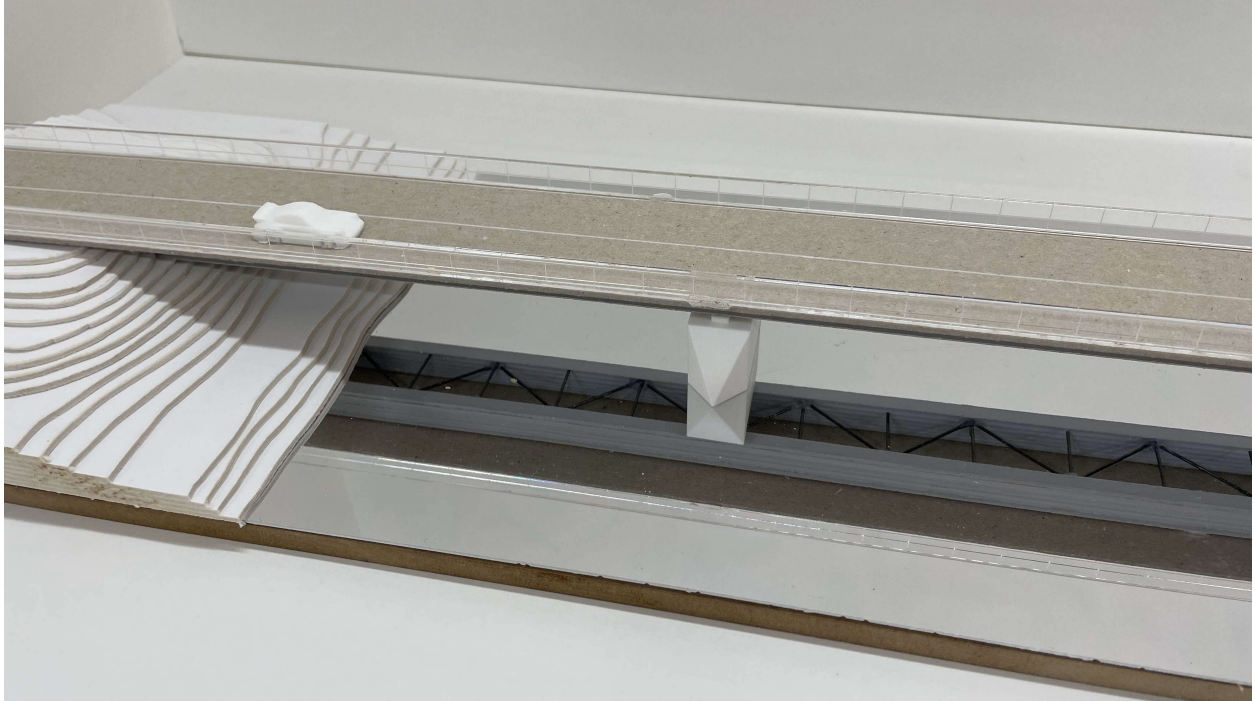




CHALMERS



Konceptuellt framtagande och dimensionering av vägbro över Österdalälven i Oxberg

Stålbalksbro i samverkan med betongplatta

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

TITUS BERG
SOFIE LINDGREN
ERIK LÖFVENBERG
AXEL MALMBERG
THEA MUNTHE STJERNSTRÖM
LINNEA NORDQVIST

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2025

www.chalmers.se

KANDIDATARBETE

**Konceptuellt framtagande och dimensionering av
vägbro över Österdalälven i Oxberg**

Stålbalksbro i samverkan med betongplatta

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

TITUS BERG
SOFIE LINDGREN
ERIK LÖFVENBERG
AXEL MALMBERG
THEA MUNTHE STJERNSTRÖM
LINNEA NORDQVIST

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2025

Konceptuellt framtagande och dimensionering av vägbro över Österdalälven i Oxberg
Stålbalksbro i samverkan med betongplatta

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

TITUS BERG

SOFIE LINDGREN

ERIK LÖFVENBERG

AXEL MALMBERG

THEA MUNTHE STJERNSTRÖM

LINNEA NORDQVIST

© TITUS BERG, 2025.

© SOFIE LINDGREN, 2025.

© ERIK LÖFVENBERG, 2025.

© AXEL MALMBERG, 2025.

© THEA MUNTHE STJERNSTRÖM, 2025.

© LINNEA NORDQVIST, 2025.

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola, 2025

Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Sverige
Telefon: +46 (0)31-772 1000

Omslagsbild:

Bild på fysisk bromodell.

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Göteborg 2025

CC BY-SA 3.0

Konceptuellt framtagande och dimensionering av vägbro över Österdalälven i Oxberg

Stålbalksbro i samverkan med betongplatta

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

TITUS BERG

SOFIE LINDGREN

ERIK LÖFVENBERG

AXEL MALMBERG

THEA MUNTHE STJERNSTRÖM

LINNEA NORDQVIST

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

I Oxberg, Dalarna, finns ett behov av att ersätta den tillfälliga vägtrafikbron som idag förbinder trafiken över Österdalälven. Den ursprungliga bron från 1898 var tvungen att stängas ner 2016 till följd av omfattande skador.

Syftet med arbetet var att ta fram ett lämpligt brokoncept som både uppfyller kraven från de tekniska beskrivningarna samt önskemål från beställaren.

Projektet delades in i två huvudsakliga delar. I den första delen samlades information in kring olika brotyper, byggmaterial samt projektets förutsättningar. Informationen användes sedan som underlag i valet av brokoncept genom en urvalsprocess i två steg, där olika krav och förutsättningar kontrollerades. Efter första urvalet genomfördes en fördjupning på de valda brotyperna som gick vidare till urval två där ett beslut av det mest optimala brokonceptet slutligen togs. Resultatet blev en samverkansbro i stål och betong.

Den andra delen av projektet fokuserade på att genomföra en preliminär dimensionering av det valda brokonceptet för att säkerställa att bron klarar aktuella laster och krav. Beräkningsmodellen tar hänsyn till trafiklast och egenvikt, men bortser från olyckslast, vindlast, snölast samt bromslast. Dimensioneringen genomfördes i tvär- och längdled baserat på information från planritningar, tekniska beskrivningar samt krav och standarder från Eurocode.

Utifrån den preliminära dimensioneringen klarar bron kraven för nedböjning, skjuvbuckling samt moment- och tvärkraftskapacitet. Det resulterande brokonceptet redovisas genom illustrativa figurer i rapporten samt en fysisk modell i skala 1:150 framtagen enligt den preliminära dimensioneringen.

Nyckelord: Brokoncept, Estetik, Miljöpåverkan, Urvalsprocess, Preliminära dimensioner, Krav, Systemmodell.

Conceptual design and dimensioning of a road bridge over Österdalälven in Oxberg.

Bachelor's thesis in Civil Engineering

TITUS BERG

SOFIE LINDGREN

ERIK LÖFVENBERG

AXEL MALMBERG

THEA MUNTHE STJERNSTRÖM

LINNEA NORDQVIST

Department of Architecture and Civil Engineering
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

In Oxberg, Dalarna, there is a necessity to replace the provisional road bridge currently connecting the traffic over Österdalälven. The original bridge, built in 1898, was closed in 2016 due to substantial damage.

The aim of the bachelor's thesis was to develop a suitable design for a bridge that simultaneously fulfils the requirements from the technical reports while also addressing the client's requests. The bachelor's thesis consisted of two main components. The first component involved gathering information about a variety of different bridges, construction materials as well as the projects prerequisites. The information served as the foundation in the decision of designing the bridge through a two-step selection process, during which different requirements and conditions was evaluated. Following the initial selection process, a comprehensive analysis was conducted on the chosen bridge types that progressed to the second selection phase, where a decision regarding the most optimal bridge design was made. The result was a steel girder bridge with a concrete deck.

The projects second component was focused on determining the preliminary dimensions of the bridge through straight calculations based on the selected bridge design. The calculations were made to ensure that the bridge can support current loads and meet the applicable requirements. The calculation model used took into account traffic load and selfweight, but disregarded accidental, wind, snow, and braking load. The design was carried out in transverse and longitudinal directions based on information from plan drawings, technical descriptions as well as requirements and standards from Eurocode.

The bridge based on the calculations for the preliminary dimensions satisfies the requirements for deflection, shear buckling, and both moment and shear capacity. The final design of the bridge is presented through illustrations in the report, along with a physical model in the scale of 1:150, based on the preliminary dimensions.

Key words: Bridge design, Aesthetics, Environmental impact, Selection Process, Preliminary dimensions, Requirements, System model.

Innehållsförteckning

Sammanfattning	I
Abstract	II
Innehållsförteckning	IV
Förord	VIII
Beteckningar	IX
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	1
2 Förutsättningar	3
2.1 Geografiska och geotekniska förutsättningar	3
2.2 Krav och mått	3
2.3 Estetik och utformning	4
2.4 Kulturarv	4
2.5 Avvattning	5
3 Underlag för val av brokoncept	7
3.1 Material	7
3.1.1 Trä	7
3.1.2 Stål	7
3.1.3 Betong	8
3.2 Brotyper	8
3.2.1 Betongbalkbro	8
3.2.2 Bågbro	8
3.2.3 Samverkansbro	9
3.2.4 Fackverksbro	9
3.2.5 Hångbro	9
3.2.6 Snedkabelbro	9
4 Urval 1 - möjliga brotyper	11
4.1 Kriterier	11
4.2 Tabell	11
4.3 Utvalda brotyper	11
4.3.1 Kontinuerlig samverkansbro med I-balkar i stål och betong	12
4.3.2 Samverkansbro med lådbalk i stål och betong	13
4.3.3 Bågbro med överliggande båge i betong	13
4.3.4 Bågbro med överliggande båge i stål	15
4.3.5 Spännarmerad betongbalkbro	16

5	Urval 2 - viktning av brokoncept	17
5.1	Viktningskriterier	17
5.1.1	Poängsystem	18
5.2	Tabell	18
6	Framtaget brokoncept	21
6.1	Bärande system	21
6.2	Systemmodell	21
6.3	Grundläggning	22
6.4	Stöd	22
6.5	Lager	22
6.6	Laster	22
7	Preliminär dimensionering	25
7.1	Laster	25
7.1.1	Filfaktor	25
7.1.2	Laster i tvärled	26
7.1.3	Laster i längsled	26
7.2	Kontroll av bärförmåga	26
7.3	Kontroll av nedböjning i SLS	26
7.4	Dimensionerat betongtvärsnitt i tvärled	26
7.5	Dimensionerat tvärsnitt i längsled	27
7.6	Dimensionering av studs	27
7.7	Dimensionering av skruvförband	28
8	Diskussion	29
9	Slutsats	31
	Referenser	33
A	Underlag från COWI	I
B	Preliminär dimensionering	III
B.1	Sammanfattning av resultat	VII
B.1.1	Tvärled	VII
B.1.2	Längsled	VII
B.2	Beräkning i tvärled	VIII
B.2.1	Lastfält	VIII
B.2.2	Laster för dimensionering i tvärled	VIII
B.2.3	Beräkning av moment, tvärkraft och reaktionskraft i tvärled	X
B.3	Filfaktor	XIV
B.4	Beräkning i längsled	XV
B.4.0.1	Laster i gjutskedet	XVI
B.4.1	Beräkning av moment och tvärkraft i längsled	XVI
B.4.1.1	Maxmoment och tvärkraft över stöd	XVI
B.4.1.2	Maxmoment och tvärkraft i fält	XVIII
B.4.1.3	Maxmoment i gjutskedet	XX

B.4.2	Medverkande flänsbredd	XXI
B.4.3	Geometriska parametrar	XXI
B.4.4	Kontroll av geometrin	XXII
B.4.5	Armering	XXIII
B.4.6	Moment- och tvärkraftskapacitet	XXIII
B.4.7	Nedböjning	XXIV
B.4.8	Dimensionering av studs	XXIV
B.4.9	Dimensionering av skruvförband	XXIV
C	Kontroll av Simplex Beam	XXVIII
D	MATLAB-kod	XXXI

Förord

Vi i projektgruppen vill börja med att tacka alla som stöttat oss genom detta arbete. Ett särskilt tack till våra handledare Samantha Robuschi från Chalmers tekniska högskola och Staffan Lindén med kollegor från COWI som väglett oss. Ytterligare vill vi uppmärksamma examinatorn Carlos Gil Berrocal samt föreläsarna under arbetets gång. Slutligen vill vi lyfta fram Jarkko Nordlund och Tabita Nilsson från A-verkstaden som varit ett stort stöd under modellbygget.

Göteborg 2025

TITUS BERG

SOFIE LINDGREN

ERIK LÖFVENBERG

AXEL MALMBERG

THEA MUNTHE STJERNSTRÖM

LINNEA NORDQVIST

Begrepp

Tekniska termer

<i>Boggilast</i>	Två kopplade axlar från fordon som genererar punklaster.
<i>Karbonatisering</i>	Sänker betongens pH-värde, vilket kan leda till att armeringen börjar rosta.
<i>Krympning</i>	Att betongens volym minskar när den torkar och härdar.
<i>Krypning</i>	Betongens långsamma deformation över lång tid av permanenta laster.
<i>Lansering</i>	När delar av brokonstruktionen skjuts fram i etapper istället för att byggas på plats eller lyftas in.
<i>Pyloner</i>	Bärande vertikala pelare, stöd.
<i>Restspänningar</i>	Inre spänningar som finns kvar utan yttre laster.
<i>Slakarmerad</i>	Ospänd armering som placeras i formen innan gjutning.
<i>SLS</i>	Service Limit State, bruksgränstillstånd.
<i>Spännarmerad</i>	Armering som spänns i förväg för att minska sprickor och öka bär-förmåga.
<i>Stag</i>	Stångelement som stabiliserar konstruktionen och förhindrar vippning.
<i>Studs</i>	Stålbultar som svetsas på balkarna för att låsa fast betongplattan.
<i>Utmattning</i>	Brott som orsakas av mindre upprepade spänningar i stålet.
<i>ULS</i>	Ultimate Limit State, brottsgränstillstånd.

1 Inledning

I följande kapitel ges grundläggande information om planeringen av bron och hur arbetet struktureras. Det tas upp hur platsen ser ut idag och vad syftet med projektet är.

1.1 Bakgrund

Oxbergsbron är den bro som går över Österdalälven i Oxberg på väg 1012 (Trafikverket, 2024). Den byggdes 1898 och är en kombinerad bil- och järnvägsbro. Bron byggdes i tre spann med ovanliggande båge över varje spann. I november 2016 stängdes bron av för trafik på grund av omfattande skador och en provisorisk kombinerad bro byggdes. Den provisoriska bron dimensionerades för en livslängd på endast 10 år, med avsikt att bygga en ny permanent bro i framtiden.

Vid planering av den nya bron beslutades att två separata broar skulle byggas, en för väg respektive järnväg, för att bidra till en ökad säkerhet. De nya broarna ska säkerställa en effektiv och hållbar transportförsörjning för både näringsliv och invånare. Högre mängd trafikanter över bron innebär dessutom en bättre framkomlighet och minskad köbildning på närliggande vägar.

1.2 Syfte

Syftet med projektet är att ta fram ett lämpligt brokoncept och genomföra en preliminär dimensionering av en vägbro i Oxberg, Dalarna. Vid val av brokoncept beaktas broteknologi, säkerhet, ekonomi, miljöpåverkan och estetik. Analysen omfattar både produktionsskede och förvaltningsskede för att säkerställa en effektiv lösning under konstruktionens hela livscykel. Ytterligare mål med arbetet är att byggnationstiden ska vara relativt kort, bron ska vara hållbar och den ska även passa in estetiskt i det övriga landskapet.

1.3 Metod

Kandidatarbetet delades upp i två huvudsakliga delmoment. I del ett av projektet låg fokus på att samla information om olika typer av broar och material, samt om de förutsättningar som gällde för den tilldelade platsen. Detta innefattade geologiska och geografiska förutsättningar, specifika krav och mått som projektgruppen behövde förhålla sig till samt bestämmelser gällande avvattning. Dessutom fastställdes ramarna för brons estetiska utformning och hur kulturarvet beaktades i detta.

Baserat på den insamlade informationen genomfördes två urvalsprocesser. Den första syftade till att sälla ut broar vars spännvidd var otillräcklig eller orimlig för platsen.

Därefter togs viktningskriterier fram inom exempelvis broteknologi, ekonomi och miljö för att lättare kunna bedöma lämpligheten hos vardera brotyp. De koncept som gick vidare utvärderades tills ett förslag valdes. Hittades inget passande förslag, itererades processen tills önskat resultat uppnåddes. Som avslutning på del ett av projektet analyserades det utvalda konceptet övergripligt gällande dess bärande system och randvillkor samt vilka laster den skulle dimensioneras för. Utöver detta togs en presentationsmodell av det slutliga brokonceptet fram.

Insamling av information gällande broar skedde främst från föreläsningar inom kandidatarbetet samt olika rapporter från exempelvis Trafikverket. Det initiala underlaget rörande broprojektet tilldelades genom förslagshandlingar och en teknisk beskrivning. Rapporter och hemsidor som användes valdes utifrån egna efterforskningar, rekommendationer från handledare och Chalmers bibliotek. Under arbetets gång genomfördes ett flertal handledningstillfällen med konsultbolaget COWI samt konsultationer med handledare från Chalmers i syfte att stödja arbetet.

I del två av projektet genomfördes en preliminär dimensionering av bron, samt lämpliga justeringar. Lasterna beräknades enligt LM1 och sedan användes programmet Simplex Beam för att bestämma moment- och tvärkraft. Detta kontrollerades med handberäkningar enligt elementarfall. Sedan kontrollerades olika lastfall för att hitta de dimensionerande moment- och tvärkrafterna. Det dimensionerande lastfallet användes sedan för att optimera I-balkarnas geometri utifrån kapacitetsberäkningar genom Matlab. Genom förenklade beräkningar har kapaciteten i kritiska snitt beräknats och dimensioneras för att optimera konstruktionsdelarna efter de olika effekter som blir av de krafter som verkar på bron. Skruvförband har också dimensionerats och designats där snitt i I-balkarna görs för att ha lagom längd vid frakt till byggplats.

Vid beräkning av lastkombinationer kombineras egenvikt, utbredd trafiklast och boggilast. Dessa ska testas i de mest ogynnsamma positionerna för att dimensionera för de värsta lastfallen möjliga. Lasterna kommer korrigeras med faktorer för brottsgränstillstånd och bruksgränstillstånd och dimensionering kommer ske efter dessa laster.

2 Förutsättningar

Följande kapitel redogör platsens förutsättningar som projektgruppen beaktar genom arbetet. Dessa är exempelvis specifika krav och mått, geologi samt kulturarv.

2.1 Geografiska och geotekniska förutsättningar

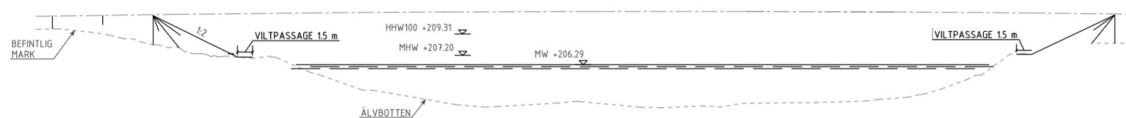
Väg 1012 och 70, som går över och intill bron, ligger inom Norrlandsterrängen vilket innebär att landskapet består av en kuperad terräng (Trafikverket, 2021). I Österdalälvens riktning finns tydliga höjdryggar som på vissa ställen är nästintill horisontella, dessa är åsformationer från isälvsediment. Topografin i övrigt är även kraftigt varierande.

Berget ligger ungefär 20 meter under marknivån och de geotekniska förhållandena anses vara bra (COWI, 2025). Jordarterna över berget består till större del av isälvsediment, det vill säga grus, sand och morän. Älvens botten utgörs av grovkornig sand och grus. Detta innebär att marken är lämplig för projektet och att inga restriktioner eller speciella åtgärder krävs med hänsyn till geologin.

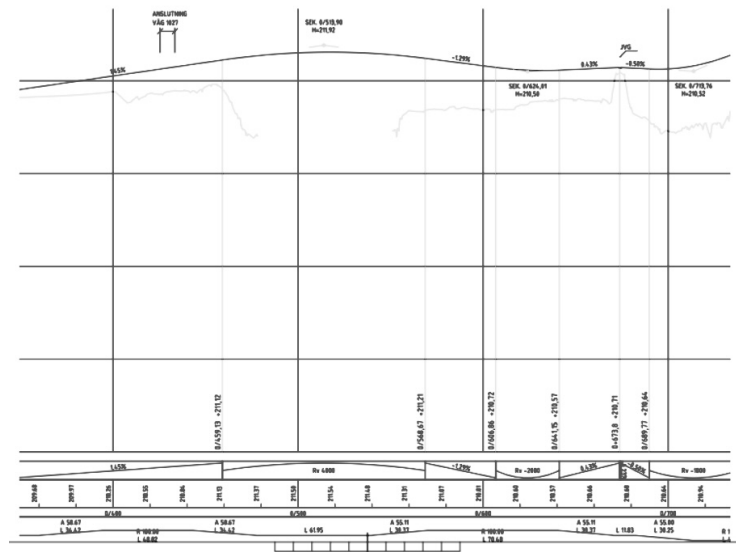
2.2 Krav och mått

Medelvattenståndet är 206,29 meter varav högsta vattenstånd antas vara 207,20 meter och 209,31 meter vart hundra år, se figur 2.1 (COWI, 2024). Det betyder att det högsta vattenståndet som vanligtvis inträffar är 207,20 meter medan att sannolikheten att nivån uppgår till 209,31 meter under ett år är 1 %.

