



CHALMERS
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Landsvägsbro över Viskan

Förstudie innefattande broförslag och
preliminärdimensionering

Kandidatarbete inom samhällsbyggnadsteknik, avdelningen för konstruktionsteknik

**ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING,
ANNA LIBELL, SIMON SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN**

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad
Avdelningen för konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Kandidatarbete ACEX10-18-51
Göteborg, Sverige 2018

KANDIDATARBETE ACEX10-18-51

Landsvägsbro över Viskan

Förstudie innefattande broförslag och preliminärdimensionering

Kandidatarbete inom samhällsbyggnadsteknik, avdelningen för konstruktionsteknik

ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING, ANNA LIBELL, SIMON
SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad

Avdelningen för konstruktionsteknik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, Sverige 2018

Landsvägsbro över Viskan

Förstudie innefattande broförslag och preliminärdimensionering

ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING, ANNA LIBELL, SIMON SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN

© ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING, ANNA LIBELL, SIMON SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN, 2018

Kandidatarbete ACEX10-18-51

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad

Avdelningen för konstruktionsteknik

Chalmers tekniska högskola

SE-412 96 Göteborg

Sverige

Telefon: +46 (0)31-772 1000

Kolofon:

The thesis was created using $\text{\LaTeX} 2_{\epsilon}$ and biblatex and edited on www.sharelatex.com. The typesetting software was the $\text{\TeX}$ Live distribution. The text is set in Times New Roman. Graphs were created using MATLAB. Figures were created using MS Power Point and SketchUp.

Omslag:

Modell av valt koncept

Chalmers Reproservice

Göteborg, Sverige 2018

Landsvägsbro över Viskan

Förstudie innefattande broförslag och preliminärdimensionering

Kandidatarbete inom samhällsbyggnadsteknik, avdelningen för konstruktionsteknik

ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING, ANNA LIBELL, SIMON SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad

Avdelningen för konstruktionsteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Trafikverket har beslutat att riksväg 27 ska ledas om mellan Växjö och Borås samt vidare mot Göteborg. Målet är att öka framkomligheten och trafiksäkerheten i området. Vägen kommer korsa ån Viskan varför en ny bro behöver uppföras. Denna rapport syftar till att ta fram ett lämpligt brokoncept innefattande preliminära dimensioner på bron överbyggnad.

För att bestämma vilket brokoncept som lämpar sig bäst för platsen används metoden konceptuell design. Beställaren har angivit krav och önskemål vilka beaktas vid urval av koncept. Genomförbara broar har tagits fram varefter de sex mest lämpliga brokoncepten har detaljstuderats och poängsatts med stöd av en beslutsmatris. Konceptet som anses vara mest lämpat för platsen innefattar två identiska bågbroar i stål. Varje enskild bro kommer leda trafik i varsin riktning.

Bågbron består av två ovanliggande stålbågar vars ändar sammanfogas med dragband. Dragbanden utgörs av hålprofilade balkar vilka också utgör bronns huvudbalkar. Brobanans primära bärning utgörs av tvärgående balkar vilka bär lasten till huvudbalken. Lasten påförs bågarna med vertikala hängstag. Bron plattgrundläggs och placeras fritt upplagd på lager på vardera sida om Viskan. Brons komponenter prefabriceras i fabrik och monteras ihop på plats. Den färdiga bron lanseras till sin rätta position. Bron kommer att ha en spännvidd på 76 meter och en brobredd på 12,15 meter.

Dimensionering utförs enligt europeisk standard, Eurocode. Som beräkningsverktyg används MATLAB med stöd av CALFEM. Utgående från dimensionerade snittkrafter i bågar, tvär- och huvudbalkar kontrolleras de preliminära dimensionerna. Kontroll av nedböjning för tvärbalkar och huvudbalkar utförs också. Slutligen görs en bedömning av bågarnas stabilitet. Samtliga kontroller uppfylls och resultaten bedöms rimliga. Vidare detaljdimensionering krävs innan bron kan produceras.

Nyckelord: Bågbro, Eurocode, Preliminärdimensionering, Viskan, Vägbro, Stålbros, Konceptuell design

Bridge over Viskan

Choice of concept and preliminary dimensioning

Bachelor's thesis in Civil Engineering, department of Structural Engineering

ANDREAS ALHEDE, GABRIEL EDEFORS, HANNA LASSING, ANNA LIBELL, SIMON SUNDSTRÖM, LEO WAHLGREN

Department of Architecture and Civil Engineering

Division of Structural Engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The Swedish Transport Administration has decided to re-route road 27 between Växjö and Borås and elongate it toward Gothenburg. The aim is to increase the accessibility and road-safety in the area. The road will cross the river Viskan, hence the need for a new bridge. The purpose of this report is to find an appropriate bridge concept for the location, including design and preliminary dimensions.

The method of Conceptual Design is used to decide what concept is most suitable. The client has presented a number of requirements and requests, which are considered when choosing the bridge concept. In the first selection process six bridges have been selected as most appropriate for the location. These have been further investigated and graded with the aid of a Decision Matrix. The concept which is deemed most appropriate for the location is two identical tied arch-bridges in steel, one for each direction of travel.

The arc bridge consists of two tied steel arches. Box girders connects the ends of the arches by acting as ties. The bridge deck is held up by cross beams placed between the box girders. Hangars carry the loads from the box girders to the arches. The bridge will be founded on a shallow foundation and placed simply supported on bearings on each side of Viskan. The bridge components will be prefabricated and assembled on site. The finished bridge will be launched into its final position. The bridge will have a span of 76 meters and a width of 12.15 meters.

Calculations are carried out according to european standards, Eurocode. MATLAB with aid of CALFEM is used for calculations. Finally, preliminary dimensions have been obtained. The capacity of the arches, main beams, cross beams and hangars has been analyzed with respect to shear, bending and axial forces. The deflections of cross and main beams have also been checked with respect to maximum deflections. Finally a stability analysis of the arches is done to verify that the bridge doesn't buckle. Further calculations are needed before the bridge is ready for construction.

Keywords: Tied arch bridge, Eurocode, Preliminary dimensioning, Viskan, road bridge, steel bridge

INNEHÅLL

Sammanfattning	i
Abstract	ii
Innehåll	iii
Förord	ix
Akronymer	xi
Ordlista	xi
Nomenklatur	xii
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Problemställning	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metod	2
1.6 Samhälleliga och etiska aspekter	3
2 Förutsättningar för bron	4
2.1 Topografiska och geotekniska förhållanden	4
2.2 Miljö på platsen	4
2.3 Trafikmängd	5
2.4 Hållbar utveckling	5
3 Byggnadsmaterial	6
3.1 Betong	6
3.1.1 Mekaniska egenskaper	6
3.1.2 Produktionsmetoder	6
3.1.3 Miljöpåverkan	7
CHALMERS, Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad, Kandidatarbete, ACEX10-18-51	iii

3.1.4	Förvaltning	7
3.2	Stål	8
3.2.1	Mekaniska egenskaper	8
3.2.2	Produktionsmetoder	8
3.2.3	Miljöpåverkan	9
3.2.4	Förvaltning	9
3.3	Trä	10
3.3.1	Mekaniska egenskaper	10
3.3.2	Produktionsmetoder	11
3.3.3	Miljöpåverkan	11
3.3.4	Förvaltning	11
4	Tekniska lösningar	12
4.1	Grundläggningsmetoder	12
4.1.1	Plattgrundläggning	12
4.1.2	Djupgrundläggning	12
4.2	Brotyper - verkningsätt och produktion	13
4.2.1	Valvbro	13
4.2.2	Bågbro	13
4.2.3	Hängbro	14
4.2.4	Snedkabelbro	15
4.2.5	Fackverksbro	16
4.2.6	Rörbro	16
4.2.7	Balkbro	16
4.2.8	Plattbro	17
4.2.9	Rambro	17
4.2.10	Samverkansbro	17
5	Förvaltning och underhåll	18
5.1	Inspektion av broar	18
5.1.1	Fortlöpande och översiktlig inspektion	18

5.1.2	Huvud- och allmän inspektion	18
5.1.3	Särskild inspektion	18
5.2	Underhåll av broar	19
5.3	Framtida önskemål om ökad trafiklast	19
6	Urvalsprocessen	20
6.1	Utvärderingskriterier	20
6.2	Första urvalprocessen	21
6.2.1	Ej genomförbara broar	21
6.2.2	Genomförbara broar	22
6.3	Andra urvalsprocessen	22
6.3.1	Poängsättning	26
7	Valt koncept	27
7.1	Grundläggningsmetod	27
7.2	Konstruktion	28
7.3	Produktion	28
7.3.1	Risikanalys	28
7.4	Brodetaljer	29
7.5	Förvaltning och underhåll	30
7.6	Diskussion om koncept	30
7.7	Preliminära mått på bron	31
8	Lastanalys	32
9	Dimensionering av tvärgående balkar	33
9.1	Egentygd	33
9.2	Trafiklast	34
9.3	Dimensionerande lastfall	35
9.4	Kapacitetskontroller	37
9.4.1	Tvärkraftskapacitet	37
9.4.2	Momentkapacitet	37

9.4.3	Interaktionskontroll	38
9.5	Bruksgräns och kontroll av nedböjning	38
9.6	Reaktionskrafter	39
9.7	Svetsar mellan tvärbalk och huvudbalk	39
10	Strukturmodell	40
10.1	Analytisk utformning av båge	40
10.1.1	Härledning av parabel för jämnt utbredd last	40
10.1.2	Laster q och H_A	41
10.1.3	Uppdatering av normalkrafter i hängstagen	42
10.1.4	Experimentell framtagning av bågens form	43
10.2	Slutgiltig strukturmodell	44
11	Dimensionering av huvudbalkar	45
11.1	Mått och egentygnd	45
11.2	Lastfall och maximalt moment	45
11.3	Lastfall och maximal tvärkraft	48
11.4	Lastfall och maximal normalkraft	49
11.5	Kapacitetskontroller	50
11.5.1	Tvärkraftskapacitet	50
11.5.2	Momentkapacitet	50
11.5.3	Normalkraftskapacitet	50
11.5.4	Interaktionskontroll	50
11.5.5	Kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft	51
11.6	Längdutvidgning	51
11.7	Bruksgräns och kontroll av nedböjning	51
12	Dimensionering av hängstag	52
12.1	Lastfall och maximal normalkraft	52
12.2	Byte av hängstag	53
12.3	Kapacitetskontroll av infästningar för hängstag	54

13 Dimensionering av båge	55
13.1 Lastfall och maximal tvärkraft, moment och normalkraft	55
13.2 Kapacitetskontroller	55
13.2.1 Tvärkraftskapacitet	55
13.2.2 Momentkapacitet	56
13.2.3 Normalkraftskapacitet	56
13.2.4 Interaktionskontroll	56
13.2.5 Kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft	56
13.3 Stabilitet	57
13.3.1 Vindlast och vippning ur planet	57
13.3.2 Buckling i planet	58
14 Slutgiltigt resultat	59
14.1 Bedömning av resultatens rimlighet	60
14.1.1 Tvärkraft	60
14.1.2 Moment	60
14.1.3 Normalkraft	60
14.1.4 Nedböjning	60
15 Diskussion	61
15.1 Del 1 - Idéfas	61
15.2 Del 2 - Dimensioneringsfas	61
15.2.1 Förenklingar och antaganden	61
15.2.2 Bedömning av lastfall	62
15.2.3 Egenkontroller	62
15.2.4 Den iterativa beräkningsprocessen	62
15.2.5 Tolkningar av Eurocode	63
15.3 Vidare dimensionering	63
15.4 Källkritik	63
15.5 Etik	64
16 Slutsats	65

Referenser	67
Bilaga A Ritningshandling	71
Bilaga B Granskningshandling	73
Bilaga C Dimensionering av tvärbalkar	75
Bilaga D Strukturmodell	101
D.1 Härledning av parabel för jämnt utbredd last	106
D.2 Tvådimensionell strukturmodell	106
Bilaga E Dimensionering av huvudbalkar	108
E.1 Beräkningar med hjälp av strukturmodellen	108
E.2 Kapacitetskontroll, interaktionskontroll och längdutvidgning	117
E.3 Nedböjning i bruksgränstillstånd	122
Bilaga F Dimensionering av hängare	128
F.1 Maximal normalkraft från strukturmodell	128
F.2 Kapacitetskontroll	134
Bilaga G Dimensionering av båge	137
G.1 Lastfall och maximalt moment, tvärkraft och normalkraft	137
G.2 Kapacitetskontroller	146
G.3 Vindlast och vippning ur planet	151
G.4 Buckling i planet	158

FÖRORD

Denna rapport är ett kandidatarbete skrivet av studenter på Samhällsbyggnadsteknik på Chalmers tekniska högskola. Rapporten är en sammanställning och tillämpning av tre års grundläggande studier och mynnar ut i kandidatexamen.

Arbetet med rapporten är utfört av sex studenter med ett starkt lärarstöd bakom sig. Vi vill tacka alla föreläsare och handledare för deras tid och engagemang. För projektet vill vi frambringa ett extra uppmärksammande till:

Filip Nilenius, Forskarassistent, Arkitektur och samhällsbyggnadsteknik, som varit vår handledare i projektet. Tack för att du guidat oss genom Eurocode och att du alltid funnits tillgänglig för att besvara frågor.

Mats Ander, Universitetslektor på avdelningen för Material- och beräkningsmekanik, som med sin expertis inom FEM-modellering och MATLAB hjälpt oss att samla och strukturera beräkningar. Tack för att du har avvarat din tid för att hjälpa oss med modellering med ett brinnande intresse.

Anna Egefalk, som varit vår handledare på COWI. Tack för dina erfarenheter från branschen.

Göteborg maj 2018

Andreas Alhede

Gabriel Edefors

Hanna Lassing

Anna Libell

Simon Sundström

Leo Wahlgren

Akronymer

GC-bana Gång- och cykelbana.

TK Tvärsnittsklass.

ÅDT Årsdygnstrafik.

ÅDTK Årsdygnstrafik per körfält.

Ordlista

Andra ordningens moment Moment då elementets utböjning beaktas.

Anisotropi Egenskap hos material - Innebär att materialets egenskaper är riktningsberoende.

Brottgräns Den spänning materialet maximalt kan belastas med innan brott uppstår.

Buckling Fenomen som kan uppstå vid stor tryckande normalkraft. Innebär att strukturen eller enstaka element plötsligt går till brott på grund av stora deformationer även om brottspänning inte uppnåtts.

Catenaria Formen på en fritt hängande kedja som endast belastas med sin egentyngd.

Deformationsmod Ett till belastningen associerat deformationsmönster.

Dilatationsfog Fog som tillåter rörlighet mellan två byggelement.

Dragband Element som verkar i drag och tar upp horisontella reaktionskrafter (*Engelska: Tie*).

Droppnäsa Byggnadsdetalj som sticker ut från en byggnadselement för att avleda regnvatten från konstruktionen.

Frihetsgrader Till strukturen tillåta rörelser eller deformationer.

Friktionsförband Förband som utnyttjar friktion mellan de ingående komponenterna.

Första ordningens moment Momentet då initialexcentriciteter och transversallast beaktas.

Hålprofil Tvärsnittsprofil utformat som ett skal.

Influenslinje Linje som representerar storleken av en funktion (så som snittkraft eller stödreaktion) i en viss punkt på en balk då en last placeras utefter balkens längd.

Kantbalk Balk som är placerad längs brobanans kant. Används för att fästa räcke och för att förhindra okontrollerad vattenavrinning.

Lager Den byggnadsdel vid brons upplag som tar upp vertikala reaktionskrafter och tillåter horisontell rörelse (*Engelska: Bearings*).

Lansering Produktionsmetod där broelement skjuts ut från ett brofäste eller stödkonstruktion till slutlig position.

Pylon Högt torn eller bärande pelare.

Skjuvförband Förband som utnyttjar de ingående komponenternas skjuvhållfasthet.

Sträckgräns Den spänning för vilket materialet inte längre uppvisar elastisk respons.

Svetsbultar Utstickande del på stålbalk för samverkansbro i vilken betong gjuts fast för att samverkan mellan materialen ska uppnås.

Sättning Nedåtriktad deformation av jordlager.

Teknisk livslängd Det tidsintervall då ett byggnadsverk bedöms bibehålla sin tekniska funktion.

Utmattning Minskning av ett materials hållfasthet vid upprepade belastningar.

Vattencementtal Kvoten mellan mängden blandningsvatten och cement i betong.

Verkningsgrad Dimensionslös storhet som här betecknar förhållandet mellan verkande last och lastkapacitet.

Nomenklatur

Beteckningar

α_{cr}	Knäckningssäkerhetsfaktor
α_{Qi}	Reduktionsfaktor boggie-last
α_{qi}	Reduktionsfaktor variabel last
η	Verkningsgrad
$\gamma_{Q,i}$	Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma variabla lasten
λ	Egenvärde
ω	Bredd körbana
ω_i	Lastfältsbredd
ϕ	Egenvektor
Ψ_i	Reduktionsfaktor Lastfall med indexering i
$\vec{a}$	Förskjutningsvektor
$\vec{f}$	Lastvektor

ξ_j	Reduktionsfaktor för ogynnsamma permanenta laster
K_0	Geometriskt linjär styvhetsmatris
K_a	Geometriskt icke-linjär styvhetsmatris
P_{cr}	Knäcklast
Q_{ik}	Axellast
q_{ik}	Jämnt utbredd last
$\gamma_{G,j,inf}$	Säkerhetsmarginal för den gynnsamma permanenta lasten
$\gamma_{G,j,sup}$	Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma permanenta lasten
$\gamma_{Q,1}$	Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma variabla lasten
f_y	flytspänning
G_{kj}	Karakteristiskt värde på den permanenta

	lasten (egentyngd)	Q_{ki}	Karakteristisk variabel last i lastfält i
M_{Ed}	Dimensionerande moment	V_{Ed}	Dimensionerande tvärkraft
M_{Rd}	Momentkapacitet	V_{Rd}	Tvärkraftskapacitet
N_{Ed}	Dimensionerande normalkraft	$\mathbf{K}$	Styvhetsmatris
N_i	Normalkraft för ett godtyckligt element	E	E-modul
N_{Rd}	Normalkraftskapacitet	P	Spännkraft
Q_{k1}	Karakteristisk variabel last i lastfält 1		

1 Introduktion

Redan under antiken hade broar en viktig roll i samhället. De var viktiga för både vägnät och vattenförsörjning. På den tiden var valvbroar i sten den vanligaste brotypen. Idag har brotekniken utvecklats avsevärt. Nya material och strukturer har introducerats vilket har lett till att broar idag inte bara är byggnadsverk med uppgiften att möjliggöra transport från punkt A till B, de är också ofta landmärken och symboler för ingenjörskonst. I rapporten kommer det göras en djupdykning i hur framtagningen av ett brokoncept går till genom att ta fram ett konceptförslag för en specifik plats för att sedan utföra en preliminärdimensionering.

1.1. Bakgrund

Längs riksväg 27 som tidigare sträckt sig mellan Växjö och Borås önskar Trafikverket leda om vägen samt dra den vidare mot Göteborg. Den nya vägsträckningen ska öka framkomligheten och trafiksäkerheten i området samt minska risken för olyckor (Almroth och Boke, 2013, s.1). Med den nya vägsträckningen kommer Borås stad och omgivande samhällen kopplas samman bättre till närliggande regioner, något som både invånare och företag i omgivande samhällen kommer kunna ta del av.

Den nya sträckningen av riksväg 27 passerar mellan Kråkered och Viared över ån Viskan, som kartan visar i figur 1.1. På platsen önskar Trafikverket bygga en bro med syfte att föra biltrafiken över ån. Det medför vissa tekniska krav på den bro som byggs. Samtidigt måste många andra aspekter beaktas, så som produktion, förvaltning, gestaltning och miljöpåverkan. På platsen finns också en existerande ridväg som ska byggas om till en gång- och cykelbana som ska passera under bron (se bilaga A). Vägbron kommer inte bara bidra till att öka framkomligheten i regionen och på så sätt gynna företagsklimatet i regionen, den kommer också ge invånarna i Borås en chans att kunna ta del av spännande arkitektur och konstruktionsteknik.



Figur 1.1: Översikt över brons geografiska placering (Reproducerad från Google, 2018, Kartadata: Google, 2018)

1.2. Syfte

Att utveckla en förstudie till ett broförslag för en vägbro längs riksväg 27 över Viskan. Arbetet förväntas mynna ut i ett broförslag där en preliminärdimensionering ingår.

1.3. Problemställning

Bron ska sträcka sig över viskan och GC-banan, vilket är en sträcka på cirka 70 meter totalt (se bilaga A). Den ska ha en fri bredd på 16,5 meter med två körfält i vardera riktning. Lutningen på brobanan från mittpunkt till kant på kantbalk ska vara 2,5 % för respektive sida. Lutning i längsgående riktning ska vara 0,7 % i riktning väst till öst. Under östra sidan av bron kommer en GC-bana att anläggas. Mellan bro och GC-bana krävs en fri höjd på 3 meter. På västra sidan om Viskan krävs en fri höjd på 2,5 meter (se bilaga A och B). Bron ska ha en livslängd på 80 år (Trafikverket, 2012, s.98).

1.4. Avgränsningar

Urval av brokoncept baseras på kriterier gällande tekniska krav, markförhållanden, miljökrav, produktion, underhåll och estetik. Genomförbarhet avseende beräkningar avgränsar delvis val av design. Vidare behandlas inga ekonomiska aspekter då det är svårt att avgöra vad som är ekonomiskt försvarbart i projektet eller inte. Urvalet baseras på miljöpåverkan i byggskedet och påverkan under brons livslängd.

Förstudiens beräkningsunderlag begränsas till att omfatta överbyggnaden. Vindlaster beaktas bara vid stabilitetsberäkningar av bågarna. Bromslaster beaktas inte vid snittkraftsberäkningar. Förstudien omfattar inte heller strukturdynamiska beräkningar. Grundläggningsmetod föreslås men dimensioneras inte. Konstruktioner i trä, stål och betong beaktas endast.

1.5. Metod

Rapporten delas upp i två delar. I den första delen, idéfasen, sammanställs de tekniska krav och begränsningar som finns för projektet. I förstudien används litteraturstudier samt information från föreläsningar som metod för att samla in information. Efter sammanställning studeras olika brokoncept och möjliga broförslag utvecklas. De olika broförslagen utvärderas sedan med olika betygsättande metoder baserat på dess för- och nackdelar. Efter utvärderingen väljs ett broförslag. I den andra delen, dimensioneringsfasen, utförs en preliminärdimensionering av det valda broförslaget. Dimensioneringsberäkningarna utförs dels för hand men också med hjälp av programvaran MATLAB.

1.6. Samhälleliga och etiska aspekter

Vid stora infrastrukturprojekt, såsom ett brobygge, kan det krävas att redan ägd mark tas i anspråk. Exempelvis kan boende i närheten av ett projekt tvingas flytta eller sälja av mark till förmån för något som ger ökad samhällsnytta genom en förbättrad framkomlighet och säkerhet för den aktuella vägsträckningen. Projektet kan också ha en inverkan på omgivande ekosystem för djur och växter, både under byggnation och vid användande. Vidare medför metoden med litteraturstudier och egna beräkningar inga etiska problem.

Del 1 - Idéfas

2 Förutsättningar för bron

Beställaren ställer följande krav på bron:

- Brostöd får inte placeras i Viskan, för att förhindra att giftigt sedimenterat material kommer upp till ytan.
- Brobredden ska vara minst 16,5 meter med två körfält i vardera riktning.
- Bron ska ha en livslängd på 80 år.
- Frihöjden över cykelbanan ska vara minst 3 meter.
- Lutningen på brobanan från mitten till kantbalk ska vara 2,5 % på vardera sida.
- Längsgående lutning i riktning öst till väst ska vara 0,7 %.

Dessutom har beställaren önskemål om en estetiskt tilltalande bro som ska utgöra ett landmärke på platsen, vilket kommer beaktas i beslutprocessen.

2.1. Topografiska och geotekniska förhållanden

Geotekniska och topografiska förhållanden på platsen är sammanfattade i Teknisk beskrivning Bro, Geoteknik. Marknivån varierar mellan +128,0 och +135,0 där Viskan är lägsta punkten. Området utgörs av plan ängsmark. Översta jordlagret består av 0,5-1 meter mulljord följt av sandig silt och/eller siltig sand (Trafikverket, 2013b, s. 1-9). Bärförmågan för siltig sand kan överslagsmässigt uppskattas till 190 kPa (Ricketts, Loftin och Merritt, 2004, tab. 7.7). Fast berg eller block uppskattas finnas på 11-25 meter djup vid östra brobanken och på 18-25 meter djup vid västra brobanken. Vid det västra brofästet finns även inslag av gyttja och torv. Grundvattennivån i området följer Viskans vattennivå, vars medelnivå är +128,0 meter. Högsta uppmätta nivån i Viskan är +130,2 meter.

2.2. Miljö på platsen

Viskan är sedan tidigare kraftigt förorenad på grund av gamla och nuvarande industrier i närheten av vattendraget. Miljögifter som koppar och zink har sedimenterat i höga koncentrationer i lugnare delar av Viskan. Viskan innehåller också höga koncentrationer av olja i aktuellt avsnitt. Utsläppen har påverkat omkringliggande naturliv där fiskar har fått hormonella förändringar och växtfauna har skadats (Länsstyrelsen, utan år).

Vid byggnation ska det utföras miljötekniska provtagningar för att bedöma arbetets inverkan på miljön. Intilliggande fauna och trädvegetation med högt naturvärde ska skyddas och träd inte får ta

skada (Trafikverket, 2012, s. 33-34). I området runt Viskan och platsen för den planerade bron finns inga djurarter som begränsar brobygget.

I Viskan får inget arbete ske. Orenat dagvatten måste ledas om och renas innan det kommer i kontakt med vattendrag eller våtmarker. Vattenflödet till närliggande vattensamlingar längs vägsträckan måste bibehållas.

Bron kommer byggas i ett nederbördsrikt område med regnmängder upp mot 975 mm/år och en årsmedeltemperatur på 6,1°C (SMHI, utan år-a). Den högsta och lägsta temperaturen som har uppmätts på platsen är 36°C respektive -34.1°C (SMHI, utan år-b).

2.3. Trafikmängd

Trafikbelastningen för aktuell sträcka av väg 27 uppskattas till följande:

- Körfält 1: ÅDTK år 2035 - 4800 st
- Körfält 2: ÅDTK år 2035 - 3000 st
- Av trafiken i båda körfälten är 12 % tung trafik
- Årlig trafikökning personbilar i procent per år: 1,5 %
- Årlig trafikökning lastbilar i procent per år: 1,5 %

Samma trafikmängd gäller för båda körriktningarna. (Trafikverket, 2013a, s.12-17). Det finns för nuvarande ingen trafik på platsen, alltså krävs ingen omledning av trafik under byggfasen.

2.4. Hållbar utveckling

Att bygga hållbart är en viktig aspekt i dagens samhälle. Hållbar utveckling är ett begrepp som kan betraktas med tre olika infallsvinklar (Gröndahl och Svanström, 2011, s.39). Den ekologiska hållbarheten innebär att välja material och arbetsmetoder som leder till en så liten miljöpåverkan som möjligt. Den andra infallsvinkeln är den sociala hållbarheten som bland annat innefattar säker arbetsmiljö. Den sista infallsvinkeln är den ekonomiska hållbarheten, som innefattar att resurser ska användas på rätt sätt och leda till lönsamhet.

För att bygga hållbart är det viktigt att ha en helhetssyn av hur bron påverkar miljön under hela dess livslängd. För att minska miljöpåverkan ska material som är resurssnåla, kan återvinnas eller återanvändas, har lång livslängd och inte innehåller miljöfarliga delar användas (Trafikverket, 2018, s.105).

3 Byggnadsmaterial

De vanligaste byggnadsmaterialen för brokonstruktioner är betong, stål och trä (Burström, 2007, s.3). De tre materialen skiljer sig från varandra gällande mekaniska egenskaper, produktion och beständighet. Nedan följer en redogörelse för ovanstående faktorer, vilka används som underlag vid val av byggnadsmaterial.

3.1. Betong

Betong är ett av de vanligaste byggnadsmaterialen för broar då det är ett robust och mångsidigt material. Formbarheten bidrar också till dess flexibilitet då byggnadselement av olika storlek och form kan gjutas. Betong är relativt billigt och tillgången är god (Zhang, 2011, s.82).

3.1.1 Mekaniska egenskaper

Betong har hög tryckhållfasthet men låg draghållfasthet i oarmerat tillstånd. Med hjälp av armering kan materialet styras till önskad respons vilket gör det till ett flexibelt material. Fördelar jämfört med stål är fukttåligheten och förmågan att tåla höga temperaturer (Al Emrani, Engström, Johansson och Johansson, 2013, s.B9). Vid långvarig belastning uppvisar betong krypning, det vill säga ökade deformationer vid konstant last. I armerade konstruktioner uppstår inre tvångskrafter vid uttorkningsfasen då betongen krymper. Krympningens storlek beror på vattenhalten och omgivningens relativa fuktighet, där en låg relativt fuktighet ger stor krypning (Burström, 2007, s.245-246). Genom att tillsätta flyttillsatsmedel eller vattenreducerande medel kan vattenhalten reduceras vilket både leder till att krympningen minskar och att hållfastheten ökar. Betong har en längdutvidgningskoefficient på $8\text{-}12\cdot 10^{-6}[\frac{1}{K}]$ (Burström, 2007, s.140).

3.1.2 Produktionsmetoder

Det finns två grupper av produktionstekniker för betongbroar, platsgjutning och prefabricering. Metoderna använder olika typer av armering.

Platsgjutning och prefabricering

Platsgjutning av betong kan ske i platsbyggd form och då behövs oftast tillfälliga konstruktioner. Andra sätt att platsgjuta är genom klätterform eller glidform (Svahn, P.O. personlig kommunikation, 2 februari 2018). Platsgjuten betong kan vara förspänd och spänns då oftast genom efterspänning eller slakarmerad (Engström, B., personlig kommunikation, 6 februari 2018).

Platsgjutning med klätterform innebär att man använder sig av en form kopplad till hydraulik. Hydrauliken skjuter formen uppåt i steg i takt med att gjutningen sker. Gjutning sker i den takt att betongen i formens underkant härdat tillräckligt då den exponeras. Det finns också en ställning monterad på formen för att möjliggöra arbete med betongen. Fästen för ställningen monteras på den härdade betongen allt eftersom den klättrar uppåt (Svahn, P.O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

Platsgjutning med glidform liknar metoden med klätterformsgjutning då den består av en form som glider uppåt längs det gjutna elementet med hjälp av hydraulik. Glidformsgjutning har använts i många år för att gjuta höga konstruktioner och har fördelen att den kan omformas om det gjutna elementets tvärnitt varierar (Ljungkrantz, Möller och Petersons, 2014, s. 611-625). Idag övergår dock användningen av glidform allt mer till klätterform då den är mer flexibel (Svensk Betong, utan år).

Prefabricerad betong tillverkas i fabrik och transporteras till byggarbetsplatsen för montering (Svahn, P.O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

Armering

Betong kan vara armerad på två olika sätt: slakarmerad eller förspänd, *pre-stressed*. Slakarmering av betong innebär att armeringen placeras i gjutformen i ospänt läge. Den börjar därför verka först då betongens draghållfasthet överskridits (Al Emrani m. fl., 2013, s.B1). Förspänd betong har fördelen att den verkar i drag direkt från uppspänning vilket gör att betongen från början är tryckt. Sprickor uppkommer då vid högre laster vilket leder till att större spännvidder kan uppnås än för slakarmerad betong. För förspänd betong finns ett kritiskt vid produktion då underkanten av betongen blir tryckt och ovansidan dragen vilket kan leda till sprickor i ovankant av betongen vilket bör undvikas (Engström, B., personlig kommunikation, 6 februari 2018). Den förspända betongen kan vara antingen förspänd genom förespänning, *pre-tensioning*, eller förspänd genom efterspänning, *post-tensioning*, där begreppen beskriver om uppspänningen av armeringen sker innan eller efter gjutning.

Vid förespänning av betong spänns ställinorna innan gjutning och är då oftast raka på grund av att de spänns mellan två punkter. Metoden är vanligast för prefabricerad betong (Engström, B., personlig kommunikation, 6 februari 2018).

Efterspänd betong görs oftast i ursparningsrör i vilka linorna ligger. Rören läggs då ner i gjutformen innan gjutning och kan formas relativt fritt. De spänns sedan upp efter härdning. Ena änden av linorna förankras i betongen genom att gjas in i betongen och i den andra änden fästs domkrafter vilka används för att spänna linorna (Engström, B., personlig kommunikation, 6 februari 2018).

3.1.3 Miljöpåverkan

Betong är ett material med lång livslängd och god beständighet vilket är en bra egenskap ur miljösynpunkt. I och med att betong kan gjas i många olika former och då det finns olika hållfasthetsklasser, kan tvärsnitten optimeras och materialåtgången på så vis hållas nere. Betong kan till stor del återvinnas och användas till andra ändamål när armeringsstängerna avlägsnats (Trafikverket, 2018, s.107). Det som däremot är mindre bra med betong är framförallt att cementtillverkningen kräver mycket energi, vilket leder till stora utsläpp av koldioxid (Trafikverket, 2018, s.107).

3.1.4 Förvaltning

Det finns en rad beständighetsproblem kopplade till det omgivande klimatet (Burström, 2007, s.247) vilka ställer krav på förvaltningen av betongen. De främsta problemen för betong är frostangrepp och kemisk korrosion.

Frostangrepp

Om betong utsätts för låga temperaturer riskerar vatten som finns i betongporerna att frysa till is. När vattnet fryser ökar dess volym och stora spänningar uppstår i betongen. Frostangreppen kan leda till

allvarliga skador i materialet (Burström, 2007, s.248). För att undvika beständighetsproblemet är vattencementtalet, som enligt rekommendationer ska ligga under 0,55 i måttlig betongaggressiv miljö och under 0,45 i betongaggressiva miljöer så som för marina konstruktioner, en viktig parameter att beakta. En högre luftinblandning har också en positiv effekt enligt Burström (2006, s.248).

För att skydda betongen mot frostangrepp finns olika åtgärder, men den viktigaste är som ovan nämnt att betongens sammansättning är rätt från början. Om inte detta räcker kan betongen behöva ytbehandlas (Fagerlund, 1992, s.36). En annan viktig aspekt är att inte låta vatten ligga kvar på konstruktionen för länge. Den konstruktiva utformningen, vilket innebär att bygga så att vatten lätt rinner av konstruktionen, är därför viktigt att beakta för att undvika beständighetsproblem.

Armeringskorrosion

Armering som befinner sig inne i betongen är skyddad mot korrosion då betongen är basisk (Burström, 2007, s.249-251). Den ena orsaken till att armeringskorrosion sker är att koldioxid tränger in genom sprickor och sänker pH-värdet, så kallad karbonatisering. När det lägre pH-värdet i betongen når armeringsstålet börjar armeringen rosta. Den andra orsaken till armeringskorrosion är kloridinträngning. Kloriderna kommer från exempelvis havsvatten eller vägsalt. För att förhindra armeringskorrosion krävs ett tillräckligt tjockt täcksikt av betong (Fagerlund, 1992, s.11).

3.2. Stål

Stål som byggnadsmaterial började användas i stor skala i början av 1900-talet (Stålbyggnadsinstitutet, 2016a). Kombinationen av hög hållfasthet, låg kostnad och hög formbarhet gör stål till ett av de vanligaste byggnadsmaterialen för brokonstruktioner.

3.2.1 Mekaniska egenskaper

Stål är ett förutsägbart material med god tryck- och draghållfasthet. Stålets seghet gör att det kan motstå stora stötar och vibrationer utan att gå till brott (Zhang, 2011, s.206). Segheten minskar dock till exempel då temperaturen minskar vilket måste beaktas vid utformning av broar (Hirt och Lebet, 2013, s.63). Genom att kallbearbeta stålet kan högre sträck- och brottgräns erhållas, dock till priset att brottöjningen minskar vilket ger sprödare brott. Vidare inverkar belastningshastigheten på sträck- och brottgränsen. Särskilt vid mycket snabba belastningsökningar så som stötar och explosioner ökar sträckgränsen avsevärt (Al Emrani m. fl., 2013, s.30). Höghållfast stål används oftast för element belastade med ren dragspänning då hållfastheten utnyttjas i hela tvärsnittet (Zhao, Tonia och Tonia, 2012, kap. 2). Stål har en längdutvidgningskoefficient på $12 \cdot 10^{-6} [\frac{1}{K}]$ vilket innebär att stål har en relativt stor volymändring vid temperaturförändringar (Burström, 2007, s.140).

3.2.2 Produktionsmetoder

Standardsortiment av stålprodukter omfattar valsade och svetsade profiler. Standardprofiler för stål omfattar plåt, stänger, balkar och konstruktionsrör. Specialanpassade profiler kan svetsas i fabrik eller på plats. Förhållandena vid robotsvetsning i fabrik gör att svetsarna håller högre kvalitet, ty svetsning sker under kontrollerade former (Hirt och Lebet, 2013, s.28). I jämförelse med valsade profiler är svetsade profiler dyrare att framställa. Fördelen är dock att man kan skapa grövre balkar som klarar

längre spännvidder. Vid dimensionering av broar används oftast svetsade profiler för att klara av stora lastfall (Al Emrani m. fl., 2013, s.S6). Element sammanfogas genom svetsning eller förband så som skruvförband.

Lansering är en vanlig metod vid produktion av stålbroar. Produktionsmetoden innebär att bron skjuts ut från en brobank till den andra. För långa broar sker lansering i etapper mellan stöden där även tillfälliga lanseringstorn kan byggas upp mellan brostöden (Svahn, P.O., personlig kommunikation, 2 februari 2018). Då bron vid lansering kommer att böja ned innan den når nästkommande stöd används oftast en lanseringsnos i änden av det lanserade elementet som är byggd för att landa på stödet även om viss nedböjning skett (Svahn, P.O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

En risk vid lansering är att marken vid brobanken från vilken lansering sker inte klarar av det höga tryck som skapas då elementet skjuts ut. Om sättningar sker i området kan lanseringen behöva avbrytas. Det finns då också risk att broelementet rasar, vilket kräver att utförliga beräkningar görs på markens bärrighet vid brobanken.

Skruvförband

Skruvförband kan användas som ett skjuvförband mellan plåt och skruv eller som friktionsförband mellan två plåtar (Al Emrani, Engström, Johansson och Johansson, 2011, s.S102). Oftast väljer man att kombinera de olika principerna för bästa resultat. Fördelen med ett skruvförband är att det medför snabb och effektiv montering. Nackdelen är att metoden innebär större risk för korrosion (för mer information om korrosion se 3.2.4).

Svetsförband

Det förekommer två olika typer av svetsar, kälsvets och stumsvets (Al Emrani m. fl., 2011, s.S123). Kälsvets utförs mellan två plåtar som ligger omlott medan stumsvets utförs genom att man utför en genomsvetsning mellan två plåtar. Fördelen med ett fullständigt genomsvetsat stumsvetsförband är att materialet inte blir försvagat, utan svetsen kommer att ha samma hållfasthetsegenskaper som omgivande material.

3.2.3 Miljöpåverkan

Stål har en lång livslängd och kan både återanvändas och återvinnas. I och med detta kan resursuttagen minskas och miljöpåverkan blir därför inte lika stor. Stålets goda förmåga att bearbetas och formas på önskvärda sätt leder även det till mindre materialåtgång (Trafikverket, 2018, s.107). Den största nackdelen med stål är att materialet i obehandlad form är korrosionskänsligt och måste skyddas mot rost med ytbehandlingar vilket bidrar med en negativ miljöpåverkan (Trafikverket, 2018, s.108). En annan nackdel är den stora energiåtgången vid ståltillverkning.

