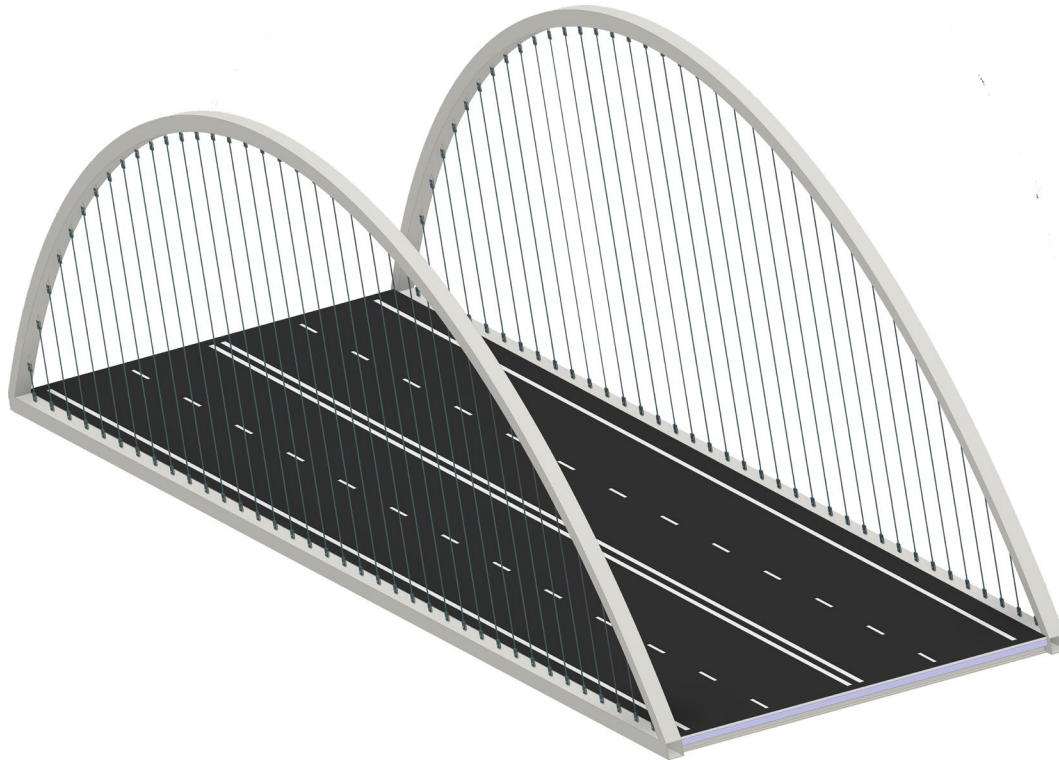




# CHALMERS



## Bågbro över Viskan

Förstudie innefattande konceptuell design och preliminärdimensionering av vägbro

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet  
Samhällsbyggnadsteknik*

YOUSEF AMIRI, DANIEL ASPEGREN, EDVARD ERIKSSON, VIKTOR GUSTAFSSON, ELLEN JOHANSSON, ERIK MÖÖRK

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg 2019



Omslag:

Det valda konceptet, bågbro i stål, beskrivning finns i Kapitel 8

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Göteborg

# Bågbro över Viskan

Förstudie innefattande konceptuell design och preliminärdimensionering av vägbro

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet*

*Samhällsbyggnadsteknik*

YOUSEF AMIRI, DANIEL ASPEGREN, EDVARD ERIKSSON, VIKTOR GUSTAFSSON,  
ELLEN JOHANSSON, ERIK MÖÖRK

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Avdelningen för konstruktionsteknik  
Chalmers tekniska högskola

## **SAMMANFATTNING**

På riksväg 27 utanför Borås har Trafikverket bestämt att en ny vägdragnings ska gå för att avleda genomfartstrafiken från centrala Borås. Den nya vägen är en 2+1-väg som korsar ån Viskan och då uppstår ett behov av en bro. De krav som är givna från beställaren är att bron ska ha fyra körfält, två i vardera riktning då det finns avfartsvägar i närheten av ån. Arbetet syftar till att ta fram ett designförslag på bron och sedan preliminärdimensionera denna. Med hjälp av konceptuell design undersöks vilka brokoncept som skulle fungera för de krav som ställs på platsen varefter fyra detaljerade koncept tas fram. Dessa viktas sedan mot varandra genom en viktningstabell bestående av ett antal kriterier för att välja det bäst lämpade konceptet.

Det valda brokonceptet är en bågbro i stål med två överliggande bågar med tillhörande dragband och en gjuten betongplatta i samverkan med tvärbalkar av stål. Egentyngd och trafiklast ger upphov till de snittkrafter i form av tvärkraft, normalkraft och moment som bron sedan preliminärdimensioneras för. I preliminärdimensioneringen tas dimensioner fram för de olika delarna som ingår i överbyggnaden av bron. Beräkningarna har främst gjorts i beräkningsprogrammet MATLAB och med hjälp av funktionspaketet CALFEM. Den största utmaningen för dimensioneringen av bron är att konstruktionen inte får överstiga höjden 0.8 m från ovansida beläggning till undersida tvärbalk.

Lasten bärs via brobanan till tvärgående svetsade stålbalkar med I-tvärsnitt som har optimerade dimensioner för att klara av krafterna samtidigt som höjden på tvärbalkarna hålls nere. Brobanan som utgörs av betong har full samverkan med tvärbalkarna och skapar ett samverkanstvärsnitt för brosektionen. Vilket innebär att tvärbalkar och betongplatta fungerar som en enhet vid kraftupptagning. Avståndet mellan tvärbalkarna är två meter och hängare placeras mellan dragband och båge vid varje tvärbalk. Detta för att med hjälp av dragband hängare skapa den önskade kraftfördelningen med en tryckt båge och dragband. Bågarna har sin högsta punkt ca 20 m över brobanan, som är 18.5 m bred och bron spänner över totalt 75 m.

De krav och normer som finns i Eurocode har varit grunden till dimensioneringen och genom en iterativ process har dimensioner som klarar de kraven tagits fram. Den preliminära dimensioneringen visar att bron uppfyller kraven, dock krävs ytterligare beräkningar innan bron är färdigdimensionerad.

Nyckelord: Brokonstruktion, Bågbro, Samverkan, Stålbåge, Konceptuell design, Preliminärdimensionering, Eurocode, Dragband, Längerbalk

# Arc Bridge Over Viskan

Prestudy Consisting of Conceptual Design and Preliminary Dimensioning of Bridge

## *Bachelor Thesis in Civil Engineering*

YOUSEF AMIRI, DANIEL ASPEGREN, EDVARD ERIKSSON, VIKTOR GUSTAFSSON,  
ELLEN JOHANSSON, ERIK MÖÖRK

Department of Architecture and Civil Engineering

Division of Structural Engineering

Chalmers University of Technology

## **ABSTRACT**

Outside Borås on highway 27, a new road is being built due to demands from the Swedish Transport Administration that the highway traffic should be directed around the city instead of through it. This new road will cross the river Viskan and therefore there the need of a bridge arises. The new road is a 2 +1 road, but the demands from the client states that the actual bridge must have four driving lanes due to close by exits from the road. The aim of this report is to come up with a design concept of a bridge and make a preliminary dimensioning. The method of conceptual design is used to examine a variety of bridge concepts which could work based on the demands. Four concepts are thoroughly developed and put into comparison to choose the most suitable. The comparison is done with a table of comparison consisting of specific criteria.

The chosen concept is a steel tied-arch bridge, consisting of two arches and tie beams. The deck of the bridge is made of concrete and lies on secondary steel beams, which together is a composite structure. The loads that the preliminary dimensioning takes into consideration is the weight of the bridge and the lane loads. These loads generate moment, shear and normal forces which the bridge is dimensioned for. In the preliminary dimensioning the dimensions for the parts of the bridge's superstructure is calculated. This is an iterative process that is done with the help of MATLAB and CALFEM. The most difficult challenge to fulfil in the dimensioning is the construction height limitation of 0.8 m.

The loads are carried down to the cross-section beams which are welded steel I-beams, that are optimized in regard to the height whilst withstanding the forces applied to the beams. The concrete deck is in cooperation with the beams. This means that the concrete and steel beams work as a unit in handling the forces applied. The distance between the beams is two meters, and from each beam a hangar carries the loads up to the arc. Which creates the desired load distribution with an arch in compression and a tie beam in tension. The arch's top point is about 20 m above the bridge deck, which has a width of 18.5 m and the bridge span is 75 m.

The basis of the dimensioning are the norms and requirements that are stated in Eurocode. In this dimensioning the bridge fulfils these requirements, but further calculations will be necessary before the bridge is fully dimensioned.

Key words: Bridge construction, Arc bridge, Steel arc, Composite bridge, Conceptual design, Preliminary Dimensioning, Eurocode, Tied-arch bridge

## *Innehåll*

1	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund	1
1.1	Syfte	1
1.2	Problembeskrivning	1
1.3	Avgränsningar	2
1.4	Metod	2
1.5	Samhälleliga och etiska aspekter	3
2	FÖRUTSÄTTNINGAR	3
2.1	Geoteknik	3
2.2	Måttspecifika brokrav	5
2.3	Trafiktyp	5
3	BYGGNADSMATERIAL	5
3.1	Stål – För- och nackdelar	5
3.2	Betong - För- och nackdelar	5
4	FÖRSTA URVALSPROCESSEN	6
4.1	Krav utifrån de allmänna förutsättningarna	6
4.2	Aktuella brotyper	6
4.3	Brokoncept för fortsatt utveckling	7
5	UTVECKLING AV BROKONCEPT	7
5.1	Fackverksbro - stål	7
5.1.1	Produktionsaspekter	8
5.1.2	Förvaltningsaspekter	8
5.2	Bågbro - betong	8
5.2.1	Produktionsaspekter	8
5.2.2	Förvaltningsaspekter	9
5.3	Bågbro – stål	9
5.3.1	Produktionsaspekter	9
5.3.2	Förvaltningsaspekter	10
5.4	Snedkabelbro med en pylon	10
5.4.1	Produktionsaspekter	10
5.4.2	Förvaltningsaspekter	11
6	ALLMÄNNA ASPEKTER FRÅN OLIKA PARTER	11
6.1	Önskemål och aspekter från beställare samt konstruktion	11
6.1.1	Hållbar påverkan på miljön	11
6.1.2	Upplevd trafiksäkerhet	11

6.1.3	Estetik	12
6.1.4	Ekonomiska aspekter	12
6.2	Önskemål och aspekter från förvaltning och underhåll	12
7	ANDRA URVALSPROCESSEN	13
7.1	Risکاناليس	13
7.2	Viktning av olika bedömningskriterier	13
7.3	Urval av brokoncept	14
8	VALT BROKONCEPT	15
8.1	Utformning och konstruktion	15
8.1.1	Preliminära dimensioner	16
8.1.2	Lager och övergångskonstruktioner	17
8.1.3	Kantbalkar och räcken	17
8.2	Grundläggning	17
8.3	Produktionsaspekter	18
8.4	Underhållsaspekter	18
9	DIMENSIONERING AV TVÄRSEKTION	19
9.1	Lasteffekt	19
9.1.1	Egentygd	19
9.1.2	Trafiklast	19
9.2	Kapacitet tvärsektion	21
9.2.1	Tvärkraftskapacitet	21
9.2.2	Momentkapacitet	21
9.2.3	Kontroll av tvärbalkens svetsar	22
9.3	Kontroll av nedböjning för tvärsektion	22
10	DIMENSIONERING AV BROBANA	22
10.1	Lasteffekt	22
10.1.1	Egentygd	23
10.1.2	Dimensionerande tvärkraft och moment	23
10.2	Kapacitet brobana	23
10.2.1	Tvärkraftskapacitet	23
10.2.2	Momentkapacitet	24
11	DIMENSIONERING AV HÄNGARE OCH DESS INFÄSTNING	24
12	DIMENSIONERING AV HUVUDBÄRVERKET	25
12.1	Formgivning av bågen	25
12.2	Lasteffekt	26
12.3	Kapacitet huvudbärverk	26

12.3.1	Normalkraftskapacitet	26
12.3.2	Tvärkraftskapacitet	27
12.3.3	Momentkapacitet	27
12.4	Kontroll nedböjning	27
13	DISKUSSION	27
13.1	Del 1 - Idéfas	27
13.2	Del 2 - Dimensioneringsfas	28
13.2.1	Förenklingar och antaganden	28
13.2.2	Återstående dimensionering	29
13.3	Källkritik	30
14	SLUTSATS	30
15	REFERENSER	31
16	BILAGOR	34
	Bilaga 1 – Sektionsriktning	34
	Bilaga 2 – Planritning	36
	Bilaga 3 – Teknisk beskrivning bro – geoteknik	38
	Bilaga 4 – Byggnadsmaterialens uppbyggnad och egenskaper	48
	Bilaga 5 – Litteraturgenomgång av brotyper	51
	Bilaga 6 – Indata för dimensionering av det bärande systemet	56
	Bilaga 7 – Fördelning av punktlaster från trafiklasten på tvärbalkarna	59
	Bilaga 8 – Dimensionering av tvärsektion	61
	Bilaga 9 – Dimensionering av brobana	82
	Bilaga 10 – Dimensionering av hängare och dess infästning	99
	Bilaga 11 – Dimensionering och formgivning av huvudbärverket	102



## *Förord*

Denna rapport är resultatet av sex studenters kandidatarbete under våren 2019 på Chalmers tekniska högskola. Det är de avslutande 15 högskolepoäng på kandidatdelen av programmet Samhällsbyggnadsteknik 300 högskolepoäng.

Vi vill börja med att tacka alla föreläsare för intressanta föreläsningar under våren som gett oss fördjupande kunskaper inom brobyggnad. Vi vill även rikta ett personligt tack till de personer som funnits där för att svara på frågor och stöttat oss för att arbetet ska ha kunnat fortskrida.

Tack till:

Vår handledare på Chalmers, Mario Plos, Docent och Avdelningschef på Konstruktionsteknik, som stöttat oss och hjälpt oss på vägen, speciellt med utformningen av bågen.

Vår handledare på COWI, Anna Egefalk samt hennes kollega Frida Gustavsson som båda funnits där med sina expertiskunskaper från branschen.

Joosef Leppänen, Universitetslektor på avdelningen för Konstruktionsteknik, som avvarat mycket av sin tid för att hjälpa oss med beräkningar och kommit med tips på hur brobanan kan utformas.

Göteborg maj 2019

Yousef Amiri  
Daniel Aspegren  
Edvard Eriksson  
Viktor Gustafsson  
Ellen Johansson  
Erik Möörk

## Ordlista

- B500B – Armeringsstål bestående av kamstänger med karaktäristisk flytspänning på 500MPa
- C40/50 – En hållfasthetsklass hos betong där 40 står för betongens karaktäristiska cylinderhållfasthet i MPa medan 50 står för betongens karaktäristiska kubhållfasthet
- Eurocode – En samling dimensioneringsregler för bärverk som gäller i Europa
- Fri brobanebredd – Avstånd mellan insida kanträcken
- GC-bana – Gång- och cykelbana
- Konstruktionshöjd – Höjden från ovansida beläggning till undersida överbyggnad
- Langerbalk – En bro med överliggande båge och dragband
- LM1 – Lastmodell 1 enligt Eurocode
- M48 – Skruvdimension där talet är stamdiametern i mm
- SB8.8 – En skruvhållfasthetsklass där brottgränsen är 800MPa och sträckgränsen är 800x0.8MPa
- Tvärsektion – Samverkanstvärsnittet innefattande tvärbalkarna i stål och betongplattan
- vct – Vattencementtal i betong, förhållandet mellan mängden vatten och cement i betong
- Underbyggnad - Lager och stödkonstruktioner
- XD1 – Exponeringsklass som beskrivs som måttlig fuktighet och korrosion orsakat av klorider men inte från havsvatten
- Överbyggnad – Den del av konstruktionen som är över lager och upplag

## Beteckningar

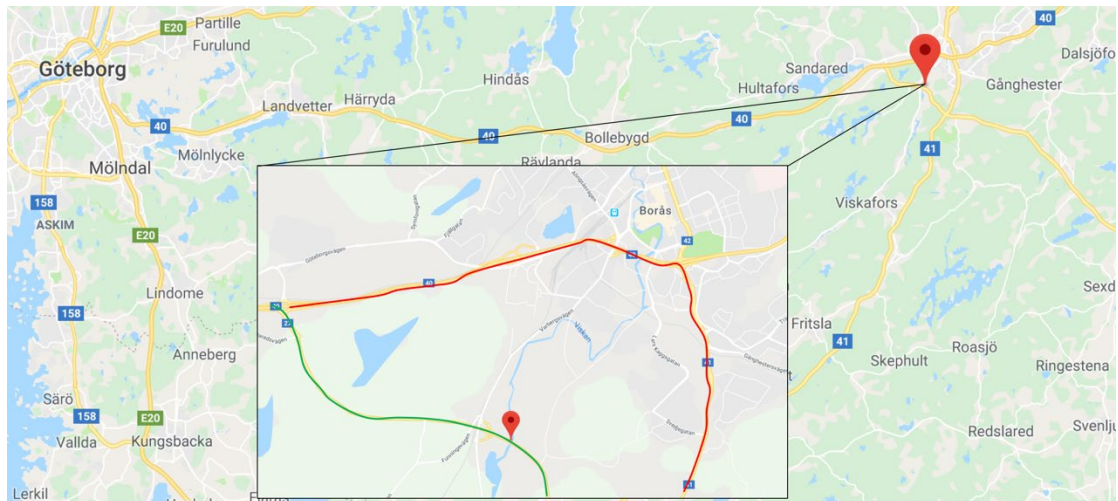
- |  |  |
|--|--|
| $b_f$ – flänsbredd   | $Q_R$ – Punktlast från räcke   |
| $f_{cm}$ – medeltryckhållfastheten för betong bestämt med cylindriska prover   | $t_f$ – flänstjocklek  |
| $f_{cm,cube}$ – medeltryckhållfastheten för betong bestämt med kubiska prover  | $t_w$ – livtjocklek  |
| $f_{ctm}$ – medeldraghållfastheten för betong                                  | $V_{Ed}$ – dimensionerande tvärkraft   |
| $f_{cd}$ – dimensionerande tryckhållfastheten för betong i brottgränstillstånd | $V_{Rd}$ – tvärkraftskapacitet   |
| $f_{yd}$ – dimensionerande flytgräns för stål i brottgränstillstånd            | $\alpha_{cc}$ – beaktar långvarig belastnings inverkan på hållfastheten i betong |
| G – permanent last (egentyngd)   | $\gamma$ – tunghet på material   |
| $h_w$ – livhöjd  | $\gamma_c$ – partialkoefficient för betong, vanligen 1.5                         |
| $M_{Ed}$ – dimensionerande moment  | $\gamma_G$ – partialkoefficient för permanent last                               |
| $M_{Rd}$ – momentkapacitet   | $\gamma_{Q,i}$ – partialkoefficient för variabel last                            |
| P – förspänningskraft  | $\eta$ – utnyttjandegrad   |
| $q_{k,i}$ – karaktäristiskt värde för utbredd trafiklast i lastfält i          | $\xi$ – reduktionsfaktor   |
| $Q_{k,i}$ – karaktäristiskt värde för variabel punktlast i lastfält i          | $\phi$ – armeringsdiameter   |
|  | $\psi$ – reduktionsfaktorer för variabel last                                    |

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Vid en ny vägdragnings är det ofta ofrånkomligt att en bro behöver byggas längs den dragna sträckan då hinder i regel är oundvikliga. Detta är fallet vid den nya påbyggnaden av Riksväg 27 mellan Viaredsmotet och Kråkered utanför Borås. Tidigare har trafiken från Riksväg 40 tvingats passera genom Borås trots annan destination som slutmål. Påbyggnaden av Riksväg 27 kommer vid ett tillfälle att behöva korsa ån Viskan vilket kräver att en bro dimensioneras, projekteras och uppförs. Figur 1 visar det geografiska läget för vart denna bro ska uppföras.

Påbyggnaden av Riksväg 27 möjliggör en snabbare och effektivare sträckdragnings mellan Göteborg, Västsverige i stort, och Småland. Påbyggnaden kommer leda till en effektivare transportled för de tunga transporterna samtidigt som Borås trafikleder blir avlastade (Borås stad, 2018).



Figur 1. Karta över platsen där bron befinner sig där röd sträcka är föregående resväg och grön sträcka är ny sträckdragnings. (Google Maps, 2019)

## 1.1 Syfte

En ny sträcka av Riksväg 27 skall dras förbi Borås där Viskan behöver korsas. Detta arbetes syfte är att projektera och prelinjärdimensionera ett förslag till brokoncept som kan uppfylla de olika krav och önskemål som ställs på den bro som skall byggas.

## 1.2 Problembeskrivning

Problemet som behandlas är att en förstudie och projektering genomförs för en bro i utkanten av Borås. För att kunna tillgodose krav och önskemål om funktion samt utformning genomförs en litteraturstudie.

I ett problem som detta är det många inblandade parter där alla har olika funktioner inför, under och efter bronns uppförande. De parter som kommer ha påverkan på valet av brokoncept är beställare och konstruktion, produktion samt förvaltning och underhåll. Det kommer under arbetets gång framkomma flertalet krav och önskemål från alla parter. Brokoncepten uppfyller önskemålen olika bra ur parternas perspektiv, därav kommer parterna tillsammans under möten att diskutera dessa krav. Utöver de olika parternas egenintressen finns det några grundkrav som måste tillgodoses, exempelvis frihöjd på undersidan av båda broändarna vilket kan studeras i Bilaga 1.

Problemet är av ganska omfattande karaktär med många delar och kommer innehålla flera delproblem såsom att ett vattendrag skall korsas vilket medför speciella miljökrav som måste tas i beaktning. Ett annat delproblem är att undersöka de olika lastfallen, för aktuell bro kommer vägtrafik att passera bron. Genom att studera Broprojekteringshandboken undersöks vilka lastfall som bron behöver dimensioneras för utifrån givna förutsättningar (Trafikverket, 2018a).

För den definierade placeringen av bron enligt ritningarna i Bilaga 1 och 2 finns olika förutsättningar i form av markförhållanden och andra geologiska egenskaper. Med hjälp av geologiska undersökningar studeras de geologiska förutsättningarna inför val av grundläggning samt vilka brokoncept som är mest lämpade. Utifrån förutsättningarna i form av exempelvis omgivande markförhållanden, önskad spännvidd och topologi finns det olika broalternativ som passar bättre än andra och det beaktas i valet av brokoncept. Ytterligare en aspekt som beaktas med avseende på förutsättningarna är omgivande miljö och hur bron passar in i omgivningen rent arkitektoniskt. Där är information om framtida planer för området, översiktsplan och detaljplan, till hjälp för att bedöma lämpligheten av olika alternativ.

### 1.3 Avgränsningar

Bron har en spännvidd på 75 m och en maximal konstruktionshöjd på 0.8 m vilket leder till att trä som konstruktionsmaterial utesluts då det inte anses klara den spännvidden i kombination med den konstruktionshöjden. De material som studeras är de andra två konventionella byggnadsmaterialen stål och betong. Nyare och mindre etablerade material såsom kolfiber, rostfritt stål och kompositmaterial utesluts. Detta för att informationen om de mindre konventionella konstruktionsmaterialen är mindre och mer svårtillgänglig.

De underhållsaspekter som tas hänsyn till är hur lättillgängliga brons delar är för inspektion och reparation samt om trafiken påverkas genom avstängning. Huruvida de som utför inspektionerna befinner sig i en god arbetsmiljö, hur säkerheten är och hur underhållet som sådant går till behandlas inte.

Den andra delen av rapporten innehåller en preliminär dimensionering av bron. Detta innebär att beräkningarna berör de bärande delarna och de kritiska punkterna, dimensionering av detaljer utförs endast i viss utsträckning. De geologiska förutsättningarna tas hänsyn till och ligger till grund för valet av brokoncept. Förslag på grundläggning föreslås, men några geotekniska beräkningar utförs inte i den preliminära dimensioneringen.

Dimensioneringen avgränsas till att bron ska klara av de trafikklaster som kan förekomma samt egentytngden. Brobanan, tvärbalkarna, dragbandet och hängarna kontrolleras i brotgränstillstånd men även i bruksgränstillstånd för att kontrollera att nedböjningskraven uppfylls. Brobanan och tvärbalkarna antas ha full samverkan genom studs, men studsens dimensioneras inte i den preliminära dimensioneringen. Även vissa detaljer, så som hängarnas infästningar, kontrolleras.

### 1.4 Metod

Först specificerades de förutsättningar och krav som finns på bron i form av spännvidd, frihöjdskrav och geologi. En litteraturstudie genomfördes sedan för att studera olika brotyper och material som skulle kunna vara aktuella. För detta var Trafikverkets rapporter, dokument och handböcker utgångspunkter. Brotyperna ställdes sedan mot de redan givna förutsättningarna och de som hade potential att fungera valdes ut för att studeras vidare, och mer detaljerade brokoncept utvecklades.

För att kunna jämföra de olika brokoncepten mot varande togs ett antal kriterier fram som koncepten skulle viktas mot. Dessa kriterier hade sin grund i tänkta parter i en broprojektering, vilket i det här fallet innebar beställare, produktion och underhåll. Kriterierna togs fram med utgångspunkt i de olika parternas intressen och viktades mot varandra för att lyfta fram de som ansågs viktigare för denna typ av projekt. Koncepten betygsattes utifrån kriterierna och det koncept som fick högst betyg valdes att arbeta vidare med i preliminärdimensioneringsfasen.

I preliminärdimensioneringen så beräknades lasteffekten på brons bärande delar och jämfördes med kapaciteten. Dimensioneringen började genom att tvärsektionen av bron först undersöktes genom att ta fram dimensionerande lastfall och därefter utforma tvärbalkar och betongplattan. Nästa steg var att studera bron i längsled och hitta dimensionerande lastfall och utforma betongplattan utefter dem. Därefter genomfördes samma arbetsätt på bågen, dragband och hängarna för att genomföra dimensioneringen av huvudbärverket. Krav som ställdes på bron och metoder för beräkning hämtades från Eurocode. Beräkningarna utfördes främst i MATLAB, delvis med hjälp av funktionspaketet CALFEM.

## 1.5 Samhälleliga och etiska aspekter

Det finns ett flertal samhälleliga och etiska aspekter att ta hänsyn till och placeringen av bron påverkar verksamheter i form av ridhus som ligger i närheten och dess omkringliggande ridvägar. Därför måste buller som kan uppstå tas i beaktning och att bron utformas på sådant sätt att verksamheten för ridhuset kan fortlöpa på ett bra sätt, till exempel måste hänsyn tas till ridvägar i området. När olika intressen krockar, i detta fall ridhusets verksamhet och trafikverkets utbyggnad av vägen, måste nyttan av vägen jämföras med skadan för ridverksamheten.

En annan aspekt som tas i beaktning är framställandet av bron. Vid bedömning av olika alternativ måste produktionsarbetet och arbetsmiljön under produktionsfasen att utvärderas. Det är av väldigt hög prioritet att ha god säkerhet för arbetarna som ska producera bron men också för allmänheten som skall passera under byggskedet. Detta medför att det gäller att vara medveten om sin produktionsmetod för respektive brokoncept när utvärderingsprocessen sker så att en så bra arbetsmiljö som möjligt kan garanteras.

Projektet har inte bara ett ridhus och arbetare samt allmänheten att ta i beaktning. Den valda sträckan är i ett naturrikt område med mycket växtlighet och ett vattendrag. Därav måste hänsyn tas till levande djur och organismer både på land och i vattnet. Ett exempel på detta är att undvika pelare i vattnet eller att undvika material i närheten av vattnet som kan påverka balanserna i mark och vatten som i sin tur missgynnar naturlivet.

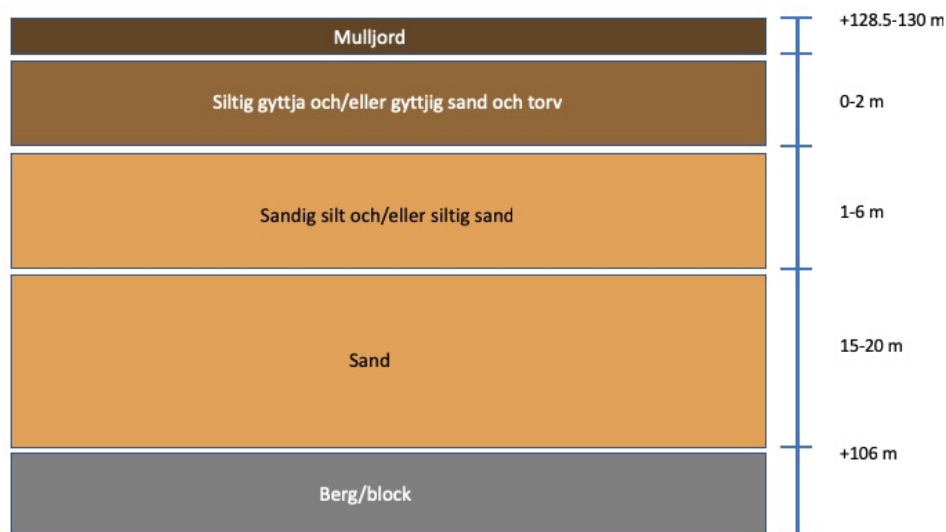
## 2 Förutsättningar

Nedan sammanställs de förutsättningar som finns för bron. Både de geologiska förutsättningarna på platsen där bron ska placeras men även typ av trafik och de krav som finns på bron utformning i form av mått och avstånd.

### 2.1 Geoteknik

Syftet med grundläggningen för en bro är att överföra laster som bron ger upphov till, samt utsätts för, ned i marken (Leppänen, 2019). Grundläggningen motverkar förskjutningar samt rotationer av stöden. Det viktigaste som styr val av grundläggning är markförhållanden och brotyp där lasterna även spelar stor roll. Två vanliga grundläggningsmetoder är pålning och platta på mark. Beroende på vilka markförhållanden som råder är olika metoder att föredra. Typiska jordar för pålning är ler och silt medan för platta på mark är sand och grus vanligt (Leppänen, 2019).

Marken består av cirka 1 m mulljord. Berg eller block återfinns någonstans mellan 18–25 m under markytan enligt Bilaga 3. Däremellan återfinns sandig silt och/eller siltig sand, sett ovanifrån. I området förekommer också partier med torv och gyttja, ovan den sandiga silten, ett sådant parti finns vid det nordvästra brostödet mot Viared. Projektet ifråga är av geoteknisk klass 2 vilket säger hur komplext rent geotekniska grundläggningen är vilket framkommer i Bilaga 3 (Boverket, 2013). I Figur 2 redovisas en ungefärlig skiss på jordlagerföljden.



Figur 2. Skiss av jordlagerföljd inspirerad av (Trafikverket, 2013). I figuren anges nivå för markyta och berg som m.ö.h. medan lagren anges i intervall beroende på att de är olika tjocka lager av en viss jordart beroende på vilken del av området som undersöks.

Det finns generella krav på sättningar och dessa skall vara begränsade till 1/500 av spännvidden vid brostöden (Trafikverket, 2013). Med en spännvidd på 75 m som nämns i Kapitel 1.3 resulterar detta en maximal sättning på 0.15 m. Olika brotyper och upplagstyper ställer olika krav på grundläggningen. Exempelvis har vissa brotyper ett behov av att stöden skall kunna ta upp stora horisontella laster. Det finns inga berg i dagen men samtidigt är det inte särskilt långt till fast berg så pålning skulle inte vara för svårt att utföra (Leppänen, 2019). När brokoncepten vägs och viktas, kommer de geotekniska grundläggningskraven tas i beaktning för varje koncept för att se om de är möjliga eller ej.

Bland metoderna för pålning och platta på mark finns i huvudsak tre olika typer av varje grundläggningsmetod. Beträffande pålar finns det mantelburna, spetsbärande och borrarade pålar. De mantelburna pålarna bär last genom friktion eller kohesion mellan pålens mantelarea och jorden (Leppänen, 2019). De spetsbärande pålarna förs ned till fast berg och för över lasten direkt till berget. Borrarade pålar är vanligen nedborrade rör som sedan fylls med betong.

Grundplattor kan gjutas och anläggas på olika sätt, exempelvis på berg eller jord. Vid platta på berg sker vanligen sprängning först för att tillgodose en jämn yta för att sedan gjuta plattan direkt på berget. En annan grundplatta är platta på jord som gjuts ovanpå ett lager med upp till en halvmeter packad fyllning. Beroende på jordart i marken kan denna grundläggningstyp inte tillämpas för alla ändamål. Är det exempelvis lera i marken kan endast mindre broar, såsom gång- och cykelbroar, byggas med denna grundläggningsmetod (Leppänen, 2019). Platta på packad fyllning kan användas om avståndet till berg eller fastare material inte är alltför stort då denna metod går ut på att ersätta ett material med ett starkare, mer stabilt material. Det mindre stabila materialet schaktas bort och ersätts med packad fyllning. Djupet till fastare material avgör om metoden är lämplig eller ej. Bottenplattan gjuts sedan på den packade fyllningen.

Eftersom djupet ned till berg är stort för aktuellt brolägg är inte platta på berg en praktisk grundläggningsmetod. Med samma resonemang för platta på packad fyllning är även denna metod ej lämplig om det anses tvunget att schakta ned till berg. Däremot kan platta på packad fyllning vara ett alternativ om sanden har tillräcklig bärförmåga och är inom rimligt djup. Lämpligheten för platta på jord beror på djupet ner till fastare material och då siltig sand finns inom relativt litet djup bör inte den uteslutas. De övriga alternativen, är beroende på utformning, alla aktuella fram tills brokoncept är vald och det är specifikt vilken typ av bro som skall grundläggas.

## 2.2 Måttspecifika brokrav

Det finns krav på frihöjd vid båda ändarna av bron. Vid den sydöstra änden mot Kråkered finns det ett krav på frihöjd  $\geq 3$  m, där en GC-bana ska anläggas för gång och ridning. Vid den nordvästra änden mot Viared är det istället ett frihöjdskrav på  $\geq 2.5$  m. Utifrån givna marknivåer från ritningen i Bilaga 1 är den sydöstra änden dimensionerande när det gäller höjd på brokonstruktionen. Denna dimensionerande sektion medför en maximal konstruktionshöjd på 0.8 m. I övrigt finns inga frihöjdskrav i brospannet utan mark- och vattenförhållanden styr för resterande del av konstruktionen.

Utöver kraven på frihöjd vid ändarna på bron finns krav på minsta brobanebredd och spännvidd. Enligt Bilaga 1 från tillhandahållna ritningar uppmäts spännvidden till 75 m. Detta är avståndet slänttopp till slänttopp på var sida om Viskan under förutsättning att inget mellanliggande stöd byggs. För den fria brobanebredden behöver antalet körfält beaktas. Bron har två körfält i vardera riktning, en mittsektion och en vägren på vardera sida vilket resulterar i en fri brobanebredd på 16.5 m.

## 2.3 Trafiktyp

Bron är trafikerad med vägtrafik av alla dess slag och dimensioneras efter det. Inom det svenska vägnätet finns det fyra olika bärighetsklasser på vägar, dessa kallas Bärighetsklass 1–4, förkortat BK 1–4. Den fjärde är den senast tillkomna och den tillåter tyngre fordon än tidigare (Trafikverket, 2018b). Enligt Trafikverket finns det endast BK4-vägar i begränsade delar av Sverige. Västsverige är inte ett område som innefattas av BK4-vägnätet. Därav behöver inte bron dimensioneras för detta utan bärighetsklass 1 kommer tillämpas, som 95% av Sveriges vägnät utgörs av (Trafikverket, 2018c).

## 3 Byggnadsmaterial

I detta kapitel studeras de två aktuella och konventionella byggnadsmaterialen stål och betong för att få en bättre grund till vidare utveckling och val av brokoncept. Det som redovisas i detta kapitel är de aktuella materialens för- och nackdelar som vägs in i val av brokoncept. Materialens uppbyggnad och egenskaper beskrivs i Bilaga 4.

### 3.1 Stål – För- och nackdelar

Fördelen med stålet är att det är relativt lätt att förtillverka i form av prefabricerade element. Olika komponenter kan sedan transporteras ut till arbetsplatsen och monteras på plats, vilket innebär en minskad byggtid. Andra fördelar är dess goda egenskaper såsom hög hållfasthet, lång livslängd samt dess fullständiga återvinningsbarhet.

Korrosionen är den största nackdelen, vilket innebär en försämring av stålets beständighet. Risken för korrosion ökar med ökad luftfuktighet och föroreningshalt (Burström, 2006). Skyddsåtgärder som kan utföras mot korrosion är målning, förzinkning eller emaljering. Stålproduktion är en mycket energikrävande process och det släpps ut mycket koldioxid vid tillverkning (Svenskt Näringsliv, 2019).

