



CHALMERS



Brokoncept för väg- och cykeltrafik över E6

Konceptuell design och framtagning av en samverkansbro

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

KLARA FLODMARK
NOAH GRIPESTAM
MÅRTEN HEINTZE
ELSA NYKVIST
ALEX WOJEWODA
LUDVIG WÅHLEMAN

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2025
www.chalmers.se

KANDIDATARBETE

Brokoncept för väg- och cykeltrafik över E6
Konceptuell design och framtagning av en samverkansbro

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

KLARA FLODMARK
NOAH GRIPESTAM
MÅRTEN HEINTZE
ELSA NYKVIST
ALEX WOJEWODA
LUDVIG WÅHLEMAN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2025

Brokoncept för väg- och cykeltrafik över E6
Konceptuell design och framtagning av en samverkansbro

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

KLARA FLODMARK
NOAH GRIPESTAM
MÅRTEN HEINTZE
ELSA NYKVIST
ALEX WOJEWODA
LUDVIG WÅHLEMAN

© KLARA FLODMARK, NOAH GRIPESTAM, MÅRTEN HEINTZE, ELSA
NYKVIST, ALEX WOJEWODA, LUDVIG WÅHLEMAN, 2025

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola, 2025

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

Omslag:
Modell av brodesign.
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Göteborg 2025

Brokoncept för väg- och cykeltrafik över E6

Konceptuell design och framtagning av en samverkansbro

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

KLARA FLODMARK

NOAH GRIPESTAM

MÅRTEN HEINTZE

ELSA NYKVIST

ALEX WOJEWODA

LUDVIG WÅHLEMAN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Rapporten presenterar ett förslag på projekteringen av en bro över E6:an norr om Kungälv, avsedd att förbinda väg 574 med väg 168. Syftet är att öka kapaciteten och samtidigt öka säkerheten genom införandet av en separat gång- och cykelbana.

Utifrån förutsättningar och krav krävs att bron klarar en spännvidd på 35 meter, alternativt 17,5 meter vid anläggning av mittpelare. Kravet på fri höjd under brokonstruktionen är 5,2 meter och tillgänglig konstruktionshöjd är 1,65 meter. Bron ska inrymma två körfält för vägtrafik samt en GC-väg, vilket innebär en bredd på ungefär elva meter.

För att identifiera den mest lämpliga brotypen utförs en grundlig analys av platsens förutsättningar och därefter två urvalsprocesser. Urvalsprocess ett utgår från ett brett urval av brotyper och ställer dem emot tre kriterier: spännvidd, höjd och livslängd. Syftet med den första selektionen, är att identifiera de alternativ som tekniskt sett är genomförbara inom de givna ramarna. I urvalsprocess två viktas elva utvärderingskriterier mot varandra för att fastställa vilka aspekter som prioriteras av de involverade aktörerna. Broalternativen poängsätts därefter baserat på hur väl de uppfyller utvärderingskriterierna.

Resultatet av urvalsprocessen visar att samverkansbro är den brotyp som är mest lämpad utifrån förutsättningarna. Bron är utformad som en balkbro där de bärande elementen utgörs av I-balkar i stål. De två stöden som överkonstruktionen vilar på, samt broplattan är utformade i betong.

En preliminär dimensioneringsprocess genomförs för att studera möjlig utformning av bron i form av antal element och dimensioner. Utifrån Eurokoder och Trafikverkets råd, krav, samt normer, fastställs att en samverkansbro är möjlig, men en mer detaljerad analys krävs för ett fullständigt förslag.

Nyckelord: bro, broförslag, E6, Kungälv, urvalsprocess, samverkansbro med stål I-balkar, preliminär dimensionering, kandidatarbete, projektering.

Bridge concept for road and bicycle traffic over the E6
Conceptual design and development of a composite bridge

Bachelor's thesis in Civil Engineering

Klara Flodmark

Noah Gripestam

Mårten Heintze

Elsa Nykvist

Alex Wojewoda

Ludvig Wähleman

Department of Architecture and Civil Engineering
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

This report consists of a proposal regarding the design of a bridge over the E6 highway north of Kungälv to connect road 574 and road 168. This proposal's purpose, is to increase the capacity and the safety by introducing a separated lane for pedestrians and cyclists.

Based on the conditions and requirements, the span that the bridge must accommodate is 35 meters, alternatively 17.5 meters if a centre support column is constructed. The free height beneath the construction is 5.2 meters and available construction height is 1.65 meters. The bridge is designed to accommodate two traffic lanes and a pedestrian and bicycle path, which result in a total width of approximately eleven meters.

To determine the most suitable bridge type, the conditions of the site are analysed, and two specific selection processes are conducted. The first selection process evaluates various bridge types against three key criteria: span length, height and lifespan. The purpose of the first selection is to identify options which are technically feasible for the given constraints. In selection process two, eleven evaluation criteria are weighed against each other to determine the criteria of which are more prioritized of the involved stakeholders. The bridge alternatives from process one, are then graded based on how well they meet the criteria.

The result of the selection process is that a composite bridge is the most suitable bridge type for the site and the conditions. The design is that of a girder bridge with I-beams of steel as load-bearing elements and the bridge deck as well as the three supporting columns will be of concrete.

A preliminary design process is carried out to evaluate a possible structure of the bridge in terms of the number of elements and their dimensions. Based on Eurocodes as well as guidelines, requirements, and standards issued by the Swedish Transport Administration, it is concluded that a composite bridge is viable. A more detailed analysis is however required, to develop a complete proposal.

Key words: bridge, E6, Kungälv, selection process, composite bridge with steel I-beams, preliminary dimensioning, bachelor's thesis, project planning.

Innehåll

SAMMANFATTNING	I
ABSTRACT	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BEGREPP & BETECKNINGAR	VI

1	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	2
1.3	Avgränsningar	2
1.4	Metod	2
1.4.1	Val av brokoncept	2
1.4.2	Utveckling av brokoncept	2
1.5	Mål	3
1.6	Samhälleliga och etiska aspekter	3
2	FÖRUTSÄTTNINGAR OCH KRAV	4
2.1	Geografiska förhållanden	4
2.2	Geometriska förhållanden	4
2.3	Tekniska krav	5
3	MATERIAL OCH HÅLLBARHET	6
3.1	Material	6
3.1.1	Betong	6
3.1.2	Trä	6
3.1.3	Stål	7
3.2	Hållbarhet	8
3.2.1	Ekonomisk hållbarhet	8
3.2.2	Ekologisk hållbarhet	8
3.2.3	Social hållbarhet	8
4	URVALSPROCESS	10
4.1	Urval 1	10
4.1.1	Slakarmerad balkbro	11
4.1.2	Spännarmerad balkbro	13
4.1.3	Ändskärmsbro	14
4.1.4	Samverkansbro	16
4.2	Urval 2	17

4.2.1	Utvärderingskriterier	18
4.2.2	Viktning av utvärderingskriterier	19
4.2.3	Viktning och bedömning av brokoncept	21
5	BESKRIVNING AV VALT BROKONCEPT	23
5.1	Systemmodell	23
5.2	Laster	23
5.3	Överbyggnad	23
5.4	Underbyggnad	24
5.5	Brodetaljer	24
5.5.1	Lager	24
5.5.2	Tätskikt och beläggning	25
5.5.3	Räcken	25
5.5.4	Hantering av vatten	25
5.6	Grundläggning	26
5.7	Produktion	26
5.8	Underhåll & Inspektion	27
6	PRELIMINÄR DIMENSIONERING	28
6.1	Lastmodeller	28
6.1.1	Tvärled	28
6.1.2	Längdled	28
6.2	Dimensionerat tvärsnitt i tvärled	29
6.2.1	Kontroller i ULS	29
6.2.2	Kontroller i SLS	30
6.3	Dimensionerat tvärsnitt i längdled	30
6.3.1	Kontroller i ULS	30
6.3.2	Kontroller i SLS	31
6.3.3	Kontroller av I-balkar under gjutskedet	31
6.4	Svetsbultar	31
6.5	Svetsar	31
7	DISKUSSION	32
7.1	Urvalsprocessen	32
7.2	Preliminär dimensionering	33
8	SLUTSATS	35
9	REFERENSER	36
	BILAGA A – PRELIMINÄR DIMENSIONERING	1

BILAGA B – MATLABSCRIPT	47
BILAGA C - RITNINGSUNDERLAG från COWI	119

Förord

Kandidatarbetet har varit ett mycket lärorikt projekt som har gett oss en fördjupad förståelse för processen kring konceptuell design och dimensionering av en vägbro. Arbetet har framförallt gett oss värdefulla erfarenheter som vi tar med oss i framtida projekt.

Vi i gruppen vill rikta ett varmt tack till vår handledare Samanta Robuschi samt vår examinator Carlos Gil Berrocal för deras engagemang, stöd och vägledning under kursens gång. Dessutom vill vi tacka de föreläsare som har lärt ut relevant kunskap och gett oss rätt fokus i arbetet. Vidare vill vi tacka Staffan Lindén, Marcus Davidsson och Mattias Öst med kollegor på COWI för deras professionella insikter, branschkunskap och kontinuerliga stöd genom hela arbetet. Slutligen vill vi även tacka Tabita Nilsson, Jarkko Nordlund och Peter Lindblom i A-verkstaden, för deras hjälp och värdefulla råd i samband med modellbyggandet.

Göteborg 2025

KLARA FLODMARK
NOAH GRIPESTAM
MÅRTEN HEINTZE
ELSA NYKVIST
ALEX WOJEWODA
LUDVIG WÅHLEMAN

Begrepp & Beteckningar

Anisotrop material	Ett material med olika egenskaper i olika riktningar.
GC-bana	Gång- och cykelbana.
Impregnering	Ytbehandling där ett ämne tränger in i materialet för att skydda mot fukt, kemikalier eller annan påverkan.
In-situ gjutning	Gjutning som sker på byggsplatsen.
Karbonatiserad betong	En process där koldioxid från luften reagerar med betongen vilket sänker pH-värdet och kan leda till korrosion i armeringen.
KC-pelare	Kalkcementpelare.
Kohesionsjord	Typ av jord som omfattar lera.
Korrosion	Nedbrytning av material, främst metaller, genom kemisk reaktion med omgivningen, till exempel fukt eller salter.
LCA	Livscykelanalys (Life cycle assessment).
LCC	Livscykelkostnad (Life cycle cost).
Lager	Konstruktionskomponent mellan överbyggnad och bropelare eller landfäste.
Landfäste	Delen av brokonstruktion som förbinder bron med marken.
Lansering	En metod att skjuta eller rulla en brodel på plats över ett spann.
Prefabricerad	Byggdel som tillverkas i fabrik eller verkstad och sedan transporteras till byggsplatsen för montering.
Slakarmerad	Betong som är armerad utan förspänning.
SLS	Brukgränstillstånd.
Spännarmerad betong	Betong som är förstärkt med armering som spänns aktivt för att motverka dragkrafter och minska sprickbildning.
Spännlaminerad	En metod där träbalkar pressas ihop med spännarmering för att bilda en starkare enhet.
Studs	Bultar som svetsas på stålbalcken och gjuts in i

	betongplattan för att skapa samverkan mellan betong och stål.
ULS	Brottgränstillstånd
Vittring	Nedbrytning av berg eller byggmaterial genom kemiska, fysiska eller biologiska processer.
Ändskärm	En vertikal konstruktion vid en brosfästelse som håller emot jordmassor och ger stöd åt övergången mellan väg och bro.
Övergångskonstruktion	Konstruktionsdel på bron som sammanlänkar bron med omkringliggande väg.
α	Relativ vikt för ett enskilt utvärderingskriterium inom sitt kravområde. Beräknas som förhållandet mellan kriteriets poäng och summan av poäng inom det aktuella området.
β	Relativ vikt för ett kravområde i förhållande till hela modellen. Beräknas som förhållandet mellan områdets totala poäng och den totala poängsumman för alla kravområden.

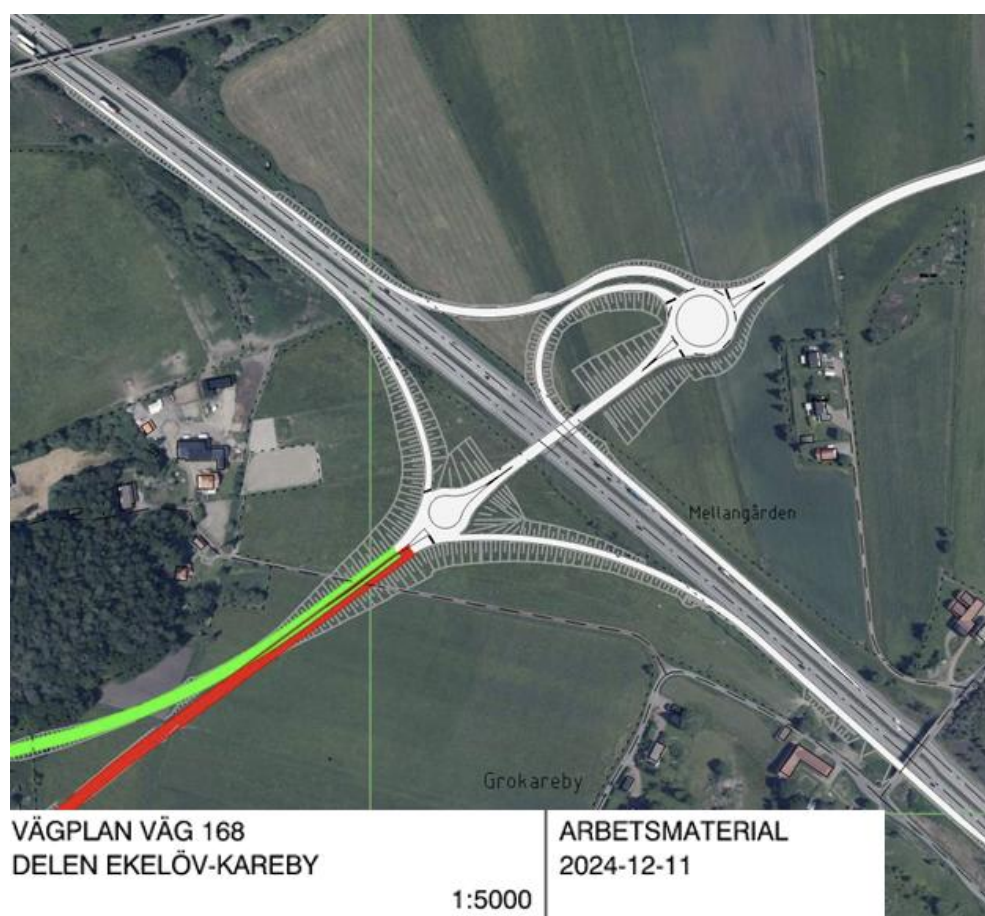
1 Inledning

I följande avsnitt redovisas projektets bakgrund, syfte, metod samt mål och avgränsningar. Projektets aktuella samhällliga och etiska aspekter presenteras också.

1.1 Bakgrund

Projektet avser att skapa en ny förbindelse mellan väg 574 och väg 168 norr om Kungälv, med anslutning till en ny trafikplats vid E6:an, som ska innefatta en bro för vägtrafik och gång- och cykelbana över E6:an. Det undersökta området visas i figur 1 nedan. Anledningen till den nya förbindelsen är att öka sträckans kapacitet och trafiksäkerhet (Trafikverket, 2024a). I dagsläget har den befintliga väg 168 som förbinder Marstrand med Kungälv och E6, inte tillräcklig kapacitet. Detta resulterar i begränsad framkomlighet, speciellt under semestertid. Vidare saknar vägen en separat gång- och cykelbana, vilket den nya byggnationen planeras innefatta.

Vägen ger upphov till bullerstörningar i vissa områden. För omkringliggande mark som idag huvudsakligen består av åkermark och industri, finns det planer på ytterligare bebyggelse i form av verksamhetsområden och bostäder, vilket ökar behovet för en ny anslutning (Trafikverket, 2024a).



Figur 1. Karta över området med planerat broprojekt där anslutande vägar visas (Trafikverket, 2024b).

1.2 Syfte

Syftet med arbetet är att ta fram ett brokoncept för att förbinda väg 168 med 574 norr om Kungälv, genom en utvärderingsprocess för aktuella brotyper med en tillhörande preliminär dimensionering för konceptet. Detta koncept analyseras genom möjliga lastfall och dimensioneras för att erhålla önskad funktion.

1.3 Avgränsningar

För att arbetet skall kunna genomföras enligt given tidsram samt enligt rätt nivå, avgränsas arbetet. Grundläggningen kommer analyseras och ett enklare förslag på detta kommer att ges, men utan beräkningar. Ekonomiska och ekologiska aspekter är även något som inte kommer beräknas, men beaktas. Den preliminära dimensioneringen är även avgränsad till överbyggnaden och inga beräkningar kommer genomföras för underbyggnaden. I den preliminära dimensioneringen försummas även krympning, krypning, lutning samt ett flertal laster.

1.4 Metod

Arbetsgången för kandidatarbetet är uppdelad i två delar. Den första delen syftar till att analysera och utvärdera flera relevanta brokoncept för att slutligen välja det mest lämpliga alternativet. I den andra delen vidareutvecklas det valda brokonceptet genom dimensionering, beräkningar och modellering.

1.4.1 Val av brokoncept

I det första skedet av arbetet identifieras och sammanställs ett flertal av brotyper. Efter ett urval, väljs de alternativ som bedöms vara mest lämpliga för den aktuella platsen för vidare utvärdering. Koncepten granskas därefter utifrån de tre perspektiven: beställare/konstruktion, produktion samt förvaltning och underhåll. Varje brotyp är olika lämplig för varje roll, och beslutet om vilken bro som slutligen väljs baseras på en analys som bedömer koncepten utifrån fastställda mål och förutsättningar. Den brotyp som i störst utsträckning uppfyller samtliga krav och förväntningar från de olika aktörerna, väljs fram som det valda brokonceptet.

1.4.2 Utveckling av brokoncept

I den andra fasen av arbetet utvecklas det valda brokonceptet genom detaljerad teknisk analys. Detta innefattar en preliminär dimensionering av bärsystemet, där faktorer såsom laster, snittkrafter och konstruktionsberäkningar definieras. Efter en analys av beräkningsresultaten, genomförs eventuella justeringar för att anpassa konstruktionen utifrån konstruktionsmässiga krav. Utifrån det framtagna brokonceptet skapas en presentationsmodell som gestaltar designen och resultatet av arbetet.

1.5 Mål

Målet med arbetet är att ta fram, utveckla och analysera ett brokoncept som uppfyller nedanstående krav, där olika mål har bestämts utifrån de tre specialistgruppernas perspektiv:

Beställare

- Säkerhet för bilister, cyklister och gångtrafikanter.
- Ekonomiska aspekter prioriteras över estetik.
- Bron ska präglas av hållbarhet.
- Bron ska harmoniera med sin omgivning.
- Lättillgänglig för alla att använda.
- Bron ska dimensioneras för livslängd på 120 år.

Produktion

- Begränsad påverkan på E6:an med minimerad fördröjningen på motorvägen genom omledning av trafiken.
- Säker arbetsmiljö.
- Följa uppsatt tidsplan.
- Minskad miljöpåverkan under produktionsskedet.
- Utnyttja standardiserade/optimerade arbetssätt som underlättar produktionen i pris och tid.

Förvaltning

- Minimera krav på underhåll av bron.
- Minimera risk för skador och defekter på konstruktionen.
- Element ska vid eventuell skada enkelt kunna bytas ut utan att till exempel påverka trafiken i allt för stor utsträckning.
- Säker och god arbetsmiljö vid inspektion och underhåll av bron.

1.6 Samhälleliga och etiska aspekter

Vid planering av en ny bro ska både samhälleliga och etiska aspekter beaktas för att säkerställa hållbarhet och säkerhet. Ur ett samhällsperspektiv påverkar bron både trafiksäkerhet och tillgänglighet, vilket kräver att den utformas för att minimera olyckor och för att öka framkomligheten. Miljömässigt är det viktigt att välja material och konstruktionsmetoder med minst klimatpåverkan som samtidigt har god beständighet och livslängd. Dessutom har bron en ekonomisk påverkan, vilket är betydelsefullt för val av brotyp och något som måste beaktas.

Etiska aspekter inkluderar bland annat säkerhet och den upplevda tryggheten, där det finns ett stort ansvar att följa högsta standard för att undvika olyckor och eventuella underhållsproblem.

2 Förutsättningar och krav

I följande avsnitt redovisas förutsättningarna för broprojekt över E6 Kareby. Förutsättningarna beskrivs utifrån tre olika aspekter: geografiska, geometriska samt tekniska krav.

2.1 Geografiska förhållanden

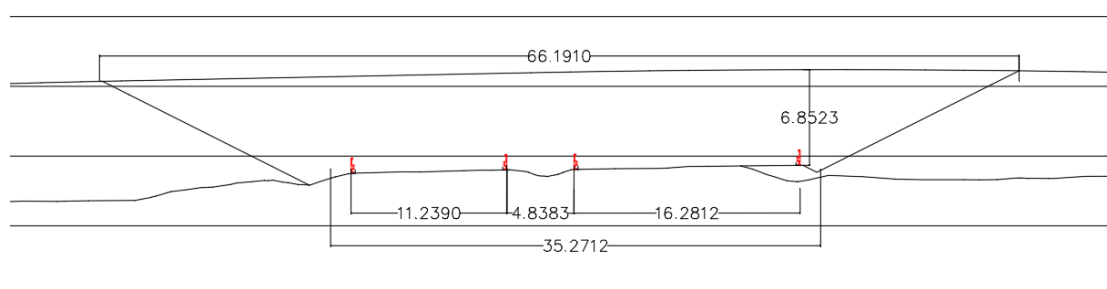
Jorden i området består av kohesionsjord i form av glacial lera och bedöms vara sättningkänslig (Trafikverket, 2019a). Trafikverkets utredning av området (2024b) anger dessutom att det finns ett flertal vattendrag och bäckar samt flera enskilda vägar i närområdet där bron ska byggas, vilket måste beaktas.

Bron ska byggas över E6:an, vilket medför att stor mängd trafik kommer att påverkas vid produktion. Årsmedeldygnstrafiken för motorvägen i området är cirka 20 000 bilar i vardera körriktning där åtta procent är tung trafik (Trafikverket, 2023). Ett krav från COWI är att påverka motorvägstrafiken så lite som möjligt (Marcus Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars, 2025).

2.2 Geometriska förhållanden

Brokonstruktionen består av två körfiler för biltrafik samt en gång-cykelväg (GC-väg). Utifrån planritningen har den maximala spännvidden bestämts till 66 meter men där den dimensionerande spännvidden är cirka 35 meter. Höjden ligger på cirka 6,85 meter och bron har en lutning på 1,99 % som sedan övergår till RV1100 (radie vertikal). Dimensionerna visas i figur 2 nedan.

För placering av stöd, finns möjlighet för detta på vardera sida om E6:an och i mitten mellan vägbanorna.



Figur 2. Planritning med möjliga spännvidder samt tillgängligt mått för mittstöd och högsta konstruktionshöjd. Se bilaga C för fullständig ritning.

2.3 Tekniska krav

Bron ska konstrueras för en livslängd på 120 år (Trafikverket, 2019b). Den fria höjden mellan E6:ans vägbana och bron skall vara minst 5,2 meter enligt Trafikverket (2024c) för konstruktioner av stål, prefabricerade betongelement, trä och aluminium. Kravet för konstruktioner av material annat än de nämnda är 4,7 meter.

Vardera körfält ska ha en bredd mellan 3,25–4,0 meter och GC-vägen cirka tre meter (Trafikverket, 2024c). Sidovägrenarna ger en bredd på totalt 1 meter vilket med bredd på vägbana och GC-väg resulterar i en total bredd på cirka 11 meter för bron.

Gällande minsta avstånd till bropelarna, klassas bropelare som riskobjekt och dessa kan placeras inom underliggande vägs skyddsavstånd, men på ett minsta avstånd motsvarande den arbetsbredd som krävs för att räcket effektivt skyddar mot kollisioner (Trafikverket, 2024c). Detta kräver enligt Trafikverket ett räcke med lägst kapacitetsklass H2. Ett räcke av kapacitetsklass H2 klassas som arbetsbreddsklass W3, vilket innebär en arbetsbredd på en meter (Nordic Road Safety, u.å.). Bropelare tillåts placeras en meter från räcke som är av kapacitetsklass H2.

3 Material och hållbarhet

I följande avsnitt presenteras material inom brokonstruktion samt hur arbetet förhåller sig till hållbarhet.

3.1 Material

Under denna rubrik behandlas vanligt förekommande byggmaterial inom brokonstruktion. Vid val av material är det ett flertal faktorer som är viktiga för det slutgiltiga beslutet, bland annat livslängd, beständighet, kostnad och underhåll. Eftersom egenskaper varierar med material, är det viktigt att beakta detta och låta det ligga till grund för valet av material och konstruktion.

3.1.1 Betong

Betong som material är en del av varje brokonstruktion. De viktiga egenskaperna hos materialet är dess höga tryckhållfasthet, vilket bidrar till att bära de tunga laster som bilarna på bron kommer innebära (Brosamverkan, 2022). Då bron dimensioneras för en livslängd på 120 år och ett spann som sträcker sig över fem motorvägsfiler, är betongens långa livslängd och beständighet värderat högt ur ett hållbarhetsperspektiv.

Betongens förmåga att återvinnas, genom att armeringsstängerna separeras och betongen krossas till fyllnadsmaterial, bidrar till miljömässiga fördelar (Brosamverkan, 2022). De miljömässiga nackdelarna med materialet är tillverkningsprocessens stora energiåtgång och höga koldioxidutsläpp vid tillverkning av cement. För en minskning av miljöpåverkan optimeras betongtvärsnitten till slanka former, vilket minskar materialåtgången och därmed cementmängden (Brosamverkan, 2022).

I brotyper som exempelvis en samverkansbro, fungerar betong väl tillsammans med stål. Betongens roll är då att hantera kompression vid tryck, samtidigt som stålen tar upp drag, vilket utnyttjar båda materialens styrkor (Johnson & Buckby, 1994). Säkerställningen av en långsiktig hållbarhet består även av att skydda armeringen mot korrosion, vilket görs genom att välja rätt täckskikt och kontrollera sprickbredderna (Brosamverkan, 2022).

3.1.2 Trä

Trä är vanligt förekommande material i såväl bro- som huskonstruktioner. Trä som material har många fördelar så som låg vikt, miljövänligt och förnybart, men variationer i materialet för egenskaper så som densitet, fiberriktning och andra faktorer måste beaktas (S Zhao, 2016). Trä är ett anisotropt material vilket innebär att dess egenskaper varierar beroende på om belastningsriktningen är longitudinell, tangentiell eller radiell mot fibrerna. Trä är som svagast vid belastning tvärs

fiberriktningen och som starkast vid belastning av drag förutsatt att kraftverkan sker längs fibrerna (S Zhao, 2016).

I utomhuskonstruktioner av trä är skyddet av stor vikt eftersom materialet är mycket känsligt mot fukt och röta om det inte behandlas med jämna mellanrum (Svensk Träteknisk forskning, å.u.). För att skydda träet mot nedbrytning, kan conserverande behandlingar användas och även konstruktionstekniska träskydd, vilket innebär att bron utformas på ett sätt som gör att risken för fuktskador minimeras genom exempelvis vattenavledning (Svensk Träteknisk forskning, å.u.). I Sverige är spännlaminerade trädäck och limträ vanligast för moderna träbroar, vilket gör det möjligt med böjda huvudbalkar och varierande sektionsstorlekar (Mahnert & Hundhausen, 2018).

Vid brokonstruktion i trä är prefabricering mycket vanligt. Prefabriceringen gör att monterings tiden kan minskas och ger en underlättad produktionsprocess (Mahnert & Hundhausen, 2018) eftersom behoven av arbete på plats i form av till exempel kapning och borring minskar signifikant (Singh & Page, 2018).

Eftersom träbroar i regel har en förväntad livslängd på 40 - 80 år, har träkonstruktioner inte inkluderats i den andra urvalsprocessen av bron över E6:an.

3.1.3 Stål

Ur ett miljömässigt perspektiv är stålets största fördel att det lätt går att återanvända och återvinna samtidigt som det har en lång livslängd (Brosamverkan, 2022). Att återvinna stål för att använda det i nya projekt, förlänger dess livscykel och minskar klimatpåverkan. Stål behåller även sin höga hållfasthet efter återvinning, vilket har gjort att skrot blivit mycket eftertraktat (Axelsson, 2019).