3.2.4 Förvaltning

Stål är med sin höga hållfasthet och långa livslängd ett lämpligt material för brokonstruktioner (Trafikverket, 2018, s.107). Den stora nackdelen är materialets utsatthet för korrosion, som påverkar dess hållfasthet och beständighet. Vid korrosion minskar lastbärande tvärsnittsarea och responsen blir sprödare (Zhang, 2011, s.234). Högt fukthalt, tillsammans med höga koncentrationer av svaveldioxid och klorider på ytan, leder till en högre korrosionshastighet (Burström, 2007, s.320-321). Sådana förhållanden återfinns oftast i kustklimat med stora mängder salt i luften (Stålbyggnadsinstitutet,

2016b), samt på broar som vinterunderhålls med vägsalt (Fagerlund, 1992, s.11). Om stålet är belagt med smuts, som lagrar fukt ökar risken för korrosion (Stålbyggnadsinstitutet, 2016b).

För att skydda mot korrosion används olika ytbehandlingar som skyddsåtgärder, exempelvis rostskyddsmålning och metallbeläggning (Burström, 2007, s.157). Under konstruktionens livslängd måste ytbehandlingarna upprepas (Trafikverket, 2018, s.107), vilket dels är kostsamt (Stålbyggnadsinstitutet, 2016b) men också medför en stor påverkan på den omgivande miljön (Trafikverket, 2018, s.107).

Andra åtgärder mot rost är att utforma konstruktionen på ett sådant sätt att de elektrolytiska processer motverkas. Exempelvis att olika metaller i konstruktionen inte ska ha någon kontaktyta eller att de ska konstrueras så att vatten kan rinna av och inte samlas upp i håligheter och springor (Burström, 2007, s.157). Bron behöver också utformas på ett sådant sätt att delarna i konstruktionen är lättåtkomliga för inspektioner och åtgärder (Trafikverket, 2018, s.20).

3.3. Trä

Trä har använts som byggnadsmaterial genom alla tider. Det är ett tillgängligt, förnybart och naturligt material. I och med utvecklingen av limträ erhålls goda egenskaper vilket har lett till att trä som byggnadsmaterial i broar blivit mer konkurrenskraftigt gentemot stål och betong.

3.3.1 Mekaniska egenskaper

Trä har hög hållfasthet i förhållande till massa. Utvecklingen av kompositmaterial och limträ medför att mer förutsägbara strukturer av trä kan konstrueras. Detta då limträ uppvisar mindre hållfasthetsvariationer än konstruktionsvirke samtidigt som tvärsnittet kan optimeras med höghållfast trä där belastningen är som störst (Borgström, 2016, kap. 2.7.1.1). Hållfastheten är på grund av den anisotropa strukturen beroende av belastningsriktning. Störst hållfasthet erhålls vid drag parallellt fiberriktningen och lägst hållfasthet erhålls vid tryck vinkelrätt fiberriktningen och skjuvning parallellt fiberriktningen (Burström, 2007, s.379). Vidare minskar hållfastheten med belastningstid, efter ett års belastning har hållfastheten för högkvalitativt virke minskat till ungefär 60 % (Al Emrani m. fl., 2013, s.T18).

Krypning är ett lastberoende fenomen då träet deformeras över tid vid konstant belastning. Vid ändrad fuktkvot uppvisar trä fuktbetingade rörelser. Effekterna av båda fenomen är riktning beroende. Skevhet och kantkrokighet är de geometriska deformationer som utgör störst problem och uppstår då de fuktbetingade rörelserna är olika stora i olika riktningar (Borgström, 2016, s.39). Vad gäller hållfasthetens fuktberoende så ökar böj- och tryckhållfastheten med minskad fuktkvot medan förmågan att absorbera stötar minskar (Structural Timber Association, 2014, s.65).

Trä motstår brand bra då förkolningen sker långsamt och värmekonduktiviteten för trä är låg. Det kolskikt som bildas vid förbränning bidrar också till att skydda trämaterialiet genom att bilda ett lager med lägre värmekonduktivitet än ursprungsträet (Burström, 2007, s.189).

3.3.2 Produktionsmetoder

Förutom att användas som konstruktionsmaterial för en bro, kan trä även användas som byggnadsmaterial för tillfälliga konstruktioner som exempelvis gjutformar. Trä är också ett lättarbetat material som inte kräver avancerade verktyg vid produktion (Structural Timber Association, 2014, s.1). Enligt trafikverket får träbroar uppföras då den tekniska livslängden ska vara upp till 80 år (Träguiden, 2003). Träbroar uppförs oftast med konstruktionsvirke och limträ. Konstruktionsvirke kan ha en maximal spännvidd på 5 meter (Träguiden, 2015) och är ofta av gran (Al Emrani m. fl., 2013, s.T26). Limträ däremot begränsas i regel av transportmöjligheter. Limträ produceras genom att man limmar ihop fanérsnitt, tunna skivor av trä, med samma fiberriktning (Träguiden, 2015). På byggarbetsplatsen förbinds konstruktionselement med olika typer av mekaniska förband. Vanligtvis används plåtbeslag med skruv eller spik som är gjort av stål eller trä (Al Emrani m. fl., 2011, s.T71 s.T75).

3.3.3 Miljöpåverkan

Träd är en förnybar råvara som binder koldioxid från atmosfären. Trä är ett förhållandevis lätt material vilket är positivt då energiåtgången minskar vid transporter. För att uppnå en lång livslängd hos materialet måste träet skyddas (för mer information se avsnitt 3.3.4). Om de skyddade åtgärderna genomförs på rätt sätt uppnås en livslängd på mellan 40-80 år. En annan fördel med trä är möjligheten att återvinna och återanvändas (Trafikverket, 2018, s.108). Nackdelarna med trä är att det krävs omfattande åtgärder för att det ska nå önskad livslängd. Innan användning måste träet torkas ut för att nå önskad fuktkvot vilket är energikrävande. En annan problematik är att träskyddsmedel som används för att motverka fukt och biologiska angrepp är miljögiftiga (Burström, 2007, s.389-390).

3.3.4 Förvaltning

Broar av trä kräver regelbundet underhållsarbete och inspektioner ska därmed genomföras varje år. För mer information om de olika inspektionstyperna se kapitel 5. Den största problematiken med träbroar är träets dåliga beständighet mot fukt. Om trämaterial utsätts för fuktkvoter över cirka 20 % och temperaturer mellan 5-40 °C kan det leda till mikrobiella angrepp (Petersson, 2013, s.156) till exempel på röta och mögel (Burström, 2007, s.387-388). Angreppen kan in sin tur leda till ytliga skador som förstör brons utseende och/eller inre skador som påverkar hållfastheten i materialet.

För att undvika att träbroar tar skada finns olika skyddande åtgärder. Det mest effektiva sättet att skydda träet är genom konstruktivt träskydd, vilket innebär att bron utformas på ett sådant sätt att träet inte ges möjlighet att utsättas för uppfuktning under längre tid (Burström, 2007, s.389-391). Som komplement till det konstruktiva träskyddet kan även kemiskt träskydd användas, det innebär att träet behandlas med träskyddsmedel för att förhindra angrepp. Tryckimpregnering av trä är en vanlig metod för att kemiskt behandla trä. Metoden går ut på att pressa in träskyddsmedel i virket (Burström, 2007, s.390), men metoden medför emellertid stora utsläpp av miljögifter och ska därför användas i så liten grad som möjligt (Abelson, Båge och Westerlund, 1998, s.23).

Som nämnt ovan krävs ett regelbundet underhåll för att säkerställa brons livslängd. Utsatta delar, måste genom ett regelbundet underhåll, göras rena för uppnå önskad fuktbeständighet då löv, skräp och grus binder fukt (Fjellström och Pousette, 2004, s.27).

4 Tekniska lösningar

Med utgångspunkt i byggnadsmaterialens verkningsätt, egenskaper och produktionsmetoder finns vissa genomarbetade koncept för grundläggning och brodesign vilka presenteras nedan.

4.1. Grundläggningsmetoder

Vid grundläggning av broar används i huvudsak plattgrundläggning och djupgrundläggning. Valet av metod bygger i huvudsak på markens egenskaper, lastens storlek och riktning samt typ av bro. Val av brotyp ställer också krav på grundläggningens egenskaper.

4.1.1 Plattgrundläggning

Principen för plattgrundläggning är att föra ned lasten till marken via det övre marklagret, vilket åstadkoms genom att schakta bort fyllnadsjord och placera en platta på en packad fyllning om minst 0,3 m på underliggande friktionsjord. Fyllningen ska placeras med lutning från bottenplattan för att lasten ska spridas i fyllningen (Anders Örtendahl och Holmström, 1994). Det vanligaste brottmoderna för plattgrundläggning är skjuvbrott och differenssättningar. För att förhindra differenssättningar kan fundament sammankopplas via en kontinuerlig platta. För en platta som vilar på friktionsjord ska resultanten av den vertikala belastningen vara placerad inom den mittersta tredjedelen, för att undvika att fundamentet stjälpas på grund av excentrisk belastning (Zhao m. fl., 2012, kap. 4.1.3). Om höghållfast undergrund inte återfinns inom 2-3 meter från markytan tenderar plattgrundläggning bli mindre lönsamt än djupgrundläggning (Zhao m. fl., 2012, kap. 6.4).

4.1.2 Djupgrundläggning

Om de övre jordlagren inte har tillräckligt bra hållfasthetsegenskaper används djupgrundläggning för att föra ned lasten till mer hållfast mark. Metoden kan också vara användbar då fundament är utsatta för laterala krafter, lyftkrafter, eller då differenssättningar inte tillåts (Ricketts m. fl., 2004, kap. 7.10).

Pålning används ofta då undergrunden består av lera, torv, gyttja, silt eller finsand. Pålarna kan utföras som slagna pålar eller grävpålar. Fördelar med slagna pålar är bland annat att de kan göras fabriksstillverkade och standardiserade och därmed billigare. Nackdelarna är att de är massundanträngande och genererar vibrationer och buller vid produktion. Grävpålar har inte ovanstående nackdelar men är istället dyrare, särskilt för hårda jordar (Olsson 1993, s.66). Det finns i huvudsak två olika typer av pålar:

Mantelburna: För ned lasterna till undergrunden genom friktion eller kohesion. Används då avståndet ned till fast berg är stort.

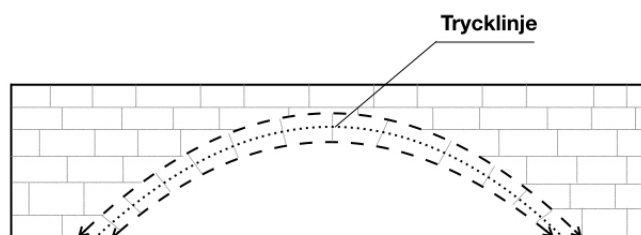
Spetsburna: För primärt ned lasterna till anslutande berg genom spetsen och sekundärt genom kohesion eller friktion. Kan göras mycket långa då de stabiliseras horisontellt av omgivande mark och då förhindras att knäcka (Handy, 2007, kap. 23.2.1.).

4.2. Brotyper - verkningssätt och produktion

Utformningen av en bro baseras oftast på belastningen och hur dessa effektivast förs ned till stöd. Broar bär laster på olika sätt, är i behov av olika mängd material och är lämpliga för olika spännvidder.

4.2.1 Valvbro

Valvbron är en av de äldsta brotyperna, bärverket består av en båge som endast verkar i tryck. Detta sker enligt samma princip som för en hängande kedja vilken kommer formas som en catenaria under sin egentyngd då den endast kan bära laster i drag. Ett valv är som en upp-och-nedvänd kedja, men kan endast ta tryckkrafter istället för dragkrafter. Trycklinjen för ett valv belastat med endast sin egentyngd kommer att följa formen för en catenaria. Om valvet belastas med en jämnt utbredd last kommer trycklinjen följa en parabelform. Så länge trycklinjen ligger innanför tryckbågen kommer lasterna bäras ned mot stöd. Om inte trycklinjen ligger inom valvet kollapsar det (Block, Dejong och Ochsendorf, 2006, s.19). Idag utformas valvbron vanligtvis i betong, armerad eller oarmerad, men även block av sten används (Trafikverket, 2014, s.39-40). En illustration över hur krafterna verkar i bron visas i figur 4.1.



Figur 4.1: Principiell modell över en valvbro och hur tryckkrafter verkar i bågen

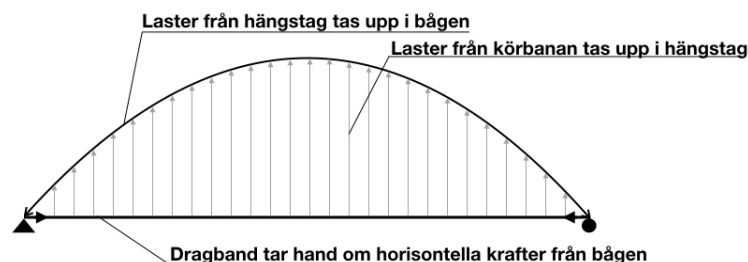
4.2.2 Bågbro

En bågbro kan utformas med en båge under brodäcket (underhängd båge) eller med bågen ovanför brodäcket (överhängd båge) (Trafikverket, 2014, s.41). En bågbro med överhängd båge illustreras i figur 4.2. Vanligen består bågbron av en båge på vardera sida om brodäcket men det förekommer även bågbroar med en båge placerad i mitten av brodäcket. Bågbron är begränsad i spännvidd, varför det ibland förekommer bågar i flera fack av bron. Likt valvbron är bågen i bron utsatt för tryckkrafter vilket bidrar till bärförmågan. Vid överliggande båge fästs ofta hängstag mellan båge och brodäck vars primära syfte är att föra lasterna från körbanan till bågen, hängstagen blir således belastade i drag. För bågbroar med relativt kort spann kan de vertikala hängstagen ersättas med stålprofiler som verkar i balkverkan för att öka styvheten mot vippning i sidled. Ett annat sätt att öka bågens stabilitet är att fästa hängstagen vid sidan av bågens infästningspunkter. På detta sätt erhålles geometrisk ickelinjäritet vid belastningen. Stålprofilerna mellan båge och brodäck kan på så vis öka stabiliteten mot deformationer ur planet (Tang, 2015, s.444-445). Bågen kan utformas i armerad betong, trä eller stål (Trafikverket, 2014, s.41). Dragband kan fästas mellan bågens ändar för att minska de horisontella krafter som landfästena belastas med. Dragkrafterna som uppkommer i dragbandet verkar också positivt vid beaktande av andra ordningens effekter, vilket ytterligare reducerar momentet i brobanans längsled.

Vid produktion av bågbroar är det oftast materialet som bestämmer tillverkningsmetod. En bågbro i betong kan tillverkas genom att uppföra en form (vanligtvis i trä), vilken utformas enligt önskad form på bågen. Tills dess att bågen är komplett och klarar att bära sig själv kan den hållas upp av draglinor förankrade i land eller med andra typer av tillfälliga konstruktioner. Risker som finns vid den här typen av produktionsmetod är risk för ras av den tillfälliga konstruktionen inklusive dess förankring i land (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

Bågar i fackverkskonstruktion av stål och trä kan monteras i förväg och lyftas på plats eller lanseras beroende på platsens förutsättningar. Tack vare att bågen kan tillverkas på annan plats kan produktionen ske under mer kontrollerade förhållanden vilket minskar risken för olyckor. Däremot blir riskerna för olyckor större vid placering av bron då hantering av extremt stora element sker (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

Efter montage av bågen beror tillverkningen av de andra komponenterna på om bågen är över- eller underhängd. Då bågen är placerad under brobanan monteras brobanan på pelare som placeras på bågen. Då bågen är placerad över brobanan hängs denna istället i linor eller stag från bågarna (Nationalencyklopedin, utan år). En överhängd bågbro ökar risken för att fordon på bron att kollidera med bronns båge och hänglinor medan en underhängd bågbro ökar risken för att fordon under bron att kollidera med bågen vid dess infästningar i mark. För underhängda bågbroar kan kollideringsrisken motverkas genom att påseglingskydd byggs upp kring stöden. För överhängda bågbroar kan detta motverkas genom att ett räcke byggs med god marginal till linorna och bågen. Bron bör också dimensioneras för att hålla för att ett stag saknas, främst för att byte av stag ska kunna ske (Trafikverket, 2011, s.42).



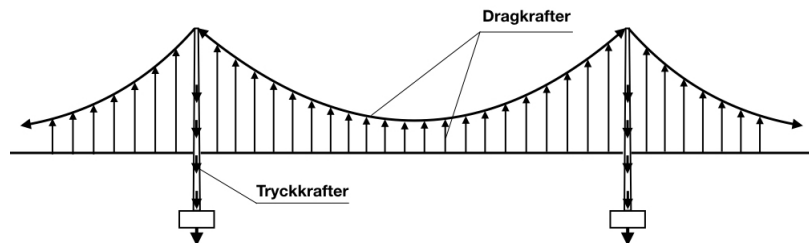
Figur 4.2: Principiell modell över hur tryck- och dragkrafter verkar i en överhängd bågbro

4.2.3 Hängbro

För en hängbro utgörs bärförmågan av kablar som löper över pylontorn och vidare ned i ankare som fästs i berg eller betongfundament. I figur 4.3 illustreras ett typiskt verkningssätt för en hängbro. Kablarnas vikt är försumbar i förhållande till brobanans egentyngd. Brobanans egentyngd verkar som en jämnt utbredd last, varför hängkablarna får en parabelform. Vanligtvis hängs en kabel om vardera sida om brobanan. I kablarna fästs sedan sekundära hänglinor som bär upp lasten från brodäcket i drag. När hänglinorna belastas i drag blir således också de primära hängkablarna belastade i drag. Det leder till att pylonerna blir belastade i tryck. De för sedan ned lasterna till marken. Hängbron är en effektiv lösning vid mycket stora spännvidder, cirka 500 meter och uppåt (Hirt och Lebet, 2013, s. 78). Hänglinornas infästningar i brodäcket leder till att spannet mellan fri brobana blir kortare, vilket således ger en lägre momentbelastning i brobanan.

Hängbroar produceras genom att de primära linorna först förankras på pylonerna varefter brobanan

fästs genom att de hissas upp i linorna i delar (Ogihara, utan år, s.52-53). Bärkablarna monteras genom att hjul skickar mindre linor fram och tillbaka mellan pylonerna tills dess att önskad tjocklek erhålls (Britannica.com, utan år). I många fall används tillfälliga linor för att möjliggöra arbetet under brons produktionstid (Ogihara, utan år, s.52-53). Hängbroar är vanliga för långa spännvidder. Vid stöd nära farleder kan påseglingsskydd används för att skydda stöden mot påkörning av fartyg. Hängbroar ska också dimensioneras för att klara av ett byte av en hänglina (Trafikverket, 2011, s.42).



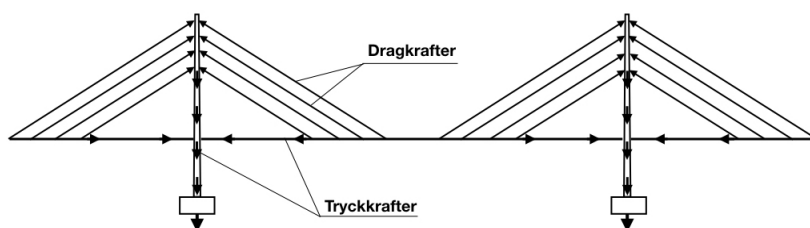
Figur 4.3: Principiell modell över hur tryck- och dragkrafter verkar i en hängbro

4.2.4 Snedkabelbro

En snedkabelbro karakteriseras av sneda kablar som löper mellan brobana pylonerna (Trafikverket, 2014, s.45) vilket illustreras i figur 4.4. Den primära bärningen bygger på principen att effektivaste lastvägen för en punktlast är den som går i en triangelform direkt till stöd (jämför kedjekurva med punktlast). Lasten från brobanan förs med dragkrafter i kablarna till pylonerna för att sedan föras till upplag genom tryck i pylonerna. Antalet kablar varierar från fall till fall men det eftersträvas att endast en kabel förankras i varje ankare i pylontornen och brobanan för att monteras på enklast möjliga sätt (Svensson, 2012, s.17). Snedkabelbron är fördelaktig då snedkablarna reducerar vertikal belastning i brodäcket vilket således leder till en lägre momentbelastning i brodäcket på grund av kortare spann mellan upphängningspunkter. Snedkablarnas dragkrafter leder till att brodäcket blir tryckt. Ur ekonomisk aspekt konstrueras snedkabelbroar i en spännvidd om cirka 100 - 1100 meter (Svensson, 2012, s.17).

De sneda kablarna kan anordnas i solfjäderform eller i en harpliknande konfiguration. I en solfjäderanordning fästs kablarna i pylontornet vid samma punkt. En harpliknande form visas i figur 4.4.

Produktion av snedkabelbroar börjas med att pylonerna konstrueras. Sedan förankras kablarna i pylonerna och brobanan byggs ut i konsoler med hjälp av förspänning (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).

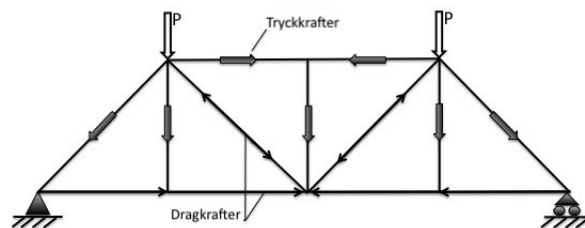


Figur 4.4: Principiell modell över hur tryck- och dragkrafter verkar i en snedkabelbro

4.2.5 Fackverksbro

En bro vars primära bärelement utformas som ett fackverk benämns vanligtvis för fackverksbro och illustreras i figur 4.5. Fackverket verkar endast i stångverkan vilket betyder att endast drag- och tryckkrafter verkar i fackverket (Trafikverket, 2014, s.22). Fackverksbalkarna kan placeras under, över, eller i höjd med brodäcket och utformas vanligtvis i stål eller trä. Fackverksbron är en effektiv lösning om den fria höjden under bron inte ska begränsas. Det är möjligt att tillverka spann om upp till cirka 400-500 meter med hjälp av fackverk (Hirt och Lebet, 2013, s.43).

Fackverksbroar är flexibla vid produktion då de kan fraktas i delar som sedan monteras ihop på plats. Bron placeras sedan på plats genom lyftning eller lansering (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).



Figur 4.5: Principiell modell över hur tryck- och dragkrafter verkar i en fackverksbro

4.2.6 Rörbro

Rörbroar är vanliga för kortare spannvidder upp till 7 meter. Rörbroar kan tillverkas i betong eller stål (eller i plast upp till 3m) (Trafikverket, 2018, s.45) och kräver en viss överfyllnad mellan rör och brobana för att undvika buckling (Sandberg, J., personlig kommunikation, 16 februari 2018).

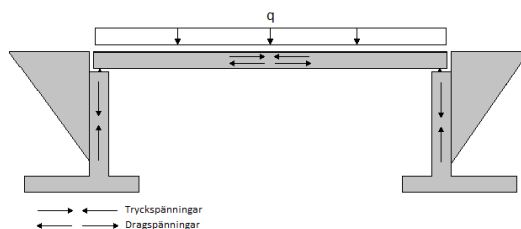
4.2.7 Balkbro

Balkbron är vanligtvis en platt bro där lasteffekten primärt tas upp via balkar. Ovanför beläggs brodäcket. Antalet balkar i brons breddled varierar utifrån utformningen av bron. En illustration av det principiella verkningssättet för en fritt upplagd balkbro visas i figur 4.6.

En balkbro kan utformas i trä, stål eller betong. Beroende på val av material i balken kan olika spannvidder åstadkommas. En balkbro i trä ger en spannvidd upp till 30 meter och för en balkbro i stål kan en spannvidd om 80 meter åstadkommas. Balken kan utformas enligt standardtvärsnitt för valsade I-balkar eller lådtvärsnitt.

En balkbro bestående av betongbalkar ger olika spannvidder beroende på om betongen är slakarmerad (upp till cirka 25 meter) eller förspänd (upp till cirka 200 meter) (Trafikverket, 2014, s.21) och kan utformas som rektangulära tvärsnitt eller lådtvärsnitt.

Balkbroar i betong kan gjutas på plats eller prefabriceras i delar (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018). Vid långa spannvidder förspänns armeringen (Engström, B., personlig kommunikation, 18 januari 2018). I båda fall krävs tillfälliga konstruktioner på platsen under bron. För ståltvärsnitt kan balkbron lyftas på plats eller lanseras ut (Svahn, P-O., personlig kommunikation, 2 februari 2018).



Figur 4.6: Principiell modell över hur krafterna fördelas i en fritt upplagd balkbro

4.2.8 Plattbro

Huvudbärverket i en plattbro utgörs av en platta med en bredd som ska vara större än fem gånger plattans höjd. Plattbron har stora likheter med balkbron och bär lasterna enligt samma princip (Engström, B., personlig kommunikation, 18 januari 2018). Plattbron används med stor fördel då spännvidden är relativt kort och om konstruktionshöjden är begränsad (Trafikverket, 2014, s.15). Spännvidden för en plattbro uppgår till cirka 15 meter (Trafikverket, 2018, s.37).

4.2.9 Rambro

En rambro karakteriseras av att bronns olika delar samverkar och förstyrkar konstruktionen vilket får konstruktionen att bättre motstå förskjutningar. Vanligen styvas bronns ändhorn upp med broplattan (Plos. M., personlig kommunikation, 23 januari 2018).

En plattribro karakteriseras av att broplattan, som även utgör den bärande förmågan, kopplas samman med anslutande stödmur. Ett momentstyvt hörn eftersträvas för att få strukturen att motstå förskjutningar. Plattribron konstrueras vanligtvis i betong och en spännvidd om 22-25 meter kan åstadkommas med slakarmerad betong och cirka 35 meter med hjälp av spännarmerad betong (Trafikverket, 2014, s.28)

I en balkrambro utgörs, till skillnad från plattribron, bärförmågan av balkar. Balkarna ansluts till pelare på ett sådant sätt att ett styvt hörn uppkommer. Strukturen fungerar nu som en ram och motstår därför förskjutningar bättre än om strukturen inte varit styvt kopplad. Enligt (Trafikverket, 2014, s.32-33), byggs inte balkrambro i slakarmerad betong på grund av en alldeles för hög produktionskostnad. Med förspända betongbalkar kan en spännvidd på cirka 50 meter åstadkommas.

4.2.10 Samverkansbro

För samverkansbroar i stål och betong är oftast balkarna gjorda av stål och körbanan i betong. På stålets överflänsar sitter svetsbultar för att skapa samverkan mellan de två materialen (Trafikverket, 2018, s.42-43). Då stål原因arna bär brobanan monteras de före betongelementen. Vid tillverkning av samverkansbroar finns stor risk för vippning av stål原因arna innan brobanan tillkommit då den också verkar stabiliserande för bron. Därför används stabiliserande tvärbalkar mellan de bärande stål原因arna fram tills dess att brobanan tillkommer. De stabiliserande balkarna lämnas oftast kvar efter produktion då de är för dyra och svårtillgängliga för att plocka bort (Nilenius, F., personlig kommunikation, 26 januari 2018). För samverkansbroar lanseras vanligen ståltvärsnittet varefter betongen gjuts då stålet är på plats.

5 Förvaltning och underhåll

För att garantera broars funktionsduglighet under livslängden inspekterar och underhåller Trafikverket Sveriges broar regelbundet, minst vart sjätte år (Trafikverket, utan år). Den omkringliggande miljön och transporter kan påverka brons tekniska förutsättningar under dess livslängd. Broarna inspekteras och underhålls med syftet att säkerhetsställa att bärigheten alltid är tillräcklig för de transporter som bron dimensionerats för. Ett förebyggande underhåll av broarna är normalt sett mest kostnadseffektivt enligt Trafikverket.

5.1. Inspektion av broar

Inspektionerna som genomförs av Trafikverket kan delas in fem olika inspektionstyper; fortlöpande inspektion, översiktlig inspektion, allmän inspektion, huvudinspektion och särskild inspektion (Vägverket, 1994, s.14-17).

5.1.1 Fortlöpande och översiktlig inspektion

Den fortlöpande inspektionen syftar till att upptäcka skador som kan påverka trafiksäkerheten eller konstruktionens bärförmåga. Under inspektionen undersöks brobana och anslutande väg. Den sker vanligtvis i samband med att vägnätet inspekteras. I den översiktliga inspektionen utvärderas det om kraven som ställts på underhållsentreprenaderna uppfyllts och undersökning genomförs av de delar där särskilda krav ställts. För en bro i ett nationellt vägnät ska inspektionen genomföras två gånger per år, för övriga broar ska inspektionen genomföras minst en gång per år.

5.1.2 Huvud- och allmän inspektion

En huvudinspektion av en bro ska genomföras minst vart sjätte år och görs så fort som möjligt efter att den tagits i bruk. Inspektionen ska upptäcka och bedöma brister som kan uppkomma i alla delar av konstruktionen. Om en bro har en spännvidd på över fem meter ska även en allmän inspektion genomföras minst var tredje år. Broar med en spännvidd under fem meter genomgår en allmän inspektion vid behov. Inspektionen ska följa upp de skador som upptäcktes vid huvudinspektionen men inte åtgärdades och ska även upptäcka skador, som annars inte hade upptäckts förrän vid nästa huvudinspektion. Alla delar på bron som inte är placerade i vatten kontrolleras. I båda inspektionerna kontrolleras det även att ställda krav på underhållsentreprenaderna uppfyllts.

5.1.3 Särskild inspektion

Särskild inspektion genomförs vid behov för att undersöka brister som inspektionerna som beskrivits ovan upptäckt. Bara vissa delar av konstruktionen som undersöks i en särskild inspektion.

5.2. Underhåll av broar

Det regelbundna underhållsarbete som Trafikverket utför på en konstruktion kan exempelvis vara att broräcken, kantbalkar, täckskikt och övergångskonstruktioner byts ut och ersätts med nya. Det kan också innefatta ommålningar av materialen och betongreparationer (Trafikverket, 2018, s.141). Vid underhållsåtgärder då bron är i drift passerar trafik oftast över bron samtidigt. Arbetsmiljön vid dessa platser kan därför bli farlig och måste läggas stor vikt på då bron planeras och konstrueras. En väl utformad bro ska kräva så lite underhåll som möjligt. Ökad mängd detaljer i konstruktionen leder till ökat underhåll (Sandberg. J. personlig kommunikation, 16 februari 2018). Om underhållsarbeten krävs måste de kunna utföras utan risk för arbetare samt trafikanter. Utformningen av bron ska sammanfattningsvis enligt Trafikverket (2018, s.20) möjliggöra:

1. God inspekterbarhet.
2. Säker arbetsmiljö vid inspektion och underhåll.
3. Bibehållen trafiksäkerhet vid arbete och underhåll av bron.

5.3. Framtida önskemål om ökad trafiklast

En ökad trafiklast innebär ökad belastning på bron. Med en ökad belastning är det viktigt att underhållsarbetet och inspektionerna fortlöper enligt kraven. En ökning av ÅDT kan leda till en utmattning i bron vilket är viktigt att upptäcka så åtgärder kan vidtas. Åtgärderna innebär ökat underhållsarbete så som exempelvis ytbehandlingar på stål och betong och nya lager av asfalt på körbanorna. Allt för att säkerhetsställa att bron uppfyller de krav som ställts och därmed garantera säkerheten.

6 Urvalsprocessen

Metoden *konceptuell design* används för att besluta om vilket brokoncept som är bäst lämpat för rådade omständigheter. Konceptuell design används för att ta beslut i öppna problem där det inte finns en rätt lösning. För att ta beslutet samlas information in och bedöms, olika lösningar utvärderas och till slut väljs ett förslag som bedöms vara det mest fördelaktiga (Trafikverket, 2018, s.129-134).

6.1. Utvärderingskriterier

En utvärdering av broförslagen genomförs med hänsyn till olika bedömningskriterier. Metoden går ut på att bedömningskriterierna viktas mot varandra och på så sätt kan ett resultat erhållas om vilket bedömningskriterie som anses viktigare. Tabell 6.1 visar hur kriterierna har viktats mot varandra. Poängen i tabellen innebär att kriteriet jämförts mot de andra kriterierna som mindre viktigt (1 poäng), lika viktigt (2 poäng) eller mer viktigt (3 poäng). Kriterierna som utvärderats är:

- Produktion
 1. *Svårighetsgrad produktion* - Hur mycket svåra produktionsmetoder och specialkompetenser som krävs.
 2. *Tid produktion* - Den tid det tar att bygga bron.
 3. *Arbetsmiljö och säkerhet* - Säkerheten vid produktion, exempelvis krävs det stora säkerhetsåtgärder vid spännarmerad betong.
- Miljöpåverkan
 4. *Lokalt* - Miljöpåverkan på den närliggande, lokala miljön projektet medför, exempelvis utsläpp av miljöfarliga ämnen vid täckfärg på stål.
 5. *Globalt* - Miljöpåverkan på global nivå som projektet medför, exempelvis genom materialval.
- Underhåll
 6. *Behov* - Mängden underhåll som brotypen kräver med avseende på material samt brons utformning under dess livslängd.
 7. *Tillgänglighet* - Hur lättåtkomligt det är att genomföra underhållsarbeten och komma åt alla detaljer på bron.
- Landmärke
 8. *Brons form* - Hur tilltalande konstruktionen är ur designaspekt.
 9. *Anpassning till landskapet* - Hur väl bron passar in i landskapet.
- Konstruktion

10. *Materialåtgång* - Materialeffektivitet och mängden spillmaterial.
11. *Svårighetsgrad vid dimensionering* - Hur svåra och omfattande beräkningar som krävs för att dimensionera bron.
12. *Trafiksäkerhet* - Trafiksäkerhet då bron är i drift, exempelvis finns det risk för påkörning av pelare i körbanan.
13. *Grundläggningsbehov* - Omfattningen av grundläggningen. Både vad gäller dimensionering, produktion och materialåtgång.
14. *Konstruktionshöjd* - Fri höjd under bron utöver de platsspecifika kravet på 3 meter.

Tabell 6.1: Matris med viktning av kriterier

Kriterier		1=mindre viktigt, 2=lika viktigt, 3=viktigare														Poäng	Andel inom området	Andel totalt för området	Viktning totalt
Grupp	Kriterie	Jämförelse																	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		a	b	a * b
Produktion	1 Svårighetsgrad produktion				1	2	1	1	2	2	1	2	1	2	1	15	0.22		4.82%
	2 Tid produktion	3			1	3	2	1	1	2	2	3	1	1	3	20	0.30	0.22	6.43%
	3 Arbetsmiljö och säkerhet	3	3			3	3	3	3	3	3	3	2	3	3	32	0.48		10.29%
Miljöpåverkan	4 Lokalt	3	3			3	2	2	3	3	2	3	1	1	2	26	0.59		8.36%
	5 Globalt	2	1	1		1	1	3	3	2	2	1	1	1	1	18	0.41	0.14	5.79%
Underhåll	6 Behov	3	2	1	2	3			1	2	3	2	3	1	3	23	0.45	0.16	7.40%
	7 Tillgänglighet	3	3	1	2	3	3			3	3	3	3	1	2	3	28	0.55	
Landmärke	8 Form	2	3	1	1	1	2	1		2	1	3	1	3	2	18	0.55		5.79%
	9 Anpassning till landskapet	2	2	1	1	1	1	1	2		1	2	1	3	2	15	0.45	0.11	4.82%
Konstruktion	10 Materialåtgång	3	2	1	2	2	2	1	3	3		3	1	2	2	23	0.20		7.40%
	11 Svårighetsgrad dimensionering	2	1	1	1	2	1	1	1	2		1		1	2	14	0.12		4.50%
	12 Trafiksäkerhet bruksskede	3	3	2	3	3	3	3	3	3	3	3		3	2	32	0.28	0.37	10.29%
	13 Grundläggning	2	3	1	3	3	1	2	1	1	2	2	1		1	23	0.20		7.40%
	14 Konstruktionshöjd	3	1	1	2	3	1	1	2	2	2	1	2	3		24	0.21		7.72%
																311	5.00	1.00	100.00%

6.2. Första urvalprocessen

I den första urvalsprocessen presenteras olika broförslag som utvärderas översiktligt för att avgöra om brotypen är möjlig att bygga på platsen. I det första urvalet identifieras de mest lovande förslagen som sedan utvärderas vidare i en andra urvalsprocess.

6.2.1 Ej genomförbara broar

Tidigt i urvalsprocessen avgjordes det vilka broar som inte är möjliga att bygga på platsen med avseende på förutsättningarna. Följande broar valdes bort:

- Balkbro i trä, då den inte klarar spännvidden som krävs.
- Plattbro, då den inte klarar spännvidden och ger en begränsad höjd.
- Rambro, på grund av kravet på jordtryck på sidorna som inte kan åstadkommas på plats.
- Valvbro, då förhållandet mellan spännvidd och frihöjd inte blir tillräcklig.
- Underhängd bågbro, på grund av omfattande grundläggning samt att en underhängd båge leder till att frihöjden vid GC-väg inte uppfylls.
- Rörbro, då brotypen inte klarar spännvidden.

6.2.2 Genomförbara broar

Följande brotyper bedöms vara genomförbara på platsen.

- **Snedkabelbro med samverkande brobana i två spann**
- **Fackverksbro i stål, fritt upplagd i ett spann**
- **Överhängande bågbro i stål, fritt upplagd i ett spann**
- **Balkbro i betong, fritt upplagd i ett spann**
- **Balkbro med samverkande brobana, fritt upplagd i ett spann**
- **Överhängande bågbro i trä i två spann**
- Överhängande bågbro i betong i ett spann
- Kontinuerlig balkbro i betong i två spann
- Kontinuerlig balkbro i samverkan i två spann
- Hängbro med samverkande brobana i ett spann

Av de ovanstående genomförbara broarna är de sex mest lovande fetmarkerade. Urvalet kommenteras nedan för att redogöra för processen.

Viskans utsatthet när det kommer till lokala miljögifter sätter krav på att brokonceptet ska medföra en så liten ytterligare påverkan som möjligt. Brokoncept som kräver mittstöd i närheten av Viskan och/eller tillfälliga konstruktioner är därför inte idealiska för platsen. Kontinuerlig balkbro i två spann väljs därför bort. Likaså överhängande bågbro på grund av gjutformen som behövs för att konstruera bågen.

Snedkabelbron behålls trots konceptets behov av två spann. Dels då det är möjligt att placera mittstödet längre ifrån Viskan vilket medför att mittstödet inte hamnar under vatten när medelvattensnivån går upp till +128 meter. Bron blir även ett landmärke på platsen, vilket är en önskan från beställaren.

Alternativet med en hängbro utgör också ett landmärke men väljs bort då det lämpar sig bättre för mycket längre spännvidder än vad som kräva på platsen.

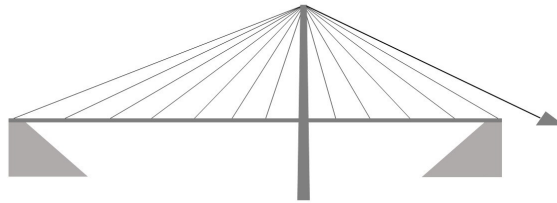
De positiva egenskaperna för trä gällande förnybarhet och miljöpåverkan gör att alternativet med en bågbro i trä tas vidare till urvalsprocessen, trots mittstödet potentiella påverkan på Viskan. En bågbro i trä skulle också utgöra ett landmärke på platsen vilket är som nämnt ovan ett önskemål från beställaren.

6.3. Andra urvalsprocessen

I den andra urvalsprocessen beskrivs de mest lovande alternativen mer detaljerat där de sedan viktas mot varandra i en utvärdering. Efter att viktningen har genomförts mynnar urvalsprocessen ut i ett broförslag.

Broförslag 1 – Snedkabelbro med samverkande brobana i två spann

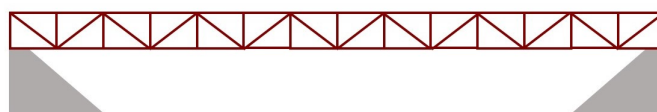
Bron utförs med ett pylonpar placerat mellan Viskan och GC-banan. Pylonerna sammanlänkas i toppen med hjälp av en tvärbalk. Det längre spannet blir 46 m och det kortare 30 m. Spännkablarna arrangeras i en solfjäderform, alltså samlade nära toppen av pylonen. Principskiss av broförslag 1 framgår av figur 6.1. På östra sidan förankras kablarna i ett fundament för att få momentjämvikt i pylonen. Brobanan utgörs av en samverkanskonstruktion med I-balkar sammanlänkande med tvärgående balkar för att ge stabilitet. Brobaneplattan gjuts fast i stålbalckarna med svetsbultar för att få samverkan. Grundläggningen av pylonerna sker med pålning till berg på grund av de stora lasterna. Pylonerna sammanbinds av ett fundament vilket vilar på en pålgrupp. Pylonparet platsgjuts varefter brobanan byggs ut symmetriskt från pylonerna. Den stora fördelen med metoden är att provisoriska konstruktioner kan undvikas. Ett antal risker som måste beaktas under produktion är dels risken att brobanan böjer ut på grund av stora tryckkrafter. En annan risk är att det vid förspänning uppstår stora spänningar vid montage, vilket ökar konsekvenserna om en olycka skulle ske.