### 3.2 Betong - För- och nackdelar

Som tidigare nämnt är betongens främsta egenskap att ta upp tryckkrafter. Detta gör att materialet lämpar sig ypperligt för till exempel stödkonstruktioner och pelare som i huvudsak är belastade i tryck. Då betongen är armerad fungerar den även bra i böjning.

Kapaciteten hos ett armerat betongelement beror på de båda materialens egenskaper men även hur stor mängd och placering av armeringen. Det finns därför stora möjligheter att anpassa elementets egenskaper och kapacitet efter behovet, vilket är en fördel.

Betong lämpar sig inte för dragna element även om den är armerad, då det endast är armeringen som har dragkrafterna vid belastning över betongens sprickgräns. Vid böjning uppstår oftast sprickor i den dragna sidan och dessa sprickor måste begränsas för att inte klorider ska tränga in i betongen och kunna orsaka korrosion av armeringen. Sprickbredden och spricktätheten måste därför kontrolleras och begränsas för betongelement.

## 4 Första urvalsprocessen

Utöver att de två konventionella byggnadsmaterialens för- och nackdelar som behandlas i Kapitel 3 ligger även olika brotypers för- och nackdelar såsom spännvidd, utformning och konstruktionsmaterial till grund för valet av brokoncept. I Bilaga 5 redovisas information om flertalet brotyper innefattande typisk utformning samt lämpligheten vid olika förutsättningar.

Första steget i processen mot det optimala brokonceptet är en första gallring av de olika brotyperna. Under denna första urvalsprocess kommer de olika brotyperna att utvärderas mot de allmänna förutsättningarna som tagits upp i Kapitel 2 för att sedan gå vidare med de möjliga brotyperna och utveckla dessa till mer konkreta brokoncept.

### 4.1 Krav utifrån de allmänna förutsättningarna

Eftersom bron löper över både en å samt en GC-bana uppgår den totala spännvidden till 75 m. På grund av GC-banan som är placerad i ena änden av bron finns här krav på frihöjden för trafikanterna på denna väg. Detta omöjliggör vissa utformningar som innefattar en konstruktionshöjd som överstiger 0.8 m, enligt Kapitel 2.2.

### 4.2 Aktuella brotyper

I Tabell 1 nedan redovisas varje brotyps respektive möjliga spännvidd beroende på materialval samt utformning. I vissa fall beror spännvidder på om konstruktionen har ett eller flera spann. För aktuellt läge har bron endast ett spann, därav är spännvidderna endast redovisade för detta fall. De brotyper som är aktuella att arbeta vidare med är de med ett spann på minst 75 m vid normalt utförande av bron.

Tabell 1. Brotyper samt respektive spännvidd, mörklagda celler innefattar de typer som uppfyller de primära kraven på spännvidd och är aktuella för fortsatt utvärdering.

Brotyp	Material	Spännvidd
Balkbro	Trä	30 m
	Stål	80 m
	Spännarmerad betong	200 m
Fackverksbro		>50 m
Bågbro		260 m
Valvbro		30 m
Rambro		22–35 m
Hängbro		1200 m
Snedkabelbro		400 m
Plattbro		17–35 m



### 4.3 Brokoncept för fortsatt utveckling

Efter en första urvalsprocess med hänsyn till en spännvidd på 75 m är följande sju brokoncept aktuella för att utvecklas vidare. Av dessa förslag som är möjliga kommer de fyra fetmarkerade förslagen att utvecklas vidare.

- **Bågbro överliggande båge samt dragband i stål**
- **Bågbro med överliggande båge i betong**
- **Fackverksbro med överliggande båg-fackverk i stål**
- **Snedkabelbro med en pylon**
- Snedkabelbro med två pyloner
- Balkbro i betong
- Balkbro i stål

På grund av grundkraven på frihöjden under bron är endast bågbro samt fackverksbro med överliggande bärverk aktuella för dessa två brotyper. En balkbro i stål kommer att överstiga den maximala konstruktionshöjd som är möjlig utifrån förutsättningarna (Al-Emrani, 2019). Även en balkbro i betong uppskattas ha för hög konstruktionshöjd och utesluts även den. Snedkabelbro med två pyloner är framförallt aktuellt för betydligt längre spännvidder än 75 m, vilket gör att ett brokoncept med endast en pylon väljs att arbeta vidare med.

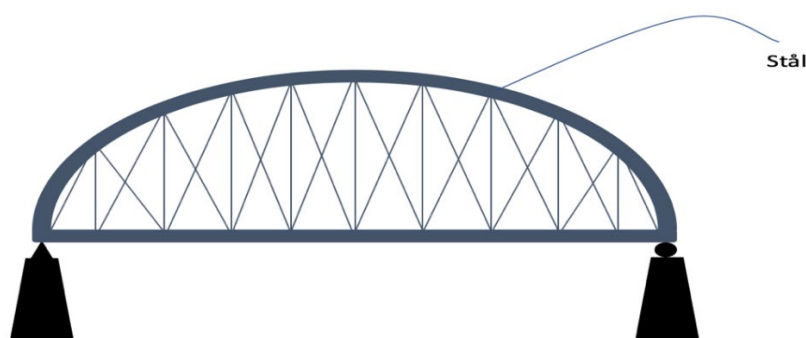
## 5 Utveckling av brokoncept

I följande kapitel kommer de fyra valda brokoncepten att utvecklas vidare och mer detaljerade broförslag presenteras. För varje koncept beaktas även produktions- och förvaltningsaspekter.

### 5.1 Fackverksbro - stål

Med de framtagna förutsättningarna i Kapitel 2.2 utformas brokonceptet som en fackverksbro med ett överliggande parabelfackverk, se Figur 3. Fackverksbrons huvudbalkar bärs vid övre och nedre del av tvärförband, vilket tillverkas som fackverk eller massiva balkar. Brobanan kan läggas så att den antingen löper över eller mellan balkarna eller läggs på speciella långbalkar som vilar på tvärbalkarna (Ahlberg & Spade, 2001).

Parabelfackverksbrokonstruktion består av två parallella bågar som kopplas ihop med hjälp av tvärbalkar, fackverk i tvärled, och är brotypens primärbärverk. De vertikala och diagonala stängerna är sekundärbärverk, vilket ofta utsätts för dragande eller tryckande normalkrafter alltså bär bron lasten genom balkverken. (Trafikverket, 2014). Brospannet är fritt upplagd och konstruktionen belastas i princip bara i vertikalriktning (Ahlberg & Spade, 2001). Eftersom överbyggnaden av bron är ett fackverk minskar egentyngden på konstruktionen. Dessutom medför utformningen av konstruktionen att de horisontella reaktionskrafterna blir försumbara vilket leder till att grundläggningen blir okomplicerad och kostnaden för detta reduceras (Trafikverket, 2014). En fackverksbro av stål går tillverka av prefabricerade element, såväl valsade som svetsade (Al-Emrani, 2019).



Figur 3. Illustrering av konceptet parabelformad fackverksbro

### 5.1.1 Produktionsaspekter

Fackverksbro kan produceras av prefabricerade element i form av valsade profiler, vilket är billigare än svetsade profiler, men är höjdbegränsad. En svetsad profil har bättre optimeringsmöjlighet och kan utformas efter behov och är därför dyrare. Prefabricerade element har flera fördelar. De är bättre kvalitet eftersom de tillverkas inomhus, snabbare tillverkning, mindre restmaterial och således miljövänligare (Al-Emrani, 2019), minskar byggtid men kräver bra planering. Det behövs plats för kran för montage och för de tillfälliga konstruktionerna för att arbetarna ska kunna arbeta och även plats för inkommande material (Karlsson, 2019).

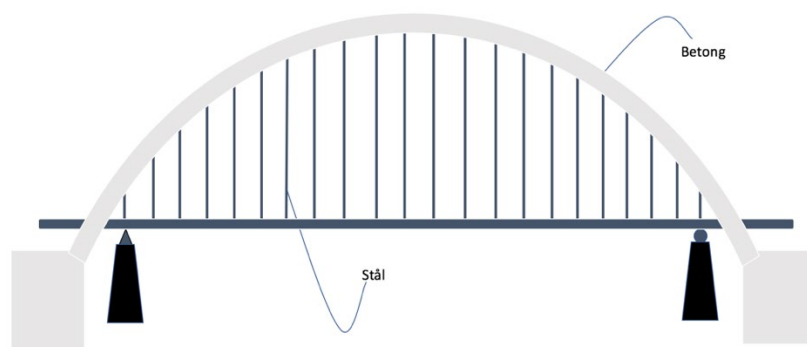
### 5.1.2 Förvaltningsaspekter

Bron måste vara konstruerad så att inspektion av utmattningsbrott och korrosionsangrepp är möjligt. För att undvika korrosionsangrepp målas bron vid dess uppförande men måste även underhållsmålas en till två gånger under brons livstid (Boverket, 2007) (Sandberg, 2019). Detta innebär att bron delvis behöver stängas av när målningsarbetet sker, vilket leder till störningar i trafikflödet.

## 5.2 Bågbro - betong

Brons huvudkonstruktion består av två parallella betongbågar, en på vardera sida om brobanan, som är hopbundna med tvärgående balkar (Trafikverket, 2014). Sekundärbärverket består av en gjuten betongplatta som fungerar som brobana. Brobanan bärs upp genom att den placeras på längs- och tvärgående balkar som genom hängare av stål hängs upp i bågarna. Balkarna är i antingen stål eller betong men stål kan vara fördelaktigt för att minimera konstruktionshöjden på bron.

En konstruktion med betongbåge som Figur 4, medför att stora horisontella krafter från bågen måste föras ned till grunden. Detta kan orsaka horisontella rörelser vid stödstrukturen vilket gör att bron helst ska grundläggas direkt på berg (Trafikverket, 2014). Finns inte möjligheten till detta kommer omfattningen av grundläggningen att bli betydligt större jämfört med en bro där grunden endast behöver föra ned vertikala krafter, vilket kommer att påverka både ekonomin och byggtiden.



Figur 4. Illustrering av konceptet bågbro med överliggande båge i betong.

### 5.2.1 Produktionsaspekter

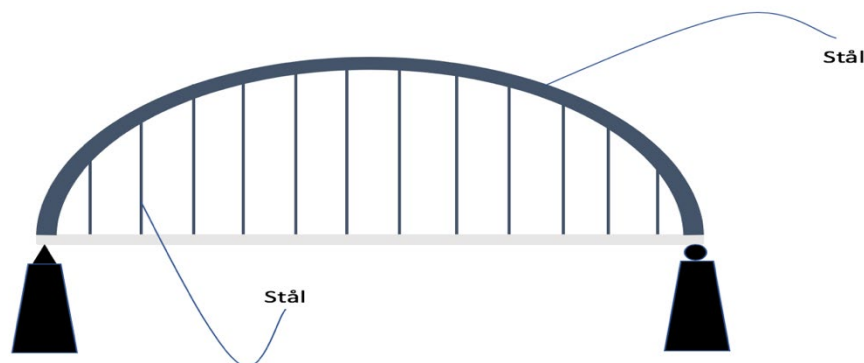
Till skillnad från en bågbro i stål kommer en variant i betong vara platsgjuten. Detta är för att spannet är för stort för att använda sig av prefabricerade betongbalkar (Enlund, 2019). Platsgjutningen innebär att formbyggnation för både bågarna och brobanan kommer att krävas, där bågformen byggs upp med hjälp av ett fackverk i trä (Leppänen, 2019). Att bygga form och gjuta på plats leder till att byggtiden kommer att bli längre än om prefabricerade element hade använts.

## 5.2.2 Förvaltningsaspekter

För en bågbro i betong krävs olika typer av inspektioner. Inspektion av betongen med avseende på korrosion i armeringen, tjocklek på täcksikt och infästningar av dragstag mellan båge och huvudbalkar är några exempel (Sandberg, 2019). Utifrån inspektionerna uppstår olika behov av underhåll som behöver åtgärdas, till exempel pågjutning av täcksikt eller byte av infästningar vid dragstag. Då underhåll på ovansidan av bron skall utföras krävs att en fil stängs av för att kunna nå alla ytor som krävs vilket medför trafikstörningar. Beroende på hur snabbt arbetet går kan det uppstå mildare trafikstörningar jämfört med vid målning av stålåge.

## 5.3 Bågbro – stål

Konceptet med en bågbro i stål innefattar överliggande stålågar förbundna med tvärbalkar. Konstruktionen har ett dragband som är en del av huvudbärverket tillsammans med bågen, se Figur 5 nedan för en tydligare bild av detta bärverk. Det sekundära bärverket kommer utgöras av brobanan tillsammans med tvärgående balkar mellan dragbanden. Eftersom huvudbärverket består av en överliggande båge samt dragband kommer de två bärverken att sammankopplas med de nämnda tvärbalkarna, sedan kommer vertikala hängare i stål att placeras från båge ner till de längsgående balkarna (Trafikverket, 2014). Konstruktionshöjden som till största del utgörs av höjden på dragbandet kan regleras med hjälp av antalet hängare som används samt tvärsnittsformen på tvärbalkarna. Då bron längsgående balkar fungerar som ett dragband innebär detta att de horisontella krafterna från bågen tas upp i drag av dragbandet. Denna konstruktion medför att överbyggnaden är upplagd på ändstöden med fasta eller rörliga lager (Trafikverket, 2014). På grund av denna utformning kommer de horisontella krafterna på grundläggningen att reduceras så att grundläggningen kan utformas på ett lättare och mer kostnadseffektivt sätt (Trafikverket, 2014).



Figur 5. Illustrering av konceptet bågbro med överliggande båge i stål samt dragband

### 5.3.1 Produktionsaspekter

Konstruktioner i stål kan prefabriceras, detta gör att kvalitén kan säkerhetsställas på ett bättre sätt då hela produktionen av bärverksdelarna kan göras i ett skyddat klimat (Al-Emrani, 2019). I fallet med bågbro med överliggande båge i stål skulle bågen kunna vara helt prefabricerad och indelad i mindre delar för att sedan monteras på plats. Huvudbalkarna i stål är också prefabricerade och kan vara antingen valsade eller svetsade. De valsade är billigare men höjdbegränsade vilket sätter begränsningar på den maximala spännvidden. De svetsade är dyrare att producera men kan i gengäld optimeras med avseende på moment och tvärkraft (Al-Emrani, 2019).

Transportmöjligheterna ligger till grund för vilka dimensioner de prefabricerade elementen kan ha. Om inte särskilda transportmetoder används begränsas längden på delbalkarna (Fernandez, 2019). För att lyfta elementen på plats krävs lyftkran och eventuellt ställning för monteringen. När balkarna väl är på plats behöver de tillfälligt stagas mot vippning då de inte stötts i tvärlängd.

av resten av konstruktionen (Al-Emrani, 2019). Därefter lyfts bågen eller bågarna på plats samt att farbanan gjuts vilket ger bron den samverkan som krävs för att den ska vara stabil.

### 5.3.2 Förvaltningsaspekter

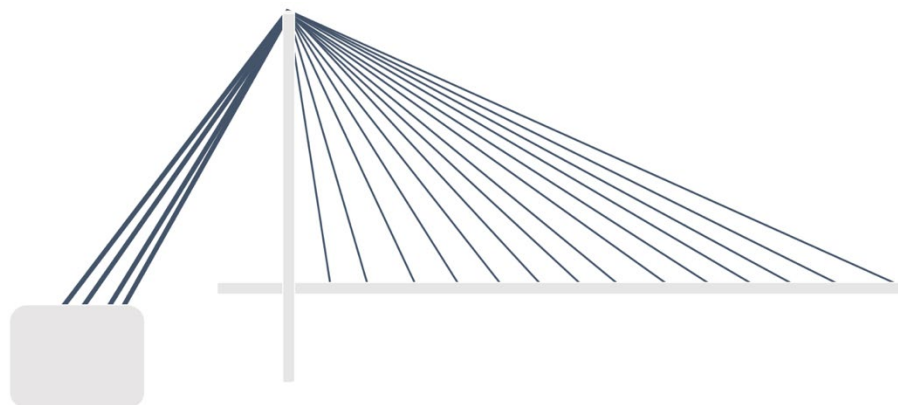
En bågbro med både båge och huvudbalkar i stål kräver inspektionsmöjligheter för att undersöka exempelvis utmattningsbrott och korrosionsangrepp. Även rostskyddsmålning måste utföras vilket kan leda till att delar av bron måste hållas avstängd under perioden för arbetet (Boverket, 2007). En stålbros kan behöva målas om en till två gånger under dess livstid vilket leder till två stora underhållsarbeten då bron behöver stängas av delvis (Sandberg, 2019).

## 5.4 Snedkabelbro med en pylon

Då bron spänner över vatten finns en önskan om att inte ha en pelare i mitten av bron. Detsamma gäller även pyloner, utefter detta krav utformas broförslaget nedan. Konceptet är att ha en betongpylon vid sydöstra kanten och att stålklablarna från pylonen håller uppe hela förstyrningsbalkarna över den fria spännvidden. Förstyrningsbalkarna och brobanan är i betong. Kablarna som spänner den längsta sträckan bär mindre i vertikalled än de intill pylonen, och för att motverka den förlorade kraftupptagningsförmågan ökar konstruktionshöjden med längden från pylonen.

Spännvidden som behöver uppnås är på 75 m, pylonen blir därmed ca 25 % av den längden, det vill säga runt 20 m hög. Kablarna kommer gå längs två kabelplan i kanten, vara dragna och ledas till pylonen där spännkraften går över i tryck (Trafikverket, 2018a). Kablarna förankras sedan i marken på andra sidan pylonen i förankringsblock. Förankringsblocken kan bli stora och kostsamma då de behöver gjutas på plats (Leppänen, 2019). Med ett djup till berg på ca 25 m, enligt Kapitel 2.1, går det att ha avstyvningar ner till grunden. Kablarna går till förankringsblocket där avstyvningspålar sedan för krafterna vidare ner till berget.

Kablarna utformas på en solfjäderform på så sätt att de koncentreras till pylonens topp, se Figur 6. Ifrån sneda synvinklar upplevs dock inte detta som lika estetiskt tilltalande som jämnt fördelade kablar i en harpliknande form (Trafikverket, 2018a).



Figur 6. Illustrering av konceptet snedkabelbro med en pylon.

### 5.4.1 Produktionsaspekter

En snedkabelbro har vertikala bärverk i form av pyloner. I detta fall gäller det en pylon då spännvidden inte är så stor. Pylonen kan vara i både betong och stål men för detta fall används betong och denna gjuts först. Detta görs genom glidformsgjutning vilket är lämpat för gjutning av höga bropelare (NE, 2019). Därefter förankras kablarna i marken och pylonen för att sedan fästas etappvis i utgjutningen av brobanan (Trafikverket, 2018a). Brobanan gjuts etappvis i form av en konsolbalk och förankras i kablarna etappvis.

En av fördelarna med produktionen av snedkabelbroarna är att den inte behöver någon ställning samt att den är självförankrad under de olika etapperna (Trafikverket, 2018a). Vid produktion av pylonen används en glidform och för att denna ska kunna glida uppåt längs pelaren görs detta med hjälp av en hydraulisk lyftare (NE, 2019). Under gjutningens olika etapper då brobanan agerar som en konsol finns det vissa instabilitetsproblem vilket kan innebära en risk under produktionsstadiet (Trafikverket, 2018a).

### **5.4.2 Förvaltningsaspekter**

En utmaning med snedkabelbron ur underhållsaspekten är byte av kablarna. De behöver utformas på sådant sätt att byte av skadade kablar kan bytas utan större trafikstörningar då trafiken inte behöver stängas av helt. Kablarna är lätta att underhålla, det går att byta ut en utan att behöva röra de andra. Detta leder också till en väldigt liten störning i trafiken på bron (Trafikverket, 2018a).

## **6 Allmänna aspekter från olika parter**

De tre olika parterna som påverkar vilka krav som ställs på utformning och val av bro är beställare, produktion samt förvaltning. I Kapitel 6 nedan belyses delarna som dessa olika parter finner viktiga att ta hänsyn till i den andra urvalsprocessen som behandlas i Kapitel 7.

### **6.1 Önskemål och aspekter från beställare samt konstruktion**

Beställarens intressen behandlar flertalet olika områden som bör utvärderas och beaktas, dessa inkluderar bland annat trafiksäkerhet, ekonomi, påverkan på samhället och miljön samt estetiken.

#### **6.1.1 Hållbar påverkan på miljön**

Under bron strömmar ån Viskan vilket sätter krav på olika miljöaspekter för konstruktionen. Viskan rinner genom Borås och har under åren utsatts för mycket industriutsläpp. Ån rinner ut i flertalet vattentäcker i området kring Borås. Bron skall således vid byggnationen, bruksstadiet samt vid eventuella underhåll störa och påverka omgivande miljö så lite som möjligt. Om en konstruktion kommer i kontakt med ett vattendrag skall en förundersökning göras där risken för förorenade bottenbottensediment utreds. Dessa faktorer bidrar till att en konstruktion innefattande stöd alternativt stödkonstruktioner under byggskedet som kommer i kontakt med eller nära Viskan bör undvikas i så stor utsträckning som möjligt (Trafikverket, 2018a). För att minska den totala miljöpåverkan av konstruktionen bör material samt produkter som används inte innehålla miljöfarliga ämnen. De bör ha lång livslängd för att undvika många utbyten och reparationer av konstruktionsdelar, samt att de delar som är i behov av utbyte skall kunna återvinnas (Trafikverket, 2016).

#### **6.1.2 Upplevd trafiksäkerhet**

För aktuellt trafikläge är det flertalet olika trafikanter som kommer passera på samt under bron. Under byggskedet är det viktigt att rid-, gång- och cykelvägen bredvid ån hålls säker och att inga vassa föremål kan hittas där. Under drift är det betydande att trafikanter kan färdas säkert i de höga hastigheterna som kommer förekomma. För att försäkras om detta ska kraven från Trafikverket som ställs på konstruktionen följas strikt (Trafikverket, 2018d). Som ovan nämnt skall kraven från trafikverket uppfyllas oavsett brokoncept, därav riktar sig detta önskemål från beställaren till den upplevda säkerheten på och under bron. De trafikanter som vistas i omgivningen skall känna sig säkra och bron ska ge ett stabilt och säkert intryck.

### 6.1.3 Estetik

En bro estetik och gestaltning är viktigt och beror till stor del av dess läge. Generellt sägs att om en bro skall dras över ett större vattendrag bör dess estetik behandlas och utvärderas. Viskan anses som ett större vattendrag och därav är brons gestaltning och estetik en viktig faktor. Dessutom skall bron utformas och byggas i Gässlösa som översiktsplanen benämner som ett utvecklingsområde (Borås Stad, 2018). Det innebär att fler bostäder och invånare skall tillkomma och bron önskas därför verka som ett landmärke i den utsträckning som det är ekonomiskt försvarbart.

### 6.1.4 Ekonomiska aspekter

För beställaren är den ekonomiska aspekten av stor vikt, av de brokoncept som uppfyller både allmänna och platsspecifika krav önskas oftast att det med lägst kostnad genomförs. En parameter som är svår att värdera och ta med i den ekonomiska analysen är estetiken (Trafikverket, 2018a). Eftersom beställaren som ovan nämnt även har med estetiska önskemål på konstruktionen blir den ekonomiska analysen dels en öppen diskussionsfråga där kostnaden vägs mot hur väl estetiken uppfylls.

Livslängden, investeringskostnaden och livscykelaspekten är alla delar som påverkar kostnaden (Trafikverket, 2018a) och bör vägas mot varandra för de olika brokoncepten. En av de viktigaste kostnaderna är grundläggningen och att ha koll på vilken metod som är billigast för aktuellt läge kan vara avgörande för att få ekonomisk lönsamhet (Trafikverket, 2018a). Riksväg 27 skall gå över bron och därmed önskas en kortare byggtid för att sedan kunna släppa på trafiken och utnyttja den nya vägen. En kortare byggtid innebär också lägre kostnader, såsom personalkostnader samt hyra av byggbodar och maskiner (Karlsson, 2019). Ett sätt att få en kortare byggtid är att använda sig av prefabricerade element (Trafikverket, 2018a).

Även livslängden och hur ofta underhåll behöver ske påverkar kostnaden. Materialtyp och mängd påverkar kostnaden på produktionen och kan variera rejält beroende på vilka materialval som görs (Trafikverket, 2018a). De material som är aktuella är stål och betong. I Tabell 2 redovisas schablonkostnader som ett enhetspris för dessa material för att kunna genomföra en förenklad och uppskattad materialkostnadsanalys för brokoncepten.

Tabell 2. Schablonkostnader för aktuella byggnadsmaterial. Uppskattade kostnader från Staffan Lindén, brokonstruktör COWI (personlig kommunikation 15 mars).

Armerad betong [sek/m <sup>3</sup> ]	Valsat stål [sek/ton]	Svetsat stål [sek/ton]
Ca 4 500 sek / m <sup>3</sup>	20 000 sek / ton	45 000 sek / ton

## 6.2 Önskemål och aspekter från förvaltning och underhåll

Vissa inspektioner och underhåll är gemensamma för de flesta brokoncept. Inspektion av brolager är en inspektion som berör de olika koncepten och där finns det krav på utformning av bron för att inspektion skall kunna göras från alla nödvändiga håll (Trafikverket, 2018a). Kantbalkar och räcken är exempel på andra delar, som också är gemensamma för de olika koncepten, som behöver inspekteras vilket förslagsvis går att göra antingen från båt i Viskan eller lift från bron. Kantbalkar och räcken behöver underhållas och bytas ut, oberoende av koncept är detta något som måste utföras. För brolagren finns det krav på hur de ska utformas för utbyte skall kunna genomföras och detta måste tas i beaktning vid utformningen (Trafikverket, 2018a).



## 7 Andra urvalsprocessen

Den andra urvalsprocessen består av tre delar. Det första är en riskanalys av de olika brokoncepten för att få fram en riskfaktor för respektive brokoncept. Efterföljande del är en viktning mellan olika bedömningskriterium, för att få fram viktningfaktorer. De jämförs i förhållande till varandra för att rankas i vad som är viktigast att ta hänsyn till vid val av brokoncept. I den sista delen jämförs de olika brokoncepten med de olika kriterierna, då med viktningfaktorn medräknad samt att riskfaktorerna tas i beaktning.

### 7.1 Riskanalys

För de fyra valda koncepten genomförs en riskanalys där flera olika riskaspekter tas i beaktning. Resultatet från riskanalysen resulterar i en faktor för respektive brokoncept som beaktas under Kapitel 7.3. De olika broförslagen skiljer sig åt i utformning, produktionsutförande samt underhållsarbeten, detta medför olika typer av risker för respektive bro.

De risker som inkluderas i riskanalysen är påkörning av brons sidobärverk, arbetsskador under produktions- samt underhållskede, felaktig produktion som leder till minskad bärighet samt eventuella lastförändringar i framtiden. Med hänsyn till dessa händelser ställs brokoncepten mot varandra för att få ett enskilt riskvärde för varje bro.

I Tabell 3 får varje händelse ett betyg 1–5 beroende på hur allvarlig konsekvens händelsen medför, där 5 står för allvarligast konsekvens. Fortsättningsvis i tabellen utvärderas de olika brokoncepten och ett betyg 1–5 sätts beroende på hur troligt det är att respektive händelse uppstår, där betyg 5 symboliserar störst sannolikhet. För sammanställning av respektive bro multipliceras händelsens konsekvens med dess sannolikhet för att sedan summera alla risker tillsammans. Riskfaktorerna för brokoncepten tas fram genom att den största riskpoängen divideras med aktuell bros riskpoäng, således får de brokoncept med störst risk en faktor på 1.0 och övriga faktorer är större än 1.0. Betygen i Tabell 3 grundas i ingenjörsmässiga bedömningar där de olika fallen diskuteras sinsemellan de olika påverkande parterna.

Tabell 3. Matris för framtagning av riskfaktorer för de olika brokoncepten.

Händelse	Konsekvens	Fackverksbro sål	Bågbro betong	Bågbro stål	Snedkabelbro
Påkörning	5	1	1	1	1
Arbets- samt underhållsskador	5	3	3	2	3
Felaktig produktion	3	2	2	3	3
Lastförändring	3	2	2	2	2
	Total risk	32	32	30	35
	Risikfaktor	1,09	1,09	1,17	1,00

### 7.2 Viktning av olika bedömningskriterier

Totalt finns 10 olika kriterier som har formulerats utifrån konstruktions-, produktions- och förvaltningsaspekter. Kriterierna är grundade så att dessa tre olika parter och deras viktigaste punkter beaktas vid val av brokoncept. Kriterierna rangordnas mot varandra och får olika viktningfaktorer.

Den ekonomiska faktorn är svår att studera grundligt i en förstudie, därav finns ett kriterier som endast behandlar schablonmässig materialkostnad sett till materialtyp på brokonceptets bärverk. Mer ekonomiska aspekter finns dock inkluderade i andra kriterier. En kort byggtid och enklare grundläggning, produktion och underhållstillgänglighet är alla faktorer som är positiva ur det ekonomiska perspektivet.

**Miljöpåverkan:** Miljöpåverkan från materialen ur en global samt lokal synvinkel, miljöpåverkan av föroreningar i naturen på lokal nivå från både material samt under brons hela livslängd.

**Materialkostnad:** Schablonmässig kostnadsanalys, uppskattad användningsmängd av de olika byggnadsmaterialen stål och betong med hjälp av Tabell 2.

**Grundläggning:** Tar hänsyn till hur avancerad grundläggning som krävs för aktuellt brokoncept. Detta blir även en typ av ekonomisk aspekt då en avancerad grundläggning ökar kostnaden.

**Estetik:** En estetisk tilltalande design är önskvärt, därav tas aspekterna hur väl bron passar in i landskapet samt hur tilltalande designen är i beaktning.

**Upplevd trafiksäkerhet:** Beaktar om bron upplevs säker och behaglig att köra på samt om miljön är tilltalande för de trafikanter på GC-banorna under bron.

**Beräkningssvårigheter:** Beaktar huruvida beräkningarna antas vara komplexa eller tidskrävande för en konstruktör.

**Byggtid:** Byggtidsaspekten bedömer hur lång byggtiden är för det tänkta brokonceptet.

**Produktionssvårigheter:** Denna aspekt syftar till vilka svårigheter som finns vid produktionen. Vilka maskiner, ställningar och övriga resurser som behövs beroende på materialval och utformning.

**Underhålls- och inspektionstillgänglighet:** Beaktar lättillgängligheten för underhåll och inspektion.

**Underhåll- och inspektionstid:** Antal timmar och hur ofta det sker, påverkan för trafikanter och arbetsmiljö tas i beaktning.

I Tabell 4 nedan ställs alla kriterier mot varandra och rangordnas. Skalan 1 till 3 används där 1 betyder att kriteriet på den horisontella axeln är lägre rangordnat än det på den vertikala. Betyg 2 betyder att de två kriterierna är lika viktiga, och 3 betyder att kriteriet på den horisontella axeln är högre rangordnat. Summan av värdena på den horisontella axeln utgör sedan basen för betydelsen av det kriteriet och får en viktningfaktor därefter.

Tabell 4. Jämförelse av kriterium för att få fram viktningfaktorerna.

	Jämförelse av kriterium										Summa poäng	Viktningfaktor [%]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1. Miljöpåverkan		2	2	2	3	3	2	2	2	1	19	10.6%
2. Materialkostnad	2		1	2	3	2	1	2	3	1	17	9.4%
3. Grundläggning	2	3		3	3	3	2	2	3	2	23	12.8%
4. Estetik	2	2	1		3	2	2	1	2	1	16	8.9%
5. Upplevd trafiksäkerhet	1	1	1	1		1	1	2	2	1	11	6.1%
6. Beräkningssvårigheter	1	2	1	2	3		1	1	2	1	14	7.8%
7. Byggtid	2	3	2	2	3	3		2	3	2	22	12.2%
8. Produktionssvårigheter	2	2	2	3	2	3	2		3	1	20	11.1%
9. Underhålls- och inspektionstillgängligh	2	1	1	2	2	2	1	1		1	13	7.2%
10. Underhålls- och inspektionstid	3	3	2	3	3	3	2	3	3		25	13.9%
										Summa	180	100.0%

## 7.3 Urval av brokoncept

Med hjälp av viktningsskriterierna utvärderas de fyra brokoncepten. De jämförs med kriterierna och hur bra de uppfyller dessa. En skala på 1 till 5 används, där 1 betyder att konceptet uppfyller kravet väldigt dåligt och 5 betyder att det uppfylls väldigt bra.

Viktningsskriteriet för vardera kriterium multipliceras med betyget för respektive brokoncept och poängen för varje brokoncept summeras sedan. Denna totalpoäng multipliceras sedan med bronns riskfaktor och detta resulterar i en slutgiltig poäng. Brokonceptet med högst betyg väljs och poängsättning samt slutbetyg redovisas i Tabell 5.

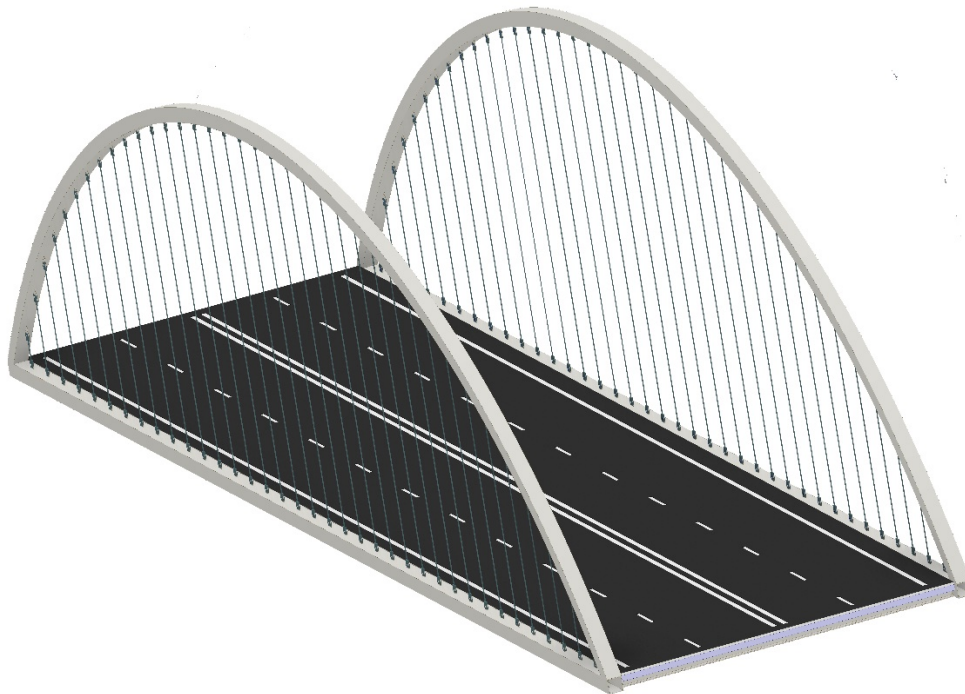


Tabell 5. Viktning av brokoncept mot de olika kriterierna.

Brokoncept	Kriterium	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Riskfaktor	Poängsnitt
	Viktningfaktor	10,6%	9,4%	12,8%	8,9%	6,1%	7,8%	12,2%	11,1%	7,2%	13,9%		
1. Fackverksbro i stål		3	2	4	2	2	5	4	3	2	2	1,09	3,23
2. Bågbro i betong		3	3	2	4	4	3	1	2	3	3	1,09	2,92
3. Bågbro i stål		3	2	4	5	3	4	4	3	3	3	1,17	3,98
4. Snedkabelbro med en pylon		3	3	2	4	4	2	2	4	3	3	1,00	2,93

## 8 Valt brokoncept

I detta avsnitt presenteras det valda brokonceptet. Utifrån resultatet i viktningstabellen mellan de olika brokoncepten väljs en bågbro i stål med dragband, se Figur 7. Konceptet är framförallt fördelaktigt sett till grundläggningsaspekter både gällande kostnad och eventuella svårigheter eftersom de horisontella krafterna som skall tas upp minimeras. Även den uppskattade byggtiden är relativt kort i jämförelse med de andra brokoncepten vilket också är positivt. I övrigt håller bågbron i stål en genomgående hög nivå med hänsyn till alla kriterier, har inga direkta svagheter samt uppfyller de estetiska önskemålen väl.