Stål är ett material med hög hållfasthet vilket innebär vissa fördelar. En mindre mängd material behövs vilket minskar behov av transport och montering vilket i sin tur minskar mängden växthusgaser som avges (Pipinato & De Miranda, 2016). Vid montering av stålbalkar vid kortare spännvidder, krävs ofta endast en kran och temporära pelare, vilket anses snabbare och enklare jämfört med betongbalkar. En snabbare konstruktion är ofta högt prioriterat då vägtrafik behöver stängas av (Brosamverkan, 2022).

Stålkonstruktioner kräver däremot skydd mot korrosion genom ytbehandling. Denna ytbehandling ökar miljöpåverkan och kostnad. Under stålkomponentens livslängd krävs upprepade ytbehandlingar på plats för att inte skada omgivningen från spillning (Brosamverkan, 2022). Stål är också dyrt att producera vilket gör stålbroar ekonomiskt hållbara för långa till medellånga spännvidder (Pipinato & De Miranda, 2016).

3.2 Hållbarhet

För att skapa en hållbar bro är det viktigt att redan i projekteringsfasen se över eventuella risker. I tidiga skeden fastläggs brons utformning, vilket kan generera stora konsekvenser på hållbarheten (Brosamverkan, 2022). Även om en livscykelanalys (LCA) eller livscykelkostnad (LCC) inte kommer genomföras i detta arbete, är det fortfarande viktigt att beakta hållbarhet i de senare utvärderingarna. Hållbarhet kan delas upp enligt följande:

1. Ekonomisk hållbarhet
2. Ekologisk hållbarhet
3. Social hållbarhet

3.2.1 Ekonomisk hållbarhet

Utifrån det ekonomiska perspektivet är det svårt att jämföra specifika brokoncept med varandra då det inte existerar standardiserade priser. Priset varierar beroende på material och utformning samt att olika produktionsmetoder kostar olika mycket och genererar olika långa byggtider (Brosamverkan, 2022).

För att kunna analysera broarnas ekonomiska hållbarhet, behöver hela livscykeln beaktas. En kostnadseffektiv bro behöver inte nödvändigtvis vara den med låga konstruktion- och produktionskostnader då även förvaltningen kan medföra stora kostnader (Brosamverkan, 2022). I allmänhet är det materialförbrukningen och produktionstiden som har störst påverkan på de totala kostnaderna (Corotis m.fl., 2012).

3.2.2 Ekologisk hållbarhet

För att minimera miljöpåverkan bör materialval ses över. Att utnämna ett material som är bäst ur ett miljöperspektiv är svårt eftersom alla material har både för- och nackdelar samt att alla fordrar energikrävande processer (Brosamverkan, 2022). I stället kan materialens livslängd och beständighet analyseras och tvärsnitt optimeras, för att minska miljöpåverkan.

3.2.3 Social hållbarhet

För att säkerställa en god social hållbarhet bör människors hälsa tas hänsyn till, detta innefattar bland annat arbetsmiljön. En bra arbetsmiljö innebär att minimera mängden olyckor och förbättra ergonomin för arbetarna (Brosamverkan, 2022). Därför bör brons utformning anpassas med fokus på arbetsmiljö, exempelvis genom enklare design och effektiva produktionstekniker.

Den sociala hållbarheten påverkas även av estetik, tillgänglighet samt trygghet, vilket påverkas av exempelvis utformningen av bron och design. Materialval, höjd och antal element kan också påverka intrycket och den upplevda trivseln.

4 Urvalsprocess

I kommande avsnitt beskrivs hur urvalsprocessen till valt brokoncept genomförts. Syftet med urvalen är att utesluta de broförslag som inte längre är lämpliga för projektet och till sist komma fram till ett slutgiltigt brokoncept.

4.1 Urval 1

Utifrån föreläsningssanteckningar, broprojekteringshandboken (Brosamverkan, 2022) samt "BaTMan" (Trafikverket, 2008), valdes ett flertal brotyper i olika utformning och material, vilka illustreras i tabell 1.

I urval 1 utvärderades brotyperna efter de tekniska förutsättningarna beskrivet i avsnitt 2.1, 2.2 och 2.3 med fokus på spännvidd, höjd och livslängd. Då flera brotyper klarade av de tekniska kraven, gjordes en rimlighetsbedömning av vilka broförslag som var mest aktuella för projektet och de bästa alternativen valdes och analyserades.

Resultatet av urval 1 var följande brokoncept:

- Betongbalkbro, slakarmerad med stöd i mittbanan
- Betongbalkbro, spännarmerad
- Samverkansbro, I-balkar i stål med betongplatta
- Ändskärmsbro

Tabell 1. Utvärderingstabell för urval 1, de valda brokoncepten illustreras med fyllning.

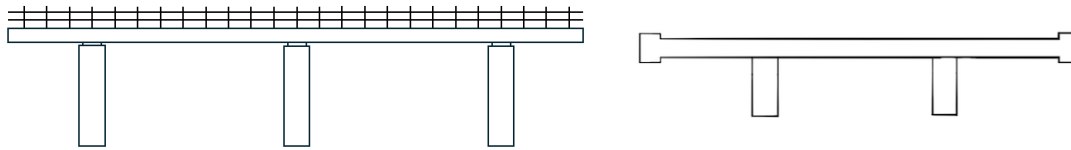
Typ av bro	Utformning	Material	Normal spännvidd [m]	Uppfyller spännvidd	Uppfyller höjd	Livslängd 120 år	Brokoncept som vidare analyseras
Balkbro	Stöd i mittbana, slakarmerad	Betong	15-30	Ja	Ja	Ja	X
	Utan stöd i mittbana, slakarmerad	Betong	15-20	Nej	Ja	Ja	
	Spännarmerad	Betong	20-30	Ja	Ja	Ja	X
	Material i trä	Trä	0-30	Nej	Nej	Nej	

Samverkans- bro	I-balk stål med betongplatta	Stål & betong	20-70	Ja	Nej	Ja	
	I-balk stål med betongplatta med stöd i mittbana	Stål & betong	20-70	Ja	Ja	Ja	X
Lådbalkbro	Spännarmerad utan stöd	Betong	40-65	Ja	Ja	Ja	
Balkrambro	Spännarmerad	Betong	<50	Ja	Ja	Ja	
Ändskärms- bro		Betong	<70	Ja	Ja	Ja	X
Plattrambro	Slakarmerad	Betong	22-25	Nej	Ja	Ja	
	Spännarmerad	Betong	<35	Nej	Ja	Ja	
	Material i trä	Trä	20-30	Nej	Ja	Nej	
Bågbro	Bågbro överliggande båge	Betong	60-300	Ja	Ja	Ja	
	Bågbro underliggande båge	Betong	60-300	Ja	Nej	Ja	
		Trä	<70	Ja	Ja	Nej	
Valvbro		Betong	<100	Ja	Nej	Ja	
Hängbro		Stål	<1200	Ja	Ja	Ja	
Snedkabelbro		Stål	<410	Ja	Ja	Ja	
Halvparabel- fackverk		Stål	50-85	Ja	Ja	Ja	
Fackverksbro		Stål	100	Ja	Ja	Ja	
		Trä	20-70	Ja	Ja	Nej	

4.1.1 Slakarmerad balkbro

Broförslaget innebär en slakarmerad balkbro i betong som normalt spänner över 15–20 meter. Konceptet kräver därmed ett stöd i mittbanan och verkar inom två

spännvidder för att klara den totala längden på bron. Den kommer gjutas på plats med hjälp av gjutformar och utformas som en kontinuerlig balk på tre stöd enligt figur 3.



Figur 3. Enkel skiss av en balkbro med stöd i mitten av farbanan samt ett tvärsnitt av bron.

Ur beställarens perspektiv

En balkbro är enkel i sin design vilket gör den billigare än andra mer komplicerade alternativ (Brosamverkan, 2022). Att välja en balkbro som är slakarmerad, gör den exempelvis billigare jämfört med spännarmerade alternativet, men konceptet kräver ett ytterligare stöd i mitten. För att säkerställa att bron klarar spännvidden kan även tjockare balkar behövas, men tillgänglig konstruktionshöjd är för detta tillräcklig. Enligt Brosamverkan kan tjockare balkar upplevas som klumpiga, speciellt över en vägbanan. Stödet i mitten inverkar också på estetiken då detta kan göra att utrymmet känns instängt för bilister.

Ur produktionsperspektiv

En slakarmerad betongbalkbro är en typ av betongbalkbro där betongen förstärks med armering av stål utan att spännas för att hantera dragkrafter (Süleymanoğlu m.fl., 2017). Ur ett produktionsperspektiv är detta en resurssnål process eftersom den inte kräver avancerad utrustning för förspänning. Det gör tillverkningen både tidseffektiv och lättare att hantera än en spännarmerad.

Produktionen av en slakarmerad betongbalkbro börjar med förberedelse av byggplatsen. Förberedelsen innebär urschaktning av mark och anläggning av fundament. Under produktionsfasen byggs även ytterstöden och mittstödet till bron för att dela upp den långa spännvidden i hanterbara spann.

För att undvika stora störningar på trafiken på E6:an, bör bygget planeras noggrant och de olika delarna byggas etappvis. En metod är platsgjutning i två omgångar där ena sidan av bron fram till mittstödet gjuts först, där temporära ställningar håller upp de platsgjutna elementen (Marcus Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars, 2025). Under denna fas kan trafiken på E6:ans ena köriktning ledas om till andra sidan av vägen. Därefter upprepas processen för den motsatta sidan för färdigställande av bron.

Ur förvaltarens perspektiv

För att en betongbro ska erhålla en lång livslängd är den viktigaste åtgärden att undvika korrosion i armeringen (Trafikverket, 2021a) och därför bör regelbunden inspektion av bron utföras, för att kontrollera att inte sprickor i bron eller skador på täcksikt uppkommer. Andra exempel på inspektioner som enligt Trafikverket behövs

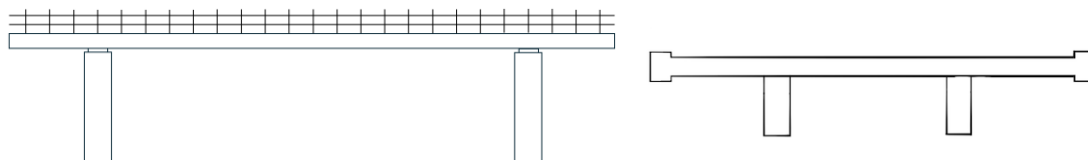
för denna brotyp är kontroll för vittring, och kontroll av kloridhalten i betongen. Kloridhalten bör inte överstiga önskade nivåer. En ytterligare kontroll som nämns är att säkerställa att betongen inte är karbonatiserad vid armeringen. Eftersom brokonceptet har stöd i mittbana bör även denna inspekteras.

Vid inspektion bör alla delar av brons konstruktionselement kontrolleras (Trafikverket, 2021b). Inspektion av brons undersida och mittstöd kan därför bli ett kritiskt moment gällande arbetsmiljö och säkerhet eftersom E6 i detta fall går under bron. Vid inspektion av dessa kan det därför bli aktuellt att stänga av ett körfält och sänka hastigheten under tiden inspektionen utförs, för att minska risken för olycka. Det kan även vara aktuellt att stänga av ett körfält över brons farbana när inspektion och underhåll genomförs.

Konstruktionsdelar som kan komma att behöva bytas ut på denna typ av bro är broräcke, tätskikt och kantbalkar (Brosamverkan, 2022). Eftersom en betongbalkbro är enkelt utformad, bör inte inspektion på denna bro bli komplicerad då alla delar är lättillgängliga och synliga utanpå bron.

4.1.2 Spännarmerad balkbro

En spännarmerad betongbalkbro har en normal spännvidd på 20–30 meter. Spännvidden är relaterad till höjden på balkarna och eftersom konstruktionshöjden är tillräcklig, kan alternativet utföras utan stödpelare i mitten med effektiva spannet på 35 meter (Marcus Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars, 2025). Ett tvärsnitt av den spännarmerade balkbron samt bron i längdled visas i figur 4.



Figur 4. Enkel skiss av balkbro utan stöd i mittbana samt tvärsnitt av bron.

Ur beställarens perspektiv

Att spännarmera betongbalkbron gör att den klarar större spännvidder än för slakarmering. Spännarmering minskar även risken för sprickbildning vilket underlättar underhåll och bidrar till en längre livslängd (STRUCTURE, 2021). En spännarmerad betongbalkbro har liknande estetiska utmaningar som det slakarmerade alternativet. Det större spannet bidrar däremot till att öka frihetskänslan och öppenheten för bron (Brosamverkan, 2022). Detta alternativ får totalt tre spann, alltså ett udda antal, vilket är estetiskt tilltalande. Det längre spannet gör att momentet blir större i mitten av spannet, vilket måste beaktas vid design av bron i form av extra armering alternativt ökad höjd på balkar.

Ur produktionsperspektiv

Förspänd betong innebär att betongen förstärks med spänd armering av stål, vilket gör att hållfastheten och effektiviteten ökar. Detta innebär att slankare balkar kan användas.

Förspända betongbalkelement kan innebära kortare byggtider då dessa tillverkas i fabriker och därefter transporteras till byggarbetsplatsen för montering. Prefabricerade metoder är enligt COWI inte särskilt vanligt i Sverige där platsgjutning med efterspanning i stället föredras (Marcus Davidsson, personlig kommunikation, 4 mars, 2025). Detta kräver att specialister kommer till arbetsplatsen för att spänna betongen.

Produktionen kan ske på ett liknande sätt som för en slakarmerad bro, genom att etappvis bygga element med temporära formställningar, se avsnitt 4.1.1. I detta fall är det också viktigt att planera tidsplanen väl så att tiden det tar att spänna betongen inte påverkar trafiken på motorvägen avsevärt.

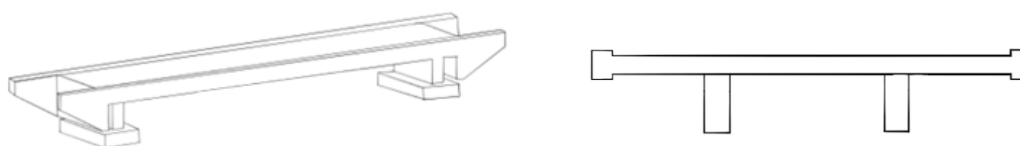
Ur förvaltarens perspektiv

Brokonceptet är likt den slakarmerade betongbalkbron i avseende på underhållnings- och inspektionssyfte, se avsnitt 4.1.1. Skillnaden mellan en slakarmerad och en spännarmerad betongbalkbro är att det spännarmerade alternativet har en högre motståndskraft mot sprickbildning (Guangyuan m.fl., 2025). Detta medför en mindre risk att vatten tränger in i betongen och därmed mindre korrosionsskador i armeringen. Brokonceptet kräver således mindre underhållningsarbete.

Under inspektion och underhåll av denna typ av bro, kan samma åtgärder som för slakarmerad betongbalkbro vidtas gällande arbetsmiljö och säkerhet. Exempelvis kan det bli aktuellt att stänga av körfält och sänka hastigheten medan inspektion/underhåll pågår.

4.1.3 Ändskärmsbro

En ändskärmsbro består av en balkbro som är fritt upplagd på landfästen, med en ändskärm kontinuerligt kopplad till farbanan, vilket visas i figur 5. Ändskärmsbroar har normal spännvidd på upp till 70 meter och kräver därför inte något stöd i mittbana för gällande projekt.



Figur 5. Enkel skiss av en ändskärmsbro samt tvärsnitt av bron.

Ur beställarens perspektiv

Ändskärmsbroar har en relativt enkel byggnadsprocess, och eftersom ingen övergångskonstruktion behövs, utsätts bron för färre skador, kräver mindre underhåll och har en enklare design, vilket gör den kostnadseffektiv (Clark, u.å.). Till skillnad från exempelvis samverkansbroar används en större mängd betong vilket ökar miljöpåverkan. Däremot ger den tunga och styva konstruktionen ett stabilt broförslag med färre antal fogar som kan brista. Ändskärmar med omkringliggande jord kan dessutom uppta horisontella krafter vilket minskar behov av övriga konstruktionsdelar för samma funktion (Brosamverkan, 2022).

Ur produktionsperspektiv

Produktion av ändskärmsbroar liknar balkbroar både för de fullt- och semi-integrerade ändskärmsbroarna. Ändskärmar och vingmurar gjuts ihop på plats för att utgöra mothåll av jordmaterial och i de integrerade broarna även som vertikala lastbärare (Collin m.fl., 2010). För de integrerade ändskärmsbroarna platsgjuts ändskärmen ihop med grundläggningen som i form av stål- eller betongpålar, eller bottenplattor, gjuts på plats eller slås ned i marken. Enligt Collin med flera, används i många fall prefabricerade balkar för produktion av brofarbanan, som för fullt integrerade broar kan gjas ihop med övrig struktur. I semi-integrerade broar installeras brofarbanan på lager som konstruerats på de fristående landfästen som gjutits med en bottenplatta eller ihop med underliggande pålar. Brofarbanan kan även för semi-integrerade broarna gjas på plats genom formbygge, eller genom prefabricerade element. Ändskärmen gjuts vanligen även för semi-integrerade ändskärmsbroar, ihop med farbanan på plats, men i detta fall inte ihop med grundläggning.

Ur förvaltarens perspektiv

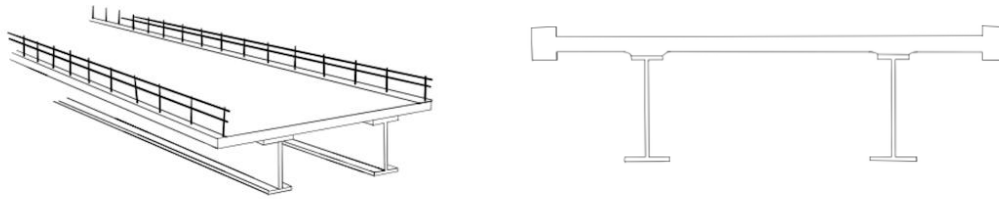
Den kontinuerliga utformningen leder till bra hållbarhet och längre livslängd, eftersom den förhindrar att vatten, smuts och avsningskemikalier tränger in och orsakar skador. Genom att använda betong istället för en övergångskonstruktion fås en beständigare konstruktion med mindre underhållsbehov och tillhörande kostnader (Nilsson, 2018).

Ändskärmsbroar genomförs i många fall med förhöjd grundläggning, vilket innebär att arbete på hög höjd kan undvikas i stor utsträckning. Genom att undvika arbete på hög höjd, blir både produktion och underhåll säkrare och billigare eftersom byggställningar och annan säkerhetsutrustning inte krävs i samma utsträckning (Nilsson, 2018).

Då ändskärmsbroar saknar övergångskonstruktion kan de vara känsliga för sättningar. Vid mycket små rörelser kan hålrum mellan fyllningen och skärmen uppstå. Vid hålrummet blir det enklare för föroreningar att trängas in som i sin tur eroderar massorna och vittrar betongen, detta kan leda till brott i ändskärmskonstruktionen. (Nguyen & Nguyen, 2021)

4.1.4 Samverkansbro

En samverkansbro med en konstruktion bestående av I-balkar och betongplatta, kan dimensioneras för spännvidder mellan cirka 20 och 70 meter. Det föreslagna broförslaget bör uppfylla både längd- och höjdkrav med endast två stöd, utan mellanliggande mittpelare, vilket innebär en fri spännvidd på cirka 35 meter (Mattias Öst, personlig kommunikation, 8 april, 2025). Ett exempel på en sådan samverkanskonstruktion illustreras i figur 6.



Figur 6. Enkel skiss av samverkansbrons tänkta utformning med två stålbeakar och betongfarbana.

Ur beställarens perspektiv

En samverkansbro har en relativt låg egenvikt då stålbeakar används i stället för betong, vilket i kombination med den enkla och snabba produktionen gör att en samverkansbro kan vara ett kostnadseffektivt förslag (Brosamverkan, 2022). Dock innebär en överbyggnad med stålbeakar vissa risker. Den låga vikten kan leda till att bron flyttas ur sitt läge vid påkörning, vilket utgör en säkerhetsrisk (Mohammad Al-Emrani, personlig kommunikation, 21 januari, 2025). För att minimera detta måste åtgärder vidtas för att stabilisera konstruktionen.

Ur produktionsperspektiv

För produktion av en samverkansbro finns flera möjliga tillvägagångssätt. För de relativt låga höjderna som den aktuella bron medför, är de två mest fördelaktiga produktionsmetoderna för stålbeakarna att lyfta dessa på plats med kran, eller att lanseras ut (Hirt & Lebet, 2013). Stålbeakarna kan snabbt och enkelt lyftas på plats och svetsas ihop för att utgöra en kontinuerlig balk. Som alternativ kan beakarna lanseras genom att dras eller skjutas ut allteftersom de svetsas ihop och förbereds vid sidan av.

Brofarbanan av betong kan sedan gjutas på plats eller konstrueras med prefabricerade element (Gaßner m.fl., 2023). För in-situ gjutning av betongfarbanan, kan flyttbara gjutformar användas som för varje gjutomgång på en vecka kan gjuta 15 till 25 meter farbana.

De prefabricerade betongelementen kan vara av olika slag där till exempel “full depth”, “half depth” eller “partial depth” kan användas (Gaßner m.fl., 2023). Full depth-elementen är prefabricerade med den fulla konstruktionshöjden och kan lyftas på plats med kranar. Betongelementen gjuts sedan ihop med I-beakarna och på så sätt

utgöra den önskade samverkansseffekten. Half depth-elementen förbereds till ungefär hälften av konstruktionshöjden innehållande en majoritet av den nödvändiga armeringen. Dessa element fungerar i sin tur som en form för den betong som gjuter samman elementen och gjuter ihop dessa med underliggande stålbalkar. Enligt Gaßner med flera kan kranlyft användas för placering av betongelementen. Elementen placeras med kranar på stålbalkarna med en elastomerisk remsa under, vilket möjliggör ihopgjutningen. Med sist nämnda typen, partial depth-elementen som är något lägre än halva konstruktionshöjden, kan flera element gjutas ihop på en arbetsplats bredvid bron. Dessa kan sedan lanseras ut på stålbalkarna i större partier där ett sista betonglager gjuts på plats för att erhålla den slutliga samverkansseffekten och fulla konstruktionshöjden.

Prefabricerade element utgör en snabbare byggprocess än med platsgjuten betong (Gaßner m.fl., 2023). Två däckbjälklagssektioner på 15 till 25 meter kan anläggas per dag vid användning av partial depth-element och något längre tid för element med fulla konstruktionshöjder då dessa kräver formbygge, i jämförelse med ovan nämnda 15–25 meter per vecka för in-situ. In-situ gjutning säkerställer däremot i högre utsträckning element med hög hållbarhet och kvalitet (Gaßner m.fl., 2023).

Ur förvaltarens perspektiv

Material och element kommer att behöva underhållas och förnyas under brons livstid, i synnerhet beläggningsen och kantbalkarna. Beroende på trafikbelastning behöver bron asfalteras om med olika intervall, upp till 25 år för lågtrafikerad och 5–10 år för högtrafikerad. Tätskiktet bör bytas med ett intervall på 40 år och ungefär detsamma gäller kantbalk (35–45 år). Samverkansbroar bör inspekteras minst en gång per sex år där vanliga skadeföreteelser är korrosion, vittring samt sprickor i betong- och stålkonstruktionen (Trafikverket, 2024d).

Farbanan i betong är känslig mot vatten innehållande klorider, koldioxid och frost . Den behöver därför underhållas för att behålla trafiksäkerheten och beständigheten av bron. Eftersom plattan består av betong, krävs impregnering och reparation vid behov. Korrosion kan uppstå både på stålbalk och armeringsjärnet i betongen. Korrosion på armeringen orsakas av skadliga ämnen som tränger in i materialet som löser upp det skyddande skiktet runt armeringsstängerna vilket leder till rostbildning på armeringen samt långsam vittring av betongen. Koldioxidutsläpp från trafiken reagerar med kalk och vatten vilket också leder till korrosionsangrepp på armeringen som sväller upp och spräcker betongen (El Ladki & Gümüs, 2018).

4.2 Urval 2

I urval 2 används utvärderingsprocessen som är beskriven i broprojekteringshandboken (Brosamverkan, 2022). Utvärderingskriterier togs fram utifrån områdena, beställare, produktion, förvaltning och riskanalys, se avsnitt 4.2.1. Kriterierna viktas därefter för att bedöma vad de olika aktörerna prioriterar i

uteslutningen av brokoncept, se avsnitt 4.2.2. Brokoncepten betygsätts utifrån utvärderingskriterierna och framtagna fakta, för att slutligen erhålla ett brokoncept som analyseras vidare.

4.2.1 Utvärderingskriterier

I följande avsnitt redovisas de elva utvärderingskriterierna som används i urval 2.

1. **Ekonomi:** Kriteriet skall representera kostnaden för bron under hela livslängden och inkluderar investeringskostnader, drift- och underhållskostnader samt livscykelkostnader (Brosamverkan, 2022). Eftersom ingen LCC-analys genomförs, kommer ekonomin beaktas enligt 3.2.1.
2. **Miljö och hållbarhet:** Bedömningen omfattar brons miljöpåverkan utifrån ett livscykelperspektiv. Hänsyn tas till både materialval och processer under hela livslängden, se avsnitt 3.2.2. för detaljerad beskrivning.
3. **Säkerhet:** Kriteriet utvärderar brons säkerhetsnivå, både under byggfasen och i dess användning. Säkerheten beaktar bland annat risk för olyckor samt skyddsåtgärder.
4. **Estetik:** Bron ska utformas så att den passar bra i sin omgivning och bidrar positivt till sin miljö.
5. **Teknisk komplexitet:** Kriteriet tar hänsyn till konstruktionens tekniska komplexitet, där detaljerade och komplexa lösningar kan medföra utmaningar vid beräkning, dimensionering och genomförande.
6. **Produktionsteknik:** Kriteriet utvärderar de möjliga produktionsteknikerna där vissa metoder är mer komplicerade och resurskrävande än andra. Valet av teknik påverkar byggtiden och kostnaden.
7. **Arbetsmiljö:** Möjligheten att utföra goda arbetsförhållanden utvärderas här. Arbetsförhållandena på byggplatsen skall utföras med hög säkerhet och god ergonomi för att minimera riskerna för arbetarna.
8. **Byggnadstid:** Kriteriet utvärderar den tid som krävs för att uppföra bron. Prefabricerade lösningar kan ofta påskynda byggprocessen och förenkla monteringen, medan mer komplexa konstruktioner kräver mer tid.
9. **Inspektion:** Möjligheten att utföra inspektioner under brons livslängd beaktas här. En konstruktion som underlättar inspektioner bidrar till långsiktig säkerhet och underhållseffektivitet.

10. Underhåll: Kriteriet bedömer brons underhållsbehov, inklusive reparationer, utbyte av detaljer och ommålning. Komplexa konstruktioner kan kräva mer frekvent underhåll.

11. Risker: Här analyseras potentiella risker under både bygg- och underhållningsfasen, där bland annat strukturella risker räknas in.

4.2.2 Viktning av utvärderingskriterier

För att bestämma vilka kriterier som prioriteras högst, viktas de i en kriteriemall där varje kriterium jämförs med varandra, se tabell 2. Ett poängsystem infördes enligt broprojekteringshandboken (Brosamverkan, 2022), där 1 betyder att kriteriet i raden är mindre viktigt än det i kolumnen, 2 innebär att kriterierna är lika viktiga och 3 betyder att kriteriet är mer betydelsefullt än det jämförda alternativet. Efter att poängen summerats, viktas de utefter en alfa- och en beta-faktor. Alfa-faktorn baseras på hur kriterierna förhåller sig till sitt område och beta-faktorn hur områdena förhåller sig till varandra. De beräknades enligt:

$$\alpha = \frac{\text{kriteriumets poäng}}{\text{områdets poäng}}$$

$$\beta = \frac{\text{områdets poäng}}{\text{totala summan}}$$

Det slutgiltiga resultatet bestämdes sedan genom att multiplicera alfa och beta, där rangordningen lyder enligt följande:

1. Ekonomi, säkerhet, arbetsmiljö (12,7 %)
2. Miljö och hållbarhet, produktionsteknik, byggnadstid, underhåll (9,5 %)
3. Inspektion, risker (6,8 %)
4. Estetik, teknisk komplexitet (5,0 %)

Arbetsmiljön, säkerhet och ekonomi rankas högst och kommer därför att prioriteras mest i senare urval. Estetik och teknisk komplexitet viktas lägst och kommer därmed inte prioriteras.