Figur 6.1: Principskiss över broförslag 1 - Snedkabelbro med samverkande brobana i två spann

Broförslag 2 - Fackverksbro i stål, fritt upplagd i ett spann

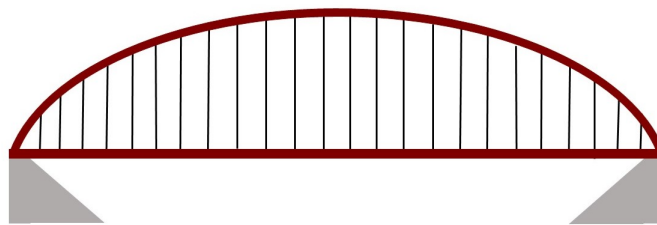
Bron utförs som en fackverksbro i stål med ett spann om cirka 76 meter. Fackverket placeras ovanför brobanan för att klara kravet på frihöjd under bron. Fackverket på vardera sida om brodäcket kopplas ihop och stabiliseras med hjälp av tvärbalkar. På tvärbalkarna vilar brobanan. Bron lanseras på plats och vilar sedan fritt upplagd på landfästen för att bron ska kunna röra sig på grund av värmeutvidgning. Brobanan tillverkas av prefabricerad armerad betong som sedan beläggs med ett ytskikt av asfalt. Mellan asfalt och betong placeras tjärpapp för att säkra underkonstruktionen mot fukt. Vid produktion är det viktigt att lanseringskranen placeras på mark där bärigheten är tillräcklig, annars finns det en risk att brott uppstår. Under svetsningsarbetet finns det en risk att utförandet blir bristfälligt vilket kan äventyra bronns bärförmåga. Principskiss av broförslag 2 framgår av figur 6.2.



Figur 6.2: Principskiss över broförslag 2 - Fackverksbro i stål, fritt upplagd i ett spann

Broförslag 3 - Överhängande bågbro i stål, fritt upplagd i ett spann

Bron utförs som en fritt upplagd bågbro med överliggande båge och dragband i brobanan. Bågarna prefabriceras i fabrik och transporteras till byggarbetsplatsen. Då det inte går att transportera en båge på 76 meter kommer bågen att delas upp i mindre element som svetsas ihop på byggarbetsplatsen. Bågarna kommer efter montering att lanseras med hjälp av lyftkran och sammanfogas med hjälp av tvärgående balkar. Brobanan tillverkas med tvärgående samt längsgående balkar i stål som sedan täcks med plåt. På plåten asfalteras körbanan och spännvidden på bron blir 76 meter. Då bågarna är tillverkade av stål krävs noggrant arbete vid hantering av detaljer för att minimera underhåll av bron. Under produktionen sker mycket svetsningsarbete och det finns en risk att utförandet inte blir tillräckligt bra vilket kan äventyra bronns bärförmåga. Vid lanseringen måste lyftkranen placeras på mark med tillräcklig bärighet för att undvika risken för oönskade sättningar och skjuvbrott. Principskiss av broförslag 3 framgår av figur 6.3.



Figur 6.3: Principskiss över broförslag 3 - Överhängande bågbro i stål, fritt upplagd i ett spann

Broförslag 4 - Balkbro i betong, fritt upplagd i ett spann

Bron utförs som en fritt upplagd balkbro i betong med lådtvärsnitt eller T-tvärsnitt. En spännvidd på 76 meter kan åstadkommas. Ovanpå de längsgående balkarna gjuts brobanan och kantbalkar varefter brobanan asfalteras. Bron är spännarmerad och kan prefabriceras eller gjutas på plats. Vid produktion av brotypen krävs tillfälliga konstruktioner.

För lådtvärsnitt ökar konstruktionshöjden vid ökad spännvidd. Vid T-tvärsnitt används vanligen två eller fler T-balkar som gjuts samman och bildar brobana och kantbalkar. Antalet T-balkar och balkarnas höjd avgörs av önskad bredd och spännvidd. Balkarna kan prefabriceras och fraktas till platsen i delar eller platsgjutas. I båda fall krävs tillfälliga konstruktioner. Den största risken under produktionen är att formen under gjutningen rasar. Principskiss av broförslag 4 framgår av figur 6.4.



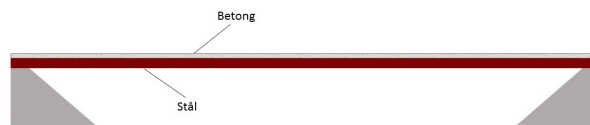
Figur 6.4: Principskiss över broförslag 4 - Balkbro i betong, fritt upplagd i ett spann

Broförslag 5 - Balkbro med samverkande brobana, fritt upplagd i ett spann

Bron utförs som en fritt upplagd balkbro i stål med lådtvärsnitt eller I-tvärsnitt och en körbana i betong med samverkan. Med dessa tvärsnitt kan en spannvidd på 76 meter åstadkommas och därför behövs inget stöd i spannet.

Om alternativet med lådtvärsnitt väljs placeras brobanan i betong ovanpå lådtvärsnittet och en stabil bro uppnås. Ovanpå betongen placeras slitlagret, vilket utgörs av asfalt. Bron placeras fritt upplagd på landfästen på vardera sida. Vid produktion kan bron lanseras från brostöden på varje sida. Ett tillfälligt lanseringstorn kan behövas mellan Viskan och GC-banan.

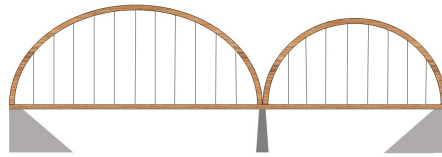
Om alternativet med I-tvärsnitt väljs kombineras längsgående stålbalkar med en brobana i betong som samverkar. Brobanan i betong byggs med separata brokonstruktioner för trafik i vardera riktning. Stabiliserade tvärbalkar konstrueras mellan stålbalkarna för att uppnå stabilitet innan brobanan gjuts på plats. Gjutningen sker med svetsbultar på de bärande balkarnas flänsar, där samverkan mellan de två materialen uppkommer. Ingen ställning behövs vid byggnationen, vilket är fördelaktigt då inget arbete får ske i eller i anslutning till Viskan. Stålbalkarna lyfts på plats eller lanseras, vilket ger en kort och kostnadseffektiv produktion. Under produktionen finns risker som måste beaktas, innan betongen gjutits finns en risk att stålbalkarna vippar vilket undviks genom att montera tvärbalkar. En annan risk är att stålet och betongen efter gjutning inte samverkar som beräknat. Principskiss av broförslag 5 framgår av figur 6.5.



Figur 6.5: Principskiss över broförslag 5 - Balkbro med samverkande brobana, fritt upplagd i ett spann

Broförslag 6 - Överhängande bågbro i trä i två spann

Bron kommer utformas i två spann med två ovanliggande träbågar i varje spann. Sammanlagt fyra bågar prefabriceras i fabrik och lyfts på plats varefter tvärgående balkar placeras mellan dem. Körbanan hängs med hjälp av styva ställinor i bågarna. Mittstödet utformas i betong och plattgrundläggs. Bron ska vara utformad med få detaljer, täckande plåt på bågarna och avrinningslösningar för att få beständighet mot vatten. De risker som måste beaktas för broförslaget är att materialet kan vara oregelbundet då trä är ett levande material samt att kranen under lansering måste placeras på mark med tillräcklig bärighet. Principskiss av broförslag 6 framgår av figur 6.6.



Figur 6.6: Principskiss över broförslag 6 - Överhängande bågbro i trä i två spann

6.3.1 Poängsättning

Varje broförslag utvärderades och poängsattes med poäng 1-4 vilka beskrivs nedan. Varje förslag utvärderades utifrån kriterierna beskrivna i kapitel 6.1 och hur väl de uppfyller kriterierna. Poängsättningen för varje broförslag beskrivs i tabell 6.2.

1. Acceptabelt
2. Godkänt
3. Bra
4. Mycket bra

Tabell 6.2: Utvärdering av koncept

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Koncept	Poäng för varje kriterie														Summa poäng
	4.82%	6.43%	10.29%	8.36%	5.79%	7.40%	9.00%	5.79%	4.82%	7.40%	4.50%	10.29%	7.40%	7.72%	
Förslag 1	2	1	3	2	3	2	2	4	2	3	2	2	1	4	2.37
	0.10	0.06	0.31	0.17	0.17	0.15	0.18	0.23	0.10	0.22	0.09	0.21	0.07	0.31	
Förslag 2	3	3	4	2	3	1	2	3	3	3	3	3	4	3	2.86
	0.14	0.19	0.41	0.17	0.17	0.07	0.18	0.17	0.14	0.22	0.14	0.31	0.30	0.23	
Förslag 3	3	3	3	3	3	2	3	4	2	4	2	2	4	4	3.01
	0.14	0.19	0.31	0.25	0.17	0.15	0.27	0.23	0.10	0.30	0.09	0.21	0.30	0.31	
Förslag 4	3	3	2	2	3	4	3	3	4	2	2	4	3	2	2.84
	0.14	0.19	0.21	0.17	0.17	0.30	0.27	0.17	0.19	0.15	0.09	0.41	0.22	0.15	
Förslag 5	3	3	3	2	3	3	3	3	4	4	3	4	4	2	3.14
	0.14	0.19	0.31	0.17	0.17	0.22	0.27	0.17	0.19	0.30	0.14	0.41	0.30	0.15	
Förslag 6	2	2	3	2	4	1	3	4	4	2	2	3	2	4	2.70
	0.10	0.13	0.31	0.17	0.23	0.07	0.27	0.23	0.19	0.15	0.09	0.31	0.15	0.31	
	1. Acceptabelt		2. Godkänt		3. Bra		4. Mycket bra								

Resultaten från beslutsmatrisen visar att broförslag 5, *balkbro med samverkande brobana, fritt upplagd i ett spann*, erhöll högst betyg och lämpar sig bra på platsen. På andra plats hamnade bågbron i stål. Övriga alternativ valdes bort på grund av för lågt betyg i beslutsmatrisen.

Slutligen valdes konceptet med en bågbro i stål. Valet av koncept grundades på resultatet från beslutsmatrisen men det lades också stor vikt i att bron ska utgöra ett landmärke på platsen. En bågbro i stål anses mer estetiskt tilltalande och passar bra in på platsen. En bågbro i stål är dessutom en effektiv konstruktion då materialet utnyttjas i drag och tryck. Momentbelastning i brons längsled reduceras kraftigt på grund av hängstag och normalkraften i brobanan ger positiva andra ordningens effekter.

7 Valt koncept

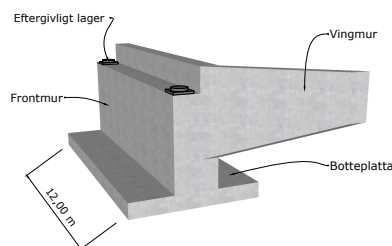
För det valda konceptet bågbro i stål detaljutföras lösningar för hur bron ska konstrueras, produceras, utformningen av brons detaljer samt förvaltning och underhåll av bron under dess livslängd. På grund av den långa spännvidden samt den totala bredden har konceptet utvecklats och utformas i två separata bågbroar. Detta leder till att tvärsnitt och balklängder reduceras vilket leder till smidigare transporter eller färre förband. Tvärgående stabilitet av bågarna är också lättare att uppnå då avståndet mellan bågarna minskar då tvärbalkar med mindre tvärsnitt kan användas. I figur 7.1 illustreras den planerade bron för platsen.



Figur 7.1: Bild på den planerade bågbron i stål

7.1. Grundläggningsmetod

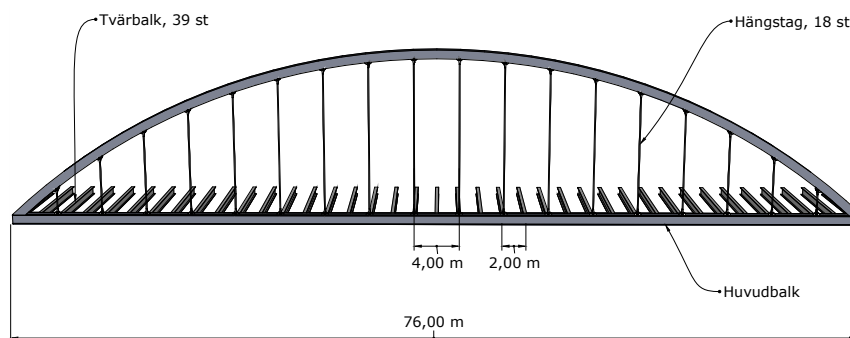
Vald grundläggningsmetod för brokonceptet är plattgrundläggning och en principiell utformning illustreras i figur 7.2. Plattgrundläggning är möjligt att använda på platsen då markens hållfasthet bedöms vara tillräcklig. Alternativet väljs då det medför mindre omfattande markarbeten och kortare produktionstid. Marken schaktas ner till friktionsjorden och därefter fylls området upp med fyllnads-material, minst 0,3 meter. Fyllningen sprids ut och packas i omgångar för att hela fyllningen ska få tillräcklig packningsgrad. Plattan som placeras ovanpå fyllningen utformas med tillräckligt stora dimensioner för att sprida lasten från bron på tillräckligt stor yta som reducerar spänningskoncentrationen i marken. Detta leder således till mindre sättningar och minskar risken för skjuvbrott i marken. Plattan ska också ta upp eventuella moment som uppkommer från lastexcentricitet vid kopplingen mellan brobanans änduppläggning och frontmur se figur 7.2.



Figur 7.2: Principiell utformning av landfäste

7.2. Konstruktion

Bron konstrueras med två identiska bågbroar som placeras bredvid varandra. Bågarna kommer att ha en parabelform då det mest sannolika lastfallet från brobanan kan idealiseras som en jämnt utbredd last. Detta leder till att bågarna i stort sett bara utsätts för rena tryckkrafter för angiven belastning. För de lastfall som avviker från jämnt utbredd last kommer bågarna också att verka i balkverkan därför utformas de för att kunna bära moment. Varje körbana utförs som en separat bågbro. Hängstag som fästs i bågarna och körbanan bidrar till att reducera momentbelastningen i körbanans längsled. Lasterna från körbanan tas upp i 18 symmetriskt placerade hängstag och vidare till bågen. Figur 7.3 Visar konfigurationen av hängstagen. Bågarna sammanfogas med tvärgående balkar för att minska risken för vippning samt för att sprida horisontella vindlaster mellan bågarna. För att tillåta temperaturrelaterade rörelser i överbyggnaden vilar bron på rullager i den ena änden.



Figur 7.3: Konfiguration av hängstag

7.3. Produktion

Landfästena kommer att produceras på plats. När makadammet och fyllnadsmaterialet fyllts och packats på friktionsjorden gjuts bottenplattan i en form. Frontmur gjuts ihop med bottenplattan samt en vingmur som illustreras och upplagen fästs på frontmuren vilket illustreras i figur 7.2.

De båda bågbroarna produceras på samma sätt, därför beskrivs bara tillverkningen av en bågbro. Brons delar levereras i fabriksstillverkade sektioner och arbetet sker på västra stranden av Viskan. Brobanorna byggs samman av längsgående balkar och tvärgående balkar. Brobanan täcks sedan med plåt. Därpå svetsas bågarna ihop. När bågen är färdigställd och verkar i ramverkan, fästs hängarna med skruvförband. Efter färdigställande reses ramarna och placeras på varsin sida av brobanan varefter hela konstruktionen svetsas ihop. När bågbron är stabil lanseras bron med hjälp av en mobilkran som placeras på östra sidan och lyfter ytterändan av bron samtidigt som den skjuts på från västra stranden.

7.3.1 Riskanalys

De största riskerna med projektet avser kritiska moment under produktionsskedets gång. Då bågbroarna konstrueras i stål krävs mycket svetsarbeten. Risker kan uppstå i svetsarbetet som innebär att vissa svetsar inte blir korrekt utförda vilket påverkar lastdistributionen i bron. Vid lansering av bron finns risken att bron knäcker vid felaktiga lyft vilket kan komma att utgöra risk för arbetare på platsen. Det

är därför viktigt att en analys görs innan lansering för att kunna avgöra i vilken del av bron som är bäst lämpad för lyft. Då produktionsmetoden som används bygger på att bron svetsas samman innan lyft finns det risk med att brons höga egentyngd äventyrar säkerheten för arbetarna på platsen. Bågen skulle även kunna utsättas för lokal buckling innan strukturen är sammansvetsad.

7.4. Brodetaljer

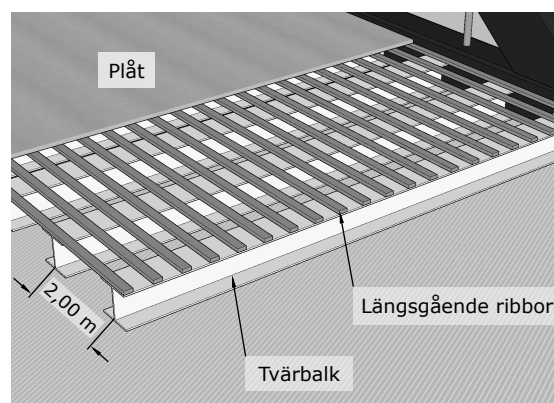
Valt brokoncept innefattar en del detaljer. Detaljer som infästningar, kantbalkar och räcken, vattenavrinning och skruvfästen för hängstagen är några av de brodetaljer som anses vara viktiga att beakta i arbetet.

Kantbalk och räcken

Kantbalkarna konstrueras likt övriga brobanan i stål med droppnäsor för att förhindra att vatten rinner ner längs undersidan på brokonstruktionen vilket kan orsaka beständighetsproblem. Brons placering över Viskan kräver att kantbalkarna ska vara förhöjda över körbanebeläggningen för uppsamling och bortledning av förorenat dagvatten. Bron har ett räcke på båda sidor om brobanan som uppfyller kraven på kapacitet vid eventuella olycksfall.

Brobana

Brobanan utformas som ett ortotropt ståldäck enligt figur 7.4. Bron vilar fritt upplagd på frontmuren vilken är sammangjuten med bottenplattan och vingmurarna enligt figur 7.2. På plåten fästs en vattentät papp för att skydda stålet mot eventuell exponering av vatten. Sedan asfalteras ett lager asfalt som utgör körbanan. Brobanan lutas mot brunnar som finns placerade längs med kantbalken. Brunnarna hanterar vatten som hamnar på bron. Vattnet leds bort i dagvattenrör för att säkerställa att inget förorenat vatten når Viskan.



Figur 7.4: Utformning av brobana

Lager och fogar

Varje bågbro placeras fritt upplagd på lager vid respektive landfäste. På ena sidan finns dilatationsfogar som hanterar temperaturutvidgningar i längsgående körriktning.

7.5. Förvaltning och underhåll

Då bron utförs som två separata bågbroar i stål består bron av många detaljer som är viktiga att underhålla. För att skydda bron mot korrosion används ytbehandling i form av rostskyddsmålning. Ytbehandlingarna ska kontrolleras vid inspektioner och vid behov förstärkas. Bron konstrueras också på ett sådant sätt att regnvatten och smuts som finns i regnvattnet kan rinna av snabbt för att undvika beständighetsproblem. Bron konstrueras så att inspektioner av alla brons delar är möjliga och kan genomföras på säkert sätt. Ett utrymme mellan de två brobanorna ska finnas för att underlätta underhåll och eventuella reparationer. Brodetaljer som skruvförband och svetsar behandlas också med ytbehandlingar för att uppnå god beständighet.

7.6. Diskussion om koncept

Vid det slutliga valet av brokoncept bidrog flera faktorer till att den överhängda bågbron i stål är det mest lämpliga konceptet. Den överhängda bågbron i stål är en konstruktion där materialet utnyttjas väl. Anledningen till det är på grund av att bågens utformning följer kraftvägen till den nivå av noggrannhet som är praktiskt genomförbar. Detta gör att drag- och tryckhållfastheten i stålet kan utnyttjas. Stål har en hög drag- och tryckhållfasthet i alla riktningar på grund av sin isotropi vilket gör det till ett lämpligt material för vald brotyp. Materialåtgången kan då hållas ner vilket är positivt ur global miljösynpunkt. På grund av beställarens önskan om att platsen ska innehålla ett landmärke så valdes bågbron över balkbron. En balkbro, det brokonceptet med högst poäng i bedömningsmatrisen, smälter bättre in i miljön men tillför inte något mervärde till platsen.

Bron utformas som två bågbroar, en i varje färdriktning, för att dimensionerna på stålelementen ska hållas ner. Det medför ett smidigare och säkrare arbete vid produktion av bron. Bågbron i stål är mer lasteffektiv och utgör ett större landmärke än balkbron med samverkande brobana och valdes därför som vinnande koncept för platsen.

Att beakta hållbar utveckling vid framtagning av ett brokoncept är viktigt med tanke på de begränsade tillgångar av resurser som finns idag. I och med att det valda bromaterialet stål har en lång livslängd är det positivt ur miljöaspekt. Samtidigt har framställningen av stål en negativ påverkan på miljön. Stålet kan bearbetas och formas i önskade tvärsnitt och på så sätt kan materialåtgången minimeras i så stor utsträckning som möjligt. Däremot måste stålet ytbehandlas innan användning samt då och då under hela brons livslängd för att motstå korrosion på ett effektivt sätt. Vid redogjorda tillfällen är det därför mycket viktigt att det vid applicering inte hamnar på marken eller i Viskan.

7.7. Preliminära mått på bron

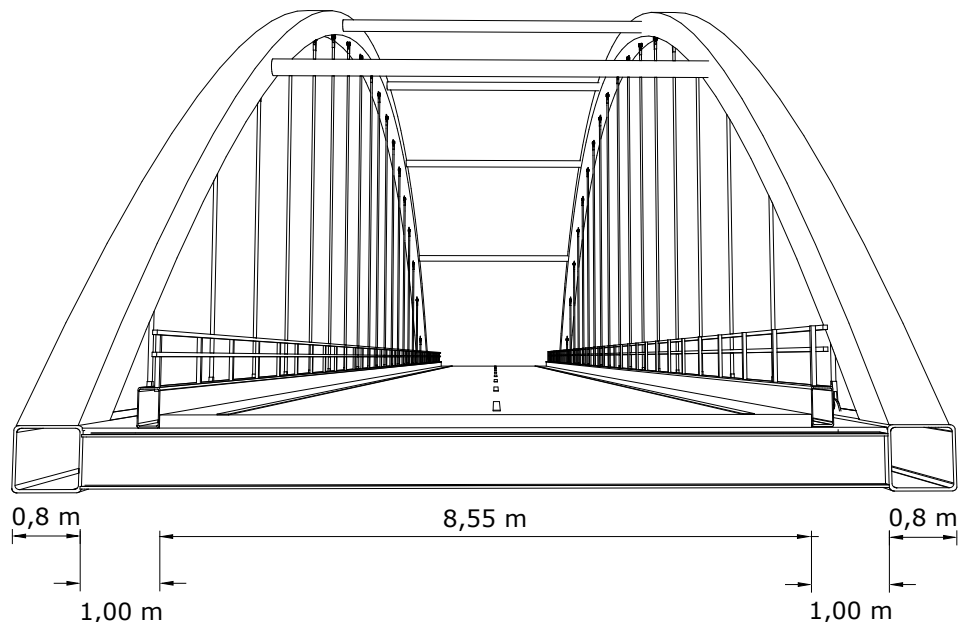
Brons längd väljs preliminärt till 76 meter och dess bredd till 12,15 meter. Preliminära mått som väljs för tvärbalk, huvudbalk och båge framgår av tabell 7.1 och tabell 7.2. Måtten ligger till grund för preliminärdimensioneringen men kan komma att ändras baserat på de resultat som erhålls vid beräkningarna. Figur 7.5 visar en sektion av den planerade bron.

Tabell 7.1: Tvärsnittets dimensioner för tvärbalk

Tvärbalk	HEB700
Höjd	700 mm
Bredd fläns	300 mm
Tjocklek fläns	32 mm
Tjocklek liv	17 mm
Hållfasthetsklass	S355

Tabell 7.2: Tvärsnittets dimensioner för huvudbalk och båge

Huvudbalk och båge	Skräddarsydd hålprofil
Höjd	800 mm
Bredd	800 mm
Tjocklek	15 mm
Hållfasthetsklass	S235



Figur 7.5: Tvärsektion av en bro med mått på körbanan

Del 2 - Dimensioneringsfas

8 Lastanalys

Dimensioneringsprocessen av bron inleds med att ställa upp en modell som beskriver lastdistributionen i bron (se figur 8.1). Lasten på bron fördelas via plåten och ribborna till tvärbalkarna. Via tvärbalkarna förs sedan lasten vidare ut i huvudbalkarna. Från huvudbalkarna förs lasten upp i hängstagen och sedan ut genom bågen till de vertikala stöden. De horisontella krafterna från bågen tas upp av dragbandet och de vertikala krafterna tas upp av de vertikala stöden.

Dimensioneringen av konstruktionsdelarna följer lastvägen. Tvärbalkarna dimensioneras först för att kunna ställa upp en tvådimensionell strukturmodell. Strukturmodellen används för att dimensionera huvudbalkarna, hängarna och bågen.

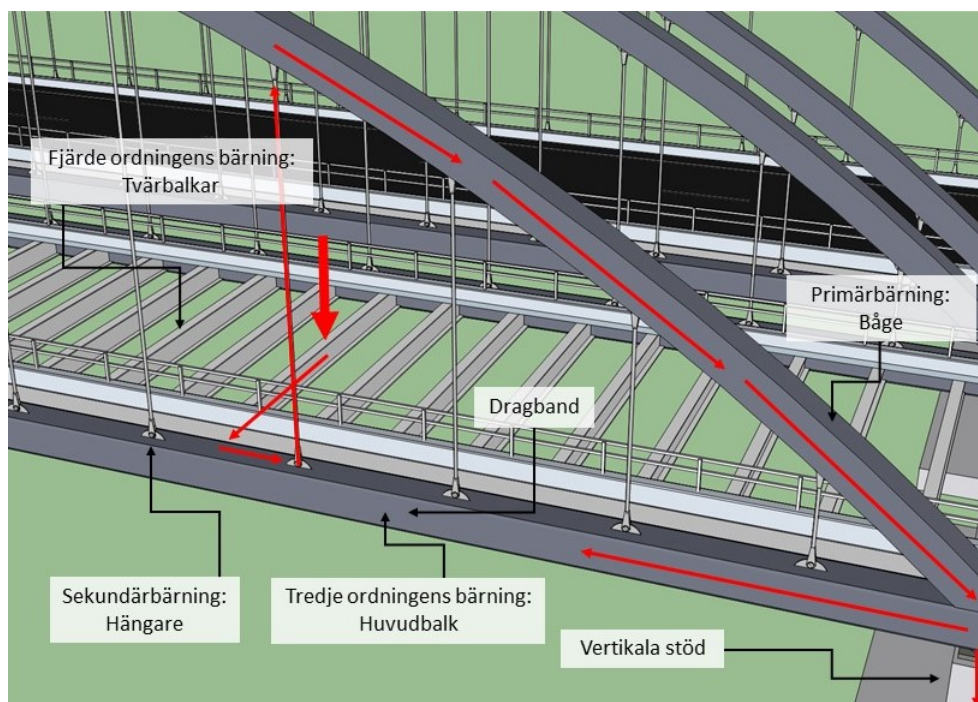
Primärbärning: Bågen

Sekundärbärning: Hängstag

Tredje ordningens bärning: Huvudbalkarna

Fjärde ordningens bärning: Tvärbalkarna

Lasterna som bron dimensioneras för är de permanenta lasterna, som utgörs av brons egentyngd, de variabla lasterna, som utgörs av trafiklast, temperaturförändringar och vindlast. Bron dimensioneras också för att ett hängstag ska kunna bytas ut utan att det påverkar strukturen.



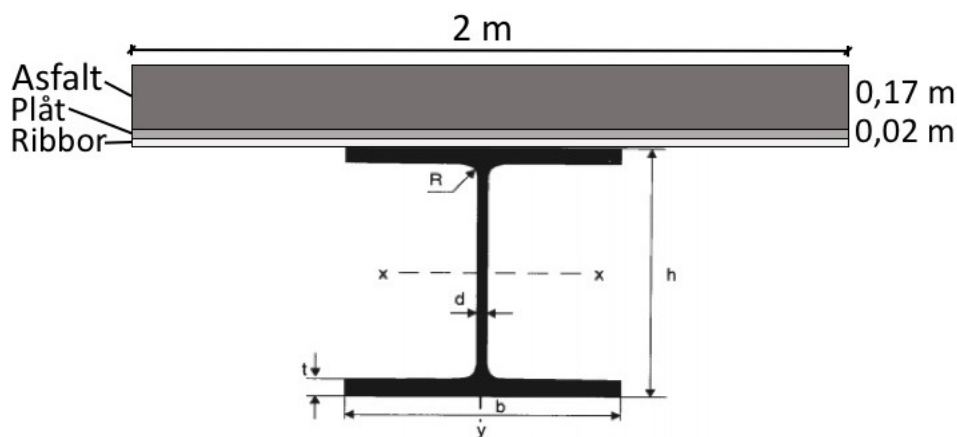
Figur 8.1: Beskrivning av lastens väg genom konstruktionen

9 Dimensionering av tvärgående balkar

Dimensioneringen av brons tvärbalkar omfattar moment- och tvärkraftsberäkningar, interaktionskontroll mellan moment och tvärkraft, längdutvidgning i längsled, nedböjning samt kälsvetskontroll mellan tvärbalk och huvudbalk. Samtliga beräkningar återfinns i bilaga C.

9.1. Egentyngd

Tvärbalkarna placeras på 2 meters avstånd från varandra och utgörs av HEB700-balkar med stålqualitet S355. En sektion av en tvärbalk illustreras i figur 9.1. Ovanpå tvärbalkarna ligger längsgående ribbor vilka en 0,02 meter tjock plåt vilar på. Tyngden av längsgående ribbor försummas och dimensionerna lämnas till en vidare dimensionering. Slitlagret utgörs av asfalt vilket anläggs på plåten med en lutning från mitten och utåt på 2,5%. Dimensioneringen approximeras med att ett 0,17 meter tjockt lager asfalt verkar med konstant lastkoncentration. Då lasten sprids jämnt på tvärbalkarna utgörs egentyngden på varje balk av två meter brobana vilket motsvarar centrumavståndet mellan balkarna. Tvärsnittets mått och materialdata framgår av tabell 9.1.



Figur 9.1: Lager på tvärbalken samt mått för en HEB700-balk. Mått framgår av tabell 9.1 (B2B Metal EU, utan år)

Tabell 9.1: Mått och materialdata för en HEB700-balk

h	700 mm	d	17 mm
b	300 mm	f_y	355 MPa
t	32 mm	E	210 GPa
R	27 mm	TK	1

Egentyngden för en HEB700-balk, plåten som ligger på tvärbalken samt asfalten resulterar i värdena som redogörs för i tabell 9.2. Egentyngd från de längsgående ribborna försummas. Lasten är beräknad i tvärbalkens längsriktning.

Tabell 9.2: Egentyngd

Egentyngd tvärbalk	2410 N/m
Egentyngd plåt	3080 N/m
Egentyngd asfalt	8160 N/m
Total egentyngd	13650 N/m

9.2. Trafiklast

För att avgöra vilken som är den mest ogynnsamma lastkombinationen för trafiklaster används de två nedanstående ekvationerna enligt Eurocode SS-EN1990 ekvation 6.10a (ekv. 9.1) och 6.10b (ekv. 9.2) s.42. I ekvation 9.1 är egentyngden huvudlast och i ekvation 9.2 är de variabla lasterna huvudlast. Om egentyngden utgör huvudlasten ökas det värdet med en faktor samtidigt som de variabla lasterna reduceras med en annan faktor. Vice versa om de variabla lasterna utgör huvudlasten. Den ekvationen som ger det högsta värdet på lastkombinationen utgör det mest ogynnsamma och används i vidare dimensionering. Lastmodell 1 (LM1) används vid dimensionering och motiveras utifrån Eurocode, SS-EN1991-2 kapitel 4.3.1: "Koncentrerade och jämnt utbredda laster, vilket täcker in de flesta effekterna av trafik med last- och personbilar. Denna modell bör användas vid globala och lokala beräkningar".

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9.1)$$

$$\sum_{j>1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9.2)$$

$G_{k,j}$ = Karakteristiskt värde på den permanenta lasten (egentyngd)

P = Spännkraft (Finns dock ej i arbetet, $P = 0$)

$Q_{k,1}$ = Karakteristisk variabel last i lastfält 1

$Q_{k,i}$ = Karakteristisk variabel last i lastfält i

Från SS-EN1990 s.48 ges följande faktorer som påverkar lastberäkningarna:

$\gamma_{G,j,sup}$ - Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma permanenta lasten = 1,35

$\gamma_{G,j,inf}$ - Säkerhetsmarginal för den gynnsamma permanenta lasten = 1,0

$\gamma_{Q,1}$ - Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma variabla lasten = 1,5 (0 för gynnsamma)

$\gamma_{Q,i}$ - Säkerhetsmarginal för den ogynnsamma variabla lasten = 1,5 (0 för gynnsamma)

ξ_j - Reduktionsfaktor för ogynnsamma permanenta laster = 0,85

Reduktionsfaktorer för laster enligt SS-EN1990 s.58, LM1 redogörs i tabell 9.3.

Tabell 9.3: Reduktionsfaktorer, LM1

	Kombinationsvärde	Frekvent värde	Kvasipermanent värde
Reduktionsfaktor	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Boggi-system	$\Psi_{0,1} = 0,75$	$\Psi_{1,1} = 0,75$	0
Jämmt utbredd last	$\Psi_{0,2} = 0,4$	$\Psi_{1,2} = 0,4$	0

Från SS-EN 1991-2, s. 37 erhålls värden på de olika lasterna som ingår i lastkombinationerna och redovisas i tabell 9.4.

Tabell 9.4: Lastvärden, LM1

	Axellast Q_{ik} [kN]	Jämmt utbredd last q_{ik} [kN/m ²]
Lastfält 1	300	9
Lastfält 2	200	2.5
Återstående yta	0	2.5

Den avgörande lastkombinationen bestäms med ekvation 9.1 - 9.2. De variabla lasterna reduceras med en faktor 0,8 enligt Eurocode SS-EN1991-2 s.36. Det resultat som erhålls redovisas i tabell 9.5

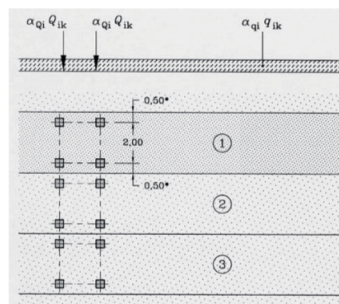
Tabell 9.5: Beräknade laster

Lastvärde utifrån ekvation 9.1	Lastvärde utifrån ekvation 9.2
1106 kN	1272 kN

Beräkningarna ger att lastkombinationen med de variabla lasterna som huvudlast (ekvation 9.2) blir den dimensionerande lastkombinationen för tvärbalken då det ger det mest ogynnsamma resultatet.

9.3. Dimensionerande lastfall

Med den dimensionerande lastkombinationen tas dimensionerande lastfall i tvärgående led fram genom att lasterna placeras på tvärbalken på det mest ogynnsamma sättet. Metoden beskrivs i Eurocode SS-EN1991-2. Körbanan delas upp i lastfält enligt figur 9.2 och tabell 9.6.



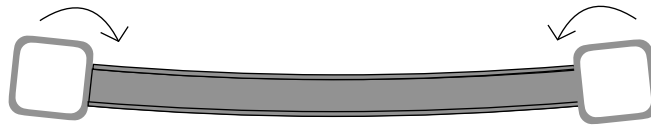
Figur 9.2: Enligt Eurocode SS-EN1991-2 ska körbanan delas upp i lastfält enligt figuren för att avgöra vilken lastkombination som blir den mest ogynnsam

Tabell 9.6: Uppdelning av lastfält enligt SS-EN1991-2

Bredd körbana w	Antal lastfält	Lastfältens bredd w_l	Återstående ytans bredd
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int} \frac{w}{3}$	3 m	$w - 3 \times n_1$

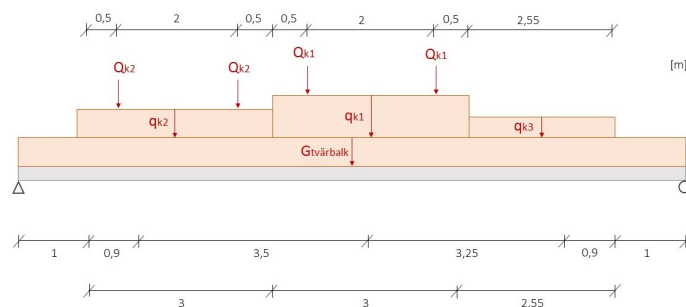
Körbanan med en bredd på 8,55 meter delas upp enligt rad 3 från tabell 9.6. Den delas upp i två fält som är 3 meter breda och övrig yta utgörs av 2,55 meter. Detta illustreras i figur 9.4 samt 9.5.

De mest ogynnsamma lastplaceringarna tas fram för respektive fall då maximalt moment och maximal tvärkraft uppnås i tvärbalken. Tvärbalkarna antas vara fritt upplagda mellan huvudbalkarna. I verkligheten är upplagsförhållandena någonstans mellan en fri uppläggning och en fast inspänning. Antagandet bygger på att med en fri uppläggning erhålls de värsta snittkrafterna. Det innebär att om kraven ej uppfylls för den fritt upplagda balken kan en analys göras av en fast inspänning och resultaten analyseras. Lasternas placering påverkas av responsen i balken. Antagandet grundas i strukturen som helhet, det vill säga att när tvärbalken deformeras kommer huvudbalkarna att rotera i samverkan med tvärbalkarna och således kommer kopplingen mellan tvärbalk och huvudbalk verka någonstans mellan fast inspänd och fritt upplagd. En illustration av ovanstående resonemang visas i figur 9.3.

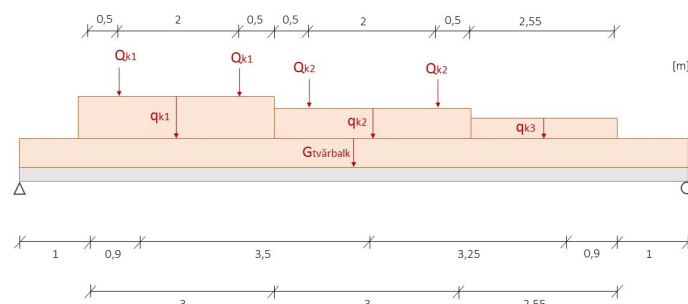


Figur 9.3: Deformationsfigur som principiellt visar verkningssättet hos en tvärsnitt för tvärbalk och huvudbalk. Deformationen i figuren är överdriven

För att få maximalt moment placeras så stor del som möjligt av lasten i mitten av spannet (se figur 9.4) och för att få maximal tvärkraft placeras så stor last som möjligt intill stöd (se figur 9.5). Beräknad maximal tvärkraft och maximalt moment återfinns i tabell 9.7.



Figur 9.4: Principskiss över den mest ogynnsamma lastfördelningen på tvärbalkarna med avseende på moment



Figur 9.5: Principskiss över den mest ogynnsamma lastfördelningen på tvärbalkarna med avseende på tvärkraft

Tabell 9.7: Maximal reaktionskraft samt maximalt moment som tvärbalken utsätts för

Maximal tvärkraft, V_{Ed}	Maximalt moment, M_{Ed}
766 kN	2168 kNm

9.4. Kapacitetskontroller

Med de dimensionerande lasterna kan det valda tvärsnittens kapacitet kontrolleras. $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (tvärkraft), $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ (moment) samt interaktion mellan tvärkraft och moment kontrolleras.