Bron ska anläggas över ett vattendrag som är 70 meter brett (COWI, 2024). Det ska även finnas plats för en 1,5 meter bred viltpassage med en fri höjd på minst 2 meter längs strandkanten på båda sidorna. Maximala spännvidden för bron är 90 meter där stöd i älven är tillåtet. Den ska dimensioneras för biltrafik med en hastighet på 50 km/h och ha en livslängd på 120 år. Brobanan är indelad i två körfält och ska ha en fri brobredd på 8 meter där vardera körbanan är 3,5 meter med tillhörande vägren på 0,5 meter. Figur 2.2 visar hur körbanan kommer formateras med hänsyn till lutning och nivå.



Figur 2.1: Sidoprofil över platsen (COWI, 2024).



Figur 2.2: Bild över vägbanans utformning (COWI, 2024).

2.3 Estetik och utformning

Bron ska utformas så att den estetiskt passar in i miljön runtomkring och inte vara ett störande moment i landskapsbilden. Den får sticka ut i sin omgivning men då ska kulturhistoriskt arv beaktas. Dessutom får bron inte skyla utsikten över naturmiljön utan snarare bidra. Vid val av material och form ska ett miljöperspektiv tillämpas för att säkerställa ett långvarigt och hållbart koncept. Vid behov av brostöd ska omfattningen av dessa minimeras för att påverka vattenmiljön så lite som möjligt.

2.4 Kulturarv

Landskapet runt Oxbergsbron präglas av spår från Sveriges industrialisering, där transportinfrastrukturen har haft en stor roll. Österdalälven har varit en viktig transportled, särskilt för timmerflottning, som bedrevs mellan 1600- och slutet av 1900-talet, och stränderna vid Oxbergsbron användes som upplagsplatser för timmer (Trafikverket, 2021). Oxbergsbron byggdes år 1898 i takt med det ökade behovet av effektivare virkestransporter och gjordes år 1930 om till en kombinerad bil- och järnvägsbro för att hantera den växande biltrafiken.

Oxberg har varit en kontrollstation sedan Vasaloppets första start 1922 och tusentals personer passerar årligen platsen (Vasaloppet, 2024). Den gamla Oxbergsbron har haft en betydande roll i logistiken för loppet vilket bör tas hänsyn till. Den nya bron bör utformas med hänsyn till områdets kulturhistoriska värden och bevara platsens unika karaktär så att den fortsatt kan vara en viktig del av det lokala kulturarvet. Bild på den gamla bron går att se i figur 2.3.



Figur 2.3: Bild på den gamla Oxbergsbron (Wikipedia, u. å)

2.5 Avvattning

På bron ska det finnas ett dagvattensystem för att förhindra att vatten samlas och eventuellt skadar materialen (COWI, 2025). Avvattningssystemet ska dimensioneras för 10-årsregn med 10 minuters varaktighet där en klimatfaktor på 10 procent ska adderas. Dagvattnet ska släppas ut i Österdalälven och avledningen ska ske med ett självfallsystem. Det ska finnas ytavlopp med galler på brobanan som förhindrar vatten från att samlas mellan bron och vägbanken.

3 Underlag för val av brokoncept

Innan val av brokoncept kan genomföras måste underlag tas fram. I följande kapitel presenteras information om vanliga material vid brobygge samt de vanligaste brotyperna som anses lämpliga för en vägbro.

3.1 Material

De främsta materialen inom brobyggnad är trä, stål och betong. De har alla olika fördelar som kommer vägas inför valet av brokoncept. Exempelvis kommer miljöpåverkan, möjlig spännvidd och kostnad för de olika materialen att påverka valet av bro.

3.1.1 Trä

Att välja trä som material har vissa fördelar och nackdelar. Ur ett miljöpåverkansperspektiv är utsläppen vid produktion av trä generellt mindre än vid produktion av stål och betong, där trä dessutom lagrar koldioxid under sin livstid (Brinkhoff m. fl., 2020). Möjlighet att utnyttja trä i vissa delar av konstruktionen i form av en samverkansbro kan vara ett sätt att minska klimatpåverkan.

Träbroar är vanligare vid projekt för gång- och cykelbroar än för vägbroar byggda för biltrafik (Svenskt trä, 2025). Enligt Svenskt Trä är den maximala spännvidden för en träbro 50 meter, vilket uppfylls genom en båge i limträ. Limträ är också ett av de starkaste materialen i förhållande till sin vikt och har goda egenskaper vad gällande väderbeständighet och motstånd till deformationer.

3.1.2 Stål

Stål används främst till balkbroar såsom samverkansbroar eller lådbalksbroar (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 21 januari, 2025). Farbanan kan även vara gjord i stål som då kallas ståldäck. En av de största fördelarna med stål är dess höga hållfasthet och elasticitetsmodul, vilket gör det möjligt att konstruera slanka och effektiva broar. Eftersom stålet kan svetsas samman i olika ståldelar är det lätt att optimera delarna, spara material och vikt.

Trots fördelarna har stålbroar vissa nackdelar. Stålet är känsligt för utmattning, vilket kan leda till sprickbildning och försämrad hållfasthet över tid (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 21 januari, 2025). Dessutom kan restspänningar uppstå efter svetsning, vilket kräver regelbundet underhåll och ibland förstärkning av konstruktionen. För att säkerställa en lång livslängd måste utformningen av bron tänkas på i detalj för att förebygga korrosion och rost.

3.1.3 Betong

I förhållande till sin höga tryckhållfasthet har betong väldigt låg draghållfasthet. För att kunna bygga effektiva konstruktioner med betong behövs därför något annat material som kan ta dragbelastningen, och då används oftast armering (Almgren m. fl., 2016). Armerad betong görs genom att gjuta in stålstänger eller -nät där betongen utsätts för dragkrafter.

Eftersom armeringen består av stål är den känslig för fukt och det finns då stor risk för korrodering (Almgren m. fl., 2016). På grund av detta gjuts ett täckande betongskikt för att skydda armeringen, men när koldioxidgas från luften tränger in i betongens porer karbonatiseras den. Detta leder till att det täckande skiktets förmåga att skydda armeringen försämras. Broar är särskilt utsatta för korrosion på grund av den höga fukthalten i luften och därför kan extra rostskydd användas på armeringen.

3.2 Brotyper

Broar kan delas in i ett antal olika brotyper. Vilken brotyp som väljs beror bland annat på krav på spännvidd, estetik, produktionstid och möjlig produktionsteknik. Nedan presenteras några vanligt förekommande brotyper, som är lämpliga för en vägbro, och deras egenskaper.

3.2.1 Betongbalkbro

En betongbalkbro kan byggas med ett eller flera spann, där utformning och armeringsmetod varierar beroende på spännvidd, laster och andra förutsättningar (Brosamverkan, 2022). Det finns i huvudsak två typer av tvärsnitt: lådbalksbro och balkbro, och dessa kan vara antingen slakarmerade eller spännarmerade. Valet av armeringsmetod är avgörande och beror främst på spännviddens längd och tillgänglig konstruktionshöjd. En spännarmerad bro möjliggör längre spännvidder och lägre bygghöjd jämfört med en slakarmerad. Konstruktionshöjden för en spännarmerad bro är 4-7 procent av spännvidden och för en slakarmerad bro är det 7-10 % av spännvidden (Vägverket, 1996). För att uppnå längre spann och låg bygghöjd krävs ofta lådbalkar, medan enklare förhållanden kan medge användning av vanliga balkar. En lådbalksbro har spännvidd på 40-200 meter och en balkbro har spännvidd på 10-30 meter. En lådbalksbro kan också väljas för dess estetik då bron har en slät underyta.

3.2.2 Bågbro

Bågbro är relevant för spännvidder över 60 meter men i dagsläget byggs oftast balkbroar istället för bågbroar (Brosamverkan, 2022). Ett undantag för att bygga bågbro är för dess estetik. Vid större spännvidder byggs bågbroar i betong eller stål men går även att bygga i trä vid lägre spännvidder (Vägverket, 1996).

3.2.3 Samverkansbro

En samverkansbro byggs med både betong och stål. Spännvidden varierar mellan 20 till 80 meter och bron kan byggas med antingen lådbalk eller balktvärsnitt (Brosamverkan, 2022). Det som kännetecknar en samverkansbro är att balkarna är gjorda i stål med stålbultar upptill som betongbrobanan gjuts fast i. En samverkansbro är lämplig att bygga vid exempelvis passage över vatten, djupa dalgångar eller vid stora spännvidder. Samverkansbron är också lämplig då kort byggtid är ett krav, då balkelementen kan lyftas på plats och det oftast inte behövs någon ställning vid montage. Egenskaperna för lådbalk och balktvärsnittet är lika men lådbalken har hög vridstyvhet och är lämplig att bygga i kurvor eller då hög vridstyvhet eftersträvas. En samverkansbro har en relativt låg egentynghet och kan därför behöva extra säkerhetsåtgärder för att motstå flyttning vid påkörning.

3.2.4 Fackverksbro

En fackverksbro är en brotyp där huvudbärverket är utformat i form av fackverk. Dessa fackverk är uppbyggda av stänger som endast tar upp dragkrafter, respektive tryckkrafter (Trafikverket, 2014). Utöver dessa sneda stänger stärks oftast fackverksbroar upp med vertikala och/eller horisontella stänger.

Fackverksbroar byggs främst i stål eller trä. Fackverksbroar i stål utförs i spännvidder på upp till 100 meter, medan träbroar går att bygga med spännvidder på upp till 30 meter (Trafikverket, 2014). Idag byggs inte längre några permanenta fackverksbroar på grund av dess kostnadsineffektivitet, däremot byggs vissa tillfälliga broar.

3.2.5 Hängbro

Hängbroar är en brotyp som är fördelaktig för broar med mycket stora spännvidder (Trafikverket, 2014). Deras konstruktion liknar den av brotypen snedkabelbro, men istället för att kablarna kopplas direkt till pylonerna kopplas de till huvudkablarna som tar krafterna till tornen och vidare till förankring vid ändarna av bron.

Idag har hängbroar utförts i spann på cirka 2000 meter, men är en av de dyraste brotyperna att genomföra (Brittanica, 2025). Under konstruktion av en hängbro används oftast ingen stödställning, utan bron byggs i sektioner.

Enligt förutsättningarna för bron i projektet anses inte hängbron som en passande brotyp.

3.2.6 Snedkabelbro

Snedkabelbroar har ett huvudbärverk av kablar och pyloner, där kablarna kopplas direkt till pylonerna (Trafikverket, 2014). Kablarna kopplas snett från pylonerna ner till brobanan, exempelvis går de närmast mitten av spannet till toppen av pylonerna. Detta leder till att kablarna bär dragkrafter och pylonerna bär stora tryckkrafter, vilket kräver god grundläggning för pylonerna.

Pylonerna är oftast byggda i betong och deras höjd speglar spannet som bron ska byggas i. Snedkabelbroar byggs huvudsakligen vid mycket stora spännvidder och det längsta spann som byggts med snedkabelbroar är över 1100 meter, där pylonerna uppnår en höjd på ca 320 meter (Structurae, 2025).

Eftersom spannet för bron i Oxberg inte är mer än 90 meter, så slopas detta förslag då det inte ses som en lämplig brotyp.

4 Urval 1 - möjliga brotyper

I första urvalsprocessen utvärderas en stor mängd olika brotyper i olika material. Det har tagits fram ett antal kriterier som broarna utvärderas i och de broförslag som klarar kraven blir utvalda till nästa urval.

4.1 Kriterier

De kritiska kraven som ställs på broarna är att de ska klara att utföras med maximalt två stöd, då fler stöd anses orimligt för projektet med avseende på spännvidden. De ska också ha en teknisk livslängd på minst 120 år, utan större reparationer/renoveringar vilket i princip utesluter broarna byggda i trä. Brokoncepten ska också klara kraven för underbyggnad, med hänsyn till att vattennivån är relativt nära brobanan.

4.2 Tabell

Brotyperna hängbro och snedkabelbro har valts bort redan innan urval ett då de anses som orimliga med hänsyn till förutsättningarna för projektet. Nedan i tabell 4.1 visas hur de olika brotyperna utvärderades enligt kriterierna.

Tabell 4.1: Tabell över utvärderingskriterier för första urvalet.

Typ av bro	Utförning	Material	Möjlig spännvidd	Uppnådd spännvidd 1 spann	Uppnådd spännvidd med stöd (max 2st)	Uppnått krav på underbyggnad	Min. 120 år Livslängd	Utvald
Samverkansbro	Lådbalk	Stål och betong	60-70 m	Nej	Ja	Ja	Ja	Ja
	Balkbro	Stål och betong	60-70 m	Nej	Ja	Ja	Ja	Ja
Bågbro	Överliggande båge	Betong	60 m +	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja
	Överliggande båge	Stål	60 m +	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja
	Överliggande båge	Trä	50 m	Nej	Ja	Ja	Nej	Nej
	Underliggande båge	Betong	60 m +	Ja	Ja	Nej	Ja	Nej
	Underliggande båge	Stål	60 m +	Ja	Ja	Nej	Ja	Nej
	Underliggande båge	Trä	60 m	Nej	Ja	Nej	Nej	Nej
Betongbalkbro	Lådbalk	Betong	200 m	Ja	Ja	Nej	Ja	Nej
	Balkbro, slakarmerad	Betong	25 m	Nej	Nej	Ja	Ja	Nej
	Balkbro, spännarmerad	Betong	30 m	Nej	Ja	Ja	Ja	Ja
Fackverksbro	Överliggande fackverk	Stål och betong	50 m +	Ja	Ja	Ja	Ja	Nej
	Underliggande fackverk	Stål och betong	50 m +	Ja	Ja	Nej	Ja	Nej
Plattbro	Spännarmerad	Betong	Ja	Nej	Nej	Ja	Ja	Nej
	Slakarmerad	Betong	Ja	Nej	Nej	Ja	Ja	Nej
Hängbro	Överliggande pelare med vajrar	Stål och betong	500 m +	Ja	Ja	Ja	Ja	Nej
Snedkabelbro	Överliggande pelare	Stål och betong	100 m +	Ja	Ja	Ja	Ja	Nej

4.3 Utvalda brotyper

Från första urvalet gick fem brotyper vidare till andra urvalet. De kommer nu presenteras mer detaljerat.

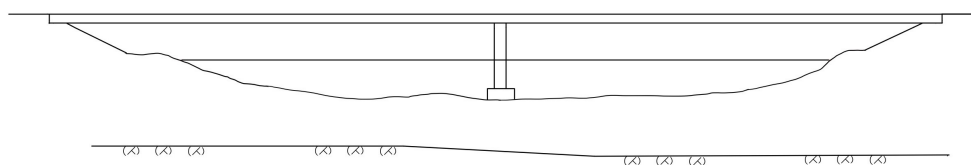
4.3.1 Kontinuerlig samverkansbro med I-balkar i stål och betong

Samverkansbron med stålbalkar har två stycken kontinuerliga I-balkar som huvudbärverk och kan utföras med ett eller två stöd (M. Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars 2025). Fördelen med mer än ett stöd är att underbyggnaden inte blir lika hög. Nackdelarna är att det krävs mycket resurser vid byggnation av pelare i vatten och man vill därför minimera dessa. Det går inte heller att använda de befintliga pelarna då vägbron kommer att byggas vid sidan av den gamla bron. I figur 4.1 och 4.2 visas skisser på hur en samverkansbro med I-balkar kan se ut, med ett respektive två stöd.

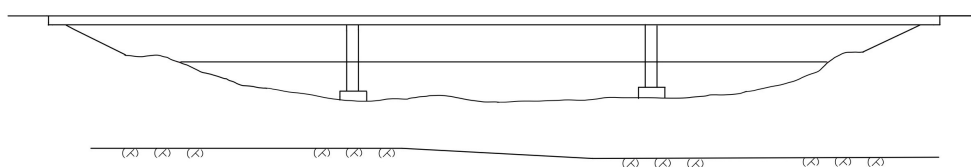
Produktionen för balkbro med I-balkar sker genom lansering av balkarna där en permanent stödkonstruktion i stål i form av en platta sammanbinder de två I-balkarna i överkant och en lanseringsnos fästs vid änden av balkarna (M. Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars 2025). Detta leder till en relativt snabb byggnationstid och säker arbetsmiljö då lanseringen ej sker i nedförsbacke, vilket kan vara en riskfylld arbetsmetod.

Tryckkrafterna som uppstår av biltrafik förs genom I-balkarna och plattan ner till stöden och sedan ner i marken. För att motverka laster i sidled av till exempel vindlast kan tvärstag monteras mellan I-balkarna för att öka hållfastheten för sidolast.

Förvaltningen av en bro av denna typ består av besiktning och målning av stålet (M. Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars 2025). Detta görs antingen genom att sänka ner tillfälliga broplattformer eller en skylift. Förvaltningen kräver avstängning av ena körfältet och bör planeras då det är minimal trafik.



Figur 4.1: Skiss av en samverkansbro med I-balkar i stål och betong med ett stöd i vattnet.



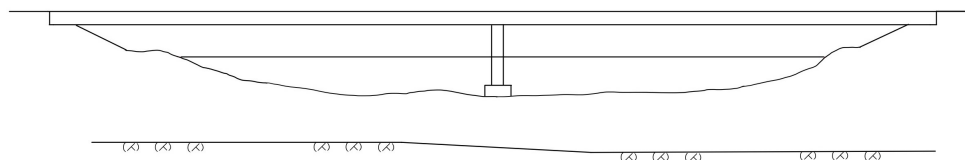
Figur 4.2: Skiss av en samverkansbro med I-balkar i stål och betong med två stöd i vattnet.

4.3.2 Samverkansbro med lådbalk i stål och betong

En samverkansbro med lådbalk görs likt en samverkansbro med I-balkar i kombination av betong och stål, med stålbalken som huvudbärverk och en brobaneplatta gjord i betong (Brosamverkan, 2022). Skillnaden är att underflänsarna på I-balkarna är gemensamma vilket bildar en låda. De har lika stor spännviddsmöjlighet och därför behöver även en lådbalksbro ha ett mittstöd. Lådbalken leder till att bron får en stor vridstyvhet vilket är effektivt speciellt vid krökta broar. I figur 4.3 går att se en skiss på hur en möjlig samverkansbro med lådbalk kan se ut. Det finns även möjlighet att utföra denna bro med varierande höjd på lådbalken, för att optimera kapaciteten utefter momentdiagrammet.

Produktionen av en samverkansbro med lådbalk kan även den utföras genom lansering av bron och precis som för en samverkansbro med I-balkar leder det till snabb byggnationstid och en säker arbetsmiljö (Brosamverkan, 2022).

För att kunna utföra underhåll och kontroller på bron finns det krav på minsta fri invändig höjd i lådan (Brosamverkan, 2022). Detta är för att en person ska kunna få plats och utföra kontroller på bron och därmed säkerställa att stålet ej korroderat. Andra möjligheter är att lådbalken utförs sluten med avfuktningssystem eller sluten med slutna fack, och därmed blir lufttät (M. Davidson, personlig kommunikation, 11 mars, 2025). Dessa lösningar är dock inte lika vanliga som att utföra underhåll inne i lådbalken.



Figur 4.3: Skiss av en samverkansbro med lådbalk i stål och betong med ett stöd i vatten.

4.3.3 Bågbro med överliggande båge i betong

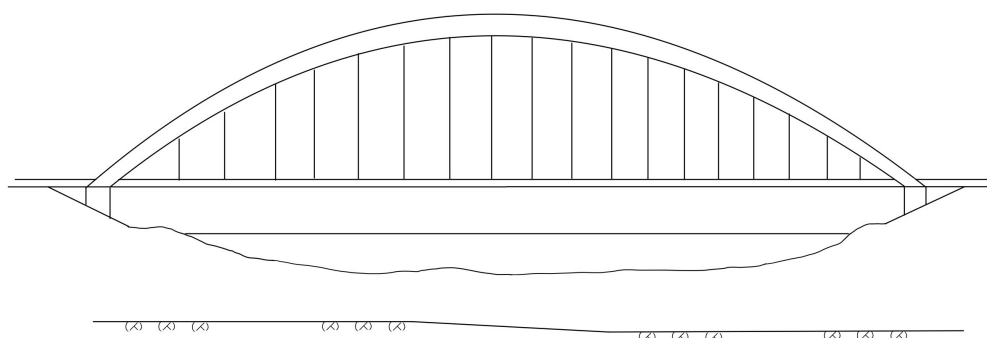
En bågbro med överliggande båge i armerad betong är en typ av bro där de parallella bågarna fungerar som bågbronns huvudbärverk (Trafikverket, 2014). Brobanan som i detta fall är placerad under bågen fungerar som sekundärbärverk och är även den av materialet armerad betong. Brobanan består av en brobaneplatta som ligger ovanpå ett balksystem med tvär- och längsgående balkar. De parallella bågarna är förbundna med tvärbalkar, så kallade transversaler, och mellan båge och brobana sitter vertikala stänger i stål som förbinder huvudbärverket med sekundärbärverket. En fördel med bågbron är att den klarar av stora spann vilket möjliggör en bro utan stöd i vattnet, se figur 4.4.