4.2.3 Viktning och bedömning av brokoncept

Det slutgiltiga brokonceptet väljs fram med hjälp av betygsättning utifrån utvärderingskriterierna. Ett nytt poängsystem införs med poängskala mellan 0–4, där poängen innebär:

- 0: Icke-tillfredsställande
- 1: Acceptabel med tvekan
- 2: Tillräckligt bra
- 3: Bra
- 4: Mycket bra

Resultatet i tabell 3 viktas sedan för varje utvärderingskriterium med hjälp av viktningfaktorerna som togs fram i avsnitt 4.2.2.

Tabell 3. Betygsättning av brokoncepten utifrån utvärderingskriterierna.

Utvärderingskriterier	1. Ekonomi	2. Miljö och hållbarhet	3. Säkerhet	4. Estetik	5. Teknisk komplexitet	6. Produktionsteknik	7. Arbetsmiljö	8. Byggnadstid	9. Inspektion	10. Underhåll	11. Risker	Vikt genomsnitt
Viktfaktor [%]	12,7	9,5	12,7	5,0	5,0	9,5	12,7	9,5	6,8	9,5	6,8	
Broförslag:												
Balkbro, spännarmerad	2	2	2	2	3	3	3	2	4	4	3	2.7
Balkbro med stöd i mittbana, slakarmerad	4	1	2	2	4	4	3	3	4	3	3	3.0
Samverkansbro, I-balk stål med betongplatta	3	3	2	2	3	4	4	3	4	3	3	3.1
Ändskärmsbro	3	1	3	2	2	2	3	2	2	2	4	2.4

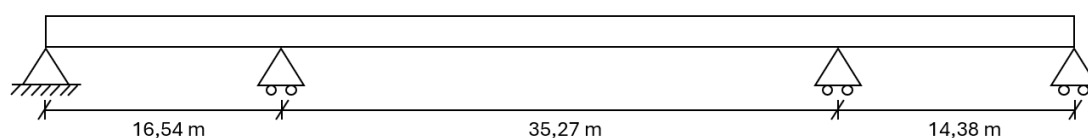
Resultatet av bedömningen visar att ändskärmsbron och den spännarmerade balkbron fick lägst genomsnitt. Betygsättningen av samverkansbro och den slakarmerade balkbron var jämn, men den avgörande faktorn i bedömningen var att samverkansbron ansågs ha en avsevärt lägre miljöpåverkan. Dessutom är möjligheten att lansera bron en avgörande faktor ur ett arbetsmiljöperspektiv, trots den relativt enkla produktionstekniken för slakarmerad balkbro. Den slutgiltiga bedömningen resulterade i valet av en samverkansbro med I-balkar i stål och en betongplatta.

5 Beskrivning av valt brokoncept

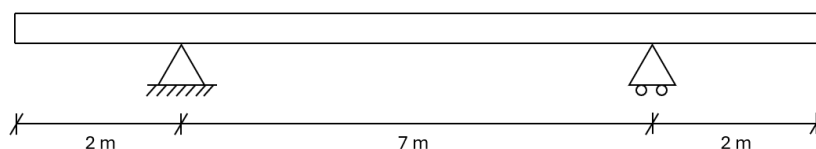
Kapitlet redogör för det valda brokonceptet, en samverkansbro med I-balkar i stål och en betongplatta. Brons systemmodell, laster samt över- och underbyggnad beskrivs likväl som grundläggning, produktion samt underhåll.

5.1 Systemmodell

Systemmodellen som använts vid beräkning visas i figur 7 och 8. De två stöden i mitten i figur 7 representerar bropelarna som placeras ett på vardera sida om underliggande motorvägs vägbanor. De två yttre stöden är landfästen som byggs där bron ansluter till de slänter som kommer anläggas. Bron tillåts rörelse i horisontalled ut från vänster stöd i modellen enligt figur 7 nedan, för att klara av horisontella laster som exempelvis temperaturförändringar. Detta stöd är det sydvästra landfästet och jordmassorna på denna sida kan på så sätt bidra till att ta upp horisontalkrafterna i överbyggnaden. I systemmodellen för tvärled, är även för denna modell det vänstra stödet utgångspunkt för horisontella förskjutningar.



Figur 7. Systemmodell för beräkningar i längdled.



Figur 8. Systemmodell för beräkningar i tvärled.

5.2 Laster

Bron kommer att utsättas för permanenta och variabla laster, vilka behöver dimensioneras för. Permanenta laster som bron i detta projekt dimensioneras för, innefattas av egenvikt från balkar, brofarbana och beläggningar (Svenska Institutet för Standarder [SIS], 2010). De variabla lasterna som bron erfordrar dimensionering för är enligt Svenska Institutet för Standarder, trafiklaster samt gång- och cykellaster.

5.3 Överbyggnad

Överbyggnaden består av broplatta, balkar, lager och tvärbalkar, även kantbalk, räcken, beläggning och fogar. Överbyggnadens syfte är att överföra laster från egenvikt och trafik till underbyggnaden (Maxstadh, 2018). Överbyggnaden på bron kommer att bestå av en brobana i betong, med två längsgående I-stålbalkar undertill. Stålbalkarna i överbyggnaden kommer att vara placerade på lager över pelare och

landfäste. Då delar av den bärande konstruktioner är i stål, krävs en fri höjd på 5,2 meter under bron, vilket resulterar i en tillgänglig konstruktionshöjd på 1,65 meter för balkar, betongplatta och beläggning.

5.4 Underbyggnad

Fristående landfästen kommer att byggas som brons underbyggnad. Ett fristående landfäste är inte direkt ihopkopplat med överbyggnaden och brobanan. Det står som ett fritt element med brobanan vilande ovanpå. För att konstruktionen ska tillåtas rörelse påverkat av till exempel temperaturförändringar ligger lager mellan landfästet och brobanan. De primära lasterna som verkar på landfästet är den överliggande brobanan och den omkringliggande jorden. Det överliggande jordtrycket kan leda till stora belastningar på frontmuren på landfästet.

För att undvika ett glapp mellan bro och anslutande bank kommer en övergångskonstruktion att anordnas mellan grusskiftet på landfästet och brobana. Dessa övergångskonstruktioner kräver kontinuerligt underhåll (Brosamverkan, 2022).

5.5 Brodetaljer

Utformningen av brons detaljer såsom lager, räcken samt hantering av vatten, behandlas i detta avsnitt.

5.5.1 Lager

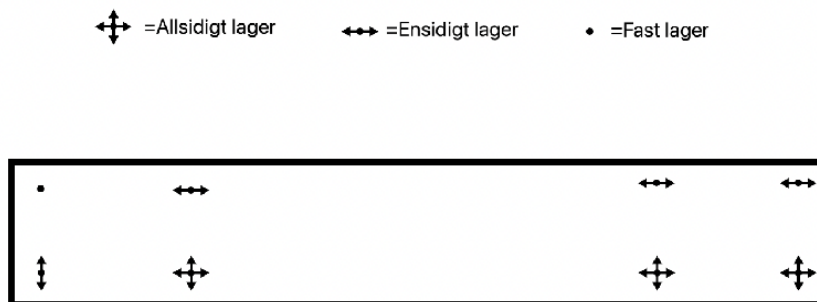
Ett lagers huvuduppgift är att tillåta rörelser i bron och avlasta bron från spänningar som kan uppstå vid rörelse påverkad av till exempel temperaturförändringar, bromslaster, krympning, och sättningar (Spännteknik, u.å.). I detta brokoncept används TOBE-lager. Vid dimensionering av TOBE-lager finns tre olika typer att välja mellan. Fast lager (typ F), allsidigt rörligt lager (typ A), och ensidigt rörligt lager (typ E).

Vilka laster som bron kommer utsättas för påverkar valet av lagertyper. Följande laster påverkar val av lagertyp (Spännteknik, u.å.):

- Vertikal last
- Horisontell last
- Horisontella rörelser
- Rotation/ tippvinkel

Över- och underkonstruktionerna kring lagrerna utformas så att inspektion av lagrerna ska kunna ske på ett smidigt sätt (Brosamverkan, 2022). Det ska vara möjligt att inspektera lagrerna från alla olika håll. Konstruktionerna kring lagrerna ska också utformas så att det är möjligt att lyfta upp överdelen av bron för att kunna byta lager.

Figur 9 visar ett förslag på när ett fast lager är placerat i nordvästra broändan och där bron tillåts expandera åt samtliga håll med denna punkt som fast.



Figur 9. Exempel på hur lager placeras för bron, vy från ovan.

5.5.2 Tätskikt och beläggning

Enligt Trafikverket ska brobanepattan i kontinuerlig samverkansbro förses med tätskikt med förseglad kant (2024d). Tätskiktet består av akrylatprimer och dubbla tätskiktsmattor med tjocklek 5 millimeter var.

Brobanan ska förses med beläggning eller överfyllnad. Tätskiktet i körfält ska täckas med 50 mm kombinerat skydds- och bindlager av gjutasfalt PGJA. Slutligen ska körfälten samt gång- och cykelbanan täckas med Gjutasfalt PGJA med inväldad BCS i ytan, vardera 40 respektive 75 millimeter (Trafikverket, 2024d). Då bron lutning är mindre än 6 % behöver ej glidning beaktas.

5.5.3 Räcken

Väg eller gång- och cykelbro ska enligt Trafikverket inneha räcken på vardera sida bron samt mellan körfält och gång- och cykelbana (2024d). Räcket placerat vid bron kant bredvid GC-bana ska uppfylla Trafikverkets höjdkrav på 1,4 meter, medan 1,2 meter är tillräckligt för räcke utan angränsande GC-bana.

5.5.4 Hantering av vatten

För att förebygga skador på brobanan är det viktigt att anordningar för att leda bort vatten finns på plats. Både ytvatten, som kan samlas på brobanan, och vatten som trängt igenom beläggning är skadligt och måste avlägsnas (Trafikverket, 2024d).

För att samla och leda bort dagvatten på trafikerad yta ska kantbalken utformas med minst 80 millimeters höjning över beläggningen (Trafikverket, 2024d). Vid kombination av slit- och skyddslager ska vatten som trängt genom beläggningen enligt Trafikverket, avvattnas med hjälp av grundavlopp, och dräneringskanaler där

grundavlopp inte får placeras. Dagvatten avlägsnas genom ytavloppsrör som dras ner. Även brobaneplattan och fogar ska kunna motstå vatteninträngning.

5.6 Grundläggning

Grundläggningsmetoden beror på typ av jord, grundvattenytan, brotyp samt lastens storlek (Brosamverkan, 2022). Då markförhållandena består av stora mängder lera, kommer pågrundläggning tillämpas.

Kalkcementpelare (KC-pelare) är lämpliga för markförhållanden med lösa leror med hög vattenkvot (Carl Jonsson, personlig kommunikation, 5 februari, 2024). Både vattenkvoten och den odränerade skjuvhållfastheten för leran i området stämmer överens med de riktmärken som KC-pelare används för. KC-pelare används ofta under väg- och järnvägsbankar där sättningsrisken är hög. För vidare dimensionering bestäms antal pelare utefter lasten samt enligt *”Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner – TK Geo 13”* (Trafikverket, 2016).

5.7 Produktion

Produktionsprocessen av samverkansbron genomförs etappvis. Arbetet inleds med grundläggning av pålar, och anläggning av jordmassorna på bägge sidor av E6:an, till vilka bron kommer ansluta och vägen fortsätta på. Med gjutformar och armeringskorgar gjuts sedan bropelare och landfästen ihop med de anlagda pålarna. Medan dessa härdar, förbereds stålbalkarna på platsen. Dessa transporteras i kortare komponenter, och svetsas samman vid sidan av till två kontinuerliga balkar. Balkarnas ena ände förses med en lanseringsnos vilket enligt Ponton m.fl. (2016) minskar böjmomentet och nedböjning för balkarna och underlättar passering av stöd.

När lagren installerats på de härdade pelarna och landfästena, lanseras stålbalkarna ut. Med domkrafter skjuts balkarna ut från ena sidan på de anlagda jordmassorna, över denna sidas landfäste, över de två pelarstöden och slutligen till andra sidans landfäste. När balkarna korrekt placerats på samtliga lager, påbörjas gjutning av farbanan.

För att säkerställa en hög hållbarhet av farbanan och minimera behov av underhåll, gjuts farbanan in-situ. Gjutformen konstrueras på balkarna och lanseras ut tillsammans med dessa. I gjutformen placeras sedan armeringen. Motorvägen stängs av i båda färdriktningarna och gjutningen genomförs. En tillfällig omledning av motorvägen utförs med hjälp av de nya avfarterna upp till bron.

De slutliga processerna för färdig konstruktion innebär anläggning av tätskikt och beläggning, och montering av belysning och räcken.

5.8 Underhåll & Inspektion

Inspektion av bron ska genomföras med maximala intervall på sex år, eller oftare beroende på skick. Vid inspektion av samverkansbroar är det viktigt att kontrollera flera kritiska delar för att säkerställa brons tillstånd. Extra uppmärksamhet bör riktas mot komponenter som är mest utsatta för nedbrytning, då dessa är avgörande för säkerheten och livslängden eller bär primärlast. Dessa omfattar enligt Trafikverket bland annat sprickor och korrosion i både betong och stål, lager, övergångskonstruktioner, dräneringssystem och räcken (Maxstadh, 2018).

Vid kontroll av betong är det särskilt viktigt att mäta sprickbredd, läge och riktning, eftersom dessa faktorer kan indikera krympning, sättningar eller korrosion. Kantbalkar är ofta extra känsliga för korrosion, vittring och spjälkning, särskilt runt räckesgjutningar (Maxstadh, 2018).

Lager och övergångskonstruktioner är avgörande för att bron ska kunna röra sig och ta upp temperaturrelater (Trafikverket, 2021). Därför måste dessa undersökas regelbundet.

Underliggande stålbeleggar ska kontrolleras för att säkerställa att ytbehandlingen är intakt och effektivt skyddar stålet mot rostbildning. Även betongplattan och räckena måste inspekteras, då sprickor kan vara en indikation på underliggande korrosionsskador i brobaneplattan. (El Ladki & Gümüs, 2018).

6 Preliminär dimensionering

I följande avsnitt redovisas den preliminära dimensioneringen av det valda brokonceptet. Dimensioneringsprocessen är uppdelad i ett flertal etapper som genomfördes enligt krav och standarder.

Brons betong har hållfasthetsklass C45/55, balkarna är av stålqualität S450 och armeringen av B500B. Antagen exponeringsklass är XC3 enligt Eurokod SS-EN 1992-1-1 (SIS, 2008a).

Dimensioneringen har inte behandlat underbyggnaden samt som krympning och krypning inte beaktas i beräkningar. För framtagning av mest ogynnsamma lastfall har lastfördelningsverktyget "Beam calculator" använts (Optimal beam, 2024). Brons spännvidder och utformningen av dem innebär att moment i ändspannen riskerar lagerlyft i de yttersta stöden. Lagerlyften beräknades inte, däremot har åtgärder tagits fram i kap. 7.2.

6.1 Lastmodeller

Preliminära dimensioneringen utgår från beräkningsmodeller i bilaga A, kap. 1.4, som är baserat på lastmodell 1 (LM1) i Eurokod SS-EN 1991-2 (SIS, 2003). Lastmodellen för bron togs först fram i tvärled och låg till grund för lasterna i längdled.

6.1.1 Tvärled

För dimensioneringen av bron i tvärled, har en modell på broplattan som en balk använts. De två stål balkarna har inkluderats som två stöd, enligt systemmodellen, se figur 8. På denna balk placeras lasterna: egentygnd, två lastfält med trafikklaster som utbredd last och boggilast, och last från gång- och cykelbana. Trafikklaster hämtades från Eurokod SS-EN 1991 och GC-last från TRVINFRA-00331, där även egentygnden beräknades (SIS, 2003) (Trafikverket, 2022). I dimensioneringssyfte placerades lasterna så att tre lastfall i ULS togs fram. Lastfallen för maximalt moment i fält, stöd samt maximal tvärkraft, togs fram. Se bilaga A kapitel 1.4 för lastfall. Ett lastfall för maximalt moment i fält i SLS beräknades även fram, för kontroller i SLS.

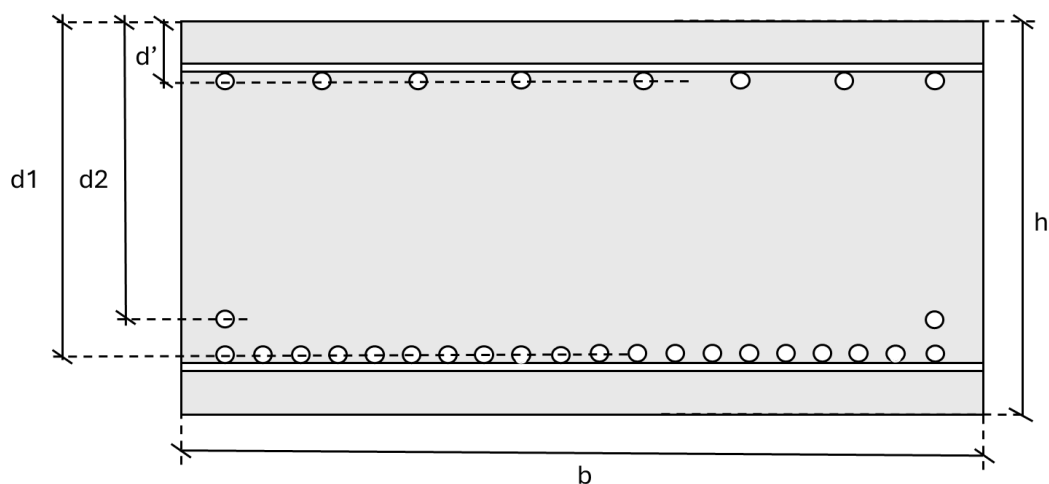
6.1.2 Längdled

På samma sätt som för tvärled, har bron i längdled även modellerats som en balk. På denna balk placeras lasterna korrigerade med filfaktorn, för att vidare studera den stål balk som tar störst andel av lasterna. På balken placeras egentygnd och en total utbredd last från väg- och GC-trafik, som motsvarar alla utbredda laster i tvärled, korrigerade med filfaktorerna. Boggilasterna adderades och placerades som en punktlast från trafik, även den korrigerad med filfaktor. På samma sätt som för tvärled placerades lasterna mest ogynnsamt för moment och tvärkraft, och utifrån dessa

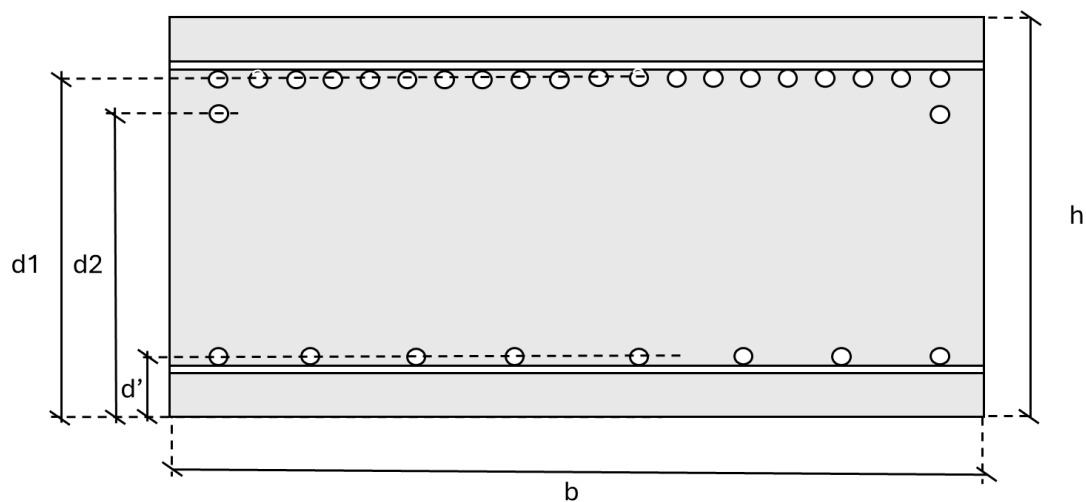
lastfall dimensionerades brobanan. Även ett lastfall för maximal reaktionskraft i stöd togs fram, för dimensionering av svets. Lastfallen presenteras i bilaga A, kapitel 3.3.

6.2 Dimensionerat tvärsnitt i tvärled

För brobanan i tvärled har dess tvärsnitt dimensionerats utifrån de mest ogynnsamma laster och krav i bruks- och brottgränstillstånd. Tvärsnitten för fält och över stöd visas nedan i figur 10 och 11. Se bilaga A, kap. 2 för beräkningar kopplat till tvärsnitt i tvärled samt mått på tvärsnitt.



Figur 10. Betongtvärsnitt i fält i tvärled.



Figur 11. Betongtvärsnitt över stöd i tvärled.

6.2.1 Kontroller i ULS

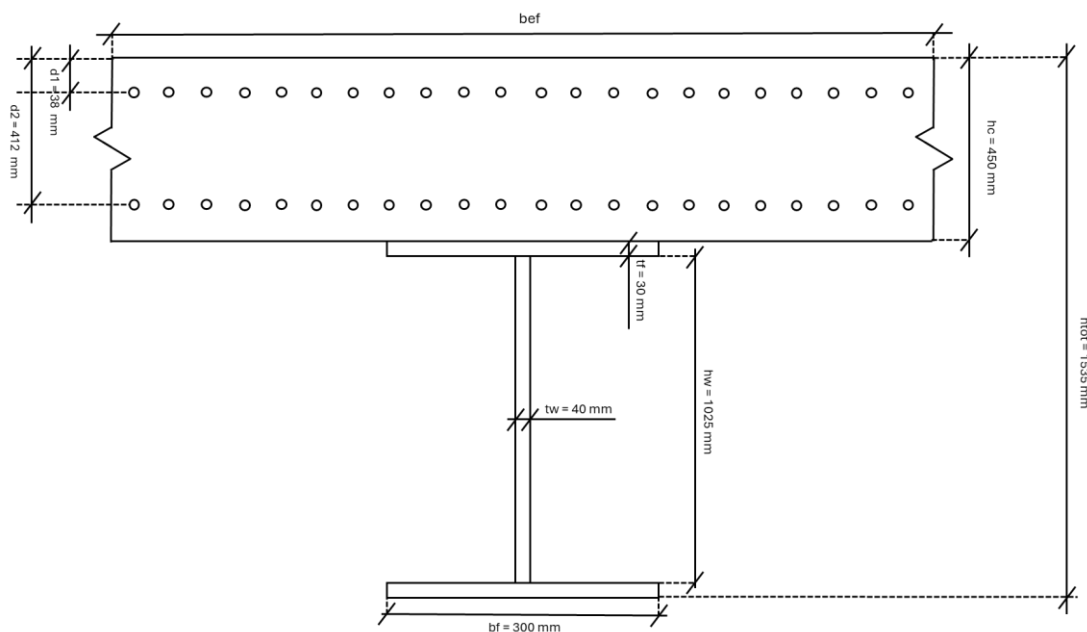
I brottgränstillstånd har betongtvärsnittets momentkapacitet och tvärkraftskapacitet kontrollerats, enligt beräkningar i avsnitt 2.1 i bilaga A. Resultaten visar att kapaciteten är tillräcklig för moment men att tvärkraftsarmering behöver tillämpas. Armeringsinnehållet har kontrollerats och klarar både minimi- och maximikrav. Dessutom förväntas tvärsnittet uppvisa ett segt verkningssätt.

6.2.2 Kontroller i SLS

I bruksgränstillstånd har spänningar i betong och armering, sprickbredd och nedböjning analyserats, se avsnitt 2.3 i bilaga A för beräkningsunderlag. Resultatet visade att tvärsnittet uppfyllde samtliga krav förutom nedböjning för konsol.

6.3 Dimensionerat tvärsnitt i längdled

Det dimensionerade tvärsnittet för brobanan i längdled i fält och stöd visas i figur 12. Kontroller i bruk- och brottgräns har gjorts med antagande att full samverkan råder, alltså att stålbalkarna bidrar med kapacitet för moment och tvärkraft.



Figur 12. Samverkanstvärsnitt. Antalet stänger i figuren representerar inte verklig mängd, se bilaga A avsnitt 4.2.

6.3.1 Kontroller i ULS

I brottgränstillstånd kontrollerades tvärsnittklass, bärförmåga, och interaktion mellan moment och tvärkraft. Enligt beräkningar i bilaga A kapitel 4.4 och 4.5 anses momentkapaciteten både i fält och stöd vara tillräcklig likaså tvärkraftskapacitet. Minimiarmering har tillämpats på tvärsnittet och bedöms vara tillräcklig då det antas att stålbalkarna tar all dragkraften, se bilaga A kapitel 4.2.

För I-balkarna kontrolleras tvärsnittklass. En stålbalks tvärsnittklass är baserad på dess risk för instabilitet. Totalt finns fyra tvärsnittklasser där den fjärde klassen innebär störst risk för instabilitet. För analys av flänsar och livplåt konstaterades att båda var i tvärsnittklass 1. Denna tvärsnittklass innebär att full plastisk kapacitet uppnås vid brott och momentomfördelning mellan fläns och liv är tillåtet i enlighet med Eurokod SS-EN 1993-1-1 (SIS, 2003). För beräkningar se bilaga A kap. 4.1 och 4.2. 2008b). För beräkningar se bilaga A kap. 4.3.

6.3.2 Kontroller i SLS

Kontroller i brukgränstillstånd har undersökt nedböjning vilket har bedömts acceptabel, se bilaga A, kap. 4.7.

Spänningsberäkningar och kontroll av sprickbredd har utelämnats, eftersom det antas att all dragkraft tas upp av stålbalkarna.

6.3.3 Kontroller av I-balkar under gjutskedet

För gjutskedet kontrollerades sex möjliga gjutningsprocesser med tillhörande krafter och moment. Gjutningen antogs genomföras för ett, två eller tre spann åt gången, där gjutning med start från vänster i systemmodell, från höger och från båda håll samtidigt studerades. I-balkarnas bärförmåga och nedböjning kontrollerades, där beräkningarna visade tillräcklig moment- och tvärkraftskapacitet under gjutskedet då samverkan inte gäller. Utifrån beräkningar kan balkarna bära förväntade laster under gjutskedet, se kapitel 4.4 och 4.5 i bilaga A.

Analys för nedböjningen görs även i gjutskedet. Här finns inte krav på samma sätt som andra kontroller, i stället åtgärdas nedböjningen genom överhöjning av balkarna. Då balkarna överhöjs konstrueras en medveten böjning lika stor och åt motsatt håll nedböjningen från lasterna i gjutskedet. På detta sätt slår böjningarna ut varandra för att skapa effekten av ingen nedböjning när betongen väl har härdat. Endast nedböjning från trafiklast och långtidslaster, påverkar bron.

6.4 Svetsbultar

Svetsbultar används för att försäkra samverkans effekt mellan balkar och brobana, genom att fästa bultar på flänsarna som är sammankopplade med betongplattan. Bultarna dimensionerades utifrån fyra snitt: ändupplag, ändfält, innerupplag och mittfält. Bultarna placerades i två rader för fält och upplag med 15 bultar per rad för ändupplag och 14 för resterande snitt. Se bilaga A kap. 5 för beräkningarna av svetsbultar.

6.5 Svetsar

Stålbalkarna kommer vara uppdelad i flera, kortare balkar. Dessa balkar kommer sammanfogas till en kontinuerlig balk med stumsvetsar, vars hållfasthet överstiger den för stålbalkarna och behöver därför inte kontrolleras. Däremot har kontroll gjorts för halssvetsen mellan liv och fläns. Halssvetsen dimensioneras vid stöd, där belastningen är som störst. Endast svetsen i underkant har kontrollerats men liknande resultat förväntas i överkant. Svetsens a-mått sätts till 11 mm, för beräkning se bilaga A, avsnitt 6.