9.4.1 Tvärkraftskapacitet

För att kontrollera om den valda balken har tillräcklig tvärkraftskapacitet beräknas kapaciteten och resultatet jämförs sedan med den maximala tvärkraften som verkar på tvärbalken. Tvärbalkens tvärkraftskapacitet beräknas utifrån Eurocode. En verkningsgrad, η , för tvärbalkarna beräknas för att avgöra hur stor del av kapaciteten som utnyttjas. Resultaten redogörs i tabell 9.8 och visar att balken har tillräcklig kapacitet att bära den maximala tvärkraften.

Tabell 9.8: Maximal tvärkraft, tvärkraftskapacitet i tvärbalken samt verkningsgrad i tvärbalken

Maximal tvärkraft, V_{Ed}	Tvärkraftskapacitet, V_{Rd}	Verkningsgrad, η
766 kN	2340 kN	33 %

9.4.2 Momentkapacitet

Momentkapaciteten i tvärbalken kontrolleras. Balken antas stadgad mot vippning då ribbor och plåt bidrar till att horisontellt stabilisera. Kapaciteten beräknas enligt Eurocode och resultaten redogörs för i tabell 9.9. Beräkningarna visar att momentkapaciteten uppfylls och tvärbalken har tillräcklig kapacitet för att klara av dimensionerande moment.

Tabell 9.9: Maximalt moment, momentkapacitet i tvärbalken samt verkningsgrad i tvärbalken

Maximalt moment M_{Ed}	Momentkapacitet M_{Rd}	Verkningsgrad, η
2168 kNm	2489 kNm	87 %

9.4.3 Interaktionskontroll

En kontroll med avseende på interaktion mellan tvärkraft och moment görs enligt Eurocode. Vid kontroll görs ett konservativt antagande om att den största tvärkraften som uppstår i balken, uppstår samtidigt som det maximala momentet. Beräkningarna visar att en interaktion mellan tvärkraft och moment inte är dimensionerande då tvärkraften inte överskrider 50 % av tvärkraftskapaciteten.

9.5. Bruksgräns och kontroll av nedböjning

Kravet på nedböjning för tvärbalkarna ställs av Trafikverket och är $\frac{L}{400}$ (Trafikverket, 2016). Beräkning med avseende på nedböjning görs med frekvent lastkombination. Den frekventa lastkombinationen i bruksgräns beräknas enligt SS-EN1990 evk. 6.15b s.44 med ekvation 9.3. De variabla lasterna reduceras med faktorer enligt tabell 9.3. Övriga värden som används i beräkningarna är från tabell 9.4.

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.3)$$

Tabell 9.10: Frekvent lastkombination i bruksgräns beräknad med ekvation 9.3

Last i bruksgräns	900 kN
-------------------	---------------

I analys av nedböjningen är lastfördelningen enligt figur 9.4. Lastfallet har analyserats för att erhålla maximal nedböjning. Till skillnad från snittkraftsberäkningarna har två fall analyserats för att avgöra om tvärbalkarna klarar kravet på nedböjning. Nedböjningen har beräknats om balkarna antas vara fritt upplagda samt om balkarna antas vara fast inspända. I verkligheten är upplagsförhållandena någonting mellan en fri uppläggning och fast inspänning. Som resultaten visar klarar inte balkarna kravet om de antas fritt upplagda. Däremot klarar balkarna kravet med marginal som fast inspända. I och med att upplagsförhållandena verkar någonstans i mellan uppfylls nedböjningskravet med stor sannolikhet. Vidare kontroller bör genomföras i mer detaljerade beräkningar.

Tabell 9.11: Nedböjningskrav samt resultat från beräkningar av nedböjning för tvärbalken

Krav	Nedböjning fritt upplagd	Nedböjning fast inspänd
26 mm	36 mm	8 mm

9.6. Reaktionskrafter

För vidare dimensionering i längsled av bron har ett antal reaktionskrafter tagits fram för de olika lastfallen som verkar på tvärbalkarna. De beräknade reaktionskrafterna redovisas i tabell 9.12 och används som indata i fortsatta beräkningar:

- **Lastfall T1** - dimensionerande lastfall för tvärkraft med boggielaster (se figur 9.5)
- **Lastfall T2** - dimensionerande lastfall för tvärkraft utan boggielaster (se figur 9.5, utan Q_{k1} , Q_{k2})
- **Lastfall T3** - last i bruksgränstillstånd, så kallad frekvent lastkombination, med boggielaster där endast reduktionsfaktorerna skiljer sig från lastfall T1
- **Lastfall T4** - last i bruksgränstillstånd, så kallad frekvent lastkombination, utan boggielaster där endast reduktionsfaktorerna skiljer sig från lastfall T2

Tabell 9.12: Reaktionskrafter för de olika lastfallen

Lastfall			
T1	Med boggielaster	R_{A1}	766 kN
		R_{B1}	419 kN
T2	Utan boggielaster	R_{A2}	137 kN
		R_{B2}	107 kN
T3	Bruksgräns med boggielaster	R_{A3}	476 kN
		R_{B3}	355 kN
T4	Bruksgräns utan boggielaster	R_{A4}	82 kN
		R_{B4}	78 kN

9.7. Svetsar mellan tvärbalk och huvudbalk

För att lasten som verkar på tvärbalkarna ska föras vidare till de längsgående huvudbalkarna svetsas de samman med en viss tjocklek (a-mått). Svetsarna måste klara av att föra lasten till huvudbalken. Svetsmetoden som används benämns kälsvets och ett antagande om att endast livet påfrestas med spänningar görs. Som tidigare presenterats i avsnitt 9.3 görs ett antagande att tvärbalkarna vilar fritt upplagt mellan huvudbalkarna. Kälsvetsen som studeras i följande avsnitt bidrar till viss inspänning av tvärbalken i huvudbalken. För att kontrollera att svetsen klarar de spänningar som uppstår mellan tvärbalk och huvudbalk görs kontrollen enligt Eurocode. Svetsens a-mått beräknas till 3 mm och har då tillräcklig kapacitet att föra över lasten.

10 Strukturmodell

För att modellera strukturmodellen som behövs för fortsatta beräkningar måste bågens form bestämmas. Önskvärt är att forma bågen på sådant sätt att den är helt momentfri under belastning. Resultatet blir att bågen endast belastas med tryckkrafter vilket är den optimala belastningen för ett element. En uppskattning av formen tas först fram analytiskt, för att sedan uppdateras experimentellt för att beakta att lasten inte fördelas jämnt mellan hängstagen. Beräkningarna återfinns i bilaga D. Avsnitt D.1 innehåller härledning av funktionen för parabelns form och avsnitt D.2 innehåller den preliminära strukturmodellen.

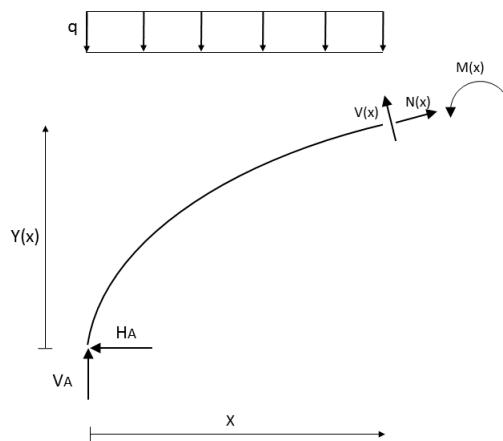
10.1. Analytisk utformning av båge

För att bågens form ska bestämmas analytiskt måste lasterna placeras på bron. För varje lastfall finns en optimal form på bågen. Förutom egentygden så är belastningen inte statisk utan kan verka godtyckligt över hela brons längd. Frågan är därför vilket lastfall som ska styra formen av bågen. Resonemanget som har förts vid dimensioneringen av bron är att bågens form ska styras av det för bågen mest ogynnsamma lastfallet. Problemet är att bågens form avgör vilket lastfall som är mest ogynnsamt. Det finns således inte något värsta lastfall förrän bågens form bestämts. Bron kommer att utformas efter jämnt utbredd last över hela bron. Med den utformningen verkar bågen i tryck för den jämnt utbredda lasten och i olika grad av balkverkan för alla andra lastfall. Den analytiska utformningen syftar till att avgöra höjden på bågen, för att sedan med känd höjd avgöra bågens längd.

10.1.1 Härledning av parabel för jämnt utbredd last

En preliminär form på bågen fås genom att betrakta bågen som stel. Då lasten påförs i diskreta punkter, det vill säga i hängstagen, kommer den optimala formen att vara stegvis linjär mellan hängstagen. Med det relativt korta avståndet mellan hängstagen kan lasten betraktas som jämnt utbredd över hela bågens längd. En kontinuerlig båge som avviker något från den optimala formen erhålls.

För att avgöra formen på bågen då den är momentfri görs en jämviktsbetraktelse av ett bagelement enligt figur 10.1. Bagelementet belastas med en jämnt utbredd last q vilket representerar lasten från brobanan. Egentygden från själva bågen försummas då den är liten i förhållande till lasten från brobanan.



Figur 10.1: Friläggning av bågelement med jämnt utbredd last

Genom att ställa upp en moturs momentjämvikt kring x -axeln kan ekvation 10.1 för parabelns form härledas (se bilaga D).

$$y(x) = \frac{q(x^2 - Lx)}{2H_A} \quad (10.1)$$

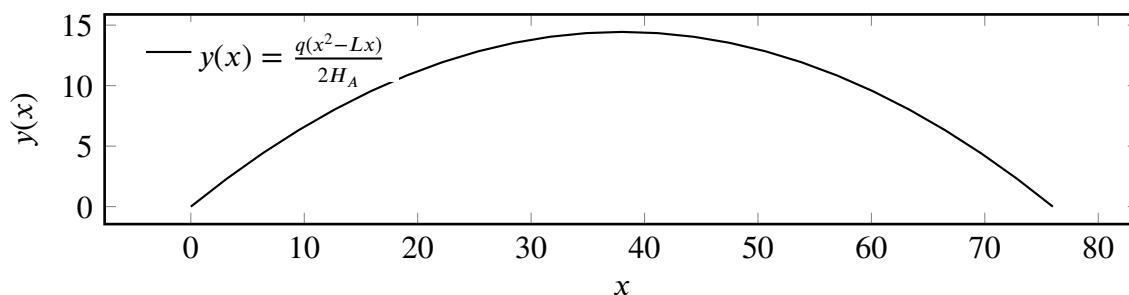
Ur ekvation 10.1 framgår alltså att för en specifik last q finns det oändligt många parabelformer som ger en momentfri båge. För att bestämma formen på bågen behöver en horisontell kraft H_A ansättas. Denna kraft är den normalkraft som verkar i huvudbalken. En större normalkraft H_A ger en lägre båge vilket minskar materialåtgången i bågen, dock behöver huvudbalkarna tillika dragbandet göras kraftigare.

10.1.2 Laster q och H_A

Relationen mellan q och H_A fås genom att jämföra belastningen på huvudbalken från dimensionerande lastfall för tvärkraft utan boogielaster (se lastfall T2 i tabell 9.12) och dragkraftskapaciteten i huvudbalken.

Enligt Eurocode placeras en boggielast Q i varje körbana för globala beräkningar. För att erhålla en representativ jämnt utbredd belastning vid utformning av bågarna försummas dessa. Istället används den maximala stödreaktionen för lastfallet på tvärbalken utan boggielaster, $R_{A2} = 136$ kN se tabell 9.12. Lasten omvandlas till en jämnt utbredd belastning på 68 kN/m på huvudbalken. Tyngden av huvudbalken och hängstagen försummas då de är små i förhållande till de yttre lasterna vilket ger att $q = 68$ kN/m.

Dragkraftskapaciteten beräknas för huvudbalkarna som utgörs av lådbalkar med preliminära mått enligt tabell 7.2. Dragkraftskapaciteten beräknas genom att tvärsnittsarean multipliceras med flytgränsen och resulterar i 7520 kN. Då balken samtidigt ska klara momentet från tvärbalkarna designas bågen utifrån antagandet att normalkraften i balkarna är 40 % av flytkapaciteten, alltså $H_A = 2850$ kN. Formen på bågen med angivna värden visas i figur 10.2.



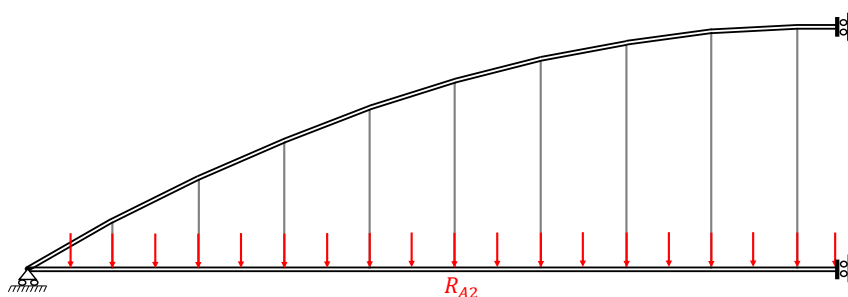
Figur 10.2: Preliminär form på bågarna utifrån ekvation 10.1

Längden på bågen fås genom integrering av funktionen i figur 10.2 enligt ekvation 10.2. Båglängden fås då till $s = 82,8$ m.

$$s = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{dy(x)}{dx} \right)^2} dx \quad (10.2)$$

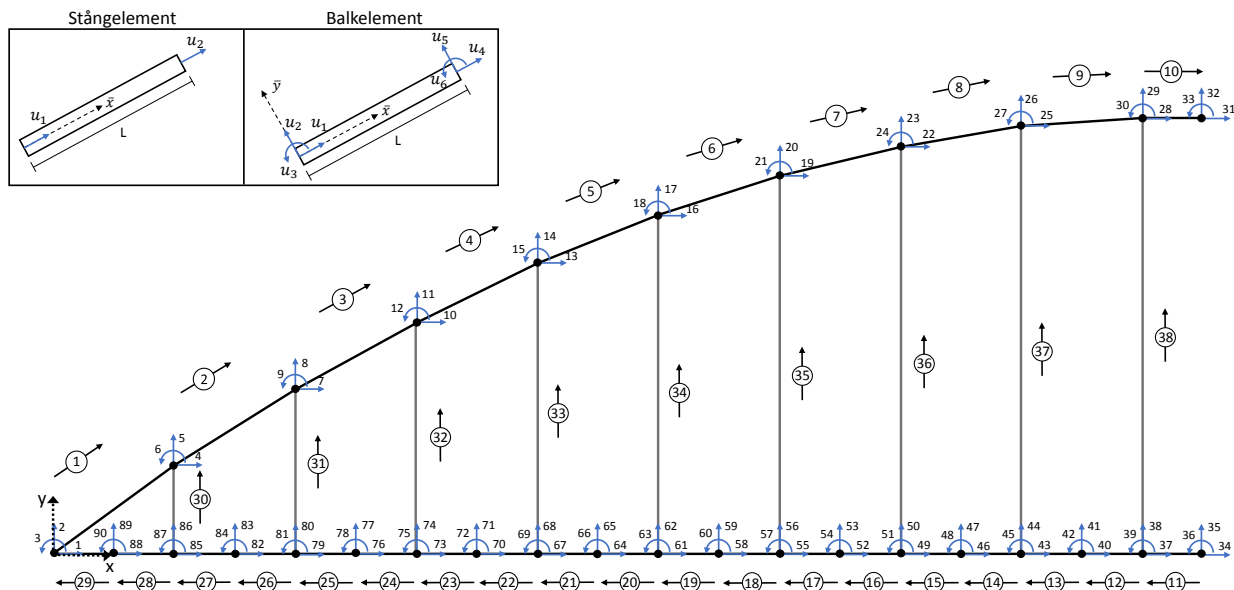
10.1.3 Uppdatering av normalkrafter i hängstagen

Parabelformen som härleddes ovan bygger på antagandet att lasten på bågen är jämnt utbredd. Lastdistributionen i hängstagen då bågans elastiska verkningssätt beaktas är dock inte jämnt fördelad mellan stagen. För att få fram normalkrafterna i hängstagen görs en preliminär strukturberäkning varefter bågans form uppdateras för de nya normalkrafterna.



Figur 10.3: Randvillkor och lastfördelning för strukturmodellen

För den preliminära strukturmodellen antas bron vara plan i både längs- och tvärlängd. Detta, och faktumet att bågen utformas för jämnt utbredda reaktionskrafter från tvärbalkarna över hela bron längsled, gör att symmetri utnyttjas för strukturmodellen som illustreras i figur 10.3. Strukturberäkningen görs med strukturerad förskjutningsmetod där bågen och huvudbalken modelleras som balkelement. Bågen och huvudbalken har samma tvärsnitt och stålqualität, hängstagen utgörs av stålvastrar och modelleras som stänger. Lokala frihetsgrader för stång- och balkelementen visas i figur 10.4.



Figur 10.4: Beräkningsmodell med frihetsgrader och topologi

Den globala styvhetsmatrisen K fås genom att assemblera elementens bidrag enligt figur 10.4. De okända förskjutningarna $\vec{a}$ associerade till frihetsgraderna 1-90 fås sedan genom att lösa det linjära ekvationssystemet $K\vec{a} = \vec{f}$ med randvillkor enligt 10.3. Lastvektorn $\vec{f}$ innehåller nodkraften R_{A2} ur tabell 9.12. Normalkrafterna i hänglinorna beräknas från kända förskjutningar och styvheter för hängstagen och presenteras i tabell 10.1. Normalkraften varierar kraftigt närmast upplag för att sedan konvergera mot 272 kN vilket korresponderar mot R_{A2} den tidigare antagna normalkraften då normalkraften antogs jämt fördelad mellan stagen.

Tabell 10.1: Normalkrafter i hängstagen

Element	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Normalkraft [kN]	218	286	268	273	271	272	272	272	272

10.1.4 Experimentell framtagning av bågens form

För normalkrafterna i tabell 10.1 utförs ett experiment för att uppdatera bågens form. Experimentet utförs med ett snöre som klipps skal enligt förhållandet mellan brons verkliga längd (76 m) och den experimentella längden (1,95 m). Snöret hängs sedan upp i två punkter i samma höjd. Med jämna mellanrum knyts 18 snören fast. Dessa representerar infästningarna mellan hänglinor och båge. I angivna snören anbringas korresponderande normalkrafter från tabell 10.1 med hjälp av muttrar. Notera att förhållandet mellan normalkrafterna är det viktiga att representera i experimentet. Förhållandet mellan normalkrafterna och snörets egentyngd har beaktats genom att välja ett snöre med låg vikt för att undvika att formen domineras av formen från egenvikten. Då muttrarnas tyngd anbringas anpassas formen på snöret på så att det endast verkar i drag. Snörets deformation antecknas i form nodernas relativa vertikala avstånd från horisontallinjen vartefter avstånden skalas upp till brons verkliga storlek, se tabell 10.2 (notera att bron är symmetrisk varför bara halva brons geometri definieras). Avstånden definierar bågens form och ligger till grund för strukturmodellens geometri.

Tabell 10.2: Slutliga mått utifrån experimentets resultat

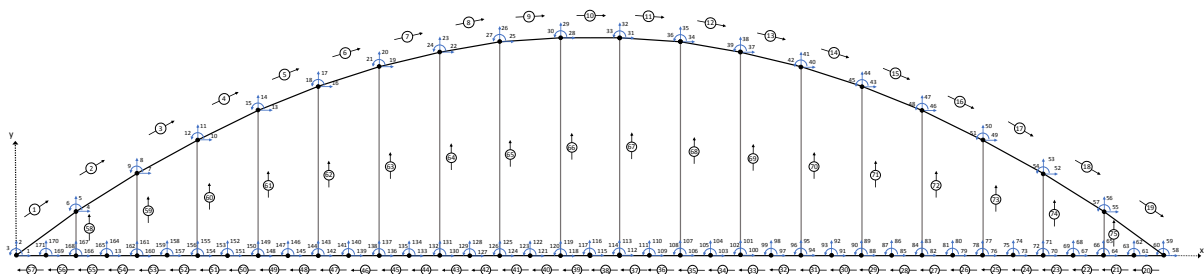
Position [x]	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	38
Höjd [m]	0	3,9	7,0	9,6	11,7	13,6	14,9	16,0	16,8	17,2	17,2



Figur 10.5: Resultat från experimentet som illustrerar formen på bågen

10.2. Slutgiltig strukturmodell

Utgående från koordinaterna i tabell 10.2 definieras en tvådimensionell beräkningsmodell som kommer att användas för strukturberäkningar (se figur 10.6 och bilaga D.2). I strukturmodellen utnyttjas inte brons symmetri då vidare beräkningar innefattar asymmetriska lastfall.



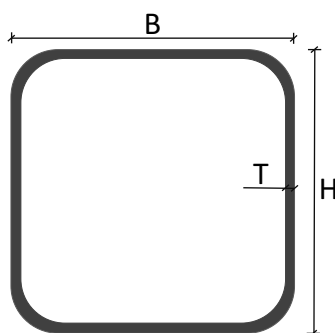
Figur 10.6: Slutgiltig strukturmodell, se även bilaga D.2

11 Dimensionering av huvudbalkar

Dimensioneringen av brons huvudbalkar omfattar moment-, tvärkraft- och normalkraftsberäkningar. Interaktion mellan moment och tvärkraft kontrolleras samt kapaciteten för samtidigt verkande moment och normalkraft. Längdutvidgningen i längsled beräknas också. Beräkningarna återfinns i bilaga E. Beräkningarna är uppdelade i tre separata avsnitt. Avsnitt E.1 behandlar de dimensionerande lasterna som verkar på huvudbalkarna med hjälp av strukturmodellen. I avsnitt E.2 genomförs kapacitetskontroller, interaktionskontroll, kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft samt längdutvidgningsberäkning. Avsnitt E.3 beräknar nedböjningen i bruksgräns.

11.1. Mått och egentyngd

Huvudbalkarna utformas enligt figur 11.1 och utgörs av lådtvärsnitt. Beräkningarna inleddes med de preliminära måtten och stålqualitén enligt tabell 7.2. Med dessa mått och stålqualitet klarar inte huvudbalken de pålagda lasterna. Därför ökas tjocklek och stålqualitet (se tabell 11.1).



Figur 11.1: Utformning av huvudbalkarna

Tabell 11.1: Mått och stålqualitet huvudbalk

B	800 mm
H	800 mm
T	40 mm
Stålqualitet	S355

Tabell 11.2: Egentyngd huvudbalk

Egentyngd	4804 N/m
-----------	----------

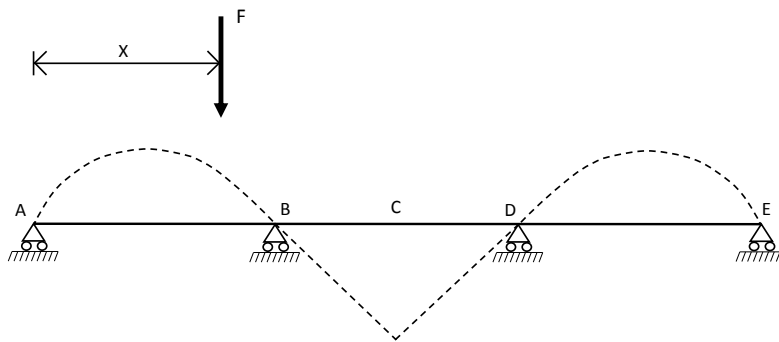
11.2. Lastfall och maximalt moment

Tvårbalkarna verkar som punktlaster på huvudbalken och hängarna antas verka som stöd. Lasterna som placeras på huvudbalken från tvårbalkarna är de dimensionerande lasterna från tabell 9.12.

Huvudbalken kan därmed ses som en fritt upplagd balk på 20 stöd. Med de förhållandena finns ett stort antal olika lastkombinationer. I och med detta görs en kvalitativ bedömning av vilka lastkombinationer som blir mest ogynnsamma för strukturen. Resonemanget bakom vilka lastkombinationer som blir de värsta bygger på antaganden om hur lasterna verkar tillsammans.

Det mest ogynnsamma lastfallet för huvudbalken beror på responsen hos systemet av ramverk och hänglinor. Lokalt kan huvudbalken betraktas som en flerstödsbalk på stela upplag och globalt kan balken betraktas som fritt upplagd på fjädrande upplag, där fjäderstyvheten ökar ut mot upplag. Detta ger en respons liknande den för en fritt upplagd balk. Bågens vertikala styvhet kommer dessutom avgöra momentfördelningen då den varierar över bron längd. Lokalt domineras momentfördelningen av responsen för en flerstödsbalk.

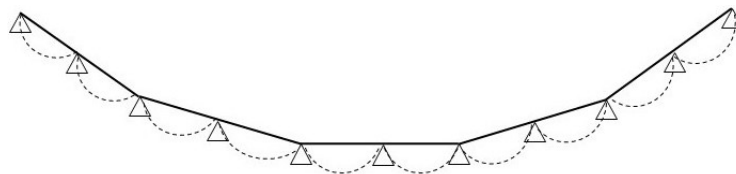
För att avgöra hur lasterna ska placeras på balken används influenslinjer. Influenslinjer talar om hur lasterna ska placeras för att maximalt moment alternativt maximal tvärkraft ska uppstå i en given punkt. Influenslinjen för fältmoment i mitten av ett spann visas i figur 11.2. Typiskt ger last verkande i vartannat spann störst fältmoment.



Figur 11.2: Influenslinje för snitt C vid godtyckligt placerad last F , i del av huvudbalk

Globalt domineras momentfördelningen av responsen för en fritt upplagd balk i ett spann. Störst fältmoment fås då den totala lasten är så stor som möjligt och dessutom med så stort avstånd till upplag som möjligt. Bågens vertikala styvhet minskar då belastningen är asymmetrisk, alltså då halva bron belastas.

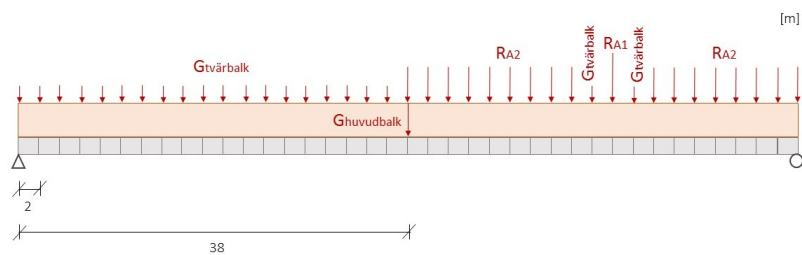
Sammantaget styrs huvudbalkens momentfördelning av olika grader av fenomen. Deformationerna av huvudbalken kan ses som en superponering av deformationer enligt figur 11.3, där de lokala deformationerna styrs av responsen för en flerstödsbalk och den globala deformationen styrs av responsen för en fritt upplagd balk. Viktigt i analysen är att avgöra vilka responser som dominerar och då också vilket lastfall som är dimensionerande. Det leder fram till tre lastfall vilka verkar mest ogynnsamt på huvudbalken. Varav det värsta ligger till grund för dimensioneringen.



Figur 11.3: Illustration av superponeringen av deformationer på global och lokal nivå för del av huvudbalk

Lastfall 1

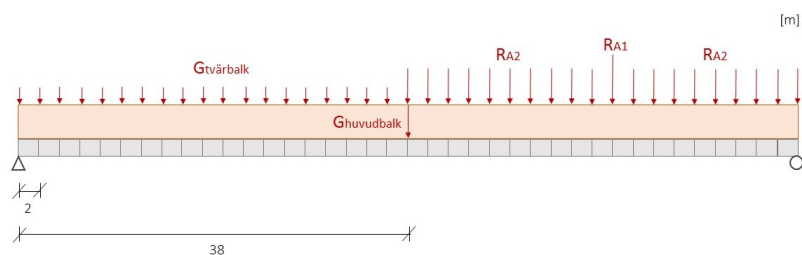
Globalt belastas halva huvudbalken med trafiklasten då det ger asymmetrisk respons i bågen. Varje nod i halva balken belastas med reaktionskraften från trafiklast (R_{A2}) för att ge maximerad total last. Reaktionskraften från boggielasterna (R_{A1}) placeras i mitten av halva balken då det ger en asymmetrisk respons. Spannen på var sida om spannet med boggielasten belastas endast med egentygnd från tvärbalken ($G_{tvarbalk}$), för att maximera lokalt fältmoment. Enligt influenslinjen ska vartannat spann lämnas obelastat. Det medför att den totala lasten minskar som i sin tur minskar den globala effekten vilket i detta fall är ogynnsamt. Lastfall 1 som illustreras i figur 11.4 blir dimensionerande om de lokala effekterna enligt figur 11.3 dominerar under förutsättning att bågen belastas asymmetriskt.



Figur 11.4: Lastfall 1 för huvudbalk med avseende på moment

Lastfall 2

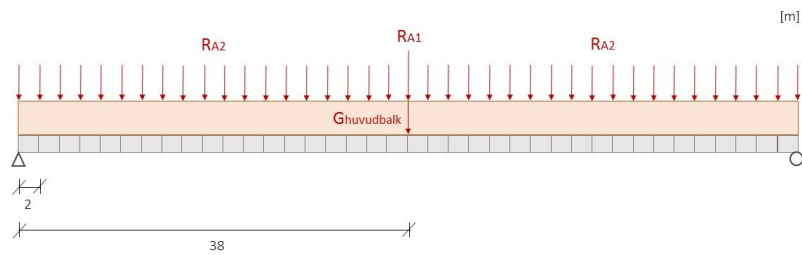
Lastfall 2 är i grunden samma som lastfall 1 fast facken bredvid boggielasten (R_{A1}) belastas nu med reaktionskraften från trafiklast (R_{A2}). Lastfall 2 som illustreras i figur 11.5 blir dimensionerande om den globala effekten från bågen dominerar över den lokala under förutsättning att bågen belastas asymmetriskt.



Figur 11.5: Lastfall 2 för huvudbalk med avseende på moment

Lastfall 3

Alla noder belastas med reaktionskraften från trafiklasten (R_{A2}) för att maximera den totala lasten. Dessutom placeras reaktionslasten från boggielasten (R_{A1}) i mitten för att maximera avståndet till upplag. Lastfall 3 illustreras i figur 11.6 blir dimensionerande om den globala effekten av en fritt upplagd balk på fjädrande upplag antas dominera över bågens respons.



Figur 11.6: Lastfall 3 för huvudbalk med avseende på moment

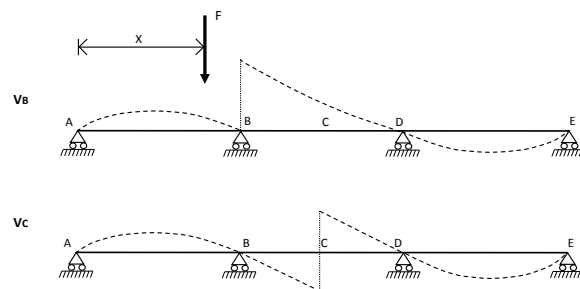
Maximalt moment för de tre lastfallen presenteras i tabell 11.3. Lastfall 2 blir dimensionerande.

Tabell 11.3: Maximalt fältmoment för de tre lastfallen på huvudbalken

Lastfall	Maximalt moment, M_{Ed}
1	3468 kNm
2	3764 kNm
3	3573 kNm

11.3. Lastfall och maximal tvärkraft

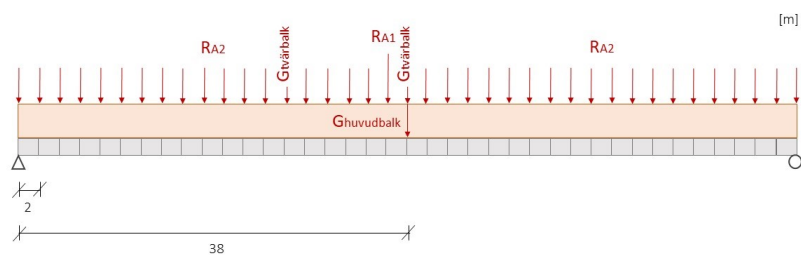
För att utreda vilka lastkombinationer som ger störst tvärkraft i huvudbalken används återigen metoden med influenslinjer. I figur 11.7 visas influenslinjer för fält- och stödtvärkraft vilka ligger till grund för de dimensionerande lastfallen. I diagrammen går det att utläsa den positiva arean, arean ovanför balken, för tvärkraft i stöd är större än den för tvärkraft i fält. Därför väljs lastfallen så att tvärkraft vid stöd maximeras enligt influenslinje V_B . Två lastfall studeras vilka genererar maximal tvärkraft över stöd för mittfacket respektive det ytterfack.



Figur 11.7: Influenslinjer för tvärkraft för fält- och stöd för en flerstödsbalk

Lastfall 1

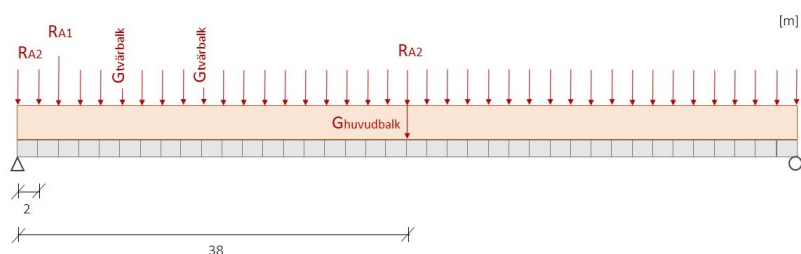
I lastfall 1 maximeras lasten över hela bron längd genom att reaktionskraften placeras från tvärbalk med trafiklast i nästan alla noder. Dessutom placeras reaktionslasten från boggielasten i den mittersta noden. Lastkombinationen maximerar den globala effekten av tvärkraften. För att maximera den lokala effekten av tvärkraften placeras lasten enligt influenslinjen V_B för tvärkraft i stöd i facken närmast mitten. Lastfall 1 illustreras i figur 11.8.



Figur 11.8: Lastfall 1 för huvudbalken med avseende på tvärkraft

Lastfall 2

Lastfall 2 som illustreras i figur 11.9 är samma lastkombination som lastfall 1 med skillnaden att tvärkraften vid stöd för facket närmast upplag maximeras.



Figur 11.9: Lastfall 2 för huvudbalken med avseende på tvärkraft

Maximal tvärkraft för de två lastfallen presenteras i tabell 11.4. Lastfall 2 blir dimensionerande.

Tabell 11.4: Maximal tvärkraft för de två lastfallen

Lastfall	Maximal tvärkraft, V_{Ed}
1	387 kN
2	574 kN

11.4. Lastfall och maximal normalkraft

Störst normalkraft i huvudbalken, som verkar som ett dragband, fås då bågen belastas med maximal last över hela brobanan. Lastfall 3 som illustreras i figur 11.6 från beräkning av snittmoment används därför för beräkning av maximal normalkraft.

Tabell 11.5: Maximal normalkraft i huvudbalken

Maximal normalkraft, N_{Ed}	3280 kN
-------------------------------	----------------

11.5. Kapacitetskontroller

Då de dimensionerade lasterna har beräknats kan huvudbalkarnas kapacitet kontrolleras. För huvudbalkarna kontrolleras $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (tvärkraft), $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ (moment) samt $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ (normalkraft). Interaktion mellan tvärkraft och moment kontrolleras samt kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft.

11.5.1 Tvärkraftskapacitet

För att kontrollera att den valda huvudbalken har tillräcklig kapacitet beräknas tvärkraftskapaciteten för balken. Resultaten presenteras i tabell 11.6.

Tabell 11.6: Maximal tvärkraft, tvärkraftskapacitet i huvudbalken samt verkningsgrad

Maximal tvärkraft, V_{Ed}	Tvärkraftskapacitet, V_{Rd}	Verkningsgrad, η
574 kN	12789 kN	5 %

11.5.2 Momentkapacitet

För att kontrollera att den valda balken har tillräcklig kapacitet beräknas momentkapaciteten för den valda huvudbalken. Resultaten presenteras i tabell 11.7.

Tabell 11.7: Maximalt moment, momentkapacitet i huvudbalken samt verkningsgrad

Maximalt moment, M_{Ed}	Momentkapacitet, M_{Rd}	Verkningsgrad, η
3764 kNm	6481 kNm	58 %

11.5.3 Normalkraftskapacitet

För att kontrollera att huvudbalken, som verkar som ett dragband, klarar av att ta upp den normalkraft som de pålagda lasterna leder till beräknas normalkraftskapaciteten i balken. Resultatet redogörs för i tabell 11.8.

Tabell 11.8: Maximal normalkraft, normalkraftskapacitet i huvudbalken samt verkningsgrad

Maximal normalkraft, N_{Ed}	Normalkraftskapacitet, N_{Rd}	Verkningsgrad, η
3280 kN	22152 kN	15 %

11.5.4 Interaktionskontroll

En kontroll med avseende på interaktion mellan tvärkraft och moment görs enligt Eurocode. Vid kontroll görs ett konservativt antagande om att den största tvärkraften som uppstår i balken, uppstår samtidigt som det maximala momentet. Beräkningarna visar att en interaktion mellan tvärkraft och moment inte är dimensionerande då tvärkraften inte överskrider 50 % av tvärkraftskapaciteten.

11.5.5 Kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft

En kontroll med avseende på samverkan mellan normalkraft och moment görs. En superponering av de största spänningarna som uppstår i tvärsnittet görs där summan av verkningsgraderna för normalkraften och moment inte får överstiga 100 %. Summan av verkningsgraderna blir 73 % vilket innebär att huvudbalkarna klarar belastningen.

11.6. Längdutvidgning

Under brons livslängd utsätts bron för varierande temperaturer. Temperaturvariationer ger upphov till längdförändringar i stål (Al Emrani m. fl., 2013, s.S30). För att avgöra hur mycket utrymme som behövs för att huvudbalkarna ska ha möjlighet att utvidgas beräknas den totala längdutvidgningen som kan uppträda i stålet med avseende på de maximala temperaturerna i Borås (se kapitel 2.2). Resultatet redogörs för i tabell 11.9.

Tabell 11.9: Maximal längdutvidgning för huvudbalkarna

Maximal längdutvidgning	64 mm
-------------------------	--------------

11.7. Bruksgräns och kontroll av nedböjning

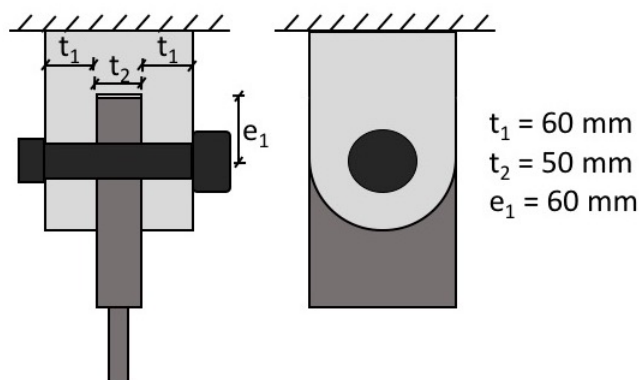
För att kontrollera kravet på nedböjning $\frac{L}{400}$ som Trafikverket ställer på bron beräknas nedböjningen. Resultat redogörs för i tabell 11.10.

Tabell 11.10: Nedböjning i huvudbalk samt maximal tillåten nedböjning

Nedböjning i huvudbalk	Maximal tillåten nedböjning
38 mm	190 mm

12 Dimensionering av hängstag

Hängstagets infästning som svetsas fast i bågen konstrueras enligt figur 12.1 nedan. För att avgöra vilket lastfall som blir mest ogynnsamt för hängarna studeras två olika lastfall. Samtliga beräkningar återfinns i bilaga F. Beräkningarna är uppdelade i två separata avsnitt. Avsnitt F.1 behandlar de dimensionerande lasterna och avsnitt F.2 beräknar kapaciteten. Skruven väljs till typ M42 med stålqualität SB8.8.