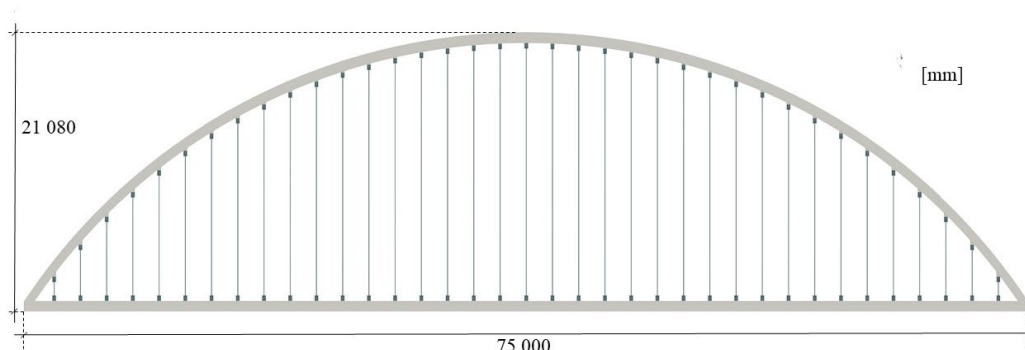
Figur 7. Det valda konceptet, bågbro i stål

### 8.1 Utformning och konstruktion

Bärverket är konstruerat och designat på ett sätt där rent tryck i båge samt rent drag i dragbandet eftersträvas. Lasterna som befinner sig på brobanan, bärs ner via betongplattan till tvärbalkarna. Tvärbalkarna är svetsade i dragbanden vilket skapar en teoretisk punktlast på dragbandet. Eftersom dragbandets huvudsakliga uppgift är att ta upp de horisontella krafterna placeras hängare från dragband till båge vid varje tvärbalk, detta för att minimera moment och tvärkraft i dragbandet. Krafterna från tvärbalkarna leds upp via hängarna och skapar en tryckt båge, som i sin tur för ner de vertikala krafterna till marken via stöden, och de horisontella krafterna i bågen tas upp av dragbandet.

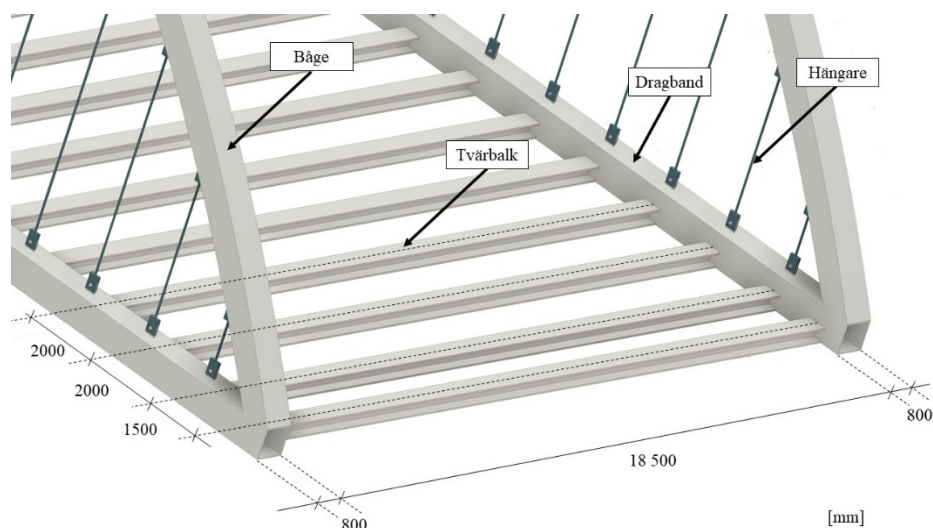
### 8.1.1 Preliminära dimensioner

Måtten på huvudbärverket, bestående av båge samt dragband, redovisas nedan i Figur 8 tillsammans med en illustration av hur de 37 hängarna placeras. Exakta placeringar och avstånd mellan hängare redovisas i Figur 9.



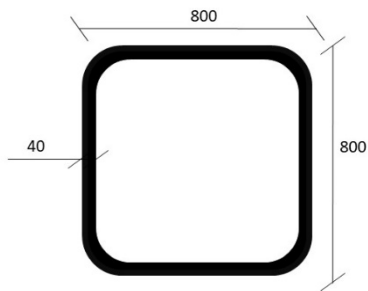
Figur 8. Brons och dess dimensioner i höjd- och längsled

I Figur 9 nedan visualiseras bronns stålbearverk där även mått på bronns totala bredd samt placering av tvärbalkar och hängare redovisas. Således är det betongplattan i bärverket som är exkluderat i figuren.



Figur 9. Utformning av bronns stålbearverk.

Brobanan utgör en del av bronns sekundära bärverk och gjuts på plats. Betongplattan gjuts ovanpå tvärbalkarna där full samverkan mellan platta och balk uppnås genom att fastmonterade studs gjuts in i plattan. Ovanpå betongplattan används beläggningstypen 1IIIIC, utformad enligt Råd Brobyggande (Trafikverket, 2016). Tvärbalkarna är svetsade stålbeams med I-tvårsnitt med dimensioner enligt Figur 11. Avståndet mellan tvärbalkarna sätts till 2 m och resulterar i ett tvärsnitt med tvärbalk och tillhörande brobana enligt Figur 11. Båge och dragband består av likadant ståltvårsnitt, vilket presenteras med tillhörande mått i Figur 10.



Figur 10. Tvärsnitt båge och dragband.

Figur 11. Tvärsnitt tvärsektion.

## 8.1.2 Lager och övergångskonstruktioner

Övergångskonstruktionen mellan överbyggnad och underbyggnad måste klara av rörelser beroende av flera olika parametrar, exempelvis temperaturutvidgning och bromslaster. Då bågbron är i stål beräknas en möjlig töjning på grund av temperaturförändring som kommer spela in i valet av övergångskonstruktion. Töjningen beroende på uppvärmning för temperaturskillnad på 40 °C blir, enligt beräkningar i Bilaga 6, 18 mm i vardera övergångskonstruktion, totalt 36 mm. Vid en nedkylning av bron kan liknande temperaturskillnad antas vilket ger samma töjning fast som en krympning istället för utvidgning.

Övergångskonstruktionen som väljs för bron är en enspaltsfog med ett gummielement. Det är en konstruktion som används för rörelser på max 90 mm (Trafikverket, 2018a). Utformningen genomförs så att god inspekterbarhet tillgodoses och underhåll är lätt att utföra.

Bron byggs principiellt som fritt upplagd och överbyggnaden placeras på lager. Dessa lager behöver kunna hantera vinkelförändringar och rörelser av bron. Gummipottlager är en typ av lager som består av två plattor av stål och en mellanliggande platta i gummi, och den typen uppfyller de ovan nämnda kraven (Trafikverket, 2018a). Utplacering av lagren och konstruktionen i underbyggnaden utformas så att lagren lätt kan inspekteras och bytas.

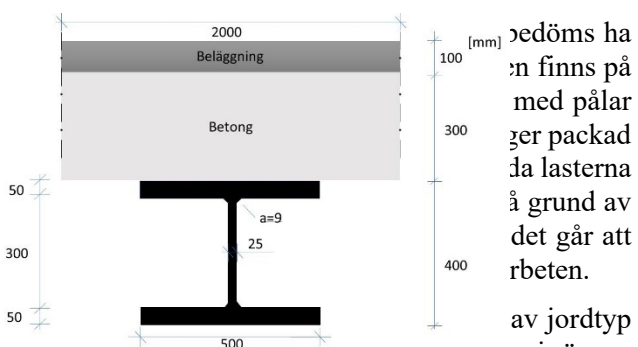
## 8.1.3 Kantbalkar och räcken

Kantbalkar placeras utanför vägbanan, ofta i vägbanans kant, och på ett sätt så att räcket placering följer Trafikverkets dokument *Krav för vägars och gators utformning* (Trafikverket, 2015). Kantbalkarna förhöjs minst 80 mm för att samla upp och leda bort dagvatten (Trafikverket, 2018d). Totalt finns tre räcken på bron, ett på var sida av vägbanan samt ett mitträcke som skiljer körfälten med olika färdriktningar åt. Brons räcken utformas så att ett dimensionerande fordon stannar kvar på bron vid kollision med räcket (Trafikverket, 2015).

## 8.2 Grundläggning

Då friktionsjord finns inom 2.5–10 m ur tillräcklig bärighet väljs platta på jord så pass nära avstånd är detta en fullgod ner till berg. Jordlagren ovan friktionsjord fyllning med en tjocklek på minst 0.5 m. från bron, ned i friktionsjorden, detta för dem. En fördel med plattgrundläggning undvika problematiken med jordundantri

Det krävs ett visst minsta avstånd från r och var bron byggs (Trafikverket, 2011). Jord som grundläggningen utväs i är av tjälfarlighetsklass 2 och bron befinner sig i klimatzon 2 (Vägverket, 2004). Detta resulterar i ett



minsta avstånd från marknivå till grundläggning på 1.4 m vilket måste tas i beaktning vid grundläggningsarbetet. Utöver bottenplattan som gjuts för grundläggningen består underbyggnaden av en frontmur, vingmurar på sidorna och en lagerpall i betong tillsammans med lager som beskrivs i Kapitel 8.1.2. Frontmuren har en bredd som antas vara likartad som brobredden och den ansluts mot bottenplattan.

### **8.3 Produktionsaspekter**

De svetsade tvärbalkarna prefabriceras i fabrik för att sedan fraktas ut till byggarbetsplatsen. Balkarna är 18.5 m långa och därav kommer troligvis en specialtransport att krävas, alternativet skulle vara att kapa balkarna, om detta görs krävs extra svetsar under sämre omständigheter än i fabrik. Eftersom tvärbalkarna är en viktig del av bronns bärverk är detta inte önskvärt och således prefabriceras tvärbalkarna i fullständiga element. Brobanan bildar samverkan med tvärbalkarna med hjälp av fastsvetsade studs. Brobanan som är av armerad betong gjuts på plats efter att en form har konstruerats samt att all armering är korrekt placerad. Bågen och dragbandet prefabriceras i delar och svetsas ihop på plats då de är för stora för att förproduceras i sin helhet och transporteras till platsen. Hängarna prefabriceras i största möjliga mån men de allra längsta kan behöva fulländas på plats på grund av transportsvårigheter.

### **8.4 Underhållsaspekter**

Det valda konceptet innehåller relativt mycket detaljer med alla hängare och dess infästningar mot båge och dragband. Underhåll på de nedre infästningarna bör gå att genomföra utan att påverka trafiken genom att underhåll sker från båt eller brygga i Viskan. De övre hängarna kan vara lite mer komplicerade att underhålla men vissa av dessa bör även de kunna underhållas från båt eller brygga. Genom att utföra arbeten på detta sätt går det att undvika trafikstörningar i så stor utsträckning som möjligt. Utöver infästningarna skall stålet målas om 1–2 gånger och kantbalkarna skall inspekteras och underhållas vid olika tillfällen.

## 9 Dimensionering av tvärsektion

I detta kapitel presenteras beräkningar av tvärsnittets kapacitet och kontrolleras mot den maximala lasteffekt som lasterna genererar. Tvärsnittet som presenteras i Figur 11 i Kapitel 8.1.1 har full samverkan mellan brobanan i betong och tvärbalkarna i stål genom studs på stålbalkarna som gjuts in i betongen. Detta medför att tvärbalkarna själva endast behöver ha tillräckligt med kapacitet för att hantera lasterna från den totala egentyingden från tvärbalk och brobana under produktionsprocessen innan full samverkan har utvecklats. All beräkning som behandlar dimensioneringen av tvärsektionen redovisas i Bilaga 8 och en sammanställning av indata för tvärbalk samt brobana presenteras nedan i Tabell 6 och 7.

Tabell 6. Indata svetsad stålbalk

Svetsad tvärbalk, Stålkvalité S450	
Livhöjd, $h_w$	400 mm
Livtjocklek, $t_w$	25 mm
Flänsbredd, $b_f$	500 mm
Flänstjocklek, $t_f$	50 mm

Tabell 7. Indata betongbrobana för dimensionering av tvärsektionen

Betongbrobana, betong C40/50	
Bredd, $b_{btg}$	2000 mm
Tjocklek, $t_{btg}$	300 mm

### 9.1 Lasteffekt

Nedan presenteras de resulterande lasteffekterna som verkar på tvärsektion samt tvärbalk. De laster som tvärsektionen dimensioneras för är egentyingd, trafiklaster samt räcken och tvärbalken dimensioneras endast för egentyingden, som förklaras i inledningen till Kapitel 9. Tvärbalkarna är svetsade i de längsgående balkarna men då de längsgående balkarna inte är vridstyva är tvärbalkarna någonstans mellan fritt upplagda och fast inspända, därmed betraktas tvärbalkarna som fritt upplagda för att dimensionera för det mest ogynnsamma fallet.

#### 9.1.1 Egentyingd

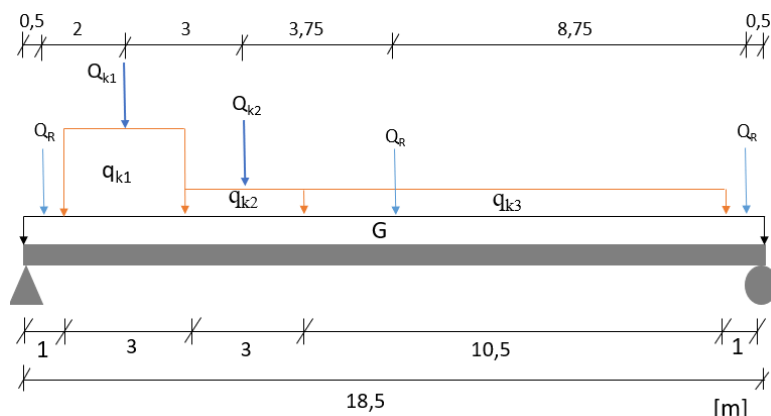
Vägens beläggning utgörs av typbeläggning 6, IIIIC, med en totaltjocklek på 100 mm (Trafikverket, 2016). Beläggningen består av flera lager där respektive tjocklek samt tunghet redovisas mer i detalj under Bilaga 6 med indata från Krav Brobyggande där även betongplattan med tillhörande indata redovisas (Trafikverket, 2018d).

Beläggningen, betongbrobanan och den tvärgående stålbalken bidrar till egentyingden. Även cc-avståndet mellan tvärbalkarna bidrar till storleken på egentyingden. Räckena anses som tre punktlaster på tvärbalkarna och egentyingden verkar som en utbredd last.

#### 9.1.2 Trafiklast

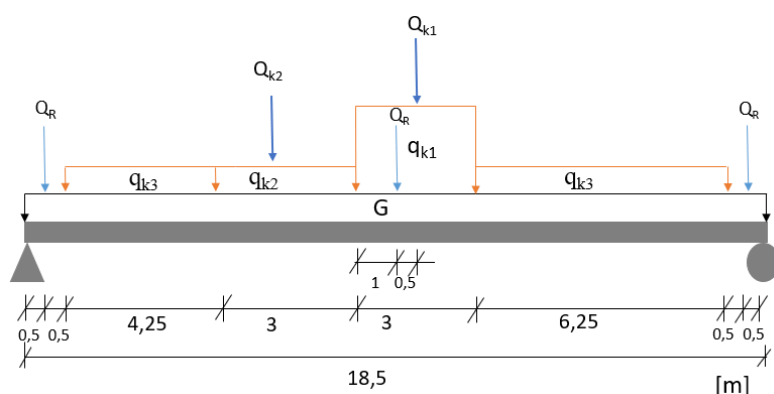
För beräkning av trafiklasten är det "Load Model 1" (LM1) som är den lastmodell från Eurocode 1 som tillämpas (SIS, SS-EN 1991-2). Lastfälten placeras för att ge en så kritisk belastning som möjligt för att få ut maximal tvärkraft respektive moment som tvärbalken kan utsättas för.

För att uppnå mest ogynnsamma lastfall med avseende på tvärkraft placeras lastfält 1 och 2 så nära den ena kanten som möjligt, precis innanför räcket, enligt Figur 12. För att uppnå värst fall slås punktlaster ihop till en i vardera lastfältet, som placeras mitt i lastfältet enligt Eurocode 1.



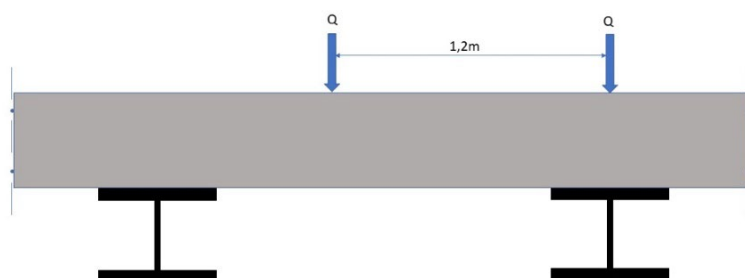
Figur 12. Lastfältens placering för maximal tvärkraft

Placering av lastfälten för att uppnå maximalt moment lokaliseras och beräkningar utförs enligt Bilaga 8. För maximalt moment placeras centrum på lastfält 1 9.75 meter från ytterkant på tvärbalken. Alla lastfältens placering kan studeras i Figur 13 nedan.



Figur 13. Lastfältens placering för maximalt moment.

Då tvärbalkarna är placerade med endast 2 meters mellanrum kan punktlaster från trafiklasten reduceras. Detta görs eftersom det är 1.2 meter mellan axellasterna enligt LM1, vilket principiellt kan ses i Figur 14 nedan. Avståndet mellan axellasterna gör att maximalt 70% av varje lastfältets punktlaster kommer att gå till samma tvärbalk, oavsett hur lasterna placeras. I beräkningarna innebär detta att varje lastfältets punktlaster reduceras till 70% av dess ursprungliga värde. För förtydligande och beräkningar av detta antagande, se Bilaga 7.



Figur 14. Fördelning av trafiklast på tvärbalkarna

För att bestämma vilken typ av lastkombination som är dimensionerande används ekvationerna 6.10a (ekvation 10-1) samt 6.10b (ekvation 10-2) i Eurocode (SIS, SS-EN 1990). Den lastkombination som genererar störst moment respektive tvärkraft utgör det dimensionerande fallet och avgör om egentygden alternativt trafiklasten betraktas som huvudlast samt vilka snittkrafter som blir dimensionerande.

$$(10-2)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

De ingående parametrarna för båda ekvationerna redovisas i Bilaga 6 där även de svenska reduktionsfaktorerna för respektive trafiklast redovisas. Med hjälp av ekvationerna 10–1 samt 10–2 erhålls de dimensionerande snittkrafterna för tvärsektion samt tvärbalk, dessa redovisas i Tabell 8 nedan.

Tabell 8. Dimensionerande lasteffekt, d.v.s. maximal tvärkraft samt moment för tvärsektion och tvärbalk.

	Enligt 10–1	Enligt 10–2	Dimensionerande värdet
$M_{Ed}$ – För tvärbalk	1400 kNm	1246 kNm	<b>1400 kNm</b>
$V_{Ed}$ – För tvärbalk	303 kN	270 kN	<b>303 kN</b>
$M_{Ed}$ – För tvärsektion	4389 kNm	4958 kNm	<b>4958 kNm</b>
$V_{Ed}$ – För tvärsektion	929kN	1032 kN	<b>1032 kN</b>

## 9.2 Kapacitet tvärsektion

Kapaciteten för tvärsektionen kontrolleras för att bekräfta att både tvärbalken samt tvärsektionen med samverkan klarar av de lasteffekter som de belastas med, även interaktion mellan moment och tvärkraft tas i beaktning.

### 9.2.1 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten som kontrolleras är både hela tvärsektionens samt tvärbalkens egna kapacitet. Tvärkraften antas tas upp helt av tvärbalkens liv, därav har både tvärsektionen samt tvärbalken samma tvärkraftkapacitet. I Tabell 9 jämförs kapaciteten mot de dimensionerande tvärkrafterna samt en utnyttjandegrad,  $\eta$  redovisas som visar hur stor andel av kapaciteten som utnyttjas.

Tabell 9. Maximal tvärkraft, tvärkraftskapacitet samt utnyttjandegrad för tvärbalk respektive tvärsektion.

	Maximal tvärkraft, $V_{Ed}$	Tvärkraftskapacitet, $V_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
Tvärbalk	303 kN	2286 kN	13.2 %
Tvärsektion	1032 kN	2286 kN	45.1 %

### 9.2.2 Momentkapacitet

Momentkapaciteten kontrolleras med hjälp av plastisk respons för både tvärsektion och tvärbalk. Plastiskt tillstånd antas enligt Eurocode 4 (SIS, SS-EN 1994–2:2005) eftersom hela tvärbalken är i tvärsnittsklass 1 (TK1). Då utnyttjandegraden av tvärkraftskapaciteten ej överstiger 50% behöver interaktionen mellan moment och tvärkraft ej utredas. Beräknad kapacitet redovisas i Tabell 10 där kapaciteten också jämförs med dimensionerande moment samt vilken utnyttjandegrad både tvärbalk och tvärsektion har.

Tabell 10. Maximalt moment, momentkapacitet samt utnyttjandegrad för tvärbalk respektive tvärsektion.

	Maximalt moment, $M_{Ed}$	Momentkapacitet, $M_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
Tvärbalk	1400 kNm	3850 kNm	36.4 %
Tvärsektion	4958 kNm	6906 kNm	71.8 %



### 9.2.3 Kontroll av tvärbalkens svetsar

En kontroll av svetsens kapacitet för de antagna a-måttet på 9 mm genomförs. I svetsen finns både normal- och skjuvspänningar vinkelrät samt skjuvspänningar parallellt. Den ekvivalenta spänningen som uppstår på grund av dessa spänningar uppfyller kravet enligt Eurocode 3 (SIS, SS-EN 1993-2:2006).

## 9.3 Kontroll av nedböjning för tvärsektion

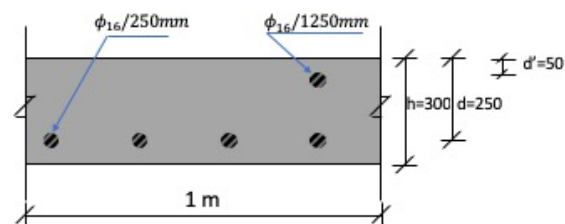
Enligt Krav Brobyggande (Trafikverket, 2018d) är den maximala tillåtna nedböjningen  $L/400$ . Som nämnt i Kapitel 9.1 antas tvärbalkarna fritt upplagda istället för fast inspända. För beräkning av nedböjningen kontrolleras båda alternativen och beräknas i bruksgränstillstånd enligt Eurocode för båda fallen. I Tabell 11 nedan redovisas både kravet från Eurocode samt den aktuella nedböjningen för tvärsektionen för fritt upplagd respektive fast inspänd. Som Tabell 11 visar tillgodoses ej kraven för en fritt upplagd tvärsektion, men en fast inspänd har stor marginal jämfört med kraven. En faktor som ej har tagits i beaktning under beräkningarna är det faktum att vägens lutning medför en konstruktionshöjd ca 20 cm högre i mitten av sektionen jämfört med aktuell konstruktionshöjd. Denna höjd representeras i utförandet genom en höjning av betongplattan, detta medför ökad kapacitet för tvärsektionen i detta snitt och således minskad nedböjning. Vid en fortsatt dimensionering bör detta beaktas samt nedböjningen beräknas vidare på, men med stor sannolikhet kommer konstruktionen att klara nedböjningskravet från Eurocode.

Tabell 11. Krav samt aktuell nedböjning för tvärsektion.

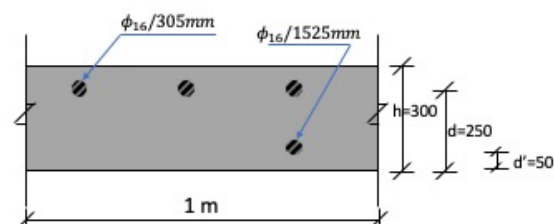
Krav enligt Eurocode [mm]	Aktuell nedböjning [mm]	
	Fritt upplagd	Fast inspänd
46.2 mm	68.4 mm	15.1 mm

## 10 Dimensionering av brobana

Detta kapitel presenterar dimensionering av betongbrobanan och en kontroll av brobanans kapacitet jämfört med en maximal lasteffekt som brobanan utsätts för. För lastanalys av brobanan är egentvyn, trafiklaster samt utbredd last från räcken med i beräkningarna som görs för att dimensionera betongplattan. Tvärsnittet för betongbrobanan i fält respektive över stöd, i form av tvärbalk, presenteras i Figur 15 och 16. Vid dimensionering av brobanan studeras en breddmeter av plattan och all beräkning för dimensioneringen redovisas i Bilaga 9.



Figur 15. Tvärsnitt för en breddmeter armerad brobana över stöd med angivna s-avstånd



Figur 16. Tvärsnitt för en breddmeter armerad brobana över stöd med angivna s-avstånd

### 10.1 Lasteffekt

Dimensionerande lastfall med avseende på tvärkraft och moment tas fram på samma sätt som beskrivs i avsnitt 9.1.2. Lasteffekten som brobanan dimensioneras för består dels av egenvikten från betongen samt räcken och dels trafiklasten.

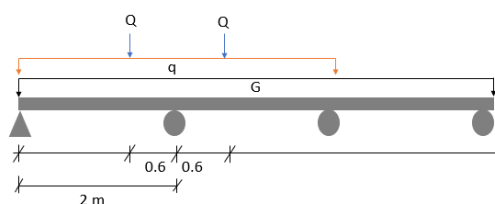


### 10.1.1 Egentyngd

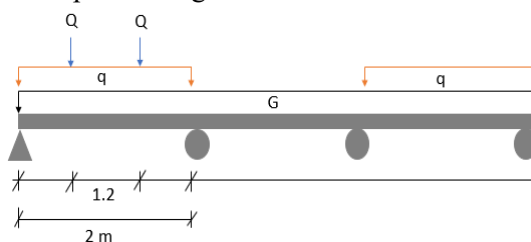
Betongplattan kan ses som fritt upplagd på tvärbalkarna. Egentyngden är betongen, beläggningen men även de tre räckena som går längs bron. Tungheten för dessa ingående material är desamma som för tvärsektionen och redovisas i Bilaga 6.

### 10.1.2 Dimensionerande tvärkraft och moment

Som beräkningsmodell för brobaneplattan modellerades plattan som en kontinuerlig balk över flera stöd. I modellen analyserades endast 3 fack vilket är en fullgod modell och acceptabel förenkling då lastkombinationerna upprepar sig. Eftersom modellen är en förenkling eftersträvas marginal mellan dimensionerande tvärkraft och moment och dess kapacitet. De dimensionerande lastfallen för brobaneplattan med avseende på maximal tvärkraft och moment är två olika lastfall och finns beskrivna i Figur 17 respektive Figur 18.



Figur 17. Dimensionerande lastfall för tvärkraft på brobanan, sett från sidan.



Figur 18. Dimensionerande lastfall för moment på brobanan, sett från sidan.

Eftersom en breddmeter av brobanan studeras är det lasterna utifrån lastfält 1 enligt LM1 som verkar på aktuell del. Den utbredda lasten från lastfält 1 verkar endast på meterstrimlan och punktlaster som verkar i lastfält 1 är dividerade med 3 då bredden på lastfält 1 är 3 m. Dimensionerande värden för moment och tvärkraft beskrivs i Tabell 12.

Tabell 12. Dimensionerande tvärkraft och moment

	Dimensionerande tvärkraft, $V_{Ed}$	Dimensionerande moment, $M_{Ed}$
Brobanan	171 kN	68 kNm

## 10.2 Kapacitet brobana

Brobanans kapacitet skall dimensioneras för den tvärkraft och det moment den utsätts för. Eftersom beräkningsmodellen är en förenkling då enbart tre fack studerades är en god säkerhetsmarginal mellan kapaciteten och de dimensionerande värdena önskvärt enligt resonemanget i Kapitel 10.1.2. Brobanan har en lutning i tvärled från mitten ut mot kanterna som motsvarar att mitten ligger ca 20 cm ovanför ytterkant. Denna förändring av tvärsnittet utförs genom att öka storleken på betongplattans tvärsnitt vilket gör att den i brobanemitt har ännu större kapacitet än vad som beräknas i detta avsnitt.

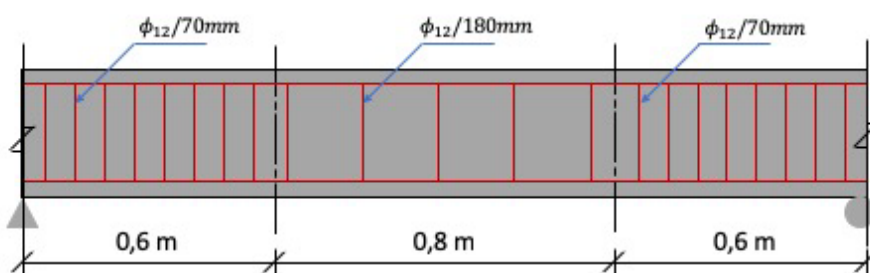
### 10.2.1 Tvärkraftskapacitet

Då cc-avståndet mellan tvärbalkarna är så pass litet kommer brobanan ha ett endimensionellt verkningssätt och lasterna spridas i en dimension, brons längdriktning. Brobanans kapacitet och lasten den utsätts för redovisas i Tabell 13 tillsammans med utnyttjandegraden.

Tabell 13. Maximal tvärkraft, tvärkraftskapacitet samt utnyttjandegrad för brobanan.

	Maximal tvärkraft, $V_{Ed}$	Tvärkraftskapacitet, $V_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
Brobanan	171 kN	201 kN	85 %

Vid dimensionering av brobanan konstateras att dimensionerande tvärkraft är så pass stor att tvärkraftsarmering är nödvändig. Utplacering av och måttspecifika data för tvärkraftsarmering redovisas i Figur 19 nedan.



Figur 19. Tvärkraftsarmering med angivna s-avstånd för betongplattan mellan två tvärbalkar

## 10.2.2 Momentkapacitet

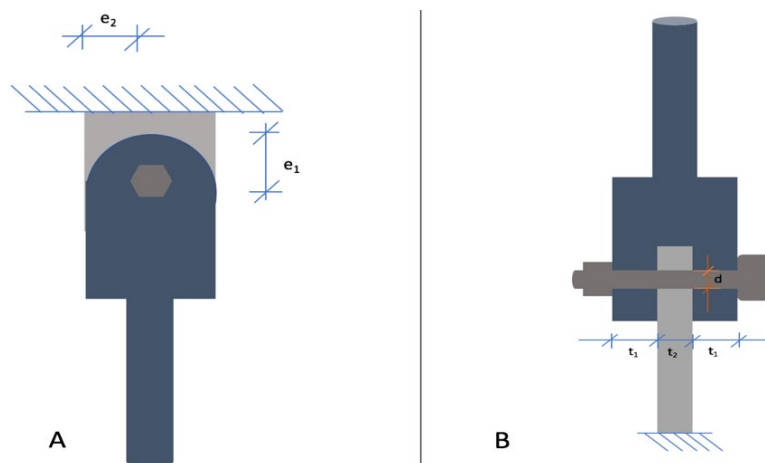
Brobanans momentkapacitet redovisas nedan i Tabell 14 tillsammans med dimensionerande moment och utnyttjandegrad. Likadant som för tvärkraftskapaciteten antas brobanan ha ett endimensionellt verknings sätt. Utplacering av armering samt måttspecifika data redovisas i Figur 15 och 16 ovan.

Tabell 14. Maximalt moment, momentkapacitet samt utnyttjandegrad för brobanan.

	Maximalt moment, $M_{Ed}$	Momentkapacitet, $M_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
Brobanan	68 kNm	87 kNm	78%

## 11 Dimensionering av hängare och dess infästning

Vid varje tvärbalk finns en hängare som drar upp lasterna till bågen. Hängarna dimensioneras för att klara krafter ekvivalenta med den största tvärkraften som tvärbalkarna tar upp. Hängarna förankras genom att svetsa fast infästningen till bågen och dragbandet, se Figur 20. Hängarna är av stålet S450 och ska klara av dragkraften 1265 kN. Diametern på en hängare blir således 60.5 mm enligt beräkningar som återfinns i Bilaga 10.



Figur 20. Skiss av hängarens infästning sett från två vyer.

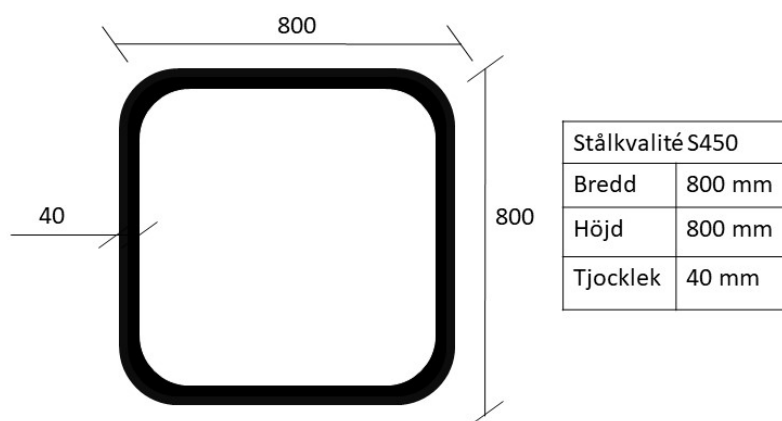
Infästningen består av två plåtar av samma stålclass som hängarna med en skruv med dimension M48 och stålclass SB8.8, vilket redovisas i Figur 20. Kapaciteten av infästningen kontrolleras med hänsyn till skjuvbrott i skruven och hållkantsbrott i plåten i Bilaga 10 enligt avsnitt S8.2.2.1 i Bärande konstruktioner del 2 (Al-Emrani et al., 2014). I Tabell 15 redovisas dimensionerande dragkraft samt kapaciteterna där hållkantsbrott är dimensionerande.

Tabell 15. Maximalt moment, momentkapacitet samt utnyttjandegrad för brobanan.

Dimensionerande dragkraft, $N_{Ed}$	Skjuvbrottskapacitet, $F_{v,Rd}$	Hållkantsbrottskapacitet, $F_{b,Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
1265 kN	1390 kN	1346 kN	94%

## 12 Dimensionering av huvudbärverket

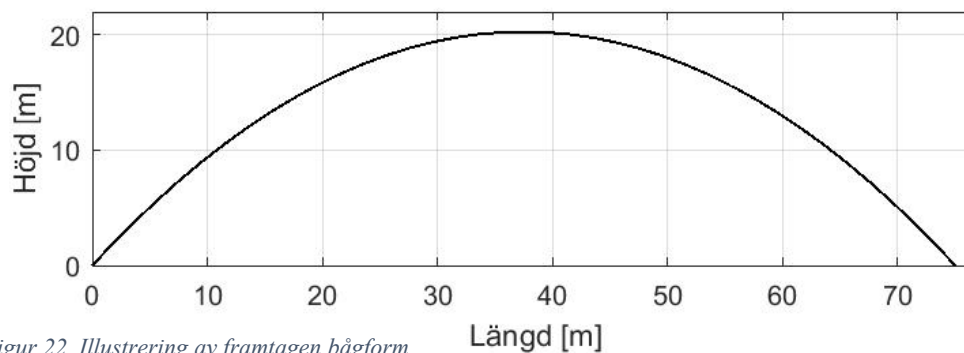
Huvudbärverket består av två element, där vardera element innefattar en båge samt dragband i stål. I detta kapitel formges bågarna, de lasteffekter som verkar på bärverket redovisas samt kapaciteten för aktuellt tvärsnitt redovisas. Tvärsnittet är detsamma för båge samt dragband och redovisas i Figur 21 nedan, med tillhörande mått och stålqualität. Alla beräkningar samt formgivningsprocessen för båge återfinns i Bilaga 11.



Figur 21. Tvärsnitt med mått och stålqualität för dragband samt båge.

### 12.1 Formgivning av bågen

Formgivning av bågen har gjorts med hjälp av litteraturen Form And Forces (Allen. M., Zalewski. W., Foxe. D., Anderson. J., Hriczo. K., Ramage. M., Ochsendorf. J., Block. P., Iano. J. 2010). Metoden redovisas mer i detalj i samband med beräkningar i Bilaga 11, den slutgiltiga formen redovisas i Figur 22 nedan. På grund av det korta avståndet, 2 m, mellan hängare väljs att bågen som en beräkningsmodell består av raka element mellan respektive hängare. Den faktiska formningen resulterar i en parabelform som tillgodoser beställarens önskemål om en broutformning som är tilltalande och bidrar till att bron ses som ett landmärke.

