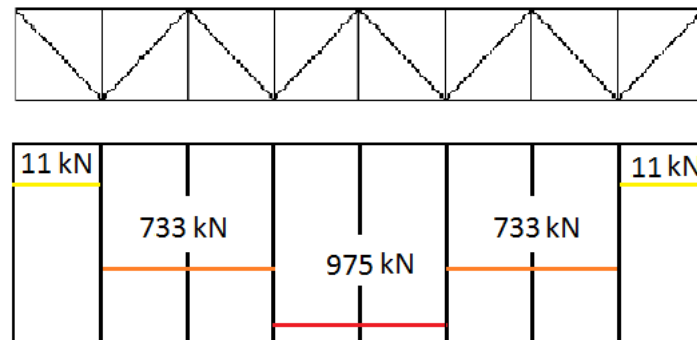
Resterande skillnad mellan 1005 kN och $919,2$ antas till stor del bero på att vårt program enbart kan bygga broar med diagonaler som startar i övre vänstra hörnet. Detta är ej fallet för denna bro vilket gör att vårt program får fyra fack med den högsta normalkraften medan den verkliga bron endast har två. Detta ger en annorlunda lastfördelning av normalkraft i överramen, enligt Figur 6.9- Figur 6.10. En vidare kontroll av detta kan göras genom kontroll av underramen i verktyget då denna får utseendet av överramen i referensbron, jämför Figur 6.10 med Figur 6.11.



Figur 6.9 Programmets lastfördelning av normalkraft i överram.

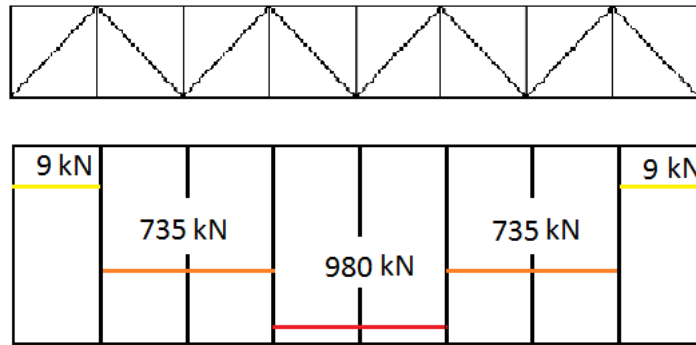


Figur 6.10 WSP:s lastfördelning av normalkraft i överram.



Figur 6.11 Programmets lastfördelning av normalkraft i underram.

Detta kan vi också kontrollera genom att manuellt ändra diagonalerna i programmet så att det motsvarar utseendet på referensbron. Detta ger ett resultat enligt Figur 6.12. Detta visar sig ge resulterande normalkrafter mycket nära WSP:s.



Figur 6.12 Programmetts lastfördelning av normalkraft i överram med diagonaler som referensbron.

Den resterande skillnaden mellan programmetts och fullständig dimensionering tros komma från vindlasten från sidan som ger en tryckkraft i överramen på den anblåsta sidan, vilket förstärker överramens utböjning i sidled och gör denna mer utsatt.

En intressant observation som kan dras är att verktygets uppbyggnad ger en mindre utnyttjad överram med hänsyn till normalkraft. Då normalkraft oftast är dimensionerande borde detta betyda att denna typ av fackverk, med diagonaler som möts i ovankant vid brons mitt, är en effektivare konstruktion än referensbrons uppbyggnad. Överramens knäcklängd kan också ha inverkan på detta.

Böjknäckning i diagonalstång

WSP:s dimensionerande normalkraft i diagonalstagen är 520 kN. Detta värde håller även för närmre granskning [13]. Bärförmågan med hänsyn till normalkraft är 1463,7 kN [24]. Programmet har en dimensionerande normalkraft på 353 kN och en bärförmåga med hänsyn till normalkraft på 1211,2 kN. Vid beaktande av vindlast liknande analysen av överramen direkt ovan, ger i programmet 359 kN i lasteffekt med hänsyn till normalkraft. Våra diagonaler sitter dock tvärt om vilket vi förklarat ovan vilket betyder att drag och tryck blir inverterat. Om vi kontrollerar våra diagonalers maximala drag är dessa 501 kN utan vindlast och 523 kN med vindlast. Detta approximerar WSPs värden med en differens på endast 3 kN när vindlast tas i beaktande.

Böjknäckning i transversalbalkar

WSP:s dimensionerande normalkraft i transversalerna är 100 kN [24]. Den exakta lasten är vid noggrannare kontroll 85 kN [13]. Bärförmågan med hänsyn

till normalkraft är 2551,7 kN [24]. Programmet har en dimensionerande normalkraft på 83,6 kN och en bärförmåga med hänsyn till normalkraft på 2144,7 kN. Med vindlast blir den nya normalkraften i programmet 87,3 kN. Bärförmågan skiljer lite då tvärsnitten och reduktionsfaktorn är aningens annorlunda, pga att vi räknar med förenklad böjknäckning och WSP med Eurokods formel för böjknäckning. Gällande lasteffekten ligger våra värden mycket nära WSPs både med och utan vindlast.

Naviers formel i underram

Vid noggrann kontroll är WSP:s maximala lasteffekt med hänsyn till normalkraft 1000 kN och med hänsyn till moment 23 kNm [13]. Vårt program ger utan vindlast 933 kN i normalkraft och 15,4 kNm i moment. Med vindlast ger programmet 974 kN i normalkraft och 16,1 kNm i moment.

Med förändrade diagonaler och vindlast blir momentet 25 kNm vilket ses som inom felmarginalen.

Naviers formel i diagonalstång

Vid noggrann kontroll är WSP:s maximala lasteffekt med hänsyn till normalkraft 390 kN och med hänsyn till moment 6 kNm [13]. Vårt program ger utan vindlast 501 kN i normalkraft och 1,8 kNm i moment. Med vindlast ger programmet 524 kN i normalkraft och 2 kNm i moment.

Obs, även här är diagonalerna tvärt om vilket gör att den tryckta normalkraften motsvarar den dragna och vice versa. Detta ger en normalkraft utan vind på 353 kN och med vind 369 kN. Gällande normalkraft ses detta som nära nog för att ej utredas närmare.

Med förändrade diagonaler och vindlast får vi 3,2 kNm.

Om vi väljer att frånga principen att titta på normalkraft och moment i samma element och endast letar efter största möjliga moment hittar vi momentet 7 kN vilket vi ser som inom felmarginalerna.