7 Diskussion

Detta avsnitt utvärderar gruppens tillvägagångssätt för projektet med urvalsprocess, preliminär dimensionering och för att slutligen få fram ett passande brokoncept.

7.1 Urvalsprocessen

Valet av brokoncept baserades på en urvalsprocess i två steg. I processen jämfördes, analyserades och diskuterades olika brokoncept med hänsyn till projektet som gruppen blivit tilldelade och dess förutsättningar. För att komma fram till ett resultat har gruppen behövt ta hänsyn till avgränsningar som passade tidsramen och kunskapsnivån, vilket har haft inflytande på resultatet.

I urvalets första skede listade gruppen ett flertal olika brokoncept och modeller som kunde tänkas vara applicerbara på projektet. Sedan utvärderades konceptens egenskaper efter hur väl kompatibla de var med platsens förutsättningar, huruvida de var tekniskt genomförbara med hänsyn till exempelvis spännvidd och höjd. I detta skede granskades alla koncept lika och gruppen lade inga värderingar i de kriterier som urvalet baserats på. Efter urval återstod fyra koncept för vidare analys. I det andra urvalet togs elva utvärderingskriterier fram, dessa viktades sedan mot varandra och viktfactorer togs fram, detta för att koncepten skulle kunna bedömas i förhållande till varandra. De återstående fyra brokoncepten gavs poäng baserat på de elva utvärderingskriterierna och med hjälp av viktfactorerna togs beslutet om det slutgiltiga konceptet.

För att lägga grunden till det slutgiltiga beslutet om brokoncept insamlades information i form av föreläsningar, möten och diskussioner med COWI samt litteraturstudier av de olika brokoncepten. I litteraturstudien delades arbetet upp i tre specialistgrupper som undersökt brokoncepten utifrån beställar-, produktion- och underhållsperspektiv, för att sedan kunna applicera utvärderingskriterierna och välja ett brokoncept. Slutligen landade gruppen i att en samverkansbro med farbana i betong och stålbalkar var ett passande alternativ. Att arbetet delades in i specialistgrupper var fördelaktigt eftersom det gav en stadig grund och skapade ett tydligt samband mellan litteraturstudien och urvalsprocessen vilket var en tillgång när beslut om brokoncept skulle fattas.

Eftersom projektet inte inkluderade specifika krav på exempelvis estetik eller liknande gjordes viktningen helt av gruppen, givetvis främst med projektet åtanke. Detta innebär att viktningen och valet influerats av gruppens uppfattningar och prioriteringar.

I början av projektet utformades förslaget för samverkansbron med ett mittstöd, eftersom det initialt bedömes behövas för att uppfylla både spännvidds- och höjdrkrav.

Efter handledning med COWI visade det sig dock att bron kunde dimensioneras utan mittstöd och fortfarande ha tillräcklig bärförmåga och höjd. Gruppen beslutade därför att fortsätta med det nya, justerade broförslaget, utan att göra om urvalsprocessen. Att inte tillämpa mittstöd bedömes som en fördel och skulle därför inte påverka utfallet i urval 2.

I urvalsprocessen har vissa avgränsningar antagits, som för ett verkligt projekt hade undersökts noggrannare och eventuellt ändrat utfallet. För ett mer korrekt resultat hade djupare utredning och beräkningar varit nödvändigt. I urvalsprocessen prioriterades ekonomi och miljö högt, dock har inte någon djupgående analys eller beräkningar genomförts. Detta är aspekter som skulle kunnat ändra eller ge ett annat utfall än gruppens resultat.

Källorna som använts i litteraturstudien anses huvudsakligen vara tillförlitliga och aktuella. Branschlitteratur, dokument från myndigheter och regelverk kring brokonstruktion bedöms ha mycket hög tillförlitlighet, då myndighetsdokument ofta är nyligen översedda och uppdaterade vilket bidrar till trovärdigheten. Däremot var det emellanåt svårare att hitta bra litteratur om tillförlitliga källor om bland annat produktion och underhåll för vissa brokoncept, dessa tenderade ibland att vara äldre källor.

7.2 Preliminär dimensionering

För att kunna hantera projektets omfattning inom given tidsram och med hänsyn till gruppens förkunskaper, gjordes flera förenklingar och avgränsningar. Projektet har enbart behandlat överbyggnaden och har inte inkluderat någon utformning av underbyggnaden.

Tyngden från kantbalkar och räcken har försumrats vid beräkning av maximalt moment och tvärkraft. Bron hade också en lutning och radielutning, men även denna valdes att försummas då gruppen i samråd med handledare ansåg att detta var saker som hade liten påverkan på slutresultatet.

Dimensionerande lastfall itererades fram med hjälpverktyget "Beam Calculator". Verktöget valdes med hänsyn till tidsramen och avsaknaden av en mer avancerad programvara. Detta innebär att det inte med säkerhet kan garanteras att helt korrekt lastfall har använts för moment- och tvärkraftsdiagram.

Vid dimensionering av betongtvärsnittet kontrollerades att kraven för tvärled respektive längdled uppfylldes med avseende på moment- och tvärkraftskapacitet, armering och sprickbredd. För att förenkla beräkningen så behandlades betongtvärsnittet i tvärled som en meterstrimla för att därefter kontrollera om kraven uppfylldes. Utformningen av armeringen för betongplattan i längdled krävde flera antaganden och förenklingar. Därför finns det en viss osäkerhet kring resultatet av

mängden stänger som krävs, men där minimiarmering (som tillämpats) antas uppfylla de relevanta kraven, detta då stålbalken förväntas ta mestadels av dragkrafterna. Vid fortsatta beräkningar bör detta undersökas och eventuellt korrigeras.

Armeringen har inte optimerats utefter olika snitt av bron, men för att minska materialåtgången och optimera konstruktionen bör den i verkligheten anpassas efter momentkurvan. Vidare bortses beräkningar från krympning och krypning av betongen, vilket innebär att armeringsbehovet egentligen är större, samma resonemang kan göras för spänningar och sprickbredd.

Vid beräkning av moment för brons längdriktning visade resultaten en nedhållande reaktionskraft i de yttersta stöden. Detta indikerar en risk för lagerlyft vid ändstöden, vilket är negativt då lagerfästena inte skulle uppfylla sin funktion och att smuts kan ansamlas i lagerfästet och försämra lagrens funktion. Dessutom skulle detta kunna uppfattas som en osäkerhetsfaktor för trafikanter som ska nyttja bron. Lagerlyft skulle kunna motverkas på tre olika sätt. En lösning är att öka längden på de två kortare ändspannen vilket leder till att den ökade egentygden i ändspannen trycker ner bron och därför fås en uppåtriktad reaktionskraft i ändupplagen. En annan lösning är att spänna ner bron i ändstöden för att garantera att lager och lagerfäste alltid är sammanlänkade. Den tredje lösningen är att lägga till ett mittstöd, vilket leder till att mittfältet delas upp i två mindre spann vilket i sin tur leder till ett minskat moment i fält och därför ett minskat uppträckande moment i ändfälten. Då detta framkom under senare delen av dimensioneringsprocessen, genomfördes inga ändringar på konceptet i ändamål att motverka lagerlyft.

Det nuvarande tvärsnittet i tvärlängd klarar ej kraven för uppåtgående rörelse av konsolerna. Åtgärder som skulle kunna appliceras för att klara kraven är att minska avståndet mellan balkarna vilket leder till minskad lyftning av konsolerna.

Eftersom gruppen saknar kunskap om utmattning av stålbalkar har inga beräkningar inom detta område gjorts. Däremot är det något som måste kontrolleras vidare i projektet för att se till att bron klarar kraven för utmattning.

Ett flertal betydande laster såsom bromslaster från fordon, sidolast från exempelvis vind, temperaturförändringar, olyckslast och överlast har bortsetts ifrån i beräkningarna. Dessutom har några permanenta laster försumrats bland annat stödsättning samt vatten-, jordtryck och överfyllnad. Detta innebär att beräkningarna visar på en underdimensionerad bro och lasterna bör beaktas i den fortsatta dimensioneringen.

Resultatet bedömdes av gruppen som rimligt utifrån de dimensioneringar som gjordes för bron. Däremot krävs ytterligare beräkningar av de avgränsningar som gjorts. Detta kan påverka brons dimensioner och medföra att vissa krav därför behövs testas igen för att säkerställa att alla krav uppfylls.

8 Slutsats

Arbetets syfte var att ta fram ett lämpligt brokoncept för en vägbro över E6 med gång- och cykelbana för att öka sträckans kapacitet. Efter litteraturstudier och analys av ett flertal koncept, togs beslutet att en samverkansbro med farbana i betong och I-balkar i stål var det mest lämpade alternativet för projektet. När brokonceptet var valt, gick projektet vidare med att utföra en preliminär dimensionering av den valda bron.

Efter dimensioneringen bekräftades att förslaget är ett genomförbart alternativ, för ett optimalt resultat kvarstår dock detaljerade beräkningar och vidare dimensionering. Broalternativet är således det lämpligaste till rådande förutsättningar och kapacitet hos gruppen, men av samma anledning bör andra passande alternativ eller lösningar finnas. Gruppen anser därför att syftet för projektet är uppfyllt.

9 Referenser

- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2011) *Bärande konstruktioner – Del 2*. CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA.
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2013) *Bärande konstruktioner – Del 1*. CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA.
- Brosamverkan. (2022). *Broprojekteringshandbok*. Utgåva 1.
- Clark, F. A. (u.å.) *Integral Bridges*.
https://media.wiley.com/product_data/excerpt/89/14051941/1405194189.pdf
- Collin, P., Pétursson, H., White, H. (2010). Integral Abutment Bridges: The European Way. *Practice Periodical on Structural Design and Construction, Volume 15, Issue 3*, 201-208. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000053](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000053)
- Corotis, R. B., Lynch, K. P., Beams, B., & Hattan, D. (2012). *Including User Cost and Risk Analysis During Construction in Highway Bridge Structure Selection*. *Journal of Transportation Safety & Security*, 4(3), 211–224.
<https://doi.org/10.1080/19439962.2012.657285>
- El Ladki, I., & Gümüs, D. (2018). *LIFE CYCLE COST (LCC) – A comparison between a prestressed glulam deck bridge and a composite bridge*. Kungliga tekniska Högskolan. <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1231055/FULLTEXT01.pdf>
- Gaßner, K., Huber, T., Kollegger, J., Rath, M., Untermauzner, F. (2023). Deck Slab Elements for the Accelerated Construction of Steel–Concrete Composite Bridges. *Applied Sciences*, 13(13), 7825, 1-11.
<https://doi.org/10.3390/app13137825>
- Guangyuan, F., Jian, Y., Siping, Li, Qi, S. (2025). *Experiment and numerical analysis of prestressed unequal-walled rectangular concrete-filled steel box beams*.
<https://doi.org/10.1038/s41598-024-84473-2>
- Helén Axelsson. (2019). *Återvinning av järn och stål*. Jernkontoret.
<https://www.jernkontoret.se/sv/stalindustrin/tillverkning-anvandning-atervinning/atervinning-av-jarn-och-stal/>
- Hirt, M., & Lebet, J.-P. (2013). *Steel Bridges Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges*. EPFL Press.
<https://doi.org/10.1201/b15429>

- Johnson, R.P. Buckby, R.J. (1994). *Composite structures of steel and concrete*. (2. uppl., Vol. 1). Blackwell scientific publications.
- Mahnert, K.-C., & Hundhausen, U. (2018). A review on the protection of timber bridges. *Wood Material Science & Engineering*.
<https://doi.org/10.1080/17480272.2017.1403955>
- Maxstadh, P. (2018). *Inspektion – En handledning inom broförvaltning*. Skogforsk. ISBN: 978-91-88277-05-3.
- Nguyen, D.-D., & Nguyen, H. -C. (2021). *Seismic Performance Evaluation of Integral Bridges Considering Soil-Structure Interaction*. ISBN : 978-981-16-4616-4
- Nilsson, M. (2018) *Ändskärmsbro mer bro för pengarna*. Luleå Tekniska Universitet.
<https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1267308/FULLTEXT01.pdf>
- Nordic Road Safety. (u.å.). *Regelverk EN 1317-2*.
<https://www.nordicroadsafety.com/regelverk/vag-och-broracken/en-1317-2/>
- Optimalbeam. (2024). *Beam Calculator*. <https://optimalbeam.com/beam-calculator.php>
- Pipinato, A. & De Miranda, M. (2016). *Innovative bridge Design Handbook: Steel and composite bridges, Chapter 10*. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00010-4>
- Ponton, M. E., Robalino, A. F., Sanchez, T. A. (2016, 12-15 april). *Stability considerations for the construction of steel I-girder bridges using the incremental launching method* [Paper presentation]. Structural Stability Research Council Annual Stability Conference, Orlando, Florida.
- Singh, T., & Page, D. (2018). Case studies on the history and use of timber bridges in New Zealand. <https://doi.org/10.1080/17480272.2017.1411393>
- Spännteknik. (u.å). *TOBE FR4 potlager* <https://spennteknikk.no/sv/vare-produkter/lagersystemer/tobe/>
- STRUCTURAL Magazine. (2021). *Prestressed Concrete Bridge Girders*.
<https://www.structuremag.org/article/prestressed-concrete-bridge-girders/>
- Süleymanoğlu, H., Uzel, A., Arslan, G. (2018). *Use of Post-tensioned Concrete Slabs for Sustainable Design of Buildings*. In: Hordijk, D., Luković, M. (eds) High

Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Springer, Cham.
https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_272

Svenska institutet för standarder [SIS]. (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar.* (SS-EN 1991-2).

Svenska institutet för standarder [SIS]. (2008a). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.* (SS-EN 1992-1-1:2005).

Svenska institutet för standarder [SIS]. (2008b). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.* (SS-EN 1993-1-1:2005).

Svenska institutet för standarder [SIS]. (2009). *Eurokod 2: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 2: Broar.* (SS-EN 1994-2:2005).

Svenska Institutet för Standarder [SIS]. (2010). *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* (EN 1990:2002).
<https://www.sis.se/api/document/get/32603>

Svensk träteknisk forskning, (u. å). *I samverkan mellan stat, stiftelser och industri Verksamhet, resultat, människor.* <https://www.svenskttra.se/siteassets/5-publikationer/pdfer/svensk-trateknisk-forskning-75-ar.pdf>

Trafikverket. (2008). *BaTMan, Bro och tunnel management - Kodförteckning och beskrivning av brotyper.*

Trafikverket. (2011). *TRVK Bro 11. Trafikverkets tekniska krav Bro.* TRV 2011:085.
<https://trafikverket.diva-portal.org/smash/get/diva2:1542357/FULLTEXT01.pdf>

Trafikverket. (2016). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner-TK Geo 13.* Version 2.0. TDOK 2013:0667

Trafikverket. (2019a). *Väg 168, Ekelöv - Kareby. Samrådsunderlag.*
https://bransch.trafikverket.se/contentassets/17890c0d6aa440fdbbf7476ecdaced8e/samrad-2019/samradsunderlag_2019-03-07.pdf

Trafikverket. (2019b). *Krav Brobyggande.*
<https://bransch.trafikverket.se/contentassets/5e3d8c0eb4e94efd9738cca74b912bf5/krav-brobyggande.pdf>

- Trafikverket. (2021a). *Bro och broliknande konstruktion, Brounderhåll*
<https://puben.trafikverket.se/dpub/visa-dokument/07e4b809-637f-453d-bc6c-b7ad2b7ba383>
- Trafikverket. (2021b). *Inspektion av bro och övriga byggnadsverk*
<https://puben.trafikverket.se/dpub/visa-dokument/3525430f-4a4e-4bd2-9909-6614d949adcd>
- Trafikverket. (2022). *Bro och broliknande konstruktion, Bärighetsberäkning*
(TRVINFRA-00331). Version 1.0.
- Trafikverket. (2023). *Årsmedeldygnstrafik*. (Avsnitt: 7110589).
<https://vtf.trafikverket.se/SeTrafikinformation>
- Trafikverket. (2024a, 8 oktober). *Väg 168 delen Ekelöv–Kareby*, <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-vastra-gotalands-lan/vag-168-delen-ekelovkareby/>
- Trafikverket. (2024b). *Väg 168 Ekelöv - Kareby Samrådsmöte*.
<https://www.trafikverket.se/contentassets/2956d1808f1e490c9950b5b6da7fc92b/samradspresentation-dec-2024.pdf>
- Trafikverket. (2024c). *Vägutformning - Vägars och gators utformning*. TRV INFRA-00396. <https://puben.trafikverket.se/dpub/visa-dokument/6f24d1e8-81bf-4e7a-948a-200e71c92f66>
- Trafikverket. (2024d) *Underhåll av belagda vägar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall/sa-skotervi-vagar/underhall-av-belagda-vagar/>
- Trafikverket (2025). *Så sköter vi broar och tunnlar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall/sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/>
- Vägverket. (1996). *Broprojektering - En handbok*.
- Zhao, S. (2016) *Advances in the study of mechanical properties and constitutive law in the field of wood research*.

Bilaga A – Preliminär dimensionering

Beräkningar och ekvationer som presenteras i bilaga A utgår från beräkning som gjorts i Matlab med finita element toolboxen CALFEM, koden redovisas i bilaga B.

Innehåll

BETECKNINGAR	3
1 LASTER I TVÄRLED	6
1.1 Säkerhet- och reduktionsfaktorer	6
1.2 Filfaktorer	6
1.3 Huvudlaster	7
1.4 Lastfall	7
1.4.1 Lastfall för maximalt moment i fält	8
1.4.2 Lastfall för maximalt moment i stöd, maximal tvärkraft och maximal reaktionskraft	10
1.5 Dimensionerande laster	11
2 DIMENSIONERING AV BETONGFARBANAN I TVÄRLED	13
2.1 ULS-beräkningar i fält	13
2.1.1 Dimensionerande laster	13
2.1.2 Materialegenskaper	13
2.1.3 Placering av armering	14
2.1.4 Tvärsnitt	14
2.1.5 Momentkapacitet	15
2.1.6 Kontroll av tvärkraftskapacitet	16
2.1.7 Dimensionering av tvärkraftsarmering	17
2.1.8 Armeringsmängd och verkningssätt	18
2.2 ULS-beräkningar över stöd	19
2.2.1 Dimensionerande laster	19
2.2.2 Tvärsnitt	19
2.3 SLS-beräkningar	20
2.3.1 Sprickbildning	20
2.3.2 Spänningsberäkningar	20
2.3.3 Sprickavstånd	21
2.3.4 Sprickbredd	22
2.3.5 Nedböjning	22
3 LASTER I LÄNGDLED	23
3.1 Filfaktorer	23
3.2 Huvudlaster	23
3.3 Lastfall	24
3.3.1 Lastfall för maximalt moment i fält, maximal tvärkraft	24

3.3.2	Lastfall för maximalt moment i stöd	26
3.3.3	Lastfall för maximal reaktionskraft	27
3.3.4	Lastfall under gjutskede för maximalt moment i fält, stöd och maximal tvärkraft	29
3.4	Dimensionerande laster	32
4	DIMENSIONERING I LÄNGDLED	33
4.1	Tvårsnittskonstanter för samverkan	34
4.1.1	Medverkande flänsbredd	34
4.1.2	Areor	35
4.1.3	Tyngdpunkter	36
4.1.4	Böjtröghetsmoment	37
4.2	Utformning av armering	37
4.3	Kontroll av tvårsnittsklass	38
4.4	Kontroll momentkapacitet	39
4.5	Kontroll tvårkraftskapacitet	41
4.6	Interaktion	41
4.7	Nedböjning	42
5	DIMENSIONERING AV SVETS BULTAR	43
6	DIMENSIONERING AV SVETSAR	46

Beteckningar

Versaler

A_i – Area

$A_{c,eff}$ – Effektiv betongarea

A_{si} – En armeringsstångs tvärsnittsarea

A_s – Dragarmeringens tvärsnittsarea

A'_s – Tryckarmeringens tvärsnittsarea

E_i – Elasticitetsmodul

I_i – Böjtröghetsmoment

L_e – Approximativt avstånd mellan momentnollpunkter

M_{Ed} – Dimensionerande moment

M_{Rd} – Dimensionerande momentkapacitet

M_{cr} – Kritiskt moment

P_{Rd} – Dimensionerande bärförmåga för en svetsbult

Q_{ik} – Axellast

S – Statiskt moment

$V_{bw,Rd}$ – Tvärkraftskapacitet för slanka balkliv

V_{Ed} – Dimensionerande tvärkraft

V_{Rd} – Dimensionerande tvärkraftskapacitet

W_{pl} – Plastiskt böjmotstånd

Gemener

a – Svetsens a-mått

a_{min} – Minimi centrumavstånd mellan armeringsstänger

b – Tvärsnittsbredd

b_{eff} – Medverkande flänsbredd

b_{ei} – Betongflänsens medverkande bredd på vardera sida om livet

b_0 – Centrumavstånd mellan yttre skjuvbultar

b_f – Bredd på fläns

c – Täckande betongskikt

d – Avstånd från den tryckta betongens kant till armeringslager

d_g – Minsta stenstorlek i ballast

e_D – Avstånd mellan yttre svetsbult och flänskant

f_{cd} – Dimensionerande tryckhållfasthet för betong

f_{ck} – Karakteristisk tryckhållfasthet för betong

$f_{ctk.05}$ – Den femte percentilen av betongens karakteristiska draghållfasthet

f_{ctd} – Dimensionerade draghållfasthet för betong

f_{cm} – Medelvärde hos betongens tryckhållfasthet

f_{ctm} – Medelvärde av betongens draghållfasthet

$f_{ctm.fl}$ – Böjdraghållfasthet

f_u – Brothållfasthet

f_y – Karakteristisk hållfasthet för varmvalsat stål

f_{yk} – Karakteristisk flytgräns för armeringsstål

f_{yd} – Dimensionerande flytgräns för armeringsstål

f_{ywd} – Dimensionerande draghållfasthet för tvärgående armering

g – Egentyngd

h – Tvärsnittets höjd
 h_w – Höjd på livplåt
 k_i – Faktor
 q_{ik} – Utbredd last från trafik
 s – Centrumavstånd mellan tvärarmeringsenheter
 $s_{l,max}$ – Maximalt centrumavstånd
 $s_{r,max}$ – Sprickavstånd
 t_f – Höjd på fläns
 t_w – Tjocklek på livplåt
 w_k – Sprickbredd
 x – Tyngdpunkt av tvärsnitt i tvärled
 z – Tyngdpunkt av tvärsnitt i längdled
 z_0 – Avstånd mellan betongplattan och samverkanstväsnsnittets tyngdpunkter

Övriga

α – Förhållande mellan stålets och betongens elasticitetsmodul
 α – Koefficient tryckblock
 α_i – Reduktionsfaktor
 α_{qi} – Anpassningsfaktor trafiklast
 α_{qi} – Anpassningsfaktor axellast
 $\alpha_{tvär}$ – Lutning på byglar
 β – Koefficient tryckblock
 β_i – Reduktionsfaktor för medverkande flänsbredd vid ändupplag
 β_w – Korrelationsfaktor för stålqualität
 γ – Partialkoefficient för laster
 γ_c – Partialkoefficient för betong
 γ_{M0} – Partialkoefficient för stålets bärförmåga
 γ_{M1} – Partialkoefficient för stål med avseende på materialets hållfasthet
 γ_{M2} – Partialkoefficient för en svets bärförmåga
 γ_s – Partialkoefficient för stål
 γ_v – Partialkoefficient för bärförmåga av svetsbult vid skjuvning
 ε – Töjning
 ε – Normaliseringsfaktor med hänsyn till stålets hållfasthet
 ε_{cu} – Töjningen i stål vid maximilast
 ε_s – Töjning i dragarmering
 ε'_s – Töjning i tryckarmering
 ε_{sy} – Armeringens flyttöjning
 η – Faktor för stålets töjningshårdnande
 θ – Lutning på trycksträvor
 κ_t – Bucklingskoefficient
 λ_w – Slankhetsparameter
 ξ – Reduktionsfaktor för permanent egentyngd
 ρ_i – Densitet
 ρ_w – Tvärarmeringsinnehåll
 σ_i – Spänningar
 τ_i – Skjuvspänningar
 \emptyset – Diameter på armeringsjärn i tryck och drag
 $\emptyset_{tvär}$ – Diameter på tvärkraftarmering
 χ_{LT} – Reduktionsfaktor med avseende på risk för vippning

χ_w – Skjuvbucklingskoefficient
 ψ – Kombinationsfaktor för laster

1 Laster i tvärled

Bron dimensioneras enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2003) och SS-EN 1990 (SIS, 2010) baserat på tre olika lastfält, där varje fält representerar en av huvudlastgrupperna: lastfält 1, lastfält 2 samt gång- och cykelbana. I det dimensionerande brottgränstillstånden (ULS) beaktas två lastfält samt ett särskilt lastfält för gång- och cykelbanan enligt TRVINFRA-00331 (Trafikverket, 2022). Samma indelning används även i bruksgränstillståndet (SLS).

1.1 Säkerhet- och reduktionsfaktorer

Säkerheten uppmärksammas genom reduktionsfaktorer som justerar olika osäkerheter för laster i beräkningarna. De skapar en säkerhetsmarginal vid dimensioneringen och används enligt Eurokod SS – EN 1990 i formlerna för lastfallen, under avsnitt 1.4. De säkerhetsfaktorer och dimensioneringsvärden som använts är:

För egentyngd, trafiklaster och gång- och cykellaster enligt SS – EN 1990, tabell A2.4(B):

$\gamma_G = 1,35$	Partialkoefficient för egentyngd
$\gamma_Q = 1,35$	Partialkoefficient för trafiklaster
$\gamma_{GC} = 1,35$	Partialkoefficient för gång- och cykellaster
$\xi = 0,85$	Reduktionsfaktor för permanent egentyngd

Rekommenderade värden på ψ - faktorer för vägbroar för trafiklaster och gång- och cykellaster enligt SS – EN 1990, tabell A2.1.

Punktlast från trafik : $\psi_0 = 0,75$
Utbredd last från trafik : $\psi_0 = 0,4$
Gång – och cykellast: $\psi_0 = 0,4$

1.2 Filfaktorer

Filfaktorerna togs fram med hjälp av det mest ogynnsamma lastfallet som genererar störst reaktionskraft i ett av stöden i tvärled, se figur A4. Filfaktorers funktion är att ange hur stor del av den totala lasten i tvärled för varje lastkategori, som bärs av respektive stålbalk. Den totala lasten består av lastkategorierna: boggilast, egentyngd, samt utbredd last från vägtrafik och gång- och cykelbanan. För beräkning av filfaktor, se beräkningskod i bilaga B.

$filfaktor_{punktlast} = 0,9$	För totala boggilasterna
$filfaktor_{utbredd} = 0,743$	För totala utbredda laster från trafik
$filfaktor_{egentyngd} = 0,5$	För egentyngd

1.3 Huvudlaster

Trafiklasterna togs fram med hjälp av Eurokod SS – EN 1991-2 enligt lastmodell 1 i tabell 4.2. Egentyngden beräknades med tungnet från TRVINFRA-00331, tabell 8-1, multiplicerat med respektive materials tvärsnitt. Se tabell A1 nedan för laster.

Tabell A1. Visar laster, lasttyp, benämning och storlek för lasterna som användes i tvärled.

Last	Lasttyp	Benämning	Storlek
Egentyngd	Utbredd	g	10,8 kN/m
Boggilast 1	Punktlast	Q_1	300 kN
Lastfält 1	Utbredd	q_1	9 kN/m
Boggilast 2	Punktlast	Q_2	200 kN
Lastfält 2	Utbredd	q_2	2,5 kN/m
GC-last	Utbredd	q_{gc}	4 kN/m

Tabell A2. Korrigerade trafiklaster med anpassningsfaktorer.

Last	α – faktor	Storlek α	Korrigerad last
Q_{1k}	α_{Q1}	0,9	270 kN
Q_{2k}	α_{Q2}	0,9	7,2 kN/m
q_{1k}	α_{q1}	0,8	180 kN
q_{2k}	α_{q2}	1,0	2,5 kN/m

1.4 Lastfall

För dimensionering av brobanepattan för maximala belastningar som kan uppstå i denna, har flera lastfall analyserats i två olika beräkningsmodeller i tvärled. Modellerna uppmärksammar olika snitt i konstruktionen för att få fram maximalt moment i fält och det maximala momentet i stöd samt maximala tvärkraften. För dessa fall har lastkombinationer enligt SS-EN – 1990 studerats, för att säkerställa dimensionering för maximala påkänningar.