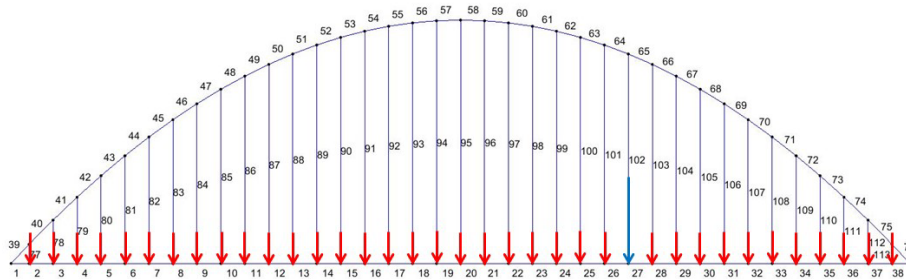


Figur 22. Illustrering av framtagen bågform

## 12.2 Lasteffekt

Trafiklasten fortsätts beräknas med hjälp av LM1 och lastkombinationen enligt ekvation 10–2 används vidare även för huvudbärverket. De laster som verkar på huvudbärverket är de laster som erhålls som stöd krafter från tvärsektionen samt egenvikten från stålramen bestående av båge, dragband och hängare. Vid varje tvärbalk finns även en hängare, vilket medför att en punktlast således placeras vid varje hängare på dragbandet. Beräkningsmodellen för detta samt illustrering av punktlasterna visas i Figur 23 nedan. Utöver punktlasterna verkar även egentyingden från stålkonstruktionen konstant över hela strukturen.

↓ P2 – Stödskraft utan boggielaster  
 ↓ P1 – Stödskraft med boggielaster



Figur 23. Beräkningsmodell med punktlasterna.

Det är två typer av punktlasterna som placeras ut. P1 representerar den erhållna stödskraft från Bilaga 8 med boggielasterna från trafiken och P2 den erhållna stödskraft från Bilaga 8 då inga boggielaster används. Placeringen av P1 varierar över alla placeringar för att få fram de maximala snittkrafterna systemet utsätts för.

I Tabell 16 och 17 nedan redovisas värden på de laster som verkar samt de dimensionerande snittkrafterna för konstruktionen.

Tabell 16. Lastvärden

Laster	
P1 – Med boggielaster	1032 kN
P2 – Utan boggielaster	362 kN
G - Egentyngd	9.5 kN/m

Tabell 17. Dimensionerande lasteffekt

Snittkraft	
Normalkraft, $N_{Ed}$	10 MN
Tvärkraft, $V_{Ed}$	1024 kN
Moment, $M_{Ed}$	2870 kNm

## 12.3 Kapacitet huvudbärverk

Kapaciteten för huvudbärverket kontrolleras för att bekräfta att både dragband och båge klarar av de lasteffekter som de belastas med.

### 12.3.1 Normalkraftskapacitet

Normalkraftskapaciteten kontrolleras i båge och dragband som har likadant tvärsnitt. Resultaten visar att största normalkraft uppstår i bågen och storleken på den samt tvärsnittets kapacitet redovisas i Tabell 18 nedan tillsammans med utnyttjandegraden.

Tabell 18. Maximal normalkraftkraft, normalkraftskapacitet samt utnyttjandegrad för huvudbärverk.

Maximal normalkraft, $N_{Ed}$	Normalkraftskapacitet, $N_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
10 369 kN	53 504 kN	19.4%

### 12.3.2 Tvärkraftskapacitet

Likt fallet med kapaciteten för normalkraften kontrolleras både båge och dragband för tvärkraftskapaciteten. Resultaten för kapaciteten och storleken på tvärkraften som huvudbärverket utsätts för redovisas i Tabell 19 nedan.

Tabell 19. Maximal tvärkraft, tvärkraftskapacitet samt utnyttjandegrad för huvudbärverk.

Maximal tvärkraft, $V_{Ed}$	Tvärkraftskapacitet, $V_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
1024 kN	8779 kN	11.7%

### 12.3.3 Momentkapacitet

Tvårsnittet med båge och dragband kontrolleras med avseende på moment. Bågens och dragbandets kapacitet och de dimensionerande momenten redovisas i Tabell 20 nedan.

Tabell 20. Maximalt moment, momentkapacitet samt utnyttjandegrad för huvudbärverk.

Maximalt moment, $M_{Ed}$	Momentkapacitet, $M_{Rd}$	Utnyttjandegrad, $\eta$
2870 kNm	21 402 kNm	13.4%

## 12.4 Kontroll nedböjning

Precis som för tvärsnittet är det i enlighet med *Krav Brobyggande* som den maximala tillåtna nedböjningen är  $L/400$  (Trafikverket, 2018d). Som Tabell 21 visar tillgodoses kraven för en fritt upplagd bro. Nedböjningen har beräknats i enlighet med Kapitel 12.2, det vill säga med laster från brottsgränstillstånd och då kraven uppfylls behöver inte beräkningar i bruksgränstillstånd utföras. Den största punktlasten, P1, har varierats över alla aktuella placeringar för att studera när nedböjningen blir störst.

Tabell 21. Krav samt aktuell nedböjning för bron huvudbärverk, båge samt dragband.

Krav enligt Eurocode [mm]	Aktuell nedböjning [mm]
187.5 mm	135.4 mm

## 13 Diskussion

I den diskussion som följer i Kapitel 13 behandlas rimligheten i de resultat som idéfasen och dimensioneringsfasen har gett upphov till, de förenklingar och antaganden som har gjorts under beräkningarna kommenteras samt källkritik diskuteras.

### 13.1 Del 1 - Idéfas

Del 1 är fasen där arbetssättet konceptuell design har använts för att med hjälp av litteratur få fram vilken typ av bro som är mest lämpad. Med litteraturen som grund gjordes sedan ingenjörsmässiga bedömningar kring vilka aspekter som är viktigast att ta hänsyn till i val av koncept. Det finns en osäkerhet i viktningen av dessa faktorer då inte tillräckligt med branschfarenhet finns och litteraturen endast ger en grundläggande baskunskap. Detsamma gäller bedömningen av brokoncepten mot varandra. Den bron som fick högst betyg är också den som arbetades vidare med. Detta då de poäng som gavs verkar utefter de samlade kunskaper som besitts i den konceptuella designfasen. Att bron med flest poäng är bäst lämpad är en något osäker bedömning men en anledning till att tro på det valda brokonceptet är att det är ca 1 poäng ner till de andra koncepten enligt viktningen i Tabell 5. Ett sätt att möjliggöra en mer nyanserad

viktningprocess hade varit att konsultera erfarna konstruktörer och på så sätt få ett ännu mer välgrundat resultat.

Riskanalysen gjordes utefter de kunskaper som finns och anses vara tillräckligt god för bedömning av riskfaktorerna inför val av brokoncept men för att få en mer utförlig och nyanserad riskbedömning krävs även här mer erfarenheter från branschen. Enligt Tabell 3 är den valda bron, bågbro i stål den med lägst risk och har god marginal till de andra koncepten och anses då vara säkrast. De aspekter som i Del 1 ansågs viktigast är underhåll- och inspektionstid, grundläggning samt byggtid enligt Tabell 4 och dessa tillgodoses i valet av bro där dessa aspekter bedöms ha goda förutsättningar för en bågbro i stål enligt Tabell 5.

Några aspekter som var svåra att ta hänsyn till i viktningen var ekonomin och upplevd säkerhet. I de ekonomiska aspekterna ligger svårigheten i avgränsningen kring vilka kostnader som ska räknas med. Material-, personal- och/eller förvaltningskostnader har alla olika storlekar beroende på brokoncept men det är svårt att generalisera och bedöma en sammanslagen kostnad på en bro. För att få en så korrekt bild som möjligt på detta bör en livscykelkostnadsanalys utföras. Det är ett väldigt stort arbete och utfördes ej men för att bedöma något kostnadsperspektiv, och undvika en viss osäkerhet, behandlas materialkostnad där bedömning görs utefter det material som utgör huvuddelen av brokonceptet.

Utöver att ta fram ett brokoncept med hjälp av viktningfaktorer och viktningstabeller finns det fler metoder. Att ha intervjuer med erfarna brokonstruktörer, undersöka liknande broar med liknande förutsättningar är exempel på andra metoder som kan användas.

## 13.2 Del 2 - Dimensioneringsfas

Dimensioneringsprocessen har genomförts som en iterativ process där det som eftersträfvats är att klara av de dimensionerande snittkrafterna, moment, tvärkraft och normalkraft samt att tillgodose nedböjningskraven enligt Eurocode. Brons bärverk dimensionerades till en början mot de dimensionerande snittkrafterna för att sedan kontrollera nedböjningen.

En av de svåraste utmaningarna i dimensioneringsprocessen har varit att förhålla sig till den maximala konstruktionshöjden på 0.8 m, framförallt i utformningen av tvärsektionen. Dimensionerna på såväl tvärbalkar som brobana har behövt optimeras för att klara av de ställda kraven.

Huvudbärverket som är modellerat med hjälp av CALFEM bedöms fungera korrekt då elementen är belastade på det sätt som bärverket är tänkt att fungera, det vill säga att dragbandet och hängarna är belastade med en dragande normalkraft och bågen är belastad i tryck. Tvärsnittet för huvudbärverket har utformats som det gjort dels eftersom tvärsektionen har en konstruktionshöjd på 0.8 m och således krävs samma höjd på dragbandet för att få en bra koppling mellan dessa bärverk. Tvärsnittet har gjorts kvadratisk eftersom en relativt stor säkerhetsmarginal var önskvärd då vissa förenklingar som beskrivs nedan i Kapitel 13.2.1 har genomförts vid lastöverföringen mellan tvärbalk och dragband. Med denna säkerhetsmarginal är det troligt att aktuellt tvärsnitt skulle ha tillräckligt med kapacitet med avseende på både snittkrafter och nedböjning även vid en fortsatt dimensionering.

### 13.2.1 Förenklingar och antaganden

Beräkningarna har framförallt utförts i beräkningsprogrammet MATLAB med hjälp av funktionspaketet CALFEM, detta genomfördes för alla bronns olika bärverk i två dimensioner. Att genomföra beräkningar i 2D är en förenkling som gjorts, dels på grund av att det är de beräkningskunskaper som besitts, men även den begränsade tidsramen gör att möjligheten för en grundlig 3D-modell ej är aktuell.

Tvärsektionens nedböjning som beskrivs i Kapitel 9.3 var ett förvånansvärt stort problem, det svåra för denna sektion har varit att definiera upplagsvillkoren som är en stor faktor vid beräkningen av nedböjningen. Tvärbalken svetsas fast på dragbanden vilket bildar en styv

koppling mellan dessa element, men eftersom dragbanden inte är helt vridstyva i tvärled går det inte att tolka upplagsvillkoren som fast inspända och verkligheten är någonstans mitt emellan det och fritt upplagd. Förenklingen som gjorts är att tvärsektionens nedböjning har beräknats både som fritt upplagd samt fast inspänd, för att jämföra båda resultaten mot Eurocodes nedböjningskrav. Slutsatsen är att kravet med stor sannolikhet kommer att klaras men i en noggrannare dimensionering bör detta beräknas och kontrolleras i en mer detaljerat 3D-modell.

Lastöverföringen från tvärsektionen till huvudbärverket bestående av dragband och båge har antagits som rena punktlaster vid alla knutpunkter mellan tvärbalk och dragband. Med detta antagande har de vridmoment som dragbandet utsätts för på grund av stödmomentet för tvärbalken ej tagits i beaktning, detta vridmoment skulle troligen skapa en större instabilitet i bron. I en vidare dimensionering måste detta kontrolleras och om aktuell bro ej är tillräckligt vridstyv bör tvärbalkar mellan bågarna dimensioneras, tvärbalkar har ej dimensionerats eller kontrolleras i denna förstudie, utan benämns endast som ett eventuellt problem och återstående dimensionering.

Beräkningsmodellen för huvudbärverket har förenklats genom att elementen mellan respektive hängare har antagits till raka element. Denna förenkling har gjorts eftersom att det anses vara en fullgod metod i en preliminär dimensionering då elementen är relativt korta och ger därför ett trovärdigt resultat.

Vid framtagning av dimensionerande snittkrafter för huvudbärverket, dragband och båge, har lasteffekten antagits som punktlaster vid alla knutpunkter mellan tvärbalk och dragband. Alla platser har alltid en punktlast och en av de 37 punktlasterna är större, där den största punktlasten har provats på alla placeringar för att hitta de maximala snittkrafterna. För det dimensionerande momentet är det dock troligt att ett större moment skulle kunna uppstå om vissa av knutpunkterna inte belastas alls för att på så sätt skapa en mer gynnsam lastfördelning för ett större moment att uppstå. Utnyttjandegraden vid lastplaceringen som har beräknats är 13.4% vilket medför att även om de beräknade snittmomentet i verkligheten är större har tvärsnittet med största sannolikhet tillräckligt med kapacitet för att klara av ett annat större snittmoment som eventuellt kan uppstå.

Vid dimensionering av betongplattan studerades en breddmeterstrimla. Dimensionerande last valdes enligt LM1 till den som verkar i lastfält 1. Dels den utbredda lasten men också punktlasten. Då lastfältet är 3 m och endast 1 m delas punktlastens värde på tre. Att den sprider ut sig jämnt så att den kan delas med tre är ett antagande som givetvis skiljer sig en del från sanningen men bedömningen är att det är en godtagbar förenkling som är tillräckligt bra.

Ett annat antagande som görs beaktande betongplattan är dess verknings sätt. Då avståndet mellan tvärbalkarna är så pass kort antas lasterna från plattan sprida sig i en dimension och att plattan således har ett endimensionellt verknings sätt.

### 13.2.2 Återstående dimensionering

I beräkningarna för tvärsektionen har full samverkan mellan brobanan och tvärbalkarna antagits. Denna samverkan sker genom att studs på stålbalkarna gjuts in i betongplattan. För att säkerställa att full samverkan kan antas behöver mängden och utformningen på studsen dimensioneras, vilket behöver utföras i vidare dimensionering.

Bron behöver även kontrolleras så att den klarar av att upprätthålla sin bärförmåga när en hängare tas bort ur konstruktionen. Det är ett scenario som kan uppstå både vid olycka när ett fordon kör in i en hängare men även vid underhållsarbete när en hängare behövs bytas ut. Påkörning av hängare är något som förhoppningsvis kan undvikas genom att räckena tar upp påkörningskraften, vilket innebär att även räckena med rätt kapacitet behöver väljas.

För att leda krafterna från bron ner i marken behöver alla stöd- och lagerkonstruktioner dimensioneras så att de klarar av de krafter som uppkommer från bron. Vidare behöver även

grundläggningen kontrolleras, detta i form av att grundläggningsplattorna och övrig underbyggnad behöver dimensioneras.

En 3D-analys behöver utföras för bron, bland annat för att kontrollera stabiliteten i bron och om den inte är tillräcklig kan tvärbalkar mellan bågarna adderas. Huruvida stabiliteten är tillräcklig beror mycket på samspelet mellan dragbandet och tvärsektionen. Kan denna infästning göras väldigt styv så kan stabiliteten vara tillräcklig. En sådan analys skulle även vara nödvändig för att kontrollera samspelet mellan strukturens olika element och den globala nedböjningen.

### **13.3 Källkritik**

Mycket av litteraturen som används i både Del 1 och 2 är Trafikverkets olika dokument och handböcker samt Eurocode. Dessa bygger på Europastandarder såväl som nationella standarder och bör anses som mycket tillförlitliga. Informationen som har inhämtats från föreläsningar under arbetets gång anses även den som tillförlitlig då den kommer från personer med lång erfarenhet inom branschen.

Övrig litteratur som används kommer från författare som är välmeriterade och de flesta verken har flera författare. Viss information hämtas från branschorganisationer där risk finns för att informationen är vinklad, men informationen används i begränsad utsträckning.

## **14 Slutsats**

Syftet att utefter en litteraturundersökning och metoden konceptuell design ta fram ett brokoncept som uppfyller kraven som ställs och estetiskt är väl anpassad för platsen har gjorts med lyckat resultat. Konceptet anses vara fullt rimligt att genomföra med viss reservation för att en livscykelkostnadsanalys hade kunnat göras för att verifiera brokonceptets rimlighet.

Den preliminära dimensioneringen verifierar att de bärande elementen i konstruktionen har tillräcklig kapacitet för att klara av de trafiklast och egenvikter som bron utsätts för. Att de beräknade lasteffekterna och brons kapacitet genererar nedböjningar som är i samma storleksordning som kraven gör att beräkningarna anses vara rimliga. Utnyttjandegraderna för elementen är alla med relativt god marginal, vilket anses lämpligt för en preliminär dimensionering. Dessa marginaler gör att dimensionerna på brons delar uppskattningsvis är tillräckliga även vid en vidare dimensionering som behöver utföras innan bron skulle kunna realiserars.



## 15 Referenser

- Ahlberg, S. O., & Spade, B. (2001). Våra broar – en kulturskatt. Banverket och Vägverket 2001
- Al-Emrani, M. (2019). Stålbroar och samverkansbroar. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 5 februari 2019.
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2013) Bärande konstruktioner Del 1.
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2014) Bärande konstruktioner Del 2.
- Allen, M., Zalewski, W., Foxe, D., Anderson, J., Hriczo, K., Ramage, M., Ochsendorf, J., Block, P., Iano, J. (2010). *FORM AND FORCES*. New Jersey. John Wiles & Sons, Inc.
- Borås Stad. (2018). *Översiktsplan för Borås*. Borås. Borås Stad. Hämtad 2019-02-25 från <https://www.boras.se/download/18.b2d2133162e1dd801e7b0bc/1524730020068/%C3%96versiktsplan%20f%C3%B6r%20Bor%C3%A5s.pdf>
- Boverket. (2013). *Regelsamling för konstruktion – Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverkförordningen*. (Upplaga 1). Vällingby: Elanders Gotab.
- Boverket. (2007). *Boverkets handbok om stålkonstruktioner, BSK 07*. Hämtad från [https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2007/bsk\\_07.pdf](https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2007/bsk_07.pdf)
- Enlund, S-O. (2019). Prefabricerade betongbroar. *Brobyggardagen*. Föredrag 28 januari 2019.
- Fernandez, I. (2019). Svetsförband *BOM340 Konstruktionsteknik*. Föreläsning 24 januari 2019.
- Google, M. (2018). Kartadata. Hämtad från <https://www.google.se/maps/@57.697462,12.912435>.
- Institutionen för bygg- och miljöteknik. (2008). *Diverse Utdrag för kursen Bärande Konstruktioner*. Opublicerat.
- Karlsson, M. (2019). Produktionsmetoder. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 5 mars 2019.
- Leppänen, J. (2019). Betongbroar. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 1 februari 2019.
- Leppänen, J. (2019). Grundläggning. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 19 februari 2019.
- Leppänen, J. (2019). Broaster. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 21 februari 2019.
- Lindén, S. (2019). Personlig kommunikation. 15 mars 2019.
- Miljönytta. (2016). *Stålindustrin*. Hämtad från <http://miljonytta.se/branscher/stalindustrin/>
- Nationalencyklopedin*. (2019). Glidformsgjutning. Hämtad från <http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lang/glidformsgjutning>
- Sandberg, J. (2019). Underhållsaspekter. *ACEX10 Kandidatarbete vid Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik*. Föreläsning 1 mars 2019.
- SteelConstruction. (2019). *Bridges*. Hämtad från <http://www.steelconstruction.info/Bridges>

Swedish Standards Institute. SS-EN 1990. Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. SIS Förlag AB. Hämtad från <https://enav.sis.se/>

Swedish Standards Institute. SS-EN 1991-2/AC:2010. Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från <https://enav.sis.se/>

Swedish Standards Institute. SS-EN 1993-2:2006. Eurokod 3 – Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 2: Broar. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från <https://enav.sis.se/>

Swedish Standards Institute. SS-EN 1994-2:2005. Eurokod 4 – Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong – Del 2: Broar. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från <https://enav.sis.se/>

Trafikverket. (2011). *TK Geo 11, Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner*. Utan ort. Trafikverket

Trafikverket. (2014). *Bro och Tunnel Management*. Borlänge. Trafikverket

Trafikverket. (2015). *Krav för vägars och gators utformning*. Borlänge. Trafikverket.

Trafikverket. (2016). *Råd Brobyggande*. Utan ort. Trafikverket

Trafikverket. (2018a). *Broprojekteringshandboken Förhandsutgåva*. Utan ort. Trafikverket.

Trafikverket. (2018b). Bärighetsklass 4 BK4 - vägar för trafik upp till 74 ton. Hämtad 2019-02-24 från <https://www.trafikverket.se/for-dig-i-branschen/vag/barighetsklass-bk4/>

Trafikverket. (2018c). BK4-vägar Sverige-karta. Hämtad 2019-02-24 från [https://www.trafikverket.se/contentassets/f1f2f392ac854428b2224176c57e4023/bk4\\_vagar\\_sverigekarta-1.pdf](https://www.trafikverket.se/contentassets/f1f2f392ac854428b2224176c57e4023/bk4_vagar_sverigekarta-1.pdf)

Trafikverket. (2018d). *Krav Brobyggande*. Utan ort. Trafikverket

Vägverket. (2004). *Vägverkets författarsamling, Vägverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna (VVFS 2004:31) om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator*. Utan ort. Vägverket



## **16 Bilagor**

### **Bilaga 1 – Sektionsriktning**



## **Bilaga 2 – Planritning**



## **Bilaga 3 – Teknisk beskrivning bro – geoteknik**



Trafikverket

Väg 27, Viared-Kråkered

**GRANSKNINGSHANDLING**

**2013-12-12**

# Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg

Uppdragsnummer: 7180767

**Teknisk Beskrivning Bro, Geoteknik**

## Uppgifter om dokumentet:

Beställare, Slutkund Trafikverket  
Objekt Väg 27, Viared-Kråkered  
Handlingens status GRANSKNINGSHANDLING  
Datum 2013-12-12  
Rubrik 1 (Uppdragsnamn) Bro 15-1783-1 och Bro 15-1784-1  
Rubrik 2 (Uppdragsnamn) Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg  
Uppdragsnummer 7180767  
Dokumenttyp Teknisk Beskrivning Bro, Geoteknik

Dokumentnummer: 2G074301

Upprättad av

Granskad av

Godkänd av

Ayaz Nerwey

Geotekniker/uppdragsledare

Helene Kennedy

Geotekniker/Uppdragsledare

Helene Kennedy

Gruppchef

Ändring	Datum	Sign U	Sign Gr	Sign G

## Innehållsförteckning

<b>1</b>	<b>Allmänt</b>	<b>4</b>
1.1	Syfte	4
1.2	Koordinatsystem	4
<b>2</b>	<b>Förutsättningar</b>	<b>4</b>
2.1	Brottgränstillstånd	4
2.1.1	Omräkningsfaktor	4
2.1.2	Modellosäkerhet	4
2.1.3	Partialkoefficienter	4
2.1.4	Säkerhetsfaktor	5
2.2	Bruksgränstillstånd	5
2.2.1	Omräkningsfaktor	5
2.2.2	Modellosäkerhet	5
2.2.3	Partialkoefficienter	5
2.2.4	Sättningskrav	5
2.3	Styrande dokument	5
2.4	Befintliga konstruktioner	5
<b>3</b>	<b>Underlag</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>Geotekniska undersökningar och redovisning</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>Topografiska/Geotekniska förhållanden, översiktligt</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>Projekterad anläggning, geotekniska förhållanden och åtgärder</b>	<b>6</b>
6.1	Allmänt	6
6.1.1	Jordschakt	6
6.1.2	Fyllning, packning	6
6.1.3	Utskiftning	7
6.1.4	Erosionsskydd	7
6.2	Hydrogeologi	7
6.3	Geotekniska egenskaper inom området för respektive brostöd	8
6.3.1	Stöd 1, sektion 3/275	8
6.3.2	Stöd 2, sektion 3/325	8
6.3.3	Platrambro över ridväg, sektion 3/334	9
6.4	Hjälparbeten	9
<b>7</b>	<b>Kontroll och uppföljning</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>Bilagor</b>	<b>9</b>

Uppdragsnummer 7180767	Rubrik	Rubrik Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	Status GRANSKNINGSHANDLING
---------------------------	--------	--	-------------------------------

## 1 Allmänt

### 1.1 Syfte

Denna TBb/geo är avsedd som underlag inför upprättande av bygghandling för brokonstruktion av bro

### 1.2 Koordinatsystem

Denna tekniska beskrivning är upprättad i följande koordinatsystem:

Plansystem: RT 90 5 GON V 0:-1

Höjdsystem: RH70.

## 2 Förutsättningar

Säkerhetsklass enligt TK Geo 11, 2.1

Geoteknisk kategori GK2 skall gälla för grundläggning av aktuell bro.

### 2.1 Brottgränstillstånd

#### 2.1.1 Omräkningsfaktor

Nedanstående omräkningsfaktorer skall användas vid dimensionering av platta och temporär konstruktion.

*Tabell 1: Omräkningsfaktorer för beräkning av karakteristisk hållfasthet brottngränstillstånd.*

Delfaktorer	Plattgrundläggning	Temporär konstruktion
$\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4$	1.0	1.0
$\eta_5\eta_6$	0.95	1.05
$\eta_7\eta_8$	1.1	1.0
$\eta$	1.05	1.05

#### 2.1.2 Modellosäkerhet

$\gamma_{rd}=1.0$  vid beräkning av vertikal bärförmåga enligt TK Geo 11, 2.6.2.1.

#### 2.1.3 Partialkoefficienter

$\gamma_m = 1,3$  för dränerad skjuvhållfasthet ( $c'$  och  $\tan \phi'$ )

$\gamma_m = 1,5$  för odränerad skjuvhållfasthet ( $c_u$ )

Uppdragsnummer 7180767	Rubrik	Rubrik Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	Status GRANSKNINGSHANDLING
---------------------------	--------	--	-------------------------------

#### 2.1.4 Säkerhetsfaktor

Säkerhetsfaktor vid beräkning med partialkoefficientmetoden enligt TK Geo 11, Tabell 2.3-1.

## 2.2 Bruksgränstillstånd

### 2.2.1 Omräkningsfaktor

$\eta=1.0$  för beräkning av karakteristisk Elasticitetsmodul.

$\eta_{1234}=1.0$  resultaten från undersökningen uppvisar stor spridning.

$\eta_{56}=1.0$  kvadratisk/rektangulär styv platta.

$\eta_{78}=1.0$  Elasticitetsmodul

### 2.2.2 Modellosäkerhet

$\gamma_{rd}=1.3$  vid sättningsberäkning med lastspridning enligt 2:1 metoden.

### 2.2.3 Partialkoefficienter

$\gamma_m=1.0$  för Elasticitetsmodul

### 2.2.4 Sättningskrav

Sättningskraven enligt TRVK Bro 11 avsnitt B.3.4.2.5. Maximal sättningskillnad mellan angränsande brostöden ska begränsas till 1/500 av spännvidden.

Sättningskrav för anslutande bank enligt TK Geo 3.1.1.1.

## 2.3 Styrande dokument

- TK Geo 11
- TRVK Bro 11
- AMA Anläggning 10

## 2.4 Befintliga konstruktioner

Se ”OTB väganläggning, Handling 6.5, Chaosnummer 0C075000”.

## 3 Underlag

- Förslagsritning, 243K2005 och 243K2006, Förslagskiss 2013-12-12
- OTB väganläggning, Handlingsnummer 6.5, Chaosnummer 0C075000, 2012-09-14
- Markteknisk undersökningsrapport, Geoteknik, MUR/Geo, Handlingsnummer 6.13, Chaosnummer 0G071300, 2012-9-14
- Marktekniskundersökningsrapport, Bergteknik, MUR/Berg, Handlingsnummer 6.14, Chaosnummer 0B071400, 2012-09-14

Uppdragsnummer 7180767	Rubrik	Rubrik Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	Status GRANSKNINGSHANDLING
---------------------------	--------	--	-------------------------------

## 4 Geotekniska undersökningar och redovisning

Utförda geotekniska undersökningar i läget för bron redovisas i MUR/Geo och Bilaga 1 och Bilaga 2.

## 5 Topografiska/Geotekniska förhållanden, översiktligt

Bron är belägen mellan sektion ca 3/270 och 3/345. Marknivåerna varierar mellan ca +128.5 och +130. Marken består av ca 0.5-1.0 m mulljord som underlagras av sandig silt och/eller siltig sand. Inom området för det västra brostödet förekommer även inslag av gyttja och torv. Stopp i berg eller block har erhållits ca 18-25 m under markytan.

## 6 Projekterad anläggning, geotekniska förhållanden och åtgärder

### 6.1 Allmänt

bron grundläggs på nivån +128.2 och på minst 0.5 meter packad fyllning. Bron skall plattgrundläggas vilket kräver att utskiftning av ytliga jordlager utförs för brostöden.

#### 6.1.1 Jordschakt

Jordschakt utförs enligt AMA Anläggning 10, CBB.51

#### 6.1.2 Fyllning, packning

Fyllning och packning ska utföras enligt AMA Anläggning 10, CEB.41  
Nedanstående egenskaper för packad fyllningen skall användas.

Uppdragsnummer 7180767	Rubrik	Rubrik Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	Status GRANSKNINGSHANDLING
---------------------------	--------	--	-------------------------------

Tabell 3: Karakteristiska egenskaper packad fyllning.

Jordart	$\phi_k$ ( $^\circ$ )	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma'$ ( $\text{kN/m}^3$ )	E (MPa)
Sorterad sprängsten	45	18	11	50
Grus eller gruskrossmaterial	37	19	12	40

### 6.1.3 Utskiftning

Utskiftning av jord skall utföras enligt AMA Anläggning 10, Figur CEB/6.

### 6.1.4 Erosionsskydd

Permanent spont skall utgöra skydd mellan magasin för omhändertagande av dagvatten och Viskan.

## 6.2 Hydrogeologi

Grundvattenytan inom området har uppmätts i öppna grundvattenrör till nivån ca +128.0 och +128,5 (ca 1.0 m under markytan). Grundvattenytan i området sammanfaller med vattenståndet för Viskan med nivåer enligt nedanstående tabell.

Tabell 4: Dimensionerande vattenstånd för Viskan.

	LLW <sub>50</sub>	MLW	MW	MHW	HHW <sub>50</sub>	HHW <sub>100</sub>
Nivå	+127.9	+127.9	+128.0	+129.1	+130.1	+130.2

Dimensionerande flöden för Viskan framgår av nedanstående tabell.

Tabell 5: Dimensionerande vattenflöden för Viskan.

Flöden	LLQ <sub>50</sub>	MLQ	MQ	MHQ	HHQ <sub>50</sub>	HHQ <sub>100</sub>
Dygnsmedelsvärden $\text{m}^3/\text{s}$	0.6	1.4	8.6	39	83	91

Dimensionerande vattenhastigheter för Viskan framgår av nedanstående tabell.

Tabell 6: Dimensionerande vattenhastigheter för Viskan

Flöden	V <sub>min,50</sub>	V <sub>ML</sub>	V <sub>M</sub>	V <sub>MH</sub>	V <sub>max,50</sub>	V <sub>max,100</sub>
Dygnsmedelsvärden $\text{m}^3/\text{s}$	0.0	0.1	0.4	0.7	1.0	1.0

Uppdragsnummer 7180767	Rubrik	Rubrik Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	Status GRANSKNINGSHANDLING
---------------------------	--------	--	-------------------------------

### 6.3 Geotekniska egenskaper inom området för respektive brostöd

De geotekniska egenskaperna redovisas nedan för respektive stöd.

#### 6.3.1 Stöd 1, sektion 3/275

Marknivån varierar mellan +128.5 och +130. Jordlagerföljden i läget för stödet utgörs av ett ytligt skikt grusig sand med växtdelar som underlagras av ca 0-2 m siltig gyttja och/eller gyttjig sand och torv. Därunder utgörs jordlagerföljden av 1-6 m sandig silt och/eller siltig sand följt av fastare material, troligen sand, ner till ca 25 m under markytan vilken vilar på morän eller berg. Sondering är utförd till nivån +106 och avslutats i berg eller block. Utvärdering av friktionsvinkel enligt TK Geo 11 avsnitt 5.2.3.8.1.1 ur sonderingsresultat från hejarsondering och CPT redovisas i bilaga 3.1. I bilaga 4.1 redovisas utvärderad Elasticitetsmodul enligt TK Geo 11 avsnitt 5.2.3.5.2.

Tabell 7: Härledda värden för stöd 1

Nivå	Material	$\Phi$ [°] ( $\bar{x}$ )	$M_o$ [MPa] ( $\bar{x}$ )
My till +126	grSa/saGy/gysiSa	31*	7
+126 till +120	saSi/siSa	31*+ 0.7/m	10 + 4/m
+120 till +117	siSa	34*	30
+117 till +107	siSa	35*	40
+107 till berg	Mn	42	90

\*Friktionsvinkeln har reducerats med 3° med avseende på silt.



Uppdragsnummer	Rubrik	Rubrik	Status
7180767	-	Bro över Viskan öster om TPL Osdal och bro över ridväg	GRANSKNINGSHANDLING

#### 6.4 Hjälparbeten

Spont kommer att krävas för att möjliggöra utskiftning av organisk jord och för att klara länshållning vid gjutning av brostöden då detta skall ske i torrhet. Sponten

### 7 Kontroll och uppföljning

Kontrollprogram upprättas för att säkerställa en sänkning av grundvattennivån i samband med utskiftningen för brons stöd.

Arbetsberedning skall upprättas för arbeten som omfattar:

- Sänkning av grundvatten
- Jordschakt eller fyllning som överstiger djup/höjd 2.5 m.
- Tyngre entreprenadmaskiner såsom lyft- och pålkranar
- Stödkonstruktioner

### 8 Bilagor

## **Bilaga 4 – Byggnadsmaterialens uppbyggnad och egenskaper**

I aktuell bilaga studeras de två aktuella och konventionella byggnadsmaterialen stål och betong för att få en bättre grund till vidare utveckling och val av brokoncept. Information om materialens uppbyggnad och egenskaper beskrivs nedan.

## Stål

Stål består i huvudsak av järn och kol, men det tillkommer också till viss del andra typer av grundämnen som till exempel mangan, kisel, svavel, fosfor, kväve och väte (Al-Emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013).

### Legeringsämnen

Kolinnehållet bestämmer i stor grad stålets egenskaper. Med ökat kolinnehåll ökas även hårdheten och hållfastheten hos stålet men segheten och svetsbarheten minskar. Även mangan förbättrar hållfasthet- och seghetsegenskaperna och därför bör innehållet av dessa grundämnen vid framställning av stål anpassas till varandra. Kisel fungerar som deoxidationsmedel. Fosfor och svavel är föroreningar, svavel bidrar till att stålet spricker vid svetsning och fosfor ökar stålets hårdhet men ökar även sprödheten vid låga temperatur hos stålet. Kväve ökar stålets åldringsbenägenhet och väte reducerar formförändringsförmåga, vilket har stor betydelse vid svetsning (Al-Emrani et al., 2013).

### Stålets egenskaper vid belastning

Rent teoretisk har stålet samma egenskap vid tryck och drag, med skillnaden att flytgränsen vid tryck är något högre och att det då inte heller existerar någon brottgräns. Men i tyckförhållandena bör hänsyn tas till instabilitetsfenomenen till exempel buckling, speciellt vid slanka tvärsnitt (SteelConstruction, 2019). Dragbelastningsdeformation beskrivs bäst genom att studera stålets arbetskurva som visar tre olika stål beteenden. Första delen av kurvan visar den elastiska delen som är ett samband mellan spänning och töjning och är linjärt, därför kan Hookes lag tillämpas (Al-Emrani et al., 2013). Då sträckgränsen eller flytgränsen uppnås, ändrar kurvan sin lutning och det betyder att materialet börjar flyta sig och därmed inte är linjärt. I detta området ökar deformationen utan att lasten kan ökas tills plastiska deformationen framträder (Burström, 2006). Den plastiska deformationen innebär att dislokationer börjar förflyta sig och vid avlastning kommer det existera kvarstående deformationer. Det kommer skapas fler dislokationer vid ökad deformation och detta innebär att dislokationerna kommer göra ett hinder för varandra och därmed ökar stålets bärförmåga till viss del i detta läget. Fenomenet kallas för deformationshårdande (Al-Emrani et al., 2013). Om spänningen ökas ännu mer kommer stålet uppnå sin brottgräns, vilket är den högsta spänningen stålet kan klara (Burström, 2006). Det finns två brottyper; sprött brott och segt brott. Sprött brott innebär att det sker brott utan förvarning, medan segt brott innebär att en förvarning i form av flytning förekommer vid brott. Båda brott typer är temperaturberoende, sprött brott sker vid låg temperatur och segt vid hög temperatur (Al-Emrani et al., 2013).

## Betong

Betong är ett av de mest frekvent förekommande byggnadsmaterialen i Sverige och det absolut vanligaste när det kommer till brokonstruktioner. Nedan beskrivs materialets uppbyggnad, egenskaper samt för- och nackdelar

### Materialets uppbyggnad

Materialet är en sammansättning av cement, ballast och vatten, där ballasten är sand och sten av varierande kornstorlek. För att påverka betongens egenskaper kan även tillsatsmedel adderas (Al-Emrani et al., 2013). Genom att variera kornstorleken på ballasten och val av tillsatsmedel kan en betong med de egenskaper som önskas fås fram.