Naviers formel i transversalbalk

Vid noggrann kontroll är WSP:s maximala lasteffekt med hänsyn till normalkraft 85 kN och med hänsyn till moment 25 kNm [13]. Vårt program ger utan vindlast 83,6 kN i normalkraft och 2,5 kNm i moment. Med vindlast ger programmet 87,3 kN i normalkraft och 2,6 kNm i moment. Gällande normalkraft är detta ett utmärkt resultat.

Gällande moment får vi 16 kN om vi frångår principen att leta största moment där den största dragna normalkraften finns, vilket det även visat sig att WSP gjort. Detta är aningen under WSPs maximala moment vilket lär bero på att vi ej använder alla laster.

Tvärkraft i överram

Figur 4.11 visar WSP:s dimensionering av överramen. Dock har en rättelse inkommit gällande tvärkraften som nu är ändrad från 0,3 kN till 8 kN i dimensionerande lasteffekt. Bärförmågan är här 972,5 kN [24]. I programmet är den största lasteffekten 3,8 kN och bärförmågan är 945 kN. Om vi beaktar vindlast genom att sätta in $q_{tot} = 22,54$ kN/m blir vår lasteffekt 4 kN. Detta är fortfarande endast hälften av WSP:s dimensionerande lasteffekt.

Vid manuell förändring av diagonalerna så de liknar referensbron får vi en tvärkraft med vindlast på 6 kN. De sista 2 kN tvärkraftsskillnad tros komma från att vi ej beräknar laster i horisontalled och därför ej räknar med tvärkraft som kommer från dessa laster.

Tvärkraft i underram

Lasteffekten är 45 kN med hänsyn till tvärkraft enligt WSP. Programmet ger utan vindlast en lasteffekt på 45 kN, och med hänsyn till vindlast 48 kN.

Vid manuell förändring av diagonalerna så de liknar referensbron får vi en tvärkraft med vindlast på 46 kN.

Alla dessa värden ligger väl inom felmarginalen och ses som mycket bra resultat.

Tvärkraft i diagonalstång

Lasteffekten är 3,5 kN med hänsyn till tvärkraft enligt WSP. Programmet ger utan vindlast en lasteffekt på 0,7 kN, och med hänsyn till vindlast 0,7 kN.

Vid manuell förändring av diagonalerna så de liknar referensbron får vi en tvärkraft med vindlast på 2 kN.

Denna skillnad tros bero på att bron i verktyget ej beaktar laster i horisontalled och därför inga tvärkrafter uppkommer från dessa laster.

Tvärkraft i transversalbalk

Lasteffekten är 16 kN med hänsyn till tvärkraft enligt WSP. Programmet ger utan vindlast en lasteffekt på 10 kN, och med hänsyn till vindlast 11 kN.

Vid manuell förändring av diagonalerna så de liknar referensbron får vi en tvärkraft med vindlast på 9 kN.

Denna skillnad tros bero på att bron i verktyget ej beaktar laster i horisontalled och därför inga tvärkrafter uppkommer från dessa laster.

Tvärkraft i tvärbalk

Lasteffekten är 40 kN med hänsyn till tvärkraft enligt WSP [13]. Programmet ger en lasteffekt på 69 kN både med och utan vindlast då det är servicefordonet som är dimensionerande.

Denna skillnad förklaras med att WSP räknar på körplåten som ett skalelement och därför kan sprida lasten från servicefordonet på flera balkar medan vi lägger all last på en enskild tvärbalk.

Moment i tvärbalk

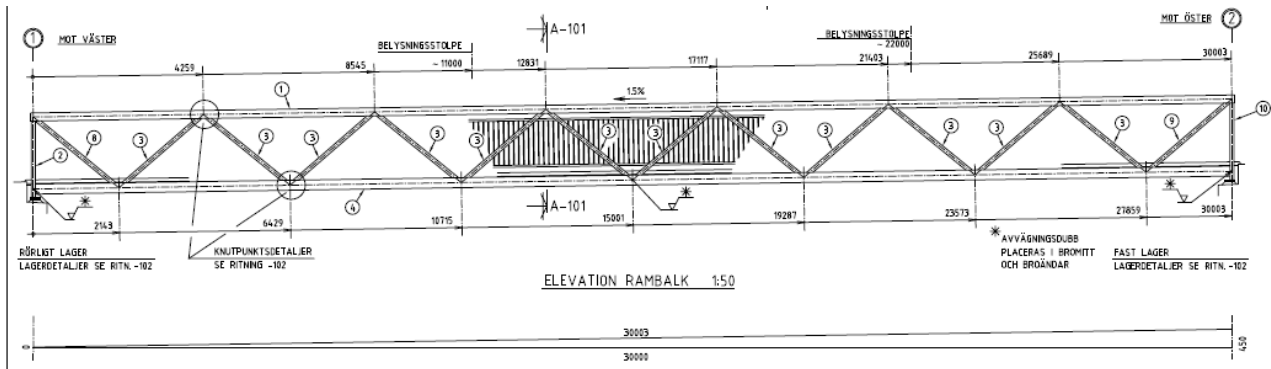
Lasteffekten är 40 kN med hänsyn till moment enligt WSP [13]. Programmet ger en lasteffekt på 65 kN både med och utan vindlast då det är servicefordonet som är dimensionerande.

Skälet tros vara samma som gällande tvärkraft.

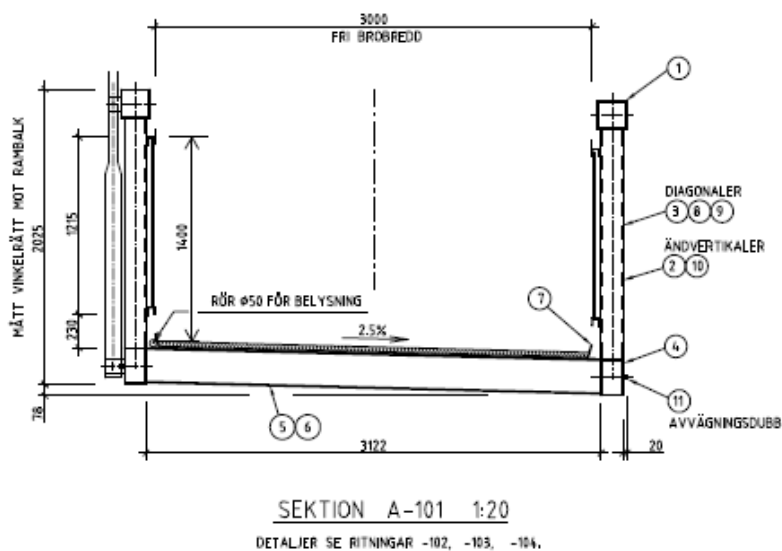
6.2 Översiktlig analys av bron ”Söderby Park”

Den andra bron programmet kontrolleras efter är bron ”Söderby Park”, se Figur 6.13.