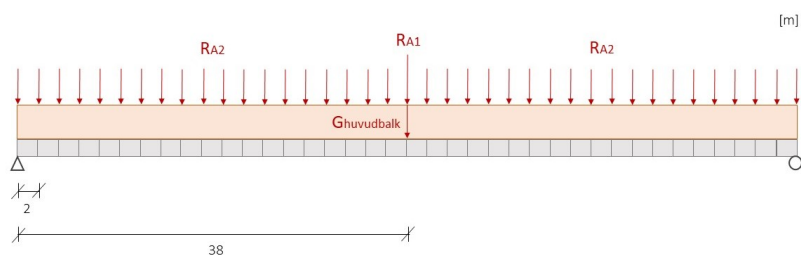
Figur 12.1: Utformning av infästning av hängare

12.1. Lastfall och maximal normalkraft

För att beräkna maximal normalkraft undersöks två lastfall:

Lastfall 1

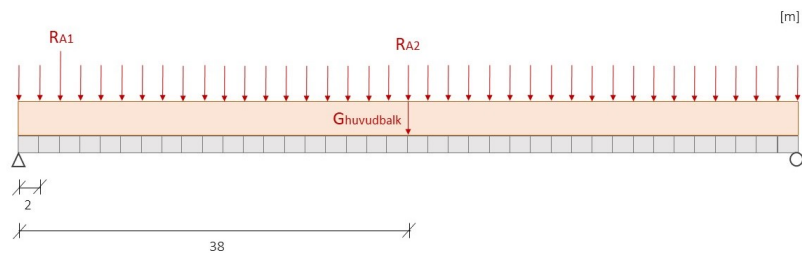
Om huvudbalkens styvhet överstiger bågens styvhet beräknas det mest ogynnsamma lastfallet med jämnt utplacerade punktlaster, R_{A2} , över huvudbalken med en centralt belagd punktlast, R_{A1} , mitt på huvudbalken (Beyer, 1984). Lastfall 1 illustreras i figur 12.2.



Figur 12.2: Lastfall 1 för hängstag

Lastfall 2

Om bågens styvhet överstiger huvudbalkens styvhet beräknas det mest ogynnsamma lastfallet med jämnt utplacerade punktlaster, R_{A2} , över huvudbalken och en punktlast, R_{A1} , belastad i andra hängaren från antingen höger eller vänster stöd (Beyer, 1984). Lastfall 2 illustreras i figur 12.3.



Figur 12.3: Lastfall 2 för hängstag

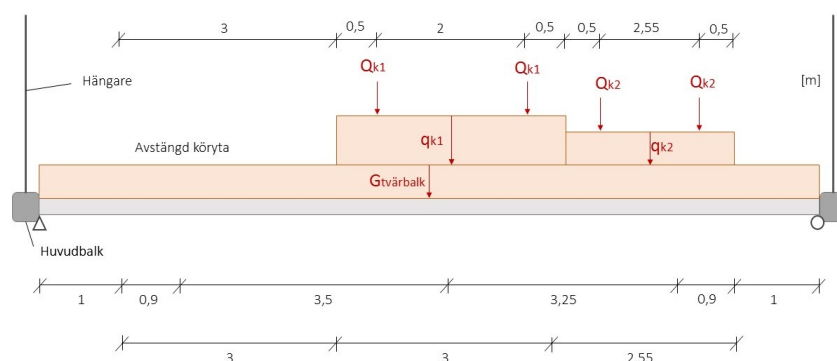
Den bro som dimensioneras har samma styvhet för huvudbalk och båge. Båda lastfallen analyseras numerisk och resultaten redogörs för i tabell 12.3. Lastfall 2 blir dimensionerande.

Tabell 12.1: Normalkraft för de olika lastfallen

Lastfall	Maximal normalkraft
1	463 kN
2	626 kN

12.2. Byte av hängstag

Ett godtyckligt placerat hängstag ska kunna bytas ut utan att de övriga hängstagens bärförmåga överskrids (Trafikverket, 2011 s.42). Det dimensionerande lastfallet, lastfall 2, används för beräkningar för byte av ett hängstag. Det är resultatet av den beräkningen som blir dimensionerande för hängstagen. Vid byte av ett hängstag stängs ett körfält av om högst tre meter närmast den hängare som byts ut vilket betyder att trafiklast endast kommer belasta ett körfält och spannet som benämns övrig yta. Lastmodellen som visas i figur 12.4 används för att få fram nya reaktionskrafter vilket sedan används för att beräkna hur stora normalkrafter som uppstår i hängstagen vid underhåll.

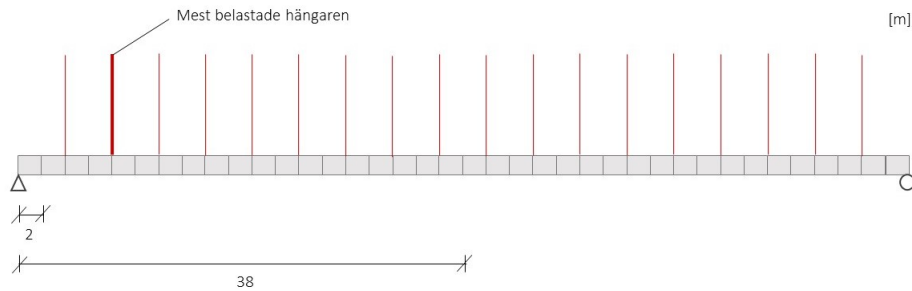


Figur 12.4: Lastmodell för tvärbalk när ett körfält är avstängt på grund av underhåll av hängstag

Bytet av hängstag kommer att analyseras utifrån det mest ogynnsamma fallet för att försäkra att övriga hängstags bärförmåga inte överskrids under bytet.

Lastfall 1

Det hängstag som är högst belastat (se figur 12.5) innan underhåll tas bort ur beräkningar vid tiden för underhåll och resterande hängstagens lasteffekt studeras gentemot dess bärförmåga.



Figur 12.5: Skiss som beskriver det mest belastade hängstaget

Lastfall 2 & 3

Det hängstag till vänster respektive till höger om det mest belastade hängstaget innan underhåll tas bort ur beräkningar och resterande hängstagens lasteffekt studeras gentemot dess bärförmåga.

Tabell 12.2: Normalkraft för de olika lastfallen

Lastfall	Maximal normalkraft
1	835 kN
2	840 kN
3	819 kN

12.3. Kapacitetskontroll av infästningar för hängstag

För att kontrollera kapaciteten i hängstagen kontrolleras två brottmoder; skjuvbrott i skruven och hålkantbrott i plåten. Beräkningar visar att hålkantbrott i plåten blir den dimensionerande brottmoden. Resultatet redogörs i tabell 12.3.

Tabell 12.3: Normalkraft, kapacitet samt verkningsgrad för hängstagen

Normalkraft, N_{Ed}	Kapacitet, N_{Rd}	Verkningsgrad, η
840 kN	876 kN	96 %

13 Dimensionering av båge

Dimensioneringen av brons bågar omfattar moment-, tvärkraft- och normalkraftsberäkningar. Interaktion mellan moment och tvärkraft kontrolleras samt kapaciteten för samtidigt verkande moment och normalkraft. Beräkningarna återfinns i bilaga G och är uppdelade i fyra separata avsnitt. Avsnitt G.1 behandlar de dimensionerande lasterna som verkar på bågarna med hjälp av strukturmodellen. I avsnitt G.2 genomförs kapacitetskontroller, interaktionskontroll och kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft. I avsnitt G.3 beräknas vindlast och vippning ur planet. I avsnitt ?? beräknas buckling i planet. Bågarna utgörs av samma tvärsnitt och stålqualitet som huvudbalken. För bågaras egentygnd se kapitel 11.1.

13.1. Lastfall och maximal tvärkraft, moment och normalkraft

De lastfall som genererar högst snittmoment i bågarna är då belastningen är asymmetrisk (Sadhvani, 1998, s.57). Detta korresponderar mot lastfall 1 från kapitel 11.3 (se figur 11.4). Den maximala tvärkraften i bågen fås i samma element som där maximalt snittmoment uppkommer och fås då strukturen belastas med samma lastfall (Namin, 2012, s.57). Den maximala normalkraften i bågen beräknas också för ovanstående lastfall. Resultaten på snittkrafterna redovisas i tabell 13.1.

Tabell 13.1: Maximal tvär- och normalkraft samt maximalt moment

Maximal tvärkraft, V_{Ed}	360 kN
Maximalt moment, M_{Ed}	2600 kNm
Maximal normalkraft, N_{Ed}	3335 kN

13.2. Kapacitetskontroller

Då de dimensionerade lasterna har beräknats kan bågaras kapacitet kontrolleras. För bågarna kontrolleras $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (tvärkraft), $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ (moment) samt $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ (normalkraft). Interaktionen mellan tvärkraft och moment kontrolleras också samt kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft.

13.2.1 Tvärkraftskapacitet

För att kontrollera att bågarna klarar belastningen beräknas tvärkraftskapaciteten. Resultaten som beräkningarna ger redogörs för i tabell 13.2.

Tabell 13.2: Maximal tvärkraft och tvärkraftskapacitet i bågar samt verkningsgrad

Maximal tvärkraft, V_{Ed}	Tvärkraftskapacitet, V_{Rd}	Verkningsgrad, η
360 kN	12789 kN	3 %

13.2.2 Momentkapacitet

För att kontrollera att bågen har tillräcklig kapacitet för att bära dimensionerande moment beräknas momentkapaciteten. Resultaten som beräkningarna ger redogörs för i tabell 13.3.

Tabell 13.3: Maximalt moment och momentkapacitet i bågarna samt verkningsgrad

Maximalt moment, M_{Ed}	Momentkapacitet, M_{Rd}	Verkningsgrad, η
2600 kNm	6481 kNm	40 %

13.2.3 Normalkraftskapacitet

För att kontrollera att bågen klarar belastningen beräknas normalkraftskapaciteten. Resultatet redogörs för i tabell 13.4.

Tabell 13.4: Maximal normalkraft, normalkraftskapacitet i bågarna samt verkningsgrad

Maximal normalkraft, N_{Ed}	Normalkraftskapacitet, N_{Rd}	Verkningsgrad, η
3335 kN	22152 kN	15 %

13.2.4 Interaktionskontroll

En kontroll med avseende på interaktion mellan tvärkraft och moment görs enligt Eurocode. Vid kontroll görs ett konservativt antagande om att den största tvärkraften som uppstår i balken, uppstår samtidigt som det maximala momentet. Beräkningarna visar att en interaktion mellan tvärkraft och moment inte är dimensionerande då tvärkraften inte överskrider 50 % av tvärkraftskapaciteten.

13.2.5 Kontroll av kapacitet för samtidigt verkande moment och normalkraft

En kontroll med avseende på samverkan mellan normalkraft och moment görs. En superponering av de största spänningarna som uppstår i tvärsnittet görs där summan av verkningsgraderna för normalkraften och moment inte får överstiga 100 %. Summan av verkningsgraderna blir 55 % vilket innebär att bågarna klarar belastningen.

13.3. Stabilitet

Lasterna som verkar på bron ger upphov till stora normalkrafter i bågen. Vid kontroll av stabilitet beräknas vindlastens bidrag till initialdeformationen. De två stabilitetsproblemen som i huvudsak kan uppstå är vippning ur planet och buckling i bågens plan.

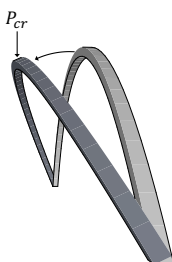
13.3.1 Vindlast och vippning ur planet

Vindlasten genererar en utböjning av bågen vilket leder till ökad risk för stabilitetsproblem. Då Eurocode hänvisar till nationella bilagan vid beräkning av vindlast för en bågbro (enligt anmärkning 1 i kapitel 8.1, SS-EN 1991-1-1-4:2005) och då den nationella bilagan inte behandlar vindlast för bågbroar beräknas vindlasten enligt kapitel 8 i SS-EN 1991-1-1-4:2005. Anblåst area från hängstag försummas. Vidare antas en jämnt utbredd trafiklast på bron som bidrar till anblåst area på bron. Den beräknade vindlasten omvandlas till en utbredd last och resultaten från beräkningarna redogörs för i tabell 13.5.

Tabell 13.5: Beräknad vindlast som verkar på bron

Maximal vindlast	690 kN
Maximal utbredd vindlast	9 kN/m

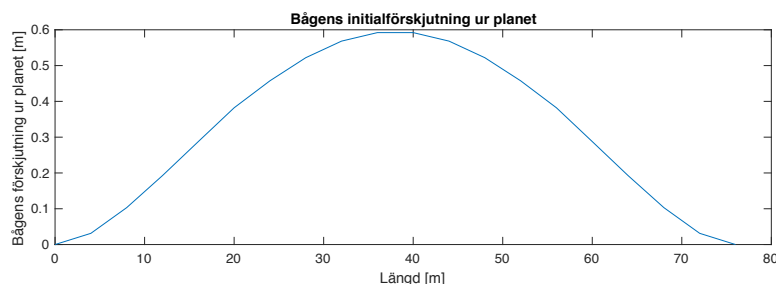
Vippning ur planet som illustreras i figur 13.1 studeras inte kvantitativt i preliminärdimensioneringen då en sådan analys innefattar en geometrisk icke-linjär tredimensionell beräkningsmodell vilket lämnas till den slutliga dimensioneringen. Dock görs en preliminär bedömning av bågens initialutböjning då den kommer generera andra ordningens moment i bågen vilket ökar tendensen för vippning. Beräkningen ligger till grund för bedömningen om brons bågar behöver sammankopplas med förstärkningsbalkar.



Figur 13.1: Illustration av vippning av båge

Vid analys av bågens initialutböjning ur planet används en förenklad metod, en linjär tredimensionell modell modelleras av den tvådimensionella bågen. Modellering i 3D görs för att utöver vindlasten som verkar vinkelrätt mot bågens plan beakta de vertikala laster som verkar i huvudbalken. Modellen tar även hänsyn till den tredimensionella respons med vridverkan som det biaxiella lastfallet ger upphov till.

Resultatet i figur 13.2 visar hur bågen förskjuts in i planet då bågen betraktas ovanifrån. För att motverka bågens utböjning ur planet kopplas bågarna ihop med förstärkningsbalkar enligt figur 14.1. Dimensionering av förstärkningsbalkar lämnas till den slutgiltiga dimensioneringen.



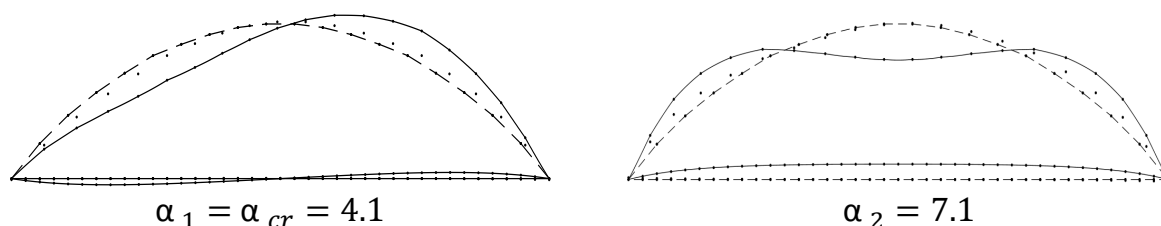
Figur 13.2: Bågens förskjutning ur planet

13.3.2 Buckling i planet

För att beräkna knäckningssäkerheten beräknas buckling i planet med en linjär bucklingsanalys. Analysen ger en bra uppfattning om bågens förmåga att motstå buckling men ger inget konservativt värde då materiella icke-linjäriteter och imperfektioner inte beaktas. Som referenslast används lastfall 2 från analysen av snittmoment för huvudbalken enligt figur 11.5. Lastfallet kommer generera det lägsta värdet på knäckningssäkerhetsfaktorn, α_{cr} , och är därför den mest kritiska lasten (Vlahinos, Ermopoulos och Wang, 1993, s.70). Beräkningsmodellen som används har samma topologi som den tidigare använda strukturmodellen men skillnaden är att bara ramen studeras. Genom att bara betrakta verkningsättet för ramen utan inverkan av hängstag minskar komplexiteten i beräkningarna. Dock bör det poängteras att inverkan av hängstagen är avgörande för deformationsmoder där hängstagen verkar i drag. Därför görs också en analys för vilket genomslag inträffar då fallet inte påverkas av hängstagen i någon större omfattning.

Först beräknas normalkrafterna i strukturens element enligt första ordningens balkteori för referenslasten. Normalkrafterna kommer att generera andra ordningens effekter vilket reducerar strukturens styvhet. Buckling inträffar då ramen belastas till den grad att den förlorar sin styvhet. Lasten fås genom att lösa egenvärdesproblemet $(\mathbf{K}_a - \lambda \mathbf{K}_0) \vec{\varphi} = \vec{0}$. Där $\mathbf{K}_a$ är strukturens styvhetsmatris då de inre normalkrafterna från den linjära beräkningen beaktas och $\mathbf{K}_0$ är den ordinära styvhetsmatrisen som är oberoende av belastningen. Med det lägsta egenvärdet λ_{min} beräknat kan knäckningssäkerhetsfaktorn lösas ut enligt $\alpha_{cr} = \frac{1}{1 - \lambda_{min}}$.

Resultatet från beräkningarna presenteras i figur 13.3. Den vänstra figuren visar deformationsmoden för den lägsta knäckningssäkerhetsfaktorn $\alpha_{cr} = 4.1$ vilket betyder att lasten kan ökas med en faktor fyra innan bågen bucklar. Den högra figuren visar den andra deformationsmoden vilken kan bli dimensionerande om inverkan av hängstag beaktas. Beräkningarna visar att ramen är motståndskraftig mot buckling men i en fortsatt analys måste en mer detaljerad kontroll genomföras.



Figur 13.3: Deformationsmoder för det lägsta egenvärdet samt för genomslag av bågen

14 Slutgiltigt resultat

Det slutgiltiga resultatet illustreras nedan i figur 14.1. En bågbro i stål har preliminärdimensionerats. Beräkningar som omfattar dimensionering av tvärbalkar, huvudbalkar, bågar samt hela strukturen har genomförts och kapaciteterna i de valda tvärsnitten är tillräckliga, se tabell 14.2, 14.3 och 14.4. Brons mått redovisas i tabell 14.1 och avser en bro. Två identiska broar placeras bredvid varandra.



Figur 14.1: Bild på den preliminärdimensionerade bågbroen i stål

Tabell 14.1: Mått för en bågbro

Höjd	17,2 m
Bredd	12,15 m
Spännvidd	76 m

Tabell 14.2: Resultat tvärkraft

Konstruktionsdel	Tvärkraft, V_{Ed}	Kapacitet, V_{Rd}	Verkningsgrad, η
Tvärbalk	766 kN	2340 kN	33 %
Huvudbalk	574 kN	12789 kN	5 %
Båge	360 kN	12789 kN	3 %

Tabell 14.3: Resultat moment

Konstruktionsdel	Moment, M_{Ed}	Kapacitet, M_{Rd}	Verkningsgrad, η
Tvärbalk	2168 kNm	2489 kNm	87 %
Huvudbalk	3764 kNm	6481 kNm	58 %
Båge	2600 kNm	6481 kNm	40 %

Tabell 14.4: Resultat normalkraft

Konstruktionsdel	Normalkraft, N_{Ed}	Kapacitet, N_{Rd}	Verkningsgrad, η
Hängare	840 kN	876 kN	96 %
Huvudbalk	3280 kN	22152 kN	15 %
Båge	3335 kN	22152 kN	15 %

Tabell 14.5: Resultat nedböjning

Konstruktionsdel	Nedböjning	Krav från Trafikverket
Tvärbalk fritt upplagd	36 mm	26 mm
Tvärbalk fast inspänd	8 mm	26 mm
Huvudbalk	38 mm	190 mm

14.1. Bedömning av resultatens rimlighet

Resultaten som erhålls bedöms rimliga då beräkningarna har baserats på litteratur och Eurocode. Komplexa beräkningsmodeller har också kompletterats med förenklade modeller för att kontrollera rimligheten.

14.1.1 Tvärkraft

Tvärkrafterna är störst i tvärbalkarna vilket är ett resultat som är rimligt då de har den längsta spännvidden på 10,55 meter jämfört med huvudbalken som har en spännvidd på 4 meter mellan hängstagen. Att bågen belastas med den lägsta tvärkraften är ett rimligt resultat då bågen primärt verkar i stångverkan.

14.1.2 Moment

Momentberäkningarna resulterar i trovärdiga resultat. Störst moment uppkommer i huvudbalken. Önskvärt var att utforma en momentfri båge, dock är bågen bara momentfri för ett specifikt lastfall.

14.1.3 Normalkraft

Som väntat uppstår negativa normalkrafter i bågen och positiva normalkrafter i huvudbalken. Bågen belastas med negativa normalkrafter då bågen verkar i bågverkan vilket således också var syftet med bågen. Huvudbalken får stora positiva normalkrafter då den verkar som ett dragband vilket är ett rimligt resultat.

14.1.4 Nedböjning

Resultaten för nedböjningen bedöms rimliga då de ligger i rätt storleksordning med avseende på kraven.

15 Diskussion

Att utveckla och dimensionera ett broförslag har varit en lärarik process. Många viktiga beslut och avgörande beräkningar genomfördes tidigt i processen, då bristen på kunskap var som störst. Med tiden ökade förståelsen samt kunskapen och i slutfasen, när det mesta var klart, fanns inget utrymme för förändringar. Att fundera och reflektera över hur besluten påverkat resultaten är därför viktigt för att i framtiden fatta mer välgrundade beslut.

15.1. Del 1 - Idéfas

I idéfasen sammanställs subjektiva bedömningar om brokonceptens egenskaper som betygsätts i siffror. Det är därför viktigt att utvärdera resultaten från beslutsmatrisen för att göra en bedömning om resultatet är representativt. Flera brokoncept kan vara lämpliga beroende på vilka egenskaper som prioriteras. Så länge man under processens gång är medveten om det och reflekterar över varför olika koncept fått de betyg de fått så är beslutsmetoden lämplig. Reflektionen gör att det koncept som enligt projektören lämpar sig bäst inte nödvändigtvis behöver vara det med mest poäng vilket även visade sig vara fallet i studien.

Besluten i projektet har påverkats av att ekonomiska aspekter inte beaktats vilka egentligen utgör en mycket stor roll i verkligt beslutsfattande. Vidare har besluten påverkats av kundens önskemål om att bron ska utgöra ett landmärke på platsen.

En effekt av den tid- och kunskapsbrist som funnits i idéfasen av projektet är att beslut om brons utformning inte studerats mer ingående. Ett exempel på detta är beslutet att använda vertikala hängare vilket togs utan vidare utvärdering av vilken utformning på hängarna som egentligen lämpade sig bäst för konceptet.

Sammanfattningsvis mynnade idéfasen ut i ett brokoncept som ansågs vara mest lämpligt på platsen. Under arbetets gång har kunskap erhållits vilket skulle kunna påverka utgången om bedömningarna genomförs på nytt.

15.2. Del 2 - Dimensioneringsfas

Likt idéfasen präglades dimensioneringsfasen av att kunskapen till en början var begränsad för att sedan öka under arbetes gång. Nedan redogörs för erhållna erfarenheter, hur det påverkat beräkningarna samt hur de skulle kunna tillämpas på framtida projekt.

15.2.1 Förenklingar och antaganden

I arbetet har flertalet antaganden gjorts som kan ha påverkat resultatet. En diskussion kring hur vissa antagande kan ha utgjort felkällor medverkar till förståelsen om hur resultaten ska tolkas samt bidrar till att undvika felkällorna i framtida projekt. Antaganden som ger konservativa resultat är inga felkällor då beräkningarna inte förväntas ge resultat som återger det verkliga verkningssättet.

Antaganden som ger resultat på osäkersida för beräkningar som förväntas ge representativa resultat är emellertid svåra att identifiera. De utgör också en stor risk då resultaten som antagandet bygger på inte utgör det mest ogynnsamma resultatet.

Ett problem som kan uppstå vid dimensionering av olika element för en bro är att upplagsförhållanden tolkas på fel sätt. Det innebär att en felaktig respons i elementen erhålls trots att beräkningarna är korrekta.

I arbetet är upplagsförhållanden mellan tvär- och huvudbalk ett exempel på svårdefinierat upplag. Det har gjorts ett konservativt antagande om att tvärbalken är fritt upplagd i de flesta beräkningar vilket medför att de kontroller som görs är på den konservativa sidan. I det verkliga fallet, som beskrivits i kapitel 9.5, är upplagsförhållandena något mellan fritt upplagd och fast inspänd där fast inspänd är mindre konservativt än realfallet. Som resultat är den dimensionerade bron troligen överdimensionerad vilket är godtagbart i en förstudie då bron kan optimeras i detaljutformningen. Eftersom rapporten inte tar hänsyn till de ekonomiska aspekterna är det inte ett stort problem om bron slutligen är överdimensionerad.

15.2.2 Bedömning av lastfall

En av de stora utmaningarna i dimensioneringsprocessen var att avgöra vilka lastfall som var dimensionerande för huvudbalkarna, hängarna och bågen. Att avgöra om lastfallen som i beräkningarna antogs vara de mest ogynnsamma, i verkligheten faktiskt blir de värsta är utan programvaror med integrerade verktyg för analys av lastfall svårt. Att hitta dimensionerande lastfall förblev därför under dimensioneringsprocessen en mycket tidskrävande uppgift och många olika lastfall studerades. Till slut, med stöd från litteratur, ansågs det att asymmetriska lastfall var dimensionerande för de flesta snittkrafterna i strukturen då den inte utnyttjas i bågverkan.

Att arbeta med lastfall har varit lärorikt och har gett en förståelse för verkningssättet i bron samt hur snittkrafter i olika element påverkas av olika parametrar och lastkombinationer. Under arbetet har metoden med influenslinjer använts och det har gett en förståelse för hur de kan användas vid dimensionering av komplexa strukturer.

15.2.3 Egenkontroller

Egenkontroller är i en dimensioneringsprocess viktigt att genomföra för att bedöma att resultaten är korrekta. I arbetet har egenkontroller utförts av de sex författarna som samtliga har liknande områdesbakgrund. I ett verkligt broprojekt skulle egenkontrollerna utföras av mer erfarna konstruktörer. Dock har förenklade beräkningsmodeller använts i vissa fall för att verifiera resultat från komplexa beräkningar. Metoden garanterar att storleksordningen på de erhållna resultaten är korrekta.

15.2.4 Den iterativa beräkningsprocessen

Dimensionering av en bågbro har visat sig vara en iterativ process på grund av att formen påverkas av belastningen och belastningen påverkas av formen. Det kräver därför en mindre linjär process än den som använts under arbetets gång.

I och med att dimensioneringen är en iterativ process har en del mått och materialdata förändrats under dimensioneringsfasens gång. I arbetet är därför många konstruktionsdelar överdimensionerade. Önskvärt hade varit att måtten och materialdata hade förändrats till den grad att verkningsgraderna optimeras.

15.2.5 Tolkningar av Eurocode

Eurocode är ett genomarbetat och väl beprövat regelverk som har använts som verktyg vid dimensionering och beräkningar i arbetet. Regelverket är omfattande och i många fall svårtolkat vilket medfört att antaganden och förenklingar har krävts för att kunna applicera Eurocode. Om tolkningen av Eurocode inte genomförts korrekt kan följden av det medföra att resultaten inte blivit korrekta.

15.3. Vidare dimensionering

Innan bron är redo för produktion krävs ytterligare dimensioneringar. Vidare beräkningar som måste genomföras är:

- 3D-analys av hela strukturen.
- Analys av brons dynamiska respons.
- Vind- och bromslasternas inverkan på strukturen som helhet.
- Utmattningsberäkningar.
- Dimensionering av ribbor i brobanan.
- Dimensionering av förstärkningsbalkar.
- Dimensionering av grundläggning.
- Dimensionering av lager.
- Dimensionering av detaljer så som räcken, avrinning och svetsar vid infästning av hängstag.
- Broarnas position och inbördes avstånd.
- Kontroller och beräkningar av kritiska produktionsskeden så som lyftpunkter och placering av mobilkran.

15.4. Källkritik

Teorin i rapporten baseras mestadels på källor av välrenommerade branshmänniskor. Mycket av litteraturen är skriven av flera författare vilket styrker dess trovärdighet. Arbetet baseras också på en stor mängd källor vilket gör att information ofta bekräftas av flera källor. Akademiska rapporter har använts vilket styrker objektiviteten i källorna. I arbetet har också en mängd muntliga källor använts, vilka består både av akademiker och yrkesverksamma i branschen. I dessa fall är det möjligt att personerna valt att framhäva den information de är mest positivt inställda till vilket också kan ha präglat innehållet i rapporten. För att styrka informationen från de muntliga källorna har även annan litteratur använts som bekräftar kunskapen.

Dimensioneringsdelen av rapporten baseras på Eurocode. Eurocode innehåller beräkningsmetoder för konstruktionsberäkningar och är väl erkänd i hela Europa. Trovärdigheten i Eurocode ifrågasätts inte då de är vida använda och välgranskade.

Sammanfattningsvis baseras rapporten på en bred grund av litteratur med allt från böcker skrivna av flertalet akademiker till produktblad från bolag i branschen, muntlig kommunikation med akademiker och branschmänniskor samt beräkningar från Eurocode vilket ger en stabil grund för trovärdigheten av rapporten både för teori och beräkningar.

15.5. Etik

Utifrån antagandet att bron faktiskt uppförs finns det en rad etiska frågor att ta ställning till. Den första frågan är hur stor säkerhetsmarginal som bör tillämpas på lastfall och dimensioner. Här måste flera aktörers värden och faktorer beaktas. Hur mycket extra material ska användas för att säkerställa säkerheten för brukarna av bron? Frågan blir problematisk då extra material leder till en större miljöpåverkan. Det framtagna konceptet har balanserat säkerheten för brukarna med påverkan på miljön genom att använda en materialeffektiv och pålitlig konstruktion.

Rapportens beräkningsmetoder är väl beprövade men kunskapen och erfarenheten om hur de ska tillämpas är knapphändig, vilket kan äventyra säkerheten. Exempelvis ligger det stora ansvaret på att de lastfall som används för att få fram slutliga dimensioner, är realistiska i verkligheten.

Det går även att diskutera i vilken grad innovation och icke beprövade metoder ska tillämpas i syfte att främja teknisk utveckling och nyförvärvad kunskap till branschen, på bekostnad för bronns säkerhet i bruksskede. Ett nytt material eller ny produktionsmetod som ligger i teknisk framkant, kanske inte är lika beprövad och således bärförmågan inte lika säker som för konventionella metoder. Nyttan för samhällets utveckling står i konflikt med nyttan för brukarna av bron. Överhängd bågbro i stål är ett väl använt koncept vars respons och beständighet är väldokumenterad.

Många olika värden ställs emot varandra i beslutsmatrisen som ger vägledning till vilket brokoncept som är bäst lämpat för platsen, exempelvis: Ska arbetarnas säkerhet prioriteras framför en potentiell miljöpåverkan? Vilken miljöpåverkan väger egentligen tyngst, lokal eller global miljöpåverkan? Är ett landmärke med storskaliga pyloner/bågar som kan ge ett mervärde för invånarna på platsen, viktigare än säkerheten då konstruktionen kräver arbeten och underhåll i mer osäkra former? Det kan ifrågasättas om huruvida resultatet framtagen ur en beslutsmatris med så många etiska värden i konflikt, har analyserats tillräckligt för att stå på en tillräckligt bred etisk grund.

16 Slutsats

I arbetet har ett broförslag tagits fram för en vägbro längs riksväg 27 över Viskan. Förslaget har preliminärdimensionerats med resultatet att bron klarar kraven med de preliminära dimensionerna. Därmed är syftet med arbetet uppfyllt.

Det föreslagna brokonceptet är en bågbro i stål i två delar. Konceptet lämpar sig väl för platsen och uppfyller beställarens önskemål om att bron ska utgöra ett landmärke. Förslaget bygger på kriterier som författarna satt upp vilket gör att flera koncept kan vara lämpliga för platsen men att det framtagna konceptet lämpar sig bäst.

Preliminärdimensioneringen innefattar framtagning av preliminära dimensioner för tvärbalkar, huvudbalkar, hängare och båge. Vidare beräkningar krävs innan produktion av bron och kan medföra att vissa dimensioner behöver ändras.

Referenser

- Abelson, B., Båge, P. & Westerlund, L. (1998). *Träbroar - Ett alternativ till stål och betong*. Svenska Kommunförbundet. Stockholm.
- Al Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2011). *Bärande Konstruktioner Del 2*. Konstruktionsteknik. Göteborg.
- Al Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner - Del 1*. Institutionen för Bygg- och miljöteknik, Avdelningen för konstruktionsteknik. Göteborg.
- Almroth, A. & Boke, F. (2013). V27 Viared-Kråkered, VVÄ025. (TRV 2012/29166). Hämtad från https://www.trafikverket.se/TrvSeFiler/Foretag/Planera_o_utreda/Samhallsekoniskt_beslutsunderlag/Region_Vast/3_Investering/VVA025_vag%5C%20_27_viared_krakered/vva_025_v27_viared_krakered_seb_130918_kort_g.pdf
- Anders Örtendahl, P. & Holmström, B. (1994). *BRO 94 - Allmän teknisk beskrivning för broar*. Vägverket. Borlänge. Hämtad från https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11030/RelatedFiles/1994%7B%5C_%7D3%7B%5C_%7Dbro%7B%5C_%7D94%7B%5C_%7Ddel%7B%5C_%7D3%7B%5C_%7Dgrundlaggning.pdf
- B2B Metal EU. (utan år). HEB beams, European standard wide flange H beams, dimensions, specifications. HE B beams in accordance with former standard Euronorm 53-62. Hämtad från <http://www.b2bmetal.eu/heb-sections-specification>
- Beyer, W. E. (1984). *Preliminary analysis and hanger adjustment of tied arch bridges* (doktorsavhandling, Montana State University). Hämtad från <https://scholarworks.montana.edu/xmlui/handle/1/4812>
- Block, P., Dejong, M. & Ochsendorf, J. (2006). As hangs the flexible line: Equilibrium of masonry arches. *Nexus Network Journal*, 8(2), 13–24. cited By 44. doi:10.1007/s00004-006-0015-9
- Borgström, E. (Redaktör). (2016). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1* (2. utgåvan). Stockholm: Skogsindustrierna - Svenskt Trä. Hämtad från <https://www.svensktra.se/siteassets/6-om-oss/publikationer/pdf/dimensionering-av-trakonstruktioner-1-2016.pdf>
- Britannica.com. (utan år). Suspension bridge | engineering. Hämtad från <https://www.britannica.com/technology/suspension-bridge>
- Burström, P. G. (2007). *Byggnadsmaterial* (2. utgåvan). Lund: Studentlitteratur AB.
- Fagerlund, G. (1992). *Betongkonstruktioners beständighet: en översikt*. Lund. Hämtad från <https://lucris.lub.lu.se/ws/files/5491335/4174176.pdf>
- Fjellström, P.-A. & Pousette, A. (2004). *Broinspektion - träbroar*. Borås.
- Google, M. (2018). Kartadata. Hämtad från <https://www.google.se/maps/@57.6965674,12.9099805,16z>

- Gröndahl, F. & Svanström, M. (2011). *Hållbar utveckling - en introduktion för ingenjörer och andra problemlösare* (1. utgåvan). Stockholm: Liber AB.
- Handy, R. L. (2007). *Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice* (Fifth Edit). New York City: McGraw-Hill Professional.
- Hirt, M. & Lebet, J.-P. (2013). *Steel Bridges*. EFPL Press. doi:10.1201/b15429
- Länsstyrelsen. (utan år). Viskan. Hämtad från <http://www.lansstyrelsen.se/VastraGotaland/Sv/miljo-och-klimat/verksamheter-med-miljopaverkan/fororenade-omraden/efterbehandlingsprojekt/viskan/Pages/index.aspx>
- Ljungkrantz, C., Möller, G. & Petersons, N. (2014). *Betonghandbok arbetsutförande utgåva 2 - projektering och byggande* (2. utgåvan). Svensk Byggtjänst och Cementa AB.
- Namin, A. A. (2012). No Title. *Structural Evaluation of Tied-Arch and Truss Bridges Subjected to Wind and Traffic Loading*.
- Nationalencyklopedin. (utan år). Valv- och bågbroar. Hämtad från <https://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/bro/brotyper/valv-och-b%C3%A5gbroar>
- Ogihara, K. (utan år). Akashi Kaikyo Bridge, 52, 53.
- Petersson, B.-Å. (2013). *Tillämpad byggnadsfysik* (5. utgåvan). Lund: Studentlitteratur AB.
- Ricketts, J. T., Loftin, M. K. & Merritt, F. S. (2004). *Standard Handbook for Civil Engineers*. McGraw-Hill.
- Sadhwani, L. H. (1998). ENG DESIGN OPTIMIZATION OF PARABOLIC ARCHES SUBJECT TO NON-UNIFORM LOADS. Hämtad från <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/80955/47655678-MIT.pdf?sequence=2>
- SMHI. (utan år-a). NEDERBÖRD, SOLSKEN OCH STRÅLNING - ÅRET 2017. Hämtad från http://data.smhi.se/met/climate/time_series/year/vov_pdf/SMHI_vov_precipitation_sunshine_17.pdf?40820
- SMHI. (utan år-b). SMHI_vov_temperature_17. Hämtad från https://data.smhi.se/met/climate/time_series/year/vov_pdf/SMHI_vov_temperature_17.pdf
- Stålbyggnadsinstitutet. (2016a). Materialet - Stålbyggnadsinstitutet. Hämtad från <http://sbi.se/om-stal/materialet>
- Stålbyggnadsinstitutet. (2016b). Rostskydd. Hämtad från <http://sbi.se/om-stal/rostskydd>
- Structural Timber Association. (2014). Timber as a Structural Material - an introduction. *Structural Timber Engineering Bulletin*, 1, 1–6. doi:10.1016/B978-0-08-011516-0.50006-7
- Svensk Betong. (utan år). Kontorshus - Väggar och pelare - Formsättning. Hämtad från <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/statik/kontorshus/vaggar-och-pelare/formsattning>

- Svensson, H. (2012). *Cable-stayed bridges : 40 years of experience worldwide*. Düsseldorf: Ernst & Sohn.
- Tang, M. C. (2015). The art of arches. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4), 443–449. doi:10.1080/15732479.2014.951858
- Trafikverket. (utan år). Skötsel av broar - Trafikverket. Hämtad från <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/Skotsel-av-broar/>
- Trafikverket. (2011). *TRVK Bro 11*. Hämtad från https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10754/RelatedFiles/2011_087_TRVK_Tunnel_11.pdf
- Trafikverket. (2012). Objektspecifik Teknisk Beskrivning, OTB väganläggning. *TRV 2012/23837(130846)*, 33–34, 98. Hämtad från <https://pingpong.chalmers.se/courseId/8990/node.do?id=4377995&ts=1516271101614&u=-924379419>
- Trafikverket. (2013a). *OTB väganläggning*. Trafikverket. Borås.
- Trafikverket. (2013b). Teknisk Beskrivning Bro, Geoteknik. (7180767). Hämtad från <https://pingpong.chalmers.se/courseId/8990/node.do?id=4377994&ts=1516271101589&u=-924379419>
- Trafikverket. (2014). *Kodföreteckning och beskrivning av Brotyper*. Borlänge: Trafikverket. doi:10.1007/s11947-009-0181-3
- Trafikverket. (2016). *Krav Brobyggande*. doi:TDOK2016:0204
- Trafikverket. (2018). Broprojekteringshandbok Förhandsutgåva, 145.
- Träguiden. (2003). Träbroar. Hämtad från <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/trabroar/>
- Träguiden. (2015). Balkar och ytbärverk. Hämtad från <https://www.traguiden.se/konstruktion/dimensionering/barverk/barverk/balkar-och-ytbärverk/?previousState=1>
- Vägverket. (1994). *Bro - Handbok för broinspektion*. Solna, Borlänge.
- Vlahinos, A., Ermopoulos, J. & Wang, Y.-C. (1993). *Buckling analysis of steel arch bridges* (teknisk rapport Nummer 1). University of Colorado, National Technical University of Athens. doi:10.1016/0143-974X(93)90067-3
- Zhang, H. (2011). *Building Materials in Civil Engineering*. Woodhead Publishing. Hämtad från <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpBMCE0001/building-materials-in/building-materials-in>
- Zhao, J. J., Tonnas, D. E. & Tonnas, D. E. (2012). *Bridge engineering : design, rehabilitation, and maintenance of Modern Highway Bridges*. McGraw-Hill Professional. Hämtad från <http://accessengineeringlibrary.com.proxy.lib.chalmers.se/browse/bridge-engineering-design-rehabilitation-and-maintenance-of-modern-highway-bridges-third-edition>