Ett betongelement är sällan helt av betong utan innehåller oftast armering i form av stänger av stål som gjuts in i betongen. Detta gör att armerad betong kan ses som en samverkanskonstruktion (Al-Emrani et al., 2013).

## **Betongens egenskaper**

Materialets främsta egenskap är dess förmåga att ta upp laster i tryck eftersom det har en hög tryckhållfasthet. Dess draghållfasthet är däremot betydligt lägre och är endast en tiondel av materialets tryckhållfasthet (Al-Emrani et al., 2013). Den låga draghållfastheten gör att det uppstår sprickor i betong som utsätts för dragspänningar. För att förstärka konstruktionen gjuts armeringsstänger av stål in i den dragna delen av betongelementet, vilket leder till att armeringsstängerna tar upp dragspänningarna medan betongen tar upp tryckspänningarna.

En metod för att minimera sprickbredden i betongen är att förspänna den. Det innebär att den inplacerade armeringen spänns, vilket i sin tur leder till att betongen utsätts för en tryckande kraft från armeringen. Förspända betongkonstruktioner har därmed en högre kapacitet för böjning.

## **Bilaga 5 – Litteraturgenomgång av brotyper**

## Brotyper

Till valet av brokoncept sammanställs och presenteras information om olika brotyper. Information ställs mot de kravspecifikationer som tas fram för att ha möjlighet att utvärdera vilka typer av broar är aktuella för den studerade platsen och dess förutsättningar. Varje delkapitel av respektive brotyp avslutas med en illustration av hur en typisk utformning av aktuell brotyp kan se ut.

### Balkbro

Huvudbärverket för balkbron består av en eller flera balkar med en bredd som är mindre eller lika med fem gånger höjden. Balkarna kan utformas både i ett eller flera spann, och ovan eller mellan huvudbärverket placeras brobanan, bronns sekundärbärverk (Trafikverket, 2014). Båda bärverken kan konstrueras i valfritt material, beroende på vilket material som huvudbärverket utformas i så erhålls olika maximala spännvidder. De olika spännvidderna redovisas i Tabell B5.1 nedan.

Tabell B5.1. Olika spännvidder för balkbro i olika material.

Material	Spännvidd
Betongbalkbro (Spännarmerad)	200m
Stålbalkbro	80m
Träbalkbro	30m

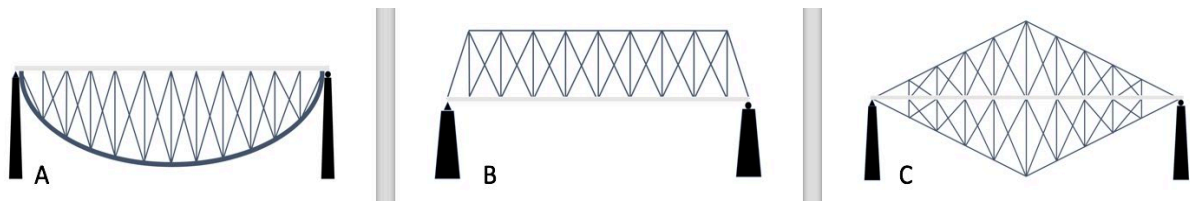
Balkbron designas oavsett materialval som fritt upplagd, oftast i ett spann, eller kontinuerlig. Brons primära och sekundära bärverk kan även vara utformat med samverkan mellan balk och brobana, till exempel består en av de vanligaste samverkansbroarna av en brobaneplatta i betong som med hjälp av förankringsbyglar på balkarna bildar samverkan med stålbalkar (Trafikverket, 2014).

### Fackverksbro

Fackverksbro är en mer optimerad form av balkbro där större delar av balklivet har tagits bort och kvar blir bara vertikala och diagonala stänger mellan balkens flänsar. Det är i huvudsak de diagonala stängerna som för brospannets belastning till upplagen och de stängerna bildar regelbundna öppningar i triangelformar som kallas för fackverk. Brobanan i en fackverksbro bärs av fackverket vilket fördelar lasten mellan flera punkter och gör att bron blir stabil. (Ahlberg & Spade, 2001). Stängerna är tillverkade av olika profiltyper. Det finns över- och underramstäng i fackverksbalken, vilket tillsammans med de diagonala och vertikala stänger binds ihop genom skruvförband, svetsförband eller nitförband (Trafikverket, 2014). Fackverk bär lasten genom balkverken och stångverkan (Al-Emrani, 2019).

Fackverksbroar kan förekomma med ett eller flera spann. Spannen är i allmänhet fritt upplagda, men det finns broar som är kontinuerliga över flera spann. (Ahlberg & Spade, 2001). Det vanligaste material som fackverksbro tillverkas i är stål, men det förekommer också fackverksbroar i trä med begränsad spännvidd upptill 30 m. Fackverksbro i stål med spännvidd upptill 100 m finns för vägtrafik, men med anledning av de höga produktionskostnaderna tillverkas sällan permanenta fackverksbroar idag om det går undvika (Trafikverket, 2014).

I princip finns det tre huvudtyper av fackverksbrokonstruktioner, där brobanan ligger under-, över eller i mitt av fackverkskonstruktion. Figuren nedan illustrerar de tre typerna av fackverkskonstruktioner.

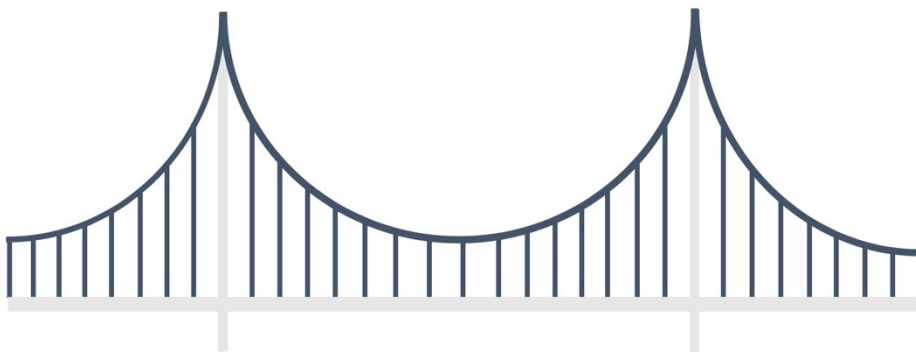


Figur B5.1. Typisk utformning av A) fackverkskonstruktion under brobana, B) fackverkskonstruktion över brobana, C) brobana placerad i mitten av fackverkskonstruktion.

## Hängbro

Principiellt fungerar en hängbro genom att två huvudkablar löper längs med hela bron som bär upp brobanan genom mindre, vertikala, kablar. Huvudkablarna bärs i sin tur upp av pyloner i varje ände av bron och förankras direkt i berget eller i betongfundament. Pylonerna blir därmed belastade i tryck medan kablarna blir belastade i drag. Detta ställer krav på att grundläggningen under pylonerna måste kunna ta upp vertikala krafter medan infästningen för kablarna måste kunna ta upp horisontella krafter.

För mindre spännvidder kan både brobana och pyloner uppföras i trä, tillsammans med stålkablar. Är spännvidderna större är det vanligast med pyloner i betong och brobana i antingen stål eller betong och kan konstrueras för spännvidder upp till 1200 meter (Trafikverket, 2014)

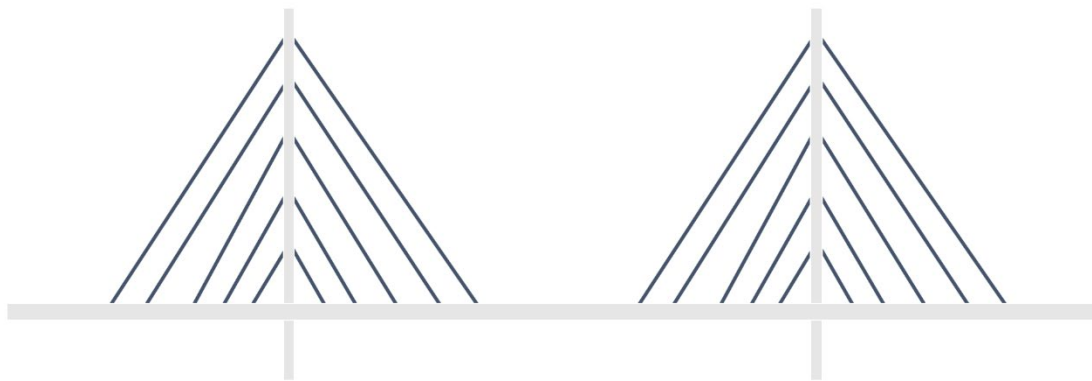


Figur B5.2. Typisk utformning av hängbro

## Snedkabelbro

I en snedkabelbro hängs brobanan upp i sneda kablar som då endast belastas i drag. Kablarna bärs upp av pyloner som därmed blir tryckbelastade i vertikalled. Bron kan designas så att pylonerna är placerade i mitten eller en bit in på bron, så att kablarna bär brobanan på båda sidor om pylonerna. För mindre spännvidder kan även pylonerna placeras i ena änden av bron och därmed bära brobanan genom kablarna på ena sidan och kablarna på andra sidan förankras i fundament eller direkt i berget för horisontell jämvikt (Trafikverket, 2014).

Snedkabelbroar kan byggas i alla tre material, det förekommer alltså även snedkabelbroar i trä för mindre spännvidder. För större spännvidder, vilka kan vara upp till ca 400 meter, konstrueras pylonerna i betong, medan kablar och brobana är i stål (Trafikverket, 2014).



Figur B5.3. Typisk utformning av snedkabelbro

## Bågbro

Bågbrons huvudbärverk består av en eller flera bågar som kan vara konstruerade i armerad betong, stål eller trä. Beroende på vilket material som väljs kan infästningarna för bron antingen vara fast inspänning eller med fasta lager i anslutning mot landfästet (Trafikverket, 2014). Bågförmen och dess egentyngd genererar stora tryckkrafter i konstruktionen vilket ger upphov till brons bärförmåga. På grund av dessa tryckkrafter som skall föras ner i grunden sätter denna konstruktion krav på grundförhållanden.

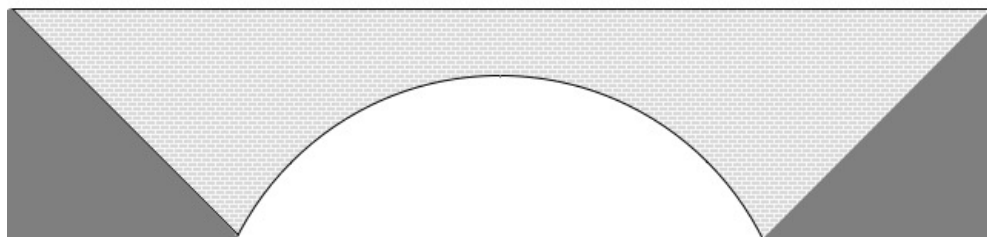
Bågarna kan vara utformade både som överliggande, underliggande eller genomgående sett till brobanan. Brobanan fungerar som det sekundära bärverket, vilket också kan vara utformat i de tre olika byggnadsmaterialen. Detta bärverk bär oftast med balkverkan med både tvär- och längsgående balkar tillsammans med brobanan (Trafikverket, 2014). Bågbroar kan utföras både i form av ett spann och kan då utformas i spännvidder upp till 260 m men också i flera spann, med spännvidder upp till 100 m.



Figur B5.4. Typisk utformning för olika designkoncept av bågbro.

## Valvbro

Valvbron är utformad som en bågbro med underliggande båge, men till skillnad från bågbron är bågen oftast i staplad sten eller betong samt att valvet mellan båge och brobana är helt ifyllt med fyllning. Bärförmågan uppstår på samma sätt som hos bågbron, genom att egentyngden skapar tryckkrafter i bågen. Valvbroar är idag ovanligt och kan byggas med spännvidder upp till ca 30m (Trafikverket, 2014).



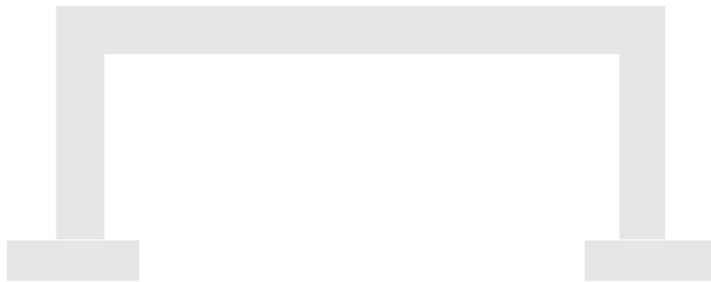
Figur B5.5. Typisk utformning av valvbro

## Rambro



Rambroar går att dela upp i plattrambroar och balkrambroar. De är oftast utformade av armerad betong, och för järnvägsbroar kan de förekomma i stål (Trafikverket, 2014). Rambroarna kan uppföras på olika grundläggningsförhållanden. De har noll till tre leder som bottenplattan alternativt balkarna är infästa i vid änd- respektive mittstöd. Det som skiljer dessa broar från plattbro och balkbro är att de har ändstöd som är kopplade till en vägbank, frontmur eller vingstöd. Plattrambro är den vanligaste brotypen i Sverige (Trafikverket, 2014).

Plattrambro och balkrambro skiljs åt av samma definition som skiljer en platta och balk åt, det vill säga vilken del som utgör huvudbärverket. En plattrambro har spännvidder på 22–25 m men kan nå upp emot 35 m i ett spann. En balkrambro har något större spännvidder där ett spann är 30 m, men upp emot 50 m kan förekomma (Trafikverket, 2014).



Figur B5.6. Typisk utformning av rambro.

## Plattbro

Plattbron förekommer numera oftast som armerad betongplatta men kan även vara av trä för kortare spännvidder (Trafikverket, 2014). Plattbron har många likheter med en balkbro men där definitionen av en platta är bland annat att elementet har en bredd som är minst fem gånger så stor som höjden.

Plattan kan antingen dimensioneras som fritt upplagd eller kontinuerlig. Om plattbron ska klara större spännvidder kan ursparingar i form av ribbalkar eller hålursparingar användas. Dessa reducerar även egentyngden hos plattan samt materialåtgången. Spännvidderna för en plattbro varierar mycket beroende på material. För en träbro kan ett spann vara 17 m medan för en slank- respektive spännarmerad betongbro 25 eller 35 m (Trafikverket, 2014).



Figur B5.7. Plattbro med ribbalkar och hålursparingar

## **Bilaga 6 – Indata för dimensionering av det bärande systemet**

## B 6.1 Indata egenvikt för tvärsektion

Tabell B6.1. Egentyngden hos de olika materialen i tvärbalken, beskrivet från toppskikt och neråt. Även total egentyngd på tvärbalken återfinns som summan av de ingående materialen (Trafikverket, 2016).

Lagerföljd:	Tjocklek [mm]:	Tunghet [kN/m <sup>3</sup> ]:	Egentyngd [kN/m]:
Slitlager (PGJA)	40	24	1.92
Bindlager (PGJA)	50	24	2.4
Tätskikt (Polymermodifierad asfaltmastix)	10	22	0.44
Betong (C40/50)	300	25	15
Stål (S450)	400	78.5	4.49
Totalt:	800		24.25

## B 6.2 Indata samt parametrar för ekvationerna 10–1 samt 10–2.

G = Permanent last (Egentyngd från Tabell B 6.1)

P = Förspänningskraft i betongen (P=0 för aktuellt fall)

Q<sub>k,1</sub> = karakteristiskt värde för variabel last i lastfält 1

Q<sub>k,i</sub> = karakteristiskt värde för variabel last i lastfält *i*

Partialkoefficienter erhålls från SS-EN 1990 (Tabell A.1.2(B)) och blir följande

$\gamma_G = 1.35$ , partialkoefficient för permanent last

$\gamma_{Qi} = 1.5$ , partialkoefficient för variabel last *i*

$\xi =$  reduktionsfaktor = 0.89

De karakteristiska värdena på trafiklasterna för aktuellt lastfall LM1 hämtas från SS-EN 1991–2 (Tabell 4.2 – Lastmodell 1: karakteristiska värden) och redovisas nedan i Tabell B6.2.

Tabell B6.2. Värden på trafiklaster för LM1 samt svenska reduktionsfaktorer. Enligt SS-EN 1991–2

	Boggisystem	Utbredd last	Nationella parametrar	
	Axellast, Q <sub>k,i</sub> [kN]	q <sub>k,i</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{qi}$
<b>Lastfält 1</b>	300	9	0.9	0.8
<b>Lastfält 2</b>	200	2.5	0.9	1.0
<b>Övrig brobana</b>	0	2.5	0	1.0

Reduktionsfaktorer för de olika trafiklasterna hämtas från SS-EN 1990 (Tabell A2.1 – Rekommenderade värden på  $\psi$ -faktorer för vägbroar) och redovisas nedan i Tabell B6.3.

Tabell B6.3. Rekommenderade värden för reduktionsfaktorer. Enligt SS-EN 1990

Reduktionsfaktor	$\psi_0$	$\psi_2$	$\psi_2$
<b>Boggisystem</b>	$\psi_{0.1}=0.75$	$\psi_{1.1}=0.75$	$\psi_{2.1}=0$

<b>Jämt utbredd last</b>	$\psi_{0.2}=0.4$	$\psi_{1.2}=0.4$	$\psi_{2.2}=0$
--------------------------	------------------	------------------	----------------

### B 6.3 Beräkning av längdutvidgning vid övergångskonstruktion

Beräkning av töjningen av den 75 m långa stålbron vid uppvärmning och nedkylning genomförs enligt ekvationen nedan.

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L [m]$$

där  $\Delta L$  = längdförändring [m]

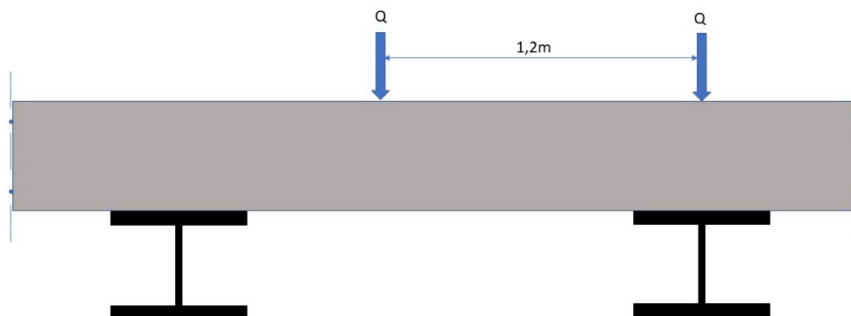
$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5}$  = stålets längdutvidgningskoefficient [ $1/^\circ C$ ]

$\Delta T$  = temperaturdifferens från normal till uppvärmnings-/nedkylningstemperatur [ $^\circ C$ ]

$L$  = brons totala längd [m]

## **Bilaga 7 – Fördelning av punktlaster från trafiklasten på tvärbalkarna**

För att beräkna den maximala andel av axellasterna som kan belasta en tvärbalk placeras axellasterna på de minst gynnsamma platserna. En av dessa är placering enligt Figur B7.1 nedan.



Figur B7.1. Lastfördelning av punktlaster i det mest ogynnsamma läget

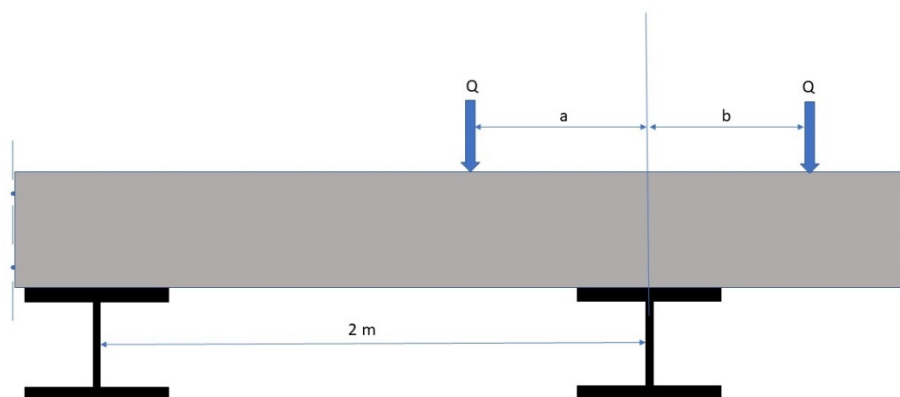
Lasten som går till den högra tvärbalken beräknas enligt följande:

$$2 * Q * \left(1 - \frac{0,6}{2}\right) = 1,4 * Q$$

Detta innebär alltså att  $1,4 * Q$  belastar den högra tvärbalken, vilket är 70% av den totala lasten  $2 * Q$ .

Oavsett hur lasterna placeras så går maximalt 70% av den totala lasten till den mest belastade balken enligt Figur B7.2 och ekvationen nedan där avståndet mellan lasterna  $Q$  är 1,2 m ( $a+b=1,2$  m).

$$Q * \left(1 - \frac{a}{2}\right) + Q * \left(1 - \frac{b}{2}\right) = 1,4 * Q$$



Figur B7.2 Lastfördelning oavsett placering

## **Bilaga 8 – Dimensionering av tvärsektion**

Dimensionering av tvärsektion	62
Egentyngd samt indata för tvärsektion	62
Trafiklast samt dimensionerade lastkombination	63
Tvärkraftsdiagram samt maximal tvärkraft för tvärsektionen	65
Momentdiagram samt maximalt moment för tvärsektionen	69
Tvärkraftskapacitet för tvärsektion	75
Interaktion mellan moment och tvärkraft	76
Tvärsnittsklassificering enligt Eurocode	76
Momentkapacitet för tvärsektionen	77
Momentkapacitet för tvärbalk	77
Kontroll av svets	78
Kontroll av nedböjning i brukstillstånd	78

## Dimensionering av tvärsektion

Kandidatarbete ACEX10-19-53

clc,clear all, close all

### Egentyngd samt indata för tvärsektion

Egentyngd för tvärbalken samt brobana

```

cc=2;           % c-c avstånd

% Indata svetsad balk, stålqualite S440
am=0.009;      % Antaget a-mått för svetsad balk [m]
h=0.4;         % Totalhöjd [m]
bf=0.5;        % Flänsbredd [m]
tf=0.05;       % Tjocklek fläns [m]
tw=0.025;      % Tjocklek liv [m]
hw=h-2*tf;     % Livhöjd [m]
Ltvar=18.5;    % Tvärbalkens längd [m]
fyd=440e6;     % Flytgräns [Pa]
fu=550e6;      % Brottgräns [Pa]
Estal=210e9;   % Elasticitetsmodul [Pa]
Astal=2*bf*tf+tw*hw; % Area stål原因 [m2]
Istal=2*(bf*tf^3/12+bf*tf*...
    (hw/2+tf/2)^2)+tw*hw^3/12; % Yttroghetsmoment [m4]
rau=7800;      % Stålets densitet [kg/m3]

% Indata betongplatta, C40/50
bbtg=cc;       % Bredd [m]
tbtg=0.3;      % Tjocklek [m]
Ecm=35e9;      % E-modul [Pa]
fck=40e6;      % Karakteristisk hållfasthet betong

```



```

gammaC=1.5; % Partialkoefficient för betong
fcd=fck/gammaC; % Dimensionerande hållfasthet betong

% Indata ekvivalent tvärsektion.
% Effektivbredd för betongplatta, s. B24 [Bärande konstruktioner del 1]
b0=0; % Avstånd mellan studs, sätts till 0, d.v.s för att få minimala effektivbredden.
bei=Ltvar/8;
beff=2*bei+b0;
if beff>cc
    beff=cc;
end

% Omvandling av betongplatta till ekvivalent stål för beräkning av
% tvärsektionens ekvivalenta yttröghetsmoment m.h.a. xtp.
alpha=Ecm/Estal;
Aekv=alpha*beff*tbtg;
% Neutrallagret utgörs av tyngdpunkten för de ekvivalenta ståltvärsnittet.
xtp=(Aekv*tbtg/2+hw*tw*(tbtg+hw/2)+...
    bf*tf*(tbtg+h-tf/2))/(Aekv+hw*tw+bf*tf); % TP-ekvation

% Ekvivalent yttröghetsmoment [m4]
Iekv=Istal+Astal*(tbtg+h/2-xtp)^2+alpha*beff*tbtg^3/12+alpha*beff*tbtg*(xtp-tbtg/2)^2;
% Ekvivalent area [m2]
Aekv=Astal+Aekv;

% Övrig indata
g=10; % Gravitationen [m/s2]

% Egentyngd
g1=22e3*0.01*cc; % Tätskikt [N/m]
g2=24e3*0.05*cc; % Bindlager [N/m]
g3=24e3*0.04*cc; % Slitagelager [N/m]
g4=25e3*tbtg*cc; % Betongskikt [N/m]
g5=rau*Astal*g; % Stålbalk [N/m]
G=g1+g2+g3+g4+g5; % [N/m]

% Punktlast av räcket
Racke=0.5*cc; % Värdet av en punktlast [kN]
% 3 st räcken som 3 st punktlaster

```

## Trafiklast samt dimensionerade lastkombination

```

% Partialkoefficienter samt reduktionsfaktorer
gamma_G=1.35; % Partialkoefficient för permanent last

% För att ta fram de snittkrafterna endast tvärbalken skall klara av själv
% (endast p.g.a. egenvikten) sätts alla trafiklaster till 0, detta genom
% att sätta gamma_Q till 0 nedan.
gamma_Q=1.5; % Partialkoefficient för variabel last

```

```

psi_0_Q=0.75; % Lastreduktionsfaktor för axellaster
psi_0_q=0.4; % Lastreduktionsfaktor för utbredda laster
ksi=0.89; % Reduktionsfaktor för egentyngd

% Svenska reduktionsfaktorer enligt SS-EN 1991-2 2003.
alpha_Q1=0.9; % Svensk reduktionsfaktor för punktlaster i lastfält 1
alpha_q1=0.8; % Svensk reduktionsfaktor för utbredda laster i lastfält 1
alpha_Q2=0.9; % Svensk reduktionsfaktor för punktlaster i lastfält 2
alpha_q2=1.0; % Svensk reduktionsfaktor för utbredda laster i lastfält 2 och 3

% Karakteristiska laster i lastfält, enligt LM1.
% Punktlaster reduceras i enlighet med Kapitel 9.1.2
% Lastfält 1
Q1k=300e3*0.7; % Punktlaster lastfält 1 [N]
q1k=9e3; % Utbredda laster lastfält 1 [N/m^2]

% Lastfält 2
Q2k=200e3*0.7; % Punktlaster lastfält 2 [N]
q2k=2.5e3; % Utbredda laster lastfält 2 [N/m^2]

% Övrig brobana
q3k=2.5e3; % Utbredda laster lastfält 3 samt övrig brobana [N/m^2]

% Dimensionerande laster för respektive lastkombination
% Enligt 10-1 (a)
% Punktlaster [N]
Q1d_a=Q1k*gamma_Q*alpha_Q1*psi_0_Q; % Lastfält 1
Q2d_a=Q2k*gamma_Q*alpha_Q2*psi_0_Q; % Lastfält 2

% Utbredda laster [N/m]
q1d_a=q1k*gamma_Q*alpha_q1*psi_0_q*cc; % Lastfält 1
q2d_a=q2k*gamma_Q*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Lastfält 2
q3d_a=q3k*gamma_Q*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Övrig brobana

% Egentyngd [N]
G_a=G*gamma_G;

% Enligt 10-2 (b)
% Punktlaster [N]
Q1d_b=Q1k*gamma_Q*alpha_Q1; % Lastfält 1
Q2d_b=Q2k*gamma_Q*alpha_Q2*psi_0_Q; % Lastfält 2

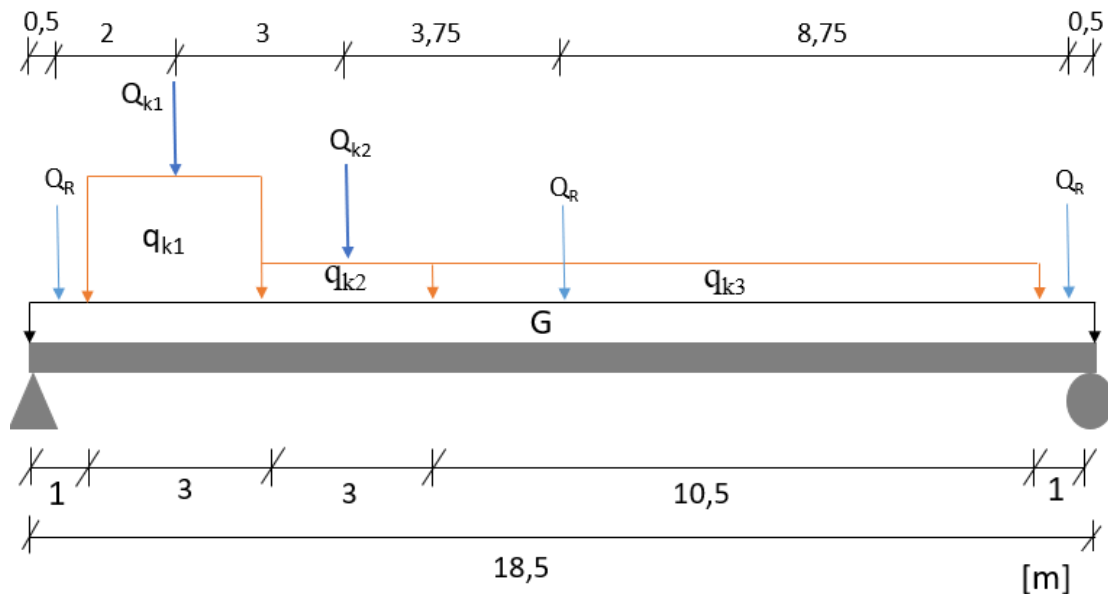
% Utbredda laster [N/m]
q1d_b=q1k*gamma_Q*alpha_q1*cc; % Lastfält 1
q2d_b=q2k*gamma_Q*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Lastfält 2
q3d_b=q3k*gamma_Q*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Övrig brobana

% Egentyngd [N]
G_b=G*gamma_G*ksi;

```

## Tvärkraftsdiagram samt maximal tvärkraft för tvärsektionen

Lasterna placeras enligt figur



```
% Element samt frihetsgrader
```

```
N=74; % Antal godtyckliga element, delar in i 0.25meters element för att kunna placera lasterna korrekt
```

```
M=N*3+3; % Antal frihetsgrader
```

```
% Koordinatmatriserna Ex och Ey för alla element
```

```
x1=linspace(0,18.25,N);
```

```
x2=linspace(0.25,18.5,N);
```

```
Ex=[x1' x2'];
```

```
Ey=Ex*0;
```

```
% Egenskapsmatrisen Ep för alla balkelement
```

```
A=Aekv+zeros(N,1);
```

```
E=Estal+zeros(N,1);
```

```
I=Iekv+zeros(N,1);
```

```
Ep=[E A I];
```

```
% Topologimatrix
```

```
Edof=zeros(N,7);
```

```
Edof(:,1)=linspace(1,N,N);
```

```
Edof(1,2:end)=[1:6];
```

```
for i=1:N-1;
```

```
    Edof(i+1,2)=Edof(i,2)+3;
```

```
    Edof(i+1,3)=Edof(i,3)+3;
```

```
    Edof(i+1,4)=Edof(i,4)+3;
```

```
    Edof(i+1,5)=Edof(i,5)+3;
```

```
    Edof(i+1,6)=Edof(i,6)+3;
```

```
    Edof(i+1,7)=Edof(i,7)+3;
```

```
end
```

```

% För lastkombintion enligt ekv. 10-1 (a)
% Lastvektorn Eq för alla balkelement
Eq=zeros(N,2);

% Egenvikten
for i=1:N
    Eq(i,2)=-G_a;
end

% Utbredd last lastfält 1
for i=5:16;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q1d_a;
end

% Utbredd last lastfält 2 samt övrig brobana
for i=17:70;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_a;
end

% Assemblerar styvhetsmatrisen K samt lastvektorn f med hjälp av CALFEM's
% funktion beam2e som skapar elementmatriserna som sedan assembleras in i
% den globala
K0=zeros(M,M); % Skapar formen för global styvhetsmatris
f0=zeros(M,1); % Skapar formen för global lastvektor

t=Edof(:,2:end);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    [Ke,fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
    K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
    f0(t(i,:),1)=f0(t(i,:),1)+fle;
end
f=f0;
K=K0;

% Adderar in punktlaster i lastvektorn
f(8)=f(8)-Racke;
f(32)=f(32)-2*Q1d_a;
f(68)=f(68)-2*Q2d_a;
f(113)=f(113)-Racke;
f(221)=f(221)-Racke;

% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0

```

```

224 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);

% Maximala tvärkraft för tvärbalk
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(N*3,3);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    ed=Ed(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    n=3;
    sfac=3e-6;
    % Beräknar fram 3 snittkrafter per element som finns i es=[N V M]
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
%Placerar in varje elements snittkrafter i Es för att hitta största
%tvärkraften
Es(i*3-2:i*3,:)=es;
end
% Maximala tvärkraften enligt ekvation 10-1
Ved_a=max(abs(Es(:,2))));

% För lastkombination enligt ekv. 10-2 (b)
% Lastvektorn Eq för alla balkelement
Eq=zeros(N,2);

% Egenvikten
for i=1:N
    Eq(i,2)=-G_b;
end

% Utbredd last lastfält 1
for i=5:16;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q1d_b;
end

% Utbredd last lastfält 2 samt övrig brobana
for i=17:70;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_b;
end

% Assemblerar styvhetsmatrisen K samt lastvektorn f med hjälp av CALFEM's
% funktion beam2e som skapar elementmatriserna som sedan assembleras in i
% den globala
K0=zeros(M,M); % Skapar formen för global styvhetsmatris
f0=zeros(M,1); % Skapar formen för global lastvektor

t=Edof(:,2:end);

```

```

for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    [Ke,fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
    K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
    fl0(t(i,:),1)=fl0(t(i,:),1)+fle;
end
f=f10;
K=K0;

% Adderar in punktlaster i lastvektorn
f(8)=f(8)-Racke;
f(32)=f(32)-2*Q1d_b;
f(68)=f(68)-2*Q2d_b;
f(113)=f(113)-Racke;
f(221)=f(221)-Racke;

% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    224 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);

% Maximala tvärkraft för tvärbalk
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(N*3,3);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    ed=Ed(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    n=3;
    sfac=3e-6;
    % Beräknar fram 3 snittkrafter per element som finns i es=[N V M]
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
    % Plottar tvärkraftsdiagram
    plotpar=[3 1];
    eldia2(ex,ey,es(:,2),plotpar,sfac,eci);
hold on
grid on
pltscalb2(sfac,[10e5 2 -2],[3])
title('Tvärkraftsdiagram för tvärbalk')
xlabel('x-koordinat i ramens x-riktning [m]')
ylabel('[-]')
%Placerar in varje elements snittkrafter i Es för att hitta största
%tvärkraften

```

```

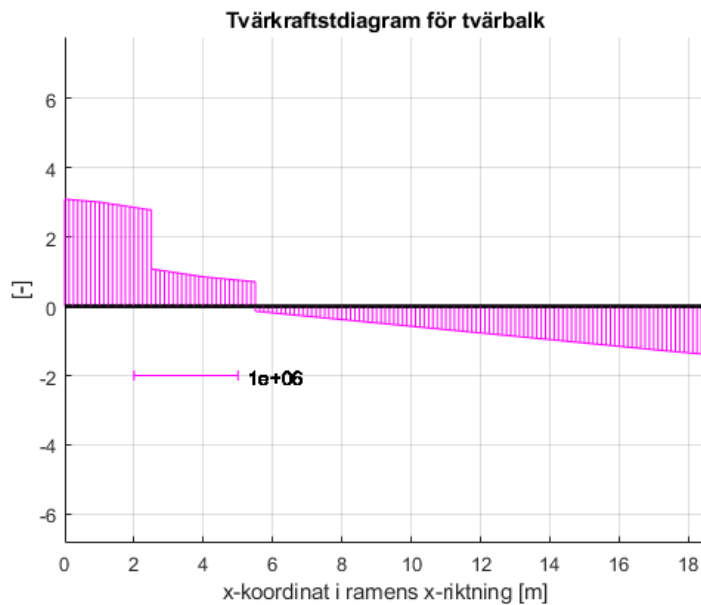
Es(i*3-2:i*3,:)=es;
end

% Maximala tvärkraften enligt ekvation 10-2:
Ved_b=max(abs(Es(:,2)));

% Maximala tvärkraften
if Ved_a<Ved_b
    fprintf('Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-2 och Ved=%0.3f [kN]\n',Ved_b/1000)
elseif Ved_b<Ved_a
    fprintf('Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-1 och Ved=%0.3f [kN]\n',Ved_a/1000)
end
Ved=max(Ved_a,Ved_b);