6.2.1 Verkliga dimensioner



Figur 6.13 Sektion av bro i längsled.



Figur 6.14 Sektion av bro i tvärlängd.

Tabell 6.1 Dimensioner på bro.

11	AVVÄGNINGSDUBB	∅20	6	S355J2
10	HÅLPROFIL VKR	150 x 100 x 6.3	2	S355J2H
9	HÅLPROFIL VKR	150 x 100 x 6.3	2	S355J2H
8	HÅLPROFIL VKR	150 x 100 x 6.3	2	S355J2H
7	GÅNGBANEPLÅT	t= 8 mm		S355J2+N
6	I-PROFIL	IPE 160	28	S355J2
5	I-PROFIL	IPE 240	9	S355J2
4	HÅLPROFIL VKR	250 x 150 x 6.3	2	S355J2H
3	HÅLPROFIL VKR	150 x 100 x 5.0	24	S355J2H
2	HÅLPROFIL VKR	150 x 100 x 6.3	2	S355J2H
1	HÅLPROFIL VKR	200 x 200 x 8.0	2	S355J2H
PDS	BENÄMNING	DIMENSION	ANTAL	KVALITET

6.2.2 Resultat och analys av verktyg

	Brodrel	Utnyttjandegrad (%)			
		Tvärkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
VKR 250x250x8,0	Överram	✓ 0,3			✓ 21,14
Egen Profil Underram	Underram	✓ 3,0		✓ 37,0	
Egen Profil Diagonalstång	Diagonalstång	✓ 0,5		✓ 32,0	⚠ 75,18
Egen Profil Transversalbalk	Transversalstänger	✓ 0,0		✓ 7,5	✓ 0,00
IPE 160	Tvärbalk	✓ 32,0	⚠ 82,8		

Figur 6.15 Utnyttjandegrad vid oförändrade dimensioner.

Då vi endast har ritningar och dimensioner på denna bro kan vi inte analysera den lika väl som Halmstad Resecentrum. Det vi kan konstatera är att vi får en utnyttjandegrad under 100 % i alla brodelar vilket betyder att resultatet i alla fall inte är bevisligen fel. Vidare kan vi se att överramen i denna bro har en låg utnyttjandegrad. Detta kan bero på att överramen är en kraftig kvadratisk VKR-profil, som ej har en vek riktning. Detta innebär att överramen kan hantera böjknäckning väl, vilket borde ge en kort knäckningslängd. Vid kontroll visar sig denna knäckningslängd också vara motsvarande längden mellan diagonalernas möte med överramen, d.v.s. 4,3 m. Vi kan också se att diagonalerna är högt utnyttjade vilket lär bero på att dessa är av ett vekare tvärsnitt än överramen samtidigt som dess knäcklängd är hela diagonalens längd, vilken i detta fall är 3,6 m. Vad vi kan se ger denna bro överlag rimliga utnyttjandegrader.

7 Slutsats

Målet att ta fram ett verktyg för överslagsdimensionering är uppnått. Genom att arbeta med verktyget kan, med begränsad indata, en överslagsdimensionering av en brokonstruktion med valda tvärsnitt tas fram inom fem minuter. I en iterativ process där tvärsnitten förändras kan ett tiotal olika tvärsnittskombinationer provas varje timme. När ett valt tvärsnitt provas presenteras sedan utnyttjandegraderna på de olika brodelarna lättillgängligt och lättförståeligt.

För att ta fram verktyget har en del förenklingar gjorts. En sådan förenkling är att verktyget tar fram lasteffekter med hjälp av 2D-modeller, samt i tvärled med hjälp av framtagna lastfall. Detta är en förenkling från den fullständiga metoden där en 3D FE-modell skapas. Denna förenkling beror på att 3D-modellering är en betydligt mer komplicerad metod som ej hade kunnat implementeras i verktyget inom ramen för examensarbetet.

Förenklingen att bara arbeta med egentygnd och trafiklast gjordes för att dessa ofta är de två lasterna med störst inverkan på resultatet. De är också enkla att ta fram i ett tidigt skede. Att övriga laster, såsom till exempel vindlast, bortses från ger följderna att verktygets lasteffekter blir mindre än vid fullständig dimensionering. Den geometriska förenklingen med diagonalstag som alltid börjar i övre hörnet gjordes då det är den vanligaste utformningen, tidsbrist var också en ingående faktor.

Förenklingen att arbeta med en förenklad metod för böjknäckning gjordes då den fullständiga formeln är mer komplex och skillnaden i resultat mellan dessa ofta är liten.

Vid kontroll mot referensbron visar sig verktyget uppfylla det andra målet att ge ett så rättvisande resultat som möjligt inom examensarbetets ramar och med examensarbetarnas kunskapsförutsättningar. Genom att kontrollera och utvärdera denna referensbro har även det fjärde målet uppfyllts.

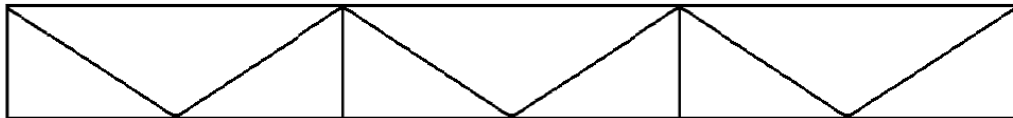
Målet att verktyget skall innefatta en metod för att beakta knäckning har lösts med en inbyggd metod för detta i verktyget samt valmöjligheten att istället beräkna detta i ett externt program och införa en knäcklängd i verktyget.

En slutsats som dras är att verktyget bör kunna utnyttjas som ett bra hjälpmedel av en erfaren brokonstruktör för att lämna anbud på denna typ av bro i ett tidigt skede. Viktigt är dock att konstruktören har en grundläggande förståelse för hur verktyget är uppbyggt.

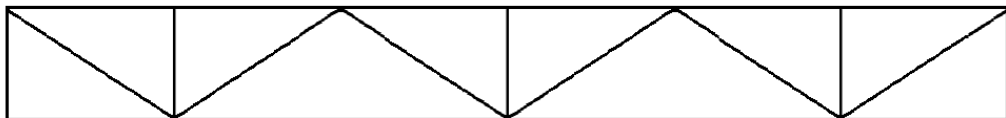
8 Vidare utveckling av beräkningsverktyg

8.1 Geometri

En avgränsning vi gjort är att begränsa bron till att antingen ha eller inte ha transversalbalkar. En vidareutveckling av detta skulle kunna vara att lägga till även de övriga två vanliga utförandena på denna brotyp, som visas i Figur 8.1 - Figur 8.2. Detta hade gett en medelstor förbättring per arbetad tidsenhet då det kräver en del programmeringsjobb.