Formen på bågen och egentyngden resulterar i stora tryckkrafter i bågen som förs vidare ner i stöden (Trafikverket, 2014). Då betong väger mest av de tre möjliga

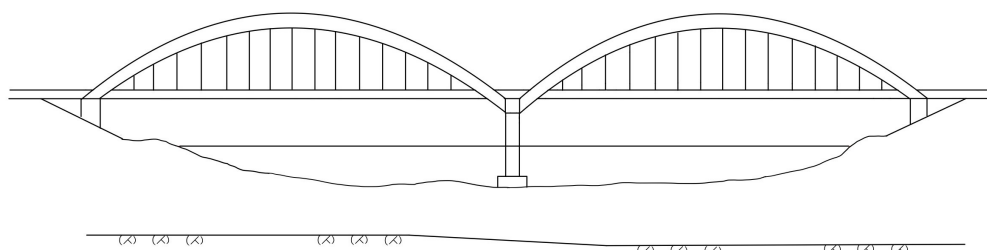
materialen, betong, trä och stål, innebär det extra stora tryckkrafter. En bågbro i armerad betong kräver därför bra grundläggning för att kunna hantera dessa krafter i stöden. Som en följd av detta sker grundläggningen ofta på berg för att minska risken för horisontell förflyttning hos landfästena. Om det inte finns möjlighet att grundlägga på berg kommer man behöva öka stödets kapacitet vilket kommer kosta pengar och tid. Alternativt för att minska tryckkrafterna vid landfästena kan man sätta in ett stöd i vattnet för att ta en del av lasten, se figur 4.5.

På grund av det stora spannet och vattnet undertill kommer bågbroarna att platsgjutas som en konsolutbyggd, bakåtförankrad båge (H. Broo, personlig kommunikation, 25 februari, 2025). Detta innebär att man kommer behöva använda sig av en träform för gjutningen av betong samt olika maskiner och material som gör konstruktionen möjlig, vilket kommer bli ekonomisk dyrare och ta längre tid än för broar som kan prefabriceras.

En bågbro i betong kräver att man kan inspektera båge, brobana och infästningar (O. Yman, personlig kommunikation, 27 februari, 2025). Betongen kommer behövas inspekteras för de sprickor som uppstått, möjlig korrosion på armeringen, ojämnheter i betongen och tjockleken på täcksiktet. Tänkbara åtgärder skulle kunna vara att förbättra täcksiktet samt byta ut det material som tappat sin förmåga. Den höga höjden på bågen skulle försvåra underhållsarbetet och trafiken skulle behövas stängas av i minst en av filerna vid arbetet, vilket kan orsaka köbildning om arbetet utförs under en längre tid.



Figur 4.4: Skiss av en bågbro med överliggande båge i betong utan stöd i vattnet.



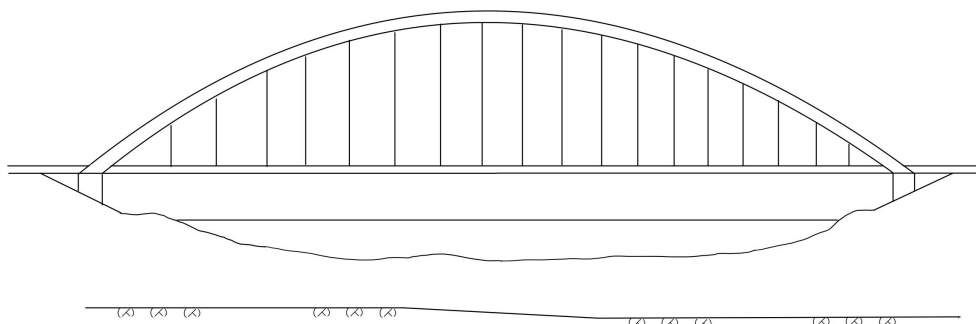
Figur 4.5: Skiss av en bågbro med överliggande båge i betong med ett stöd i vattnet.

4.3.4 Bågbro med överliggande båge i stål

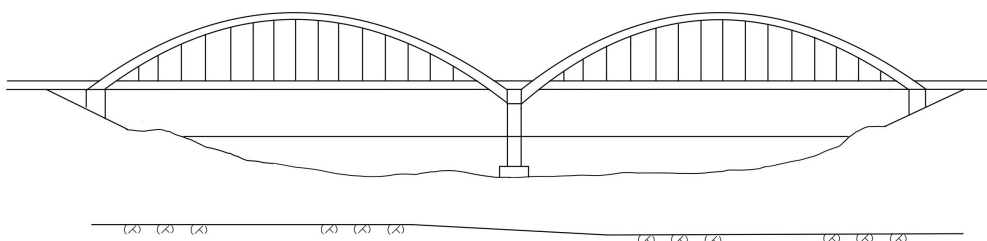
En bågbro med överliggande båge i stål fungerar som en bågbro med överliggande båge i betong, där huvudbärverket består av parallella bågar förbundna med transversaler (Trafikverket, 2014). Bågen, som är förbunden i brobanan med stänger, överför lasten i tryck ned i stöden. Stål kännetecknas av hög hållfasthet i både drag och tryck, vilket möjliggör slanka och materialeffektiva konstruktioner. För bågar i stål är det vanligt med två till tre rörliga leder då stålet prefabriceras och svetsas samman på plats (Lebet & Hirt, u. å). Lederna i anslutning mot landfästena är utformade som fasta lager (Trafikverket, 2014). Se figur 4.6 och 4.7 för skisser på hur bron kan se ut.

En metod för produktion är att brobanan konstrueras först, antingen från marken eller genom lansering, och används sedan som arbetsplattform för resning av bågarna (Lebet & Hirt, u. å). Detta förutsätter att brobanan är tillräckligt stark eller stöds av tillfälliga konstruktioner. Den låga egetyngden gör att de kranar som monteras på brobanan kan vara mindre, vilket gör monteringen mer kostnadseffektiv. Bågarna lyfts sedan på plats med hjälp av dessa kranar.

Stål är, som tidigare nämnts, utsatt för både korrosion och utmattning, vilket kan leda till sprickbildning och försämrad hållfasthet över tid (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 21 januari, 2025). För att säkerställa bronns livslängd krävs regelbundet underhåll, såsom rostskyddsmålning och inspektion av svetsförband, vilket kan medföra höga långsiktiga kostnader.



Figur 4.6: Skiss av en bågbro med överliggande båge i stål utan stöd i vattnet.



Figur 4.7: Skiss av en bågbro med överliggande båge i stål med ett stöd i vattnet.

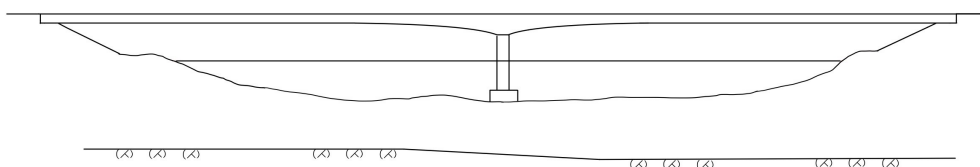
4.3.5 Spännarmerad betongbalkbro

Den spännarmerade betongbalkbron har två stöd och spännvidd på 30 meter per spann. Tanken är att den utformas med två betongbalkar som gjuts ihop till en kontinuerlig balk över hela spännvidden för att minska moment i fält. Därefter optimeras materialmängden genom att minska bygghöjden i fält, där momentet är lägre, och öka bygghöjden över stöden för att få maximal materialutnyttjande. Se figur 4.8 och 4.9 för bilder på hur bron kan se ut.

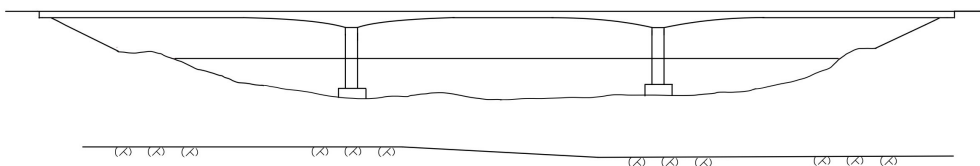
Betongen kommer gjutas på plats då broelement på 30 meter inte kan prefabriceras i Sverige (M. Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars 2025). För att gjuta bron behövs det byggas temporära ställningar och former över vattnet, detta kräver mycket arbetstid över vattnet och kan medföra risker för arbetarna. Väder har stor påverkan på byggtiden för platsgjuten betong då värme, kyla och nederbörd kan medföra olika konsekvenser för byggandet och ger en oförutsägbar byggtid.

För förvaltningen av en betongbalkbro krävs inspektioner av brobana, balkar, pelare och upplag (Oscar Yman, personlig kommunikation, 27 februari 2025). Då undersöks betongtäcksikt, sprickor och korrosionskador på armering. Detta åtgärdas genom att byta ut den armering och betong som skadats med nytt material och möjlig orsak åtgärdas.

Lasterna som uppstår i bron bärs primärt av betongbalkarna i underkanten av bron som leder vidare vertikala och horisontella krafter till pelare och upplag. Eftersom en betongbro är en tung konstruktion kommer den inte påverkas lika mycket som lätta broar av laster som vindlast. Ett alternativ som ökar vridstyvheten är att bygga lådbalkar istället för separata balkar (Brosamverkan, 2022).



Figur 4.8: Skiss av en spännarmerad betongbalkbro med ett stöd i vattnet.



Figur 4.9: Skiss av en spännarmerad betongbalkbro med två stöd i vattnet.

5 Urval 2 - viktning av brokoncept

De brotyper som klarade kriterierna i urval 1 kommer utvärderas ytterligare i urval 2. Ett antal nya kriterier har valts ut, dessa kommer vikts mot varandra och väga olika mycket när poäng senare ges i hur bra varje bro uppfyller de olika kriterierna.

5.1 Viktningskriterier

Första steget i urval två består av en viktning av de olika kategorierna, där följande viktningsskriterierna har valts för de utvalda broarna:

- **Estetik:** Viktas i hur bra bron passar in i omgivande miljö och hur den tilltalar människor som ser och kör över den. Sikt över landskapet från bron beaktas också.
- **Arbetsmiljö:** Viktas i hur säkert det är för de som arbetar med bron både under byggnation samt underhåll
- **Produktionsteknik:** Viktas i hur enkel bron hade varit att producera.
- **Innovativ design:** Viktas i hur innovativ designen av bron är i form av produktion, material och estetik
- **Byggnationstid:** Viktas i hur lång tid det tar att bygga bron från påbörjad byggnation till att den öppnas för trafik.
- **Produktionskostnad:** Viktas i hur mycket pengar projektet kommer att kosta under produktionsstadiet i form av arbetskraft, material, verktyg och maskiner.
- **Förvaltningskostnad:** Viktas i hur mycket pengar underhåll av bron kommer kosta. Dessa kostnader är främst i form utav reparation, målning och besiktning.
- **Miljöpåverkan under produktion:** Viktas i hur mycket utsläpp som utvinning av materialet producerar och hur mycket avgaser maskiner och transportation släpper ut.
- **Miljöpåverkan under livstid:** Viktas i hur mycket utsläpp av koldioxid och andra farliga kemikalier under livstiden av bron som uppstår.

5.1.1 Poängsystem

Genom analys, logiska resonemang samt handledning av COWI har poäng satts för de utvalda broarna för de olika kriterierna. Med hjälp av viktningsskattor från viktningsskattorna väger olika kategorier olika mycket. Summan av poängen räknas ihop och ger ett brokoncept som går vidare till del två i projektet.

5.2 Tabell

I viktningstabellen, tabell 5.1, har de olika kategorierna betygsatts mot varandra beroende på hur viktiga de anses vara. Längs diagonalen är det nollor då kategorierna inte kan viktas mot varandra. Exempel rad ett viktas estetik lägre än arbetsmiljö och därför är även arbetsmiljö viktat motsvarande i rad två.

Tabell 5.1: Viktningstabell där olika kategorier har viktats mot varandra.

Område	Utvärderingskriterier	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Poäng	a	b	Viktfaktor (a*b)
Estetik	1 Estetik	0	1	3	3	1	1	1	1	1	12	100%	8.3%	8.3%
Säkerhet	2 Arbetsmiljö	3	0	3	3	3	3	3	3	3	24	100%	16.7%	16.7%
Broteknologi	3 Produktionsteknik	1	1	0	3	1	1	1	1	1	10	29%		6.9%
	4 Innovativ design	1	1	1	0	1	1	1	1	1	8	24%	23.6%	5.6%
	5 Byggnationstid	3	1	3	3	0	3	1	1	1	16	47%		11.1%
Ekonomi	6 Produktionskostnad	3	1	3	3	1	0	2	1	1	15	47%		10.4%
	7 Förvaltningskostnad	3	1	3	3	3	2	0	1	1	17	53%	22.2%	11.8%
Miljö	8 Påverkan under produktion	3	1	3	3	3	3	3	0	3	22	52%		15.3%
	9 Påverkan under livstid	3	1	3	3	3	3	3	1	0	20	48%	29.2%	13.9%

Efter att kategorierna har viktats mot varandra betygsatts de utvalda brokoncepten enligt kategorierna. Viktningen gör att de olika kategorierna väger olika tungt, beroende på hur viktiga de anses vara. Summan av poängen ger sedan en ranking som redovisas i tabell 5.2 där Samverkansbro Balkbro fick den högsta rankingen och är därmed det valda brokonceptet för projektet. Poängen redovisas där de olika betygen har satts enligt tabell 5.3.

Tabell 5.2: Tabell över betygssättning och rankingen av de utvalda brokoncepten från urval ett.

Område	Utvärderingskriterier	Viktfaktor	Samverkansbro Balkbro		Samverkansbro Lådbalk		Bågbro i stål		Bågbro i betong		Balkbro spännarmerad	
			Betyg	Viktat värde	Betyg	Viktat värde	Betyg	Viktat värde	Betyg	Viktat värde	Betyg	Viktat värde
Estetik	Estetik	8.3%	1	0.083	2	0.167	4	0.333	4	0.333	1	0.083
Säkerhet	Arbetsmiljö	16.7%	3	0.500	3	0.500	2	0.333	1	0.167	1	0.167
Broteknologi	Produktionsteknik	6.9%	4	0.278	4	0.278	2	0.139	1	0.069	1	0.069
	Innovativ design	5.6%	1	0.056	1	0.056	3	0.167	2	0.111	2	0.111
	Byggnationstid	11.1%	4	0.444	3	0.333	3	0.333	2	0.222	2	0.222
Ekonomi	Produktionskostnad	10.4%	4	0.417	3	0.313	2	0.208	2	0.208	1	0.104
	Förvaltningskostnad	11.8%	3	0.354	3	0.354	2	0.236	2	0.236	4	0.472
Miljö	Påverkan under produktion	15.3%	3	0.458	2	0.306	3	0.458	1	0.153	1	0.153
	Påverkan under livstid	13.9%	2	0.278	2	0.278	2	0.278	4	0.556	4	0.556
Summa				2.868		2.583		2.486		2.056		1.938
Rankning				1		2		3		4		5

Tabell 5.3: Betygsskala för urval två.

Betygsskala	
Betyg	Bedömning
1	Godkänd
2	Väl godkänd
3	Mycket väl godkänd
4	Utmärkt

6 Framtaget brokoncept

Som beskrivet ovan valdes en stålbro i samverkan med betongplatta. Den fungerar som förklarar i kapitel 4.3.1 och kommer ha ett stöd för att klara spännvidden. På platsen är det bra grundläggningsförutsättningar vilket gör att inga specifika åtgärder behöver vidtas vid vägbankerna medan stödet kommer grundläggas med platta på mark. Detta kapitel behandlar vilka laster bron kommer dimensioneras för och hur dessa tas hand om gällande bärande system och randvillkor.

6.1 Bärande system

Huvudbärverket i bron är två parallella I-balkar. Dessa tar upp den största delen av den vertikala belastningen genom böjning. Sedan förs lasten längs balkarna till stöden och ner till marken. Ovanpå I-balkarna gjuts en farbana i betong. I samverkan med stålet tar betongen upp tryckkrafterna som bildas på ovansidan av tvärsnittet. Mellan de två balkarna finns diagonala stag som tar upp de horisontella krafterna som kan komma från bland annat vindlaster och bromslaster. De ökar dessutom vridstyvheten på bron och bidrar till jämnare lastfördelning mellan balkarna.

6.2 Systemmodell

Bron kommer uppföras i två spann med totalt tre stöd, en i vardera ände av bron och ett stöd mitten av konstruktionen i vattnet, se figur 6.1a. Viktigt är att upplagen inte får hamna under högsta vattennivån och därför blir bygghöjden på underbyggnaden ett krav. Bron ska preliminärt dimensioneras som en fritt upplagd kontinuerlig balkbro.



(a) Strukturmodell i längdled.

(b) Strukturmodell i tvärlid.

Figur 6.1: Skiss av systemmodeller för bronns hela system samt bronns tvärsnitt.

Vid det vänstra brofästet används fast inspända ledade upplag, det vill säga upplag som tillåter rotation men ej vertikala eller horisontella förskjutningar, se figur 6.1a. Då grundförhållandena ansågs vara likvärdiga på båda sidor togs detta inte i beaktning vid val av placering för det inspända upplaget. Vid mittstödet samt det högra brofästet används ledade upplag i form av rullager som tillåter rotation och förflyttning i horisontella riktningar men ej vertikalt. I tvärsektionens systemmodell, se figur 6.1b, illustreras I-balkarnas infästning. De båda I-balkarna fästs med ledad infästning som förhindrar vertikala eller horisontella förskjutningar.

I del två kommer det undersökas om dessa randvillkor är möjliga, och i fallet att det

inte är det kommer andra alternativ granskas. En alternativ lösning är exempelvis att dela upp bron i två fritt upplagda balkar, delade i mitten vilket ger utrymme för termisk expansion och dubblad kapacitet i horisontella krafter då rotationslager placeras i båda ändarna.

6.3 Grundläggning

Grundläggningen för mellanstöd utförs som platta på mark vilket förutsätter tillräcklig bärrighet samt stabilitet mot glidning och vältnings. Arbetet sker i torrschakt innanför spont. Vid ändfästena används också platta på mark vilket indikeras av föreskrivet erosionsskydd i anslutning till bottenplatta. Grundläggningen kombineras med erosionsskydd med en bredd av 5 meter på båda sidor om respektive platta.

6.4 Stöd

Mellanstöd i älvpartiet utformas som skivstöd i platsgjuten armerad betong (COWI, 2025). Stödet kommer vara parallellt med strömriktningen och ha en spetsig, lutande framkant för att minska istryck. Eftersom stödet inte har dimensionerats går det inte att ange exakt utformning eller storlek. Landfästena kommer att utformas som platsgjutna betongstöd med anslutande bakfyllnad av grus.

6.5 Lager

Bron har tre uppslagpunkter, en per balk och stöd, där typ av lager har valts utifrån konstruktionens behov och lastöverföring. Vid det vänstra landfästet används ett fast inspänt ledat lager, vilket tillåter rotation men begränsar rörelser i horisontell och vertikal riktning. Lagret fungerar som fixpunkt för broms- och temperaturlaster vilket innebär att konstruktionen kan ta upp dessa laster utan att rörelser tillåts i fästpunkten. Vid övriga stöd används rörliga lager som möjliggör rörelser i längsled.

6.6 Laster

Dimensioneringen av bron beror främst på vilka laster som bron ska klara av, i form av permanenta och variabla laster (J. Leppänen, personlig kommunikation, 6 mars, 2025). De permanenta lasterna består av egenvikt, spännkraft och krympning. Lasterna som varierar på olika faktorer är trafiklast, vindlast, bromskraft och temperaturskillnader.

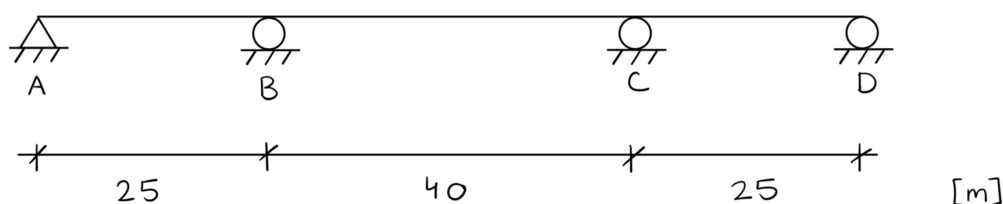
Trafiklasten kommer att beräknas utifrån Eurocodes Load Model 1 (LM1) där olika punkt- och utbredda laster är placerade i de två olika körfält (Lindgren, 2016). Denna modell är vald då den tar hänsyn till biltrafik i form av både person- och lastbilar.

Egenvikten på bron beror till stor del på dimensionerna som krävs för att klara de kombinerade lasterna. Egenvikten kommer att tas fram genom en iterativ process.

7 Preliminär dimensionering

Nedan presenteras de beräkningar som gjorts för att utföra en preliminär dimensionering av bron. De programvaror som använts till hjälp är Matlab och SimpleX Beam (StruSoft, 2025). Matlab har använts för att utföra beräkningar och SimpleX Beam har använts för att ta fram moment och tvärkrafter.

Efter konsultation med COWI framgick det att nedböjningen blir för stor i mittpanspannet. Det resulterade i att ytterligare ett stöd läggs till i vattnet för att klara kraven som ställts. Se figur 7.1 för systemmodell i längsled.



Figur 7.1: Systemmodell i längsled.

Se Bilaga B för detaljerad beräkningsgång och Bilaga D för beräkningarna.

7.1 Laster

För att ta fram de relevanta lasterna har LM1 använts. Punktlasterna har förenklats till en punktlast i längsled. Egenvikterna har också beräknats. Först beräknades 19 olika lastfall, där punktlasten stegas med 5 meter mellan varje lastfall. Det resultatet gav möjligheten att se vilken position av punktlasten som gav störst moment- och tvärkraft. För fält, gav störst moment för punktlast vid 45 meter från vänstra balkände med den utbredda trafiklasten över inre spannet. Störst moment i stöd gavs när punktlasten placerades 40 meter från vänstra balkände och utbredd last över hela spannet.

7.1.1 Filfaktor

Då bron har två stålbalkar som samverkar kommer lasten alltid att delas och inte koncentreras på en. Detta tas i beaktning med filfaktorn som beräknar hur stor andel av totala lasten som en balk maximalt kan utsättas för. Halva betongbalken anses bära tillsammans med respektive balk. Lasten har sedan anpassats med hänsyn till filfaktorn och detta är den dimensionerande lasten. Med kontroll genom Matlab-kod klarar balkarna alla krav som ställts bortsett från nedböjning.