```

Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-2 och Ved=1032.061 [kN]



## Momentdiagram samt maximalt moment för tvärsektionen

### Framtagning av placering för laster för att uppnå maximalt moment

```

clc, clear all, close all
% Egentyngd för tvärbalken

c=2; %c-c avstånd
Asta1=19780*10^-6; % HEB400 från Diverse utdrag
l=18.5; %tvärbalkens längd

g1=22e3*0.01*c; % tätskikt [N/m]
g2=24e3*0.05*c; % bindlager [N/m]
g3=24e3*0.04*c; % slitagelager [N/m]
g4=25e3*0.3*c; % betongskikt [N/m]
g5=155*9.81; %[N/m]
G=g1+g2+g3+g4+g5; %[N/m]

```

```

% Punktlast av räcket
g6=0.5e3*c;           % värdet av en punktlast [N]
                    % 3 st

c=2;                 % antaget cc-avstånd[m]
Pr=0.5e3*c;         % räckets bidrag iform av punktlast[N]
P1=540e3;           %[N]
P2=360e3;           %[N]
q1k=7.2e3*c;        %[N/m]
q2k=2.5e3*c;        %[N/m]
qd=G;               %[N/m]

L=18.5;

y=4.22;
RBm=(Pr*0.5+P2*(2.5+y)+P1*(5.5+y)+Pr*9.25+Pr*18+qd*18.5^2/2+q2k*(y+3)*(y+4)/2+q1k*3*(5
.5+y)+q2k*(10.5-y)*(7+y+(10.5-y)/2))/18.5;
RAm=3*Pr+P1+P2+qd*18.5+q1k*3+q2k*13.5-RBm;

% Moment M(x)
% Snitt 1
x1=linspace(0,0.5);
M1=RAm.*x1-qd.*x1.^2/2;

% Snitt 2
x2=linspace(0.5,1);
M2=RAm.*x2-qd.*x2.^2/2-Pr.*(x2-0.5);

% Snitt 3
x3=linspace(1,2.5+y);
M3=RAm.*x3-Pr.*(x3-0.5)-qd.*x3.^2/2-q2k.*(x3-1).^2/2;

% Snitt 4
x4=linspace(2.5+y,4+y);
M4=RAm.*x4-Pr.*(x4-0.5)-qd.*x4.^2/2-q2k.*(x4-1).^2/2-P2.*(x4-(2.5+y));

% Snitt 5
x5=linspace(4+y,5.5+y);
M5=RAm.*x5-qd.*x5.^2/2-Pr.*(x5-0.5)-q2k*(3+y).*(x5-1-(3+y)/2)-P2.*(x5-(2.5+y))-
q1k.*(x5-(4+y)).^2/2;

% Snitt 6
x6=linspace(5.5+y,7+y);
M6=RAm.*x6-Pr.*(x6-0.5)-P2.*(x6-(2.5+y))-qd.*x6.^2/2-q2k*(3+y).*(x6-1-(3+y)/2)-
q1k.*(x6-(4+y)).^2/2-P1.*(x6-(5.5+y));

% Snitt 7
x7=linspace(7+y,17.5);
M7=RAm.*x7-Pr.*(x7-0.5)-q2k*(3+y).*(x7-1-(3+y)/2)-P2.*(x7-(2.5+y))-qd.*x7.^2/2-
q1k*3.*(x7-(5.5+y))-P1.*(x7-(5.5+y))-q2k.*(x7-(7+y)).^2/2;

% Snitt 8
x8=linspace(17.5,18);
M8=RAm.*x8-qd.*x8.^2/2-q2k*(3+y).*(x8-1-(3+y)/2)-P2.*(x8-(2.5+y))-q1k*3.*(x8-(5.5+y))-
P1.*(x8-(5.5+y))-q2k*(10.5-y).*(x8-(7+y)-(10.5-y)/2);

```



```

% Snitt 9
x9=linspace(18,18.5);
M9=RAm.*x9-qd.*x9.^2/2-q2k*(3+y).*(x9-1-(3+y)/2)-P2.*(x9-(2.5+y))-q1k*3.*(x9-(5.5+y))-
P1.*(x9-(5.5+y))-q2k*(10.5-y).*(x9-(7+y)-(10.5-y)/2)-Pr.*(x9-(7+y)-(10.5-y));

x=[x1 x2 x3 x4 x5 x6 x7 x8 x9];
M=[M1 M2 M3 M4 M5 M6 M7 M8 M9];

figure(2)
plot(x,M);
grid on
xlabel('x-koordinat [m]');
ylabel('moment [Nm]');
title('Momentet varierande över balkens längd')

Maxmoment=max(abs(M))
[momentx,indexM]=max(abs(M));
momentx=x(indexM)

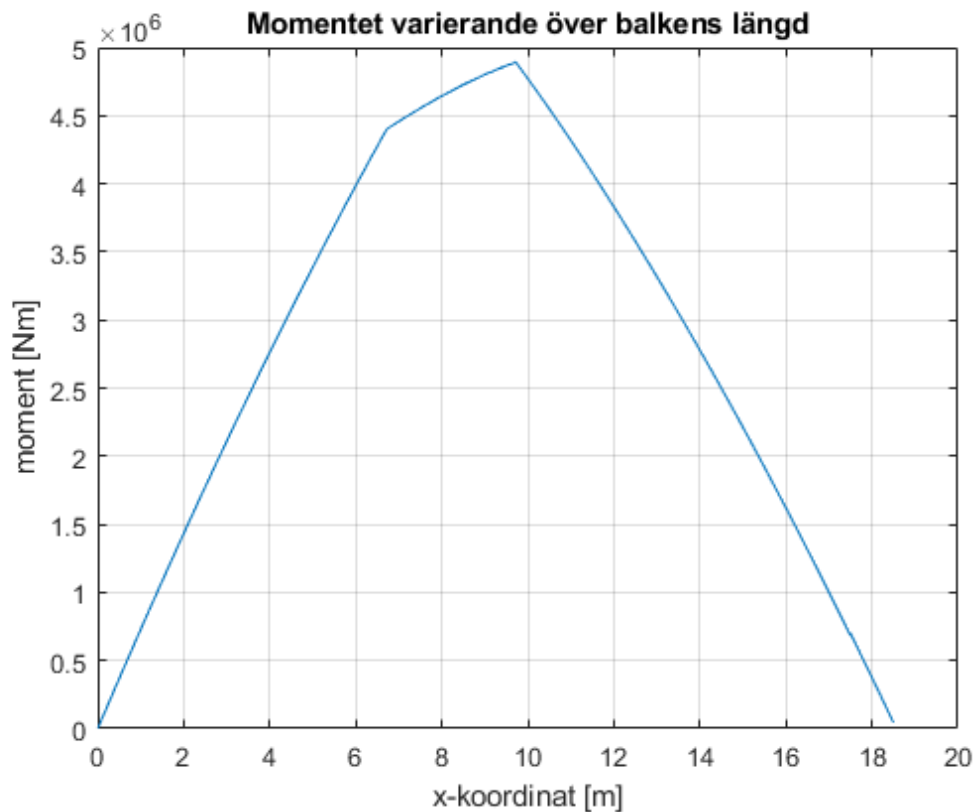
```

Maxmoment =

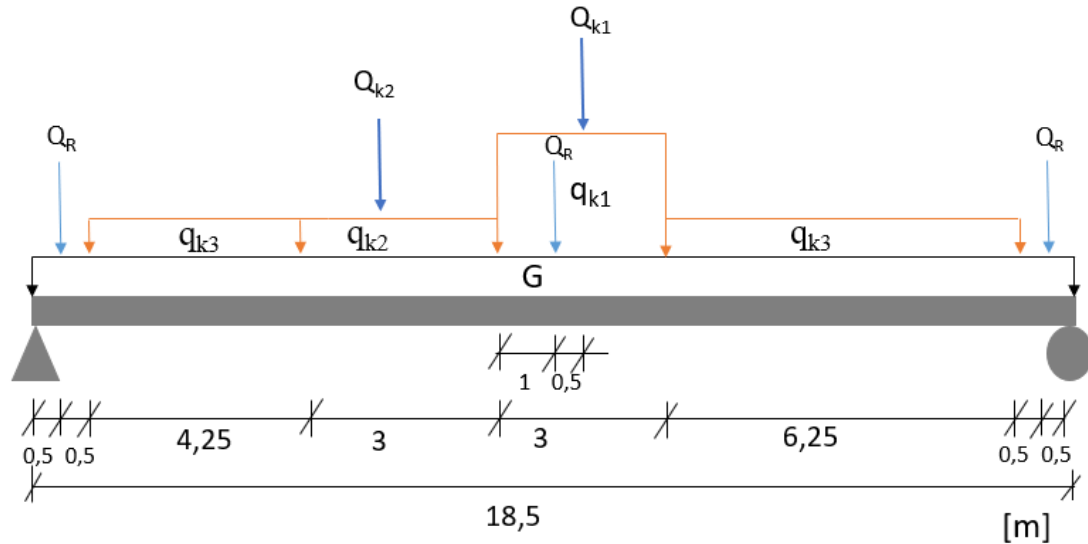
4.8925e+06

momentx =

9.7200



Lasterna placeras således enligt figur:



```
% För lastkombination enligt ekv. 10-1 (a)
% Ny lastvektor Eq för alla element
Eq=zeros(N,2);
for i=1:N
    Eq(i,2)=-G_a;
end
for i=34:45;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q1d_a;
end
for i=5:33;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_a;
end
for i=46:70;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_a;
end

% Assemblerar ny styvhetsmatris samt lastvektor
K0=zeros(M,M);
f10=zeros(M,1);

t=Edof(:,2:end);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    [Ke,fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
    K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
    f10(t(i,:),1)=f10(t(i,:),1)+fle;
end
```

```

end
f=f10;
K=K0;

% Ny placering för punktlasterna
f(8)=f(8)-Racke;
f(119)=f(119)-2*Q1d_a;
f(68)=f(68)-2*Q2d_a;
f(83)=f(83)-Racke;
f(221)=f(221)-Racke;

% Löser ekvationssystemet
bc=[1 0
     2 0
     224 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);

% Plot av momentdiagram för tvärbalken samt tar fram de maximala momentet
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(N*3,3);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    ed=Ed(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    n=3;
    sfac=5e-7;
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
    Es(i*3-2:i*3,:)=es;
end
% Maximalt moment enligt ekv. 10-1.
Med_a=max(abs(Es(:,3)));

% För lastkombination enligt ekv. 10-2 (b)
% Ny lastvektor Eq för alla element
Eq=zeros(N,2);
for i=1:N
    Eq(i,2)=-G_b;
end
for i=34:45;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q1d_b;
end
for i=5:33;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_b;
end
for i=46:70;
    Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d_b;
end
end

```

```

% Assemblerar ny styvhetsmatris samt lastvektor
K0=zeros(M,M);
f10=zeros(M,1);

t=Edof(:,2:end);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    [Ke,fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
    K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
    f10(t(i,:),1)=f10(t(i,:),1)+fle;
end
f=f10;
K=K0;

% Ny placering för punktlasterna
f(8)=f(8)-Racke;
f(119)=f(119)-2*Q1d_b;
f(68)=f(68)-2*Q2d_b;
f(83)=f(83)-Racke;
f(221)=f(221)-Racke;

% Löser ekvationssystemet
bc=[1 0
    2 0
    224 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);

% Plot av momentdiagram för tvärbalken samt tar fram de maximala momentet
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(N*3,3);
figure
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    ed=Ed(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    n=3;
    sfac=5e-7;
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
    plotpar=[2 1];
    eldia2(ex,ey,es(:,3),plotpar,sfac,eci);
hold on
pltscalb2(sfac,[10e5 2 -4],[2])
title('Momentdiagram för tvärbalk')

```

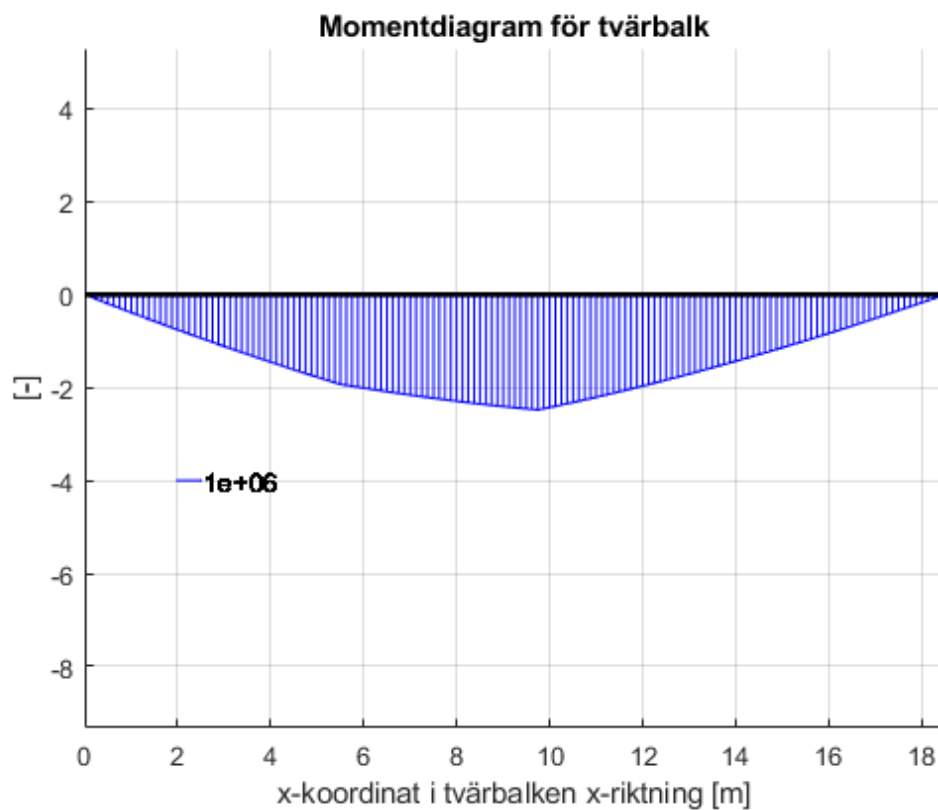
```

xlabel('x-koordinat i tvärbalken x-riktning [m]')
ylabel('[-]')
grid on
Es(i*3-2:i*3,:)=es;
end
% Maximalt moment enligt ekv. 10-2.

% Maximalt moment för tvärsektionen
Med_b=max(abs(Es(:,3)));
if Med_a<Med_b
    fprintf('Maximalt moment för tvärbalken blir enligt 10-2 och Med=%0.3f [kNm]\n',Med_b/1000)
elseif Med_b<Med_a
    fprintf('Maximalt moment för tvärbalken blir enligt 10-1 och Med=%0.3f [kNm]\n',Med_a/1000)
end
Med=max(Med_a,Med_b);

```

Maximalt moment för tvärbalken blir enligt 10-2 och Med=4957.656 [kNm]



## Tvärkraftskapacitet för tvärsektion

```

gammaM0=1; % Partialkoefficient för stål
eta=1.2; %
Av=eta*hw*tw; % Livet antas bära hela tvärkraften.
VplRd=Av*(fyd/sqrt(3))/gammaM0;

fprintf('Tvärsnittets tvärkraftskapacitet är Vrd=%0.3f [kNm]\n',VplRd/1000)

```

```
fprintf('Tvärsnittets utnyttjandegrad för tvärkraften är n=%0.3f [-]\n',Ved/VplRd)
```

```
Vrd=VplRd;
```

Tvärsnittets tvärkraftskapacitet är  $Vrd=2286.307$  [kNm]

Tvärsnittets utnyttjandegrad för tvärkraften är  $n=0.451$  [-]

## Interaktion mellan moment och tvärkraft

Interaktionen behöver endast kontrolleras om kravet nedan ej uppfylls. Om kravet ej uppfylls skall livets hållfasthet reduceras enligt Eurocode 4, 6.2.2.4.

```
if Ved<0.5*Vrd
    disp 'Interaktion behöver ej kontrolleras p.g.a. Ved<0.5*Vrd'
end
if Ved>0.5*Vrd
    disp 'Interaktionen behöver beaktas genom en reduktion av livhållfastheten i beräkningen för momentkapaciteten'
end
```

Interaktion behöver ej kontrolleras p.g.a.  $Ved<0.5*Vrd$

## Tvärsnittsklassificering enligt Eurocode

Kontroll om svetsad balk är i TK1/TK2, dvs om plastisk respons får användas samt om balken riskerar buckling. Ekvationer för kontroll enligt EN 1993-1-1:2005 (Tabell 5.2).

```
eps=sqrt(235/355); % Epsilon
% Livet
d=hw-2*sqrt(2)*am;
TKw=d/(tw*eps);
if TKw<72
    disp 'Livet är i TK1'
elseif TKw <=83 && TKw>72
    disp 'Livet är i TK2'
else
    disp 'Plasticering får ej antas'
end

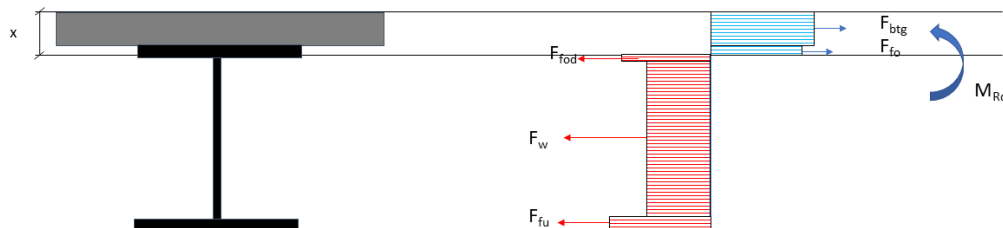
% Fläns
c=(bf-tw)/2-am*sqrt(2);
TKf=c/(tf*eps);
if TKf<9
    disp 'Flänsarna är i TK1'
elseif TKf <=10 && TKf>9
    disp 'Flänsarna är i TK2'
else
    disp 'Plasticering får ej antas'
end
```

Livet är i TK1  
Flänsarna är i TK1

## Momentkapacitet för tvärsektionen

Full samverkan mellan betongplatta och ståltvärbalk, ingen interaktion. Momentkapacitetet beräknas m.h.a. momentjämvikt runt neutrallagret. Plastisk respons p.g.a tvärsnittet är i TK1.

Figuren nedan visar hur tvärsnittets plastiska respons ser ut, där momentkapaciteten beräknas kring neutrallagret som i figuren är demonstrerat med  $x$



Neutrallagrets läge bestäms med hjälp av horisontell jämvikt för figuren ovan, där neutrallagret antas ligga i den övre flänsen i ett första skede.

% Ekvation för  $x$  från horisontell jämvikt:

$$x = (-b_{eff} * t_{btg} * 0.85 * f_{cd} + b_f * t_{btg} * f_{yd} + b_f * (t_{btg} + t_f) * f_{yd} + h_w * t_w * f_{yd} + b_f * t_f * f_{yd}) / (2 * b_f * f_{yd});$$

% Reduktionsfaktor av livets hållfasthet p.g.a. interaktion mellan moment och

% tvärkraft om interaktion behövs tas i beaktning.

if  $V_{ed} < 0.5 * V_{rd}$

ro=1; % Interaktion beaktas ej

end

if  $V_{ed} > 0.5 * V_{rd}$

ro=(1-(2\*V<sub>ed</sub>/V<sub>rd</sub>-1)<sup>2</sup>); % Interaktion beaktas m.h.a. reducering av livhållfastheten.

end

% Resulterande krafter med tillhörande hävarm,  $F_i$  = kraft [N],  $a_i$ =hävarm [m]

% Betong % Övre fläns, tryckt del % Övre fläns, dragen del

$$F_{btg} = b_{eff} * t_{btg} * 0.85 * f_{cd}; \quad F_{fo} = b_f * (x - t_{btg}) * f_{yd}; \quad F_{fod} = b_f * (t_{btg} + t_f - x) * f_{yd};$$

$$a_{btg} = (x - t_{btg}) / 2; \quad a_{fo} = (x - t_{btg}) / 2; \quad a_{fod} = (t_{btg} + t_f - x) / 2;$$

% Draget liv

% Nedre fläns

$$F_w = h_w * t_w * f_{yd} * ro;$$

$$F_{fu} = b_f * t_f * f_{yd};$$

$$a_w = (h_w - (x - t_{btg} - t_f)) / 2;$$

$$a_{fu} = (t_{btg} + h - t_f / 2 - x);$$

$$M_{rd} = F_{btg} * a_{btg} + F_{fo} * a_{fo} + F_{fod} * a_{fod} + F_w * a_w + F_{fu} * a_{fu};$$

fprintf ('Tvärsnittets momentkapacitet är Mrd=%0.3f [kNm]\n', Mrd/1000)

fprintf ('Tvärsnittets utnyttjandegrad för momentet är n=%0.3f [-]\n', Med/Mrd)

Tvärsnittets momentkapacitet är Mrd=6905.818 [kNm]

Tvärsnittets utnyttjandegrad för momentet är n=0.718 [-]

## Momentkapacitet för tvärbalk

Momentkapaciteten beräknas m.h.a. momentjämvikt runt neutrallagret som för den symmetriska balken är mitt i balklivet. Plastisk respons p.g.a tvärsnittet är i TK1

```
Mrd_balk=2*bf*tf*fyd*(h/2-tf/2)+2*tw*hw/2*hw/4;
fprintf('Tvärbalkens momentkapacitet är Mrd=%0.3f [kNm]\n',Mrd_balk/1000)
```

Tvärbalkens momentkapacitet är Mrd=3850.000 [kNm]

## Kontroll av svets

Svetsarna har antagits till 9mm vardera, kontrolleras nedan.

```
% Tau-parallell, p.g.a moment samt tvärkraft
S=h/2*bf*tf;
tauP=Ved*S/(Istl*2*am);

% Sigma- samt Tau-vinkelrät, p.g.a. stödkraft
L=Ltvar;
tauV=Ved/(2*sqrt(2)*L*am);
sigmaV=tauV;

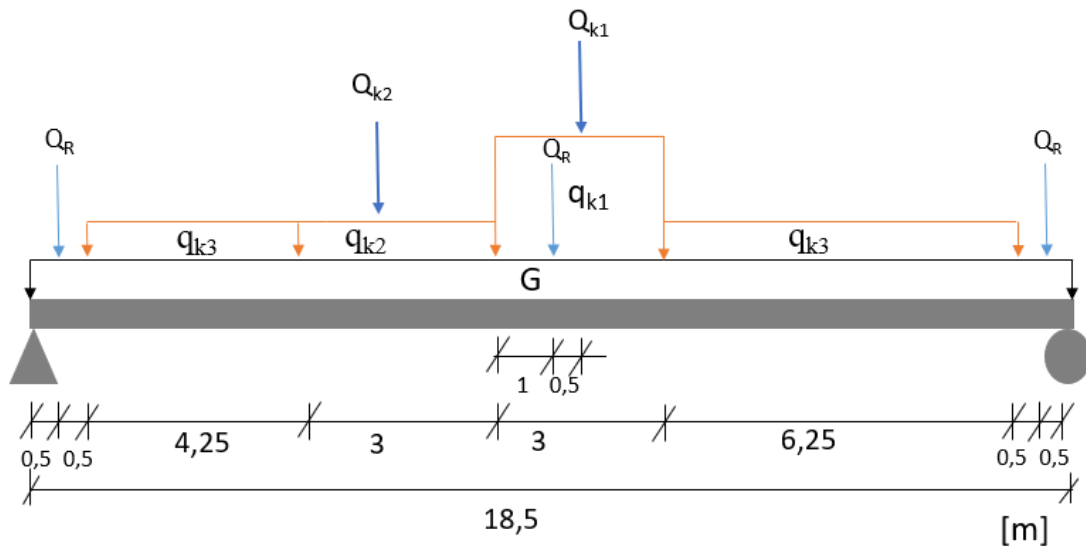
% Krav
betaW=1.0; % Korrelationsfaktor för S450
gammaM2=1.25; % Partialkoefficient
Krav=fu/(betaW*gammaM2); %
Krav2=0.9*fu/gammaM2;
sigmaEKV=sqrt(sigmaV^2+3*(tauV^2+tauP^2));
if sigmaEKV<=Krav && sigmaV<=Krav2
    disp('Svetsarna med a-måttet 9mm har tillräcklig kapacitet')
end
```

Svetsarna med a-måttet 9mm har tillräcklig kapacitet

## Kontroll av nedböjning i brukstillstånd

Lasterna placeras enligt figur nedan, precis som för momentdiagrammet ovan





För kontroll av nedböjning gäller lastkombinationen:

```
% Punktlaster [N]
```

```
Q1d=Q1k*alpha_Q1*psi_0_Q; % Lastfält 1
Q2d=Q2k*alpha_Q2*psi_0_Q; % Lastfält 2
```

```
% Utbredda laster [N/m]
```

```
q1d=q1k*alpha_q1*psi_0_q*cc; % Lastfält 1
q2d=q2k*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Lastfält 2
q3d=q3k*alpha_q2*psi_0_q*cc; % Övrig brobana
```

```
% Egentyngd [N]
```

```
Gd=G;
```

```
% För lastkombination enligt ekv. 10-2 (b)
```

```
% Ny lastvektor Eq för alla element
```

```
Eq=zeros(N,2);
```

```
for i=1:N
```

```
Eq(i,2)=-Gd;
```

```
end
```

```
for i=34:45;
```

```
Eq(i,2)=Eq(i,2)-q1d;
```

```
end
```

```
for i=5:33;
```

```
Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d;
```

```
end
```

```
for i=46:70;
```

```
Eq(i,2)=Eq(i,2)-q2d;
```

```
end
```

```
% Assemblerar ny styvhetsmatris samt lastvektor
```

```
K0=zeros(M,M);
```

```
f10=zeros(M,1);
```

```

t=Edof(:,2:end);
for i=1:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
[Ke, fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
f0(t(i,:),1)=f0(t(i,:),1)+fle;
end
f=f0;
K=K0;

% Ny placering för punktlasterna
f(8)=f(8)-Racke;
f(119)=f(119)-2*Q1d;
f(68)=f(68)-2*Q2d;
f(83)=f(83)-Racke;
f(221)=f(221)-Racke;

% Randvillkor, betraktas som fritt upplagd, för beräkning av fast inspänd
% sätts även randvillkor på frihetsgraderna 3, 223 samt 225 till 0 utöver de som redan finns.
bc=[1 0
    2 0
    224 0];

% Löser ekvationssystemet med hjälp av CALFEM.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);

% Plot av momentdiagram för tvärbalken samt tar fram de maximala momentet
Ed=extract(Edof,a);
Edi=zeros(N*3,2);
for i=1:N
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    ed=Ed(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    n=3;
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
    Edi(i*3-2:i*3,:)=edi;
end

% Kontroll av nedböjning
Umax=max(abs((Edi(:,2))))); % Maximala nedböjningen för tvärsektionen
Krav=Ltvar/400; % Maximat tillåten nedböjning enligt Eurocode.
if Umax<Krav
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är %0.3f [mm]\n',Umax*1000)

```

```
fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är tillåten p.g.a överskrider ej %0.3f [mm]\n',Krav*1000)

end
if Umax>Krav
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är %0.3f [mm]\n',Umax*1000)
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är ej tillåten p.g.a överskrider %0.3f [mm]\n',Krav*1000)
end
```

Maximalt nedböjning för tvärsektionen är 68.427 [mm]

Maximalt nedböjning för tvärsektionen är ej tillåten p.g.a överskrider 46.250 [mm]

[Published with MATLAB® R2018a](#)

## **Bilaga 9 – Dimensionering av brobana**

Bilaga 9 behandlar dimensioneringsprocessen för brobanan. Då moment- och tvärkraftsfördelning studeras görs förenklingen att 3 fack studeras istället för samtliga fack i längsled. På grund av förenklingen är en god marginal till full utnyttjandegrad att önska. Nedan redovisas kod från MATLAB där beräkningarna redovisas. Första koden berör framtagning av dimensionerande tvärkraft och moment. Den andra koden berör dimensionering och utformning av brobanan.

Först redovisas beräkningarna för dimensionerande tvärkraft och moment. Där beräknas de dimensionerande värdena med hjälp av vinkeländringsmetoden och elementarfall samt snittekvationer utifrån figurerna 17 och 18. Ekvationerna körs sedan utifrån ekvation 10–1 och sedan ekvation 10–2 för att få värsta fall för tvärkraften respektive momentet.

Dimensionerande tvärkraft och moment	83
Trafiklast samt dimensionerade lastkombination	83
Tvärkraftsberäkning värsta fall	84
Reducering av tvärkraft	86
Momentberäkning värsta fall	87

## Dimensionerande tvärkraft och moment

Kandidatarbete ACEX10-19-53

```

clc, clear all, close all

% Indata

% Egentyngden beräknas per meterstrimla
% Lastmodellerna enligt LM1

g1=22e3*0.01;      % tätskikt [N/m]
g2=24e3*0.05;      % bindlager [N/m]
g3=24e3*0.04;      % slitagelager [N/m]
g4=25e3*0.3;       % betongsikt [N/m]
g5=0.5e3;          % räcke [N/m]
c=2;               % c-avstånd [m]

```

## Trafiklast samt dimensionerade lastkombination

```

% Partialkoefficienter samt reduktionsfaktorer
gamma_G=1.35;      % Partialkoefficient för permanent last
gamma_Q=1.5;       % Partialkoefficient för variabel last
psi_0_Q=0.75;      % Lastreduktionstal för axellaster
psi_0_q=0.4;       % Lastreduktionstal för utbredda laster
ksi=0.89;          % Reduktionsfaktor för egentyngd
alpha_Q1=0.9;      % Svensk reduktionsfaktor för punktlast i lastfalt 1
alpha_q1=0.8;      % Svensk reduktionsfaktor för utbreddlast i lastfalt 1

% Karakteristiska laster i lastfält, enligt LM1.
%Lastfält 1
Q1k=135e3;         % Punktlast från en halv axellast [N]
q1k=9e3/3;         % Utbredd last lastfalt 1 [N/m^2]
G=g1+g2+g3+g4+g5; % Egentyngd för en meterstrimla broplatta [N/m]

```

```

% Egentyngd som huvudlast, ekvation 10-1.
%ekv_1=gamma_G*G*1+gamma_Q*psi_0*2*Q1k+gamma_Q*psi_0*q1k*1;

% Trafiklast som huvudlast, ekvation 10-2.
%ekv_2=ksi*gamma_G*G*1+gamma_Q*2*Q1k+gamma_Q*q1k*1;

%Dimensionerande laster
% Enligt 10-1 (a)
% Punktlaster [N]
Q1d_a=Q1k*gamma_Q*alpha_Q1*psi_0_Q; % Lastfält 1

% Utbredda laster [N/m]
q1d_a=q1k*gamma_Q*alpha_q1*psi_0_Q*1; % Lastfält 1

% Egentyngd [N]
G_a=G*gamma_G;

% Enligt 10-2 (b)
% Punktlaster [N]
Q1d_b=Q1k*gamma_Q*alpha_Q1; % Lastfält 1

% Utbredda laster [N/m]
q1d_b=q1k*gamma_Q*alpha_q1*1; % Lastfält 1

% Egentyngd [N]
G_b=G*gamma_G*ksi;

```

## Tvärkraftsberäkning värsta fall

### Fall a) enligt 10-1

```

G=G_a; %Egentyngden [N/m]
Q=Q1d_a; %Punktlast från en halv axellast [N]
q=q1d_a; %Utbredd last lastfält 1 [N/m^2]

MB=-(G+q)*c^2/8-Q*(c-0.6)*(1-((c-0.6)^2)/(c^2))/2; %Stödmomentet vid B [Nm]
RA=(G+q)*c/2+Q*0.6/c+MB/c; %Reaktionskraft vid A [N]

% Tvärkraft - snitt från vänster
% Snitt 1
x1=linspace(0,c-0.6); %Snitt innan punktlasten
V1=RA-(G+q).*x1;

% Snitt 2
x2=linspace(c-0.6,c); %Snitt efter punktlasten
V2=RA-(G+q).*x2-Q;

x=[x1 x2];
V_a=[V1 V2];

subplot(2,1,1)
plot(x,V_a); %Här plottas tvärkraften mot x
grid on
xlabel('x-koordinat [m]');
ylabel('tvärkraften [N]');

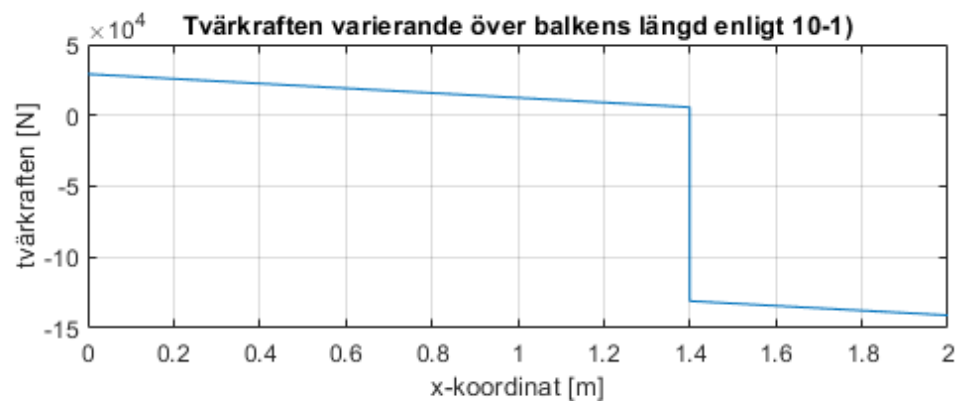
```

```
title('Tvärkraften varierande över balkens längd enligt 10-1')
```

```
Maxtvarkraft_a=max(abs(v_a));
[tvarkraftx_a,indexv_a]=max(abs(v_a));
tvarkraftx_a=x(indexv_a)
```

```
tvarkraftx_a =
```

```
2
```



## Fall b) enligt 10-2

```
G=G_b;           %Egentyngden [N/m]
Q=Q1d_b;         %Punktlast från en halv axellast [N]
q=q1d_b;         %Utbredd last lastfalt 1 [N/m^2]

MB=-(G+q)*c^2/8-Q*(c-0.6)*(1-((c-0.6)^2)/(c^2))/2; %Stödmomentet vid B [Nm]
RA=(G+q)*c/2+Q*0.6/c+MB/c;                       %Reaktionskraft vid A [N]

% Tvärkraft - snitt från vänster
% Snitt 1
x1=linspace(0,c-0.6);           %Snitt innan punktlasten
v1=RA-(G+q).*x1;

% Snitt 2
x2=linspace(c-0.6,c);          %Snitt efter punktlasten
v2=RA-(G+q).*x2-Q;

x=[x1 x2];
v_b=[v1 v2];

figure(1)

subplot(2,1,2)

plot(x,v_b); %Här plottas tvärkraften mot x
grid on
xlabel('x-koordinat [m]');
```

```

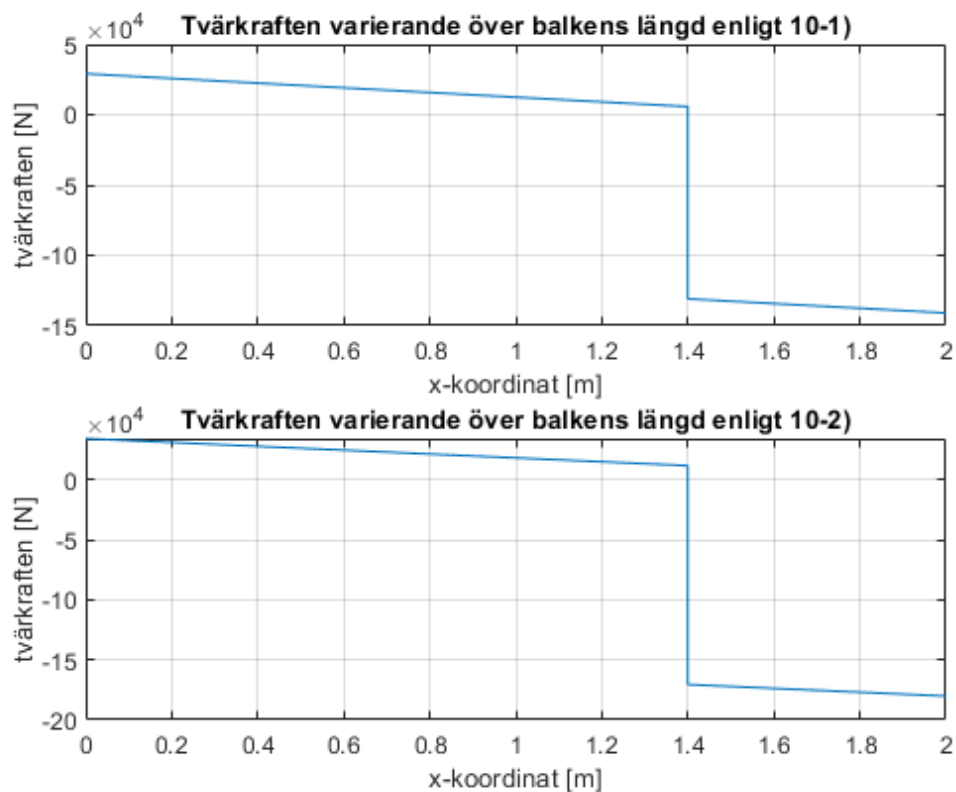
ylabel('tvärkraften [N]');
title('Tvärkraften varierande över balkens längd enligt 10-2)')

Maxtvarkraft_b=max(abs(v_b));
[tvarkraftx_b,indexv_b]=max(abs(v_b));
tvarkraftx_b=x(indexv_b)

if Maxtvarkraft_a<Maxtvarkraft_b
    fprintf ('Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-2 och ved=%0.3f
[kN]\n',Maxtvarkraft_b/1000)
elseif Maxtvarkraft_b<Maxtvarkraft_a
    fprintf ('Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-1 och ved=%0.3f
[kN]\n',Maxtvarkraft_a/1000)
end
end