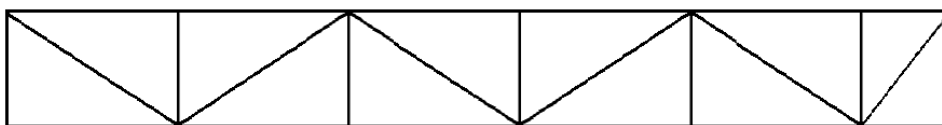


Figur 8.1 Transversalbalkar då diagonalerna möts i överramen.



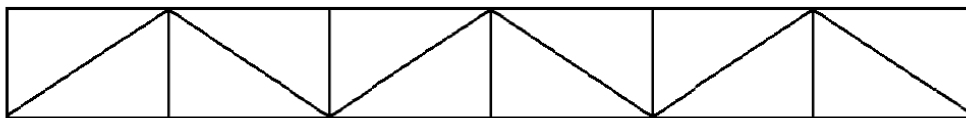
Figur 8.2 Transversalbalkar då diagonalerna möts i underramen.

I samma kategori hade en möjlig vidareutveckling varit att låta ett fack vara i en annan längd än övriga och fungera som en passbit, enligt Figur 8.3. Detta hade ökat möjligheterna att förändra fackverket, och därigenom gjort programmet mer användarvänligt och användbart. Detta bedöms ge stor förbättring per arbetad tidsenhet.



Figur 8.3 Bro med ett kortare element som fungerar som passbit.

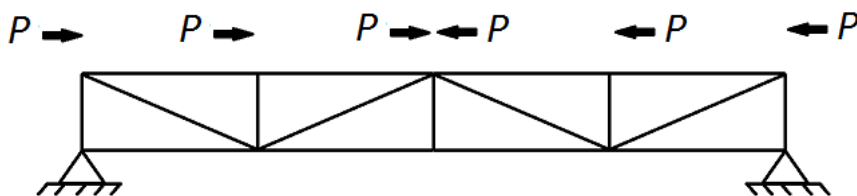
En annan vidareutveckling skulle vara att låta diagonalerna starta antingen i nedre vänstra hörnet, enligt Figur 8.4, eller det övre. Detta bedöms ge stor förbättring per arbetad tidsenhet.



Figur 8.4 Diagonaler som börjar i nedre botten.

8.2 Teknisk utveckling

Vi har i programmet valt att ta fram en knäcklängd i z -led och sedan använda denna även i y -led. Detta antagande bygger på att z -led alltid kommer vara vekare än y -led och att detta då blir ett antagande på den säkra sidan. Om man däremot hade kontrollerat y -led enligt Figur 8.5 och analyserat fackverket enligt andra ordningens teori, hade man kunnat ta fram en mer rättvisande knäcklängd i denna ledd. Då detta ej särskilt ofta är dimensionerande bedöms det ge en liten förbättring per arbetad tidsenhet.



Figur 8.5 Tryckt överram sedd från sidan.

Vidare hade det gjort stor inverkan om andra laster läggs in i programmet. Här hade någon form av schablonartade vindlaster troligtvis gjort stor skillnad då detta är den last som inverkar mest på den slutgiltiga utnyttjandegraden. Detta hade gett en stor förbättring per arbetad tidsenhet.

Man hade även kunnat dimensionera knutpunkter men detta hade gjort programmet mycket stort då detta är ett omfattande arbete som ofta ej görs i det tidiga skede som verktyget är utformat efter. Detta hade gett en liten förbättring per arbetad tidsenhet.

9 Källor

- [1] Hedin, Johan. 1991. Stålbyggnad – *Att bygga i stål*. Västervik: AB C O Ekblad & Co.
- [2] Nyquist, Mikael. 1991. Stålbyggnad – *Stål*. Västervik: AB C O Ekblad & Co.
- [3] Ironbridge. 2014. *Pixabay*.
<https://pixabay.com/sv/ironbridge-shropshire-england-bro-525858/>
(Hämtad 2017-05-15)
- [4] Ironbridge. u.å. *Nationalencyklopedin*.
<http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/ironbridge>
(Hämtad 2017-03-06)
- [5] Axelsson, Kennet; Elfgren, Lennart. [u.å.] Bro. *Nationalencyklopedin*.
<http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/bro>
(Hämtad 2017-03-06)
- [6] Trafikverket. u.å. *1800-talet*.
<http://www.trafikverket.se/jarnvagsmuseum/samlingarkunskap/jarnvagssamlingar/historia/Jarnvagens-historia---ar-for-ar/1800-talet/>
(Hämtad 2017-03-06)
- [7] Von Olnhausen, Werner. 1985. Handboken Bygg – Konstruktionsteknik. *K26 Stålböor*. LiberTryck. S. 493–508.
- [8] Lindwall, Jöran; Butler, Richard; Rundquist, Henrik; Örtendahl, Per; Edblom, Mats; Waern, Rasmus; Kobler, Tristan. 1992. *Bygga Böor*. Värnamo: Fälths Tryckeri
- [9] Carlsson, Fredrik; Ripadal, Natalie; Olsson, Anna. 2013. *Gångbro över Rönne å i Ängelholm*. Reinertsen. Ängelholms kommun.
- [10] Knislingevarken. [u.å.]. *Knislingebron*.
<http://www.knislingevarken.se/bro.html>
(Hämtad 2017-03-03)
- [11] Swedish Standards Institute. 2008. Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader. SS-EN1993-1-1:2005, uppl. 1, SIS Förlag AB.