Brottgränsen eller ultimate limit stress, ULS beräknas enligt:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad 6.10a \text{ i SS – EN 1990}$$

$$\sum_{j \geq 1} \epsilon_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad 6.10b \text{ i SS – EN 1990}$$

För ULS studerades fyra olika lastkombinationer, en kombination för ekvation 6.10a och tre för 6.10b. De tre kombinationer för 6.10b som studerades, baserades på tre olika laster som huvudlast. Ett för lastfält 1 som huvudlast, ett för lastfält 2 och ett för gång- och cykelbana.

Brukgränsstadiet eller serviceability limit state, SLS beräknas enligt:

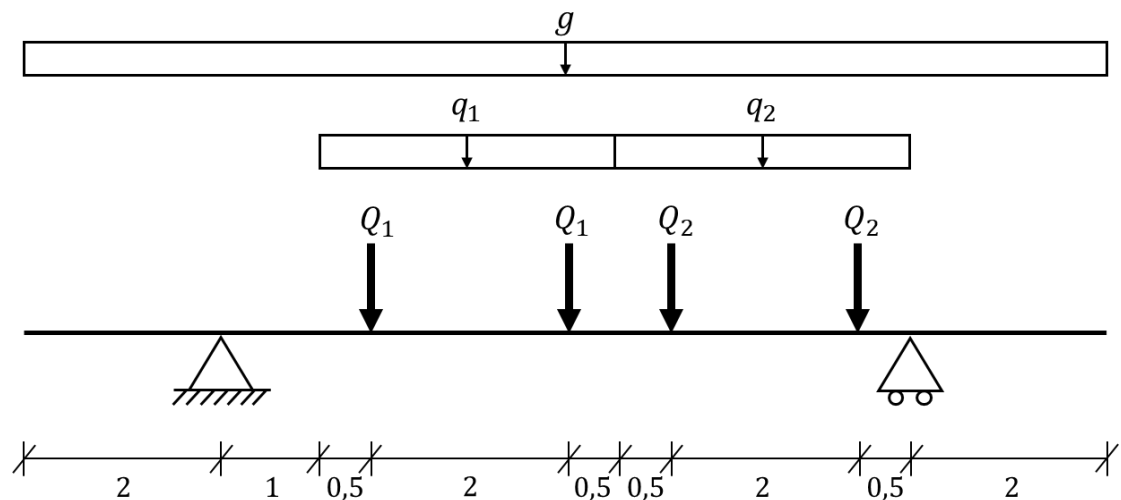
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.14b i SS – EN 1990

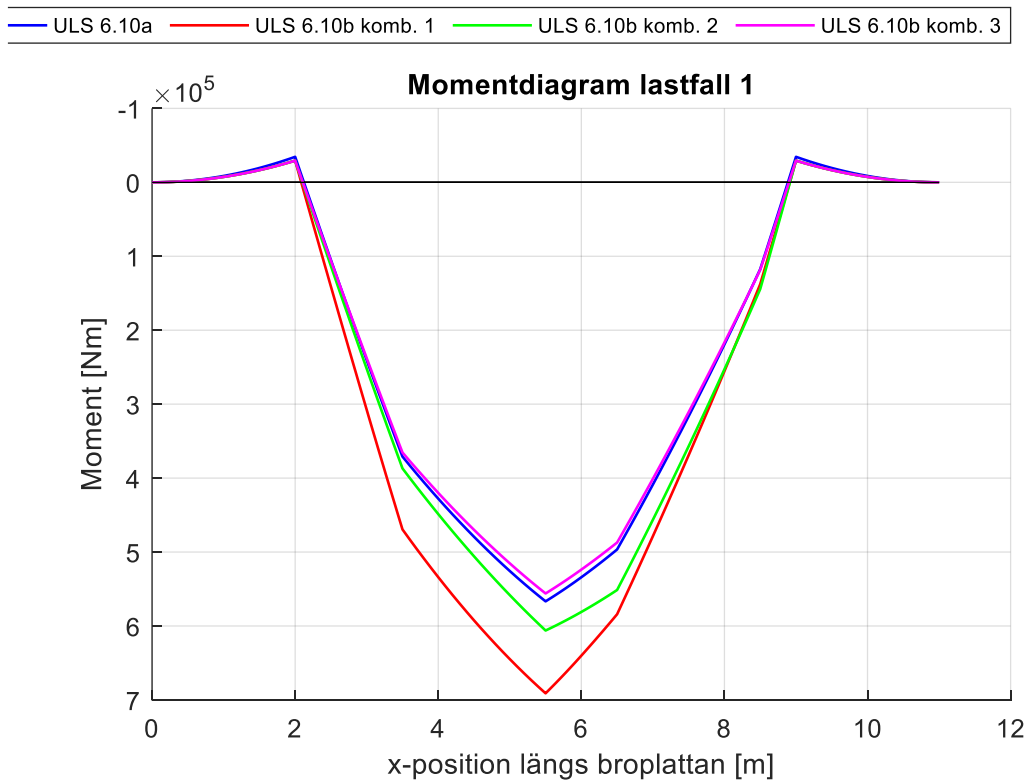
SLS studerades för tre lastkombinationer, med en kombination för vardera huvudlast, som var desamma som för ULS.

1.4.1 Lastfall för maximalt moment i fält

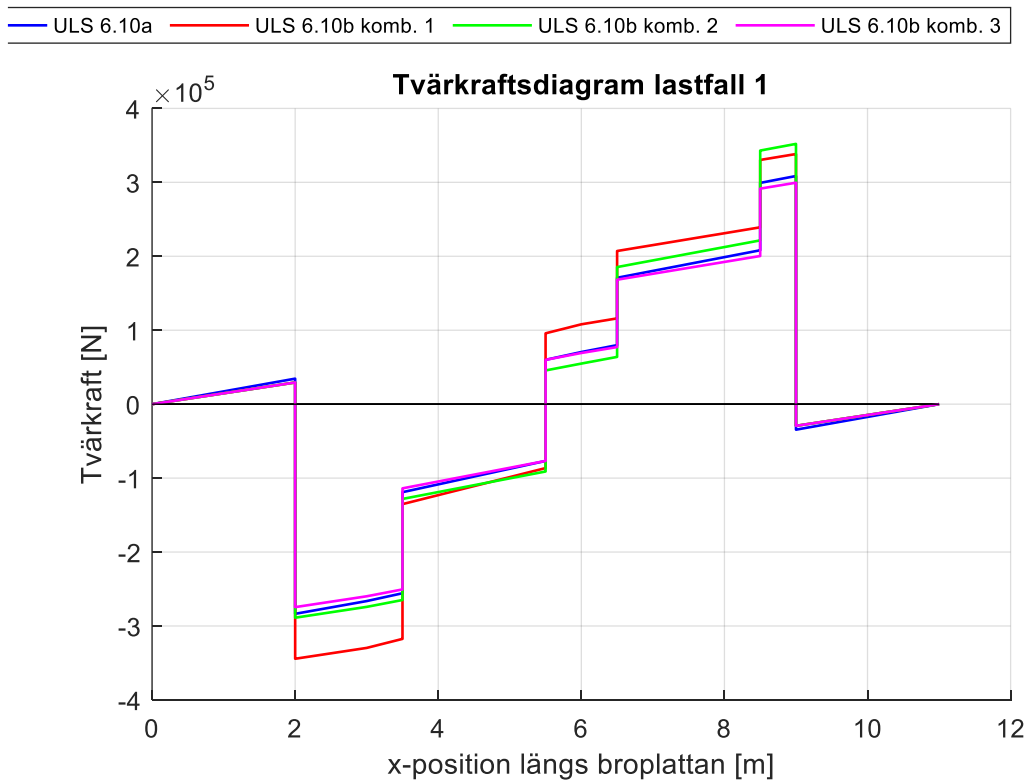
I detta kapitel visas det lastfall där maximalt moment i fält uppstår som visas i figur A1, A2 och A3 nedan. Maximalt moment uppstår mellan stöden för $x = 5,5 \text{ m}$, från vänster i beräkningsmodell.



Figur A1. Lastfall där maximalt moment i fält fås mellan stöden.



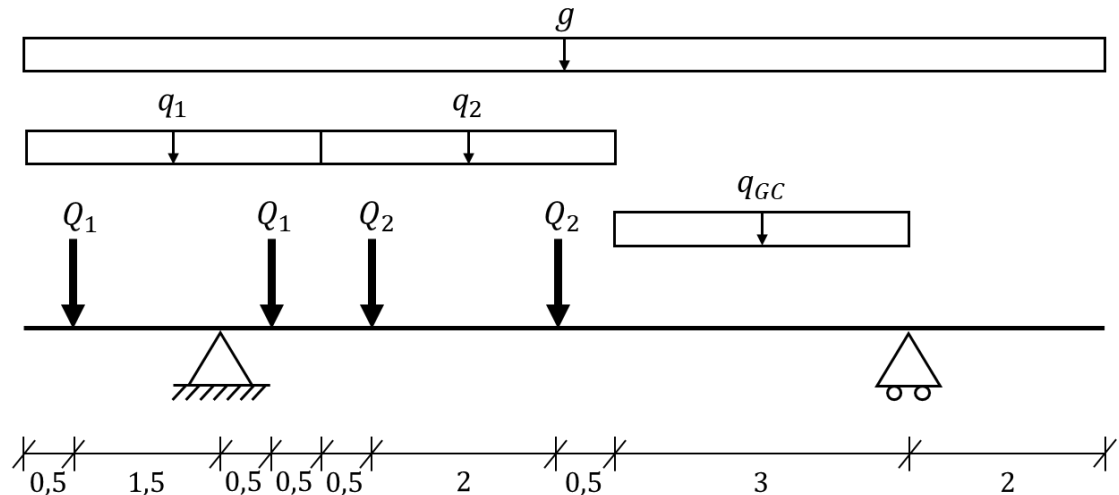
Figur A2. Momentdiagram för lastfall maxmoment i fält, från Matlab.



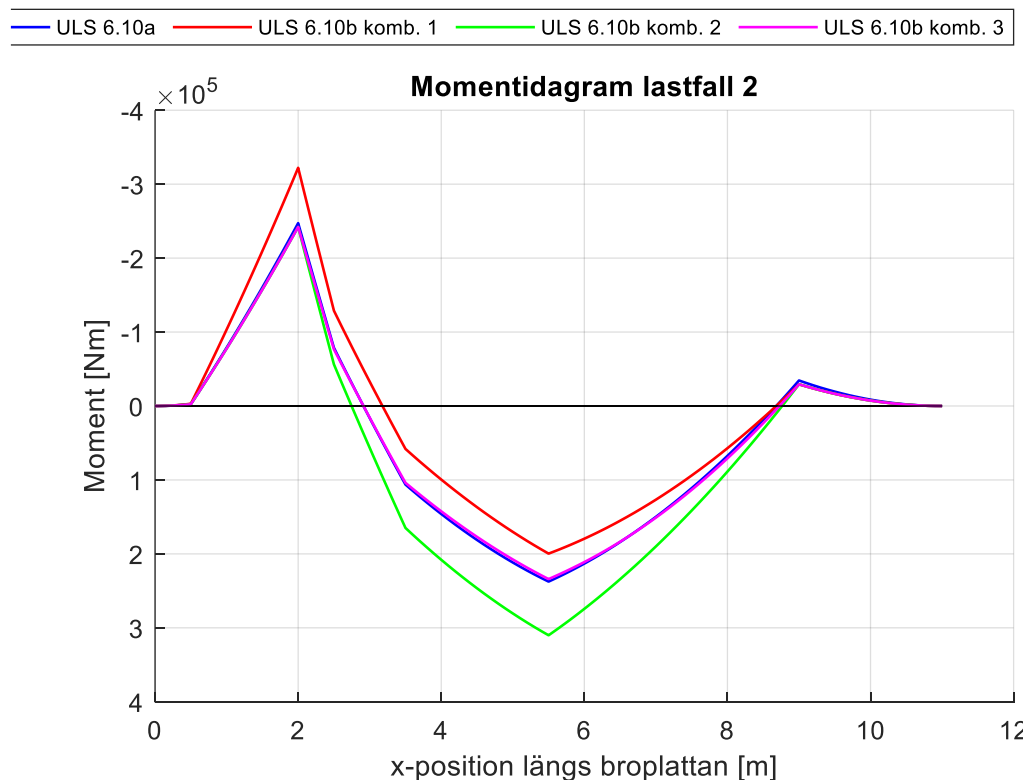
Figur A3. Tvärkraftsdiagram för lastfall maxmoment i fält, från Matlab.

1.4.2 Lastfall för maximalt moment i stöd, maximal tvärkraft och maximal reaktionskraft

I detta kapitel visas det lastfall där maximalt moment i stöd, maximal tvärkraft och maximal reaktionskraft uppstår, se figur A4, A5 och A6 nedan. Samtliga av dessa maxvärden fås i vänster stöd för $x = 2 \text{ m}$. Lastfallet för maximal reaktionskraft var aktuellt för beräkning av filfaktorerna.

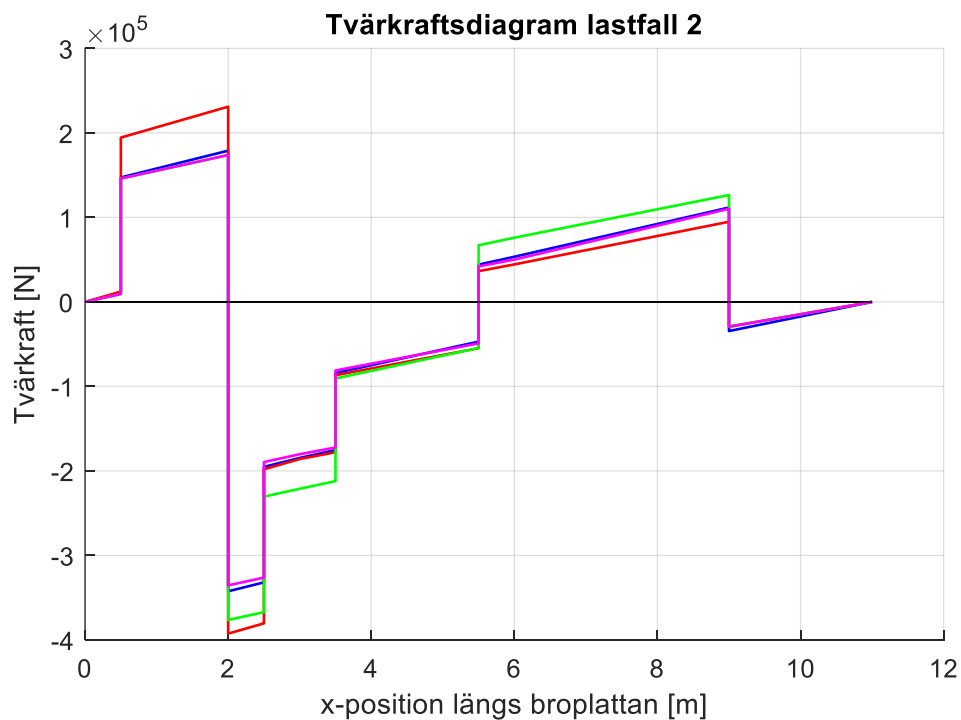


Figur A4. Lastfall där maximalt moment över stöd, maximal tvärkraft och maximal reaktionskraft för filfaktor fås.



Figur A5. Momentdiagram för lastfall maxmoment över stöd, maximal tvärkraft och maximal reaktionskraft, från Matlab.

— ULS 6.10a — ULS 6.10b komb. 1 — ULS 6.10b komb. 2 — ULS 6.10b komb. 3



Figur A6. Tvärkraftsdiagram för lastfall maxmoment över stöd, maximal tvärfkraft och maximal reaktionskraft, från Matlab.

1.5 Dimensionerande laster

I tabell A3 nedan, visas de dimensionerande lasterna och vart dessa uppkommer i broplattan. Även för vilken lastkombination som detta värde uppkommer, visas.

Tabell A3. Dimensionerande moment och tvärfkraft i tvärled, x-koordinat där det uppstår och för vilken lastkombination.

	Maxvärde	x-koordinat från vänster i systemmodell [m]	Lastkombination som ger upphov till maxvärde
$M_{Ed.fält}$ ULS	691,1 kNm	5,5	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast
$M_{Ed.stöd}$ ULS	-322,2 kNm	2,0	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast
V_{Ed} ULS	392,6 kN	2,0	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast

$M_{Ed.fält}$ SLS	519,9 kNm	5,5	SLS enligt 6.14b, lastfält 1 som huvudlast
-------------------	-----------	-----	--

2 Dimensionering av betongfarbanan i tvärled

I följande avsnitt redovisas beräkningar i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd för betongfarbanan i tvärled. Beräkningarna är uppdelade för två snitt, ett snitt över stöd och ett i fält.

2.1 ULS-beräkningar i fält

Beräkningarna baseras på 1 meters bredd av körbanan i djupled. Ekvationer och indata är hämtat ifrån *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

2.1.1 Dimensionerande laster

$$V_{Ed} = 392,6 \text{ kN}$$

Enligt Tabell A2

$$M_{Ed} = 691,1 \text{ kNm}$$

Enligt Tabell A2

2.1.2 Materialegenskaper

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Betong C45/55

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

(Tabell B2.1)

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

(Tabell B2.1)

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = 30 \text{ MPa}$$

(B2-3)

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

(Tabell B2.2)

$$f_{ctk.0.5} = 2,7 \text{ MPa}$$

(Tabell B2.2)

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{ctd} = 1,8 \text{ MPa}$$

(B2-10)

$$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$$

(Tabell B2.3)

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = 30 \text{ GPa}$$

(B2.15)

Armering B500B

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

(B2-26)

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

(Tabell B2-11)

$$\gamma_s = 1,5$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \quad (\text{B2-25})$$

2.1.3 Placering av armering

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Armeringsdiameter

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{tvär} = 8 \text{ mm}$$

Minsta täckande betongskikt

$$c_{dev} = 10 \text{ mm.} \quad (\text{B4-26})$$

$$c_{min} = 20 \text{ mm.} \quad (\text{B4-25})$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm.} \quad (\text{B4-24})$$

Centrumavstånd

$$d_g = 20 \text{ mm.}$$

$$k_1 = 1,0 \text{ [-].}$$

$$k_2 = 5 \text{ mm.}$$

$$a_{min} = \max(\phi \cdot k_1; d_g + k_2; 20) = 25 \text{ mm.} \quad (\text{B4-27})$$

Armeringsmängd

$$A_{si} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 0,0044 \text{ m}^2$$

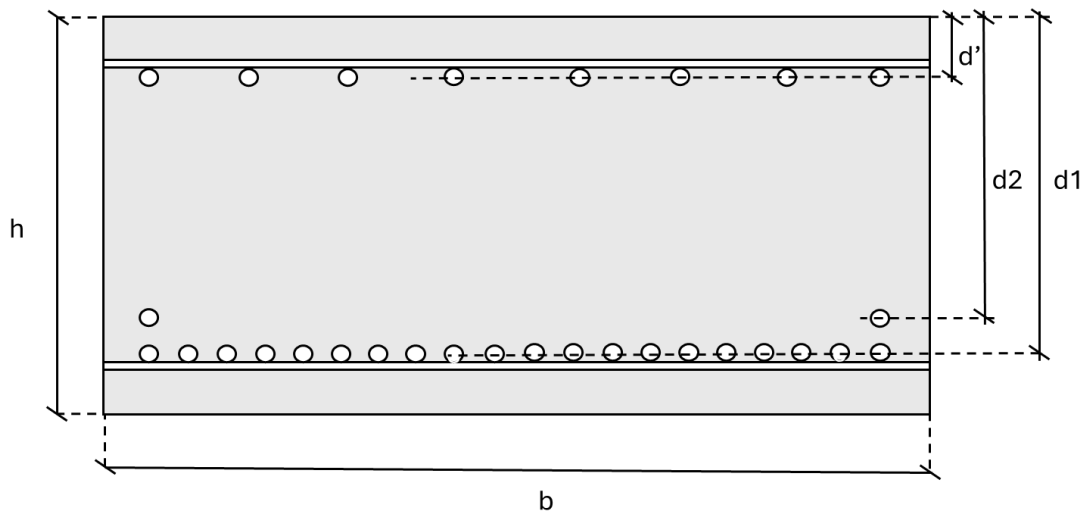
Uppskattad armeringsmängd (B4-16)

$$n = \frac{A_s}{A_{si}} \approx 14 \text{ st.}$$

Uppskattat antal armeringsstänger i drag

2.1.4 Tvärsnitt

Efter en iterativ process med kontroller och beräkningar i ULS och SLS har ett betongtvärsnitt valts fram där 22 armeringsstänger ansätts i drag och 8 stänger i tryck, se figur A7.



Figur A7. Betongtvärsnitt i fält i tvärled av bron.

Tvärsnittskonstanter

$h = 450 \text{ mm.}$	Höjd på betongtvärsnitt
$b = 1000 \text{ mm.}$	Bredd på betongtvärsnitt
$d_1 = 402 \text{ mm.}$	Avstånd mellan betongens överkant och dragarmering lager 1
$d_2 = 357 \text{ mm.}$	Avstånd mellan betongens överkant och dragarmering lager 2
$d' = 48 \text{ mm.}$	Avstånd mellan betongens överkant och tryckarmering

Armeringsarea

$$A_{s1} = A_{si} \cdot 20 = 0,0063 \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = A_{si} \cdot 2 = 0,0006 \text{ m}^2$$

$$A'_s = A_{si} \cdot 8 = 0,0025 \text{ m}^2$$

2.1.5 Momentkapacitet

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

$$\alpha = 0,81 \quad (\text{Tabell B5.1})$$

$$\beta = 0,416 \quad (\text{Tabell B5.1})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 \quad (\text{Tabell B2.4})$$

Jämviktsekvation

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + \sigma'_s \cdot A'_s = \sigma_s \cdot A_s \quad (\text{B5-23})$$

Deformationsvillkor

$$\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (\text{B5-25})$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (\text{B5-26})$$

Stålets arbetskurva

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \text{ för } \varepsilon'_s \leq \varepsilon'_{sy} \quad \text{Linjärelastisk}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ för } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

Linjärelastisk

$$\sigma'_s = f_{yd} \text{ för } \varepsilon'_s \geq \varepsilon'_{sy}$$

Icke-linjärelastisk, stålet flyter

$$\sigma_s = f_{yd} \text{ för } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$$

Icke-linjärelastisk, stålet flyter

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,0022$$

Antag att all armering flyter

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{yd} \cdot A'_s = f_{yd} \cdot A_s \rightarrow x = 78,7 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,0144 > \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande OK!

$$\varepsilon_{s2} = 0,0124 > \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande OK!

$$\varepsilon'_s = 0,0014 < \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande INTE OK!

Antag att dragarmering flyter och tryckarmering är linjärelastisk

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + E_s \cdot \varepsilon'_s \cdot A'_s = f_{yd} \cdot A_s \rightarrow x = 89,9 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,0121 > \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande OK!

$$\varepsilon_{s2} = 0,00104 > \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande OK!

$$\varepsilon'_s = 0,0016 < \varepsilon_{sy} = 0,0022$$

Antagande OK!

Antagandet stämmer så kan gå vidare att beräkna momentkapacitet.

Momentkapacitet

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d_1 - \beta \cdot x) + E_s \cdot \varepsilon'_s \cdot A'_s \cdot (d_1 - d') - f_{yd} \cdot A_s \cdot (d_1 - d_2) \quad (\text{B5-24})$$

$$M_{Rd} = 1074,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow \text{OK!}$$

2.1.6 Kontroll av tvärkraftskapacitet

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013)

Livtrycksbrott

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot v \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d \quad (\text{B6-11})$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,492$$

$$b_w = b$$

$$d = d_1$$

$$V_{Ed} < 2966,8 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Skjuvglidsbrott

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{B6-14})$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, \quad A_{sl} = A_1 + A_2$$

$$b_w = b$$

$$d = d_1$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$V_{Rd,c} = 350,5 \text{ kN} > v_{min} \cdot b_w \cdot d = 210,2 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

$V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow \text{INTE OK} \rightarrow \text{Tvärkraftsarmering behövs!}$

2.1.7 Dimensionering av tvärkraftsarmering

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Kontroll för livtrycksbrott

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (\text{B6-19})$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$b_w = b = 1,0 \text{ m}$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$\theta = 30^\circ$$

Rekommenderat värde (B6-16)

$$V_{Rd,max} = 2312 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \rightarrow \text{OK!}$$

Kontroll av tvärkraftsarmeringsinnehåll

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (\text{B6-25})$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{tvär}^2}{4}$$

$$\alpha_{tvär} = 90^\circ$$

Area för tvärarmering

Lutning på byglar

$$s = \left[\frac{A_{sw} \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot f_{ywd} \cdot \sin(\alpha_{tvär})}{V_{Ed}} \right] = 0,071 \text{ m.}$$

Utifrån Ekv. (B6-22)

$$\rho_w = 0,1$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 1,1 \cdot 10^{-6}$$

$\rho_w > \rho_{w,min} \rightarrow$ **Tvärarmeringsinnehåll OK!**

Kontroll av centrumavstånd

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d_1 \cdot (1 + \cot(\alpha)) \quad (\text{B6.26})$$

$$s_{l,max} = 0,302 \text{ m.}$$

$s_{l,max} > s \rightarrow$ **Centrumavstånd OK!**

2.1.8 Armeringsmängd och verkningsätt

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Kontroll av armeringsmängd

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d ; 0,0013 \cdot b \cdot d \right) = 0,0052 \text{ m}^2 \quad (\text{B4-21})$$

\rightarrow Dimensionerande värde = 0,0052 m²

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,018 \text{ m}^2 \quad (\text{B4-22})$$

0,0052 ≤ A_s ≤ 0,018 → Armeringsmängden är OK!

Kontroll av verkningsätt

$$x \leq 0,35 \cdot d \quad (\text{B5-22})$$

$x = 89,9 \text{ mm} < 180,9 \text{ mm} \rightarrow$ **OK! → Segt verkningsätt**

2.2 ULS-beräkningar över stöd

Beräkningarna baseras på 1 meters bredd av körbanan i djupled. Ekvationer och indata är hämtat ifrån *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

2.2.1 Dimensionerande laster

$$V_{Ed} = 392,6 \text{ kN}$$

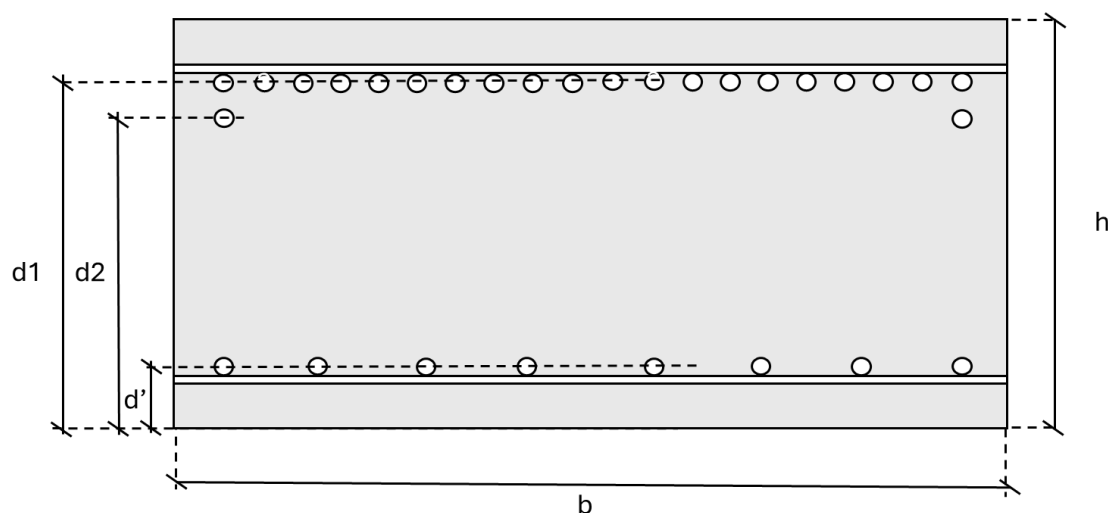
Enligt Tabell A2

$$M_{Ed} = 322,2 \text{ kNm}$$

Enligt Tabell A2

2.2.2 Tvärsnitt

Över stöd tillämpas ett spegelvänt tvärsnitt som i fält, se figur A8. Tvärsnittet över stöden kommer ha samma kapacitet som i fält, därmed kommer det kunna hantera lasterna eftersom de är lägre. Se Matlabkod för kontroll i bilaga B.