```

Maximal tvärkraft för tvärbalken blir enligt 10-2 och ved=180.196 [kN]



## Reducering av tvärkraft

```

a=0.5; %Upplagets bredd, stål balkens överflänsbredd [m]
d=0.25; %d-avståndet [m]
x_kontroll=a/2+0.9*d*cot(35*pi/180); %området där tvärkraften får reduceras [m]
avi=(2*d+x_kontroll)/2; %avstånd mellan lasten och upplagets kant [m]
Vs=RA-(G+q)*(c-x_kontroll)-Q; %den reducerade tvärkraften vid mittstöd [N]
Vs=abs(Vs);

ved_red=Vs-(2*d-x_kontroll)^2/(4*d)*(G+q) %den reducerade tvärkraften vid stöd [N]

```



ved\_red =

1.7093e+05

## Momentberäkning värsta fall

### Fall a) enligt 10-1

```
G=G_a;           %Egentyngden [N/m]
Q=Q1d_a;         %Punktlast från en halv axellast [N]
q=q1d_a;         %Utbredd last lastfalt 1 [N/m^2]

%Stödmomentet vid B och C [Nm]
MC=(-(2*G+q)*c^2/4+(2*G+q)*c^2/16+Q*(c/2-0.6)/4*(1-(c/2-0.6)^2/c^2)+Q*(c/2+0.6)/4*(1-
((c/2+0.6)^2/c^2)))*4/15;
MB=-(2*G+q)*c^2/4-4*MC;

% Stödkrafter
RA=(G+q)*c/2+MB/c+Q;   %Reaktionskraft vid A [N]
RBV=(G+q)*c+2*Q-RA;
RBH=G*c/2+MC/c-MB/c;
RCV=G*c-RBH;
RCH=(G+q)*c/2-MC/c;
RD=(G+q)*c-RCH;       %Reaktionskraft vid D [N]
RB=RBV+RBH;           %Reaktionskraft vid B [N]
RC=RCV+RCH;           %Reaktionskraft vid C [N]

% Snitt 1 - Snitt innan första punktlasten
x1=linspace(0,c/2-0.6);
M1=RA.*x1-(G+q).*x1.^2/2;

% Snitt 2 - Snitt mellan första och andra punktlasten
x2=linspace(c/2-0.6, c/2+0.6);
M2=RA.*x2-(G+q).*x2.^2/2-Q.*(x2-(c/2-0.6));

% Snitt 3 - Snitt mellan andra punktlasten och slutet på första facket
x3=linspace(c/2+0.6,c);
M3=RA.*x3-(G+q).*x3.^2/2-Q.*(x3-(c/2-0.6))-Q.*(x3-(c/2+0.6));

% Snitt 4 - Snitt i andra facket
x4=linspace(c,2*c);
M4=RA.*x4-G.*x4.^2/2-q*c.*(x4-c/2)-Q.*(x4-(c/2-0.6))-Q.*(x4-(c/2+0.6))+RB.*(x4-c);

% Snitt 5 - Snitt i tredje facket
x5=linspace(2*c,3*c);
M5=RA.*x5-G.*x5.^2/2-q*c.*(x5-c/2)-Q.*(x5-(c/2-0.6))-Q.*(x5-(c/2+0.6))-q.*(x5-
2*c).^2/2+RB.*(x5-c)+RC.*(x5-2*c);

x=[x1 x2 x3 x4 x5];
M_a=[M1 M2 M3 M4 M5];

figure(2)
subplot(2,1,1)
plot(x,M_a);
```

```

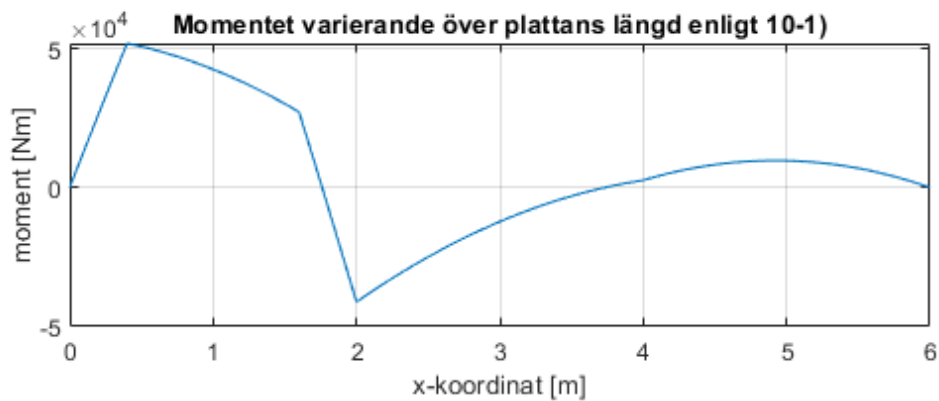
grid on
xlabel('x-koordinat [m]');
ylabel('moment [Nm]');
title('Momentet varierande över plattans längd enligt 10-1')

Maxmoment_a=max(abs(M_a))
[momentx_a,indexM_a]=max(abs(M_a));
momentx_a=x(indexM_a)

```

Maxmoment\_a =

5.1796e+04



## Fall b) enligt 10-2

```

G=G_b;           %Egentyngden [N/m]
Q=Q1d_b;        %Punktlast från en halv axellast [N]
q=q1d_b;        %Utbredd last lastfält 1 [N/m^2]

%Stödmomentet vid B och C [Nm]
MC=(-(2*G+q)*c^2/4+(2*G+q)*c^2/16+Q*(c/2-0.6)/4*(1-(c/2-0.6)^2/c^2)+Q*(c/2+0.6)/4*(1-((c/2+0.6)^2/c^2)))*4/15;
MB=-(2*G+q)*c^2/4-4*MC;

% Stödkrafter
RA=(G+q)*c/2+MB/c+Q;           %Reaktionskraft vid A [N]

```

```

RBV=(G+q)*c+2*Q-RA;
RBH=G*c/2+MC/c-MB/c;
RCV=G*c-RBH;
RCH=(G+q)*c/2-MC/c;
RD=(G+q)*c-RCH;           %Reaktionskraft vid D [N]
RB=RBV+RBH;               %Reaktionskraft vid B [N]
RC=RCV+RCH;               %Reaktionskraft vid C [N]

% Snitt 1 - Snitt innan första punktlasten
x1=linspace(0,c/2-0.6);
M1=RA.*x1-(G+q).*x1.^2/2;

% Snitt 2 - Snitt mellan första och andra punktlasten
x2=linspace(c/2-0.6, c/2+0.6);
M2=RA.*x2-(G+q).*x2.^2/2-Q.*(x2-(c/2-0.6));

% Snitt 3 - Snitt mellan andra punktlasten och slutet på första facket
x3=linspace(c/2+0.6,c);
M3=RA.*x3-(G+q).*x3.^2/2-Q.*(x3-(c/2-0.6))-Q.*(x3-(c/2+0.6));

% Snitt 4 - Snitt i andra facket
x4=linspace(c,2*c);
M4=RA.*x4-G.*x4.^2/2-q*c.*(x4-c/2)-Q.*(x4-(c/2-0.6))-Q.*(x4-(c/2+0.6))+RB.*(x4-c);

% Snitt 5 - Snitt i tredje facket
x5=linspace(2*c,3*c);
M5=RA.*x5-G.*x5.^2/2-q*c.*(x5-c/2)-Q.*(x5-(c/2-0.6))-Q.*(x5-(c/2+0.6))-q.*(x5-2*c).^2/2+RB.*(x5-c)+RC.*(x5-2*c);

x=[x1 x2 x3 x4 x5];
M_b=[M1 M2 M3 M4 M5];

figure(2)
subplot(2,1,2)
plot(x,M_b);
grid on
xlabel('x-koordinat [m]');
ylabel('moment [Nm]');
title('Momentet varierande över plattans längd enligt 10-2')

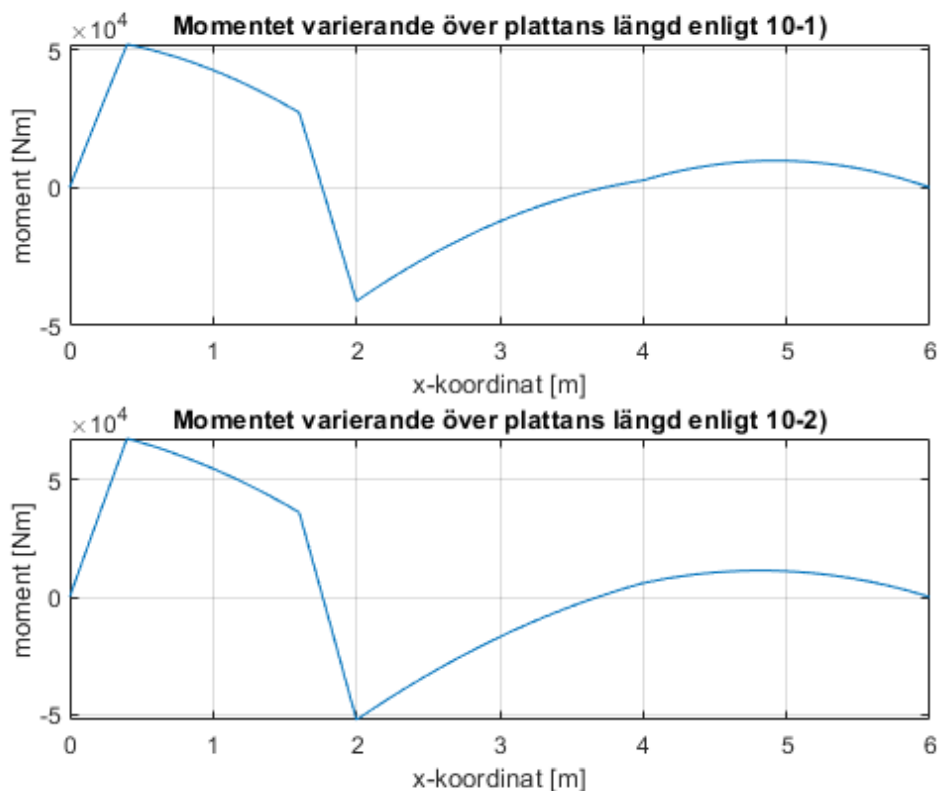
Maxmoment_b=max(abs(M_b))
[momentx_b,indexM_b]=max(abs(M_b));
momentx_b=x(indexM_b)

if Maxmoment_a<Maxmoment_b
    fprintf('Maximalt moment för tvärbalken i fält blir enligt 10-2 och Med=%0.3f\n',Maxmoment_b/1000)
elseif Maxmoment_b<Maxmoment_a
    fprintf('Maximalt moment för tvärbalken i fält blir enligt 10-1 och Med=%0.3f\n',Maxmoment_a/1000)
end

Maxmoment_s=RA*c-(G+q)*c^2/2-Q*(c-(c/2-0.6))-Q*(c-(c/2+0.6)); %momentmax över stöd
fprintf('Maximalt moment för tvärbalken över stöd blir enligt 10-2 och Med_s=%0.3f\n',Maxmoment_s/1000)

```

Maximalt moment för tvärbalken i fält blir enligt 10-2 och  $M_{ed}=67.570$  [kNm]  
 Maximalt moment för tvärbalken över stöd blir enligt 10-2 och  $M_{ed,s}=-52.365$  [kNm]



*Published with MATLAB® R2018a*

Nedan redovisas kapacitetsberäkningarna för tvärkraft och moment. För momentet görs en beräkning av momentet i brottgränstillstånd i Stadium III enligt beräkningsgången från Bärande konstruktioner del 1 (Al-Emrani et al., 2013) avsnitt B5.5. Först presenteras indata, antaganden och mindre beräkningar innan koden presenteras i sin helhet.

Dimensionerande tvärkraft och moment:  $V_{Ed}=180.2\text{kN}$ ,  $M_{Ed,fält}=67.6\text{kNm}$  och  $M_{Ed,stöd}=52.4\text{kNm}$

Armeringsstål: B500B  $\varnothing_{16}$  kamstänger väljs,  $\varnothing_{12}$  byglar väljs  $\rightarrow f_{yd}=435\text{MPa}$

d antas till  $h-50\text{mm}=250\text{mm}$

Preliminär armeringsmängd:  $A_{s_{stöd}} = \frac{M_{Ed,stöd}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d} = 535 \text{ mm}^2$ ,  $A_{s_{fält}} = \frac{M_{Ed,fält}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d} = 690 \text{ mm}^2$

Betong: Exponeringsklass XD1 (Institutionen för bygg- och miljöteknik, 2008) då betongplattan antas vara måttligt fuktig på grund av att bron är belägen vid ett vattendrag men inte i direkt kontakt mot luften och såldes eventuell nederbörd så den antas vara måttligt fuktig.

XD1 och L100  $\rightarrow v_{ct}=0.40 \rightarrow C_{min,dur}=20\text{mm}$

$$C_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{min,dur} = 20 \text{ mm} \\ C_{min,för} = \phi_{16} = 16 \text{ mm} \end{array} \right. = 20 \text{ mm}, C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

$$S_{min} = \max(k_1 * \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) \text{ (Bärande konstruktioner del 1. Ekv (B4-27))}$$

$d_g$  – största stenstorleken i ballasten = 20 mm

$k_1$  – nationell parameter, rekommenderat värde  $k_1 = 1,0$

$k_2$  – nationell parameter, rekommenderat värde  $k_2 = 5 \text{ mm}$

$$S_{min} = \max(k_1 * \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$S_{avstånd,min} = 25 + \frac{16}{2} + \frac{16}{2} = 41 \text{ mm}$$

$$\text{Avstånd kant till centrum armering: } 30 + 12 + \frac{16}{2} = 50 \text{ mm}$$

Val av betongklass:

$$V_{ct} \rightarrow f_{cm,cube} = 62 \text{ MPa}, f_{cm} = \frac{f_{cm,cube}}{1.20} * \frac{1}{1.1} = 47 \text{ MPa (B2-2)}$$

$$f_{cm} = 47 \text{ MPa} \rightarrow \text{betongklass C40/50} \rightarrow f_{ck} = 40 \text{ MPa}, f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, a_{cc} = 1.0, \gamma_c = 1.5, f_{cd} = 1.0 * \frac{40}{1.5} = 26.67 \text{ MPa (B2-3)}$$

Kontroll av armeringsmängder:

$$A_{smin} < A_s < A_{smax}$$

$$A_{smin} = \max(0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d; 0.0013 * b_t * d) \text{ (B4-21)}$$

$$A_{smax} = 0.04 * A_c \text{ (B4-22)}$$

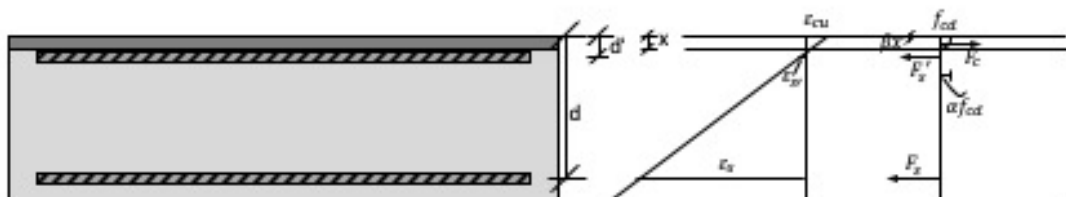
$$A_{smin} = \max\left(0.26 * \frac{3.5}{500} * 1 * 0.25; 0.0013 * 1 * 0.25\right) = 455 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = 0.04 * 1 * 0.3 = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} < A_{sfält} < A_{smax} \text{ ok!}$$

$$A_{smin} < A_{stöd} < A_{smax} \text{ ok!}$$

Beräkningar för dimensionerande moment beräknades med hjälp av följande MATLAB-kod enligt stadium III-figuren nedan.



Dimensionering av brobana	92
Indata	92
Kontroll av momentkapacitet vid i fält	92
Kontroll av momentkapacitet vid stöd	94
Momentkapacitet	94
Tvärkraftskapacitet	95
Kontroll av skjuvglidbrott	95
Kontroll av skjuvglidbrott	96
Beräkning av s-avstånd	96
Maximalt s-avstånd	97

## Dimensionering av brobana

Kandidatarbete ACEX10-19-53

```
clc,clear all, close all
```

### Indata

```
%Tvärsnittskonstanter
```

```
b=1;           %Bredd [m]
h=0.3;        %Höjd [m]
d=h-(30+12+8)*1e-3; %[m]
dprim=h-d;   %[m]
z=0.9*d;     %Inre hävarm [m]
```

```
As_s=650e-6;   %Erfoderlig stålarea stöd [m2]
As_f=800e-6;   %Erfoderlig stålarea fält [m2]
Asprim_f=As_f*0.2; %Tryckarmering, minimiarm. fält [m2]
Asprim_s=As_s*0.2; %Tryckarmering, minimiarm. stöd [m2]
```

```
%Stålegenskaper
```

```
%Väljer d=16mm på dragarm. och B500B
fyk=500e6;    %[Pa]
fyd=fyk/1.15; %[Pa]
Es=200e9;     %[Pa]
```

```
%Betongegenskaper
```

```
vct=0.4;           %Exponeringsklass XD1
fcm_cube=62e6;
fcm=fcm_cube/(1.2*1.1); %vilket ger btg-klass C40/50
fck=40e6;
fcd=fck/1.5;       %Dimensionerande tryckhållfasthet [Pa]
fctm=3.5e6;
eps_cu=3.5e-3;
```

### Kontroll av momentkapacitet i fält

```

%Fält
alpha=0.81;
beta=0.416;
x=(fyd*(As_f-Asprim_f))/(alpha*fcd*b);
if x<dprim
    fprintf ('Tryckzonen ligger ovanför tryckarmeringen\n')
    x=(fyd*(As_f+Asprim_f))/(alpha*fcd*b);
end

%%kontroll om antagandet att armeringen flyter stämmer
eps_y=fyd/Es;
fprintf ('Stålets töjning eps_y=%0.3f [-]\n',eps_y*1000)

eps_s=(d-x)/x*eps_cu;
eps_sprim=(dprim-x)/x*eps_cu;

if eps_y<eps_s
    fprintf ('Dragarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=%0.3f [-]\n',eps_s*1000)
else
    fprintf ('Dragarmeringen flyter inte, antagandet EJ ok eps_s=%0.3f [-\n',eps_s*1000)
end

if eps_y<eps_sprim
    fprintf ('Tryckarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=%0.3f [-]\n',eps_sprim*1000)
else
    fprintf ('Tryckarmeringen flyter inte, antagandet EJ ok eps_s=%0.3f [-\n',eps_sprim*1000)
end

```

```

Tryckzonen ligger ovanför tryckarmeringen
Stålets töjning eps_y=2.174 [?]
Dragarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=41.781 [-]
Tryckarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=5.556 [-]

```

```

%Momentkapacitet
if eps_y<eps_sprim
    Mrd_f=alpha*fcd*b*x*(d-beta*x)-fyd*Asprim_f*(d-dprim);
else
    Mrd_f=alpha*fcd*b*x*(d-beta*x)-Es*eps_sprim*Asprim_f*(d-dprim);
end

%%kontroll av seghet
if x<0.25*d
    fprintf ('Balken har segt verkningssätt\n')
else
    fprintf ('Sprött brott, ej ok\n')
end

% S-avstånd
n_f=As_f/201e-6;
s=1000/n_f

```

Balken har segt verkningsätt

s =

251.2500

## Kontroll av momentkapacitet vid stöd

```
%Stöd
alpha=0.81;
beta=0.416;
x=(fyd*(As_s-Asprim_s))/(alpha*fcd*b);
if x<dprim
    fprintf ('Tryckzonen ligger ovanför tryckarmeringen\n')
    x=(fyd*(As_s+Asprim_s))/(alpha*fcd*b);
end

%Kontroll om antagandet att armeringen flyter stämmer
eps_y=fyd/Es;
fprintf ('Stålets töjning eps_y=%0.3f [-]\n',eps_y*1000)

eps_s=(d-x)/x*eps_cu;
eps_sprim=(dprim-x)/x*eps_cu;

if eps_y<eps_s
    fprintf ('Dragarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=%0.3f [-]\n',eps_s*1000)
else
    fprintf ('Dragarmeringen flyter inte, antagandet EJ ok eps_s=%0.3f [-\n',eps_s*1000)
end

if eps_y<eps_sprim
    fprintf ('Tryckarmeringen flyter, antagandet ok eps_s=%0.3f [-]\n',eps_sprim*1000)
else
    fprintf ('Tryckarmeringen flyter inte, antagandet EJ ok eps_s=%0.3f [-\n',eps_sprim*1000)
end
```

Tryckzonen ligger ovanför tryckarmeringen  
Stålets töjning eps\_y=2.174 [-]  
Dragarmeringen flyter, antagandet ok eps\_s=52.231 [-]  
Tryckarmeringen flyter, antagandet ok eps\_s=7.646 [-]

## Momentkapacitet

```
if eps_y<eps_sprim
    Mrd_s=alpha*fcd*b*x*(d-beta*x)-fyd*Asprim_s*(d-dprim);
else
    Mrd_s=alpha*fcd*b*x*(d-beta*x)-Es*eps_sprim*Asprim_s*(d-dprim);
end
Med_s=52.37e3

%Kontroll av seghet
if x<0.25*d
```



```

    fprintf ('Balken har segt verkningsätt\n')
else
    fprintf ('Sprött brott, ej ok\n')
end

% S-avstånd
n_s=As_s/201e-6;
s_s=1000/n_s

```

Med\_s =

52370

Balken har segt verkningsätt

s\_s =

309.2308

## Tvärkraftskapacitet

```

%Kontroll av livtrycksbrott
v=0.6*(1-(fck/(250*1.0e6)));          %fck i [MPa] enligt ekvation B6-11
bw=b;                                  %minsta tvärsnittsbredd inom dragen del
                                        %av tvärsnittet
Vrd=0.5*v*fcd*bw*d;
fprintf ('Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. livtrycksbrott
VRd_max=%0.3f [kN]\n',Vrd/1000)

```

Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. livtrycksbrott VRd\_max=1680.000 [kN]

## Kontroll av skjuvglidbrott

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  enl. ekv B6-14 Bärande del 1

```

%Fält
Asl=As_f;                               %Tvärsnittsarea av fullt förankrad huvudarm. i
                                        % dragzon
Crd_c=0.18/1.5;
k=1+sqrt(200/(d*1000));                 %k <= 2.0 med d i [mm]
if k>2
    k=2;
end
rho=Asl/(bw*d);                          %rho <= 0.02
if rho>0.02
    rho=0.02;
end
vmin=0.035*k^(3/2)*sqrt(fck);
Vrd_c=Crd_c*k*(100*rho*fck)^(1/3)*bw*1000*d; %Dock minst vmin*bw*d
if Vrd_c<vmin*b*d
    Vrd_c=vmin*b*d;
end

```

```
fprintf('Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. skjuvglidbrott
VRdc=%0.3f [kN]\n',vrd_c/1000)
```

Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. skjuvglidbrott VRdc=13.294 [kN]

## Kontroll av skjuvglidbrott

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  enl. ekv B6-14 Bärande del 1

```
%Stöd
Asl=As_s; %Tvärsnittsarea av fullt förankrad huvudarm. i
           % dragzon
Crd_c=0.18/1.5; %Nationell parameter
k=1+sqrt(200/d*1000); %k<= 2.0 med d i [mm]
if k>2
    k=2;
end
rho=Asl/(bw*d); %rho<=0.02
if rho>0.02
    rho=0.02;
end
vmin=0.035*k^(3/2)*sqrt(fck);
Vrd_c=Crd_c*k*(100*rho*fck)^(1/3)*bw*1000*d; %Dock minst vmin*bw*d
if Vrd_c<vmin*b*d
    Vrd_c=vmin*b*d;
end

fprintf('Maximal tvärkraftskap. vid stöd för betongplattan m.a.p. skjuvglidbrott
VRdc=%0.3f [kN]\n',vrd_c/1000)
```

Maximal tvärkraftskap. vid stöd för betongplattan m.a.p. skjuvglidbrott VRdc=13.097 [kN]

Tvärkraftarmering nödvändigt då  $V_{Rdc}$  underskrider  $V_{Ed}$ , inför vertikal tvärkraftsarm.

```
%Kontroll av livtrycksbrott enligt ekv. B6-19 Bärande del 1

alphacw=1.0; %Nationell parameter, för konstruktion utan tryckande
normalkraft
z=0.9*d;
v1=0.6*(1-(fck/(250*1.0e6))); %fck in i [MPa], nationell parameter
theta=35*(pi/180); %Väljer theta=35 grader, gör om till rad
VRd_max=alphacw*b*z*v1*fcd*(1/(cot(theta)+tan(theta)));
fprintf('Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. livtrycksbrott
VRd_max=%0.3f [kN]\n',VRd_max/1000)
```

Maximal tvärkraftskap. i fält för betongplattan m.a.p. livtrycksbrott VRd\_max=1420.815 [kN]

Gynnsamt att begränsa stålspänningen i tvärarm. helst max  $0.8 \cdot f_{yk}$ . I så fall reduceras betongens tryckhållf. med  $v_1=0.6$  för  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ .

## Beräkning av s-avstånd

```

z=0.9*d;           %inre hävarm
Asw=2*(pi*0.008^2/4); %tvärsnittsarea hos en tvärrmeringsenhet
theta=35*(pi/180); %Väljer theta=35 grader, gör om till rad
fywd=fyd;

%Fält
VEd_f=170.9e3;
s_f=(z*cot(theta))/VEd_f*fywd*Asw; %enligt ekv. B6-21 Bärande del 1, s<=s_f
rho_w_f=Asw/(s_f*b*sin(pi/2)); %Tvärrmeringsinnehåll enl. ekv. B6-25
% från Bärande del 1
rho_w_min=0.08*(sqrt(fck/1.0e6))/(fyk/1.0e6); %fck och fyk skall anges i [MPa]
if rho_w_f<rho_w_min
    fprintf ('Tvärrmeringsinnehållet i fält enligt rho_w är för litet')
end
%Maximalt s-avstånd
s1_max=0.75*d*(1+cot(pi/2));
if s_f>s1_max
    fprintf ('s-avståndet för tvärrmeringen vid mittstöd är för stort')
end
%Stöd
VEd_s=24.9e3;
s_s=(z*cot(theta))/VEd_s*fywd*Asw; %enligt ekv. B6-21 Bärande del 1, s<=s_f
rho_w_s=Asw/(s_s*b*sin(pi/2)); %Tvärrmeringsinnehåll enl. ekv. B6-25
% från Bärande del 1
rho_w_min=0.08*(sqrt(fck/1.0e6))/(fyk/1.0e6); %fck och fyk skall anges i [MPa]
if rho_w_s<rho_w_min
    fprintf ('Tvärrmeringsinnehållet vid kantstöd enligt rho_w är för litet')
end

```

Tvärrmeringsinnehållet vid kantstöd enligt rho\_w är för litet

## Maximalt s-avstånd

```

s1_max=0.75*d*(1+cot(pi/2));
if s_f>s1_max
    fprintf ('s-avståndet för tvärrmeringen i stöd är för stort')
end

```

```

%Kontroll av skjuvglidbrott enligt ekv. B6-21 Bärande del 1
%Stöd
VRd_s_s=(z*cot(theta)/s_s)*fywd*Asw;%Tvärkraftskapacitet m.a.p. skjuvglidbrott

%Fält
s_f=0.07; %s-avståndet över mittstödet sätts till 0.070 då s_s ovan blev
0.0822
VRd_s_f=(z*cot(theta)/s_f)*fywd*Asw %Tvärkraftskapacitet m.a.p. skjuvglidbrott

VRd_s_min=(z*cot(theta)/s1_max)*fywd*Asw %kapacitet vid det maximala s-
avståndet

```

VRd\_s\_f =

2.0065e+05

VRd\_s\_min =

7.4908e+04

*Published with MATLAB® R2018a*

## **Bilaga 10 – Dimensionering av hängare och dess infästning**

Dimensionering av hängare 100

Kapacitetskontroll av infästning av hängare 100

## Dimensionering av hängare

```
Ned=1264.5e3;    %[N] maximal tvärkraft på tvärbalken
fy=440e6;       %[Pa] stål S450

A=Ned/fy;       %[m^2]
r=sqrt(A/pi);   %[m]
d=r*2;         %[m]
fprintf('Diametern för en hängare är %0.01f [mm] \n', d*1000)
```

Diametern för en hängare är 60.5 [mm]

## Kapacitetskontroll av infästning av hängare

```
clear all
clc

% -----Indata-----
% Stål S450
fu=550e6;          % Stålets hållfasthet [Pa] enligt Tabell S2.1 (BK1)
t_1=0.025;         % Tjockleken på plåten [m]
t_2=0.03;          % Mittendelens tjocklek
t=min([2*t_1, t_2]);

% Skruvclass SB 8.8
% Skruv M48
fub=800e6;         % Skruvens hållfasthet [Pa]

% ----Geometri----
d=0.048;           % diameter på skruven [m]
d0=d+0.003;        % hålets diameter [m] enligt Bärande Konstruktioner avsnitt S8.2.5
A=(pi*d^2)/4;

e1_min=1.2*d0;
e1_max=0.04+(4*t);
e1_medel=(e1_min+e1_max)/2;

e2_medel=e1_medel;

% Val av plåtdimensioner
e1=0.13;           % Avstånd mellan kant och hål i kraftriktning [m]
e2=0.13;           % Avstånd mellan kant och hål motsatt kraftriktning [m]

% Konstanter
alfa_v=0.6;
gammaM2=1.25;

% ----Kontroll av skjuvkapaciteten----
```

```

% Beräkningar från Al Emrani m.fl (2011) Bärande Konstruktioner del 2,
% avsnitt S8.2.2.1
nskar=2;           % Antal skär
Fv_Rd=((alfa_v * fub * A / gammaM2) * nskar)/1000;      % Skjuvkapacitet [kN] vid
skjuvbrott i skruven
fprintf('Skjuvkapaciteten i skruven är %0.02f [kN]\n', Fv_Rd)

% ----Kontroll av hålkantsbrott----
alfa_d=e1/(3*d0);
alfa_b=min([alfa_d, fub/fu, 1]);
k1=min([(2.8*e2/d0)-1.7, 2.5]);

Fb_Rd=((k1 * alfa_b * fu * d * t) / gammaM2)/1000;      % Hålkantskapacitet [kN]
fprintf('Hålkantskapaciteten i plåten är %0.02f [kN]\n', Fb_Rd)

% ----Verkningsgrad----
Ned=1264.5;       % [kN]
fprintf('Verkningsgraden med hänsyn till maximal dragkraft är %0.02f %% \n',
(Ned/Fb_Rd)*100)

```

Skjuvkapaciteten i skruven är 1389.74 [kN]  
Hålkantskapaciteten i plåten är 1345.88 [kN]  
verkningsgraden med hänsyn till maximal dragkraft är 93.95 %

*[Published with MATLAB® R2018b](#)*

## **Bilaga 11 – Dimensionering och formgivning av huvudbärverket**



Dimensionering och formgivning av huvudbärverk	103
Formgivning	103
Plot av bågens form	105
CALFEM modell av strukturen, båge inklusive dragband.	107
Beräkningsmodell, förtydligande	109
Plot av Normalkraft-, tvärkraft- samt momentdiagram för båge samt dragband	112
Normalkraftsdiagram	112
Tvärkraftsdiagram	113
Momentdiagram	114
Kontroll av maximalnedböjning samt plot av strukturen pre- samt post-deformation	115
Kontroll av nedböjning	116
Tvärnittsklassificering enligt Eurocode	117
Momentkapacitet	118
Tvärkraftskapacitet	118
Normalkraftskapacitet	118

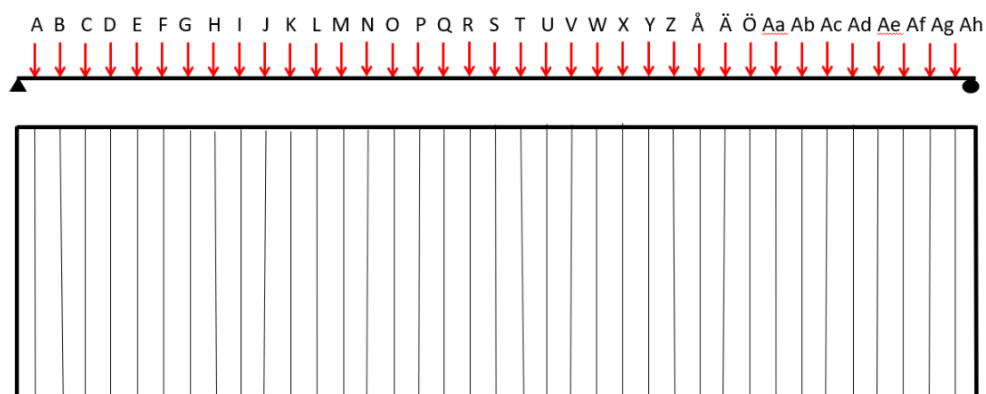
## Dimensionering och formgivning av huvudbärverk

Båge samt dragband. Kandidatarbete ACEX10-19-53

clc,clear all, close all

### Formgivning

Metoden för att formge bågen har hämtats från Form And Forces (Allen. M et al. 2010). Metoden är utformad för hängkonstruktioner men principen är densamma för överliggande bågkonstruktioner. Första steget är att vid varje hängare placera en punktlast som tillsammans representerar de laster strukturen utsätts för. Eftersom en symmetrisk form eftersträvas sätts i detta skede alla punktlaster lika stora. Detta ger oss modellen som redovisas nedan i Figur B11.1.



Figur B11.1. Modell för formgivning av bågen

Steg två är att skapa en lodrät skallinge som representeras av y-axeln i bilden nedan, där alla punktlaster skall placeras ut, origo ( $y=0$ ) ansätts mellan punktlasterna R och S, dvs totalt 18.5 punktlaster på vardera sida om origo.

Nu finns således 37st punkter utfördelade på en y-axel, från dessa punkter skall linjer dras till en och samma punkt på en vågrät linje i höjd med origo. För att bestämma origos exakta position skall den översta linjens lutning antas, därefter dras från varje punktlast en rät linje till origo. Detta görs i MATLAB-koden nedan och resultatet redovisas efter.