- [12] Swedish Standards Institute. 2009. Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 2: Broar. SS-EN 1993–2:2006, uppl. 1, SIS Förlag AB.
- [13] Hult, Frida. 2016. *Halmstad Resecentrum, Etapp 2, Konstruktionsberäkning, Bilaga A.1, Systemberäkningar för huvudbron.*
- [14] Dahlblom, Ola; Olsson, Karl-Gunnar. 2015. *Strukturmekanik. Modellering och analys av ramar och fackverk.* Lund: Studentlitteratur AB.
- [15] Austrell, P-E; Dahlblom, O; Lindemann, J; Olsson, A; Olsson, K-G; Persson, K; Persson, H; Ristinmaa, M; Sandberg, G; Wernberg; P-A. 2004. *CALFEM, A finite element toolbox version 3.4.* Lund. Avdelningen för Byggnadsmekanik, LTH, Sverige.
- [16] Mathworks. 2016. Matlab [programvara]. VersionR2016b.
- [17] Microsoft. 2013. Microsoft Excel [programvara]
- [18] Heyden, Susanne; Dahlblom, Ola. Muntlig kommunikation.
- [19] Heyden, Susanne; Dahlblom, Ola; Olsson, Anders; Sandberg, Göran. 2008. *Introduktion till strukturmekaniken.* Lund. Studentlitteratur AB.
- [20] Timoshenko, Stephen; Gere, James. 1961. *Theory of elastic stability.* 2.uppl. York: McGraw-hill book company inc.
- [21] Carlsson, Fredrik. 2017. WSP. Verksamhetsansvarig Konstruktion. Muntlig kommunikation.
- [22] Träguiden. 2003. *Balkbro för gång-och cykeltrafik samt servicefordon.* http://www.traguiden.se/konstruktion/dimensionering/berakningse_xempel/trabroar/balkbro-for-gang--och-cykeltrafik-samt-servicefordon/ (Hämtad 2017-04-05)
- [23] Isaksson, Tord; Mårtensson, Annika. 2011. *Byggkonstruktion – Regel-och Formelsamling.* Studentlitteratur AB.
- [24] Hult, Frida. 2016. *Halmstad Resecentrum, Etapp 2, Konstruktionsberäkning, Bilaga D.1,1, Dimensionering av huvudbro rev A.*

Appendix A

Användarmanual

för överslagsdimensionering av Knislingebroar

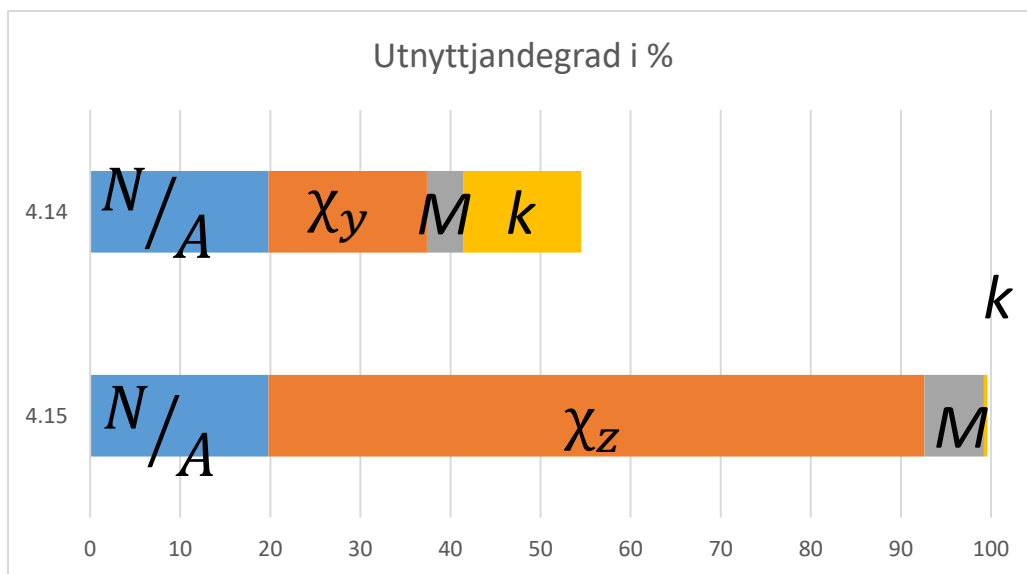
Instruktioner och programmets uppbyggnad

Denna manual avser excelprogrammet ”Överslagsdimensionering av fackverksbroar i stål” som används vid överslagsdimensionering av Knislingebroar. Verktöget skall enbart användas till överslagsdimensionering och kan ej användas för att ta fram slutgiltiga dimensioner. Författarna tar inget ansvar för att resultaten från programmet är korrekta och användbara som underlag för anbud. Allt arbete i detta program sker på egen risk.

Verktöget tar enbart hänsyn till egentynghet och trafiklast, övriga laster såsom vindlast tas ej i beaktande. Detta resulterar till att bron ej bör dimensioneras till en nära 100%-ig utnyttjandegrad då bron måste kunna hålla även när dessa laster beaktas i ett senare skede vid fullständig dimensionering.

Vid böjknäckning används en förenklad metod för framtagande av utnyttjandegrad som visas i ekvation 1. Detta kommer från att vi har undersökt inverkan på de olika faktorerna på en exempelbro som visas i figur 1, och valt att stryka övriga faktorer då dessa ej har en stor inverkan på resultatet.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$



Figur 1.

Användning av programmet

Starta programmet och kontrollera att du befinner dig i fliken ”Arbetsdokument”, som du kan se i figur 2.

1										
2	Ange förutsättningar									
3	Allmänt					information till brukare				
4	Längd Total / m	30,4	30,4			grader i fackverk (ifylles)	38,3			
5	Höjd Fackverk / m	3	3			antal snedsträvory-y0	4			
6	Antal Fack / st	8	8			antal snedsträvory0-y	4			
7	Transversalstänger	Ja	Ja			längd/fack	3,8			
8	Bredd Total / m	4,54	4,54			utbredd last	19060,18			
9	Bredd Gångbana / m	4,5	4,5							
10	cc tvärbalk / m	0,65	0,65							
11						Geometri				
12	Lastförutsättningar									
13	y egentynngd	1,2	1,2			Snittkraft				
14	y trafiklast	1,5	1,5							
15										
16	Tekniskt					Knäckning				
17	Knäcklängd	10,5	10,5							
18	Stålkvalitet	S 355	S 355							
19										
20	Servicefordon									
21	P / kN	40	40							
22	a / m	1,3	1,3							
23										
24	Ange dimension					Utnyttjandegrad (%)				
25	Överram	HEB 300	HEB 300			Drag	Tryck	Moment	Tvärkraft	Böjknäckning
26	Underram	HEB 300	HEB 300			86,6	19,4	1,0	0,35	86,6
27	Diagonalstång	HEB 200	HEB 200			✓ 8,2	✓ 41,4	✓ 2,0	✓ 0,13	✓ 41,4
28	Transversalstänger	HEB 200	HEB 200			✓ 4,7	✓ 1,4	✓ 9,9	✓ 1,18	✓ 4,7
29	Tvärbalk	IPE 220	IPE 220			98,1		✓ 21,1		
30										
31	Stålmängd									
32	Total	26,85	ton							
33										
34	Överram	7,11	ton							
35	Underram	7,11	ton							
36	Diagonalstång	4,41	ton							
37	Transversalstänger	2,65	ton							
38	Tvärbalk	5,56	ton							