A Ritningshandling

B Granskningshandling

C Dimensionering av tvärbalkar

Table of Contents

Dimensionering av tvärgående balkar	1
Egentyngd	2
Trafiklast och dimensionerande lastfall	3
Maximalt moment med boggie-laster som verkar på balken	4
Maximal tvärkraft med boggie-laster	7
Maximal tvärkraft utan boggie-laster	10
Kapacitetskontroller	13
Tvärkraftskapacitet	13
Momentkapacitet	14
Interaktionskontroll	14
Verkningsgrad	15
Bruksgräns	15
Kontroll av nedböjning fritt upplagd	15
Kontroll av nedböjning fast inspänd	18
Maximal tvärkraft med boggie-laster i bruksgräns	20
Maximal tvärkraft utan boggie-laster i bruksgräns	21
Svetsar mellan tvärbalk och huvudbalk	24

Dimensionering av tvärgående balkar

```
%-----  
% Kandidatarbete ACEx10-18-51  
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,  
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren  
%-----  
clear all  
clc  
clf
```

Egentyngd

```
g = 10; % gravitationskonstant [m/s2]
L_tot=74; % Längd balk längsled -
    spännvidd [m]
cc = 2; % Avstånd mellan tvärbalkar [m]

% Egentyngd tvärbalkar HEB700
tf_t = 0.032; % Tjocklek flänsar [m]
tw_t = 0.017; % Tjocklek liv [m]
bf_t = 0.3; % Bredd fläns [m]
A_t = 28630e-6; % Area tvärsnitt [m2]
L_t = 10.55; % Längd tvärbalk [m]
gamma_t = 77000; % Tunghet stål [N/m3]
vikt_t = 241; % Vikt [kg/m]
tunghet_t = vikt_t * g ; % Tunghet tvärbalk [N/m]

% Egentyngd plåt
t_p=0.02; % Tjocklek plåt [m]
tunghet_p=gamma_t*t_p*cc; % Total tunghet för plåten [N/
m]

% Egentyngd asfalt
t_a = 0.17; % Tjocklek asfalt [m]
gamma_a = 24000; % Tunghet asfalt [N/m3]
```

```

tunghet_a = t_a * cc * gamma_a;           % Tunghet asfalt [N/m]

% Total egentyngd tvärsled [N/m]
Egentyngd_tot = tunghet_a + tunghet_t + tunghet_p;

```

Trafiklast och dimensionerande lastfall

Karakteristiska lastkombinationer - Brottgräns

```

% Beräkning av karakteristiska lastkombinationer
% av lastfall 6.10a och 6.10b enligt Eurocode SS-EN1990 s.42
% I rapporten ekvation 9.1 och 9.2.

% Reduktionsfaktorer
gammaG_j_sup = 1.35;
gammaG_j_inf = 1;
gammaQ_1 = 1.5;
gammaQ_i = 1.5;
xi = 0.85;
psi0_1 = 0.75;
psi0_2 = 0.4;
psi1_1 = 0.75;
psi1_2 = 0.4;
alpha_Q_1 = 0.8;
alpha_Q_0 = 1;

% Laster som verkar på brobanan
% Axiell last
Q1k = 300e3;           % Lasten i körfält 1 [N]
Q2k = 200e3;           % Lasten i körfält 2 [N]

% Utbredd last
q1k = 9e3;             % Lasten i körfält 1 [N/m^2]
q2k = 2.5e3;           % Lasten i körfält 2 [N/m^2]
qik = 2.5e3;           % Lasten i resterande area [N/
m^2]

% Egentyngd
Gk_j = Egentyngd_tot; % [N/m]

% Lastkombination brottgr?nstillst?nd
% Lastkombinationer 9.1

% Huvudlast egentyngd
Gkj_a = gammaG_j_sup * Gk_j;
% Karakteristisk variabel last körfält 1
Qk_1a = gammaQ_1 * psi0_1 * Q1k * alpha_Q_1;
% Körfält 2
Qk_2a = gammaQ_1 * psi0_1 * Q2k * alpha_Q_1;
% Körfält 1 jämt utbredd
qk_1a = gammaQ_1 * psi0_2 * q1k * alpha_Q_1 * cc;
% Körfält 2
qk_2a = gammaQ_1 * psi0_2 * q2k * alpha_Q_1 * cc;

```

```

% Resterande yta
qk_3a = gammaQ_1 * psi0_2 * qik * alpha_Q_1 * cc;

Brott_a = Gkj_a * L_t + (2 * (Qk_1a + Qk_2a)) + (qk_1a + qk_2a +
qk_3a);

% Lastkombinationer 9.2

% Huvudlast variabel last
Gkj_b = xi * gammaG_j_sup * Gkj;
% Karakteristisk variabel last körfält 1
Qk_1b = gammaQ_1 * Q1k * alpha_Q_1;
% Körfält 2
Qk_2b = gammaQ_1 * psi0_1 * Q2k * alpha_Q_1;
% Körfält 1 jämt utbredd
qk_1b = gammaQ_1 * q1k * alpha_Q_1 * cc;
% Körfält 2
qk_2b = gammaQ_1 * psi0_2 * q2k * alpha_Q_1 * cc;
% Resterande yta
qk_3b = gammaQ_1 * psi0_2 * qik * alpha_Q_1 * cc;

Brott_b = Gkj_b * L_t + (2 * (Qk_1b + Qk_2b)) + (qk_1b + qk_2b +
qk_3b);

% Tar fram dimensionerande lastkombination 9.1 eller 9.2
if Brott_a > Brott_b
    fprintf('Dimensionerande lastkombination beräknas enligt 9.1 och
uppgår till %0.04f [kN]\n',Brott_a/1000)
else
    fprintf('Dimensionerande lastkombination beräknas enligt 9.2 och
uppgår till %0.04f [kN]\n',Brott_b/1000)
end

Dimensionerande lastkombination beräknas enligt 9.2 och uppgår till
1271.6486 [kN]

```

Maximalt moment med boggie-laster som verkar på balken

```

% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% Balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

```

```

% Värden på last enligt ekvation 9.2
Gkj_b = Gkj_b;           % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1b;           % Karakteristisk variabel last körfält 1 [kN]
Qk_2b = Qk_2b;           % Körfält 2 [kN]
qk_1b = qk_1b;           % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2b;           % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3b;           % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]

% Skapar lastvektor
eq=[1 0 -Gkj_b;
    2 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    3 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    4 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    5 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    6 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    7 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    8 0 (-Gkj_b-qk_3b);
    9 0 -Gkj_b];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
       2 ex2 ey;
       3 ex3 ey;
       4 ex4 ey;
       5 ex5 ey;
       6 ex6 ey;
       7 ex7 ey;
       8 ex8 ey;
       9 ex9 ey];

% Topologimatrix för en tvärbalk
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
        2 4 5 6 7 8 9;
        3 7 8 9 10 11 12;
        4 10 11 12 13 14 15;
        5 13 14 15 16 17 18;
        6 16 17 18 19 20 21;
        7 19 20 21 22 23 24;
        8 22 23 24 25 26 27;
        9 25 26 27 28 29 30];

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatrix
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
% Kallar på beam2e från CALFEM för att skapa elementstyvhetsmatrisen
[Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
% Hämtar globalt index från respektive elementstyvhetsmatrix i Edof
index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));

```

```

% Assemblerar global styvhetsmatris
K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
% Assemblerar global elementlastvektor
f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 29 0];

% Boggie-lasterna verkar som punktlaster
f(8) = -Qk_2b; f(11) = -Qk_2b;
f(17) = -Qk_1b; f(20) = -Qk_1b;

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets förskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Plottar elementet
for i = 1:noe
    plotpar = [2 1];
    figure(1)
    [es, edi, eci] =
        beam2s(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,Ed(i,:),eq(i,2:3),21);
        eldia2(cor(i,2:3),cor(i,4:5),es(:,3),plotpar,0.000002);
end
title('Momentfördelning')
xlabel('[m]')
ylabel('[-]')

% Plockar ut maximalt moment ur varje element
es1 = beam2s(cor(1,2:3),cor(1,4:5),ep,Ed(1,:),eq(1,2:3),21);
es2 = beam2s(cor(2,2:3),cor(2,4:5),ep,Ed(2,:),eq(2,2:3),21);
es3 = beam2s(cor(3,2:3),cor(3,4:5),ep,Ed(3,:),eq(3,2:3),21);
es4 = beam2s(cor(4,2:3),cor(4,4:5),ep,Ed(4,:),eq(4,2:3),21);
es5 = beam2s(cor(5,2:3),cor(5,4:5),ep,Ed(5,:),eq(5,2:3),21);
es6 = beam2s(cor(6,2:3),cor(6,4:5),ep,Ed(6,:),eq(6,2:3),21);
es7 = beam2s(cor(7,2:3),cor(7,4:5),ep,Ed(7,:),eq(7,2:3),21);
es8 = beam2s(cor(8,2:3),cor(8,4:5),ep,Ed(8,:),eq(8,2:3),21);
es9 = beam2s(cor(9,2:3),cor(9,4:5),ep,Ed(9,:),eq(9,2:3),21);

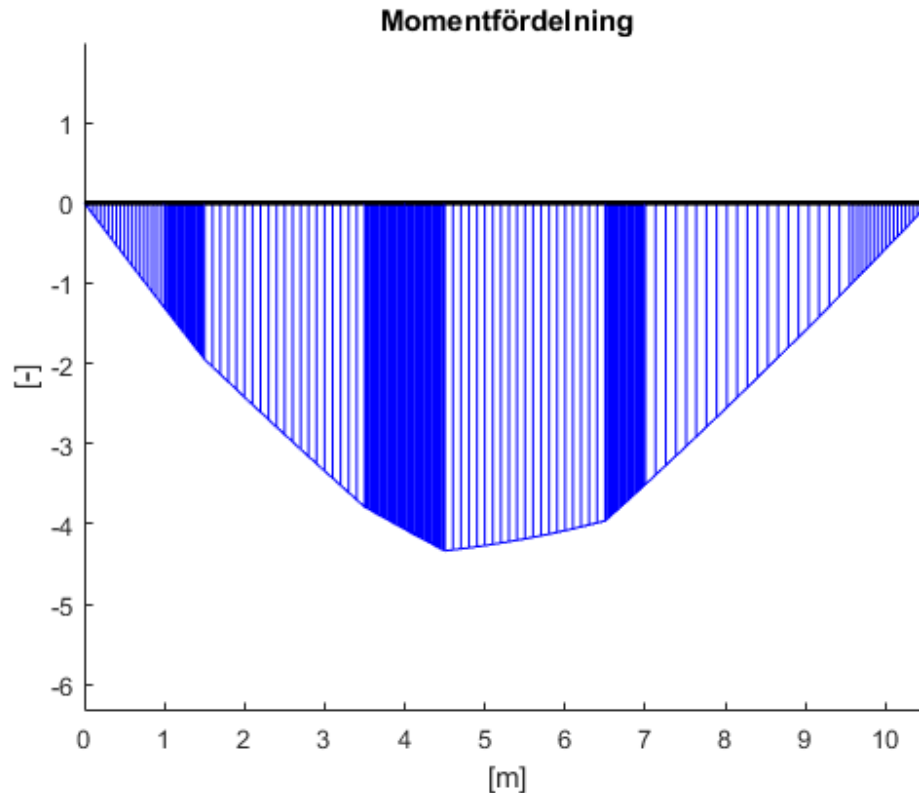
Maxmom_1 = max(es1(:,3));
Maxmom_2 = max(es2(:,3));
Maxmom_3 = max(es3(:,3));
Maxmom_4 = max(es4(:,3));
Maxmom_5 = max(es5(:,3));
Maxmom_6 = max(es6(:,3));
Maxmom_7 = max(es7(:,3));
Maxmom_8 = max(es8(:,3));
Maxmom_9 = max(es9(:,3));

% Maximala momentet i tvärbalken

```

```
Maxmom = max([Maxmom_1 Maxmom_2 Maxmom_3 Maxmom_4 Maxmom_5 Maxmom_6
Maxmom_7 Maxmom_8 Maxmom_9]);
fprintf('Maximalt moment uppgår till %0.04f [kNm]\n',Maxmom/1000)
```

Maximalt moment uppgår till 2167.9667 [kNm]



Maximal tvärkraft med boggie-laster

```
% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% Balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

% Skapar lastvektor
Gkj_b = Gkj_b; % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1b; % Karakteristisk variabel last körfält 1
[kN]
Qk_2b = Qk_2b; % Körfält 2 [kN]
```

```

qk_1b = qk_1b;           % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2b;           % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3b;           % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]

eq=[1 0 -Gkj_b;
    2 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    3 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    4 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    5 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    6 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    7 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    8 0 (-Gkj_b-qk_3b);
    9 0 -Gkj_b];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
       2 ex2 ey;
       3 ex3 ey;
       4 ex4 ey;
       5 ex5 ey;
       6 ex6 ey;
       7 ex7 ey;
       8 ex8 ey;
       9 ex9 ey];

% Topologimatrix
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
        2 4 5 6 7 8 9;
        3 7 8 9 10 11 12;
        4 10 11 12 13 14 15;
        5 13 14 15 16 17 18;
        6 16 17 18 19 20 21;
        7 19 20 21 22 23 24;
        8 22 23 24 25 26 27;
        9 25 26 27 28 29 30];

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatrix
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
    % Kallar på beam2e för att skapa elementstyvhetsmatrixen
    [Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
    % Hämtar globalt index för respektive elementstyvhetsmatrix i Edof
    index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));
    % Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
    K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

```

```

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 29 0];

% Boggie-lasterna
f(8) = -Qk_1b; f(11) = -Qk_1b;
f(17) = -Qk_2b; f(20) = -Qk_2b;

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets förskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Plottar elementet
for i = 1:noe
    plotpar = [2 1];
    figure(2)
    [es, edi, eci] =
        beam2s(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,Ed(i,:),eq(i,2:3),21);
        eldia2(cor(i,2:3),cor(i,4:5),es(:,2),plotpar);
end
title('Tvärkraftsfördelning med boggie-laster')
xlabel(' [m]')
ylabel(' [-]')

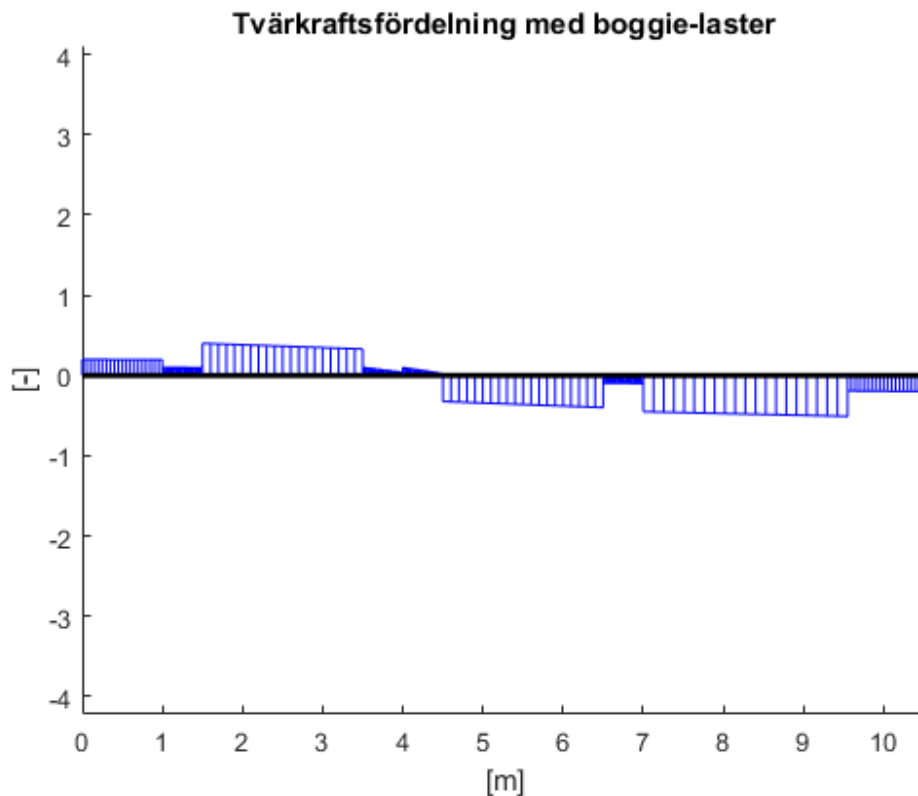
% Plockar ut maximal tvärkraft ur varje element
es1 = beam2s(cor(1,2:3),cor(1,4:5),ep,Ed(1,:),eq(1,2:3),21);
es2 = beam2s(cor(2,2:3),cor(2,4:5),ep,Ed(2,:),eq(2,2:3),21);
es3 = beam2s(cor(3,2:3),cor(3,4:5),ep,Ed(3,:),eq(3,2:3),21);
es4 = beam2s(cor(4,2:3),cor(4,4:5),ep,Ed(4,:),eq(4,2:3),21);
es5 = beam2s(cor(5,2:3),cor(5,4:5),ep,Ed(5,:),eq(5,2:3),21);
es6 = beam2s(cor(6,2:3),cor(6,4:5),ep,Ed(6,:),eq(6,2:3),21);
es7 = beam2s(cor(7,2:3),cor(7,4:5),ep,Ed(7,:),eq(7,2:3),21);
es8 = beam2s(cor(8,2:3),cor(8,4:5),ep,Ed(8,:),eq(8,2:3),21);
es9 = beam2s(cor(9,2:3),cor(9,4:5),ep,Ed(9,:),eq(9,2:3),21);

R_A_1 = max(abs((es1(:,2))));           % Reaktionskraft stöd A [N]
R_B_1 = max(abs((es9(:,2))));           % Reaktionskraft stöd B [N]

% Maximal tvärkraft
fprintf('Maximal tvärkraft vid stöd A med boggie-laster uppgår till
%0.04f [kN]\n',R_A_1/1000)
fprintf('Maximal tvärkraft vid stöd B med boggie-laster uppgår till
%0.04f [kN]\n',R_B_1/1000)

Maximal tvärkraft vid stöd A med boggie-laster uppgår till 765.8421
[kN]
Maximal tvärkraft vid stöd B med boggie-laster uppgår till 419.2097
[kN]

```



Maximal tvärkraft utan boggie-laster

```
% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% Balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

% Skapar lastvektor
Gkj_b = Gkj_b; % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1b; % Karakteristisk variabel last körfält 1 [kN]
Qk_2b = Qk_2b; % Körfält 2 [kN]
qk_1b = qk_1b; % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2b; % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3b; % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]
```

```

eq=[1 0 -Gkj_b;
    2 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    3 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    4 0 (-Gkj_b-qk_1b);
    5 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    6 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    7 0 (-Gkj_b-qk_2b);
    8 0 (-Gkj_b-qk_3b);
    9 0 -Gkj_b];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
       2 ex2 ey;
       3 ex3 ey;
       4 ex4 ey;
       5 ex5 ey;
       6 ex6 ey;
       7 ex7 ey;
       8 ex8 ey;
       9 ex9 ey];

% Topologimatrix
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
        2 4 5 6 7 8 9;
        3 7 8 9 10 11 12;
        4 10 11 12 13 14 15;
        5 13 14 15 16 17 18;
        6 16 17 18 19 20 21;
        7 19 20 21 22 23 24;
        8 22 23 24 25 26 27;
        9 25 26 27 28 29 30];

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatrix
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
% Kallar på beam2e för att skapa elementstyvhetsmatrixen
[Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
% Hämtar globalt index för respektive elementstyvhetsmatrix i Edof
index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));
% Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
% Assemblerar den globala elementlastvektorn
f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 29 0];

```

```

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets förskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Plottar element
for i = 1:noe
    plotpar = [2 1];
    figure(3)
    [es, edi, eci] =
        beam2s(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,Ed(i,:),eq(i,2:3),21);
        eldia2(cor(i,2:3),cor(i,4:5),es(:,2),plotpar);
end
title('Tvärkraftsfördelning utan boggie-laster')
xlabel('[m]')
ylabel('[-]')

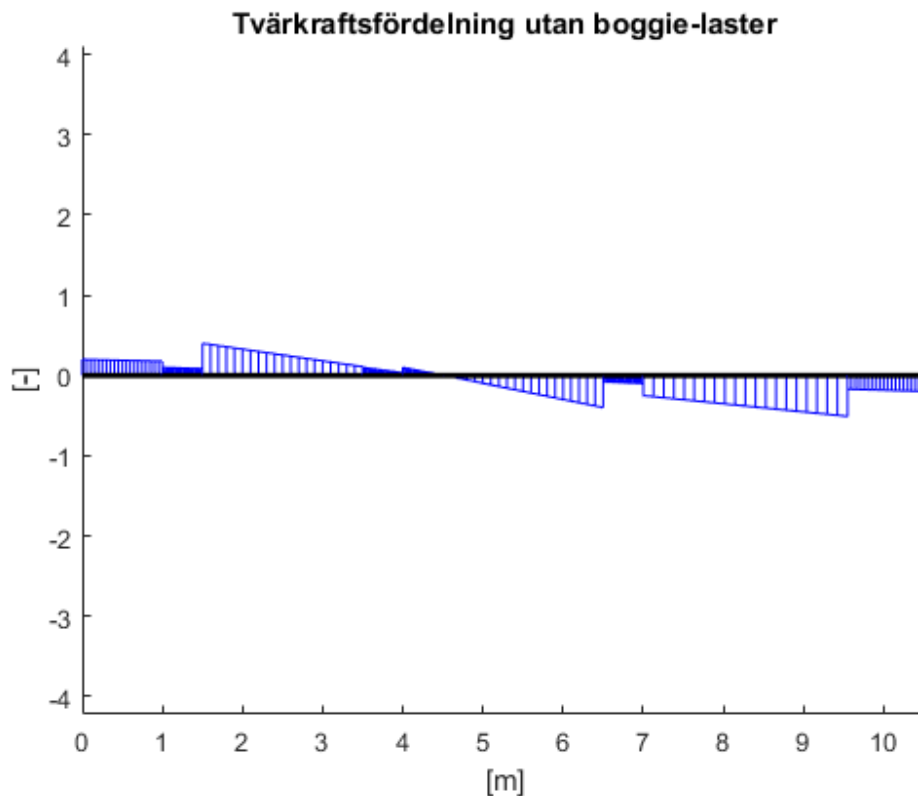
% Plockar ut maximalt normalkraft, tvärkraft och moment ur varje
element
es1 = beam2s(cor(1,2:3),cor(1,4:5),ep,Ed(1,:),eq(1,2:3),21);
es2 = beam2s(cor(2,2:3),cor(2,4:5),ep,Ed(2,:),eq(2,2:3),21);
es3 = beam2s(cor(3,2:3),cor(3,4:5),ep,Ed(3,:),eq(3,2:3),21);
es4 = beam2s(cor(4,2:3),cor(4,4:5),ep,Ed(4,:),eq(4,2:3),21);
es5 = beam2s(cor(5,2:3),cor(5,4:5),ep,Ed(5,:),eq(5,2:3),21);
es6 = beam2s(cor(6,2:3),cor(6,4:5),ep,Ed(6,:),eq(6,2:3),21);
es7 = beam2s(cor(7,2:3),cor(7,4:5),ep,Ed(7,:),eq(7,2:3),21);
es8 = beam2s(cor(8,2:3),cor(8,4:5),ep,Ed(8,:),eq(8,2:3),21);
es9 = beam2s(cor(9,2:3),cor(9,4:5),ep,Ed(9,:),eq(9,2:3),21);

R_A_2 = max(abs((es1(:,2))))); % Reaktionskraft vid stöd A [N]
R_B_2 = max(abs((es9(:,2))))); % Reaktionskraft vid stöd B [N]

% Maximal tvärkraft
fprintf('Maximal tvärkraft vid stöd A utan boggie-laster uppgår till
%.04f [kN]\n',R_A_2/1000)
fprintf('Maximal tvärkraft vid stöd B utan boggie-laster uppgår till
%.04f [kN]\n',R_B_2/1000)

Maximal tvärkraft vid stöd A utan boggie-laster uppgår till 136.8350
[kN]
Maximal tvärkraft vid stöd B utan boggie-laster uppgår till 106.5336
[kN]

```



Kapacitetskontroller

```
% Indata för HEB700
h = 0.7; % Höjden på balken [m]
b = 0.3; % Bredden på flänsen [m]
tf = 0.032; % Flänsens tjocklek [m]
R = 0.027; % Radien [m]
hw = h - 2*tf - 2*sqrt(2)*R; % Livets höjd [m]
tw = 0.017; % Livets bredd [m]
eta = 1.2; % För stålqualiteer upp till 460 MPa
Av = eta*hw*tw; % Skjuvarea [m]
gamma_m0 = 1.0;
gamma_m1 = 1.0;

fy = 355; % Stålqualitet [MPa]
k = 5.34; % Antar tvärgående avstyvningar över
upplag
```

Tvärkraftskapacitet

```
epsilon = sqrt(235/fy); % Faktor som beror av stålqualiteten
% Kontrollera risk för skjuvbuckling
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-19)
Buckling = hw/tf;
Skjuv_grans = 31*(epsilon/eta)*sqrt(k);
```

```

% Beräknar tvärkraftskapaciteten Vpl_Rd för huvudbalken
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-18 eller S5-20)
% Om buckling inte rikseras (S5-19)
% Om buckling riskeras (S5-21)
if Buckling <= Skjuv_grans %(S5-19)
    fprintf('Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling\n')
    Vpl_Rd = Av*fy*10^3/(sqrt(3)*gamma_m0); % Tvärkraftskapacitet [kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i tvärbalken uppgår till %0.02f
[kN]\n', Vpl_Rd)
else
    fprintf('Tvärsnittet riskerar skjuvbuckling\n')
    lambda_w = (hw/tw)/(37.4*epsilon*sqrt(k)); %(S5-21)
    Slankhets_grans = 0.8/eta;
    if Slankhets_grans < 0.8/eta
        ki = eta;
    elseif 0.8/eta < Slankhets_grans < 1.08
        ki = 0.83/Slankhets_grans
    else ki = 1.37/(0.7+Slankhets_grans)
    end
    Vpl_Rd = ki*hw*tw*fy*1000/(sqrt(3)*gamma_m0); % Tvärkraftskapacitet
[kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i tvärbalken uppgår till %0.02f
[kN]\n', Vpl_Rd)
end

```

*Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling
Tvärkraftskapacitet i tvärbalken uppgår till 2339.92 [kN]*

Momentkapacitet

```

% En HEB-balk befinner sig alltid i tvärsnittsklass 1 vilket ger ett
% Beräkning av böjmotståndet Wpl
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S48 S4-21)
% Beräkning av momentkapacitet Mb_rd
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S71 S4-41)

% Plastiskt böjmots?nd för ett I-tvärsnitt [m^3]
W_pl = tf*b*(tf + hw)+(tw*hw^2)/4;
% Stagad mot vippning
X_lt = 1.0;
% Momentkapacitet [kNm]
Mb_Rd = X_lt*W_pl*fy*1000/gamma_m1;
fprintf('Momentkapaciteten i tvärbalken uppgår till %0.02f [kNm]\n',
Mb_Rd)

```

Momentkapaciteten i tvärbalken uppgår till 2488.81 [kNm]

Interaktionskontroll

```

% Kontroll om flänsarna kan bära yttre moment
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S86)
A_f = b*tf; % Tvärsnittsarea för en fläns

```

```

Mf_Rd = 2*fy*1000*A_f*(tf+hw)/2;    % Flänsarnas momentkapacitet [kNm]

% Kontroll om dimensionerande tvärkraft överskrider 0.5*Vp1_Rd
% Dimensionerande moment från script av lastanalys [kNm]
Med = 2167.966;
% Dimensionerande tvärkraft från script av lastanalys [kN]
Ved = 765.842;

% Kontroll om det är nödvändigt med en interaktionskontroll
if Mf_Rd > Med || Ved < 0.5*Vp1_Rd
    disp('Ingen interaktionskontroll är nödvändig')
else
    disp('Interaktionskontroll är nödvändig')
end

Ingen interaktionskontroll är nödvändig

```

Verkningsgrad

```

fprintf('Utnyttjandegrad med avseende på tvärkraft uppgår till %.02f\n', (Ved/Vp1_Rd)*100)
fprintf('Utnyttjandegrad med avseende på moment uppgår till %.02f\n', (Med/Mb_Rd)*100)

Utnyttjandegrad med avseende på tvärkraft uppgår till 32.73 %
Utnyttjandegrad med avseende på moment uppgår till 87.11 %

```

Bruksgräns

```

% Beräkning av karakteristiska lastkombinationer
% av lastfall 6.15b SS-EN1990 s.44

% Frekvent lastkombination
Gkj_f = Gk_j;          % Egentyngd
Qk_1f = psi0_1 * Q1k;   % Karakteristisk variabel last - Körfält 1
Qk_2f = psi0_1 * Q2k;   % Karakteristisk variabel last - Körfält 2
qk_1f = psi0_2 * q1k;    % Körfält 1 jämt utbredd
qk_2f = psi0_2 * q2k;    % Körfält 2
qk_3f = psi0_2 * qik;    % Resterande yta

% Beräknar lastkombinationen i bruksgräns
Bruk = Gk_j * L_t + (2 * (Qk_1f + Qk_2f)) + (qk_1f + qk_2f + qk_3f);
fprintf('Dimensionerande lastkombination i bruksgräns beräknas och uppgår till %.04f [kN]\n', Bruk/1000)

Dimensionerande lastkombination i bruksgräns beräknas och uppgår till 899.6075 [kN]

```

Kontroll av nedböjning fritt upplagd

```

% Krav på nedböjning L/400

```

```

Krav = (L_t/400)*1000;

% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

% Skapar lastvektor map frekvent lastkombination
Gkj_b = Gkj_f; % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1f; % Karakteristisk variabel last körfält 1 [kN]
Qk_2b = Qk_2f; % Körfält 2 [kN]
qk_1b = qk_1f; % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2f; % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3f; % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]

eq=[1 0 -Gkj_f;
    2 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    3 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    4 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    5 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    6 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    7 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    8 0 (-Gkj_f-qk_3f);
    9 0 -Gkj_f];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
    2 ex2 ey;
    3 ex3 ey;
    4 ex4 ey;
    5 ex5 ey;
    6 ex6 ey;
    7 ex7 ey;
    8 ex8 ey;
    9 ex9 ey];

% Topologimatrix för en tvärbalk
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
    2 4 5 6 7 8 9;
    3 7 8 9 10 11 12;
    4 10 11 12 13 14 15;
    5 13 14 15 16 17 18;
    6 16 17 18 19 20 21;
    7 19 20 21 22 23 24;
    8 22 23 24 25 26 27;
    9 25 26 27 28 29 30];

```

```

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatrix
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
% Kallar på beam2e från CALFEM för att skapa elementstyvhetsmatrisen
[Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
% Hämtar globalt index för respektive elementstyvhetsmatrix i Edof
index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));
% Assemblerar global styvhetsmatrix
K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
% Assemblerar global elementlastvektor
f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 29 0];

% Boggie-lasterna verkar som punktlaster
f(8) = -Qk_2b; f(11) = -Qk_2b;
f(17) = -Qk_1b; f(20) = -Qk_1b;

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets f?rskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Analys av nedböjning i den mest belastade delen av balken
% Element 6
ed = (Ed(6,:));

% Nedböjning
[es,edi,eci] = beam2s(ex6,ey,ep,ed,eq(6,:),20);

% Maximal
maxnedbojning = max(abs(edi(:,2)))*1000;

if Krav > maxnedbojning
    fprintf('Nedböjningskrav %0.01f [mm]\n', Krav)
    fprintf('Kravet på nedböjning om balken är fritt upplagd uppfylls
och uppgår till %0.01f [mm]\n', maxnedbojning)
else
    fprintf('Nedböjningskrav %0.01f [mm]\n', Krav)
    fprintf('Kravet på nedböjning om balken är fritt upplagd uppfylls
inte och uppgår till %0.01f [mm]\n', maxnedbojning)
end

Nedböjningskrav 26.4 [mm]

```

Kravet på nedböjning om balken är fritt upplagd uppfylls inte och uppgår till 36.3 [mm]

Kontroll av nedböjning fast inspänd

```
% Krav på nedböjning L/400
Krav = (L_t/400)*1000;

% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

% Skapar lastvektor map frekvent lastkombination
Gkj_b = Gkj_f; % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1f; % Karakteristisk variabel last körfält 1 [kN]
Qk_2b = Qk_2f; % Körfält 2 [kN]
qk_1b = qk_1f; % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2f; % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3f; % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]

eq=[1 0 -Gkj_f;
    2 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    3 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    4 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    5 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    6 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    7 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    8 0 (-Gkj_f-qk_3f);
    9 0 -Gkj_f];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
    2 ex2 ey;
    3 ex3 ey;
    4 ex4 ey;
    5 ex5 ey;
    6 ex6 ey;
    7 ex7 ey;
    8 ex8 ey;
    9 ex9 ey];

% Topologimatrix för en tvärbalk
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
    2 4 5 6 7 8 9];
```

```

3 7 8 9 10 11 12;
4 10 11 12 13 14 15;
5 13 14 15 16 17 18;
6 16 17 18 19 20 21;
7 19 20 21 22 23 24;
8 22 23 24 25 26 27;
9 25 26 27 28 29 30];

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatris
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
% Kallar på beam2e från CALFEM för att skapa elementstyvhetsmatrisen
[Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
% Hämtar globalt index för respektive elementstyvhetsmatris i Edof
index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));
% Assemblerar global styvhetsmatris
K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
% Assemblerar global elementlastvektor
f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 3 0; 29 0; 30 0];

% Boggie-lasterna verkar som punktlaster
f(8) = -Qk_2b; f(11) = -Qk_2b;
f(17) = -Qk_1b; f(20) = -Qk_1b;

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets förskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Analys av nedböjning i den mest belastade delen av balken
% Element 6
ed = (Ed(6,:));

% Nedböjning
[es,edi,eci] = beam2s(ex6,ey,ep,ed,eq(6,:),20);

% Maximal
maxnedbojning = max(abs(edi(:,2)))*1000;

if Krav > maxnedbojning
    fprintf('Nedböjningskrav %0.01f [mm]\n', Krav)
    fprintf('Kravet på nedböjning om balken är fast inspänd uppfylls
och uppgår till %0.01f [mm]\n', maxnedbojning)

```

```

else
    fprintf('Nedböjningskrav %0.01f [mm]\n', Krav)
    fprintf('Kravet på nedböjning om balken är fast inspänd uppfylls
    inte och uppgår till %0.01f [mm]\n', maxnedbojning)
end

```

Nedböjningskrav 26.4 [mm]

Kravet på nedböjning om balken är fast inspänd uppfylls och uppgår till 8.0 [mm]

Maximal tvärkraft med boggie-laster i bruksgräns

```

% Plottar element
for i = 1:noe
    plotpar = [2 1];
    figure(4)
    [es, edi, eci] =
    beam2s(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,Ed(i,:),eq(i,2:3),21);
    eldia2(cor(i,2:3),cor(i,4:5),es(:,2),plotpar);
end
title('Tvärkraftsfördelning i bruksgräns med boggie-laster')
xlabel('[m]')
ylabel('[-]')

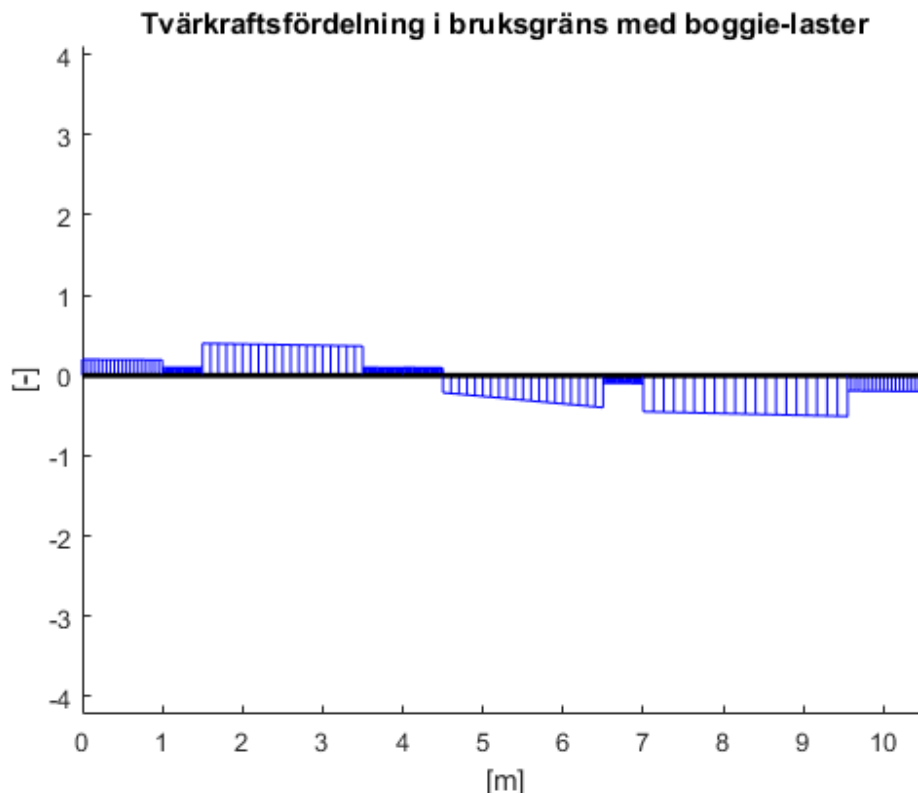
% Plockar ut maximalt normalkraft, tvärkraft och moment ur varje
element
es1 = beam2s(cor(1,2:3),cor(1,4:5),ep,Ed(1,:),eq(1,2:3),21);
es2 = beam2s(cor(2,2:3),cor(2,4:5),ep,Ed(2,:),eq(2,2:3),21);
es3 = beam2s(cor(3,2:3),cor(3,4:5),ep,Ed(3,:),eq(3,2:3),21);
es4 = beam2s(cor(4,2:3),cor(4,4:5),ep,Ed(4,:),eq(4,2:3),21);
es5 = beam2s(cor(5,2:3),cor(5,4:5),ep,Ed(5,:),eq(5,2:3),21);
es6 = beam2s(cor(6,2:3),cor(6,4:5),ep,Ed(6,:),eq(6,2:3),21);
es7 = beam2s(cor(7,2:3),cor(7,4:5),ep,Ed(7,:),eq(7,2:3),21);
es8 = beam2s(cor(8,2:3),cor(8,4:5),ep,Ed(8,:),eq(8,2:3),21);
es9 = beam2s(cor(9,2:3),cor(9,4:5),ep,Ed(9,:),eq(9,2:3),21);

R_A_3 = max(abs((es1(:,2)))); % Reaktionskraft stöd A [N]
R_B_3 = max(abs((es9(:,2)))); % Reaktionskraft stöd B [N]

fprintf('Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd A med boggie-laster
uppgår till %0.04f [kN]\n',R_A_3/1000)
fprintf('Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd B med boggie-laster
uppgår till %0.04f [kN]\n',R_B_3/1000)

Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd A med boggie-laster uppgår
till 493.1147 [kN]
Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd B med boggie-laster uppgår
till 337.4928 [kN]