Figur A8. Betongtvärsnitt över stöd i tvärled av bron.

Tvärsnittskonstanter

$$h = 450 \text{ mm.}$$

Höjd på betongtvärsnitt

$$b = 1000 \text{ mm.}$$

Bredd på betongtvärsnitt

$$d_1 = 402 \text{ mm.}$$

Avstånd mellan betongens underkant och dragarmering lager 1

$$d_2 = 357 \text{ mm.}$$

Avstånd mellan betongens underkant och dragarmering lager 2

$$d' = 48 \text{ mm.}$$

Avstånd mellan betongens underkant och tryckarmering

Armeringsarea

$$A_{s1} = A_{si} \cdot 20 = 0,0063 \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = A_{si} \cdot 2 = 0,0006 \text{ m}^2$$

$$A'_s = A_{si} \cdot 8 = 0,0025 \text{ m}^2$$

2.3 SLS-beräkningar

Beräkningarna baseras på 1 meters bredd av körbanan i djupled och redovisas för snitt både i fält. Ekvationer och indata är hämtat ifrån *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013), *Bärande konstruktioner - Del 2* (Al-Emrani m.fl., 2011) samt från krav och standarder.

2.3.1 Sprickbildning

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

$$M_{Ed,SLS,fält} = 519,9 \text{ kNm.} \quad \text{Enligt Tabell A2}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm,fl} \cdot I_c}{z} \quad \text{Utifrån Ekv. (B3-14)}$$

$$f_{ctm,fl} = k \cdot f_{ctm} \quad \text{(B3.22)}$$

$$k = 1,6 - h = 1,15 \quad \text{(B3.22)}$$

$$z = \frac{h}{2} = 0,225 \quad \text{Symmetriskt tvärsnitt då armeringen försummas}$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,0076 \text{ m}^4 \quad \text{Försummar armeringens inverkan}$$

$$M_{cr} = 147,6 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} < M_{Ed,SLS, fält}$$

→ Sprucket tvärsnitt, går vidare till beräkningar i stadium 2 (SII).

2.3.2 Spänningsberäkningar

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 2* (Al-Emrani m.fl., 2011), Avsnitt B7.2.3.

Neutrallager

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d_1 = 402 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 357 \text{ mm.}$$

$$d' = 48 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,55 \quad \text{(B7-34)}$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + (\alpha - 1) \cdot A'_s \cdot (x - d') = \alpha \cdot A_{s1}(d_1 - x) + \alpha \cdot A_{s2}(d_2 - x)$$

→ Löser ut x
 → $x \approx 134,9 \text{ mm}$.

Tröghetsmoment i SII

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + (\alpha - 1) \cdot A'_s \cdot (x - d')^2 + \alpha \cdot A_{s1} (d_1 - x)^2 + \alpha \cdot A_{s2} (d_2 - x)^2$$

$$= 0,0036 \text{ m}^4$$

Betongspänningar – Fält

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (-x) = -19,7 \text{ MPa}. \quad (\text{B7.42a})$$

Stålspänningar - Fält

$$\sigma'_s = \frac{M_{Ed}}{I_{II}} \cdot -(x - d') \cdot \alpha = -70,4 \text{ MPa}. \quad (\text{B7.42a})$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{I_{II}} \cdot -(x - d_1) \cdot \alpha = 216,2 \text{ MPa}.$$

Kontroll av spänningar

Kontroller enligt SS-EN 1992-1-1:2005 avsnitt 7.2 (SIS, 2008a).

$$\sigma_{cc} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 20,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma'_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

2.3.3 Sprickavstånd

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 2* (Al-Emrani m.fl., 2011).

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,ef}} \quad (\text{B9-11})$$

$$k_1 = 0,8$$

Faktor som beaktar armeringens ytegenskaper

$$k_2 = 0,5$$

Faktor som beaktar inverkan av töjning

$$k_3 = 3,4$$

Rekommenderat värde

$$k_4 = 0,425$$

Rekommenderat värde

$$c_{nom} = 0,03 \text{ m}$$

Täckande betongskikt

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_{c,ef}} \quad (\text{B9-11})$$

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$$

Area hos medverkande betong mellan sprickor

$$h_{c,ef} = \min \left[\frac{h - x}{3}; \frac{h}{2}; 2,5 \cdot (h - d_{medel}) \right] = 105 \text{ mm}.$$

$$s_{r,max} = 0,154 \text{ m.}$$

2.3.4 Sprickbredd

Ekvationer och indata från *Bärande konstruktioner - Del 2* (Al-Emrani m.fl., 2011) samt Eurokod SS-EN 1992-1-1:2005 (SIS, 2008a).

$$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_m \quad (\text{B9-18})$$

$$k_t = 0,4 \quad \text{Faktor som beaktar lastens varaktighet}$$

$$\varepsilon_{m,fält} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef})}{E_s} = 9,23 \cdot 10^{-4} \quad (\text{B9-19})$$

$$w_{k,fält} = 0,14 \text{ mm}$$

$$w_{k,max} = 0,3 \text{ mm} \quad \text{Antagit exponeringsklass XC3, värde från Tabell 7.1N ur SS-EN 1992-1-1:2005}$$

$$w_k \leq w_{k,max} \rightarrow \text{OK!}$$

2.3.5 Nedböjning

Nedböjningen räknades ut med hjälp av CALFEM i Matlab, se Bilaga B. Krav på nedböjning kommer ifrån TRVK Bro 11, avsnitt B.3.4.2.2 (Trafikverket, 2011).

$$\text{Tillåten maximal nedböjning: } \frac{L}{400} = 27,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tillåten nedböjning – konsol: } 5 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal nedböjning: } 19 \text{ mm}$$

$$\text{Nedböjning – konsol: } 17 \text{ mm}$$

→ Kravet uppfylls för maximal nedböjning men ej för konsol!

3 Laster i längdled

Lasterna i längdled beräknades utifrån filfaktorer och totala last för varje lastkategori. Dessa användes för beräkning av moment och tvärkrafter i de olika lastfallen, definierade och redovisade nedan.

3.1 Filfaktorer

Filfaktorerna beräknade i tvärled appliceras i längdled, för att beräkna de gällande lasterna, se avsnitt 1.2.

3.2 Huvudlaster

Huvudlasterna i längdled togs fram genom att summera lasterna i tvärled och korrigera dessa med hjälp av filfaktorer. För utbredda linjelaster gäller att lastfält 1, lastfält 2 och GC-bana motsvarar q_1 , q_2 , respektive q_{gc} . Lasterna i längdled beräknades genom att multiplicera de framtagna värdena med den bredd som de verkar på i tvärled, för att på så sätt verkar per meter i längdled. Dessa summerades sedan, vilket även boggilasterna för lastfält 1 och lastfält 2 motsvarande Q_1 och Q_2 , gjordes. Även egentyingderna per meter längdled, summerades. Därefter multiplicerades summorna med respektive filfaktor för att få de korrigerade lasterna. Se tabell A4 och A5 nedan.

Tabell A4. Visar lasternas struktur och storlek i längdled

Last	Lasttyp	Lastbredd i tvärled [m]	Storlek på last i längdled
Betongtyngd	Utbredd	11	118,8 [kN/m]
Tyngd stålbalkar	Utbredd	11	9,0 [kN/m]
Tyngd asfalt	Utbredd	11	21,8 [kN/m]
Tyngd total			149,6 [kN/m]
Lastfält 1, linjelast	Utbredd	3	21,6 [kN/m]
Lastfält 2, linjelast	Utbredd	3	7,5 [kN/m]
GC-bana, linjelast	Utbredd	3	12 [kN/m]
Total linjelast			41,1 [kN/m]
Lastfält 1, boggilast	Punktlast		270 [kN]
Lastfält 2, boggilast	Punktlast		180 [kN]
Total boggilast			450 [kN]

Tabell A5. Visar laststorleken i längdled innan och efter korrigering med hjälp av filfaktor.

Last	Filfaktor	Laststorlek	Korrigerad last
Trafiklast,	0,9	450 [kN]	405 [kN]

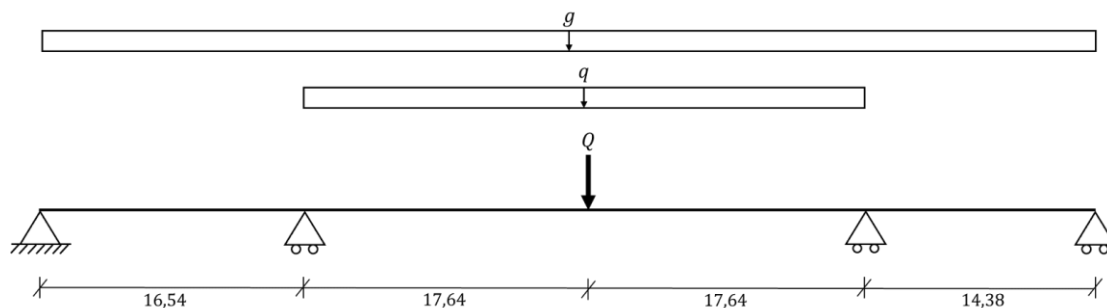
boggilast			
Trafiklast, linjelast	0,5	149,6 [kN/m]	74,8 [kN/m]
Egentyngd	0,743	41,1 [kN/m]	30,5 [kN/m]

3.3 Lastfall

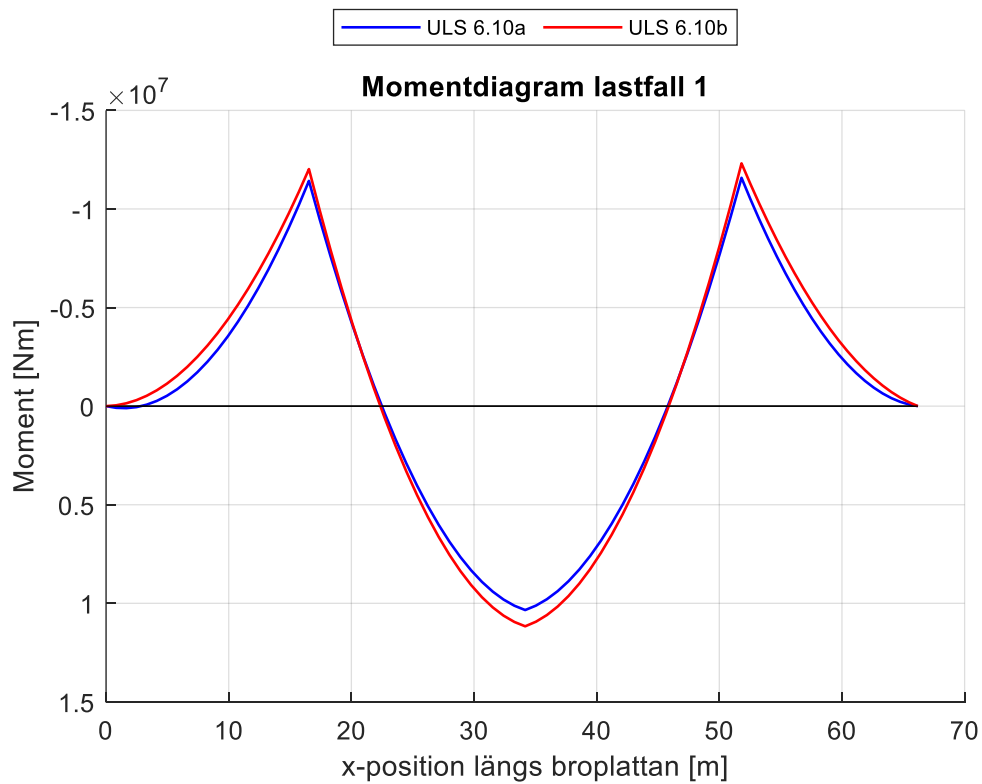
I detta avsnitt visas de olika lastfallen i längdled som legat till grund för beräkningar. Lastfallen har tagits fram iterativt för att få de mest ogynnsamma lastfallen.

3.3.1 Lastfall för maximalt moment i fält, maximal tvärkraft

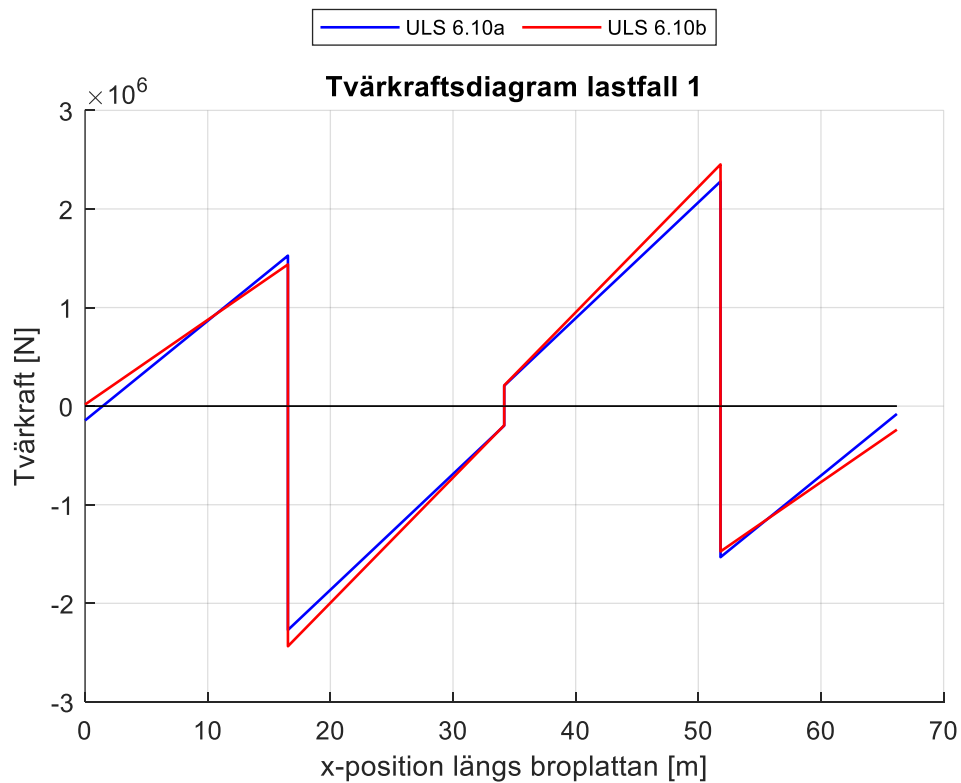
Lastfallet där maximalt moment i fält och där maximal tvärkraft uppstår, visas i figur A9 nedan. Maximalt moment uppstår mellan mittstöden för $x = 34,17 \text{ m}$ enligt figur A10 och maximal tvärkraft uppstår i stöd tre från vänster, enligt figur A11.



Figur A9 Lastfall där maximalt moment i fält och maximal tvärkraft uppstår



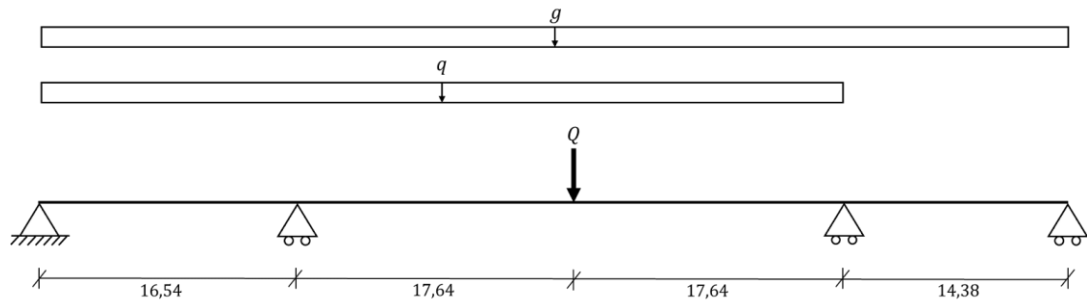
Figur A10. Momentdiagram för lastfall maxmoment i fält och max tvärkraft, från Matlab.



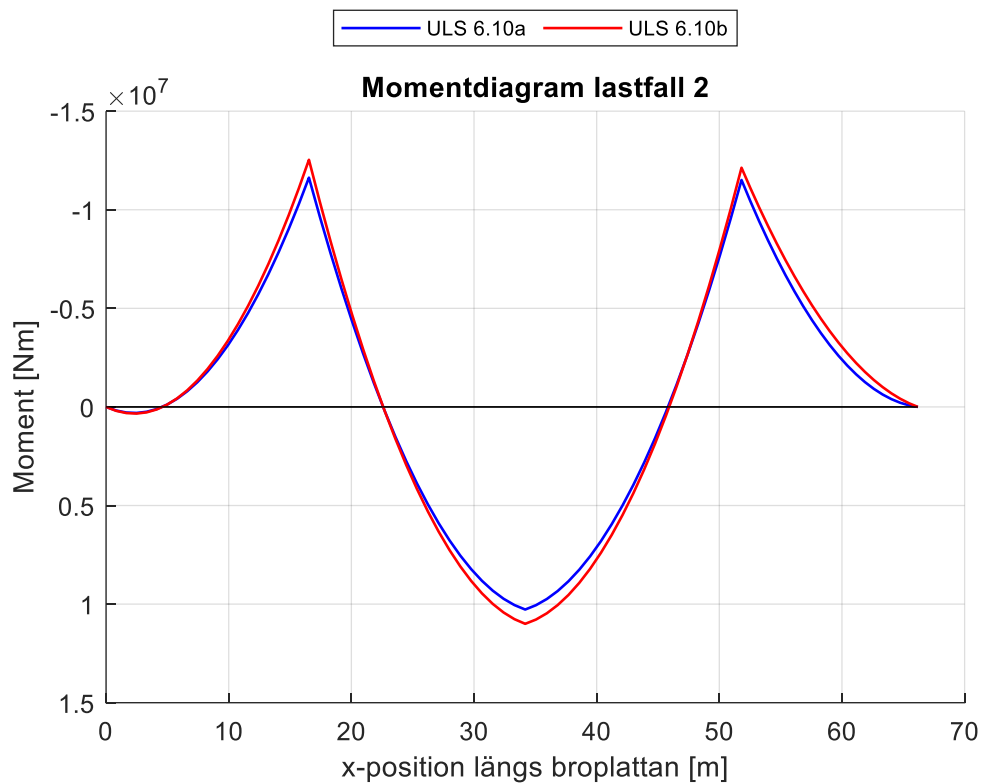
Figur A11. Tvärkraftsdiagram för lastfall maxmoment i fält och max tvärkraft, från Matlab.

3.3.2 Lastfall för maximalt moment i stöd

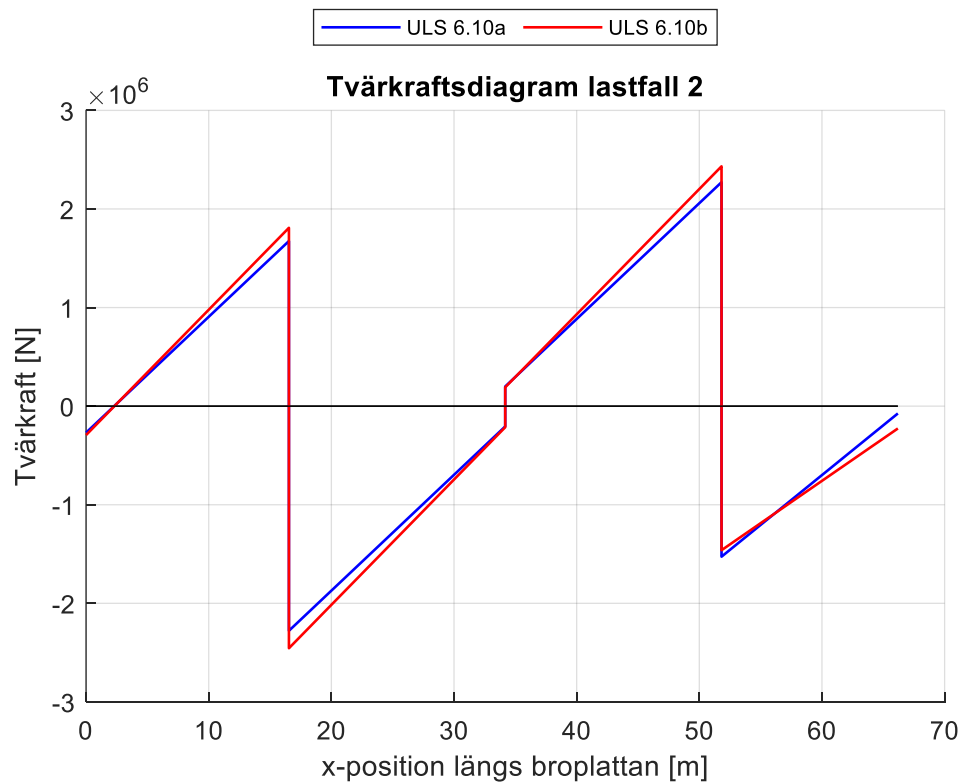
Det lastfall där maximalt moment i stöd uppstår visas i figur A12. Maximalt moment för stöd uppstår i det vänstra mittupplaget vilket visas i figur A13, och tillhörande tvärkraftsdiagram i figur A14.



Figur A12. Lastfall där maximalt moment i stöd fås.



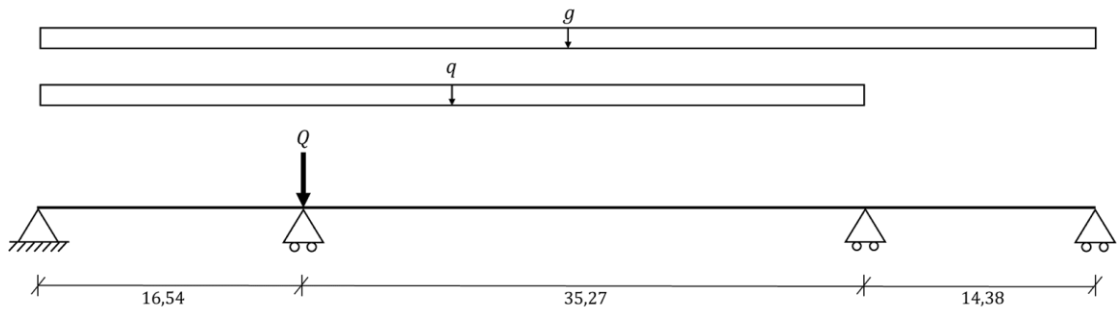
Figur A13. Momentdiagram för lastfall maxmoment i stöd, från Matlab.



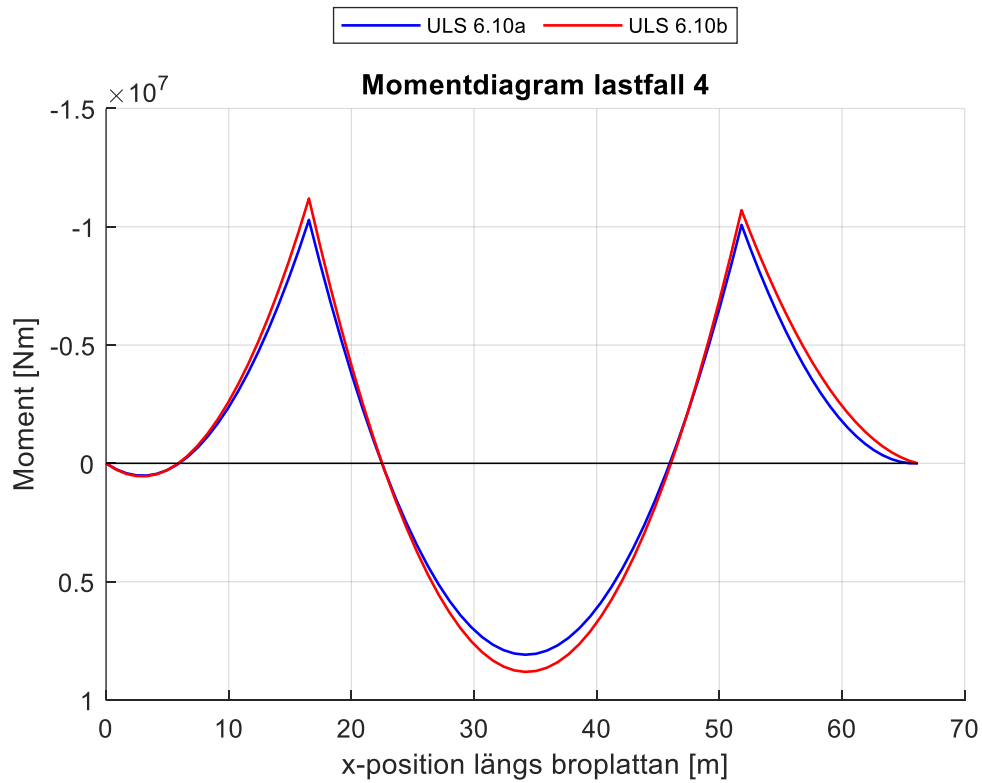
Figur A14. Tvärkraftsdiagram för lastfall maxmoment i stöd, från Matlab.

3.3.3 Lastfall för maximal reaktionskraft

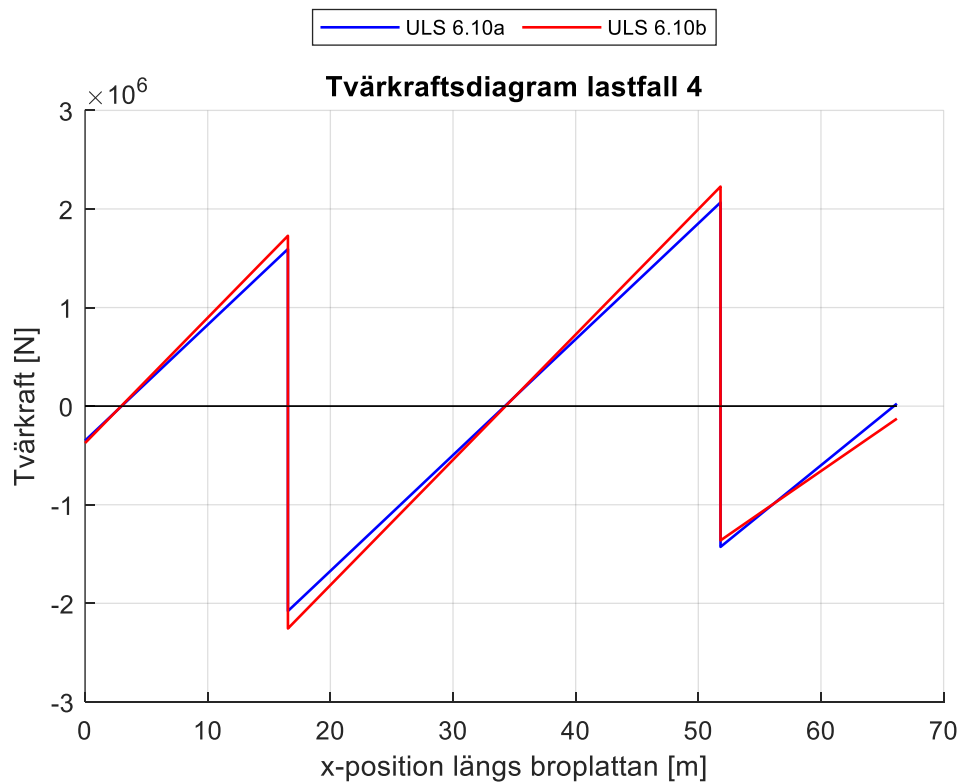
Lastfallet där maximal reaktionskraft uppstår i ett av stöden, visas i figur A15 nedan. Maximal reaktionskraft uppstår i vänster mittstöd. Moment- och tvärkraftsdiagram för detta lastfall visas i figur A16 respektive A17.



Figur A15. Lastfall där maximal reaktionskraft fås.