7.1.2 Laster i tvärled

Lasterna i tvärled är sammanställt enligt Lastmodell 1 för trafiklaster (Svenska institutet för standarder, 2003). De beräknade lasterna som använts vid lastfallsberäkningar i SimpleX visas i bilaga A.3.2. I SimpleX har de största lasterna använts och placerats i de mest ogynnsamma positionerna för att få dimensionerande moment och krafter.

7.1.3 Laster i längsled

Lasterna i längsled är trafiklaster och egenvikten. Trafiklasterna är i form av en utbredd last, samt två punktlaster som har förenklats till endast en punktlast. Den utbredda trafiklasten kan varieras över olika delar av bron, beroende på vilket som ger det dimensionerande fallet. Egenvikten har räknats ut ifrån tvärsnittet och är utbredd över hela bron.

7.2 Kontroll av bärförmåga

För att kontrollera bärförmågan på bron har de lastfall som leder till högst moment och tvärkraft tagits fram. Därefter har brons bärförmåga jämförts med dessa värden. För att ta fram moment och tvärkrafterna har SimpleX använts.

7.3 Kontroll av nedböjning i SLS

För att kontrollera nedböjningen av balkarna har det först beräknats hur stor nedböjningen blir i stålbalkarna medan betongen gjuts, då betongen inte kan hjälpa till att ta upp last. Därefter beräknas nedböjningen av trafiklast då betongen och stålet samverkar. Dessa läggs sedan ihop för att beräkna den slutliga nedböjningen.

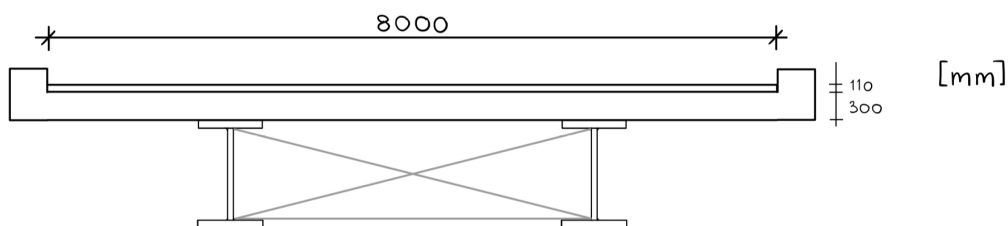
För att förenkla beräkningen har det räknats på elementarfall med en fritt upplagd balk. Denna nedböjning kommer bli högre än den verkliga nedböjningen, vilket betyder att om den förenklade beräkningen klarar kontrollen kommer även det verkliga fallet klara kontrollen. Gränsen för maximal nedböjning i bruksgränstillstånd är $\frac{L}{400}$ (Trafikverket, 2019).

För att kontrollera nedböjning på konsol i tvärled har beräkningar utförts med elementarfallsberäkningar och laster har placerats extra ogynnsamt för att kompensera för effekter från resterande bro. För konsolen har kravet på nedböjning beräknats med $\frac{L}{400}$.

7.4 Dimensionerat betongtvärsnitt i tvärled

I tvärled är det betongfarbanan som dimensioneras. Betongen reducerades till en förenklad modell där plattan antogs vara en fritt upplagd balk med konsoler på vardera sida som har I-balkarna som stöd. Armeringens dimensioner samt placering

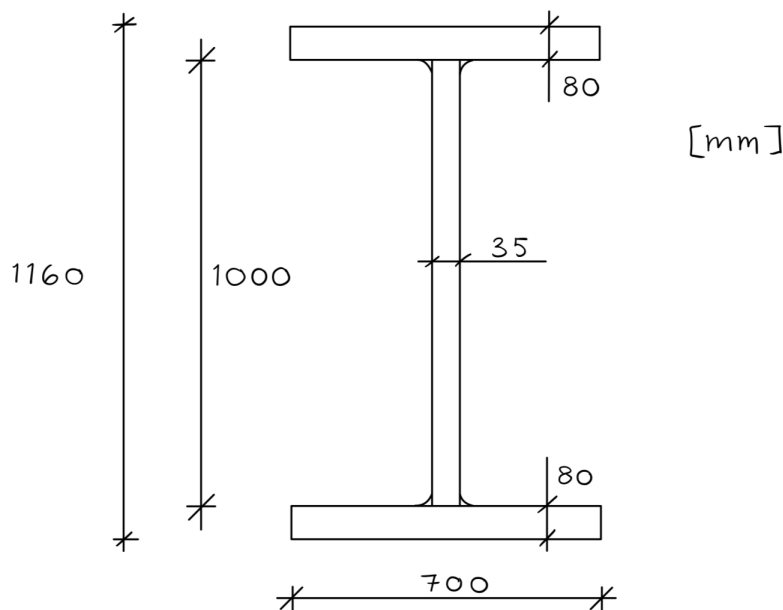
utarbetades och resultatet presenteras i bilaga B.1.1. Se figur 7.2 för illustration av tvärsnittet.



Figur 7.2: Dimensionering av betongfarbanans tvärsnitt.

7.5 Dimensionerat tvärsnitt i längsled

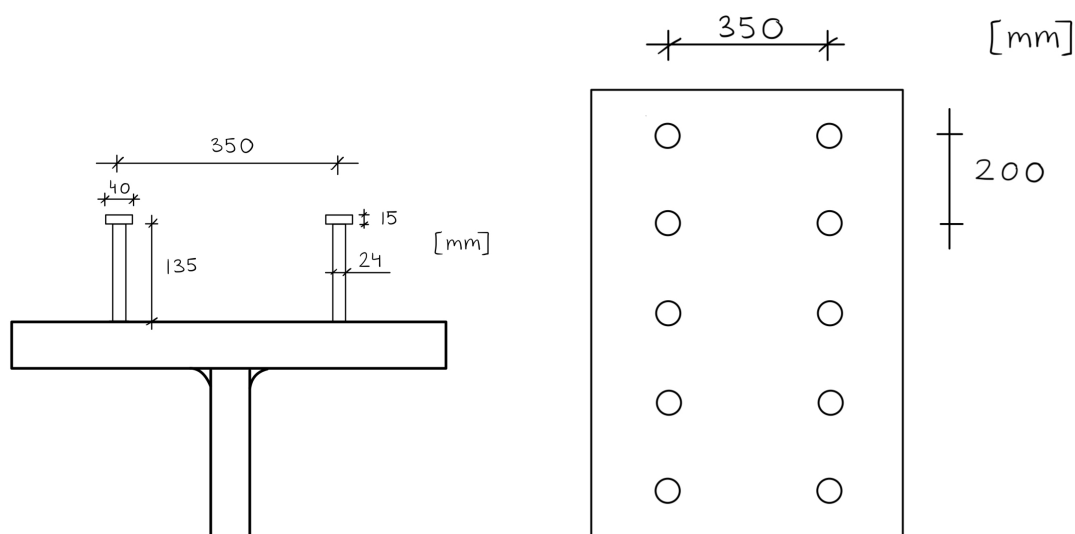
I bronns längsled bär I-balkarna majoriteten av lasten. Detta gör att I-balkarnas dimensioner främst beror på beräkningarna i längsled. Måtten estimerades och kontrollerades därefter med avseende på momentkapacitet, utnyttjandegrad och nedböjning, för att iterativt bestämma det optimala alternativet. Se figur 7.3 för illustration av I-balkarna.



Figur 7.3: Dimensionering av I-balkar.

7.6 Dimensionering av studs

För att fästa betongfarbanan i stålballarna används studs. De behöver klara av att ta upp skjuvkraften som bildas mellan de olika materialen. Se figur 7.4a och 7.4b för dimensionering samt hur många studs som behövs per balk och meter.



(a) Dimensionering på studs i tvärsnitt. (b) Dimensionering på studs uppifrån.

Figur 7.4: Skiss av studsens utformning och placering på I-balkarna.

7.7 Dimensionering av skruvförband

För att underlätta transporten av stål balkarna kommer de att tillverkas i flera sektioner som sedan monteras ihop på plats med hjälp av skruvförband. Dessa skruvförband kommer placeras 16 meter från vardera ände och den inre balken kommer att delas upp 7 meter från varje stöd. Detta resulterar i fyra stycken 16-meters balkar och en 26-meters balk. Skruvförbanden består av en plåt på varje sida livet av balkarna som sedan skruvas ihop. De valda skruvarna är M36 och plåtarna har en tjocklek på 25 millimeter var.

8 Diskussion

Projektets syfte har varit att ta fram och preliminärt dimensionera ett lämpligt brokoncept över Österdalälven i Oxberg. Ett flertal koncept har undersökts som var och en har haft både för- och nackdelar utifrån projektets förutsättningar. På grund av att vi endast utfört en preliminär dimensionering, och att gruppen har en begränsad kunskap inom området, har det gjorts en del förenklingar och antaganden. I ett verkligt fall hade det behövts göras ytterligare kontroller och beräkningar.

Utnyttjandegraden av brons moment- och tvärkraftskapacitet är relativt låg och i ett verkligt fall hade denna behövt vara högre för att optimera bron. Dessa låga värden beror dels på vår givna begränsning på tillåten nedböjning i bruksgränstillstånd. I ett verkligt fall är det möjligt att utnyttja den preliminära nedböjningen som uppkommer vid gjutningen av betongen och överhöja stålbalkarna så att bron hamnar i neutralläge efter gjutningen. I vårt fall hade detta minskat nedböjningen med 116 millimeter och då kan kravet uppnås. Dessutom har beräkningarna för nedböjning förenklats genom att de har gjorts på en fritt upplagd balk, vilket ger en större nedböjning jämfört med det faktiska värdet. Ett komplement till överhöjningen är att anpassa balkarnas höjd efter momentdiagrammet, det vill säga att göra dem lägre där det ej krävs lika stor kapacitet. Detta kommer öka utnyttjandegraden och göra bron mer optimerad.

Vid kontroll av geometrin konstaterades det att balkarna är slanka, vilket innebär att risken för vippning måste tas hänsyn till. För att motverka detta och säkerställa stabilitet används tvärstag mellan balkarna. Stagen kommer dessutom kunna ta upp en del av vind- och bromslasterna. På grund av tidsbrist har stagen däremot inte dimensionerats.

Vid dimensioneringen av armering i längsled har det antagits att armeringsmängden är 1 % av mängden betong. I vidare beräkningar hade det behövts göras noggrannare kontroller på detta och armeringsmängden hade kunnat öka eller minska. Krypning och krympning, som inte tagits i beaktning i projektet, hade också påverkat mängden armering. Dessutom är det möjligt att optimera armeringsmängden utefter balken, i fält där betongen blir tryckt behövs inte lika mycket armering i överkant och troligtvis hade det där räckt med minimiarmering.

Vid de olika lastfallen har endast egenvikt och trafiklast tagits hänsyn till. Laster som islast, spännkraft, vindlast och temperaturskillnader hade också behövt tas i beaktande vid en mer realistisk dimensionering.

Normalkrafterna som uppstår av exempelvis bromsande bilar har försumrats. Dessa krafter måste kunna tas upp av landfästena och stöden. Dessutom kommer det bli ökad skjuvning i I-balkarna, samt mellan balkarna och betongbanan, som måste beaktas.

Brons stöd har inte dimensionerats i projektet. Detta skulle ha påverkat urvalet i och med att exempelvis byggnationstid, miljöpåverkan och ekonomi varit annorlunda.

9 Slutsats

Det slutgiltiga broförslaget är en kontinuerlig samverkansbro, med två parallella I-balkar i stål och en betongplatta, med två stöd i vattnet. Enligt vår bedömning är detta det mest passande brokonceptet för den aktuella platsen och utifrån de kriterier vi anser är viktigast. Däremot hade ytterligare beräkningar behövt göras innan bron är färdig för att byggas.

För vidare dimensionering rekommenderas att utföra mer noggranna, samt fler, beräkningar för att få en mer optimerad bro och minskad materialförbrukning. Det rekommenderas att vidare räkna på krympning, krypning och avkortning av armering. Dessutom finns möjlighet att räkna på I-balkar med varierande höjd för att ytterligare minska materialförbrukningen, samt kolla på om skruvförband i flänsarna i kombination med förband i livet hade gett ett mer önskvärt resultat. Kontroll och dimensionering baserat på vindlaster och bromslaster behöver också göras, samt beräkning för olyckslaster.

Referenser

- Almgren, T., Sköld, M., Rapp, T., Norlén, B., & Pyykkö, J. (2016). *Betong- och armeringsteknik*. Sveriges byggindustier.
- Brinkhoff, P., Lindberg, J., Af Eken-Stam, I., Blomqvist, N., Viklund, C., Panzar, F., Larsson, T., Ek, K., & Norin, M. (2020). Klimatpositiv gc-bro i trä - möjligt?
- Britannica. (2025 februari). Suspension bridge | Definition, Mechanics, History, Examples, & Facts | Britannica. <https://www.britannica.com/technology/suspension-bridge>
- Brosamverkan. (2022). Broprojekteringshandboken, utgåva 1-2.
- COWI. (2024). Väg 1012 - Bro i Oxberg -Ritning.
- COWI. (2025 januari). *Väg 1012-Bro i Oxberg Bandel 371 KM 27+600-KM28+800 Teknisk beskrivning för totalentreprenad* (tekn. rapport).
- Lebet, J.-P., & Hirt, M. (u. å). Steel bridges-conceptual and structural design of steel and steel-concrete composite bridges.
- Lindgren, S. (2016). broaster-1.
- Structurae. (2025 mars). Russky Bridge (Vladivostok, 2012) | Structurae. <https://structurae.net/en/structures/russky-bridge?>
- StruSoft. (2025). SimpleX Beam. <https://strusoft.com/software/simplex-beam-design-software/>
- Svenska institutet för standarder. (2003). SS_EN_1991_2_SV. *Svenska institutet för standarder*, 29–35.
- Svenskt trä. (2025 februari). Om limträ - Svenskt Trä. <https://www.svenskttra.se/bygg-med-tra/om-limtra>
- Trafikverket. (2014 juni). *BaTMan* (tekn. rapport). Trafikverket.
- Trafikverket. (2019). *Krav Brobyggande* (tekn. rapport).
- Trafikverket. (2021). *Väg 1012, bro i Oxberg-gestaltningprogram* (tekn. rapport).
- Trafikverket. (2024 september). Väg 1012, bro i Oxberg. <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-dalarnas-land/vag-1012-bro-i-oxberg/>
- Vasaloppet. (2024 mars). Vasaloppskontrollerna. <https://www.vasaloppet.se/om-oss/historia/vasaloppskontrollerna/>
- Wikipedia. (u. å). Dalaälven. <https://sv.m.wikipedia.org/wiki/Dal%C3%A4lven>
- Vägverket. (1996). *Broprojektering - En handbok* (tekn. rapport). Vägverket.

B Preliminär dimensionering

Innehåll

B.1	Sammanfattning av resultat	VII
B.1.1	Tvärled	VII
B.1.2	Längsled	VII
B.2	Beräkning i tvärled	VIII
B.2.1	Lastfält	VIII
B.2.2	Laster för dimensionering i tvärled	VIII
B.2.3	Beräkning av moment, tvärkraft och reaktionskraft i tvärled	X
B.3	Filfaktor	XIV
B.4	Beräkning i längsled	XV
B.4.0.1	Laster i gjutskedet	XVI
B.4.1	Beräkning av moment och tvärkraft i längsled	XVI
B.4.1.1	Maxmoment och tvärkraft över stöd	XVI
B.4.1.2	Maxmoment och tvärkraft i fält	XVIII
B.4.1.3	Maxmoment i gjutskedet	XX
B.4.2	Medverkande flänsbredd	XXI
B.4.3	Geometriska parametrar	XXI
B.4.4	Kontroll av geometrin	XXII
B.4.5	Armering	XXIII
B.4.6	Moment- och tvärkraftskapacitet	XXIII
B.4.7	Nedböjning	XXIV
B.4.8	Dimensionering av studs	XXIV
B.4.9	Dimensionering av skruvförband	XXIV

Beteckningar

Romerska versaler

$A_{s,fläns}$	Arean av stålbalkens flänsar
$A_{s,liv}$	Arean av stålbalkens liv
A_s	Arean av stålbalken
A_c	Arean av betongen
$A_{c,s}$	Arean av armeringen i betongplattan
$A_{c,s,min}$	Minsta tillåtna area av armeringen i betongplattan
$A_{c,s,max}$	Maximala tillåtna area av armeringen i betongplattan
A_v	Skjuvarea
A_{skruv}	Skruvarea
E_{cm}	Betongens elasticitetsmodul
$F_{b,Rd}$	Kapacitet för plåt
$F_{v,Rd}$	Skruvkraftskapacitet
G	Egentyngd
$I_{s,fläns}$	Tröghetsmoment för stålbalkens fläns
$I_{s,liv}$	Tröghetsmoment för stålbalkens liv
I_s	Tröghetsmoment för stålbalken
$I_{I,c}$	Tröghetsmoment för betongplattan i stadium I
$I_{II,c}$	Tröghetsmoment för betongplattan i stadium II
$I_{samverkan}$	Tröghetsmoment för tvärsnittet i samverkan
L_{cr}	Knäckningslängden
M_{Rd}	Momentkapacitet
P_{Rd}	Dimensionerande bärförmåga
Q_{ik}	Karakteristiskt värde på en punkt last
$V_{pl,Rd}$	Tvärkraftskapacitet
W_{pl}	Böjmotstånd för tvärsnittklass 1 & 2

Romerska gemener

b_f	Bredden på stålbalkens fläns
b_{eff}	Medverkande bredden på betongplattan
b_0	Avstånd mellan yttre förbindare
b_{ei}	Medverkande bredd
d	Avståndet från kant till armering i betongplattan
d_{skruv}	Diameter på skruvarna
f_y	Karakteristisk flytgräns stål
f_{ub}	Draghållfasthet för skruvmaterialet
f_u	Svetsbultens brottgrän
f_{yk}	Karakteristisk flytgräns armering
f_{ck}	Betongens karakteristiska cylinderhållfasthet
f_{ctm}	Karakteristisk draghållfasthet
g	Tyngdaccelation
h_{balk}	Totala höjden på stålbalken
h_w	Höjden på stålbalkens liv
h_c	Höjden på betongplattan
i	Tröghetsradie
k_1	Faktor för beräkning av plåtkapacitet
q_{ik}	Karakteristiskt värde på jämnt utbredd last
t_f	Tjockleken på stålbalkens fläns
t_w	Tjocklek på stålbalkens liv
$t_{w,plåt}$	Tjocklek på plåtarnas liv i skruvförband
v_{el}	Längsgående skjuvkraft
x_{tp}	Tyngdpunkten

Grekiska gemener

γ_M	Partialkoefficient
γ_{M2}	Partialkoefficient för kapaciteter i skruvförband
γ_G	Partialkoefficient för permanenta laster
γ_Q	Partialkoefficient för variabel last
γ_v	Partialkoefficient för studs
$\alpha_{stål}$	Faktor för att omvandla betong till stål
α_{studs}	Används till studs
α_b	Faktor för att avgöra brottstyp
α_v	Faktor för att beräkna skruvkraftskapacitet
α_{last}	Anpassningsfaktorer för lastfälten
λ	Slankhetsparameter
λ_1	-
ε	-
ξ	Reduktionsfaktor
η	Standardiserad koefficient
χ_{LT}	Reduktionsfaktor med avseende på vippning
β_i	-
ψ_0	Faktor för kombinationsvärde för variabel last
ψ_1	Faktor för frekvent värde för variabel last
ψ_2	Faktor för kvasipermanent värde för variabel last

B.1 Sammanfattning av resultat

Nedan följer en sammanfattning av brons resultat.

B.1.1 Tvärled

Tvärkraft: 392,1 kN
Kapacitet mot skjuvglidbrott: 19525,1 kN
Utnyttjandegrad skjuvglidbrott: 2 %
Kapacitet mot livtryckbrott: 1599,4 kN
Utnyttjandegrad livtrycksbrott: 0,02 %
Moment i fält ULS: 244,3 kNm
Armeringens momentkapacitet i fält: 257,0 kNm
Moment i stöd ULS: 350,6 kNm
Reducerat moment i stöd ULS 200.2
Armeringens momentkapacitet i stöd: 214,2 kNm
Utnyttjandegrad moment fält: 93,5 %
Antal armeringsstänger i underkant fält: 14 st
Antal armeringsstänger i överkant fält: 15 st
Krav på nedböjning i mitten: 0,01 m
Nedböjning i mitten: 0.0035 m
Krav på nedböjning på konsolen: 0,005 m
Nedböjning på konsolen: 0.005 m

B.1.2 Längsled

Tvärkraft: 2385 kN
Tvärkraftskapacitet: 7825,7 kN
Utnyttjandegrad tvärkraft: 30,5 %
Moment över stöd: 13990 kNm
Momentkapacitet över stöd: 24576,65 kNm
Utnyttjandegrad moment över stöd: 56,9 %
Moment över fält: 14266 kNm
Momentkapacitet över fält: 40551,65 kNm
Utnyttjandegrad moment över fält: 35,2 %
Moment av egenvikt: 6850 kNm
Momentkapacitet endast egenvikt: 24576,7 kNm
Utnyttjandegrad moment av egenvikt: 27,9 %
Nedböjning krav: 0,1 m
Nedböjning: 0,18 m
Antal studs: 20 st/m
Skruvarnas skjuvkraftskapacitet: 407,2 kN
Plåtarnas kapacitet: 611,7 kN
Antal skruvar yttre spann: 49 st
Antal skruvar inre spann: 35 st

B.2 Beräkning i tvärled

Följande delkapitel beskriver beräkningsgången för betongfarbanan i tvärled.