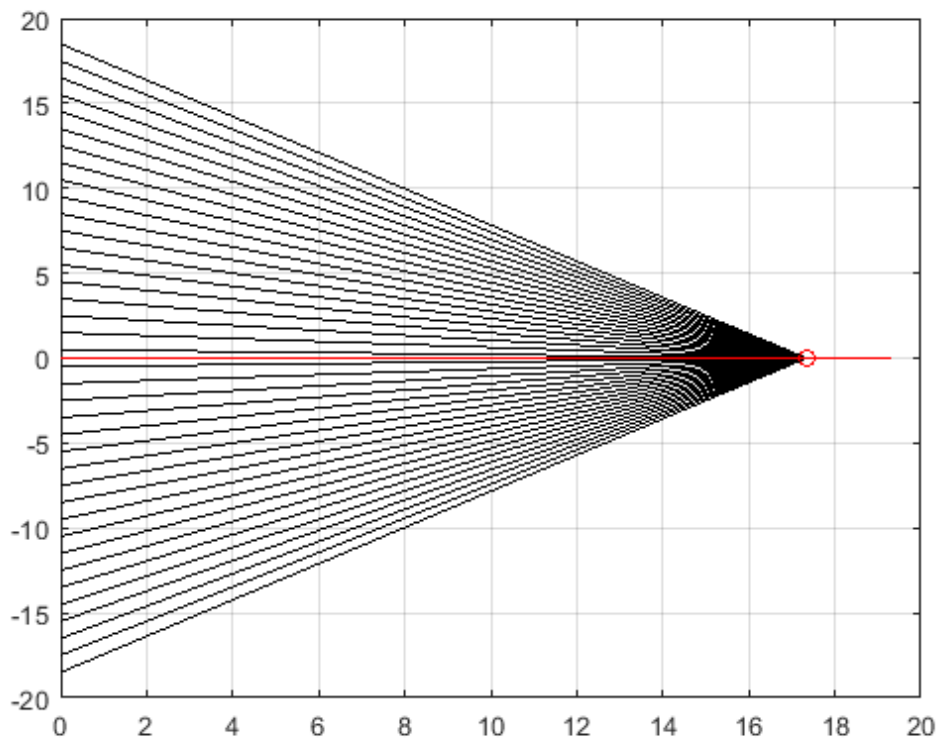
Eftersom alla punktlaster vid varje tvärbalk är lika stora, ansätts P till 1 eftersom det kommer ge samma form oavsett storlek på punktlasterna P.

```
P=1;
n=38; % Antalet fack mellan hängare, dvs antalet element av bågen.

% Antagen första vinkel
% Antar vilken sluthöjd första vinkeln skulle generera, slutresultatet
% kommer bli mindre eftersom vinklarna minskar efter varje vinkeländring.
h=40; % [m]
theta=atan(h*2/75);
theta*180/pi; % Gör om till radianeradianer
x=18.5*P/tan(theta); % X-koordinaten dit alla streck skall gå.
THETA=zeros(37,1); % Skapar formen för en matris där alla vinklar skall ingå.
THETA(1)=theta; % Sätter in första vinkeln, som är antagen.

% Tar fram vinkeln för respektive vinkeländringsposition (vid varje
% hängare).
for i=1:n-1
    THETA(i+1)=atan((18.5*P-P*i)/x);
end

% Plottar alla linjer för en tydlig bild av formgivningsprocessen.
% Y koordinater, som sagt har alla punktlaster antagits lika stora vilket gör att
% y-koordinaterna varierar med storleken P mellan varje.
y=linspace(-18.5*P,18.5*P,38);
for i=1:n
    plot([0 x],[y(i) 0],'black','LineWidth',0.01)
    hold on
    plot(x,0,'ro')
    plot([0 x+2],[0 0],'r')
    grid on
end
```



Från resultaten ovan erhålls de vinklar varje segment av bågen har mellan varje hängare. Alltså i Figur B11.1 skall mellan varje punktlast en linje dras med respektive lutning och på så sätt erhålls den slutgiltiga formen för bågen. Detta görs i MATLAB-koden nedan och den slutgiltiga formen plottas ut.

### Plot av bågens form

```
figure
% X-koordinaterna, första hängare är 1.5m in, därefter 2m mellanrum
% Gör endast halva bågformen först, speglar sedan.
xcoord=zeros(n/2+1,1);
xcoord(2)=1.5;
xcoord(3:end)=linspace(3.5,75/2,n/2-1);

% Tar fram y-koordinaterna, beroende på vinkeln theta samt x-koordinaten.
ycoord=zeros(n/2+1,1);
for i=1:n/2;
    ycoord(i+1)=(xcoord(i+1)-xcoord(i))*tan(THETA(i))+ycoord(i);
end

% Plottar hela bågformen, inklusive andra halvan av bågformen

% X-koordinat för andra halva, där sista hängare är placerad 1.5m från
% broslut.
xcoord1=zeros(n/2+1,1);
```

```

xcoord1(1:end-1)=linspace(75/2,73.5,n/2);
xcoord1(end)=75;

% Plottar bågen
for i=1:n/2
    % Första halvan
    plot([xcoord(i) xcoord(i+1)],[ycoord(i) ycoord(i+1)'],'black','LineWidth',1)
    hold on
    % Andra halvan
    plot([xcoord1(i) xcoord1(i+1)],[ycoord(end-i+1) ycoord(end-i)'],'black','LineWidth',1)
    axis equal
    grid on
    axis ([0 77 0 22])
    ylabel ('Höjd [m]')
    xlabel ('Längd [m]')

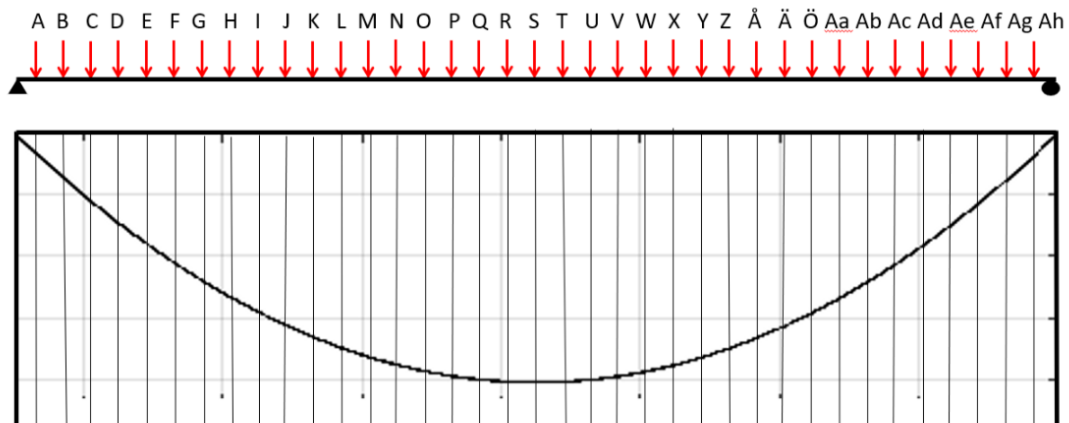
end

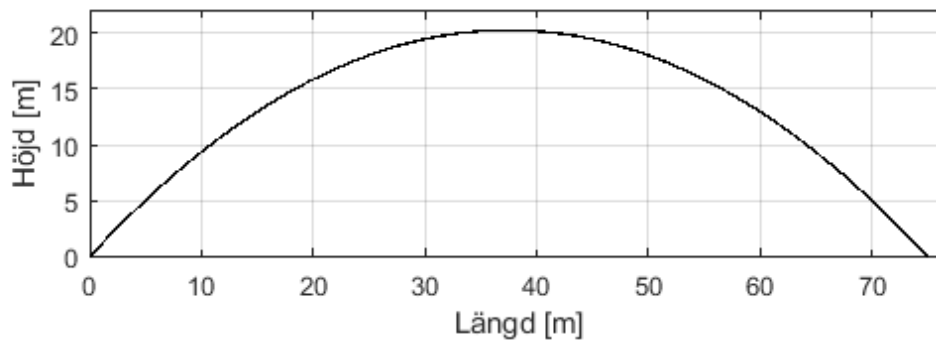
% Sammanställer koordinaterna för bågen.
ycoord1=flip(ycoord);
xco=[xcoord;xcoord1(2:end)];
yco=[ycoord;ycoord1(2:end)];
table(xco',yco');

```

Alltså i Figur B11.1 har linjerna med respektive vinkel ritats ut för att få den slutgiltiga formen som redovisas nedan.

Formen vänds sedan 180 grader och redovisas nedan med höjd- och längdmått.





## CALFEM modell av strukturen, båge inklusive dragband.

Modellerar dragbandet som ett element mellan varje hängare, varje del av bågen mellan vinkelförändringarna som ett element samt varje hängare som ett element.

```
% Indata stålqualität S450
Estal=210e9; % E-modul [Pa]
rau=7800; % Densitet stål
fyd=440e6; % Flytgräns [Pa]

% Indata dragband samt båge
L=75; % Brolängd [m]
b=0.8; % Yttre breddmått båge samt dragband [m]
hw=0.72; % Inre höjdmått båge samt dragband [m]
tw=0.04; % Tjocklek [m]
Astal=b*(hw+2*tw)-hw*(b-2*tw); % Tvärsnittsarea [m2]
Istal=2*b*tw^3/12+2*b*tw*(hw/2+tw/2)^2+tw*hw^3/12; % Yttreghetsmoment [m4]

% Indata hängare
dia=0.065; % Diameter [m]
Astag=dia^2*pi/4; % Area [m2]

% Indata laster
% Punktlaster från stödkraft i tvärsektion. Från Bilaga 8..
% Maximal punktlast från hängare, då alla laster verkar på tvärsektion [N],
% verkar endast på en hängare/nod i bågen
P1=1032.061e3;
% Andra punktlast från hängare, då alla laster verkar på tvärsektion förutom
% trafikpunktlast [N], verkar på övriga hängare/nod i bågen
P2=361.760e3;

% Utbredd egentyngd
g=10; % Gravitationen [m/s2]
G=Astal*rau*10;

% Element samt frihetsgrader
N=113; % 38 element i bågen (element nr 1:38),
% samt 38 element i dragbandet (element 39:76) samt 37 hängare.
M=76*3; % Antal frihetsgrader
```

```

% Koordinatmatriserna Ex och Ey för alla element [m]
Ex=zeros(N,2);
Ex(1:38,1)=xco(1:end-1); % X-koordinatens startpunkter för alla element i dragbandet
Ex(1:38,2)=xco(2:end); % X-koordinatens slutpunkter för alla element i dragbandet
Ex(39:76,1)=xco(1:end-1); % X-koordinatens startpunkter för alla element i bågen
Ex(39:76,2)=xco(2:end); % X-koordinatens slutpunkter för alla element i bågen
Ex(77:end,1)=xco(2:end-1); % X-koordinatens startpunkter för alla hängare
Ex(77:end,2)=xco(2:end-1); % X-koordinatens slutpunkter för alla hängare

Ey=zeros(N,2);
Ey(39:76,1)=yco(1:end-1); % Y-koordinatens startpunkter för alla element i bågen
Ey(39:76,2)=yco(2:end); % Y-koordinatens slutpunkter för alla element i bågen
Ey(77:end,2)=yco(2:end-1); % Y-koordinatens slutpunkter för alla element i bågen
% Y-koordinaterna för dragbandet är alla 0 samt alla hängares startpunkter.

```

## Egenskapsmatrisen Ep för alla balkelement

```

Ep=zeros(N,3);
for i=1:76
    Ep(i,:)=[Estal Astal Istal];
end
for i=77:M;
    Ep(i,1:2)=[Estal Astag];
end

% Topologimatrix
Edof=zeros(N,7);
Edof(:,1)=linspace(1,N,N);

% För bågens element
Edof(1,2:end)=[1:6];
for i=1:38;
    Edof(i+1,2)=Edof(i,2)+3;
    Edof(i+1,3)=Edof(i,3)+3;
    Edof(i+1,4)=Edof(i,4)+3;
    Edof(i+1,5)=Edof(i,5)+3;
    Edof(i+1,6)=Edof(i,6)+3;
    Edof(i+1,7)=Edof(i,7)+3;
end

% För dragbandets element
Edof(39,2:end)=[1:3 39*3+1:39*3+3];
Edof(40,2:end)=[39*3+1:39*3+3 39*3+4:39*3+6];

for i=40:N-1;
    Edof(i+1,2)=Edof(i,2)+3;
    Edof(i+1,3)=Edof(i,3)+3;
    Edof(i+1,4)=Edof(i,4)+3;

```

```

Edof(i+1,5)=Edof(i,5)+3;
Edof(i+1,6)=Edof(i,6)+3;
Edof(i+1,7)=Edof(i,7)+3;
end
Edof(76,end-2:end)=Edof(38,end-2:end);

%För hängare
Edof(77,2:end)=[Edof(1,5:end) Edof(39,5:end)];
for i=77:N-1;
    Edof(i+1,2)=Edof(i,2)+3;
    Edof(i+1,3)=Edof(i,3)+3;
    Edof(i+1,4)=Edof(i,4)+3;
    Edof(i+1,5)=Edof(i,5)+3;
    Edof(i+1,6)=Edof(i,6)+3;
    Edof(i+1,7)=Edof(i,7)+3;
end

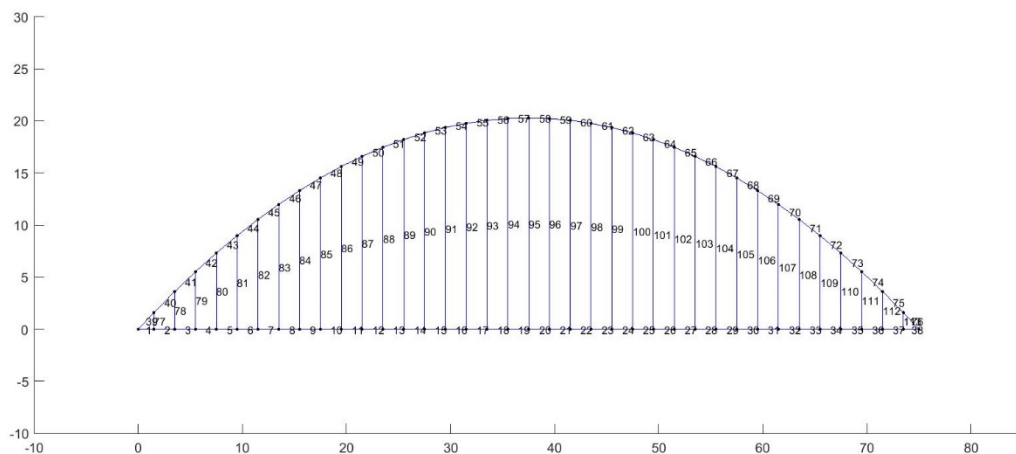
```

## Beräkningsmodell, förtydligande

```

figure
ex=Ex; % elementens x koordinater [x1 x2]
ey=Ey; % elementens y koordinater [y1 y2]
elnum=Edof(:,1); % Alla elementsnummer
plotpar=[1 2 0]; % Godtycklig design av plot
eldraw2(ex,ey,plotpar,elnum) % Plottar pre-deformation
axis([-10 85 -10 30])

```



I beräkningsmodellen ovan betraktas alltså alla 76 element i båge samt dragband som balkelement och hängarna (element 77:113) som stänger, hela strukturen behandlas och studeras som fritt upplagd.

Lastvektorn Eq för alla balkelement, endast utbredd last från egenvikten.

```
Eq=zeros(N,2);
% Egenvikten, på alla element förutom hängare
for i=1:76
    Eq(i,2)=-G;
end

% Assemblerar styvhetsmatrisen K samt lastvektorn f med hjälp av CALFEM's
% funktion beam2e som skapar elementmatriserna som sedan assembleras in i
% den globala
K0=zeros(M,M); % Skapar formen för global styvhetsmatris
f0=zeros(M,1); % Skapar formen för global lastvektor

t=Edof(:,2:end);

% För båge samt dragband, element 1:76
% Använder CALFEM-funktionen beam2e för att skapa balkelementens lokala
% styvhetsmatris samt lastvektor.
for i=1:76;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,:);
    eq=Eq(i,:);
    [Ke, fle]=beam2e(ex,ey,ep,eq);
    K0(t(i,:),t(i,:))=K0(t(i,:),t(i,:))+Ke;
    f0(t(i,:),1)=f0(t(i,:),1)+fle;
end

% För hängare, element 77:113.
% Använder CALFEM-funktionen bar2e för att skapa stångelementens lokala
% styvhetsmatriser
for i=77:N;
    ex=Ex(i,:);
    ey=Ey(i,:);
    ep=Ep(i,1:2);
    [Ke]=bar2e(ex,ey,ep);
    K0(t(i,[1 2 4 5]),t(i,[1 2 4 5]))=K0(t(i,[1 2 4 5]),t(i,[1 2 4 5]))+Ke;
end
f=f0;
K=K0;

% Adderar in punktlaster i lastvektorn
% Adderar först in alla mindre punktlaster som verkar
for i=2:3:116
    f(i)=f(i)-P2;
end
% Största punktlast endast på ett ställe, varierar placering för att få
```



```

% fram maximala snittkrafter.

% Skapar en matris där maximala snittkrafter för varje placering av P1
% kommer fyllas i
EsMAX=zeros(39,3);
% Skapar även en nedböjningsmatris där den maximala nedböjningen för varje
% placering av P1 adderas in för att sedan få fram den maximala
% nedböjningen
A=zeros(39,1);
for i=1:39
    f((i*2+(i-1)))=f((i*2+(i-1)))+P2-P1;
% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    116 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);
% Maximala snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(76*3,3);
for j=1:76;
    ex=Ex(j,:);
    ey=Ey(j,:);
    ep=Ep(j,:);
    ed=Ed(j,:);
    eq=Eq(j,:);
    n=3;
    % Beräknar fram 3 snittkrafter per element som finns i es=[N V M]
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,n);
%Placerar in varje elements snittkrafter i Es för att hitta de största
%snittkrafterna för aktuell placering av P1.
Es(j*3-2:j*3,:)=es;
end
% Placerar in varje maximal snittkraft för aktuell placering av P1 i EsMax.
EsMAX(i,1)=max(abs(Es(:,1))); % Normalkraft
EsMAX(i,2)=max(abs(Es(:,2))); % Tvärkraft
EsMAX(i,3)=max(abs(Es(:,3))); % Moment

% Placerar in maximal nedböjning för aktuell placering av P1 i A.
A(i,1)=max(abs(a)); % Nedböjning [m]

% Gör så aktuell frihetsgraden får korrekt punktlast för nästa fall
% (Punktlast P2.)
f((i*2+(i-1)))=f((i*2+(i-1)))-P2+P1;

end

% Maximala snittkrafter och vid vilket placering av P1 de sker vid.
[Ned IndexN]=max(abs(EsMAX(:,1)));
[Ved IndexV]=max(abs(EsMAX(:,2)));

```

```
[Med IndexM]=max(abs(EsMAX(:,3)));
```

```
fprintf('Maximal normalkraft för huvudbärverket blir Ned=%0.3f [kN]\n',Ned/1000)
fprintf('Maximal tvärkraftkraft för huvudbärverket blir Ved=%0.3f [kN]\n',Ved/1000)
fprintf('Maximalt moment för huvudbärverket blir Med=%0.3f [kNm]\n',Med/1000)
```

Maximal normalkraft för huvudbärverket blir Ned=10369.040 [kN]

Maximal tvärkraftkraft för huvudbärverket blir Ved=1024.150 [kN]

Maximalt moment för huvudbärverket blir Med=2870.442 [kNm]

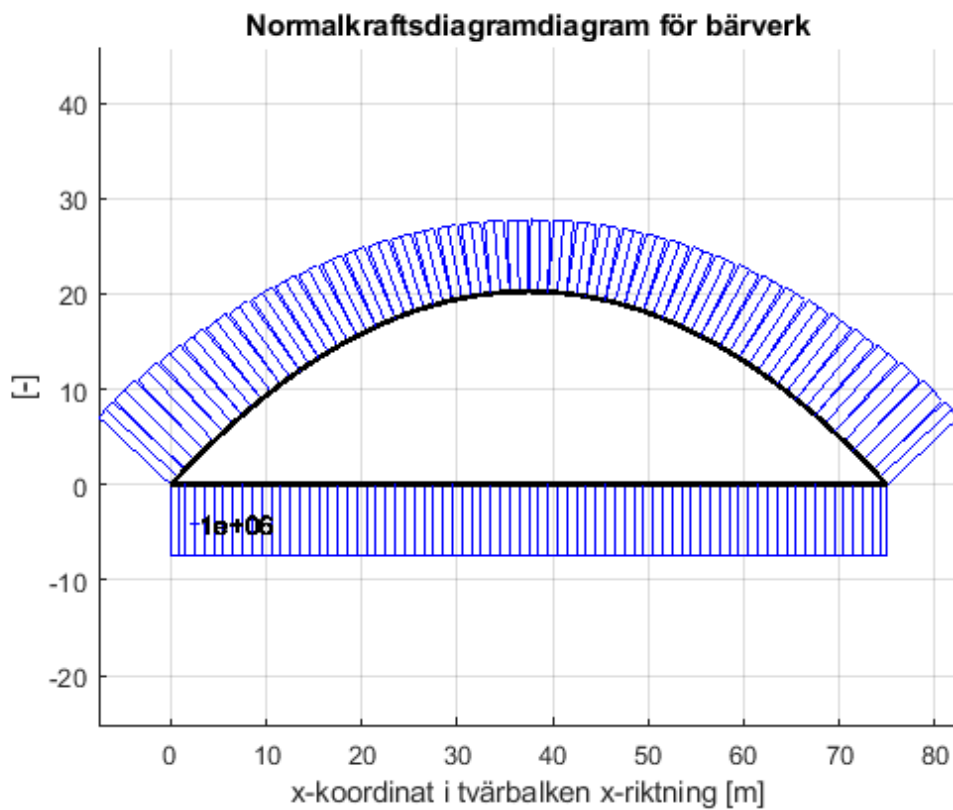
## Plot av Normalkraft-, tvärkraft- samt momentdiagram för båge samt dragband

Med hjälp av de placeringar för punktlasten P1 då respektive dimensionerande snittkraft verkar plottas de olika diagrammen för strukturen vid dessa placeringar.

### Normalkraftsdiagram

Placering av punktlast P1 för värsta fall m.a.p. normalkraft

```
f(IndexN*3-1)=f(IndexN*3-1)+P2-P1;
% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    1 16 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);
% Maximala snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(76*3,3);
figure
for j=1:76;
    ex=Ex(j,:);
    ey=Ey(j,:);
    ep=Ep(j,:);
    ed=Ed(j,:);
    eq=Eq(j,:);
    sfac=10e-7;
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,3);
    plotpar=[2 1];
    eldia2(ex,ey,es(:,1),plotpar,sfac,eci);
hold on
pltscalb2(sfac,[10e5 2 -4],[2])
title('Normalkraftsdiagramdiagram för bärverk')
xlabel('x-koordinat i tvärbalken x-riktning [m]')
ylabel('[-]')
grid on
Es(j*3-2:j*3,:)=es;
end
% Återställer placering av största punktlast
f(IndexN*3-1)=f(IndexN*3-1)+P1-P2;
```



## Tvärkraftsdiagram

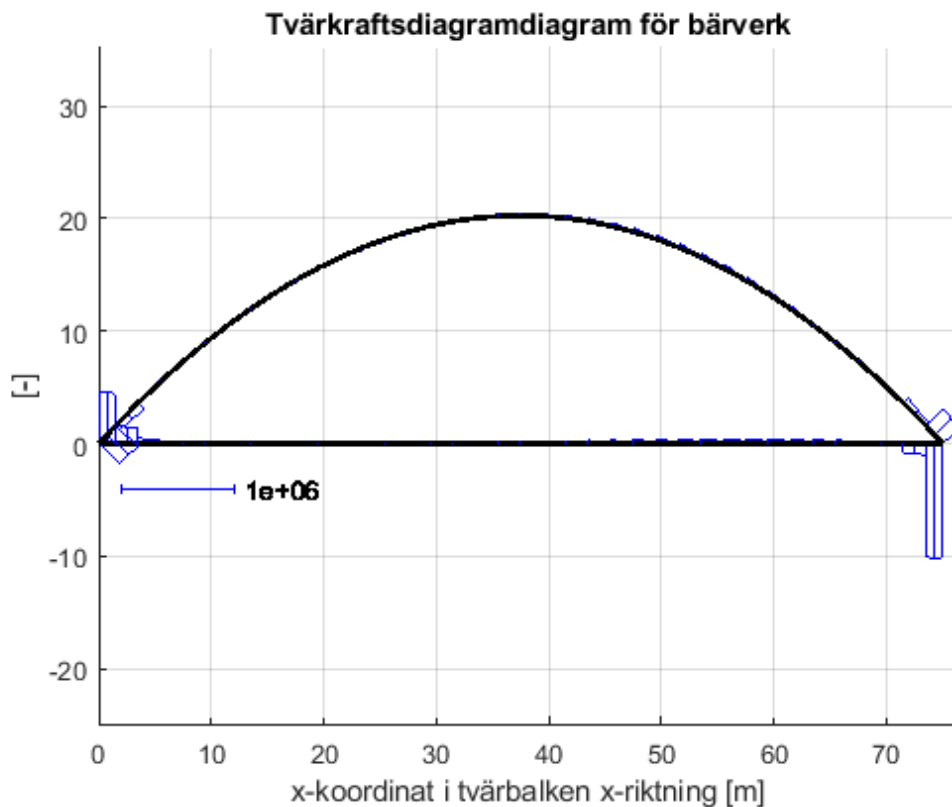
Placering av punktlast P1 för värsta fall m.a.p. tvärkraft

```
f(IndexV*3-1)=f(IndexV*3-1)+P2-P1;
% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    116 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);
% Maximala snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(76*3,3);
figure
for j=1:76;
    ex=Ex(j,:);
    ey=Ey(j,:);
    ep=Ep(j,:);
    ed=Ed(j,:);
    eq=Eq(j,:);
    sfac=10e-6;
    [es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,3);
    plotpar=[2 1];
    eldia2(ex,ey,es(:,2),plotpar,sfac,eci);
hold on
pltscalb2(sfac,[10e5 2 -4],[2])
```

```

title('Tvärkraftsdiagramdiagram för bärverk')
xlabel('x-koordinat i tvärbalken x-riktning [m]')
ylabel('[-]')
grid on
Es(j*3-2:j*3,:)=es;
end
% Återställer placering av största punktlast
f(IndexV*3-1)=f(IndexV*3-1)+P1-P2;

```



## Momentdiagram

Placering av punktlast P1 för värsta fall m.a.p. moment

```

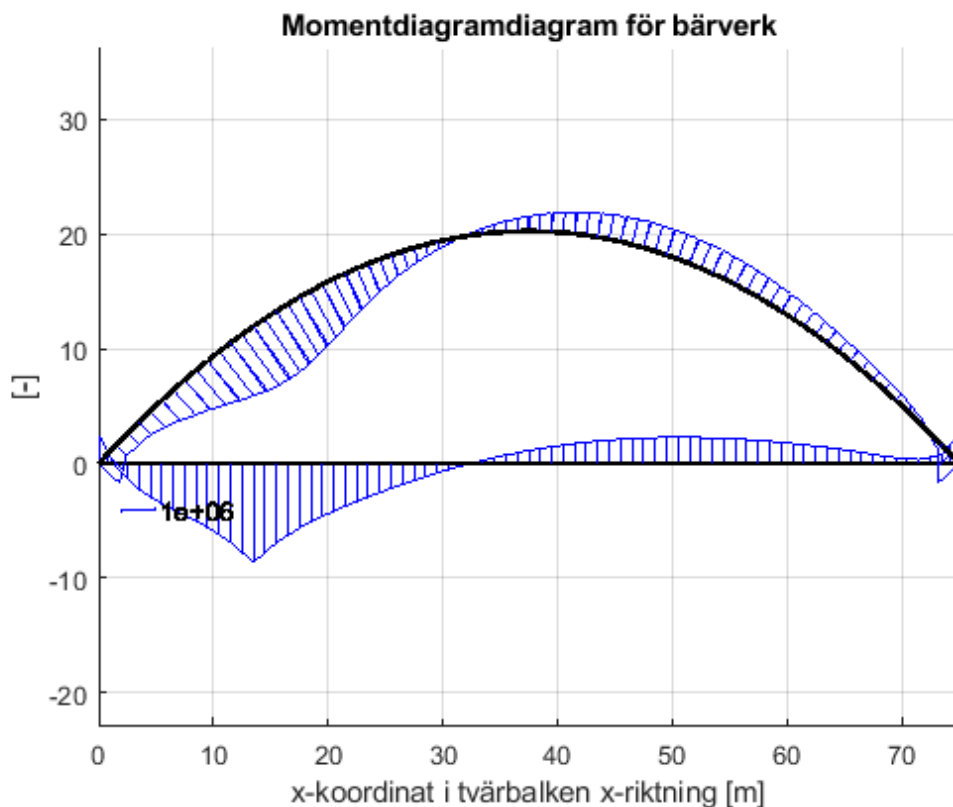
f(IndexM*3-1)=f(IndexM*3-1)+P2-P1;
% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    116 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);
% Maximala snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);
Es=zeros(76*3,3);
figure
for j=1:76;
    ex=Ex(j,:);
    ey=Ey(j,:);

```

```

ep=Ep(j,:);
ed=Ed(j,:);
eq=Eq(j,:);
sfac=3e-6;
[es,edi,eci]=beam2s(ex,ey,ep,ed,eq,3);
plotpar=[2 1];
eldia2(ex,ey,es(:,3),plotpar,sfac,eci);
hold on
pltscalb2(sfac,[10e5 2 -4],[2])
title('Momentdiagramdiagram för bärverk')
xlabel('x-koordinat i tvärbalken x-riktning [m]')
ylabel('[-]')
grid on
Es(j*3-2:j*3,:)=es;
end
% Återställer placering av största punktlast
f(IndexM*3-1)=f(IndexM*3-1)+P1-P2;

```



## Kontroll av maximal nedböjning samt plot av strukturen pre- samt post-deformation

```

% Maximal nedböjning och vid vilket placering av P1 de sker vid.
[Amax IndexA]=max(A);

% Plottar pre- samt post-deformation då P1 placeras m.a.p. störst

```

```

% nedböjning
% Placering av punktlast P1 för värsta fall m.a.p. nedböjning
f(IndexA*3-1)=f(IndexA*3-1)+P2-P1;
% Löser ekvationssystemet Ka=f med hjälp av CALFEM
bc=[1 0
    2 0
    116 0]; % Randvillkor, betraktas som fritt upplagd.
[a,Q]=solveq(K,f,bc);
% Maximala snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);
% Återställer placering av största punktlast
f(IndexM*3-1)=f(IndexM*3-1)+P1-P2;

```

## Kontroll av nedböjning

```

Umax=max(A); % Maximala nedböjningen för tvärsektionen
Krav=L/400; % Maximalt tillåten nedböjning enligt Eurocode.
if Umax<Krav
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är %0.3f [mm]\n',Umax*1000)
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är tillåten p.g.a överskrider ej %0.3f [mm]\n',Krav*1000)
end
if Umax>Krav
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är %0.3f [mm]\n',Umax*1000)
    fprintf('Maximalt nedböjning för tvärsektionen är ej tillåten p.g.a överskrider %0.3f [mm]\n',Krav*1000)
end

% Plot av strukturek pre- samt post-deformation
% för att studera om randvillkor har uppfyllts samt se
% rimligheten i deformationen
% eldraw3 plottar de odeformade systemet
% eldisp3 plottar de deformerade systemet

ex=Ex; % elementens x koordinater [x1 x2]
ey=Ey; % elementens y koordinater [y1 y2]
figure
elnum=Edof(:,1); % Alla elementsnummer
plotpar=[2 4 1]; % Godtycklig design av plot
eldraw2(ex,ey,plotpar,elnum) % Plottar pre-deformation
hold on
grid on

ed=extract(Edof,a); % Elementens förskjutningar i globala koordinater
plotpar=[1 3 1]; % Godtycklig design av plot
sfac=20; % Skalfaktor för deformationen
eldisp2(ex,ey,ed,plotpar,sfac); % Plottar post-deformation
title('Pre- & Post-deformation av brons huvudbärverk')
xlabel('x-koordinat [m]')
ylabel('y-koordinat [m]')

```

```

xlabel('z-koordinat [m]')
disp('___ : Pre-deformation')
disp('_____ : Post-deformation')

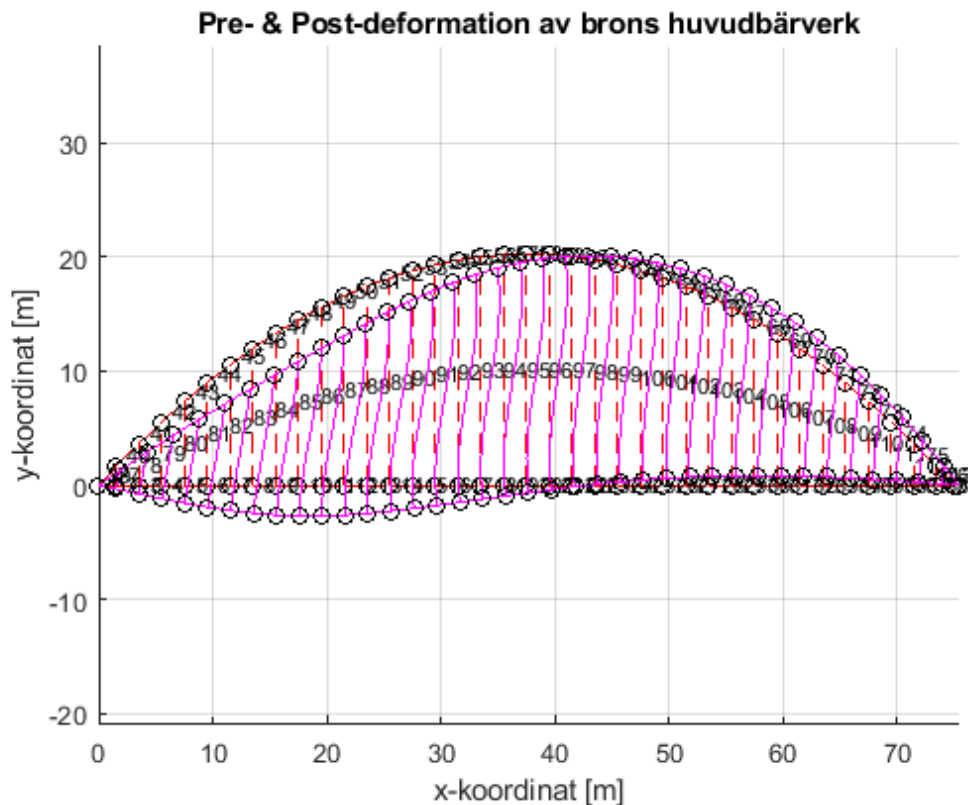
```

Maximalt nedböjning för tvärsektionen är 135.429 [mm]

Maximalt nedböjning för tvärsektionen är tillåten p.g.a överskrider ej 187.500 [mm]

\_\_\_ : Pre-deformation

\_\_\_\_\_ : Post-deformation



## Tvärsnittsklassificering enligt Eurocode

Kontroll om svetsad balk är i TK1/TK2, dvs om plastisk respons får användas samt om balken riskerar buckling. Ekvationer för kontroll enligt EN 1993-1-1:2005 (Tabell 5.2).

```

eps=sqrt(235e6/fyd); % Epsilon
% Röret görs kvadratisk och kontrolleras mot tryck och böjning
% Tryck kommer vara dimensionerande och därför kontrolleras denna
dw=b-3*tw;
TKw=dw/(tw*eps);
if TKw<33
    disp 'Tvärsnittet är TK1'
elseif TKw <=38 && TKw>33
    disp 'Tvärsnittet är TK2'
else
    disp 'Plasticering får ej antas'
end

```

Tvårsnittet är TK1

## Momentkapacitet

```
Wpl=2*(tw*b*(tw+hw)); % Plastiskt böjmåttstånd [m3], ekv (S4-30)
xi=1.0;
gamma_M1=1.0;
Mb_Rd=xi*Wpl*fyd/gamma_M1;
fprintf('Maximal momentkapacitet för dragbandet Mb_Rd=%1.0f [kNm]\n',Mb_Rd/1000)
fprintf('Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=%0.3f [-]\n',Med/Mb_Rd)

% Skjuvbucklingskontroll

eta=1.2; % Upp till S460
if hw/tw<72*(eps/eta)
    disp('Ingen risk för skjuvbuckling')
else
    disp('Risk för skjuvbuckling')
end
```

Maximal momentkapacitet för dragbandet Mb\_Rd=21402 [kNm]

Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=0.134 [-]

Ingen risk för skjuvbuckling

## Tvärkraftskapacitet

```
gamma_M0=1.0;
Av=eta*hw*tw;
Vpl_Rd=Av*(fyd/sqrt(3))/gamma_M0;
fprintf('Maximal tvärkraftskapacitet för dragbandet Vpl_Rd=%1.0f [kN]\n',Vpl_Rd/1000);
fprintf('Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=%0.3f [-]\n',Ved/Vpl_Rd);
```

Maximal tvärkraftskapacitet för dragbandet Vpl\_Rd=8779 [kN]

Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=0.117 [-]

## Normalkraftskapacitet

Dragbandet utsätts för drag

```
Npl_Rd=fyd*Astal; % Dragkapacitet ekv S3.2 [Bärande del 1]
fprintf('Maximal normalkraftskapacitet för dragbandet Npl_Rd=%1.0f [kN]\n',Npl_Rd/1000);
fprintf('Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=%0.3f [-]\n',Ned/Npl_Rd);
```

Maximal normalkraftskapacitet för dragbandet Npl\_Rd=53504 [kN]

Tvårsnittets utnyttjandegrad för moment är n=0.194 [-]

*[Published with MATLAB® R2018a](#)*