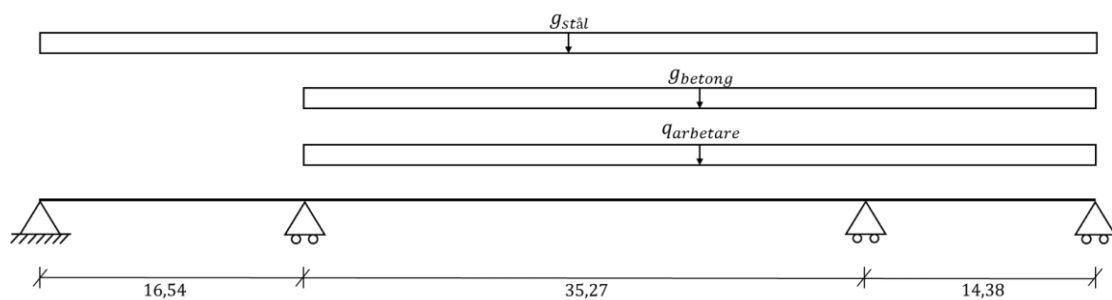
Figur A16. Momentdiagram för lastfall maximal reaktionskraft, från Matlab.



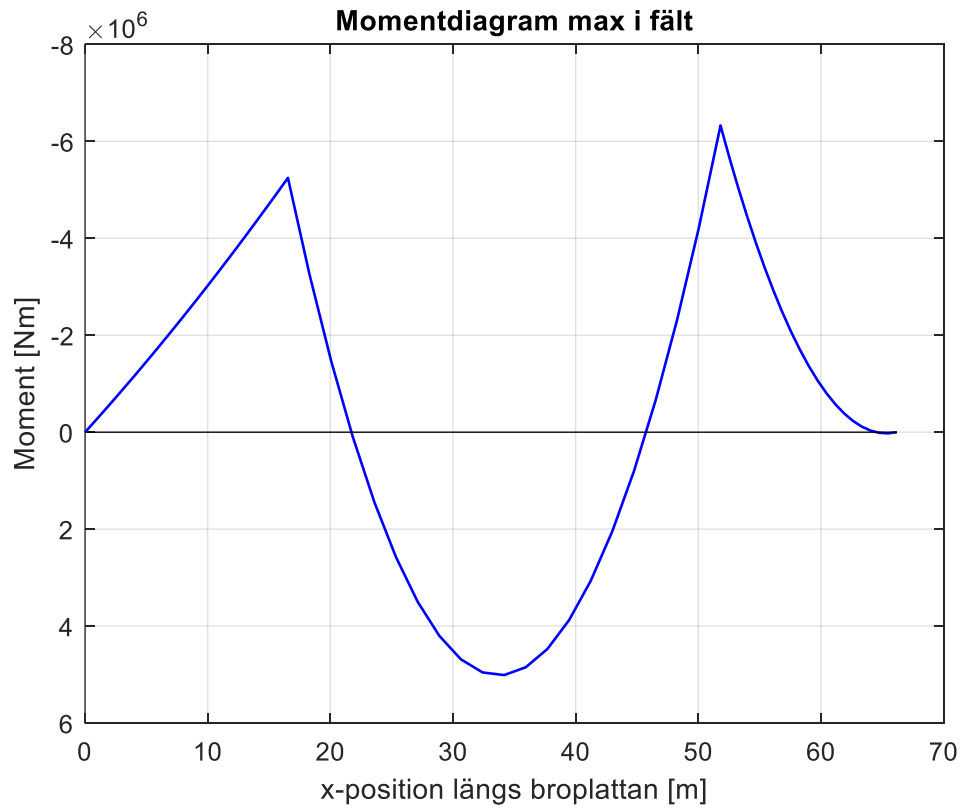
Figur A17. Tvärkraftsdiagram för lastfall maximal reaktionskraft, från Matlab.

3.3.4 Lastfall under gjutskede för maximalt moment i fält, stöd och maximal tvärkraft

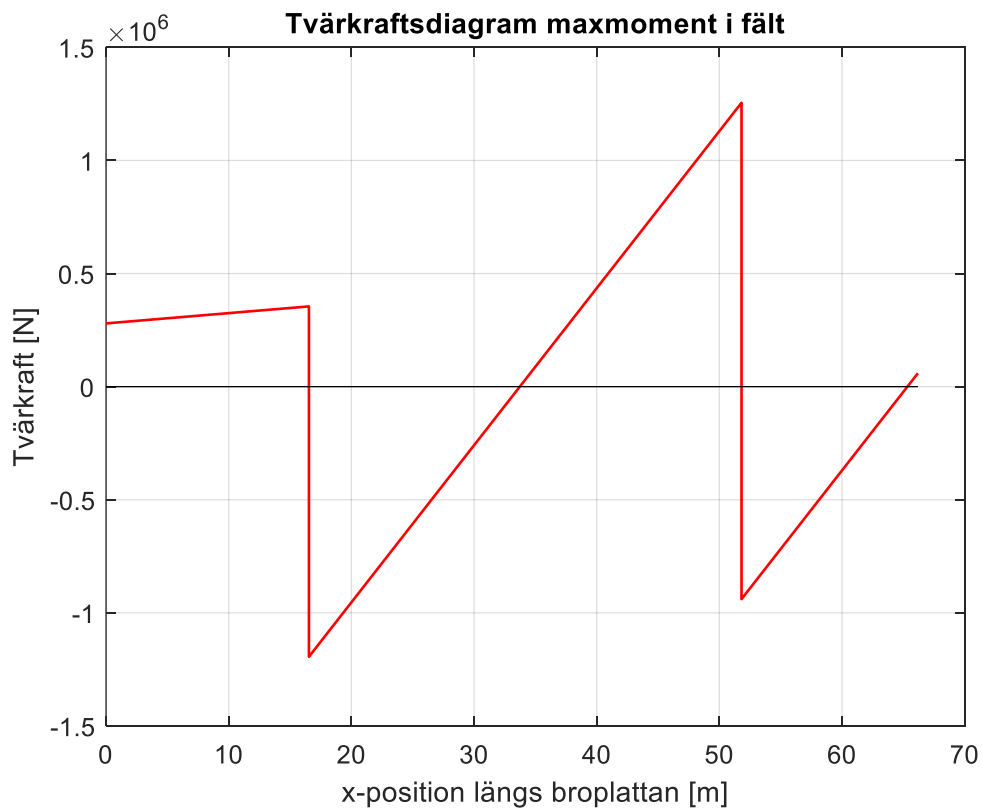
Det lastfall där maximalt moment i fält, stöd och där maximal tvärkraft uppstår under gjutskedet, visas i figur A18 nedan. Maximalt moment i fält uppstår för $x = 34,175 \text{ m}$ vilket visas i figur A19. Maximal tvärkraft och maxmoment i stöd uppstår i det högra ändupplaget, vilket ses i figur 20 och 22, respektive 21 för maxmomentet.



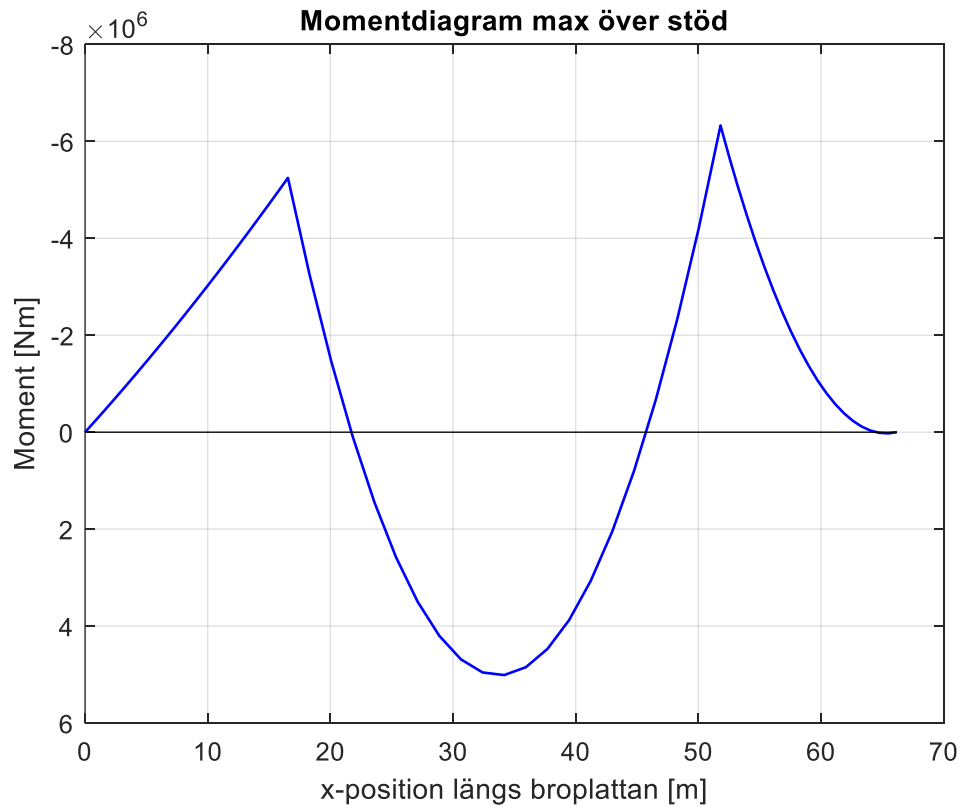
Figur A18. Lastfall där maximalt moment i fält, stöd och maximal tvärkraft fås vid icke härdnad betong



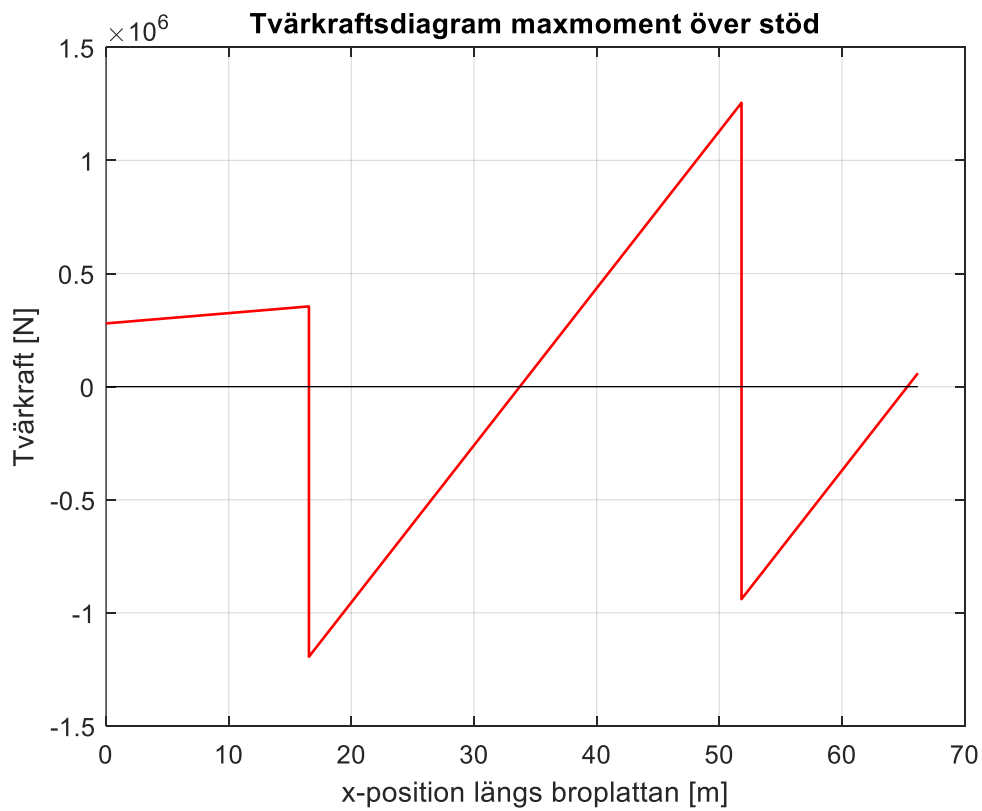
Figur A19. Momentdiagram för maxmoment i fält under gjutskede, från Matlab.



Figur A20. Tvärkraftsdiagram för maxmoment i fält under gjutskede, från Matlab.



Figur A21. Momentdiagram för maxmoment över stöd under gjutskede, från Matlab.



Figur A22. Tvärkraftsdiagram för maxmoment över stöd under gjutskede, från Matlab.

3.4 Dimensionerande laster

I tabell A6 nedan, visas de dimensionerande lasterna och vart dessa uppkommer i broplattan. Även för vilken lastkombination som detta värde uppkommer, visas.

Tabell A6. Dimensionerande moment och tvärkraft i längdled, x -koordinat där det uppstår och för vilken lastkombination.

	Maxvärde	x -koordinat från vänster i systemmodell [m]	Lastkombination som ger upphov till maxvärde
$M_{Ed.fält}$ ULS (Härdad betong)	11 165 kNm	34,17	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast.
$M_{Ed.stöd}$ ULS (Härdad betong)	12 535 kNm	16,54	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast.
$M_{Ed.fält}$ ULS (Icke-härdad betong)	5 011 kNm	34,175	
$M_{Ed.stöd}$ ULS (Icke-härdad betong)	6 327 kNm	51,81	
$V_{Ed,max}$ ULS	2 452,1 kN	51,81	ULS enligt 6.10b, lastfält 1 som huvudlast.

4 Dimensionering i längdled

I det kommande kapitel presenteras de beräkningar som genomförts för dimensioneringen av tvärsnittet i längdled. Mått och tvärsnittskonstanter för I-balken och betongplattan har tagits fram genom en iterativ process, där resultaten sammanfattas nedan och visas i figur A23.

Betong:

$$h_c = 0,45 \text{ m.}$$

Höjd på betongtvärsnitt

Armering:

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

I-balk:

$$h_w = 1025 \text{ mm.}$$

Höjd på I-balkens liv

$$t_w = 40 \text{ mm.}$$

Tjocklek på liv

$$b_f = 300 \text{ mm.}$$

Bredd på fläns

$$t_f = 30 \text{ mm.}$$

Tjocklek på fläns

$$h_{I-balk} = 1085 \text{ mm.}$$

Total höjd på I-balken

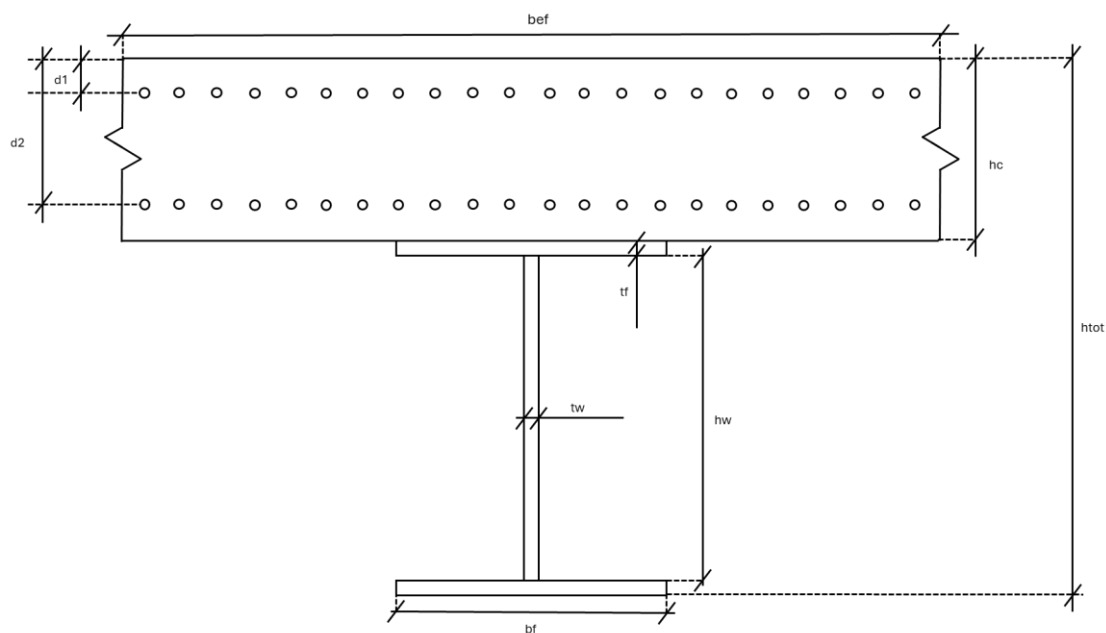
$$h_{tot} = 1535 \text{ mm.}$$

Total höjd på tvärsnitt, stål-balk + betongplatta

Materialegenskaper – Stålkvalité S450

$$f_y = 440 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$



Figur A23. Tvärsnitt i längdled. Antalet stänger representerar inte verklig mängd, se avsnitt 4.2.

4.1 Tvärsnittskonstanter för samverkan

För att beräkna tvärsnittskonstanterna för samverkanstvärsnittet har följande stöd och fält analyserats från vänster i beräkningsmodellen: ändupplag, ändfält, innerupplag, mittfält. Resterande fält och stöd, har utifrån symmetri, antagits vara lika de kontrollerade.

4.1.1 Medverkande flänsbredd

Medverkande flänsbredd har beräknats enligt SS-EN 1994-2 kapitel 5.4.1.2 (SIS, 2009).

$$\begin{aligned} L_1 &= 16,54 \text{ m} && \text{Spännvidd spann 1} \\ L_2 &= 35,27 \text{ m} && \text{Spännvidd spann 2} \\ b_0 &= b_f - 0,025 \cdot 2 = 0,25 \text{ m} && \text{Centrumavstånd mellan svetsbultar, maximerat} \\ &&& \text{enligt SS-EN 1994-2 kapitel 6.6.5.7.} \end{aligned}$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad \text{Medverkande flänsbredd i fält och vid innerupplag (5.3)}$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \quad \text{Medverkande flänsbredd för ändupplag (5.4)}$$

$$\beta_i = \min\left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}}; 1,0\right) \quad (5.5)$$

Då båda balkarna är ytterbalkar beräknas bredden på bägge sidor av flänsen enligt:

$$b_1 = 2 - \frac{b_f}{2} = 1,85 \text{ m} \quad \text{Avstånd mellan konsol och yttre svetsbult}$$

$$b_2 = 7 - \frac{b_f}{2} = 3,35 \text{ m} \quad \text{Avstånd mellan inre svetsbult och mitt mellan livplåtar}$$

Medverkande flänsbredd över ändupplag

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 = 14,0590 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1,7574 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 1,7574 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \min\left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{e1}}; 1,0\right) = 0,75$$

$$\beta_2 = \min\left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{e2}}; 1,0\right) = 0,75$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} \cdot \beta_1 + b_{e2} \cdot \beta_2 = 2,8861 \text{ m}$$

Medverkande flänsbredd i ändfält

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 = 14,0590 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1,7574 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 1,7574 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 3,7647 \text{ m}$$

Medverkande flänsbredd över innerupplag

$$L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 12,9525 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1,6191 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 1,6191 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 3,4881 \text{ m}$$

Medverkande flänsbredd i mittfält

$$L_e = 0,7 \cdot L_2 = 24,6890 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1,8500 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 3,0861 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 5,1861 \text{ m}$$

4.1.2 Areor

Avsnittet redogör för areor i olika snitt för att beräkna arean för samverkanstvärnsnittet.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,83 \quad \text{Relationsfaktor mellan stålet och betongens elasticitetsmoduler}$$

Stålbalkens area

$$A_{balk} = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 0,059 \text{ m}^2$$

Effektiv betongarea

$$A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_c$$

$$A_{c,eff,ändupplag} = 1,2987 \text{ m}^2$$

$$A_{c,eff,ändfält} = 1,6941 \text{ m}^2$$

$$A_{c,eff,innerupplag} = 1,5697 \text{ m}^2$$

$$A_{c,eff,mittfält} = 2,3338 \text{ m}^2$$

Area samverkan

$$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_e}$$

$$A_{sam,ändupplag} = 0,2816 \text{ m}^2$$

$$A_{sam,ändfält} = 0,3494 \text{ m}^2$$

$$A_{sam,innerupplag} = 0,3281 \text{ m}^2$$

$$A_{sam,mittfält} = 0,4591 \text{ m}^2$$

4.1.3 Tyngdpunkter

Samtliga tyngdpunkter är beräknade uppifrån betongplattans ovankant.

$$z_c = \frac{h_c}{2} = 0,225 \text{ m} \quad \text{Betongplattans tyngdpunkt}$$

$$z_{balk} = \frac{b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_c + t_f}{2}\right) + t_w \cdot h_w \cdot \left(h_c + t_f + \frac{h_w}{2}\right) + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_c + h_w + \frac{3t_f}{2}\right)}{A_{balk}} = 0,9925 \text{ m} \quad \text{Stålbalkens tyngdpunkt}$$

$$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} \cdot z_c}{\alpha} + A_{balk} \cdot z_{balk}}{A_{sam}} \quad \text{Tyngdpunkt för samverkanstvärsnitt}$$

$$z_0 = z_{sam} - z_c \quad \text{Avstånd mellan betongplattans och samverkanstvärsnittets tyngdpunkter}$$

$$z_1 = z_{balk} - z_{sam} \quad \text{Avstånd mellan stålbalkens och samverkanstvärsnittets tyngdpunkter}$$

Tyngdpunkter för ändupplag

$$z_{sam} = 0,3858 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,1608 \text{ m}$$

$$z_1 = 0,6067 \text{ m}$$

Tyngdpunkter för ändfält

$$z_{sam} = 0,3546 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,1296 \text{ m}$$

$$z_1 = 0,6379 \text{ m}$$

Tyngdpunkter för innerupplag

$$z_{sam} = 0,3630 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,1380 \text{ m}$$

$$z_1 = 0,6295 \text{ m}$$

Tyngdpunkter för mittfält

$$z_{sam} = 0,3236 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,0986 \text{ m}$$

$$z_1 = 0,6689 \text{ m}$$

4.1.4 Böjtröghetsmoment

$$I_c = \frac{b_{eff} h_c^3}{12} \quad \text{Böjtröghetsmoment för medverkande betongplattan}$$

$$I_{sam} = I_{balk} + A_{balk} \cdot z_1^2 + \frac{I_c}{\alpha} + \frac{A_{c,eff} \cdot z_0^2}{\alpha} \quad \text{Böjtröghetsmoment för samverkanstvärsnitt}$$

Ändupplag

$$I_c = 0,0219 \text{ m}^4$$

$$I_{sam} = 0,0398 \text{ m}^4$$

Ändfält

$$I_c = 0,0286 \text{ m}^4$$

$$I_{sam} = 0,0424 \text{ m}^4$$

Innerupplag

$$I_c = 0,0265 \text{ m}^4$$

$$I_{sam} = 0,0416 \text{ m}^4$$

Mittfält

$$I_c = 0,0394 \text{ m}^4$$

$$I_{sam} = 0,0456 \text{ m}^4$$

4.2 Utformning av armering

Ekvationer tagna från avsnitt 5.5 ur SS-EN-1994-2 (SIS, 2009) och kap. 7.2 från SS-EN-1992-1-1 (SIS, 2008a).

Vid utformning av armeringen används den effektiva bredden för fält, men antal armeringsstänger antas samma igenom hela längdleden av bron, utan avkortning.

För att beräkna armeringsarea görs ett antagande att spänningen i armeringen kommer vara cirka hälften av flytgränsen. Detta ger maximal diameter samt avstånd mellan stängerna enligt SS-EN 1992-1-1:

$$\varnothing = 16 \text{ mm}$$

$$cc_{max} = 200 \text{ mm}$$

Tabell 7.2N

Tabell 7.3N

Antal stänger

$$n = \frac{b_{ef}}{cc} \approx 26 \text{ st}$$

Armeringsarea

$$A_s = n \cdot A_{si} = 0,0052 \text{ m}^2$$

Kontroll minimiarmering enligt SS-EN 1994-2

$$A_{s,min} = \rho_s \cdot A_c \quad (\text{Ekv. 5.8})$$

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

$$k_c = 1 / \left(\frac{1+h_c}{2 \cdot z_0} \right)$$

$$A_c = h_c \cdot b_{ef} = 2,33 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0234 \text{ m}^2$$

$A_{s,min} > A_s \rightarrow$ **Minimiarmering råder!**

$$n = \frac{A_{s,min}}{A_{si}} \approx 118 \text{ st}$$

Fördelar armeringen lika i två lager

$$\rightarrow A_{s1} = A_{si} \cdot \frac{n}{2} = 0,0119 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{s2} = A_{si} \cdot \frac{n}{2} = 0,0119 \text{ m}^2$$

$$d_1 = 38 \text{ mm.}$$

Avstånd mellan betongens överkant och armering lager 1

$$d_2 = 412 \text{ mm.}$$

Avstånd mellan betongens överkant och armering lager 2

$$cc = 88 \text{ mm.}$$

Aktuellt centrumavstånd mellan stänger

4.3 Kontroll av tvärsnittsklass

Ekvationer och indata hämtat ifrån *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Materialegenskaper och säkerhetsfaktorer

$$f_y = 440 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Partialkoefficient med avseende på materialets hållfasthet

$$\chi_{LT} = 1,0$$

Reduktionsfaktor för vippning, sätts till 1 då balken antas

stadgad mot vippning

För att avgöra om plastisk analys kan användas, beräknas slankheten för livplåt och flänsar.

Livplåt

(Tabell S4.2)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,7308$$

$$d = h_w - 2 \cdot a\sqrt{2} = 0,9939 \text{ m}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{Tvärsnittsklass 1}$$

Fläns

(Tabell S4.3)

$$c = \frac{b_f - t_w - 2a\sqrt{2}}{2} = 0,1144$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \rightarrow \text{Tvärsnittsklass 1}$$

4.4 Kontroll momentkapacitet

Vid kontroll av momentkapacitet tillämpas plastisk dimensionering ($W = W_{pl}$) eftersom liv och fläns är i tvärsnittsklass 1.