B.2.1 Lastfält

Den totala bredden på bron är 8 meter vilket innebär att dimensioneringen kommer att utgå från två lastfält där vardera lastfält är 3 meter breda enligt SS-EN-1991-2. Det blir även ett tredje lastfält för de resterande 2 meter på bron som täcks av lastfält 3.

B.2.2 Laster för dimensionering i tvärled

För egenvikten har höjden på betongfarbanan uppskattats till 0,3 meter och beläggningen till 1,1 meter. Kantbalkarna i betong som läggs längs farbanans kant antas ha en bredd på 0,4 meter och en höjd på 0,2 meter. Vid beräkningarna användes tungheten 25 kN/m³ för både den armerade betongen samt för asfalten utifrån SS-EN 1991-1-1 och ett djup på 1 meter.

Beräkningsmodellen LM1 användes enligt SS-EN-1991-2 och resulterade i tabell B.1.

Tabell B.1: De olika lasterna och deras storlekar i tvärled.

Last	Lasttyp	Benämning	Storlek	Enhet
Lastfält 1	Utbredd last	q1k	9	kN/m
Lastfält 1 boggilast	Punktlast	Q1k	150	kN
Lastfält 2	Utbredd last	q2k	2,5	kN/m
Lastfält 2 boggilast	Punktlast	Q2k	100	kN
Resterande lastfält	Utbredd last	q3k	2,5	kN/m
Egenvikt betongfarbana	Utbredd last	G1	7,5	kN/m
Egenvikt kantbalk	Utbredd last	G2	5	kN/m
Egenvikt beläggning	Utbredd last	G3	2,75	kN/m

Lasterna korrigerades sedan enligt tabell B.2

Tabell B.2: De korrigerade lasterna utifrån Trafikverket TRVFS 2011:12.

Last	Benämning	α_{last} - faktor	korrigerad last	Enhet
Lastfält 1	q1k	0,7	6,3	kN/m
Lastfält 1 boggilast	Q1k	0,9	135	kN
Lastfält 2	q2k	1	2,5	kN/m
Lastfält 2 boggilast	Q2k	0,9	90	kN
Resterande lastfält	q3k	1	2,5	kN/m

I tabell B.5 - B.6 redovisas de laster som används i beräkningarna för brottsgränstillstånd enligt ekvation 6.10a) samt 6.10b) från SS-EN 1990 där tabell B.3 och tabell B.4 redovisar de värden som används i ekvationerna.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Tabell B.3: Reduktionsfaktor för permanenta laster samt partialkoefficient för permanenta/variabla laster utifrån SS-EN 1990.

Beteckning	Faktor
γ_G	1,35
γ_Q	1,5
ξ	0,85

Tabell B.4: Korrigeringsfaktorer enligt SS-EN 1990.

Beteckning	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Boggi-system	0,75	0,75	0
Jämnt utbredd last	0,40	0,40	0

Tabell B.5: De korrigerade lasterna utifrån lastkombination i ekvation 6.10a).

Last, brottgräns 6.10a)	Korrigerad last	Enhet
q1k	3,78	kN/m
Q1k	151,9	kN
q2k	1,5	kN/m
Q2k	101,25	kN
q3k	1,5	kN/m
G1	10,125	kN/m
G2	6,75	kN/m
G3	3,7125	kN/m

Tabell B.6: De korrigerade lasterna utifrån lastkombination i ekvation 6.10b.

Last, brottgräns 6.10b)	Korrigerad last	Enhet
q1k	9,45	kN/m
Q1k	202,5	kN
q2k	1,5	kN/m
Q2k	101,25	kN
q3k	1,5	kN/m
G1	8,60625	kN/m
G2	5,7375	kN/m
G3	3,155625	kN/m

I tabell B.7 redovisas de laster som används i beräkningarna för bruksgränstillstånd enligt ekvation 6.14 (karaktéristisk kombination) från SS-EN 1990.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14)$$

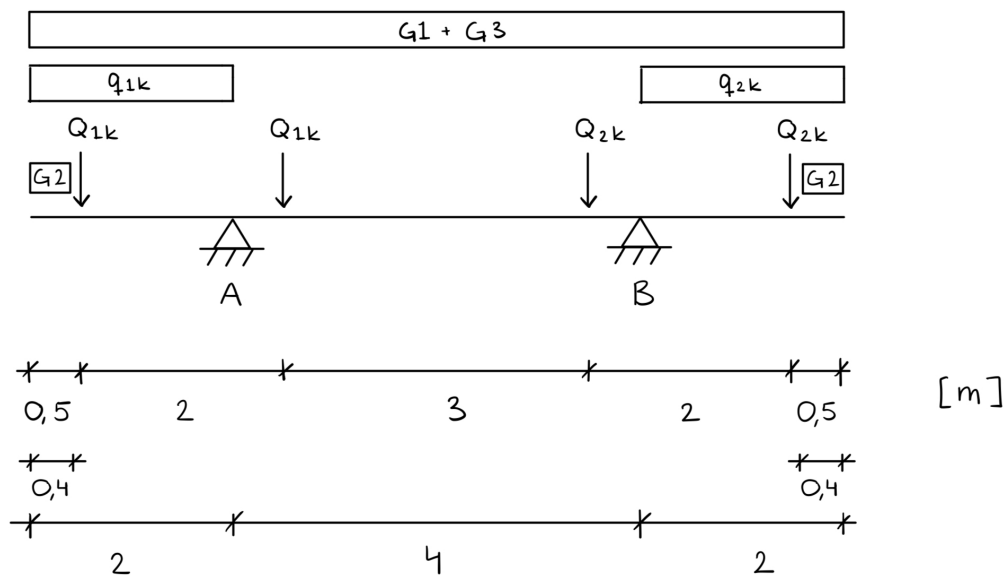
Tabell B.7: De korrigerade lasterna utifrån lastkombination i ekvation 6.14.

Last, karaktéristisk kombination 6.14	Korrigerad last	Enhet
q1k	6,3	kN/m
Q1k	135	kN
q2k	1	kN/m
Q2k	67,5	kN
q3k	1	kN/m
G1	7,5	kN/m
G2	5	kN/m
G3	2,75	kN/m

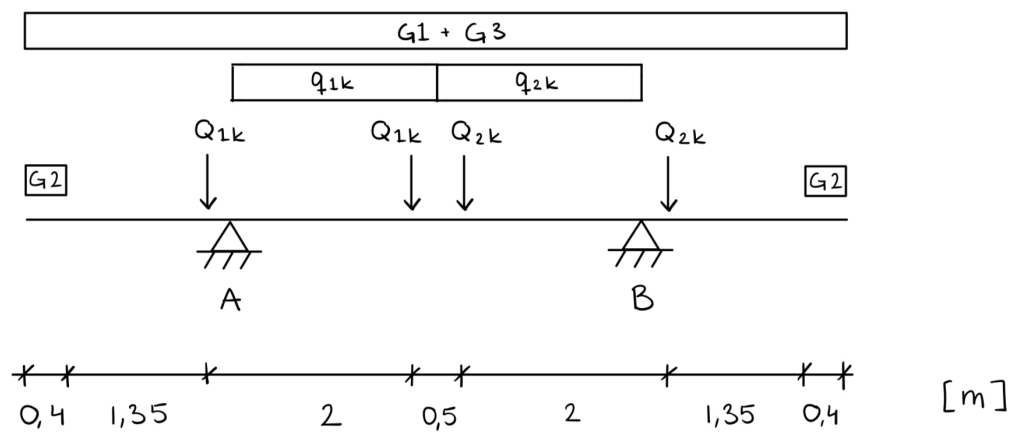
B.2.3 Beräkning av moment, tvärkraft och reaktionskraft i tvärled

Figur B.1 - B.3 är de lastfall som beräkningarna är grundade på. Lasterna är placerade på de mest ogynnsamma positioner för att de största krafter och moment ska uppstå i de kritiska snitten.

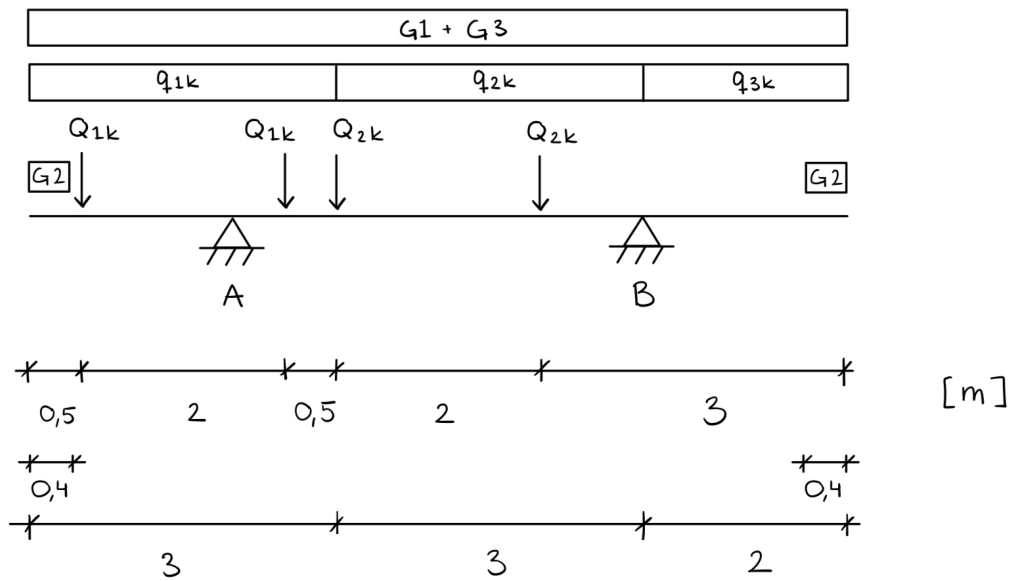
Figur B.4 visar momentdiagram för alla lastfall i tvärled och figur B.5 tvärkraft i tvärled i fält. Tabell B.8 - B.11 är de dimensionerande krafter och moment som använts vid beräkning i matlab för ULS. Tabell B.12 - B.14 är de dimensionerande krafter som använts för beräkningar i SLS. Dessa figurer och värden har tagits fram med Simplex beam (StruSoft, 2025).



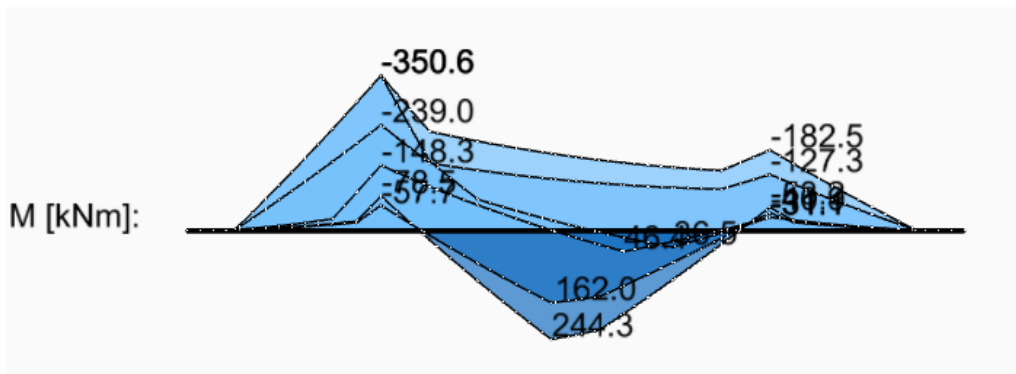
Figur B.1: Beräkningsmodell för trafiklast 1 ULS och trafiklast 4 SLS



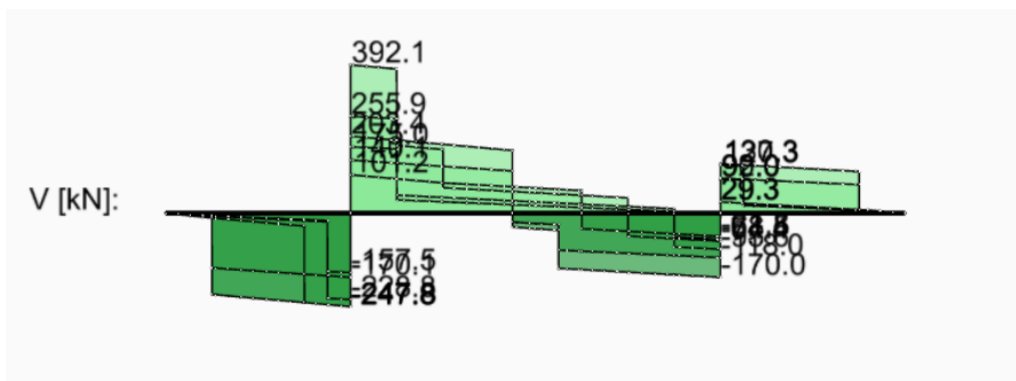
Figur B.2: Beräkningsmodell för trafiklast 2 ULS och trafiklast 5 SLS



Figur B.3: Beräkningsmodell för trafiklast 3 ULS



Figur B.4: Sammansatt momentdiagram för alla lastfall i tvärd.



Figur B.5: Sammansatt tvärkraftsdiagram för alla lastfall i tvärd.

Redovisning av resultat ur figur B.4 och B.5. Samt dess tillhörande reaktionskrafter

i stöd i tabeller nedan.

Tabell B.8: Max tvärkraft över stöd i tvärled ULS

Lastfall	Position [m]	Max tvärkraft [kN]
Trafiklast 1 ULS	2	255.9
Trafiklast 2 ULS	2	-228.8
Trafiklast 3 ULS	2	392.1

Tabell B.9: Max moment över stöd i tvärled ULS

Lastfall	Position [m]	Max moment [kNm]
Trafiklast 1 ULS	2	-350.6
Trafiklast 2 ULS	2	-78.5
Trafiklast 3 ULS	2	-350.6

Endast negativt moment för Trafiklast 1 ULS. Dimensionerar underkant med positivt där Trafiklast 2 ULS blir dimensionerande.

Tabell B.10: Max moment i fält underkant ULS

Lastfall	Position [m]	Max moment [kNm]
Trafiklast 1 ULS	-	-
Trafiklast 2 ULS	3.75	244.3
Trafiklast 3 ULS	5	36.5

Tabell B.11: Dimensionerande reaktionskrafter i stöd ULS

Lastfall	Position [m]	Max reaktionskraft [kN]
Trafiklast 1 ULS	2	505
Trafiklast 2 ULS	2	432
Trafiklast 3 ULS	2	620

Tabell B.12: Max tvärkraft över stöd i tvärled SLS

Lastfall	Position [m]	Max tvärkraft [kN]
Trafiklast 4 SLS	2	175.0
Trafiklast 5 SLS	2	-157.5

Tabell B.13: Max moment över stöd i tvärled SLS

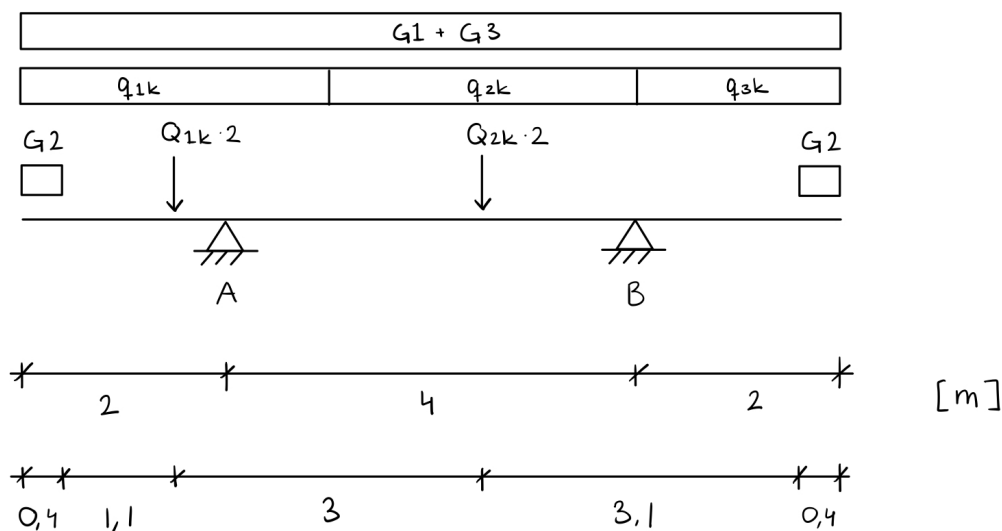
Lastfall	Position [m]	Max moment [kNm]
Trafiklast 4 SLS	2	-239
Trafiklast 5 SLS	2	-57.7

Tabell B.14: Max moment i fält underkant SLS

Lastfall	Position [m]	Max moment [kNm]
Trafiklast 4 SLS	-	-
Trafiklast 5 SLS	3.75	162.0

B.3 Filfaktor

Filfaktorer används för att räkna på hur stor andel av lasten som I-balkarna behöver dimensioneras för baserat på lastfördelningen i tvärläng från figur B.6. Tre olika laster kollades på separat: trafiklast linjelast, trafiklast boggilast samt egentynghd.



Figur B.6: Beräkningsmodell för filfaktor

Stödkraften räknades ut med SimpleX Beam och resulterade i följande tabell, tabell B.15. Filfaktorn beräknades genom att dividera stödkraften på den totala lasten.

Tabell B.15: Totala laster, stödlaster samt resulterande filfaktor

Typ av last	Stödkraft vid stöd A [kN]	Total last [kN]	Filfaktor
Boggilast	371,25	450	0,825
Jämnt utbredd last	22,825	31,4	0,727
Egenvikt	43	86	0,5

B.4 Beräkning i längsled

Utgår från lastfallen i tvärled och korrigerar efter filfaktorn för att ta fram lasterna i längsled. Det behövs även ta hänsyn till egenvikten från stålbalkarna enligt tabell B.16 och tabell B.17. Boggilasten förenklas även till en punktlast och dubblas från tvärsnittet för att ta hänsyn till hela fordonet.

Tabell B.16: Egenvikt för stålbalkarna

Typ av last	Densitet [kg/m^3]	Tvärsnittsarea, totalt [m^2]	g [m/s^2]	Last [kN/m]
Stålbalk	7850	0,294	9,82	22,66

Tabell B.17: Den korrigerade egenvikten från stålbalkarna

Last	6.10a	6.10b	6.14	Enhet
Stålbalkar	30,59	26,00	22,66	kN/m

I tabell B.18 - B.20 redovisas den korrigerade lasten för de olika lastkombinationerna efter att filfaktorn har tagits hänsyn till. Egenvikten och den jämnt utbredda lasten har summerats från tvärsnittet för beräkningarna i längsled.

Tabell B.18: Korrigerad last efter filfaktor för brottgräns 6.10a

Typ av last	Filfaktor	Total last	Korrigerad last	Enhet
Boggilast	0,825	1012,5	835,31	kN
Jämnt utbredd last	0,727	18,84	13,697	kN/m
Egenvikt	0,5	138,76	69,38	kN/m

Tabell B.19: Korrigerad last efter filfaktor för brottgräns 6.10b

Typ av last	Filfaktor	Total last	Korrigerad last	Enhet
Boggilast	0,825	1215	1002,4	kN
Jämnt utbredd last	0,727	35,85	26,063	kN/m
Egenvikt	0,5	121,345	60,67	kN/m

Tabell B.20: Korrigerad last efter filfaktor för bruksgräns, karakteristisk last

Typ av last	Filfaktor	Total last	Korrigerad last	Enhet
Boggilast	0,825	810	668,25	kN
Jämnt utbredd last	0,727	23,9	17,375	kN/m
Egenvikt	0,5	108,66	54,33	kN/m

B.4.0.1 Laster i gjutskedet

För att kontrollera att I-balkarna klarar gjutskedet tas de relevanta lasterna fram i detta skede enligt tabell B.21. Tar endast hänsyn till egenvikten av betongfarbanan, kantbalkarna samt I-balkarna.

Tabell B.21: Korrigerad last efter filfaktor för brottgräns i gjutskedet

Typ av last	Filfaktor	Total last	Korrigerad last	Enhet
Egenvikt 6.10a	0,5	116,99	58,50	kN/m
Egenvikt 6.10b	0,5	99,47	49,74	kN/m
Egenvikt 6.14	0,5	86,66	43,33	kN/m

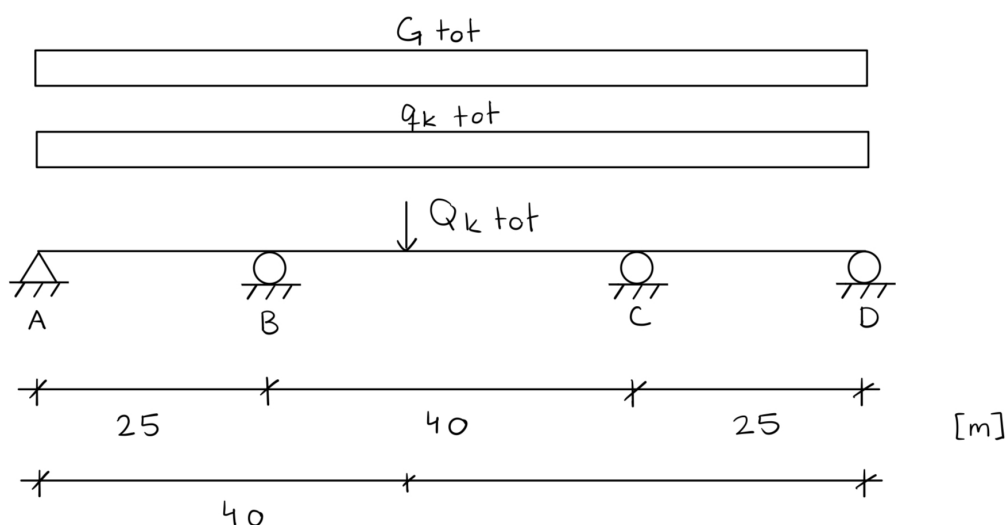
B.4.1 Beräkning av moment och tvärkraft i längsled

För att kontrollera moment- och tvärkraftskapacitet, risk för skjuvbuckling, tvärsnittsklasser för liv och fläns och även deformation, har Matlab använts, se bilaga D. Koden har använts för att optimera balkarna för att nå en så hög utnyttjandegrad som möjligt, samtidigt som resten av kraven uppfylls.