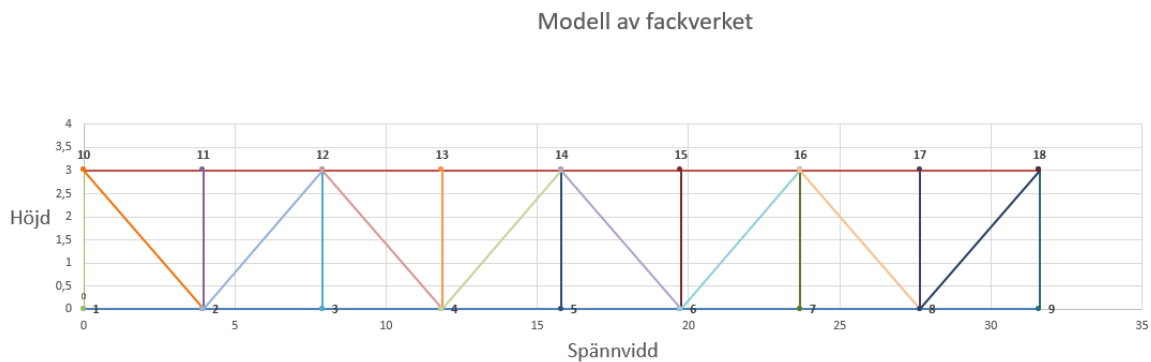
Figur 2.

Börja med att fylla i förutsättningarna för din bro i de gula rutorna, se figur 3.

	A	B	C
1			
2	Ange förutsättningar		
3	<i>Allmänt</i>		
4	Längd Total / m	31,6	
5	Höjd Fackverk/ m	3	
6	Antal Fack / st	8	
7	Transversalstänger	Ja	
8	Bredd Total / m	4,54	
9	Bredd Gångbana / m	4,5	
10	cc tvärbalk / m	0,65	
11			
12	<i>Lastförutsättningar</i>		
13	y egentyngd	1,2	
14	y trafiklast	1,5	
15			
16	<i>Tekniskt</i>		

Figur 3.

Tryck efter detta på knappen "Geometri" och kontrollera ifall du är nöjd med fackverkets geometriska form, se figur 4. Om du ej är nöjd så ändra någon av förutsättningarna och tryck på "Geometri" igen.



Figur 4.

Efter detta kan du gå vidare och fylla i de gula rutorna under "Lastförutsättningar", "Tekniskt" samt "Servicefordon".

Ange dimension			Utnyttjandegrad (%)				
			Drag	Tryck	Moment	Tvärkraft	Böjknäckning
Överram	Egen Profil Överram	Egen Profil Överram		86,6	3,9	5,29	86,6
Underram	Egen Profil Underram	Egen Profil Underram	19,4		4,2	5,29	
Diagonalstång	HEB 200	HEB 200	14,4	42,9	9,2	1,96	42,9
Transversalstänger	HEB 200	HEB 200	1,4	4,7	23,0	3,93	4,7
Tvärbalk	IPE 220	IPE 220			98,1	21,1	

Figur 5.

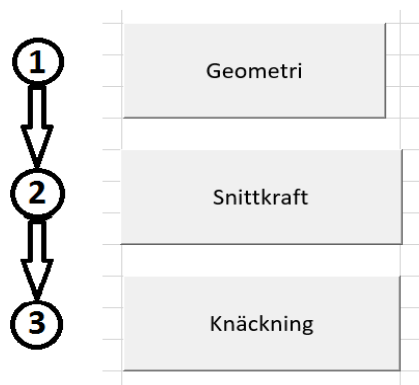
I detta steget kan du välja dimensioner på de olika brodelarna, enligt figur 5. Vill du hellre ange dina egna profiler väljer du Egen Profil Vald brodel och går till fliken Tvärsnittsdata. Här behöver du fylla i samtliga gula rutor för att programmet ska kunna använda din profil korrekt, enligt figur 6.

Dim.	Areor och Massa				Tvärsnittsmått					Böjning kring y-axeln				Böjning kring z-axeln				Vridning				Skjuvarea Av mm ²	Knäckning	
	g kg/m	F m ² /m	A mm ²	Allv mm ²	h mm	b mm	t mm	d mm	R mm	Iy mm ⁴ 10 ⁸	Iy, w _{el} mm ³ 10 ⁻³	Zy, w _{pl} mm ³ 10 ⁻³	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴ 10 ⁶	Iz, w _{el} mm ³ 10 ⁻³	Zz, w _{pl} mm ³ 10 ⁻³	Iz mm ⁴	Kv mm ⁴ 10 ⁶	Iv mm ³ 10 ⁻³	Zv mm ³ 10 ⁻³	C		a mm	a mm
Egen Profil Överram	117		14910		300		19			2517		1870	130				75,8					4745	0,34	0,49
Egen Profil Underram	117		14910		300		19					1870										4745		
Egen Profil Diagonalstång	61,3		7808		200		15						85,4				306	50,7				2483	0,34	0,49
Egen Profil Transversalbalk	61,3		7808		200		15						85,4				306	50,7				2483	0,34	0,49
Egen Profil Tvärbalk	26,2		3337		220		9,2					285										1588,08	0,21	
HEA 100	16,7	0,561	2124	400	96	100	8	5	12	3,492	72,8	83	40,6	1,33	26,8	41,1	25,1					756	0,34	0,49

Figur 6.

Nu kan du återigen tycka på knappen "Geometri" samt gå vidare och trycka på knappen "snittkrafter". Då kommer alla snittkrafter att beräknas. Efter detta kan du välja på att beräkna din knäcklängd i ett externt program och föra in detta som ett värde i ruta B17 eller trycka på knappen "Knäckning". Då används de beräknade snittkrafterna tillsammans med andra parametrar och skapar en teoretisk knäcklängd.

Efter detta kan du kontrollera de olika brodelarnas utnyttjandegrad och starta din egna iterativa process där du byter profiler och ser hur detta påverkar utnyttjandegraden på brons olika delar. Efter varje byte av dimensioner måste du trycka på knapparna "Geometri", "snittkraft" följt av knappen "knäckning" (ifall programmets inbyggda metod för knäckning används) för att få fram din nya resulterande utnyttjandegrad, enligt figur 7.



Figur 7.