```



Maximla tvärkraft utan boggie-laster i bruksgräns

```
% Materialdata för tvärbalk
E = 210e9; % E-modul [GPa]
A_balk = A_t; % Area [m^2]
Ix = 210600e4/(1e12); % Yttröghetsmoment kring x-axeln [m^4]
ep=[E A_balk Ix];

% Formulerar koordinater för en godtycklig tvärbalk
ex1 = [0 1]; ex2 = [1 1.5]; ex3 = [1.5 3.5];
ex4 = [3.5 4]; ex5 = [4 4.5]; ex6 = [4.5 6.5];
ex7 = [6.5 7]; ex8 = [7 9.55]; ex9 = [9.55 10.55];
% Balkens orientering i y-led
ey = [0 0];

% Skapar lastvektor map frekvent lastkombination
Gkj_b = Gkj_f; % Dimensionerande egenlast [kN/m]
Qk_1b = Qk_1f; % Karakteristisk variabel last körfält 1 [kN]
Qk_2b = Qk_2f; % Körfält 2 [kN]
qk_1b = qk_1f; % Körfält 1 jämnt utbredd [kN/m]
qk_2b = qk_2f; % Körfält 2 jämnt utbredd [kN/m]
qk_3b = qk_3f; % Resterande yta jämnt utbredd [kN/m]
```

```

eq=[1 0 -Gkj_f;
    2 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    3 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    4 0 (-Gkj_f-qk_1f);
    5 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    6 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    7 0 (-Gkj_f-qk_2f);
    8 0 (-Gkj_f-qk_3f);
    9 0 -Gkj_f];

% Samlar alla koordinater i en matris cor
cor = [1 ex1 ey;
       2 ex2 ey;
       3 ex3 ey;
       4 ex4 ey;
       5 ex5 ey;
       6 ex6 ey;
       7 ex7 ey;
       8 ex8 ey;
       9 ex9 ey];

% Topologimatrix
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
        2 4 5 6 7 8 9;
        3 7 8 9 10 11 12;
        4 10 11 12 13 14 15;
        5 13 14 15 16 17 18;
        6 16 17 18 19 20 21;
        7 19 20 21 22 23 24;
        8 22 23 24 25 26 27;
        9 25 26 27 28 29 30];

% Frihetsgrader och antalet element
fri = max(max(Edof(:,2:7)));
noe = max(Edof(:,1));

% Global styvhetsmatrix
K = spalloc(fri,fri,4*fri);
f = zeros(fri,1);

for i = 1:noe
% Kallar på beam2e för att skapa elementstyvhetsmatrixen
[Ke, fle] = beam2e(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,eq(i,2:3));
% Hämtar globalt index för respektive elementstyvhetsmatrix i Edof
index_global = Edof(i,2:length(Edof(1,:)));
% Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
K(index_global,index_global) = K(index_global,index_global) + Ke;
% Assemblerar den globala elementlastvektorn
f(index_global) = f(index_global) + fle;
end

% Upplagsvillkor
bc = [1 0; 2 0; 29 0];

```

```

% Löser ekvationssystemet med hjälp av solveq
[xlos, blos] = solveq(K, f, bc);

% Extraherar elementets förskjutningar
Ed = extract(Edof, xlos);

% Plottar element
for i = 1:noe
    plotpar = [2 1];
    figure(5)
    [es, edi, eci] =
        beam2s(cor(i,2:3),cor(i,4:5),ep,Ed(i,:),eq(i,2:3),21);
        eldia2(cor(i,2:3),cor(i,4:5),es(:,2),plotpar);
end
title('Tvärkraftsfördelning bruksgräns utan boggie-laster')
xlabel('[m]')
ylabel('[-]')

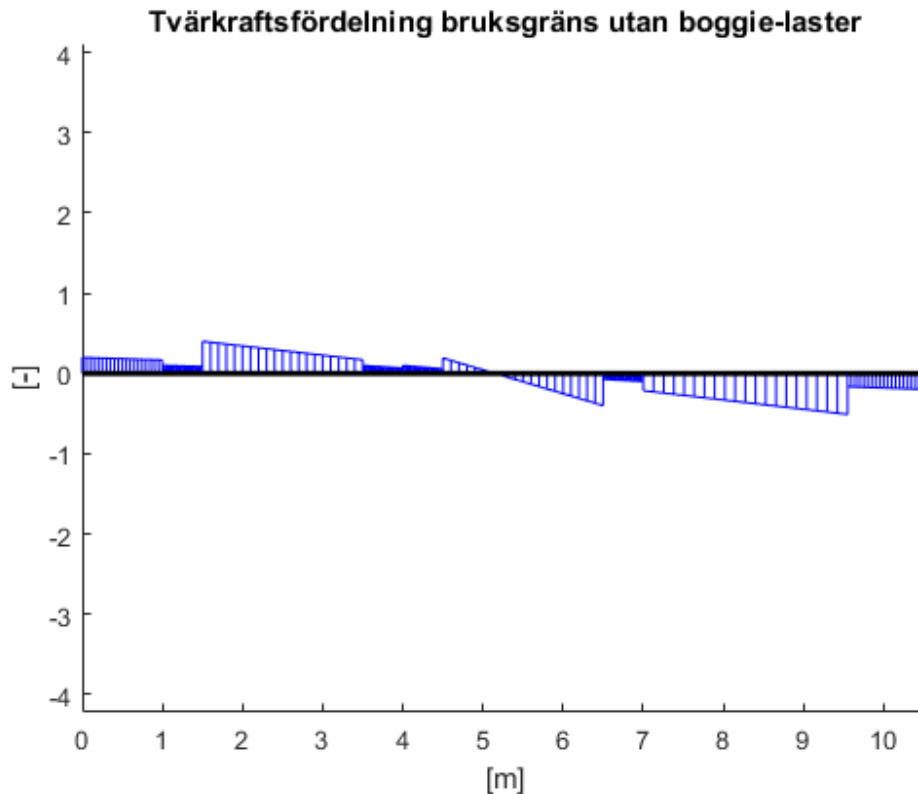
% Plockar ut maximalt normalkraft, tvärkraft och moment ur varje
element
es1 = beam2s(cor(1,2:3),cor(1,4:5),ep,Ed(1,:),eq(1,2:3),21);
es2 = beam2s(cor(2,2:3),cor(2,4:5),ep,Ed(2,:),eq(2,2:3),21);
es3 = beam2s(cor(3,2:3),cor(3,4:5),ep,Ed(3,:),eq(3,2:3),21);
es4 = beam2s(cor(4,2:3),cor(4,4:5),ep,Ed(4,:),eq(4,2:3),21);
es5 = beam2s(cor(5,2:3),cor(5,4:5),ep,Ed(5,:),eq(5,2:3),21);
es6 = beam2s(cor(6,2:3),cor(6,4:5),ep,Ed(6,:),eq(6,2:3),21);
es7 = beam2s(cor(7,2:3),cor(7,4:5),ep,Ed(7,:),eq(7,2:3),21);
es8 = beam2s(cor(8,2:3),cor(8,4:5),ep,Ed(8,:),eq(8,2:3),21);
es9 = beam2s(cor(9,2:3),cor(9,4:5),ep,Ed(9,:),eq(9,2:3),21);

R_A_4 = max(abs((es1(:,2))))); % Reaktionskraft stöd A [N]
R_B_4 = max(abs((es9(:,2))))); % Reaktionskraft stöd B [N]

% Maximal tvärkraft
fprintf('Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd A utan boggie-laster
uppgår till %0.04f [kN]\n',R_A_4/1000)
fprintf('Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd B utan boggie-laster
uppgår till %0.04f [kN]\n',R_B_4/1000)

Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd A utan boggie-laster uppgår
till 82.2304 [kN]
Maximal tvärkraft i bruksgräns vid stöd B utan boggie-laster uppgår
till 78.1271 [kN]

```



Svetsar mellan tvärbalk och huvudbalk

```
% Beräkning av nyttig svetslängd där vi antar att livet i tvärbalken
% bidrar
% med svetskapacitet
a = 0.003; % Svetsens a-mått [m]
Lj = 150*a; % [m]
Ix = 256900e4/(1e12); % Yttröghetsmotstånd för HEB700
% [m4]
S = (h-tf)/2*tf*b; % Statiskt böjmotstånd [m3]
if hw <= Lj
    L = hw;
else % [S9-2, Al Emrani m.fl, 2013, s. S131]
    L = 1.2 - 0.2 * Lj / (150*a);
end

% Beräkning av skjuvspänning [S9-3, Al Emrani m.fl, 2013, s. S131]
% Multipliceras med 1000 för att få Ved i N
sigma_t = (Ved * 1000) / (2*sqrt(2)*L*a);
% samt divideras med 2 för att det finns svetsar pp båda sidor om
% livet
tau_t = sigma_t; % [Pa]
% Skjuvspänning parallellt [Pa],
% [S9-11, Al Emrani m.fl, 2013, s. S133]
tau_p = (Ved*1000*S)/(Ix*2*a);
```

```
% Ekvivalent skjuvspänning enligt Von Mises
% [S9-4, Al Emrani m.fl, 2013, s. S131]
sigma_ekv = sqrt(sigma_t^2 + 3*(tau_t^2+tau_p^2));

% Beräkning av bärförmåga
fu = 510e6; % Brottgräns för S355
beta_w = 0.9; % Korrelationsfaktor
gamma_M2 = 1.25; % Partialkoefficient för svetens
    bärförmåga

% [S9-12 S9-13, Al Emrani m.fl, 2013, s. S133-134]
if sigma_ekv <= fu/(beta_w*gamma_M2) && sigma_t <= 0.9*fu/gamma_M2
    disp('Kälsvetenskapitet mellan tvärbalk och huvudbalk uppfylls')
else disp('Kälsvetenskapitet mellan tvärbalk och huvudbalk uppfylls
    ej')
end
```

Kälsvetenskapitet mellan tvärbalk och huvudbalk uppfylls

Published with MATLAB® R2016b

D Strukturmodell

```

clear variables
clc
%-----
% Kandidatarbete ACEx10-18-51
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren
%-----
% Strukturmodell för modellering av lastdistribution i hängstag
%-----

% Tvärsnittsstorheter
%-----

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.02;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvheter
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Laster
%-----

% Nodlaster R_A_2 från preliminär dimensionering av tvärbalkar
R_A_2=-114e+3;

%-----
% Geometri
%-----

L=38; % Brons längd
nodes_1=linspace(0,38,21); % x-koordinater - tvärbalkar
nodes_2=linspace(0,36,10); % x-koordinater - Hängstag

% Koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_arch(i,:)= [n x1 x2 y1
y2]
cor_frame=[(1:29)' load('cor_arch.txt')];

% koordinater - hängstag, samlade i cor_bar. cor_bar(i,:)= [n x1 x2 y1
y2]
cor_bar=zeros(9,5);
for k=2:10

```

```

        cor_bar(k-1,:)=[(k-1) nodes_2(k) nodes_2(k)...
        0 -0.01.*(nodes_2(k)).^2+0.01.*76.*(nodes_2(k))];
    end

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - båge, samlade i Edof_arch.
Edof_arch=zeros(10,6);
for k=1:10
    Edof_arch(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Topologi - huvudbalk, samlade i Edof_beam
Edof_beam=zeros(19,6);
for k=12:30
    Edof_beam((k-11),:)=(3*k-2):((3*k-2)+5);
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_beam(end,4:6)=[1 2 3];

% Topologi - ramverk
Edof_frame=[Edof_arch; Edof_beam];

% Topologi - hängstag, samlade i Edof_bar.
Beam=[fliplr(37:6:85); fliplr(38:6:88)];
Beam=reshape(Beam(:)', [2,9])';
Arch=[4:3:28; 5:3:29];
Arch=reshape(Arch(:)', [2,9])';
Edof_bar=[Beam Arch];

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal frihetsgrader
DoF=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatris och allokerar plats för 6 element per
rad.
K=spalloc(DoF,DoF,6*DoF);

% Skapar global kraftvektor
f=zeros(DoF,1);

% Placerar reaktionskrafterna i huvudbalkens vertikala frihetsgrader
f(38:3:89)=R_A_2;

% Frihetsgrad 35 får halva lasten ty symmetrisnitt

```

```

f(35)=R_A_2/2;

for k=1:noe
    if k<=10
        % Konstruerar elementstyvhetsmatrisen för balkelement
        [Ke, fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),...
            ep_arch, [0 0]);

        index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];
    elseif k>10 && k<=29
        % Konstruerar elementstyvhetsmatrisen för bølgelement
        [Ke, fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),...
            ep_beam, [0 0]);

        index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];
    else
        % Konstruerar elementstyvhetsmatrisen för stågelement
        Ke=bar2e(cor_bar((k-29),2:3),cor_bar((k-29),4:5),ep_bar);
        index_global=[Edof_bar((k-29),1:length(Edof_bar(1,:)))];
        fle=zeros(4,1);
    end

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrisen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global)=f(index_global)+fle;
end

% Upplagsvillkor
bc=[2 0; 31 0; 33 0; 34 0; 36 0];

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_frame=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

%-----
% Normalkrafter hängstag
%-----

for k=30:noe; plotpar=[1 1 0];
    N(k-29)=bar2s(cor_bar((k-29),2:3),cor_bar((k-29),4:5),ep_bar,...
        Ed_bar((k-29),:));
end

% Normalkrafterna utskrivet i vektorn N

```

```
g=sprintf('%0.1f ', N/1000);  
fprintf('Normalkrafterna i hängstag 1-9 [kN]: %s\n', g')  
Normalkrafterna i hängstag 1-9 [kN]: 182.6 239.3 224.7 228.4 227.6  
227.8 227.8 227.8 227.8
```

Published with MATLAB® R2016b

D.1. Härledning av parabel för jämnt utbredd last

Momentjämvikt kring x -axeln

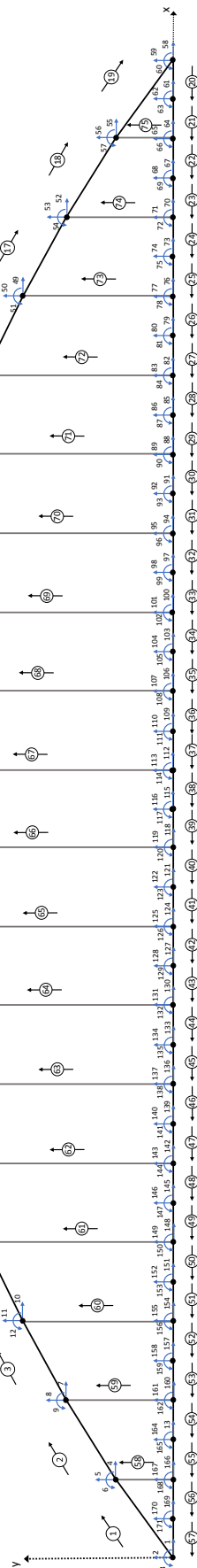
$$\sum M = M_x + \frac{qx^2}{2} - H_A y(x) - V_A x = 0 \quad (\text{D.1})$$

Momentfri båge $\Leftrightarrow M_x = 0$

$$V_A = V_B = \frac{qL}{2}$$

$$\Rightarrow y(x) = \frac{q(x^2 - Lx)}{2H_A} \quad (\text{D.2})$$

D.2. Tvådimensionell strukturmodell



E Dimensionering av huvudbalkar

E.1. Beräkningar med hjälp av strukturmodellen

```

clear variables
clc

%-----
% Kandidatarbete ACEx10-18-51
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren
%-----
% Beräkning av snittkrafter i ramverk
%-----

% Beräkningen loopas för de dimensionerande lastfallen för varje
% snittkraft.
% Då ii=1 beräknas maximalt snittmoment, då ii=2 beräknas maximal
% tvärkraft
% och då ii=3 beräknas maximal normalkraft.

%-----
% Tvärsnittsstorheter
%-----

for ii=1:3

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.04;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvhets
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Geometri
%-----

L=38; % Brons längd
nodes_1=linspace(0,76,39); % x-koordinater - tvärbalkar
nodes_2=linspace(0,76,20); % x-koordinater - Hängstag

% Koordinater - båge.
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');

% koordinater - huvudbalk
cor_beam=zeros(38,4);

```

```

for k=1:38
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1)],[0 0];
end

% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)= [x1 x2 y1
y2]
cor_frame(:,2:5)=[cor_arch; cor_beam];

% koordinater - hängstag
cor_bar=zeros(18,4);
for k=2:19
    A_4(k-1,:)= [nodes_2(k) nodes_2(k)];
end
cor_bar=[A_4 zeros(18,1) cor_arch(1:(end-1),4)];

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),6);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,4:6)=[1 2 3];

% Topologi - hängstag
Beam=[fliplr(64:6:166); fliplr(65:6:167)];
Beam=reshape(Beam(:)', [2,18])';
Arch=[4:3:55; 5:3:56];
Arch=reshape(Arch(:)', [2,18])';
Edof_bar=[Beam Arch];

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

%-----
% Egentyngd
%-----

% Tunghet ramverk
q_frame=-1.8307e+3;

% egentyngd - båge
for k=1:19
% Vertikal komposant
q_y_arch(k)=q_frame*cos(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
% Horisontell komposant
q_x_arch(k)=q_frame*sin(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
end

```

```

% Egentyngd - huvudbalk
q_y_beam=-4.2e+3;

%-----
% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter
R_A_1=-766e+3;           % Med tandemsystem
R_A_2=-137e+3;          % Utan tandemsystem
R_A_G=-72e+3;           % Halva tvärbalkens
egentyngd

% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

switch ii

% Lastfall 2 - Moment - Huvudbalk
%-----
case 1
    f(62:3:end)=R_A_G;
    f(62:3:116)=R_A_2;
    f(86)=R_A_1;
    f([80 92])=R_A_G;

% Lastfall 2 - Tvärkraft - Huvudbalk
%-----
case 2
    f([62 65 71 74])=R_A_2;
    f(68)=R_A_1;
    f([77 89])=R_A_G;

% Lastfall 1 - Normalkraft - Huvudbalk
%-----
case 3
    f(62:3:end)=R_A_2;
    f(116)=R_A_1;
end

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatris
K=spalloc(dof,dof,4*dof);

for k=1:noe
    if k<=19
        % Konstruerar balkelement för bågen

```

```

%-----
[Ke,
fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_arch,...
[q_x_arch(k) q_y_arch(k)]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

elseif k>19 && k<=57
% Konstruerar balkelement för huvudbalken

%-----
[Ke,
fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
[0 q_y_beam]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

else
% Konstruerar stångelement för hängare

%-----
Ke=bar2e(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),ep_bar);
index_global=[Edof_bar((k-57),1:length(Edof_bar(1,:)))];
fle=zeros(4,1);

end

% Assemblerar den globala styvhetsmatrisen
K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
% Assemblerar den globala elementlastvektorn
f(index_global)=f(index_global)+fle;

end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 59 0]; % Fritt upplagd

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_ram=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

%-----
% Moment, tvärkraft och normalkraft i huvudbalken
%-----

```

```

for k=1:57
    if k<=19
        % Snittkrafter i bølge, eci=[N V M]
        es=beam2s(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
            Ed_ram(k,:),[q_x_arch(k)' q_y_arch(k)'],10);
    else
        % Snittkrafter i huvudbalk, eci=[N V M]
        es=beam2s(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
            Ed_ram(k,:), [0 q_y_beam],10);
    end
    % Sparar elementens snittkrafter kolonnvis
    N(:,k)=es(:,1); V(:,k)=es(:,2); M(:,k)=es(:,3);

    %-----
    % Snittkraftsdiagram
    %-----

    plotpar=[2 3];
    switch ii
        case 1
            % Plottar Momentdiagram
            figure(1)
            eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),M(:,k),plotpar,
0.000004);
            axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
            if k==1
                sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,3),0.2);
                pltscaleb2(sfac,[1e+6 10 -10])
            end
            title('Momentdiagram - dimensionerande lastfall för
huvudbalk')

            % Maximalt snittmoment i huvudbalk
            M_min=min(min(M(:,20:end)));

        case 2
            % Plottar Tvärkraftsdiagram
            figure(2)
            eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),V(:,k),plotpar,
0.00001);
            axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
            if k==1
                sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,2),0.2);
                pltscaleb2(sfac,[1e+5 10 -10])
            end
            title('Tvärkraftsdiagram - dimensionerande lastfall för
huvudbalk')

            % Maximal tvärkraft i huvudbalk
            V_max=max(max(V(:,20:end)));

```

```

        case 3
        % Plottar Normalkraftsdiagram
        figure(3)
        eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),N(:,k),plotpar,
0.000001);
        axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
        if k==1
        sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,1),0.2);
        pltscalb2(sfac,[1e+6 10 -10])
        end
        title('Normalkraftsdiagram - dimensionerande lastfall för
huvudbalk')

        % Maximal normalkraft i huvudbalk
        N_max=max(max(N(:,20:end)));

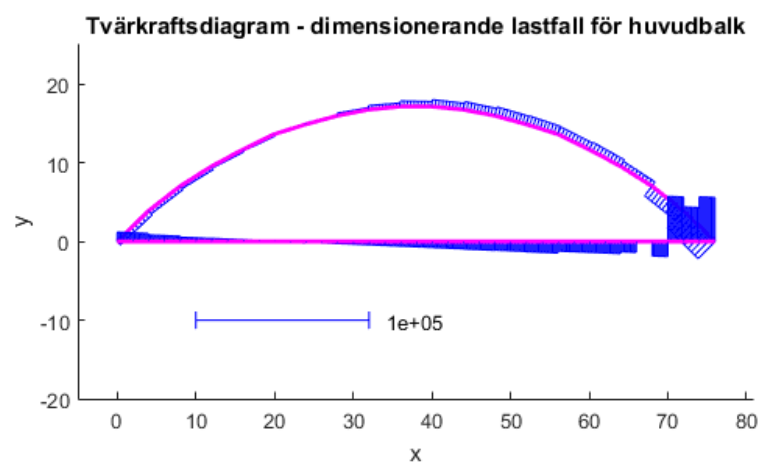
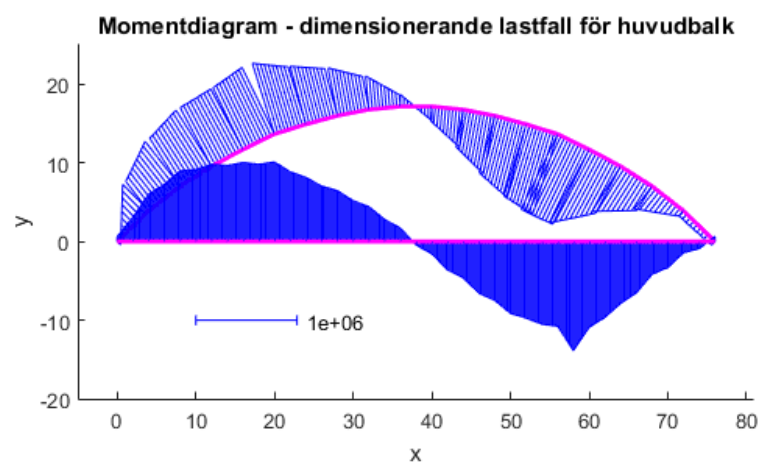
    end

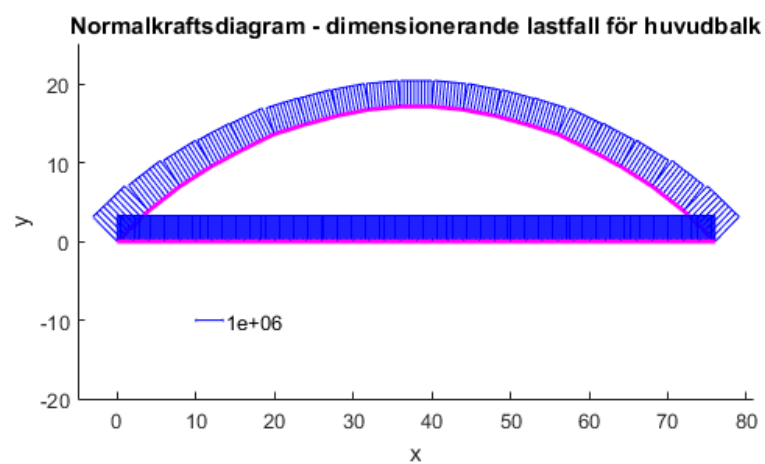
end

switch ii
case 1
    fprintf('Största snittmomentet uppgår till %0.1f kNm
\n',M_min/1e+3)
case 2
    fprintf('Största snittvärkraften uppgår till %0.1f kN
\n',V_max/1e+3)
case 3
    fprintf('Största normalkraften uppgår till %0.1f kN
\n',N_max/1e+3)
end
end

Största snittmomentet uppgår till -3468.3 kNm
Största snittvärkraften uppgår till 573.8 kN
Största normalkraften uppgår till 3280.7 kN

```





Published with MATLAB® R2016b

E.2. Kapacitetskontroll, interaktionskontroll och längdutvidgning

Table of Contents

Dimensionering av huvudbalkar	1
Mått och egentygnd	1
Maximalt moment och momentkapacitet	1
Maximal tvärkraft och tvärkraftskapacitet	2
Maximal normalkraft och dragkraftskapacitet	3
Interaktionskontroll tvärkraft och moment	3
Addering av spänningar mellan normalkraft och moment	4
Verkningsgrad	4
Längdutvidgning för huvudbalkarna	4

Dimensionering av huvudbalkar

```
%-----  
% Kandidatarbete ACEX10-18-51  
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,  
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren  
%-----  
clear all  
clc
```

Mått och egentygnd

Indata samt egentygnd huvudbalkar i lådform 800*800*40 mm

```
H = 0.8; % Höjd balk [m]  
B = 0.8; % Bredd balk [m]  
T = 0.04; % Tjocklek balk [m]  
gamma_t = 77000; % Tunghet stål [N/m3]  
Area = B * H - ((B-T) * (H-T)); % Tvärsnittsarea [m2]  
Tunghet = Area * gamma_t; % Tunghet balken [N/m]  
fy = 355; % Stålkvalitet [MPa]
```

Maximalt moment och momentkapacitet

Indata för momenkapacitetsberäkning

```
d = H - 3 * T; % Inermått balk [m]  
tw = T; % Tjocklek [m]  
epsilon = sqrt(235/fy); % Faktor som beror av stålkvaliteten  
X_lt = 1.0; % Stagad mot vippning  
gamma_m0 = 1.0; % Faktor  
gamma_m1 = 1.0; % Faktor  
  
% Beräkning av tvärsnittklass för huvudbalken  
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S68)  
% Beräkning av böjmotståndet W i tvärsnittet för olika  
% tvärsnittsklasser  
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S48 S4-21)
```

```

% Beräkning av momentkapacitet Mb_rd
%(Al Emrani m.fl, 2011, s.S71 S4-41)
if (d/tw)<=33*epsilon % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wpl = ((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4); %
    Beräkning böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittklass 1, W=Wpl %0.04f [m^3]\n', Wpl)
    Mb_Rd = X_lt*Wpl*fy*1000/gamma_m1; %
    Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i huvudbalken uppgår till %0.02f
[kNm]\n', Mb_Rd)
elseif 33*epsilon <= (d/tw) <=38*epsilon % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wpl = ((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4); %
    Beräkning böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittklass 2, W=Wpl %0.04f [m^3]\n', Wpl)
    Mb_Rd = X_lt*Wpl*fy*1000/gamma_m1; %
    Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i huvudbalken uppgår till %0.02f
[kNm]\n', Mb_Rd)
elseif 38*epsilon <= (d/tw) <= 42*epsilon % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wel = (((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4))/1.5; %
    Beräkning böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittklass 3, W=Wel %0.04f [m^3]\n', Wel)
    Mb_Rd = X_lt*Wel*fy*1000/gamma_m1; %
    Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i huvudbalken uppgår till %0.02f
[kNm]\n', Mb_Rd)
end

Tvärsnittklass 1, W=Wpl 0.0183 [m^3]
Momentkapaciteten i huvudbalken uppgår till 6480.88 [kNm]

```

Maximal tvärkraft och tvärkraftskapacitet

Indata för beräkning av tvärkraftskapacitet

```

eta = 1.2; % För stålqualiteer upp till 460 MPa
epsilon = sqrt(235/fy); % Faktor som beror av stålqualiteten
k = 5.34; % Antar tvärgående avstyvningar över
upplag
gamma_m0 = 1.0; % Faktor
gamma_m1 = 1.0; % Faktor

% Kontrollera risk för skjuvbuckling
%(Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-19)
Buckling = H/T; % Undre gräns för
skjuvbuckling
Skjuv_grans = 31*(epsilon/eta)*sqrt(k); % Övre gräns för
skjuvbuckling

% Beräknar tvärkraftskapaciteten Vpl_Rd för huvudbalken
%(Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-18 eller S5-20)

```

```

% Om buckling inte rikseras (S5-19)
% Om buckling riskeras (S5-21)
if Buckling <= Skjuv_grans % (S5-19)
    fprintf('Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling\n')
    Vpl_Rd = Area*fy*10^3/(sqrt(3)*gamma_m0); % Tvärkraftskapacitet
    [kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i huvudbalken uppgår till %.02f
    [kN]\n', Vpl_Rd)
else
    fprintf('Tvärsnittet riskerar skjuvbuckling\n')
    lambda_w = (H/T)/(37.4*epsilon*sqrt(k)); % (S5-21)
    Slankhets_grans = 0.8/eta;
    if Slankhets_grans < 0.8/eta
        ki = eta;
    elseif 0.8/eta < Slankhets_grans < 1.08
        ki = 0.83/Slankhets_grans
    else ki = 1.37/(0.7+Slankhets_grans)
    end
    Vpl_Rd = ki*hw*tw*fy*1000/(sqrt(3)*gamma_m0); %
    Tvärkraftskapacitet [kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i huvudbalken uppgår till %.02f
    [kN]\n', Vpl_Rd)
end

```

*Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling
 Tvärkraftskapacitet i huvudbalken uppgår till 12789.46 [kN]*

Maximal normalkraft och dragkraftskapacitet

(Al Emrani m.fl, 2011, s.S42)

```

Npl_Rd = fy * Area * 1000; % [kN]
fprintf('Normalkraftskapaciteten i huvudbalken uppgår till %.02f
[kN]\n', Npl_Rd)
Ned = 3280; % [kN]

```

Normalkraftskapaciteten i huvudbalken uppgår till 22152.00 [kN]

Interaktionskontroll tvärkraft och moment

Kontroll om balkens övre och undre del kan bära yttre moment (Al Emrani m.fl, 2011, s.S86)

```

A_h = B * T; % Tvärsnittsarea för den övre
    delen av tvärsnittet
Mh_Rd = fy * A_h * (H - T); % De övre delarnas momentkapacitet
    [kNm]

% Kontroll om dimensionerande tvärkraft överskrider 0.5*Vpl_Rd
Med = 3.764e3; % Dimensionerande moment från script av
    lastanalys [kNm]
Ved = 576; % Dimensionerande tvärkraft från script
    av lastanalys [kN]

```

```
% Kontroll om det är nödvändigt med en interaktionskontroll
if Mh_Rd > Med || Ved < 0.5*Vpl_Rd
    disp('Ingen interaktionskontroll är nödvändig')
else
    disp('Interaktionskontroll är nödvändig')
end
```

Ingen interaktionskontroll är nödvändig

Addering av spänningar mellan normalkraft och moment

Kontroll om balkens övre och undre del kan bära summan av spänningarna från moment och normalkraft

```
if Med/Mb_Rd + Ned/Npl_Rd <= 1
    disp('Balken klarar summan av normalkraft och moment')
else disp('Balken klarar ej summan av normalkraft och moment')
end
```

Balken klarar summan av normalkraft och moment

Verkningsgrad

```
fprintf('Verkningsgrad med avseende på tvärkraft uppgår till %0.02f %%\n', (Ved/Vpl_Rd)*100)
fprintf('Verkningsgrad med avseende på moment uppgår till %0.02f %%\n', (Med/Mb_Rd)*100)
fprintf('Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till %0.02f %%\n', (Ned/Npl_Rd)*100)
```

*Verkningsgrad med avseende på tvärkraft uppgår till 4.50 %
 Verkningsgrad med avseende på moment uppgår till 58.08 %
 Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till 14.81 %*

Längdutvidgning för huvudbalkarna

Indata för huvudbalkarna

```
L = 76; % Längd på balkarna [m]
a = 12e-6; % Längdutvidgningskoefficient [1/K]
t1 = -34.1; % Lägst temperatur [K] (SMHI nr. 7245)
t2 = 36; % Högst temperatur [K] (SMHI nr. 7245)

% Beräknar längdutvidningen [mm]
% (Al Emrani m.fl, 2011, (s.S29))
Langutvidning = L * a * (t2-t1) * 1000;
fprintf('Längdutvidningen uppgår till %0.02f [mm]\n', Langutvidning)
```

Längdutvidningen uppgår till 63.93 [mm]

Published with MATLAB® R2016b

E.3. Nedböjning i bruksgränstillstånd

```

clear variables
clc

%-----
% Nedböjning av huvudbalk
%-----

% Tvärsnittsstorheter
%-----

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.04;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvhet
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Geometri
%-----

L=38; % Brons längd
nodes_1= linspace(0,76,39); % x-koordinater - tvärbalkar
nodes_2= linspace(0,76,20); % x-koordinater - Hängstag

% Kooordinater - båge.
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');

% kooordinater - huvudbalk
cor_beam=zeros(38,4);
for k=1:38
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1),[0 0]];
end

% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)=[x1 x2 y1
y2]
cor_frame(:,2:5)=[cor_arch; cor_beam];

% koordinater - hängstag
cor_bar=zeros(18,4);
for k=2:19
    A_4(k-1,:)=[nodes_2(k) nodes_2(k)];
end

```

```

cor_bar=[A_4 zeros(18,1) cor_arch(1:(end-1),4)];

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),6);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,4:6)=[1 2 3];

% Topologi - hängstag
Beam=[flip1r(64:6:166); flip1r(65:6:167)];
Beam=reshape(Beam(:)',[2,18])';
Arch=[4:3:55; 5:3:56];
Arch=reshape(Arch(:)',[2,18])';
Edof_bar=[Beam Arch];

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

%-----
% Egentyngd
%-----

% Tunghet ramverk
q_frame=-1.8307e+3;

% egentyngd - båge
for k=1:19
% Vertikal komposant
q_y_arch(k)=q_frame*cos(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
% Horisontell komposant
q_x_arch(k)=q_frame*sin(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
end

% Egentyngd - huvudbalk
q_y_beam=-4.2e+3;

%-----
% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter (bruksgräns)
R_A_1=-476e+3;
R_A_2=-82e+3;
R_A_G=-72e+3;
% Med tandemsystem
% Utan tandemsystem
% Halva tvärbalkens egentyngd

```

```

% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

% Lastfall 1
%-----

f(62:3:end)=R_A_2;
f(116)=R_A_1;

% Lastfall 2

% f(62:3:end)=R_A_G;
% f(86)=R_A_1
% f(62:3:116)=R_A_2

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatrix
K=spalloc(dof,dof,4*dof);

for k=1:noe
    if k<=19
        % Kallar på balk2e för att konstruera balkelement

        %-----
        [Ke,
file]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_arch,...
[q_x_arch(k) q_y_arch(k)]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    elseif k>19 && k<=57
        [Ke,
file]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
[0 q_y_beam]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    else
        % Kallar på bar2s för att konstruera stångelement
        Ke=bar2e(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),ep_bar);
        index_global=[Edof_bar((k-57),1:length(Edof_bar(1,:)))];
        fle=zeros(4,1);

    end

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global)=f(index_global)+fle;

```

```

end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 59 0]; % Fritt upplagd

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_ram=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

%-----
% Deformationsfigur
%-----
for k=1:noe, plotpar=[1 1 0];
    if k<=57
        eldraw2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),plotpar);
        plotpar=[2 3 0];

        eldisp2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),Ed_ram(k,:),plotpar,100);
    else
        eldraw2(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),plotpar);
        plotpar=[2 3 0];

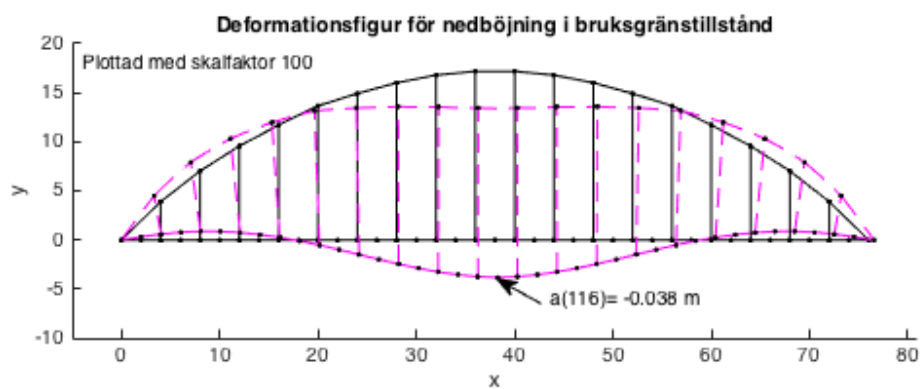
        eldisp2(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),Ed_bar((k-57),:),...
            plotpar,100);
    end
end
axis([-5 81 -10 20]); xlabel('x'); ylabel('y');
text_1=sprintf('%0.3f ', min(a(62:3:end))); text(43.5, -6, ['a(116)= '
    text_1 'm'])
text(-4,18, 'Plottad med skalfaktor 100')
title('Deformationsfigur för nedböjning i bruksgränstillstånd')
annotation('textarrow',[0.56 0.52],[0.38 0.41], 'String', '')

%-----
% Vertikala translationer av huvudbalkens vertikala frihetsgrader
%-----

fprintf('Maximal vertikal translation uppgår till %f m',
    min(a(62:3:end)))

Maximal vertikal translation uppgår till -0.037897 m

```



Published with MATLAB® R2015b

F Dimensionering av hängare

F.1. Maximal normalkraft från strukturmodell

Lastfall och maximal normalkraft - Byte av hängstag

```
%-----
% Kandidatarbete VT-18
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren
%-----
clear variables
clc
clf
%-----
% Tvärsnittsstorheter
%-----

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.02;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvhet
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Geometri
%-----

L=38;                                     % Brons längd
nodes_1=linspace(0,76,39);               % x-koordinater - tvärbalkar
nodes_2=linspace(0,76,20);               % x-koordinater - Hängstag

% Kooordinater - båge.
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');

% kooordinater - huvudbalk
cor_beam=zeros(38,4);
for k=1:38
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1)],[0 0];
end

% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)=[x1 x2 y1
y2]
cor_frame(:,2:5)=[cor_arch; cor_beam];
```

```

% koordinater - hängstag
cor_bar=zeros(18,4);
for k=2:19
    A_4(k-1,:)=[nodes_2(k) nodes_2(k)];
end
cor_bar=[A_4 zeros(18,1) cor_arch(1:(end-1),4)];
cor_bar(18,:)=[]; % ANVÄNDS FÖR ATT RÄKNA BYTE HÄNGSTAG

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),6);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,4:6)=[1 2 3];

% Topologi - hängstag
Beam=[fliplr(64:6:166); fliplr(65:6:167)];
Beam=reshape(Beam(:)', [2,18])';
Arch=[4:3:55; 5:3:56];
Arch=reshape(Arch(:)', [2,18])';
Edof_bar=[Beam Arch];
Edof_bar(18,:)=[]; % ANVÄNDS FÖR ATT RÄKNA BYTE HÄNGSTAG

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

%-----
% Egentyngd
%-----

% Tunghet ramverk
q_frame=-1.8307e+3;

% egentyngd - båge
for k=1:19
% Vertikal komposant
    q_y_arch(k)=q_frame*cos(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
        /(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
% Horisontell komposant
    q_x_arch(k)=q_frame*sin(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
        /(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
end

% Egentyngd - huvudbalk
q_y_beam=-q_frame;

%-----

```

```

% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter
R_A_1=-749.96e+3;           % Med tandemsystem
R_A_2=-120.38e+3;          % Utan tandemsystem
R_A_G=-72e+3;              % Halva tvärbalkens egentygnd

% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

%-----
% Lastfall - Hängare
%-----
f(62:3:end)=R_A_2;
f(71)=R_A_1;

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatrix
K=spalloc(dof,dof,4*dof);

for k=1:noe
    if k<=19
        % Kallar på balk2e för att konstruera balkelement

        %-----
        [Ke,
fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_arch,...
[q_x_arch(k) q_y_arch(k)]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    elseif k>19 && k<=57
        [Ke,
fle]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
[0 q_y_beam]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    else
        % Kallar på bar2s för att konstruera stångelement
        Ke=bar2e(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),ep_bar);
        index_global=[Edof_bar((k-57),1:length(Edof_bar(1,:)))];
        fle=zeros(4,1);

    end

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn

```

```

        f(index_global)=f(index_global)+fle;

    end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 59 0]; % Fritt upplagd

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=solveq(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_ram=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

% -----
% Normalkraft i hängstag
% -----
% (VID BERÄKNING BYTE HÄNGSTAG, k=1:17
% BERÄKNING ALLA HÄNGSTAG, k=1:18)

for k=1:17
    eci_N=bar2s(cor_bar(k,1:2),cor_bar(k,3:4),ep_bar, Ed_bar(k,:));
    N_bar(:,k)=eci_N;
    plotpar=[2 3];
    eldia2(cor_bar(k,1:2),cor_bar(k,3:4),repmat(eci_N,10,1),plotpar,
        0.000005);
    xlabel('x')
    ylabel('y')
    title('Normalkraft')
end

%-----
% Plot skallinje
%-----

magnitude=[1000000 7 -5];
pltscalb2(0.000005,magnitude,[2])

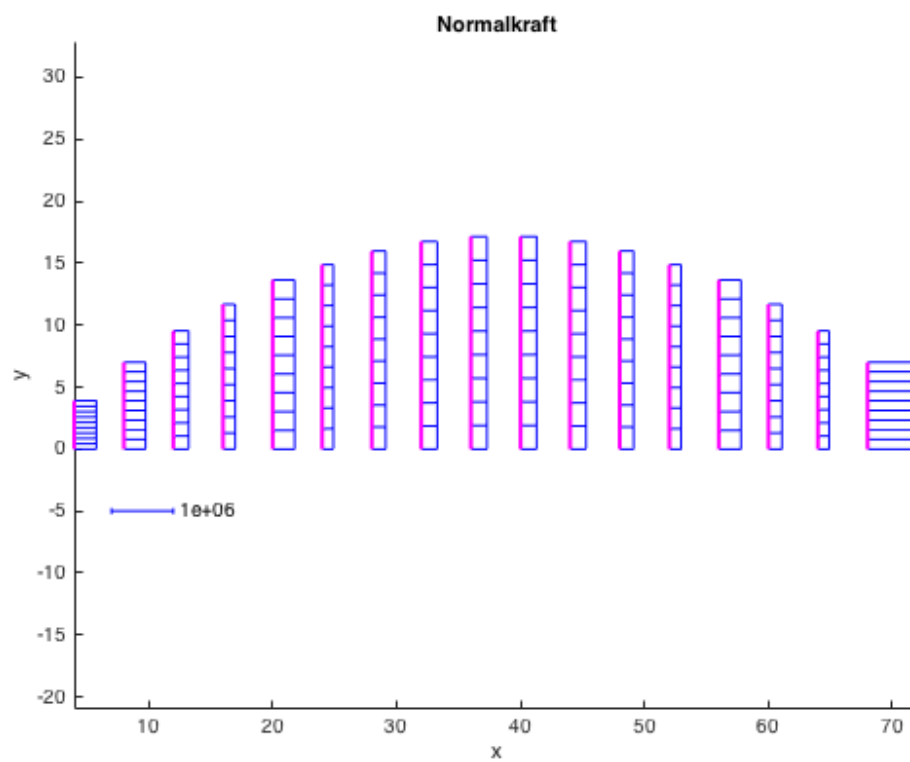
%-----
% Maximal normalkraft i hängstag
%-----

N_max=max(N_bar(:))

N_max =

```

8.4044e+05



Published with MATLAB® R2015b

F.2. Kapacitetskontroll

Table of Contents

Dimensionering av hängstag	1
Kapacitetskontroll av infästningar för hängstag	1
Verkningsgrad	2

Dimensionering av hängstag

```
%-----  
% Kandidatarbete VT-18  
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,  
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren  
%-----  
clear all  
clc  
% Indata för beräkningar  
% S355  
% SB8.8  
% M40  
fu = 510;           % Stålkvalitet [MPa]  
d = 42;             % Diameter skruven [mm]  
d0 = 45;            % Hålets storlek [mm] d0 = d+3  
t = 50;             % Tjocklek på den smalaste plåten [mm]  
e1 = 60;            % Avstånd mellan hål och kant i kraftens  
    riktning [mm]  
fub = 800;          % Skruvhållfasthet [MPa]  
A = (pi * d^2)/4;   % Area skruv [mm^2]  
nskar = 2;          % Antal skär i hängaren  
  
% Faktorer:  
av = 0.6;  
gammaM2 = 1.25;
```

Kapacitetskontroll av infästningar för hängstag

Beräkning av skjuvbrott i skruven (Al Emrani m. fl., 2011 s. S112, ekv. S8-20)

```
Fv_Rd = (((av * fub * A)/gammaM2) * nskar)/1000;  
fprintf('Skruvkapacitet skjuvning uppgår till %0.02f [kN]\n', Fv_Rd)
```

```
% Beräkning av hålkantbrott i plåten  
% (Bärande konstruktioner Del 2 s.S112 (S8-21))  
% Välj minsta värdet av ad, x eller b som ab:  
ad = e1/(3*d0);  
ab=min([ad, fub/fu, 1]);
```

```
% Välj minsta värdet av y eller z som k1:  
y = (2.8*(e1/d))-1.7;  
k1 = min([y,2.5]);
```

```
Fb_Rd = ((k1 * ab * fu * d * t)/gammaM2)/1000;  
fprintf('Hålkantskapacitet uppgår till %.02f [kN]\n', Fb_Rd)
```

```
Ned = 840;    % Från lastscript [kN]
```

```
Skruvkapacitet skjuvning uppgår till 1064.02 [kN]  
Hålkantskapacitet uppgår till 875.84 [kN]
```

Verkningsgrad

```
fprintf('Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till %.02f  
%%\n', (Ned/Fb_Rd)*100)
```

```
Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till 95.91 %
```

```
Published with MATLAB® R2016b
```

G Dimensionering av båg

G.1. Lastfall och maximalt moment, tvärkraft och normalkraft

```

clear variables
clc

%-----
% Kandidatarbete ACEX10-18-51
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren
%-----
%
% Beräkning av snittkrafter :
%-----

% Beräkningen loopas för de dimensionerande lastfallen för varje
% snittkraft.
% Då ii=1 beräknas maximalt snittmoment, då ii=2 beräknas maximal
% tvärkraft
% och då ii=3 beräknas maximal normalkraft.

%-----
% Tvärsnittsstorheter
%-----

for ii=1:3

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.04;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvhet
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Geometri
%-----

L=38; % Brons längd
nodes_1=linspace(0,76,39); % x-koordinater - tvärbalkar
nodes_2=linspace(0,76,20); % x-koordinater - Hängstag

% Kooordinater - båge.
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');

% kooordinater - huvudbalk

```

```

cor_beam=zeros(38,4);
for k=1:38
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1)],[0 0]];
end

% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)=[x1 x2 y1
y2]
cor_frame(:,2:5)=[cor_arch; cor_beam];

% koordinater - hängstag
cor_bar=zeros(18,4);
for k=2:19
    A_4(k-1,:)=[nodes_2(k) nodes_2(k)];
end
cor_bar=[A_4 zeros(18,1) cor_arch(1:(end-1),4)];

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),6);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,4:6)=[1 2 3];

% Topologi - hängstag
Beam=[fliplr(64:6:166); fliplr(65:6:167)];
Beam=reshape(Beam(:)',[2,18])';
Arch=[4:3:55; 5:3:56];
Arch=reshape(Arch(:)',[2,18])';
Edof_bar=[Beam Arch];

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

%-----
% Egentyngd
%-----

% Tunghet ramverk
q_frame=-1.8307e+3;

% egentyngd - båge
for k=1:19
% Vertikal komposant
q_y_arch(k)=q_frame*cos(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
% Horisontell komposant
q_x_arch(k)=q_frame*sin(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
/(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));

```

```

end

% Egentyngd - huvudbalk
q_y_beam=q_frame;

%-----
% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter
R_A_1=-766e+3;           % Med tandemsystem
R_A_2=-137e+3;          % Utan tandemsystem
R_A_G=-72e+3;           % Halva tvärbalkens
egentyngd

% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

switch ii

% Lastfall 1 - båge - moment
%-----
    case 1
        f(62:3:end)=R_A_G;
        f(62:3:116)=R_A_2;
        f(86)=R_A_1;

% Lastfall 1 - båge - tvärkraft
%-----
    case 2
        f(62:3:end)=R_A_G;
        f(62:3:116)=R_A_2;
        f(86)=R_A_1;

% Lastfall 1 - båge - normalkraft
%-----
    case 3
        f(62:3:end)=R_A_G;
        f(62:3:116)=R_A_2;
        f(86)=R_A_1;
end

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatrix
K=spalloc(dof,dof,4*dof);

for k=1:noe
    if k<=19

```

```

        % Kallar på balk2e för att konstruera balkelement

%-----
        [Ke,
file]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_arch,...
        [q_x_arch(k) q_y_arch(k)]);
        index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    elseif k>19 && k<=57
        [Ke,
file]=balk2e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
        [0 q_y_beam]);
        index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    else
        % Kallar på bar2s för att konstruera stångelement
        Ke=bar2e(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),ep_bar);
        index_global=[Edof_bar((k-57),1:length(Edof_bar(1,:)))];
        fle=zeros(4,1);

    end

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrisen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global)=f(index_global)+fle;

end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 59 0]; % Fritt upplagd

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_ram=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

%-----
% Moment, tvärkraft och normalkraft
%-----

for k=1:57
    if k<=19
        % Snittkrafter i båge, eci=[N V M]
        es=beam2s(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...

```

```

        Ed_ram(k,:),[q_x_arch(k)' q_y_arch(k)'],10);
    else
        % Snittkrafter i huvudbalk, eci=[N V M]
        es=beam2s(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_beam,...
        Ed_ram(k,:), [0 q_y_beam],10);
    end
    % Sparar elementens snittkrafter kolonnvis
    N(:,k)=es(:,1); V(:,k)=es(:,2); M(:,k)=es(:,3);

%-----
% Snittkraftsdiagram
%-----

plotpar=[2 3];
switch ii
case 1
    % Plottar Momentdiagram
    figure(1)
    eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),M(:,k),plotpar,
0.000004);
    axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
    if k==1
        sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,3),0.2);
        pltscalb2(sfac,[1e+6 10 -10])
    end
    title('Momentdiagram - dimensionerande lastfall för båge')

case 2
    % Plottar Tvärkraftsdiagram
    figure(2)
    eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),V(:,k),plotpar,
0.00001);
    axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
    if k==1
        sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,2),0.2);
        pltscalb2(sfac,[1e+5 10 -10])
    end
    title('Tvärkraftsdiagram - dimensionerande lastfall för båge')

case 3
    % Plottar Normalkraftsdiagram
    figure(3)
    eldia2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),N(:,k),plotpar,
0.000001);
    axis([-5 81 -20 25]); xlabel('x'); ylabel('y');
    if k==1
        sfac=scalfact2(cor_frame(:,2),cor_frame(:,4),es(:,1),0.2);
        pltscalb2(sfac,[1e+6 10 -10])
    end
    title('Normalkraftsdiagram - dimensionerande lastfall för
båge')
end
end

```

```

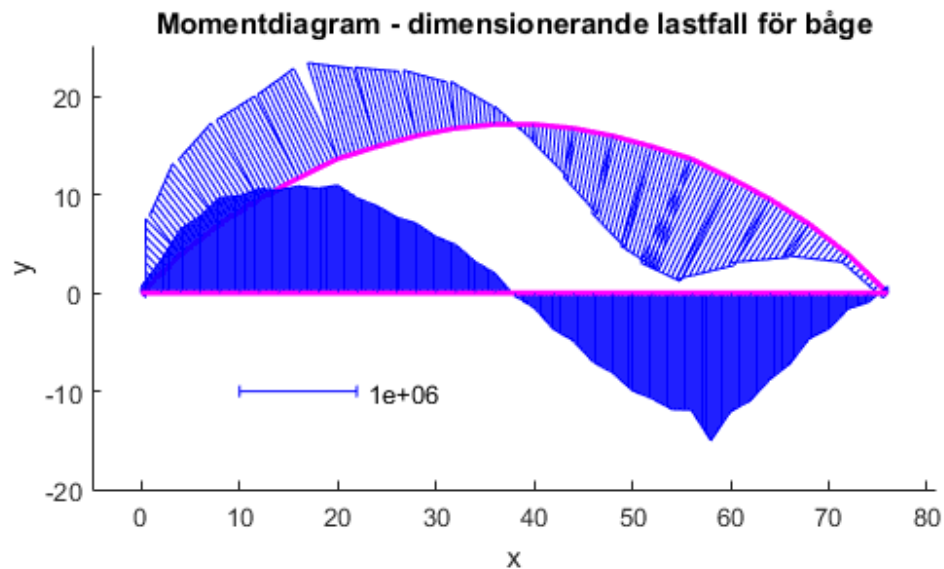
end
switch ii
case 1
% Maximalt snittmoment
M_min=max(max(M(:,1:19)));
fprintf('Största snittmomentet uppgår till %0.1f kNm
\n',M_min/1e+3)

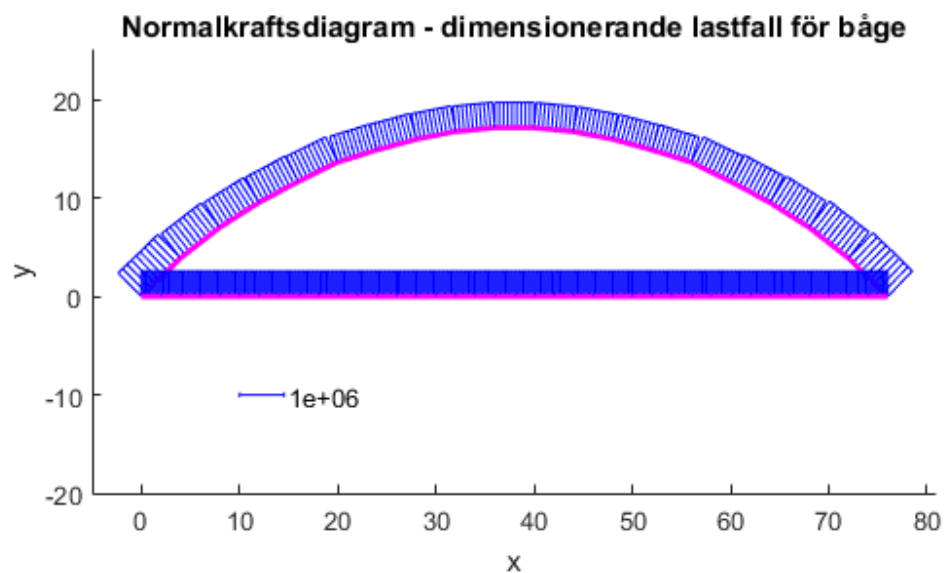
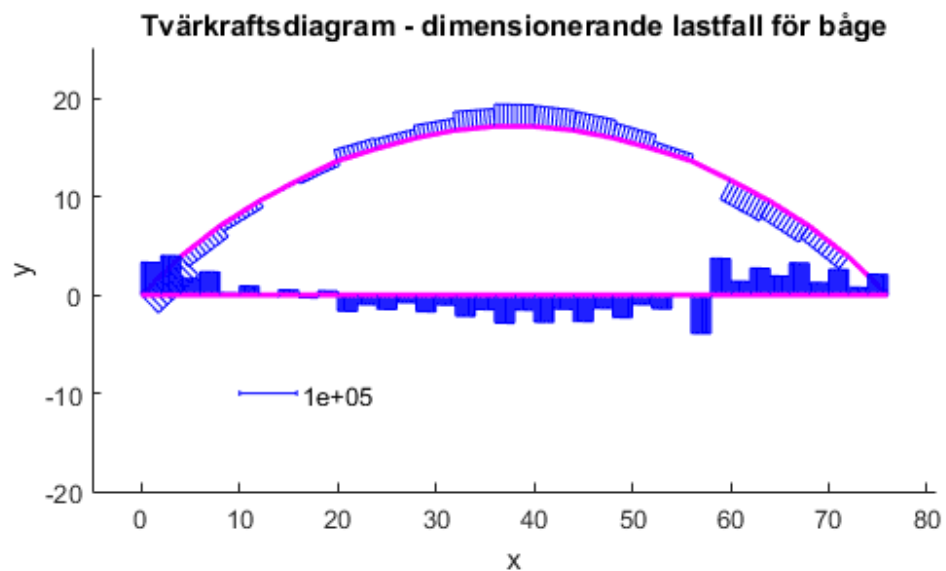
case 2
% Maximal tvärkraft
V_max=max(max(V(:,1:19)));
fprintf('Största snittvärcraften uppgår till %0.1f kN
\n',V_max/1e+3)

case 3
% Maximal normalkraft
N_max=min(min(N(:,1:19)));
fprintf('Största normalkraften uppgår till %0.1f kN
\n',N_max/1e+3)
end
end

```

Största snittmomentet uppgår till 2600.2 kNm
 Största snittvärcraften uppgår till 360.1 kN
 Största normalkraften uppgår till 3335.4 kN





Published with MATLAB® R2016b

G.2. Kapacitetskontroller

Table of Contents

Dimensionering av båge	1
Egentyngd	1
Tvärkraftskapacitet	1
Momentkapacitet	2
Normalkraftskapacitet	3
Interaktionskontroll tvärkraft och moment	3
Addering av spänningar mellan normalkraft och moment	4
Verkningsgrad	4

Dimensionering av båge

```
%-----  
% Kandidatarbete VT-18  
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,  
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren  
%-----  
clear all  
clc
```

Egentyngd

Indata samt egentyngd båge i lådform 800*800*40 mm

```
H = 0.8; % Höjd balk [m]  
B = 0.8; % Bredd balk [m]  
T = 0.04; % Tjocklek balk [m]  
gamma_t = 77000; % Tunghet stål [N/m3]  
Area = B * H - ((B-T) * (H-T)); % Tvärsnittsarea [m2]  
Tunghet = Area * gamma_t; % Tunghet balken [N/m]  
fy = 355; % Stålkvalitet [MPa]
```

Tvärkraftskapacitet

Indata för beräkning av tvärkraftskapacitet

```
eta = 1.2; % För stålkvaliteer upp till 460 MPa  
epsilon = sqrt(235/fy); % Faktor som beror av stålkvaliteten  
k = 5.34; % Antar tvärgående avstyvningar över  
upplag  
gamma_m0 = 1.0; % Faktor  
gamma_m1 = 1.0; % Faktor  
  
% Kontrollera risk för skjuvbuckling  
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-19)  
Buckling = H/T; % Undre gräns för  
skjuvbuckling
```

```

Skjuv_grans = 31*(epsilon/eta)*sqrt(k); % Övre gräns för
skjuvbuckling

% Beräknar tvärkraftskapaciteten Vpl_Rd för bågen
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S83 S5-18 eller S5-20)
% Om buckling inte rikseras (S5-19)
% Om buckling riskeras (S5-21)
if Buckling <= Skjuv_grans % (S5-19)
    fprintf('Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling\n')
    Vpl_Rd = Area*fy*10^3/(sqrt(3)*gamma_m0); % Tvärkraftskapacitet
    [kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i båge uppgår till %0.02f [kN]\n',
    Vpl_Rd)
else
    fprintf('Tvärsnittet riskerar skjuvbuckling\n')
    lambda_w = (H/T)/(37.4*epsilon*sqrt(k)); % (S5-21)
    Slankhets_grans = 0.8/eta;
    if Slankhets_grans < 0.8/eta
        ki = eta;
    elseif 0.8/eta < Slankhets_grans < 1.08
        ki = 0.83/Slankhets_grans
    else ki = 1.37/(0.7+Slankhets_grans)
    end
    Vpl_Rd = ki*hw*tw*fy*1000/(sqrt(3)*gamma_m0); %
    Tvärkraftskapacitet [kN]
    fprintf('Tvärkraftskapacitet i bågen uppgår till %0.02f [kN]\n',
    Vpl_Rd)
end

Tvärsnittet riskerar inte skjuvbuckling
Tvärkraftskapacitet i båge uppgår till 12789.46 [kN]

```

Momentkapacitet

Indata för momenkapacitetsberäkning

```

d = H - 3 * T; % Innermått balk [m]
tw = T; % Tjocklek [m]
X_lt = 1.0; % Stagad mot vippning

% Beräkning av tvärsnittklass för huvudbalken
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S68)
% Beräkning av böjmotståndet W i tvärsnittet för olika
tvärsnittsklasser
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S48 S4-21)
% Beräkning av momentkapacitet Mb_rd
% (Al Emrani m.fl, 2011, s.S71 S4-41)
if (d/tw)<=33*epsilon % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wpl = ((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4); % Beräkning böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittklass 1, W=Wpl %0.04f [m^3]\n', Wpl)
    Mb_Rd = X_lt*Wpl*fy*1000/gamma_m1; % Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i bågen uppgår till %0.02f [kNm]\n',
    Mb_Rd)

```

```

elseif 33*epsilon <= (d/tw) <= 38*epsilon      % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wp1 = ((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4); % Beräkning böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittsklass 2, W=Wp1 %0.04f [m^3]\n', Wp1)
    Mb_Rd = X_lt*Wp1*fy*1000/gamma_m1;          % Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i bågen uppgår till %0.02f [kNm]\n',
    Mb_Rd)
elseif 38*epsilon <= (d/tw) <= 42*epsilon      % Kontroll
    tvärsnittsklass
    Wel = (((B * H^2)/4) - (((B-T)*(H-T)^2)/4))/1.5;% Beräkning
    böjmotstånd
    fprintf('Tvärsnittsklass 3, W=Wel %0.04f [m^3]\n', Wel)
    Mb_Rd = X_lt*Wel*fy*1000/gamma_m1;          % Momentkapacitet [kNm]
    fprintf('Momentkapaciteten i bågen uppgår till %0.02f [kNm]\n',
    Mb_Rd)
end

```

*Tvärsnittsklass 1, W=Wp1 0.0183 [m^3]
 Momentkapaciteten i bågen uppgår till 6480.88 [kNm]*

Normalkraftskapacitet

(Al Emrani m.fl, 2011, s.S42)

```

Npl_Rd = fy * Area * 1000; % [kN]
fprintf('Normalkraftskapaciteten i bågen uppgår till %0.02f
[kN]\n', Npl_Rd)
Ned = 3335; % [kN]

```

Normalkraftskapaciteten i bågen uppgår till 22152.00 [kN]

Interaktionskontroll tvärkraft och moment

Kontroll om balkens övre och undre del kan bära yttre moment (Al Emrani m.fl, 2011, s.S86)

```

A_h = B * T; % Tvärsnittsarea för den övre delen av
tvärsnittet
Mh_Rd = fy * A_h * (H - T); % De övre delarnas momentkapacitet [kNm]

% Kontroll om dimensionerande tvärkraft överskrider 0.5*Vp1_Rd
Med = 2600; % Dimensionerande moment från script av lastanalys [kNm]
Ved = 360; % Dimensionerande tvärkraft från script av lastanalys
[kN]

% Kontroll om det är nödvändigt med en interaktionskontroll
if Mh_Rd > Med || Ved < 0.5*Vp1_Rd
    disp('Ingen interaktionskontroll är nödvändig')
else
    disp('Interaktionskontroll är nödvändig')
end

```

Ingen interaktionskontroll är nödvändig

Addering av spänningar mellan normalkraft och moment

Kontroll om balkens övre och undre del kan bära summan av spänningarna från moment och normalkraft

```
if Med/Mb_Rd + Ned/Npl_Rd <= 1
    disp('Balken klarar summan av normalkraft och moment')
else disp('Balken klarar ej summan av normalkraft och moment')
end
```

Balken klarar summan av normalkraft och moment

Verkningsgrad

```
fprintf('Verkningsgrad med avseende på tvärkraft uppgår till %.02f %%\n', (Ved/Vpl_Rd)*100)
fprintf('Verkningsgrad med avseende på moment uppgår till %.02f %%\n', (Med/Mb_Rd)*100)
fprintf('Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till %.02f %%\n', (Ned/Npl_Rd)*100)
```

*Verkningsgrad med avseende på tvärkraft uppgår till 2.81 %
Verkningsgrad med avseende på moment uppgår till 40.12 %
Verkningsgrad med avseende på normalkraft uppgår till 15.06 %*

Published with MATLAB® R2016b

G.3. Vindlast och vippning ur planet

```
%-----  
% Kandidatarbete ACEX10-18-51  
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,  
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren  
%-----
```

Vindlast

I detta script beräknas vindlast enligt SS-EN 1991-1-4:2005

```
%-----  
% Indata  
%-----  
v = 25; % [m/s] Referensvindhastighet enligt VVFS 2007:494 för  
Borås  
d = 0.8 + 4; % Höjd för tvärbalk och en lastbil vars höjd är 4 m.  
b = 10.55; % Brons bredd [m]  
L = 76; % Brons längd [m]  
c_fx0 = 1.8; % Formfaktor för kraft i x - riktning enligt figur 8.3  
SS-EN 1991-1-4:2005 med hänsyn till b/d  
q_p = 0.78e3; % Karakteristiskt hastighetstryck enligt VVFS 2006:494  
Tabll 4.2 (Terrängtyp 3)  
rho = 1.25; % Luftens densitet [kg/m^3]  
q_b = 0.5 * rho * v^2; % Referenshastighetstryck  
  
c_e = q_p / q_b; % Exponeringsfaktor enligt SS-EN 1991-1-4:2005 ekv  
4.9  
  
% Areor tvärsled  
A_huvudbalk_x = L * 0.8; % Area tvärsled huvudbalk [m^2]  
A_trafik_x = d * L; % Area för trafik [m^2]  
A_bage_x = 82.79 * 0.8; % Area tvärsled för bågen [m^2]  
A_ref_x = A_huvudbalk_x + A_trafik_x + A_bage_x; % Total area anblåst  
sida [m^2]  
C = c_e * c_fx0; % Formfaktor för kraft  
% Beräkning av Vindlast SS-EN 1991-1-4:2005 8.3.2 utan hänsyn till  
trafik  
% på bron  
  
Fw = 0.5 * rho * v^2 * C * A_ref_x; % Vindkraft i tvärsled (x-  
riktning) [N]  
fw = Fw/L; % Jämnt utbredd vindlast [N/m]  
fprintf('Vindlast uppgår till %0.03f [kN]\n', Fw/1000)  
fprintf('Jämnt utbredd vindlast uppgår till %0.03f [kN/m]', fw/1000)  
  
Vindlast uppgår till 690.532 [kN]  
Jämnt utbredd vindlast uppgår till 9.086 [kN/m]
```

Preliminär strukturmodell för modellering av bågens förskjutning ur planet

I detta script görs en analys med avseende på bågens initialförskjutning orsakad av vindlast.

Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing, Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren - VT18

```
%-----  
% Tvärsnittsstorheter  
%-----  
  
% Bågelement  
H=0.8; B=0.8; t=0.04;  
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;  
G=80e9; % Skjuvstyvhetsfaktor  
Kv=0.846*pi*(0.4^4-0.37^4)/2; % Tvärsnittets vridstyvhetsfaktor  
  
% Huvudbalk  
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;  
  
% Hängstag  
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;  
  
% Tvärsnittsstyvhetsfaktor  
ep_arch=[E_arch G A_arch I_arch I_arch Kv];  
ep_beam=ep_arch;  
ep_bar=[E_bar A_bar];  
  
%-----  
% Geometri  
%-----  
  
L=38; % Brons längd  
nodes_1=linspace(0,76,39); % x-koordinater - tvärbalkar  
nodes_2=linspace(0,76,20); % x-koordinater - Hängstag  
  
% Koordinater - båge.  
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');  
  
% koordinater - huvudbalk  
cor_beam=zeros(38,6);  
for k=1:38  
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1)],[0 0], [0 0]];  
end  
  
% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)=[x1 x2 y1  
y2 z1 z2]  
cor_frame(:,2:7)=[cor_arch; cor_beam];  
  
% koordinater - hängstag
```

```

cor_bar=zeros(18,4);
for k=2:19
    A_4(k-1,:)=[nodes_2(k) nodes_2(k)];
end
cor_bar=[A_4 zeros(18,1) cor_arch(1:(end-1),4) zeros(18,2)];

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),12);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(6*k-5):((6*k-5)+11)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,7:12)=[1 2 3 4 5 6];

% Topologi - hängstag
Beam=[fliplr(127:12:337); fliplr(128:12:338); fliplr(129:12:339)];
Beam=reshape(Beam(:)', [3,18])';
Arch=[7:6:109; 8:6:110; 9:6:111];
Arch=reshape(Arch(:)', [3,18])';
Edof_bar=[Beam Arch];

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:)));

%-----
% Egentyngd
%-----

% Tunghet ramverk
q_frame=-1.8307e+3;

% egentyngd - båge
for k=1:19
% Vertikal komponent
    q_y_arch(k)=q_frame*cos(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
        /(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
% Horisontell komponent
    q_x_arch(k)=q_frame*sin(atan((cor_frame(k,5)-cor_frame(k,4))...
        /(cor_frame(k,3)-cor_frame(k,2))));
end

% Egentyngd - huvudbalk
q_y_beam=-q_frame;

%-----
% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter

```

```

R_A_1=-749.96e+3;           % Med tandemsystem
R_A_2=-120.38e+3;          % Utan tandemsystem
R_A_G=-72e+3;              % Halva tvärbalkens egentyngd
q_z_vind=-9.0859e+03;      % Vindlast på strukturen
% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

% Lastfall 1
%-----

f(122:6:338)=R_A_2;
f(230)=R_A_1;

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element
noe=(length(Edof_frame(:,1))+length(Edof_bar(:,1)));

% Skapar global styvhetsmatris
K=spalloc(dof,dof,12*dof);

for k=1:noe
    if k<=19
        % Kallar på balk2e för att konstruera balkelement

        %-----
        [Ke,
fle]=beam3e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),cor_frame(k,6:7),[0 0
-1],ep_arch,...
[q_x_arch(k) q_y_arch(k) q_z_vind 0]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    elseif k>19 && k<=57
        [Ke,
fle]=beam3e(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),cor_frame(k,6:7),[0 0
1],ep_beam,...
[0 q_y_beam q_z_vind 0]);
index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    else
        % Kallar på bar2s för att konstruera stångelement

Ke=bar3e(cor_bar((k-57),1:2),cor_bar((k-57),3:4),cor_bar((k-57),5:6),ep_bar);
index_global=[Edof_bar((k-57),1:length(Edof_bar(1,:)))];
fle=zeros(6,1);

    end

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrisen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global)=f(index_global)+fle;

```

```

end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 3 0; 4 0; 5 0; 116 0; 117 0; 118 0; 119 0];

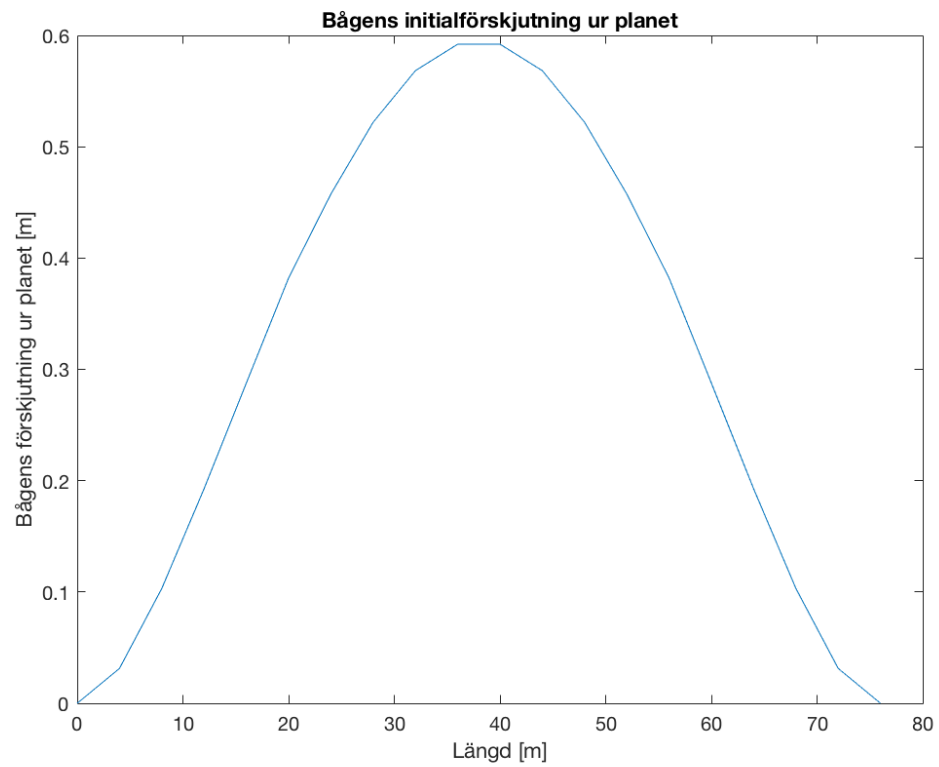
%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Edof_bar=[(1:length(Edof_bar))' Edof_bar];
Ed_ram=extract(Edof_frame,a);
Ed_bar=extract(Edof_bar,a);

%-----
% Plottar bågens initialutböjning ur planet i 2D
%-----
plot(0:4:76,a(3:6:117)), title('Bågens initialförskjutning ur
planet'), ...
    xlabel('Längd [m]'), ylabel('Bågens förskjutning ur planet [m]'),
shg

```



Published with MATLAB® R2017a

G.4. Buckling i planet

```
clear variables
clc
```

```
%-----
% Kandidatarbete ACEX10-18-51
% Andreas Alhede, Gabriel Edefors, Hanna Lassing,
% Anna Libell, Simon Sundström, Leo Wahlgren
%-----

%-----
% Bucklingsanalays av ramverk
%-----
%
% Beräkningen görs med två iterationer. Första iterationen ii=1
% genererar
% styvhetsmatrisen som är oberoende av normalkrafterna K_0 samt de
% normalkrafter som används för den normalkraftsberoende
% styvhetsmatrisen K
% Den andra iterationen ii=2 genererar den normalkraftsberoende
% styvhetsmatrisen K
%
%-----
for ii=1:2

% Tvärsnittsstorheter
%-----

% Bågelement
H=0.8; B=0.8; t=0.02;
A_arch=(2*H+2*B)*t; I_arch=t*H^3/6+t*B*H^2/2; E_arch=210e+9;

% Huvudbalk
A_beam=A_arch; I_beam=I_arch; E_beam=E_arch;

% Hängstag
E_bar=1770e+9; A_bar=0.03;

% Tvärsnittsstyvhet
ep_arch=[E_arch A_arch I_arch];
ep_beam=[E_beam A_beam I_beam];
ep_bar=[E_bar A_bar];

%-----
% Geometri
%-----

L_tot=38; % Brons längd
nodes_1=linspace(0,76,39); % x-koordinater -
tvärbalkar
nodes_2=linspace(0,76,20); % x-koordinater -
Hängstag
```

```

% Kooordinater - båge.
cor_arch=load('cor_arch_whole.txt');

% kooordinater - huvudbalk
cor_beam=zeros(38,4);
for k=1:38
    cor_beam(k,:)=[76-nodes_1(k) 76-nodes_1(k+1)],[0 0]];
end

% koordinater - ramverk, samlade i cor_arch. cor_frame(i,:)=[x1 x2 y1
y2]
cor_frame(:,2:5)=[cor_arch; cor_beam];

%-----
% Topologi
%-----

% Topologi - ramverk, samlade i Edof_frame
Edof_frame=zeros(length(cor_frame(:,1)),6);
for k=1:length(cor_frame(:,1))
    Edof_frame(k,:)=[(3*k-2):((3*k-2)+5)];
end

% Knyter ihop huvudbalk och båge.
Edof_frame(end,4:6)=[1 2 3];

% Antal frihetsgrader
dof=max(max(Edof_frame(:,1:6)));

%-----
% Yttre laster
%-----

% Reaktionskrafter
R_A_1=-749.96e+3; % Med tandemsystem
R_A_2=-120.38e+3; % Utan tandemsystem
R_A_G=-72e+3; % Halva tvärbalkens egentyngd

% Skapar lastvektorn
f=zeros(dof,1);

% Lastfall för buckling enligt kap. 13.3.2
%-----

f(5:3:56)=2*R_A_2;
f([29 32])=R_A_1/2; % Halva R_A_1 på 29 resp. 32 representerar
centrisk % belastning

%-----
% Assemblering
%-----

% Antal element

```

```

    noe=length(Edof_frame(:,1));

% Skapar global styvhetsmatrix
K=spalloc(dof,dof,6*dof);

% För första iterationen påverkar ej normalkrafter styvheten
if ii==1
    N=zeros(noe,1);
end

for k=1:noe

    % Konstruerar icke-linjärt balkelement med Calfems beam2g
    %-----
    [Ke,
fle]=beam2g(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),ep_arch,N(k),0);
    index_global=[Edof_frame(k,1:length(Edof_frame(1,:)))];

    % Assemblerar den globala styvhetsmatrixen
    K(index_global,index_global)=K(index_global,index_global)+Ke;
    % Assemblerar den globala elementlastvektorn
    f(index_global)=f(index_global)+fle;

end

% Sparar K_0 som styvhetsmatrixen som är oberoende av normalkraften
if ii==1
    K_0=K;
end

% Upplagsvillkor
bc=[1 0; 2 0; 59 0]; % Fritt upplagd

%-----
% Lösning av ekvationssystem
%-----

% x är förskjutningsvektorn och f_tot innehåller
% elementlaster och reaktionskrafter
[a,f_tot]=losekvationssystem(K,f,bc);

% Extraherar elementens förskjutningar med Calfem-funktionen extract
Edof_frame=[(1:length(Edof_frame))' Edof_frame];
Ed_frame=extract(Edof_frame,a);

%-----
% Uppdatering av normalkrafter i balkelement
%-----

for k=1:57
    eci=beam2gs(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),...
    ep_beam, Ed_frame(k,:),N(k));
    N(k)=eci(1,1);
end

```

```

    end
end

%-----
% Lösning av egenvärdesproblemet
%-----

[L X]=eigen(full(K),full(K_0),[1 2 59]);

% Minsta egenvärdet
alpha_1=(1-L(1))^( -1);
fprintf('Det minsta egenvärdet är %0.1f\n',alpha_1)
% och tillhörande egenvektor
v_1=X(:,1);

% Näst minsta egenvärdet
alpha_2=(1-L(2))^( -1);
fprintf('Det nästminsta egenvärdet är %0.1f',alpha_2)
% och tillhörande egenvektor
v_2=X(:,2);

% Extraherar elementförskjutningar (godtycklig storlek)
Ed_frame_1=extract(Edof_frame,v_1);
Ed_frame_2=extract(Edof_frame,v_2);

%-----
% Plottar deformationsfigur
%-----

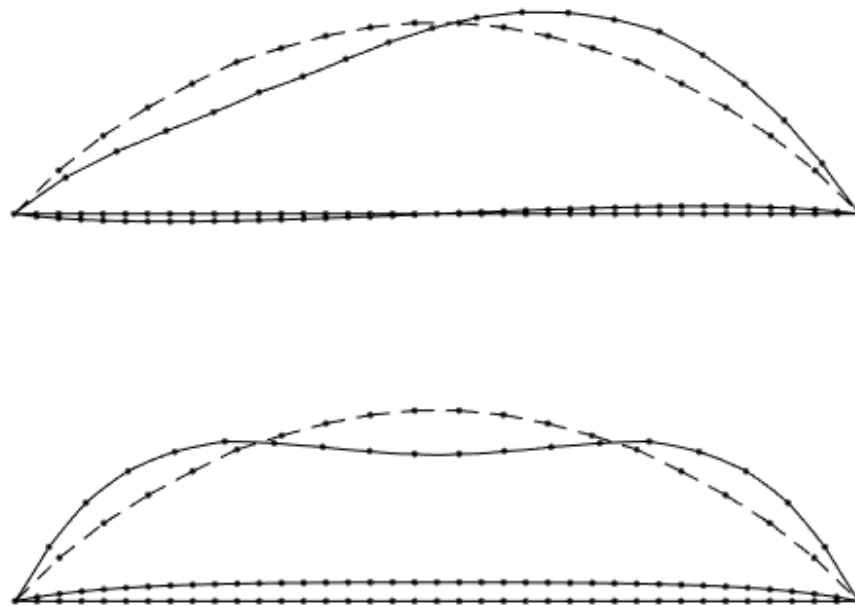
for k=1:noe
    subplot(2,1,1)
    eldraw2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),[2,1,0])
    eldisp2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),Ed_frame_1(k,:),
    [1,1,0],5000);

    axis off
    subplot(2,1,2)
    eldraw2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),[2,1,0])
    eldisp2(cor_frame(k,2:3),cor_frame(k,4:5),-Ed_frame_2(k,:),
    [1,1,0],10000);

    axis off
end

Det minsta egenvärdet är 4.1
Det nästminsta egenvärdet är 7.1

```



Published with MATLAB® R2016b