Efter det har en ny egenvikt för stålbalkarna räknats ut enligt tabell B.17. Korrigerade laster med hänsyn till filfaktor och de olika lastkombinationerna kan ses i tabell B.18, B.19, och B.20. Dessa laster har placerats för att uppnå största moment i fält och stöd enligt B.7, respektive B.11. Punktlasten har placerats på samma position som gav de största momenten i stegningen, alltså vid 45 meter för fält, respektive 40 meter för stöd. Den värsta lastkombinationen för moment i stöd, respektive fält är lastkombination 6.10b). Det framtagna maxmomentet har sedan använts i koden och itererats tills dimensionerna på I-balken klarar kraven som ställs för att få fram det optimerade tvärsnittet.

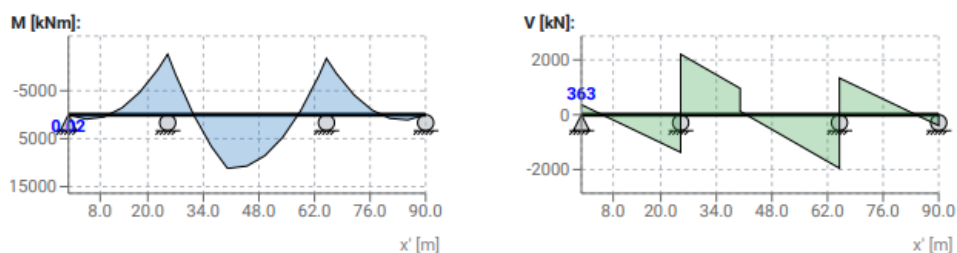
B.4.1.1 Maxmoment och tvärkraft över stöd

Figur B.7 visar beräkningsmodellen för maxmoment och tvärkraft i tvärled över stöd. Positionen av boggilasten är baserad på en iterativ förflyttning på 5 meter i programmet SimpleX Beam tills största moment har hittats.

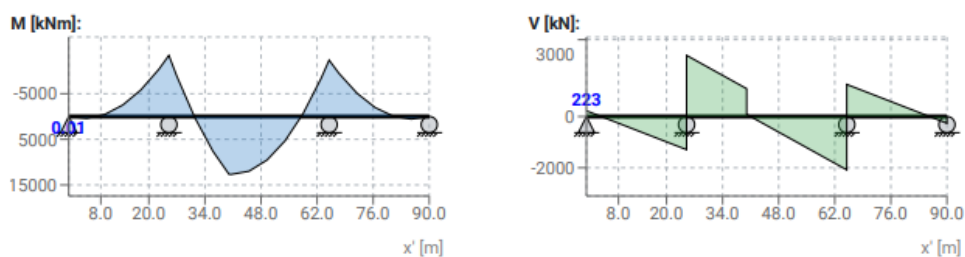


Figur B.7: Beräkningsmodell för maxmoment över stöd i längsled.

De resulterande moment- och tvärkraftsdiagrammen över stödet för de olika lastkombinationerna redovisas i figur B.8 - B.10 med värden i tabell B.22 - B.23.



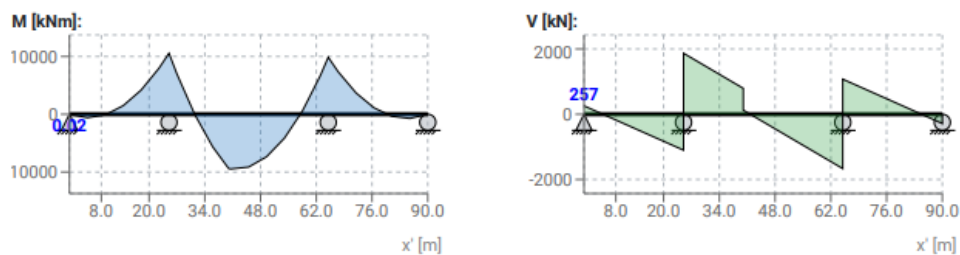
Figur B.8: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment över stöd enligt lastfall 6.10a) vid brottgränstillstånd.



Figur B.9: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment över stöd enligt lastfall 6.10b) vid brottgränstillstånd.

Tabell B.22: Maxmoment över stöd i längsled

Lastfall	Position [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a)	25	-12927
Brottgräns 6.10b)	25	-13990
Karakteristisk	25	-10954



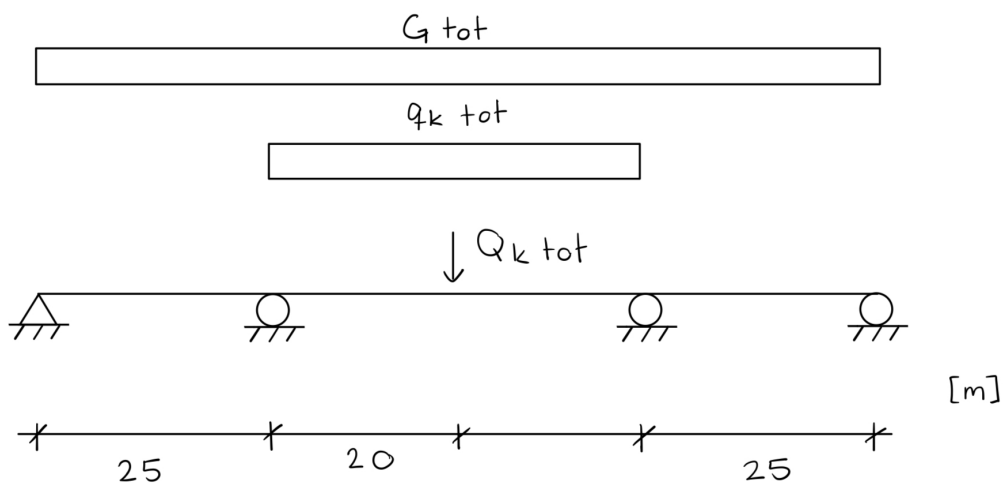
Figur B.10: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment över stöd enligt karakteristiskt lastfall vid brukgränstillstånd.

Tabell B.23: Max tvärkraft över stöd i längsled

Lastfall	Position [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a)	25	2205
Brottgräns 6.10b)	25	2385
Karakteristisk 6.14	25	1869

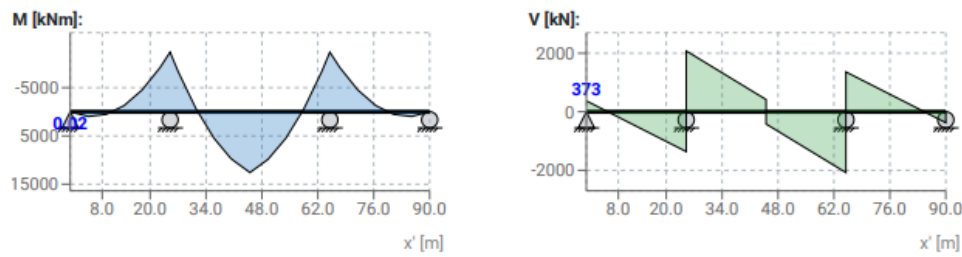
B.4.1.2 Maxmoment och tvärkraft i fält

Figur B.11 visar beräkningsmodellen för maxmoment och tvärkraft i längsled i fält.

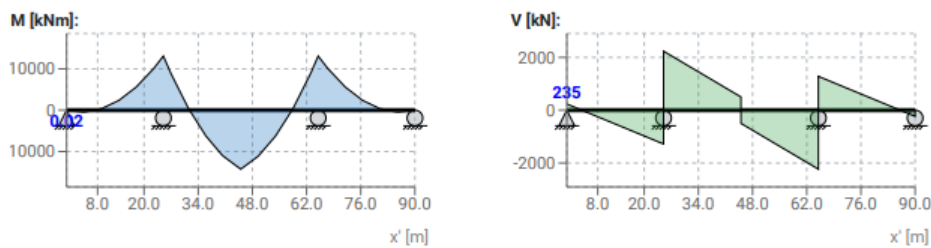


Figur B.11: Beräkningsmodell för maxmoment i fält i längsled.

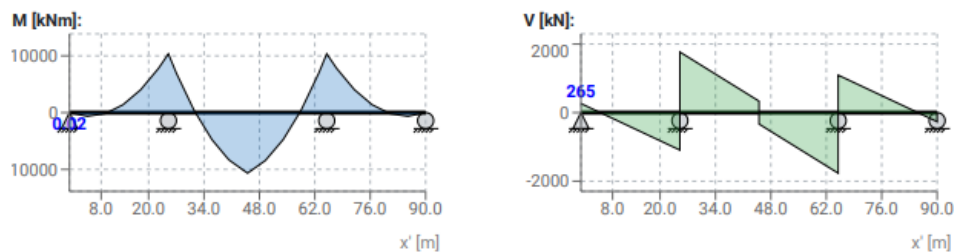
De resulterande moment- och tvärkraftsdiagrammen i fält för de olika lastkombinationerna redovisas i figur B.12 - B.14 med värden i tabell B.24 - B.25.



Figur B.12: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment i fält enligt lastfall 6.10a) vid brottgränstillstånd.



Figur B.13: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment i fält enligt lastfall 6.10b) vid brottgränstillstånd.



Figur B.14: Moment- och tvärkraftsdiagram med maxmoment i fält enligt karakteristiskt lastfall vid brukgränstillstånd.

Tabell B.24: Maxmoment i fält i längsled

Lastfall	Position [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a)	45	12607
Brottgräns 6.10b)	45	14266
Karakteristisk 6.14	45	10666

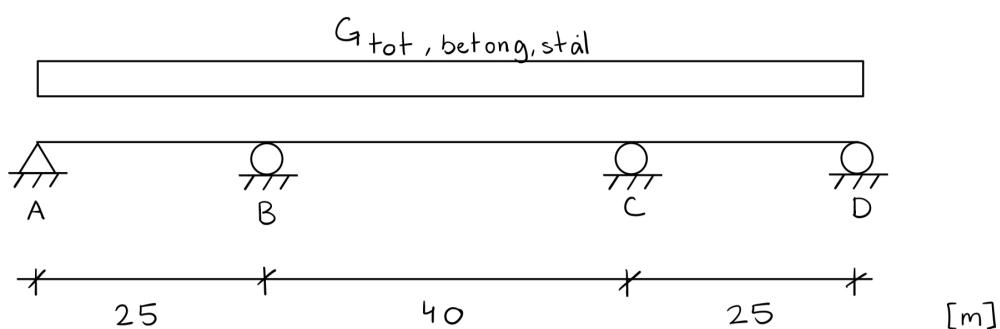
Vi antar att stödet tar tvärkraften vid 25 meter men att betongens tvärkraftskapacitet behöver kontrolleras vid oändligt nära stödet för att vara på den säkra sidan, vilket resulterar i samma värde enligt tabell B.25.

Tabell B.25: Max tvärkraft i fält i längsled

Lastfall	Position [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a)	25	2079
Brottgräns 6.10b)	25	2234
Karakteristisk 6.14	27	1768

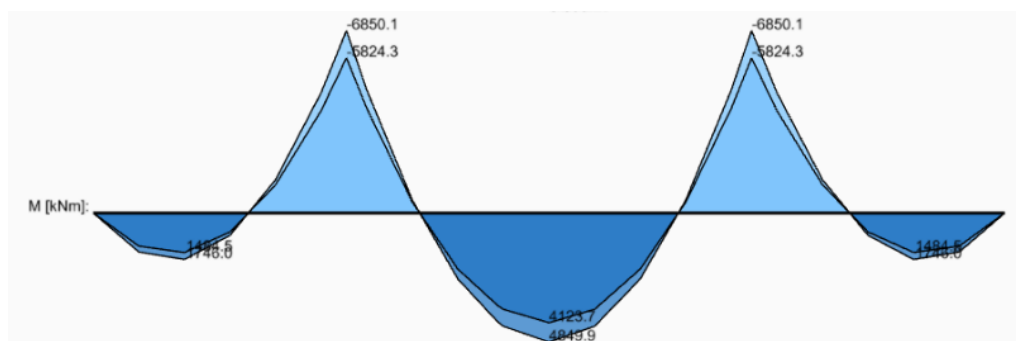
B.4.1.3 Maxmoment i gjutskedet

Maxmoment i gjutskedet används i beräkningar för nedböjning i SLS. Figur B.15 visar beräkningsmodellen för gjutningen.



Figur B.15: Beräkningsmodell för maxmoment under gjutningen i längsled.

Figur B.16 redovisar momentdiagrammet under gjutningen och tabell B.26 redovisar värdet på maxmomentet i de olika lastkombinationerna för brottgränstillstånd.



Figur B.16: Momentdiagram under gjutskedet för brottgränstillstånd.

Tabell B.26: Maxmoment under gjutning i längsled

Lastfall	Position [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a)	25	5824
Brottgräns 6.10b)	25	6850

B.4.2 Medverkande flänsbredd

Den medverkande flänsbredden beskriver hur mycket av betongplattan som bidrar till momentöverföringen, tillsammans med stålbalkarna. Medverkande flänsbredd beräknades både för fält och innerstöd samt vid ändupplag.

Följande ekvation användes:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (\text{B.1})$$

Den medverkande flänsbredden blev 4 meter vid innerstöd och i fält medan vid ändupplagen blev det 3,4 meter.

B.4.3 Geometriska parametrar

Med den beräknade flänsbredden och antagna övriga mått kunde sedan areor och tröghetsmoment beräknas. Vid beräkning av arean användes den medverkande flänsbredden samt att armeringens area antogs vara 1 % av betongarean. I fält användes antagandet att betongen var osprucken då balkarna tar den största lasten vilket resulterade i att tröghetsmomentet beräknades i stadium 1. Över stöden antogs betongen vara helsprucken och därmed beräknades tröghetsmomentet i stadium 2. Se ekvationerna nedan.

$$I_{s,fläns} = 2 * \left(\frac{b_f * t_f^3}{12} + A_{s,fläns} * (h_{balk}/2 - t_f)^2 \right) \quad (\text{B.2})$$

$$I_{s,liv} = \frac{t_w * h_w^3}{12} + A_{s,liv} * 0^2 \quad (\text{B.3})$$

$$I_s = 2 * I_{s,fläns} + I_{s,liv} \quad (\text{B.4})$$

Fält

$$I_{I,c} = \frac{b_{eff}/2 * h_c^3}{12} \quad (\text{B.5})$$

$$I_{samverkan} = \frac{I_{I,c}}{\alpha_{stål}} + A_c * \frac{(x_{tp} - h_c/2)^2}{\alpha_{stål}} + I_s + A_s * (h_c + h_{balk}/2 - x_{tp})^2 \quad (\text{B.6})$$

Stöd

$$I_{II,c} = \alpha_{stål} * A_{c,s} * (d - x_{tp})^2 \quad (\text{B.7})$$

$$I_{samverkan} = I_{II,c} + A_{c,s} * (x_{tp} - h_c/2)^2 + I_s + A_s * (h_c + h_{balk}/2 - x_{tp})^2 \quad (\text{B.8})$$

Tvärsnittsklassen bestämdes sedan på livplåten och flänsen. Om olikheten i följande ekvationer uppfylls är respektive del i tvärsnittsklass 1.

Enligt Bärande konstruktioner del 1, Tabell S4.2 & S4.3

Livet

$$d/t_w < 72\epsilon \quad (\text{B.9})$$

Flänsarna

$$c/t_f < 9\epsilon \quad (\text{B.10})$$

Tvärsnittet är i klass 1 och därför behöver inte fler beräkningar göras.

B.4.4 Kontroll av geometrin

Som första utvärdering av geometrin kontrollerades vippning och skjuvbuckling.

Vippning beräknades med följande ekvation:

Enligt SS EN-1993-1-1:2005 6.3.1.3

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (\text{B.11})$$

Den kritiska längden antogs vara $0.7 * L$ enligt Eulers knäckningsfall.

Resultatet blev att balkarna är slanka och att vippning behövs tas hänsyn till med stag.

Livet antogs först vara oavstyvat och skjuvbucklingen kontrollerades med följande ekvation:

Enligt Bärande konstruktioner del 1, ekv (S5-19)

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (\text{B.12})$$

Resultatet blev att det inte finns risk för skjuvbuckling.

B.4.5 Armering

Armeringen antogs vara 1 % av betongarean. Detta kontrollerade sedan med minimi- och maximiarmeringsmängden enligt formlerna nedan.

Enligt Bärande konstruktioner del 1, B4.3.2

$$A_{c,s,min} = \max \left(0, 26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_c d; 0, 0013 b_c d \right) \quad (\text{B.13})$$

$$A_{c,s,max} = 0, 04 A_c \quad (\text{B.14})$$

Resultatet blev att bron ligger inom gränserna och armeringsmängden är därför tillåten.

B.4.6 Moment- och tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten kontrollerades enligt formeln nedan med förutsättningen att tvärsnittet inte riskerar skjuvbuckling.

Enligt Bärande konstruktioner del 1, S5.3

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.15})$$

Detta jämfördes med den maximala tvärkraften och godkändes, utnyttjandegraden blev 30,5 %.

För att kontrollera brons momentkapacitet gjordes tre olika beräkningar, i stöd och fält med samverkan samt balkarnas kapacitet som utsätts för egenvikten. Vid dessa beräkningar användes formeln nedan:

Enligt Bärande konstruktioner del 1, S4.3.2

$$M_{Rd} = \chi_{LT} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.16})$$

Skillnaden i fält och stöd är böjmotståndet som skiljer sig på grund av att vi beräkningsmässigt antagit att materialen samverkar endast i fält där betongen är osprucken, medan att balkarna bär över stöden där betongen är helsprucken. Momentkapaciteten beräknades även då betongen är ohärdad, det vill säga med endast egenvikten som last. Detta för att säkerställa att stålbalkarna klarar lasten utan betongplattans hjälp. De olika momentkapaciteterna jämfördes sedan med det maximala momentet från lasten, vilket finns i mitten av bron, och var godkänt. Utnyttjandegraden blev:

Stöd: 56,9 %

Fält: 35,2 %

Endast egenvikt: 27,9 %

B.4.7 Nedböjning

Nedböjningen beräknades genom en förenklad metod där det antogs att bron är gjord med fritt upplagda balkar istället för en kontinuerlig balk. Till detta användes elementarfallet för en fritt upplagd balk med rullstöd och fast inspänt stöd som tillåter rotation. Den slutgiltiga nedböjningen blev 0,18 vilket inte klarar kravet på 0,1m.

B.4.8 Dimensionering av studs

Antal studs bestämdes genom den dimensionerande bärförmågan som beräknades med två olika formler där det minsta värdet valdes.

Enligt SS EN-1994-2:2005

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_v} \quad (\text{B.17})$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha_{studs}d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (\text{B.18})$$

Med den beräknade bärförmågan kunde antal studs bestämmas enligt nedan.

$$n = \frac{v_{el}}{P_{Rd}} \quad (\text{B.19})$$

Det behövdes 19 studs per meter räknat för båda balkarna vilket innebär att varje balk behöver 10 studs per meter.

B.4.9 Dimensionering av skruvförband

För att underlätta transport kommer I-balkarna monteras ihop på plats med hjälp av skruvförband. Dessa skruvförband placeras där den genomsnittliga momentet för alla lastfall är minst där den största tvärkraften vid denna positionen är dimensionerande enligt B.27. För mittenspannet är det minsta genomsnittliga momentet vid 32 meter från vänstra änden av balken, vilket resulterar i två snitt i balken. Balkarna kommer alltså komma i fem delar, fyra 16 meters sektioner samt en sektion på 26 meter. Dimensioneringen av skruvförbandet gjordes genom att skriva en MATLAB-kod som kontrollerar laster och kapaciteter som resulterar i design enligt B.19 och B.20. Skruvförbandet för de yttre spannen har 49 skruvar, varav de två skruvförbanden i det inre spannet har 35 skruvar var. Resultat av skruvarnas kapacitet kan ses i B.17, B.18 och har utförts med formeln nedan:

Enligt Bärande konstruktioner Del 2, (S8-21).

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A_{skruv}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{B.20})$$

Resultat av plåtarnas kapacitet kan ses i B.17, B.18 och har utförts med formeln nedan:

Enligt Bärande konstruktioner Del 2, (S8-21).