OBS: När du byter dimension ändras utnyttjandegraden även utan att du trycker på knapparna. Denna utnyttjandegrad bygger dock på snittkrafter och en knäcklängd enligt dina gamla dimensioner. Knapparna måste alltså tryckas på varje gång du byter dimensioner på byggdelarna.

När du är nöjd med din bro kan du kontrollera hur många ton din bro kommer att väga, enligt figur 8.

Stålmängd		
Total	27,91	ton
Överram	7,39	ton
Underram	7,39	ton
Diagonalstång	4,86	ton
Transversalstänger	3,31	ton
Tvärbalk	4,94	ton

Figur 8.

Fullständig information om hur programmet är uppbyggt finns i rapporten "Överslagsdimensionering av fackverksbroar i stål för gång-och cykeltrafik".

Magnus Krysell och Dawid Rozwadowski

Appendix B

I denna appendix finns förstoringar på bilder där texten ej tydligt syns i rapporten.

Ange förutsättningar				Information till brukare				
<i>Allmänny</i>								
Längd Total / m	31,6	31,6		grader i fackverk (ifylle)	36,3			
Höjd Fackverk/ m	2,9	2,9		antal snedstravory-0	4			
Antal Fack / st	8	8		antal snedstravory0-y	4			
Transversalstänger	Ja	Ja		längdfack	3,95			
Bredd Total / m	4,54	4,54		utbredd last	21578,39			
Bredd Gångbana / m	4,5	4,5						
cc tvärbalk / m	0,65	0,65						
<i>Lasföreskriftningsar</i>				Geometri				
v egenturagd	1,2	1,2						
v trafiklast	1,5	1,5		Snitkraft				
<i>Takryskiv</i>								
Knäcklängd Extern	7,2	SANT						
Knäcklängd auto	7,2	7,2		Knäckning				
Stålkvalitet	S 355	S 355						
<i>Serviceförändr</i>								
P / kN	40	40						
a / m	1,3	1,3						
Ange dimension								
Överram	HEB 300	HEB 300		Bredd	Tvärfkraft	Moment	N+M	Böjknäckning
Underram	HEB 200	HEB 200						
Diagonalstäng	HEB 200	HEB 200						
Transversalstänger	HEB 200	HEB 200						
Tvärbalk	IPE 200	IPE 200						
Stålmängd								
Total	23,39	23,39	ton					
Överram	7,39	7,39	ton					
Underram	3,87	3,87	ton					
Diagonalstäng	4,53	4,53	ton					
Transversalstänger	2,65	2,65	ton					
Tvärbalk	4,94	4,94	ton					

Figur 5.2.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
▲	Node	x-koord	y-koord	F-x	F-y	M	u-x	u-y	u-teta		Element	Node 1	Node 2	E	A	I	q ^e	q ^t
1	1	0,0000E+00	0,0000E+00				0	0			1	1,00E+00	2,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
2	2	3,9500E+00	0,0000E+00								2	2,00E+00	3,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
3	3	7,9000E+00	0,0000E+00								3	3,00E+00	4,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
4	4	1,1850E+01	0,0000E+00								4	4,00E+00	5,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
5	5	1,5800E+01	0,0000E+00								5	5,00E+00	6,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
6	6	1,9750E+01	0,0000E+00								6	6,00E+00	7,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
7	7	2,3700E+01	0,0000E+00								7	7,00E+00	8,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
8	8	2,7650E+01	0,0000E+00								8	8,00E+00	9,00E+00	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
9	9	3,1600E+01	0,0000E+00				0				9	1,00E+01	1,10E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		-1,9031E+04
10	10	0,0000E+00	3,0000E+00								10	1,10E+01	1,20E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
11	11	3,9500E+00	3,0000E+00								11	1,20E+01	1,30E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
12	12	7,9000E+00	3,0000E+00								12	1,30E+01	1,40E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
13	13	1,1850E+01	3,0000E+00								13	1,40E+01	1,50E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
14	14	1,5800E+01	3,0000E+00								14	1,50E+01	1,60E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
15	15	1,9750E+01	3,0000E+00								15	1,60E+01	1,70E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
16	16	2,3700E+01	3,0000E+00								16	1,70E+01	1,80E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
17	17	2,7650E+01	3,0000E+00								17	1,80E+01	1,90E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
18	18	3,1600E+01	3,0000E+00								18	1,90E+01	2,00E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
19	19										19	2,00E+01	2,10E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
20	20										20	2,10E+01	2,20E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
21	21										21	2,20E+01	2,30E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
22	22										22	2,30E+01	2,40E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
23	23										23	2,40E+01	2,50E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
24	24										24	2,50E+01	2,60E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
25	25										25	2,60E+01	2,70E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
26	26										26	2,70E+01	2,80E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
27	27										27	2,80E+01	2,90E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
28	28										28	2,90E+01	3,00E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
29	29										29	3,00E+01	3,10E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
30	30										30	3,10E+01	3,20E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
31	31										31	3,20E+01	3,30E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
32	32										32	3,30E+01	3,40E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		
33	33										33	3,40E+01	3,50E+01	2,1000E+11	1,4910E-02	8,5630E-05		

Figur 5.16.