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_y * d_{skruv} * t_{w,plåt}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{B.21})$$

```

Krav för skruvförband:      Vald geometri:      [mm]
46.8 < e1 < 140             80
46.8 < e2 < 140             100
85.8 < p1 < 200             135
93.6 < p2 < 200             200

Plåtens geometri med 49 skruvar, som har 36 mm i diameter :
Plåtens höjd:      970      <      1000
Plåtens bredd:     1600
Plåtens tjocklek:  25

Skruvar med störst last för varje snitt:      [kN]
Skruv: 43      Last: 386.5395
Skjuvkraftkapacitet för varje skruv: 407.1504

Förbandets kapacitet mot hålkantsbrott:      [kN]
Valsad stålbalk: 611.6923
Maximal tvärkraft: 386.5395

```

Figur B.17: Kontroll av skruvförband för de yttre spannen.

```

Krav för skruvförband:      Vald geometri:      [mm]
46.8 < e1 < 140             80
46.8 < e2 < 140             100
85.8 < p1 < 200             135
93.6 < p2 < 200             200

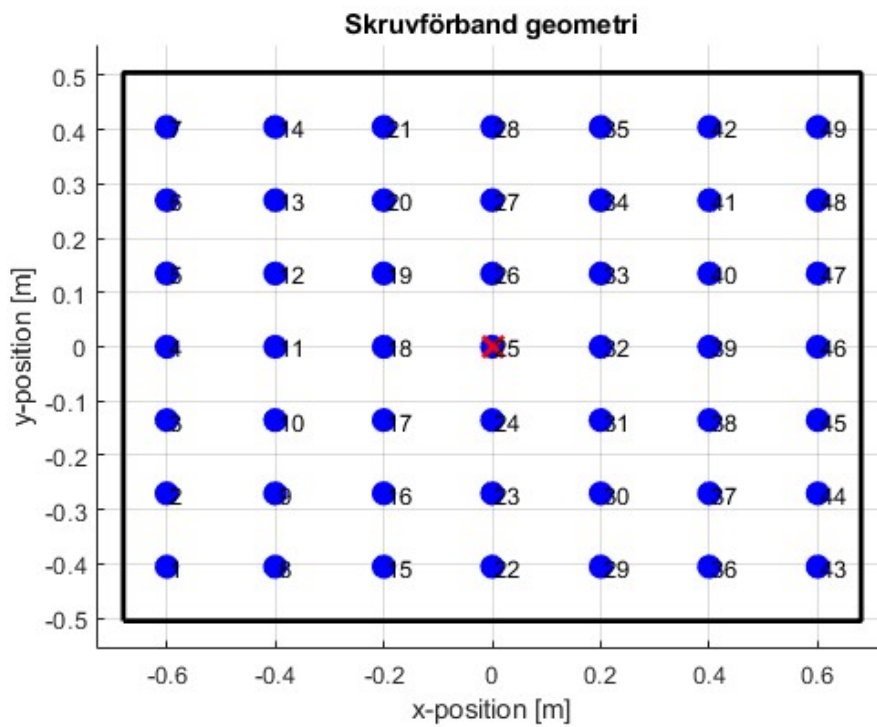
Plåtens geometri med 35 skruvar, som har 36 mm i diameter :
Plåtens höjd:      970      <      1000
Plåtens bredd:     1200
Plåtens tjocklek:  25

Skruvar med störst last för varje snitt:      [kN]
Skruv: 29      Last: 363.4016
Skjuvkraftkapacitet för varje skruv: 407.1504

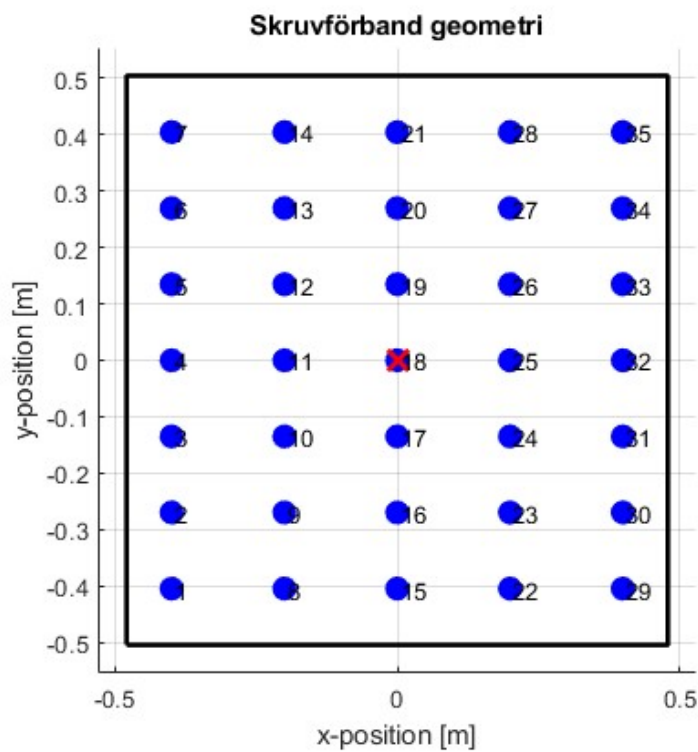
Förbandets kapacitet mot hålkantsbrott:      [kN]
Valsad stålbalk: 611.6923
Maximal tvärkraft: 363.4016

```

Figur B.18: Kontroll av skruvförband för det inre spannet.



Figur B.19: Skruvförband vid 16 meter från balkände för de yttre spannen.



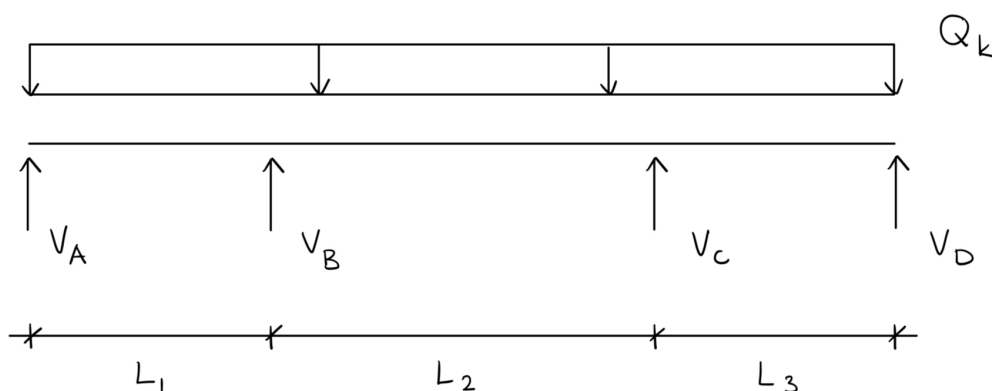
Figur B.20: Skruvförband vid 7 meter från stöd för det inre spannet.

Tabell B.27: Data för skruvförband. Position är avstånd från vänster balk-ände.

Förband	Spann 1	Spann 2	Spann 3
Position [m]	15.50	32.00	74.00
Minsta genomsnittliga moment [kNm]	109.58	183.85	109.58
Maxmoment för denna pos. [kNm]	4810.59	1724.07	4780.84
Max tvärkraft för denna pos. [kN]	1199.36	2115.20	1712.25

C Kontroll av Simplex Beam

För att kontrollera att beräkningsverktyget, SimpleX Beam, stämmer har följande handberäkningar gjorts (StruSoft, 2025). De beräkningar som kontrollerats är för egenvikten på balken. Handberäkningarna resulterade i ett moment med 0,02 kN skillnad från beräkningsprogrammet. Då handberäkningarna och beräkningsprogrammet stämmer bra överens, anses programmet fungera på rätt sätt för rapporten.

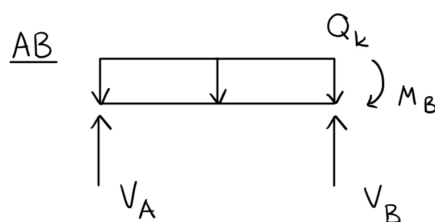


Figur C.1: Beräkningsmodell för kontrollering av SimpleX Beam.

- $L_1 = L_3 = 25$ m
- $L_2 = 40$ m
- $Q_k = 79.8$ kN/m

Momentekvationer

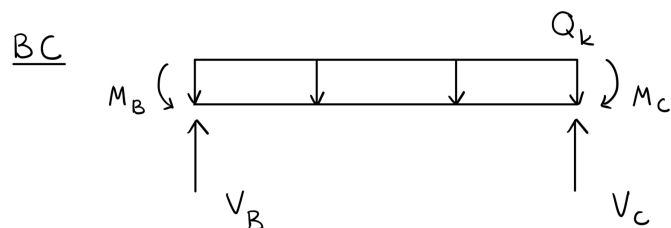
AB:



Figur C.2: Beräkningsmodell för spann AB (spann 1).

$$m_{AB} = -\frac{M_B L_1}{3EI} + \frac{Q_k L_1^3}{24EI} \quad (1)$$

BC:

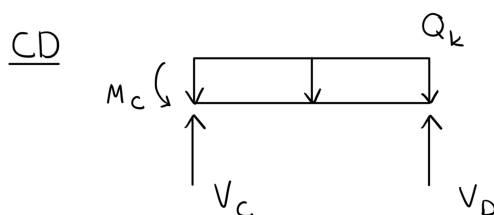


Figur C.3: Beräkningsmodell för BC (spänn 2).

$$m_{BC} = -\frac{M_B L_2}{3EI} + -\frac{M_C L_2}{6EI} + \frac{Q_k L_2^3}{24EI} \quad (2)$$

$$m_{CB} = -\frac{M_B L_2}{6EI} - \frac{M_C L_2}{3EI} + \frac{Q_k L_2^3}{24EI} \quad (3)$$

CD:



Figur C.4: Beräkningsmodell för CD (spänn 3).

$$m_{CD} = -\frac{M_C L_3}{3EI} + \frac{Q_k L_3^3}{24EI} \quad (4)$$

Villkor

$$m_{AB} = -m_{BC} \quad , \quad (1) = (2)$$

$$\frac{Q_k(L_1^3 + L_2^3)}{4} = 2M_B(L_2 + L_1) + M_C L_2 \quad (5)$$

$$m_{CB} = -m_{CD} \quad , \quad (3) = (2)$$

$$\frac{Q_k(L_2^3 + L_3^3)}{4} = 2M_C(L_2 + L_3) + M_B L_2 \quad (6)$$

Insättning och förenkling

$$\begin{aligned}(5) \Rightarrow 1568612,5 &= 130M_B + 40M_C \\ \Rightarrow M_C &= 39215,31 - 3,25M_B\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(6) \Rightarrow 1568612,5 &= 130M_C + 40M_B \\ \Rightarrow 382,5M_B &= 3529378\end{aligned}$$

Resultat

$$\Rightarrow M_B = 9227,13 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_C = 9227,13 \text{ kNm}$$

Längsled Egenvikt	
Position [m]	M [kNm]
25	-9227.11
65	-9227.11

Tabell C.1: Resultat från SimpleX Beam.

D MATLAB-kod

Table of Contents

.....	1
Laster	1
Materialparametrar och geometri	1
Medverkande flänsbredd	2
Geometriska parametrar	3
Kontroll av geometri	3
Minimiarmering	5
Momentkapacitet stöd	5
Momentkapacitet fält	5
Tvårkraftskapacitet (fält)	6
Nedböjning och momentkapacitet stål - som beror av ohärdad betong	6
Slutlig nedböjning	7
Dimensionering av studs	7
Antal studs	8
Momentkapacitet i tvärled	8
Nedböjning tvärled	10
Tvårkraftskapacitet tvärled	11
Skruvförband	12

% Kandidatarbete brogrupp 2 2025

% OXBERGSBRON

Laster

M_max_s=13990e3; % Maximalt moment i stöd, från SimpleXbeam

M_max_f=14266e3; % Maximalt moment i fält, från SimpleXbeam

V_max=2385e3; % Maximal tvärkraft, från SimpleXbeam

Materialparametrar och geometri

% Indata

% Betong C40/50, klass N brobanepatta

Ecm = 35e9; % Elacistetsmodul (Tabell B2.3)

ro_betong=2300; % Densitet [kg/m3]

% Karaktäristisk hållfasthet

f_ck = 40e6; % Undre karaktäristisk tryckhållfasthet [Pa],
(Tabell 2.1)

f_ctm = 3.5e6; % Karaktäristisk draghållfasthet [Pa], (Tabell
B2.2)

yc = 1.5; % Partialkoefficient, normal 1.5 olyckslast 1.2

% Dimensionerande hållfasthet

f_cd = f_ck/yc; % Dimensionerande tryckhållfasthet [Pa], (B2-3)

% Armering B500B

```

Es = 210e9;           % Elastitetsmodul (B2-26)
f_yk = 500e6;        % Karaktäristisk flytgräns Tabell B2.11
f_yd = f_yk/1.25;    % Dimensionerande flytgräns

alpha=Es/Ecm;        % Omvandlingsfaktor

% Stål S355
fy=355e6;            % [Pa]
ro_stal=7850;        % Densitet [kg/m3]

% Dimensioner
L_inner=40;          % Spann mellan B och C [m]
L_ytter=25;          % Spann mellan A och B samt C och D [m]
L_tot=2*L_ytter+L_inner;

% Betongplatta
bc=8;                % Bredd betong [m]
hc=0.3;              % Höjd betong [m]
c_nom=0.045;         % Täckande betongskikt [m]
d=hc-c_nom;          % Avstånd från nedre kanten av betongen till armeringen
[m]

% Stålbalk
h_balk = 1.160;      % Total höjd stålbalk [m]
t_f = 0.080;         % Tjocklek fläns [m]
h_w = h_balk-t_f*2;  % Höjd liv [m]
t_w = 0.035;         % Tjocklek liv [m]
b_f = 0.7;           % Bredd fläns [m]

```

Medverkande flänsbredd

Enligt SS-EN 1994-2:2005 5.4.1.2

```

b0=300e-3;          % Avstånd mellan yttre förbindare, antaget värde
Lk=2;               % Längd på utkragande konsoler
LI=4;               % Avstånd mellan I-balkarna
L1=25;              % Spännvidd i första och tredje spann [m]
L2=40;              % Spännvidd i andra spannet [m]

% I fält och vid innerstöd
Le=0.85*L1;
b1=Lk-b0/2;
b2=(LI-b0)/2;
be1=min(b1,Le/8);   % Medverkande bredd utkragande del
be2=min(b2,Le/8);   % Medverkande bredd mellan balkarna
b_eff_1=b0+be1+be2; % Medverkande flänsbredd vid innerstöd och fält

% Vid ändupplag
beta1=min(0.55+0.025*Le/be1,1);
beta2=min(0.55+0.025*Le/be2,1);
b_eff_2=b0+beta1*be1++beta2*be2; % Medverkande flänsbredd vid ändupplag

```

Geometriska parametrar

Areor

```
% Betong
Ac_falt_innerstod=hc*b_eff_1; % Area betongplatta över fält och
innerstöd, tvärsnitt [m2]
Ac_andupplag=hc*b_eff_2; % Area betongplatta över ändupplag [m2]

% Armering
Acs_T=0.01*L_tot*hc; % Armeringsarea tvärs över bron [m2]
Acs_L=0.01*hc*bc; % Armeringsarea längsgående bron [m2]

% Stålbalk
As_flans=t_f*b_f; % Area för en fläns [m2]
As_liv=h_w*t_w; % Area för livet [m2]
As=2*As_flans+As_liv; % Area för en stålbalk [m2]

% Tröghetsmoment, längsgående

xtp_c=hc/2; % Tyngdpunkt för betongen [m]
xtp_s=h_balk/2; % Tyngdpunkt för stålbalken [m]

% Fält, osprucket
xtp_sam_falt=(Ac_falt_innerstod*xtp_c+2*As*(hc+xtp_s))/(Ac_falt_innerstod
+2*As); % Ekvivalent tyngdpunkt för tvärsnittet, osprucket [m]

Ic_f=(b_eff_1/2)*hc^3/12; % Tröghetsmoment
betong i y-riktning [m4]
Is_f_flans=2*(b_f*t_f^3/12+As_flans*(h_balk/2-t_f)^2); % Tröghetsmoment
balkens flänsar [m4]
Is_f_liv=t_w*h_w^3/12+As_liv*0^2; % Tröghetsmoment
balkens liv [m4]
Is_f=(2*Is_f_flans+Is_f_liv); % Tröghetsmoment
för balken [m4]
I_f_sam=Ic_f/alpha+(Ac_falt_innerstod*(xtp_sam_falt-hc/2)^2)/alpha+Is_f
+As*(hc+h_balk/2-xtp_sam_falt)^2; % Tröghetsmoment i samverkan för osprucket
tvärsnitt [m4]

% Stöd, helsprucket
xtp_sam_stod=(Acs_L*xtp_c+2*As*(hc+xtp_s))/(Acs_L+2*As); % Ekvivalent
tyngdpunkt för tvärsnittet, helsprucket [m]

% Antar att all armering är dragen och betongen inte bidrar
Ic_s=alpha*Acs_L*(d-xtp_sam_stod)^2; % Tröghetsmoment i betongplatta i y-
riktning, helsprucket [m4]
Is_s=Is_f; % Tröghetsmoment I-balkar [m4]
I_s_sam=Ic_s+(Acs_L*(xtp_sam_stod-hc/2)^2)+Is_s+As*(hc+h_balk/2-
xtp_sam_stod)^2; % Tröghetsmoment i samverkan för osprucket tvärsnitt [m4]
```

Kontroll av geometri

```
% Vippning
```

```

% Enligt SS EN-1993-1-1:2005 6.3.1.3

L_cr=0.7*L_inner; % Knäcklängd [m] (bärande konst. del 2 Fig. K2.16)
i=sqrt(Is_f)/As; % Tröghetsradien [m2]
epsilon=sqrt(235/(fy*10^-6));
lambda_1=93.9*epsilon;
lambda=L_cr/(i*lambda_1); % Slankhetsparameter
disp('Lambda > 0.2 ger risk för vippning, lambda är') % Gränsvärde från
bärande konst. del 2 S6.5
disp(lambda)
if lambda<0.2
    disp('Ingen risk för vippning!')
elseif lambda>0.2
    disp('Risk för vippning, använd stag!')
    disp('')
end

% Skjuvbuckling
% Enligt Bärande konst. del 1, ekv (S5-19)

n = 1.2; % Används för ståkvalite upp tom S460
if (h_w/t_w)<72*epsilon/n
    disp('Finns ingen risk för skjuvbuckling')
else
    disp('Risk för buckling!')
end

% Tvärsnittsklass
% Enligt Bärande konst. del 1 S4.3

% Livet, Tabell S4.2
test=(h_w-2*0.004)/t_w; % Antar svetsar 4 mm
if test<(72*epsilon)
    disp('Livet är i tvärsnittsklass 1')
else
    disp('Livet är i tvärsnittsklass 2 eller 3, testa igen')
end

% Flänsarna, Tabell S4.3
test2=(b_f-t_f-0.004)/2/t_f; % Antar svetsar 4 mm
if test2<(9*epsilon)
    disp('Flänsarna är i tvärsnittsklass 1')
else
    disp('Flänsarna är i tvärsnittsklass 2 eller 3, testa igen')
end

Lambda > 0.2 ger risk för vippning, lambda är
0.2217

Risk för vippning, använd stag!
Finns ingen risk för skjuvbuckling
Livet är i tvärsnittsklass 1
Flänsarna är i tvärsnittsklass 1

```

Minimiarmering

Enligt bärande konst. del 1

```
As_min=max(0.26*f_ctm/f_yk*bc*hc , 0.0013*bc*hc); % Minimivärde för
  armeringsmängd (B4-21) [m2]
As_max=0.04*bc*hc; % Maximivärde för
  armeringsmängd [m2]
```

```
if Acs_L<As_max && Acs_L>As_min
  disp ('Kontroll minimiarmering OK')
end
```

Kontroll minimiarmering OK

Momentkapacitet stöd

Enligt Bärande konst. S4.1.3 och S4.3.2 Antar att all betong är dragen och inte hjälper till

```
W_pl_stod=t_f*b_f*(t_f+h_w)+t_w*h_w^2/4; % Ekv (S4-30)
```

```
XLt=1; % Eftersom balken är stagad mot vippning
yM1=1; % Partialkoefficient
```

```
MRd_stod=XLt*W_pl_stod*fy/yM1; % Ekv (S4-41)
disp(' ');
if MRd_stod>M_max_s
  disp ('Momentkapacitet OK vid stöd [kNm]')
  disp ([num2str(MRd_stod/1000), ' > ', num2str(M_max_s/1000)])
  disp (['Utnyttjandegrad: ',num2str((M_max_s/MRd_stod)*100), '%'])
else
  disp ('Momentkapacitet INTE OK vid stöd [kNm]')
  disp ([num2str(MRd_stod/1000), ' < ', num2str(M_max_s/1000)])
end
```

Momentkapacitet OK vid stöd [kNm]
24576.65 > 13990
Utnyttjandegrad: 56.924%

Momentkapacitet fält

Enligt Bärande konst. S4.1.2 och S4.3.2

```
W_pl_falt=W_pl_stod+b_eff_1/2*hc^2/4; % Samverkan av stål och betong
MRd_falt=XLt*W_pl_falt*fy/yM1;
```

```
disp(' ');
if MRd_falt>M_max_f
  disp ('Momentkapacitet OK i fält [kNm]')
  disp ([num2str(MRd_falt/1000), ' > ', num2str(M_max_f/1000)])
  disp (['Utnyttjandegrad: ',num2str((M_max_f/MRd_falt)*100), '%'])
else
```

```
disp ('Momentkapacitet INTE OK vid stöd [kNm]')
disp ([num2str(MRd_falt/1000), ' < ', num2str(M_max_f/1000)])
```

```
end
```

```
Momentkapacitet OK i fält [kNm]
40551.65 > 14266
Utnyttjandegrad: 35.1798%
```

Tvärkraftskapacitet (fält)

Enligt Eurocode 3, bärande konst del 1 S5.3

```
% Stålbalkar
yM0 = 1.1;
Av = n*h_w*t_w; % Skjuvarea
Vpl_Rd_falt = Av*((fy/sqrt(3))/yM0);
disp(' ');
if Vpl_Rd_falt>V_max
disp ('Tvärkraftskapacitet OK i fält [kN]')
disp ([num2str(Vpl_Rd_falt/1000), ' > ', num2str(V_max/1000)])
disp (['Utnyttjandegrad: ',num2str((V_max/Vpl_Rd_falt)*100), '%'])
else
disp ('Tvärkraftskapacitet INTE OK vid stöd [kN]')
disp ([num2str(Vpl_Rd_falt/1000), ' < ', num2str(V_max/1000)])
```

```
end
```

```
Tvärkraftskapacitet OK i fält [kN]
7825.7205 > 2385
Utnyttjandegrad: 30.4764%
```

Nedböjning och momentkapacitet stål - som beror av ohärdad betong

```
Q=43.3e3; % Korrigerad egenvikt betong och stål från SimpleXbeam, SLS [N/m]
MEd_egenvikt=6850e3; % Från SimpleXbeam, ULS [Nm]
```

```
disp(' ');
if MRd_stod>MEd_egenvikt
disp ('Momentkapacitet OK i balkarna [kNm]')
disp ([num2str(MRd_stod/1000), ' > ', num2str(MEd_egenvikt/1000)])
disp (['Utnyttjandegrad: ',num2str((MEd_egenvikt/MRd_stod)*100), '%'])
else
disp ('Momentkapacitet INTE OK i balkarna [kNm]')
disp ([num2str(MRd_s/1000), ' < ', num2str(MEd_s/1000)])
```

```
end
```

```
%TRAFIKLASTER
Q_t=668.25e3; % Punktlast av trafik [N]
```

```

q_t=17.375e3; % Utbredd trafiklast [N/m]

NedbojEgenvikt=(Q*L_inner^4*5)/(384*Es*Is_f); % Nedböjning enligt
elementarfall vid gjutning av betong på I-balkar
NedbojTrafik=(Q_t*L_inner^3)/(48*Es*I_f_sam)... % Nedböjning vid trafiklast på
samverkan
+(q_t*L_inner^4*5)/(384*Es*I_f_sam);

Momentkapacitet OK i balkarna [kNm]
24576.65 > 6850
Utnyttjandegrad: 27.872%

```

Slutlig nedböjning

```

NedbojSlutlig=NedbojTrafik+NedbojEgenvikt;
disp(' ');
if NedbojSlutlig<L_inner/400
    disp(['Nedböjning OK, ', num2str(NedbojSlutlig), ' <
', num2str(L_inner/400)]);
else
    disp(['Nedböjning INTE OK, ', num2str(NedbojSlutlig), ' >
', num2str(L_inner/400)]);
end

```

Nedböjning INTE OK, 0.17759 > 0.1

Dimensionering av studs

Enligt SS-EN 1994-2:2005 6.6.3

```

% Antagna dimensioner studs
d_skaft=24e-3; % Svetsbultens skaftdiameter [m], 16<d<24 mm
d_huvud=40e-3; % Huvudets diameter [m],
h_huvud=15e-3; % Huvudets höjd [m]
h_sc=150e-3; % Svetsbultens nominella totalhöjd
h_skaft=h_sc-h_huvud; % Skaftets höjd [m]

% Dimensionerande bärförmåga studs
fu=500e6; % Svetsbultens brottsgräns [Pa]
yv=1.25; % Partialkoefficient, rekommenderat värde

if h_sc/d_skaft<=4 && h_sc/d_skaft>=3
    a=0.2*(hsc/d_skaft+1);

else if h_sc/d_skaft>4
    a=1;
end
end

Prd=min((0.8*fu*pi*d_skaft^2/4)/yv , 0.29*a*d_skaft^2*sqrt(f_ck*Ecm)/yv); %
Dimensionerande bärförmåga

```

Antal studs

Enligt Steel Bridges 13.5 Maximal tvärkraft är vid stöden

```
z0=xtp_sam_stod-xtp_c; % Avstånd mellan tyngdpunkt på betongen och
samverkanssnittet
Ac_eff=b_eff_1*hc; % Ekvivalent area betongtvärsnitt
Sc=z0*Ac_eff; % Statiskt moment för betongfläns
v_el=V_max*Sc/(I_s_sam*alpha); % Skjuvkraft per meter
n_studs=v_el/Prd; % Antal studs per meter, fördelat på två balkar

disp('Antal studs som behövs per meter är')
disp(ceil(n_studs))

% Eftersom studsen ska fördelas på två balkar avrundar vi uppåt till 20 st.
% Vilket resulterar i 10 studs per meter balk.

Antal studs som behövs per meter är
19
```

Momentkapacitet i tvärled

Enligt bärande konst. del 1, förenklat tryckblock Stöden som nämns avser I-balkarna

```
% Dimensionerande moment, stödkrafter
Med_90f = 244.3e3; % Maximalt moment i fält [Nm] från lastfall tvärled i
excel
Med_90s = 350.6e3; % Maximalt moment i stöd [Nm]
R1 = 504e3; % Stödkraft vänstra stödet LF1 tvärled simplex [N]
delta_Ms = b_f*R1/8; % Reducering av stödmoment(B1-3)
Med_90s = Med_90f-delta_Ms; % Korrigerat värde enl (B1-3)

% Antar betong helsprucken och armering flyter, x = 0
% eps_s > eps_syd sid B129 => sigma_s = f_yd
% Armering antas ha 55 mm täckande betongskikt
z_90 = 0.3-0.062; % [m] hävarm dragarmering
A_btg_90 = 0.3 * 1; % Tvärsnittsarea betong i tvärled 1000x300mm
As_90s = A_btg_90 * 0.015 / 2; % Armeringsarea i stöd 1.5% av btg area
sigma_s90 = f_yd;
Fs_stod90 = sigma_s90 * As_90s; % Dragresultant (B5-6), samma för stöd och
fält
Mrd_stod90 = Fs_stod90 * z_90;

if Mrd_stod90 >= Med_90s
disp('Armeringens momentkapacitet OK över stöd')
disp(Med_90s/Mrd_stod90)
disp('Armeringsmängd över stöd i överkant [m^2]')
disp(As_90s)
else
disp("Armeringens momentkapacitet ej OK över stöd")
disp(Med_90s/Mrd_stod90)
end
```

```

% Kommentar: ej okej med samma mängd armering i fält och stöd
% Ökar mängden armering i fält

As_90f = A_btg_90 * 0.018/ 2; % 1.8% av betongarea i dragarmering fält
Fs_90f = sigma_s90 * As_90f; % Dragresultant (B5-6), för fält
Mrd_90f = Fs_90f * z_90;

if Mrd_90f >= Med_90f
    disp ('Armeringens momentkapacitet OK i fält')
    disp (Med_90f/Mrd_90f)
    disp ('Armeringsmängd i fält underkant [m^2]')
    disp (As_90f)
else
    disp("Armeringens momentkapacitet ej OK i fält")
    disp (Med_90f/Mrd_90f)
end

% Väljer armeringsdiamter 12 mm
dia_f = 0.016; % Armeringsdiameter i fält [m]
dia_s = 0.014; % Armeringsdiameter i stöd [m]
A_stangf = (dia_f/2)^2 * pi; % Tvärsnittsarea för en stång i fält
A_stangs = (dia_s/2)^2 * pi; % Tvärsnittsarea för en stång i stöd

n_stangf = As_90f/A_stangf; % Antal stänger fält underkant, avrundar uppåt
n_stangs = As_90s/A_stangs; % Antal stänger stöd överkant, avrundar uppåt

disp("Antal armeringstänger av 16mm dia, underkant fält")
disp(n_stangf)
disp("Antal armeringstänger av 14mm dia, överkant stöd")
disp(n_stangs)

% Avstånd mellan armeringsstänger per 2 m sträcka betong
dist_f = (1 - 0.016 * 14) / 14; % Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger
    fält [m]
dist_s = (1-0.014 * 15) / 15; % Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger
    stöd [m]

disp("Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger fält [m]")
disp(dist_f)
disp("Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger stöd [m]")
disp(dist_s);

Armeringens momentkapacitet OK över stöd
    0.9346

Armeringsmängd över stöd i överkant [m^2]
    0.0022

Armeringens momentkapacitet OK i fält
    0.9504

Armeringsmängd i fält underkant [m^2]
    0.0027

```

Antal armeringstänger av 16mm dia, underkant fält
13.4287

Antal armeringstänger av 14mm dia, överkant stöd
14.6163

Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger fält [m]
0.0554

Avstånd mellan yttre fiber armeringstänger stöd [m]
0.0527

Nedböjning tvärled

Enligt Diverse utdrag bärande konstruktioner 2008

```
% Laster och indata SLS
bc_90 = 1.0; % Bredd tvärsnitt tvärled [m]

I_bt90 = bc_90*hc^3/12; % Yttröghetsmoment tvärled [m^4]
xtp_90f = (A_bt90*hc/2+As_90f*z_90)/(As_90f+A_bt90); % Tyngdpunkt för
armerat tvärsnitt fält
xtp_90s = (A_bt90*hc/2+As_90s*z_90)/(As_90s+A_bt90); % Tyngdpunkt för
armerat tvärsnitt stöd

I_f90 = I_bt90+A_bt90*(hc/2-xtp_90f)^2 + alpha*As_90f*(z_90-xtp_90f)^2;
I_s90 = I_bt90+A_bt90*(hc/2-xtp_90s)^2 + alpha*As_90s*(z_90-xtp_90s)^2;
L_mitt90 = 4; % Längd mittspänn i tvärled [m]
L_konsol = 2; % Längd konsol i tvärled [m]

Q_1k = 135e3; % [N] Punktlast boogielast Q1k från tabell A11
q_1k = 16.55e3; % [N/m] q1k+G1+G3 Från tabell A11

% Fält nedböjning mitt
pl_mitt= 2*q_1k*5*L_mitt90^4/(384*Ecm*I_f90) ...
+ Q_1k*L_mitt90^3/(48*Ecm*I_f90); % Nedböjning mittspänn[m]
pl_krav_mitt = L_mitt90/400; % Krav på nedböjning [m]

if pl_mitt<pl_krav_mitt
    disp(['Nedböjning OK mitt, ', num2str(pl_mitt),' <=
',num2str(pl_krav_mitt)]);
else
    disp(['Nedböjning INTE OK mitt, ', num2str(pl_mitt),' >=
',num2str(pl_krav_mitt)]);
end

% Konsol nedböjning
pl_konsol = 2*q_1k*L_konsol^4/(8*Ecm*I_s90) ...
+ Q_1k*L_konsol^3/(3*Ecm*I_s90); % Nedböjning konsol [m]
pl_krav_konsol = 2/400;
```

```

if round(pl_konsol,3)<=pl_krav_konsol
    disp(['Nedböjning OK konsol, ', num2str(round(pl_konsol,3)), ' <=
        ',num2str(pl_krav_konsol)]);

else
    disp(['Nedböjning INTE OK konsol, ', num2str(round(pl_konsol,3)), ' >=
        ',num2str(pl_krav_konsol)])
end

Nedböjning OK mitt, 0.0034951 <= 0.01
Nedböjning OK konsol, 0.005 <= 0.005

```

Tvärkraftskapacitet tvärled

Enligt bärande konst. del 1, förenklat

```

% Dimensionerande tvärkraft
V_ed90 = 392.1;      % Maximal tvärkraft [kN]

% Kontroll av skjuvglidbrott
bw = 1;      % Minsta tvärsnittsbredd [m]
C_rdc = 0.18/yc; % Nationell parameter, rekommenderat värde
k_90 = 1 + sqrt(200/(1000*z_90)); % <2 OK!
pl=As_90f/(bw*z_90); % <0.02 OK!
V_rdc90 = C_rdc*k_90*(100*pl*f_ck)^(1/3)*bw*z_90; % Ekv (B6-14) [MN]

disp(" ")
if V_ed90<=V_rdc90*1000
    disp(['Kapacitet mot skjuvglidbrott OK!, ', num2str(V_ed90),' <
        ',num2str(V_rdc90*1000)]);

else
    disp(['Kapacitet mot skjuvglidbrott EJ OK!, ', num2str(V_ed90),' >
        ',num2str(V_rdc90*1000)])
end

disp(['Utnyttjandegrad: ', num2str(V_ed90/(V_rdc90*1000)),])

% Livtrycksbrott
v_ltb = 0.6 * (1-f_ck/10^6/250); % f_ck i MPa
V_rdmax90 = 0.5*v_ltb*f_cd*bw*z_90; % [N]
disp(" ")
if V_ed90<=V_rdmax90
    disp(['Kapacitet mot livtrycksbrott OK!, ', num2str(V_ed90),' <
        ',num2str(V_rdmax90/1000)]);

else
    disp(['Kapacitet mot livtrycksbrott EJ OK!, ', num2str(V_ed90),' >
        ',num2str(V_rdmax90/1000)])
end

disp(['Utnyttjandegrad: ', num2str(V_ed90/V_rdmax90),])

```

Kapacitet mot skjuvglidbrott OK!, $392.1 < 19525.1452$
Utnyttjandegrad: 0.020082

Kapacitet mot livtrycksbrott OK!, $392.1 < 1599.36$
Utnyttjandegrad: 0.00024516

Skruvförband

%LASTER

maxMoment1=4810.59;
maxMoment2=1724.07;
maxMoment3=4780.84;
maxTvarkraft1=1199.36;
maxTvarkraft2=2115.20;
maxTvarkraft3=1712.25;

%Skruv indata

skruv_d=36; %Vald skruv M36
skruv_d0=skruv_d+3; %Bärande konstruktioner Del 2, S115
skruv_fyb=900e6; %Bärande konstruktioner Del 2, tabell 8.1 (Vald
 hållfasthetsklass 10.9)
skruv_fub=1000e6;

%-----*****VÄLJ GEOMETRI FÖR

SKRUVAR*****-----

plat_t=25; %Plåttjocklek [mm]
skruv_n=49; %Antal skruvar
rader = 7; %Antal rader

%-----

*****-----

%SPANN 1 och 3 , plat_t=25; skruv_n=49; rader = 7;

%SPANN 2 plat_t=25; skruv_n=35; rader = 5;

%Geometri balk

valsad_tw=35; %[mm] Livtjocklek
valsad_h=1000; %[mm] Livhöjd
YM2=1.25;
f_y=355e6;

%Geometri för plåten [Enligt tabell 3 i SS-EN 1993-1-8:2005 (Sv)]

min_e1=1.2*skruv_d0; min_e2=min_e1;
min_p1=2.2*skruv_d0; min_p2=2.4*skruv_d0;
max_e1=40+4*plat_t; max_e2=max_e1;
max_p1=min(14*plat_t,200); max_p2=max_p1;

%-----*****VÄLJ GEOMETRI FÖR

PLÅTEN*****-----

e1=80; e2=100;
p1=135; p2=200;

```

%-----
*****-----
%SPANN 1   e1=80;       e2=100; p1=135;       p2=200;
%SPANN 2   e1=80;       e2=100; p1=135;       p2=200;

disp('Krav för skruvförband:      Vald geometri:      [mm]');
disp([num2str(min_e1), ' < e1 < ', num2str(max_e1), ' ',
      num2str(e1)]);
disp([num2str(min_e2), ' < e2 < ', num2str(max_e2), ' ',
      num2str(e2)]);
disp([num2str(min_p1), ' < p1 < ', num2str(max_p1), ' ',
      num2str(p1)]);
disp([num2str(min_p2), ' < p2 < ', num2str(max_p2), ' ',
      num2str(p2)]);
disp(' ');

%Räknar ut plåtens höjd och bredd
plat_h = 2*e1 + ((skruv_n/rader) - 1) * p1;
plat_b = e2 * 2 + p2 * rader;

disp(['Plåtens geometri med ', num2str(skruv_n), ' skruvar, som har
      ', num2str(skruv_d), ' mm i diameter :'])
disp(['Plåtens höjd:      ', num2str(plat_h), '      <
      ', num2str(valsad_h)]);
disp(['Plåtens bredd:      ', num2str(plat_b)]);
disp(['Plåtens tjocklek: ', num2str(plat_t), '      ']);

%Hävarmar
ex=((plat_b/2)/1000); %
ey=(plat_h/2)/1000; %

%-----*****VÄLJ
KRAFTER*****-----
%Krafter som verkar i skruv-centrum
plat_V=maxTvarkraft1;
Mt=plat_V*ex+maxMoment1;
%-----
*****-----

% Kontroll: Är antalet skruvar delbart med antalet rader?
skruvar_per_rad = skruv_n / rader;
if mod(skruv_n, rader) ~= 0
    error('Antalet skruvar måste vara delbart med antal rader. ');
end

% ---- Y-positioner (höjdled) ----
% Beräkna y-positioner för en rad
if mod(skruvar_per_rad, 2) == 0
    % Jämmt antal skruvar per rad: centrum mellan två skruvar
    y_positions = linspace(-((skruvar_per_rad/2)-0.5)*p1,
        ((skruvar_per_rad/2)-0.5)*p1, skruvar_per_rad)';

```

```

else
    % Udda antal skruvar per rad: en skruv exakt i centrum
    y_positions = linspace(-floor(skruvar_per_rad/2)*p1,
        floor(skruvar_per_rad/2)*p1, skruvar_per_rad)';
end

% Skapa en lista med skruvpositioner i y-led för alla rader
skruv_y = repmat(y_positions/1000, rader, 1); % [m]

% ---- X-positioner (sidled) ----
% X-positioner för varje rad (lika fördelat)
% Rader placeras jämnt från -bredd/2 till +bredd/2
if mod(rader,2) == 0
    % Jämmt antal rader
    x_offsets = linspace(-(rader/2-0.5)*p2, (rader/2-0.5)*p2, rader)';
else
    % Udda antal rader
    x_offsets = linspace(-floor(rader/2)*p2, floor(rader/2)*p2, rader)';
end
x_offsets = x_offsets/1000; % [m]

% Koppla varje rad till sin x-position
skruv_x = repelem(x_offsets, skruvar_per_rad);

skruv_I=sum(skruv_y.^2+skruv_x.^2); % [m^2] Polärt
    tröghetsmoment, Bärande konstruktioner Del 2, S122

%Loop som beräknar krafter för alla skruvar i Lastfall 1
N1x = zeros(skruv_n,1);
N1y = zeros(skruv_n,1);
% Loop för att beräkna N1 till N12
for i = 1:skruv_n
    N1x(i) = (Mt * skruv_y(i)) / skruv_I; % Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-36
    N1y(i) = plat_V/skruv_n + (Mt * skruv_x(i)) / skruv_I; % Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-36
end

N1_tot=sqrt(N1x.^2+N1y.^2); % Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-37

disp(' ');
disp('Skruvar med störst last för varje snitt: [kN] ');
[~, maxIndex] = max(abs(N1_tot));
maxValue = N1_tot(maxIndex);
disp(['Skruv: ', num2str(maxIndex), ' Last: ', num2str(maxValue)]);

%Förbandets skjuvkraftskapacitet
alfa_v=0.5; % Bärande
    konstruktioner Del 2, S112

```

```

skruv_A=(pi*(skruv_d/1000)^2)/4; % [m^2] Skruv
    area
Fv_Rd=(alfa_v*skruv_fub*skruv_A)/YM2; % [N] Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-20
disp(['Skjuvkraftkapacitet för varje skruv: ',num2str(Fv_Rd/1000)]);

%Förbandets kapacitet mot hålkantsbrott
alfa_d1=e1/(3*skruv_d0 ); % Bärande
    konstruktioner Del 2, S112
alfa_d2=p1/(3*skruv_d0)-1/4; % Bärande
    konstruktioner Del 2, S112
alfa_b=min([alfa_d1,alfa_d2,skruv_fub/(f_y),1]); % Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-22
k1=min([2.8*(e2/skruv_d0)-1.7,2.5]); % Bärande
    konstruktioner Del 2, S8-11

valsad_Fb_Rd=(k1*alfa_b*f_y*(skruv_d/1000)... % Bärande
    *(valsad_tw/1000))/(YM2);
    konstruktioner Del 2, S8-21
disp(' ');
disp(['Förbandets kapacitet mot hålkantsbrott: [kN]'])
disp(['Valsad stålbalk: ',num2str(valsad_Fb_Rd/1000)]);
disp(['Maximal tvärkraft: ',num2str(max(N1_tot))]);

%Ritar ut 2d-bild av förbandet
figure;
hold on;
grid on;
axis equal;
title('Skruvförband geometri');
xlabel('x-position [m]');
ylabel('y-position [m]');

% Plot bolts
scatter(skruv_x, skruv_y, 100, 'filled', 'MarkerFaceColor', 'b');

% Mark origin
plot(0, 0, 'rx', 'MarkerSize', 12, 'LineWidth', 2);

% Add bolt numbers
for i = 1:skruv_n
    text(skruv_x(i) + 0.005, skruv_y(i), num2str(i), 'FontSize',
    10, 'Color', 'k');
end

% ---- Plot plate outline ----

% Find outermost bolt in x and y
max_skruv_x = max(abs(skruv_x));
max_skruv_y = max(abs(skruv_y));

```

```

% Half-width and half-height of plate
plate_halfwidth = max_skruv_x + e1/1000;
plate_halfheight = max_skruv_y + e2/1000;

% Define plate corners
plate_x = [-plate_halfwidth, plate_halfwidth, plate_halfwidth, -
plate_halfwidth, -plate_halfwidth];
plate_y = [-plate_halfheight, -plate_halfheight, plate_halfheight,
plate_halfheight, -plate_halfheight];

% Plot plate contour
plot(plate_x, plate_y, 'k-', 'LineWidth', 2);

% Finalize plot
xlim([min(plate_x)-0.05, max(plate_x)+0.05]);
ylim([min(plate_y)-0.05, max(plate_y)+0.05]);

```

```

Krav för skruvförband:      Vald geometri:      [mm]
46.8 < e1 < 140             80
46.8 < e2 < 140             100
85.8 < p1 < 200             135
93.6 < p2 < 200             200

```

```

Plåtens geometri med 49 skruvar, som har 36 mm i diameter :
Plåtens höjd:      970      <      1000
Plåtens bredd:    1600
Plåtens tjocklek: 25

```

```

Skruvar med störst last för varje snitt:      [kN]
Skruv: 43      Last: 386.5395
Skjuvkraftkapacitet för varje skruv: 407.1504

```

```

Förbandets kapacitet mot hålkantsbrott: [kN]
Valsad stålbalk: 611.6923
Maximal tvärkraft: 386.5395

```

Published with MATLAB® R2022b