34	35	36	37	38	Aero och Massa					Tvärsnittmått						Böjning/kringvaken				Böjning/kringvaken				Vridning				Skivare		Käddning		
					g	F	A	Aliv	h	b	t	d	R	Iy	Wy, Wel	Zy, Wpl	Iz	Wy, Wel	Zy, Wpl	Iz	Kv	Wv	Zv	C	Av	a	a	z-z				
					kg/m	m ² /m	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ⁴	10 ⁶ mm ³	10 ³ mm ³	mm	mm ⁴	10 ³ mm ³	10 ³ mm ³	mm	mm ⁴	10 ⁶ mm ³	10 ³ mm ³	10 ³ mm ³	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
	Egen Profil Överram				117		14910		300			19				251,7		1870	130		85,63		85,63		306		50,7		4745		0,34	0,49
	Egen Profil Underram				117		14910		300			19					1870		130		85,63		85,63		306		50,7		4745		0,34	0,49
	Egen Profil Diagonalstäng				61,3		7808		200			15						85,4		85,4		85,63		306		50,7		2483		0,34	0,49	
	Egen Profil Transversalbak				61,3		7808		200			15						85,4		85,4		85,63		306		50,7		2483		0,34	0,49	
	Egen Profil Tvärbak				26,2		3337		220			9,2						285		285		85,63		306		50,7		1588,08		0,21	0,49	
	HEA 100				16,7	0,561	2124	400	96	100	8	8	5	12	3,492	72,8	83	40,6	1,33	26,8	41,1	25,1					756		0,34	0,49		
	HEA 120				19,9	0,677	2534	490	114	120	8	8	5	12	6,062	106	119	48,9	2,31	38,5	58,9	30,2					846		0,34	0,49		
	HEA 140				24,7	0,794	3142	638	133	140	8,5	5,5	12	10,33	155	173	57,3	3,89	55,6	84,8	35,2						1012,75		0,34	0,49		
	HEA 160				30,4	0,906	3877	804	152	160	9	6	15	16,73	220	245	65,7	6,16	76,9	118	39,8						1321		0,34	0,49		
	HEA 180				35,5	1,02	4525	912	171	180	9,5	6	15	25,1	294	325	74,5	9,25	103	156	45,2						1447		0,34	0,49		
	HEA 200				42,3	1,14	5383	1105	190	200	10	6,5	18	36,92	389	429	82,8	13,36	134	204	49,8						1808		0,34	0,49		
	HEA 220				50,5	1,26	6434	1316	210	220	11	7	18	54,1	515	568	91,7	19,55	178	271	55,1						2067		0,34	0,49		
	HEA 240				60,3	1,37	7684	1545	230	240	12	7,5	21	77,63	675	745	101	27,69	231	352	60						2518		0,34	0,49		
	HEA 260				68,2	1,48	8682	1688	250	260	12,5	7,5	24	104,5	836	920	110	36,68	282	430	65						2875,75		0,34	0,49		
	HEA 280				76,4	1,6	9726	1952	270	280	13	8	24	136,7	1010	1110	119	47,63	340	518	70						3174		0,34	0,49		
	HEA 300				88,3	1,72	11250	2227	290	300	14	8,5	27	182,6	1260	1380	127	63,1	421	641	74,9						3725		0,34	0,49		
	HEA 320				97,6	1,76	12440	2511	310	300	15,5	9	27	229,3	1480	1630	136	69,85	466	710	74,9						4116,5		0,34	0,49		
	HEA 340				105	1,79	13350	2822	330	300	16,5	9,5	27	276,9	1680	1850	144	74,36	496	756	74,6						4497,75		0,34	0,49		
	HEA 360				112	1,83	14280	3150	350	300	17,5	10	27	330,9	1890	2090	152	78,87	526	802	74,3						4900		0,34	0,49		
	HEA 400				125	1,91	15900	3872	390	300	19	11	27	450,7	2310	2560	168	85,64	571	873	73,4						5735		0,21	0,34		
	HEA 450				140	2,01	17800	4577	440	300	21	11,5	27	637,2	2900	3220	189	94,65	631	966	72,9						6575,5		0,21	0,34		
	HEA 500				155	2,11	19750	5328	490	300	23	12	27	869,6	3550	3950	210	103,7	691	1060	72,4						7468		0,21	0,34		
	HEA 550				166	2,21	21180	6150	540	300	24	12,5	27	1119	4150	4620	230	108,2	721	1110	71,5						8376		0,21	0,34		
	HEA 600				178	2,31	22650	7020	590	300	25	13	27	1412	4790	5350	250	112,7	751	1160	70,5						9325		0,21	0,34		
	HEA 650				190	2,41	24160	7938	640	300	26	13,5	27	1752	5470	6140	269	117,2	782	1200	69,7						10315		0,21	0,34		
	HEA 700				204	2,5	26050	9222	690	300	27	14,5	27	2153	6240	7030	288	121,8	812	1260	68,4						11699,5		0,21	0,34		
	HEA 800				224	2,7	28580	11010	790	300	28	15	30	3034	7680	8700	326	126,4	843	1310	66,5						13880		0,21	0,34		
	HEA 900				252	2,9	32050	13280	890	300	30	16	30	4221	9480	10800	363	135,5	903	1410	65						16330		0,21	0,34		
	HEA 1000				272	3,1	34680	15310	990	300	31	16,5	30	5538	11200	12800	400	140	934	1470	63						18451,5		0,21	0,34		
	HEB 100				20,4	0,567	2604	480	100	100	10	6	12	4,495	89,9	104	41,6	1,67	33,5	51,4	25,3						904		0,34	0,49		
	HEB 120				26,7	0,686	3401	637	120	120	11	6,5	12	8,644	144	165	50,4	3,18	52,9	81	30,6						1096,5		0,34	0,49		
	HEB 140				33,7	0,805	4296	812	140	140	12	7	12	15,09	216	245	59,3	5,5	78,5	120	35,8						1308		0,34	0,49		

Figur 5.32.

1	Stålkvalitet	fy	MPa			E	GPa	Europanorm		Brodrel	Tvärsnitt	t	Stålkvalité	Ursprunglig sträckgräns	Reducerad sträckgräns	
			t<16	16<t<40	40<t<63											
2	S 235	235	225	215	210	210	EN 10025-2		Överram	HEB 300	19	S 355	355	345	345	
3	S 275	275	265	255	210	210		Underarm	HEB 200	15		355	355	355	355	
4	S 355	355	345	335	210	210		Diagonalstång	HEB 200	15		355	355	355	355	
5	S 450	450	440	430	210	210		Transversalstänger	HEB 200	15		355	355	355	355	
6	S 275 N/NL	275	265	255	210	210	EN 10025-3		Tvärhalk	IPE 200	8,5		355	355	355	
7	S 355 N/NL	355	345	335	210	210										
8	S 420 N/NL	420	410	400	210	210										
9	S 460 N/NL	460	450	440	210	210										
0	S 275 M/ML	275	265	255	210	210	EN 10025-4									
1	S 355 M/ML	355	345	335	210	210										
2	S 420 M/ML	420	410	400	210	210										
3	S 460 M/ML	460	450	440	210	210										
4	S 235 W	235	225	215	210	210	EN 10025-5									
5	S 355 W	355	345	335	210	210										
6	S 360 Q/QL/QL1	460	450	440	210	210	EN 10025-6									
7	S 235 H	235	225	215	210	210	EN 10210-1									
8	S 275 H	275	265	255	210	210										
9	S 355 H	355	345	335	210	210										
0	S 275 NH/NLH	275	265	255	210	210										
1	S 355 NH/NLH	355	345	335	210	210										
2	S 420 NH/NLH	420	410	400	210	210										
3	S 460 NH/NLH	460	450	440	210	210										
4	S 275 MH/MLH	275	265	255	210	210	EN 10219-1									
5	S 355 MH/MLH	355	345	335	210	210										
6	S 420 MH/MLH	420	410	400	210	210										
7	S 460 MH/MLH	460	450	440	210	210										
8																
9																
0																

Figur 5.33.