Areor

$$\text{Betong: } A_b = b_{eff} \cdot h_c$$

(se avsnitt 4.1.2)

$$\text{Överfläns: } A_{öf} = t_f \cdot b_f = 0,009 \text{ m}^2$$

$$\text{Liv: } A_{liv} = h_w \cdot t_w = 0,041 \text{ m}^2$$

$$\text{Nederfläns: } A_{nf} = t_f \cdot b_f = 0,009 \text{ m}^2$$

Plastiska böjmotståndet

$$W_{pl} = \sum z \cdot A$$

Kontroll över stöd, härdad betong

$$z_{överfläns} = h_c + \frac{t_f}{2} - z_{sam,innerupplag} = 0,1020 \text{ m}$$

$$z_{liv} = h_c + t_f + \frac{h_w}{2} - z_{sam,innerupplag} = 0,6295 \text{ m}$$

$$z_{nederfläns} = h_c + h_w + t_f + \frac{t_f}{2} - z_{sam,innerupplag} = 1,1570 \text{ m}$$

$$z_{betong} = z_{sam,innerupplag} - z_c = 0,1380 \text{ m}$$

Då betongen över stöd antas sprucken, sätts arean för betong i detta snitt till noll.

$$\begin{aligned} W_{pl,innerupplag,härdad} &= z_{betong} \cdot 0 + z_{öfl} \cdot t_f \cdot b_f + z_{liv} \cdot t_w \cdot h_w + z_{nfl} \cdot t_f \cdot b_f \\ &= 0,0371 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$M_{pl,innerupplag,härdad} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,innerupplag} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1,6341 \cdot 10^7 \text{ Nm}$$

Kontroll i fält härdad betong

$$z_{\text{överfläns}} = h_c + \frac{t_f}{2} - z_{\text{sam,fält}} = 0,1414 \text{ m}$$

$$z_{\text{liv}} = h_c + t_f + \frac{h_w}{2} - z_{\text{sam,fält}} = 0,6689 \text{ m}$$

$$z_{\text{nederfläns}} = h_c + h_w + t_f + \frac{t_f}{2} - z_{\text{sam,fält}} = 1,1964 \text{ m}$$

$$z_{\text{betong}} = z_{\text{sam,fält}} - z_c = 0,0986 \text{ m}$$

$$W_{pl,fält,härdad} = z_{\text{betong}} \cdot b_{eff,fält} \cdot h_c + z_{\text{öfl}} \cdot t_f \cdot b_f + z_{\text{liv}} \cdot t_w \cdot h_w + z_{\text{nfl}} \cdot t_f \cdot b_f = 0,2697 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,fält,härdad} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,fält,härdad} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} = 1,1865 \cdot 10^8 \text{ Nm}$$

Kontroll över stöd, ej härdad betong

I gjutskedet antas att I-balkarna bär hela lasten.

$$z_{\text{överfläns}} = \frac{h_w + t_f}{2} = 0,5275 \text{ m}$$

$$z_{\text{liv}} = \frac{h_w}{4} = 0,2562 \text{ m}$$

$$z_{\text{nederfläns}} = \frac{h_w + t_f}{2} = 0,5275 \text{ m}$$

$$W_{pl,innerupplag,ej härdad} = z_{\text{överfläns}} \cdot t_f \cdot b_f + z_{\text{liv}} \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{2} + z_{\text{nederfläns}} \cdot t_f \cdot b_f = 0,0147 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,innerupplag,härdad} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,innerupplag,ej härdad} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 6,4892 \cdot 10^6 \text{ Nm}$$

Kontroll i fält, ej härdad betong

$$z_{\text{överfläns}} = \frac{h_w + t_f}{2} = 0,5275 \text{ m}$$

$$z_{\text{liv}} = \frac{h_w}{4} = 0,2562 \text{ m}$$

$$z_{\text{nederfläns}} = \frac{h_w + t_f}{2} = 0,5275 \text{ m}$$

$$W_{pl,fält,ej härdad} = z_{\text{överfläns}} \cdot t_f \cdot b_f + z_{\text{liv}} \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{2} + z_{\text{nederfläns}} \cdot t_f \cdot b_f = 0,0147 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,fält,härdad} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,fält,ej härdad} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 6,4892 \cdot 10^6 \text{ Nm}$$

M_{Ed} är maximalt moment för varje fall enligt tabell A5.

$$M_{pl} = M_{Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow \text{OK!}$$

4.5 Kontroll tvärkraftskapacitet

Beräkningarna för kontroll av tvärkraftskapacitet följer kapitel 5.3 i SS-EN 1993-1-1.

$$\begin{aligned}\eta &= 1,2 && \text{Faktor för stålets töjningshårdande} \\ \gamma_{M0} &= 1 && \\ d &= 1 \text{ m} && \text{Höjd på livavstyvning} \\ a &= 6 \text{ m} && \text{Avståndet mellan livavstyvning}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{a}{d} &\geq 1 \\ \kappa_t &= 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.4511 && \text{Bucklingskoefficient}\end{aligned}$$

Kontroll av skjuvbuckling

$$\frac{h_w}{t_w} \approx 26,6 \leq 31 \cdot \varepsilon \cdot \frac{\sqrt{\kappa_t}}{\eta} \approx 44,1 \quad \rightarrow \quad \text{Ingen risk för skjuvbuckling}$$

Balkens tvärkraftskapacitet beräknas då enligt S5-18, *Bärande Konstruktioner del 1*.

$$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0,0492 \text{ m}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1,2498 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$V_{plRd} \geq V_{max, längs} \rightarrow OK \quad (\text{från tabell A.5})$$

4.6 Interaktion

Ekvationer är hämtat ifrån *Bärande konstruktioner - Del 1* (Al-Emrani m.fl., 2013).

Kontroll av interaktion mellan tvärkraft och moment för stålbalkar görs där maximal tvärkraft erhålls och dess tillhörande moment.

Livplåtens slankhet

$$\begin{aligned}\kappa_t &= 5,4511 && \text{(se Bilaga A, kap. 4.5)} \\ \varepsilon &= 0,7308 && \text{Stålkvalité S450 (se Bilaga A, kap. 4.4)}\end{aligned}$$

$$\lambda_w = \frac{\frac{h_w}{t_w}}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\kappa_t}} = 0,4016 \quad (S5-21)$$

Skjuvbucklingskoefficient

Styva ändavstyvningar antas:

$$\eta = 1,2 \quad (\text{se Bilaga A, kap. 4.5})$$

$$\chi_w = \eta \quad \text{om } \lambda_w < \frac{0,8}{\eta} \quad (\text{Tabell S5.1})$$

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} \quad \text{om } \frac{0,8}{\eta} \leq \lambda_w < 1,08 \quad (\text{Tabell S5.1})$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \lambda_w} \quad \text{om } \lambda_w \geq 1,08 \quad (\text{Tabell S5.1})$$

$$\rightarrow \chi_w = 1,2$$

Tvärkraftskapaciteten för slankt balkliv

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 1,2498 \cdot 10^7 \text{ N.} \quad (\text{S5.20})$$

Kontroll

$$\frac{V_{max,längdled}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5 \quad \text{SS-EN 1993-1-5 (7.1)}$$

$$\rightarrow \frac{2,4521 \cdot 10^6}{1,2498 \cdot 10^7} \approx 0,20 \rightarrow \text{Interaktion OK!}$$

Eftersom kontrollen ger ett resultat under 0,5, behöver inte moment kontrolleras enligt tvärkraftskontroll, se figur S5.16 i Bärande konstruktioner – Del 1.

Snittet för maximalt moment med dess tillhörande tvärkraft kontrolleras inte heller, då tvärkraften i detta snitt är lägre än för ovan kontrollerat snitt. Detta betyder att kontrollen för tvärkraft klaras och därför inte kontrolleras vidare.

4.7 Nedböjning

Nedböjningen räknades ut med hjälp av CALFEM i Matlab, se Bilaga B. Krav på nedböjning kommer ifrån TRVK Bro 11, avsnitt B.3.4.2.2 (Trafikverket, 2011).

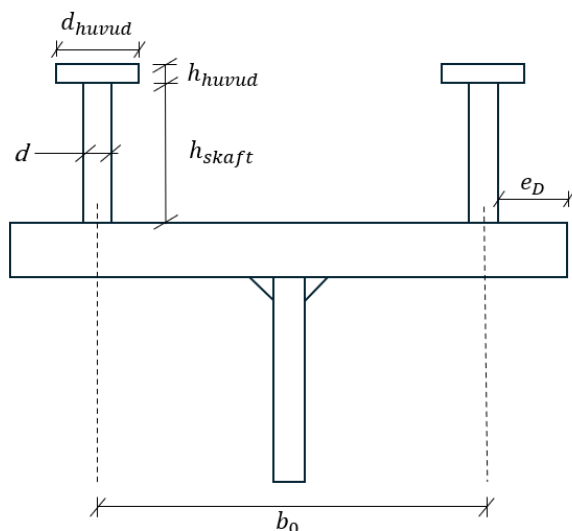
$$\text{Tillåten nedböjning: } \frac{L}{400} = 165,5 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal nedböjning: } 92,2 \text{ mm}$$

\rightarrow **Kravet uppfylls!**

5 Dimensionering av svetsbultar

Svetsbultar har dimensionerats enligt SS-EN 1994-2 kapitel 6.6.3.1 (SIS, 2009). För aktuella mått i beräkningar, se figur A24 nedan.



Figur A24. Svetsbultar på stål balk med benämningar på aktuella mått.

$$\gamma_v = 1,25$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

Brotthållfasthet för svetsbult

Svetsbultens dimensioner

$$d = 0,025 \text{ m}$$

Skaftdiameter

$$h_{skaft} = 0,14 \text{ m}$$

Skaftets höjd

$$d_{huvud} = 0,05 \text{ m}$$

Huvudets diameter

$$h_{huvud} = 0,02 \text{ m}$$

Huvudets höjd

$$h_{sc} = h_{skaft} + h_{huvud} = 0,16 \text{ m}$$

Svetsbultens nominella längd

Kontroll dimensioner

I samma Eurokod anges krav på minsta respektive största tillåtna mått på svetsbultarna.

$$h_{sc} \geq 3d = 0,075 \text{ m}$$

$$d_{huvud} \geq 1,5d = 0,0375 \text{ m}$$

$$h_{huvud} \geq 0,4d = 0,01 \text{ m}$$

$$d \leq 1,5t_f = 0,045 \text{ m}$$

→ Svetsbultarnas dimensioner OK

Dimensionerande bärförmåga för en svetsbult

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right) \quad (6.18 \text{ \& } 6.19)$$

$$\text{Där } \alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ om } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\text{och } \alpha = 1 \text{ om } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (6.21)$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = 6,4 \rightarrow \alpha = 1 \rightarrow P_{Rd} = 1,5708 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Antal svetsbultar och placering

Fyra olika snitt studeras för kontroll av antalet svetsbultar samt deras placering. Dessa snitt är samma som studerats för tidigare beräkningar. Den dimensionerande tvärkraft för samtliga fall är den maximala tvärkraften som beräknats fram i längsled. Svetsbultarna placeras i två parallella rader.

$$v_{el,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_c}{I_{sam} \cdot \alpha} \text{ [N/m]} \quad \text{Skjuvkraft}$$

$$S_c = z_0 \cdot A_{c,eff} \quad \text{Betongflänsens statiska moment}$$

$$n = \frac{v_{el,Ed}}{P_{Rd}} \quad \text{Antalet svetsbultar per meter}$$

Centrumavståndet mellan svetsbultarna tvärs spänningsriktning är b_0 , som angivits tidigare. Centrumavståndet mellan svetsbultarna i spänningsriktning beräknas enligt:
 $cc_{parallell} = \frac{1}{n/2}$ Antalet svetsbultar divideras med två på grund av placeringen i två rader. Avstånd från stål balkens flänskant, till centrum på svetsbult ansätts till det minimala tillåtna värdet $e_D = 0,025$ enligt tidigare beräkning av b_0 .

Ändupplag

$$n = 15 \text{ st}$$

$$cc_{parallell} = 0,13 \text{ m}$$

Ändfält

$$n = 14 \text{ st}$$

$$cc_{parallell} = 0,14 \text{ m}$$

Innerupplag

$$n = 14 \text{ st}$$

$$cc_{parallell} = 0,14 \text{ m}$$

Mittfält

$$n = 14 \text{ st}$$

$$cc_{parallell} = 0,14 \text{ m}$$

Kontroll av avstånd mellan bultar

I SS-EN 1994-2, kapitel 6.6.5.5 och 6.6.5.7 anges krav på avstånd mellan svetsbultarna i såväl spänningsriktning som vinkelrät mot den.

$$c_{c_{parallel}} > 5d = 0,125 \text{ m}$$

$$c_{c_{parallel}} \leq \min(4h_c ; 0,8) = 0,8 \text{ m}$$

$$b_0 \geq 2,5d = 0,0625 \text{ m}$$

$$e_D \geq 0,025 \text{ m}$$

→ Placering av svetsbultar OK

6 Dimensionering av svetsar

Ekvationer tagna från *Bärande konstruktioner - Del 2* (Al-Emrani m.fl., 2011).

Halssvetsen dimensioneras vid stöd, där belastningen är som störst. Endast svetsen i underkant har kontrollerats men liknande resultat förväntas i överkant.

$$V_{max} = 2452,1 \text{ kN.}$$

Maximal tvärkraft

$$P = 4367,8 \text{ kN.}$$

Maximal reaktionskraft

$$S_u = 0,7 \text{ m.}$$

Upplagslängd

$$a = 11 \text{ mm.}$$

Svetsens a-mått, itererad fram

$$f_u = 550 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

$$\beta_w = 1,0.$$

$$S = \frac{h_w + t_f}{2} \cdot t_f \cdot b_f = 0,0047 \text{ m}^3$$

Flänsens statiska moment

$$I = 0,0086 \text{ m}^4$$

Tröghetsmoment för I-balken

$$\sigma_{\perp} = \frac{P}{a\sqrt{2} \cdot 2 \cdot S_u} = 200,6 \text{ MPa} = \tau_{\perp} \quad (\text{S9-3})$$

$$\tau_{II} = \frac{V_{max} \cdot S}{2 \cdot I \cdot a} = 61,5 \text{ MPa.} \quad (\text{S9-11})$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = 415,0 \text{ MPa.} \quad (\text{S9-5})$$

Kontroller

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 440 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{OK!} \quad (\text{S9-12})$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 396 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{OK!} \quad (\text{S9-13})$$

Bilaga B – Matlabscript

Table of Contents

Moment- och tvärkraftsdiagram tvärled	1
Momentdiagram tvärled SLS	11
Filfaktorer	14
Moment- och tvärkraftsdiagram längsled, ej härdad betong	17
Moment- och tvärkraftsdiagram längsled, härdad betong	23
Tvärsnitt i samverkan	33
Dimensionering och kontroll svetsar	35
Momentkapacitet	36
Tvärkraftskapacitet stålbalk	39
Kontroll interaktion mellan tvärkraft och moment för stålbalkarna	39
Nedböjning av betongplatta i tvärled	40
Nedböjning under gjutskede	44
Nedböjning i längsled för härdad betong	46
Samverkansseffekt	48
Kontroll av konstruktionshöjd	50

Moment- och tvärkraftsdiagram tvärled

```
clear all
close all
clc

%Elasticitetsmodul, area & böjtröghetsmoment inverkar inte på moment- och
tvärkraftsdiagram, men krävs för plot. Ansätts till 1.
E=1;
A=1;
I=1;

%Mest ogynnsamma lastfall framtagna med beam-calculator
%Topologimatrix med elementens frihetsgrader
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9;
      3 7 8 9 10 11 12;
      4 10 11 12 13 14 15;
      5 13 14 15 16 17 18;
      6 16 17 18 19 20 21;
      7 19 20 21 22 23 24;
      8 22 23 24 25 26 27;
      9 25 26 27 28 29 30;
      10 28 29 30 31 32 33;
      11 31 32 33 34 35 36];

frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element

%Uttrycker elementens utsträckning i x-led
ex=[0 0.5;
    0.5 2;
```

```

2 2.5
2.5 3;
3 3.5;
3.5 5.5;
5.5 6;
6 6.5;
6.5 8.5;
8.5 9;
9 11];

%Uttrycker elementens utsträckning i y-led där samtliga är 0 till 0
ey=zeros(n,2);

%Skapar vektor med de ansatta värdena på elasticitetsmodul, area &
  böjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E; ep(:,2)=A; ep(:,3)=I;

%Tungheter för bron
tunghet_armeradbetong=24e3;      %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_stal=77e3;             %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_asfaltsbelaggnings=22e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331

%Mått för bron
hplatta=0.45; %höjd broplatta i betong [m]
bplatta=11; %bredd broplatta [m]
bGC=3; %bredd gång- och cykelbana [m]
bq1=3; bq2=3; %bredd utbredda laster från vägtrafik [m]
h_belaggnings=0.05+0.04; %höjd [m] beläggning i form av skydds- och bindlager
  (gjutasfalt PGJA) och slitlager (asfaltbetong) enligt AMA DCF.22111
  respektive AMA DCF.221

%Stålbalkarnas mått [m]
tf=0.03;
bf=0.30;
hw=1.025;
tw=0.04;
h=hw+2*tf;

Abalk=2*bf*tf+hw*tw; %Area stålbalkar [m^2]

%Stålbalkarnas böjtröghetsmoment [m^4]
Ibalk=(tw*hw^3)/12+2*((bf*tf^3)/12+(bf*tf)*((hw+tf)/2)^2);

%Beräknar laster som verkar på överbyggnad
g=tunghet_armeradbetong*hplatta
+tunghet_asfaltsbelaggnings*h_belaggnings; %Egentyngd av betongplatta och
  beläggning [N/m] per 1 meter djup
alphaq1=0.8; alphaq2=1; %Anpassningsfaktorer för jämnt utbredda lasterna från
  LM1, SS-EN 1991-2 kapitel 4.3.2
q1k=9e3; q2k=2.5e3; %Utbredd last lastfält 1 respektive 2 [N/m], enligt SS-EN
  1991-2 tabell 4.2
q1=q1k*alphaq1; q2=q2k*alphaq2;

```

```

alphaQ1=0.9; alphaQ2=0.9; %Anpassningsfaktorer för boggisystem, enligt SS-EN
  1991-2 kapitel 4.3.2
Q1k=300e3; Q2k=200e3; %Axellast från boggisystem [N], enligt SS-EN 1991-2
  tabell 4.2
Q1=Q1k*alphaQ1; Q2=Q2k*alphaQ2;
Q1=Q1/2; Q2=Q2/2; %Dividerar axellasterna med 2 för att få lasten per hjul

qGC=4e3; %Utbredd last från gång- och cykelbana, enligt TRVINFRA-00331 [N/m]

%Beräkning av laster för olika lastkombinationer
%Säkerhetsfaktorer
gamma_g=1.35; gamma_Q=1.35; gamma_GC=1.35; %Partialkoefficienter för egentygnd
  respektive trafiklast, respektive gång- och cykellaster, enligt SS-EN 1990
  tabell A2.4(B)

%Reduktionsfaktorer
psi0_trafikPunkt=0.75; psi0_trafikUtbredd=0.4;
  psi0_GC=0.4; %Kombinationsfaktorer för trafik respektive GC-last, enligt SS-
  EN 1990 tabell A2.1
xi=0.85; %Reduktionsfaktor för permanent egentygnd, enligt SS-EN 1990 tabell
  A2.4(B)

%Ultimate limit state (ULS) enligt 6.10a, SS-EN 1990
ULSa_g=gamma_g*g;
ULSa_q1=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q1; ULSa_q2=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q2;
ULSa_Q1=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q1; ULSa_Q2=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q2;
ULSa_GC=gamma_GC*psi0_GC*qGC;

ULS_a=[ULSa_g; ULSa_q1; ULSa_q2; ULSa_Q1; ULSa_Q2; ULSa_GC];

%ULS enligt 6.10b, SS-EN 1990
%Tre fall med olika huvudlastgrupper; lastfält 1, lastfält 2, GC
ULSb_g=xi*gamma_g*g; %Egentygnd samma för alla lastfall

%Lastfält 1 som huvudlast
ULSb1_q1=gamma_Q*q1; ULSb1_Q1=gamma_Q*Q1;
ULSb1_q2=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q2; ULSb1_Q2=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q2;
ULSb1_GC=gamma_GC*psi0_GC*qGC;

%Lastfält 2 som huvudlast
ULSb2_q1=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q1; ULSb2_Q1=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q1;
ULSb2_q2=gamma_Q*q2; ULSb2_Q2=gamma_Q*Q2;
ULSb2_GC=gamma_GC*psi0_GC*qGC;

%GC som huvudlast
ULSb3_q1=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q1; ULSb3_Q1=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q1;
ULSb3_q2=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q2; ULSb3_Q2=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q2;
ULSb3_GC=gamma_GC*qGC;

ULS_b1=[ULSb_g; ULSb1_q1; ULSb1_q2; ULSb1_Q1; ULSb1_Q2; ULSb1_GC];
ULS_b2=[ULSb_g; ULSb2_q1; ULSb2_q2; ULSb2_Q1; ULSb2_Q2; ULSb2_GC];
ULS_b3=[ULSb_g; ULSb3_q1; ULSb3_q2; ULSb3_Q1; ULSb3_Q2; ULSb3_GC];

%Serviceability limit state (SLS) enligt 6.14b, SS-EN 1990

```

```

%Tre fall med olika huvudlastgrupper; lastfält 1, lastfält 2, GC
SLS_g=g; %Egentyngd samma för alla lastfall

%Lastfält 1 som huvudlast
SLS1_q1=q1; SLS1_Q1=Q1;
SLS1_q2=psi0_trafikUtbredd*q2; SLS1_Q2=psi0_trafikPunkt*Q2;
SLS1_GC=psi0_GC*qGC;

%Lastfält 2 som huvudlast
SLS2_q1=psi0_trafikUtbredd*q1; SLS2_Q1=psi0_trafikPunkt*Q1;
SLS2_q2=q2; SLS2_Q2=Q2;
SLS2_GC=psi0_GC*qGC;

%GC som huvudlast
SLS3_q1=psi0_trafikUtbredd*q1; SLS3_Q1=psi0_trafikPunkt*Q1;
SLS3_q2=psi0_trafikUtbredd*q2; SLS3_Q2=psi0_trafikPunkt*Q2;
SLS3_GC=qGC;

SLS1=[SLS_g; SLS1_q1; SLS1_q2; SLS1_Q1; SLS1_Q2; SLS1_GC];
SLS2=[SLS_g; SLS2_q1; SLS2_q2; SLS2_Q1; SLS2_Q2; SLS2_GC];
SLS3=[SLS_g; SLS3_q1; SLS3_q2; SLS3_Q1; SLS3_Q2; SLS3_GC];

ULS_alla={ULS_a, ULS_b1, ULS_b2, ULS_b3}; %Skapar cell med vektorer för alla
möjliga lastkombinationer i ULS
SLS_alla={SLS1, SLS2, SLS3}; %Skapar cell med vektorer för alla möjliga
lastkombinationer i SLS

m=numel(ULS_alla); %Antalet lastkombinationer i ULS

farger={'b','r','g','m'}; %Färger för varje lastfall till plot
lastkomb_namn={'ULS 6.10a', 'ULS 6.10b komb. 1', 'ULS 6.10b komb. 2', 'ULS
6.10b komb. 3'}; %Namn på lastfall för legend och utskrift

Maxvarden=cell(m,3); %Skapar en cell för att ta fram maximala moment,
tvärkraft och nedböjning
Reaktionskrafter=cell(m,3); %Skapar en cell för reaktionskrafterna för de 3
lastfallen

%Beräknar moment- och tvärkraftsdiagram för de tre studerade lastfallen för
samtliga lastkombinationer
for k=1:m
    ULS=ULS_alla{k};
    g=ULS(1,1); q1=ULS(2,1); q2=ULS(3,1); Q1=ULS(4,1); Q2=ULS(5,1);
    qGC=ULS(6,1);

    %Skapar lastvektor för utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem
per element. En vektor för maxmoment i stöd, maxmoment i fält & maximal
tvärkraft
    eq_falt=[0 -g; %Maxmoment i fält
            0 -g;
            0 -g;
            0 -g;
            0 -g-q1;
            0 -g-q1;

```

```

        0 -g-q1;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g];

eq_stod=[0 -g-q1;      %Maxmoment i stöd
        0 -g-q1;
        0 -g-q1;
        0 -g-q1;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g-qGC;
        0 -g-qGC;
        0 -g-qGC;
        0 -g];

eq_V=[0 -g-q1;      %Max tvärkraft
      0 -g-q1;
      0 -g-q1;
      0 -g-q1;
      0 -g-q2;
      0 -g-q2;
      0 -g-q2;
      0 -g-qGC;
      0 -g-qGC;
      0 -g-qGC;
      0 -g];

%Placerar punktlasterna i globala lastvektorn för de tre lastfallen
f_falt=zeros(frihetsgrader,1); f_stod=zeros(frihetsgrader,1);
f_V=zeros(frihetsgrader,1); %Skapar global lastvektor för de tre lastfallen
f_falt(17)=-Q1; f_falt(20)=-Q1; f_falt(26)=-Q2; f_falt(29)=-Q2; %Placerar
punktlasterna i respektive vektor, för lastfall maxmoment i fält
f_stod(5)=-Q1; f_stod(11)=-Q1; f_stod(17)=-Q2; f_stod(20)=-Q2; %För
lastfall maxmoment i stöd
f_V(5)=-Q1; f_V(11)=-Q1; f_V(17)=-Q2; f_V(20)=-Q2; %För lastfall maximal
tvärkraft

f_global={f_falt, f_stod, f_V};
eq_global={eq_falt, eq_stod, eq_V};
grafer_tvarled=numel(f_global); %Beräknar antal diagram som ska plottas

%Beräknar global styvhetsmatrix
for j=1:grafer_tvarled
    K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader); %Skapar global styvhetsmatrix
    f=f_global{j};
    eq=eq_global{j};

    for i=1:n
        [Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
        [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
    end
end

```

```

bc=[7 0; %Vänster stöd låst i x-led
     8 0; %Vänster stöd låst i y-led
    32 0]; %Höger stöd låst i y-led

[a,fb]=solveq(K,f,bc); %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
Ed=extract(Edof,a);

es_matris=zeros(21,3,n); %Skapar matris för samtliga beräknade krafter

for i=1:n %Placerar elementens krafter i den skapade matrisen

es_matris(:, :, i)=beam2s(ex(i, :), ey(i, :), ep(i, :), Ed(i, :), eq(i, :), 21);
end

moment_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
moment
tvärkraft_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
tvärkraft
x_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med relaterade x-värden

%Fyller vektorerna med tillhörande värden
for i=1:n
    idx_start=(i-1)*21+1;
    idx_end=i*21;
    moment_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,3,i); %Plockar ut
    tredje kolumnen (moment) för varje element
    tvärkraft_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,2,i); %Plockar ut
    andra kolumnen (tvärkraft) för varje element

x_vektor(idx_start:idx_end)=linspace(ex(i,1),ex(i,2),21); %Beräknar
    tillhörande x-värden
end

%Beräknar maximalt moment och tvärkraft för de tre lastfallen, deras
position i x-led, och lastkombination
if j==1
    M_max_falt=max(moment_vektor);
    x_falt_M=x_vektor(find(abs(moment_vektor)==M_max_falt,1));
    k_max_falt=k;
    Maxvarden(k,1)={[M_max_falt; x_falt_M; k_max_falt]};
    Reaktionskrafter(k,1)={[fb]};
end

if j==2
    M_max_stod=min(moment_vektor);
    x_stod_M=x_vektor(find(moment_vektor==M_max_stod,1));
    [M_max_stod, k_max_stod]=max(M_max_stod);
    k_max_stod=k;
    Maxvarden(k,2)={[M_max_stod; x_stod_M; k_max_stod]};
    Reaktionskrafter(k,2)={[fb]};
end

if j==3

```

```

    V_max=max(abs(tvarkraft_vektor));
    x_maxV=x_vektor(find(abs(tvarkraft_vektor)==V_max,1));
    [V_max, k_maxV]=max(V_max);
    k_maxV=k;
    Maxvarden(k,3)={[V_max; x_maxV; k_maxV]};
    Reaktionskrafter(k,3)={[fb]};
end

%Plot momentdiagram
titel_moment={'Momentdiagram lastfall 1', 'Momentdiagram lastfall
2', 'Momentdiagram lastfall 3'}; %Titlar för plot

figure(j)
hold on
plot(x_vektor,moment_vektor,
[farger{k} '-'], 'LineWidth',1, 'DisplayName', lastkomb_namn{k})
set(gca, 'YDir', 'reverse')
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Moment [Nm]')
title(titel_moment{j})
lgd=legend('-
DynamicLegend', 'Orientation', 'horizontal', 'Location', 'northoutside');
lgd.FontSize=7;
grid on
plot([0 11], [0 0], 'k-', 'HandleVisibility','off')

%Plot tvärkraftsdiagram
titel_tvarkraft={'Tvärkraftsdiagram lastfall 1', 'Tvärkraftsdiagram
lastfall 2', 'Tvärkraftsdiagram lastfall 3'}; %Titlar för plot

figure(3+j)
hold on
plot(x_vektor,tvarkraft_vektor,
[farger{k} '-'], 'LineWidth',1, 'DisplayName', lastkomb_namn{k})
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Tvärkraft [N]')
title(titel_tvarkraft{j})
lgd=legend('-
DynamicLegend', 'Orientation', 'horizontal', 'Location', 'northoutside');
lgd.FontSize=7;
grid on
plot([0 11], [0 0], 'k-', 'HandleVisibility','off')
end
end

%Tar fram maxvärden för lastfallen, x-position för dessa, och för vilken
lastkombination
alla_moment_falt=cell2mat(Maxvarden(:,1));
[Mmax_falt_tvarled, idx_falt]=max(alla_moment_falt(1:3:end));
x_falt=alla_moment_falt(2+(idx_falt-1)*3);
k_falt=alla_moment_falt(3+(idx_falt-1)*3);

alla_moment_stod=cell2mat(Maxvarden(:,2));
[Mmax_stod, idx_stod]=min(alla_moment_stod(1:3:end));

```

```

x_stod=alla_moment_stod(2+(idx_stod-1)*3);
k_stod=alla_moment_stod(3+(idx_stod-1)*3);

alla_tvarkraft=cell2mat(Maxvarden(:,3));
[Vmax, idx_V]=max(alla_tvarkraft(1:3:end));
x_V=alla_tvarkraft(2+(idx_V-1)*3);
k_V=alla_tvarkraft(3+(idx_V-1)*3);

disp('---Lastfall 1---')
fprintf('Maxmoment i fält: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
    Mmax_falt_tvarled, x_falt, k_falt);
disp('---Lastfall 2---')
fprintf('Maxmoment i stöd: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
    Mmax_stod, x_stod, k_stod);
disp('---Lastfall 3---')
fprintf('Max tvärkraft: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n', Vmax,
    x_V, k_V);

```

---Lastfall 1---

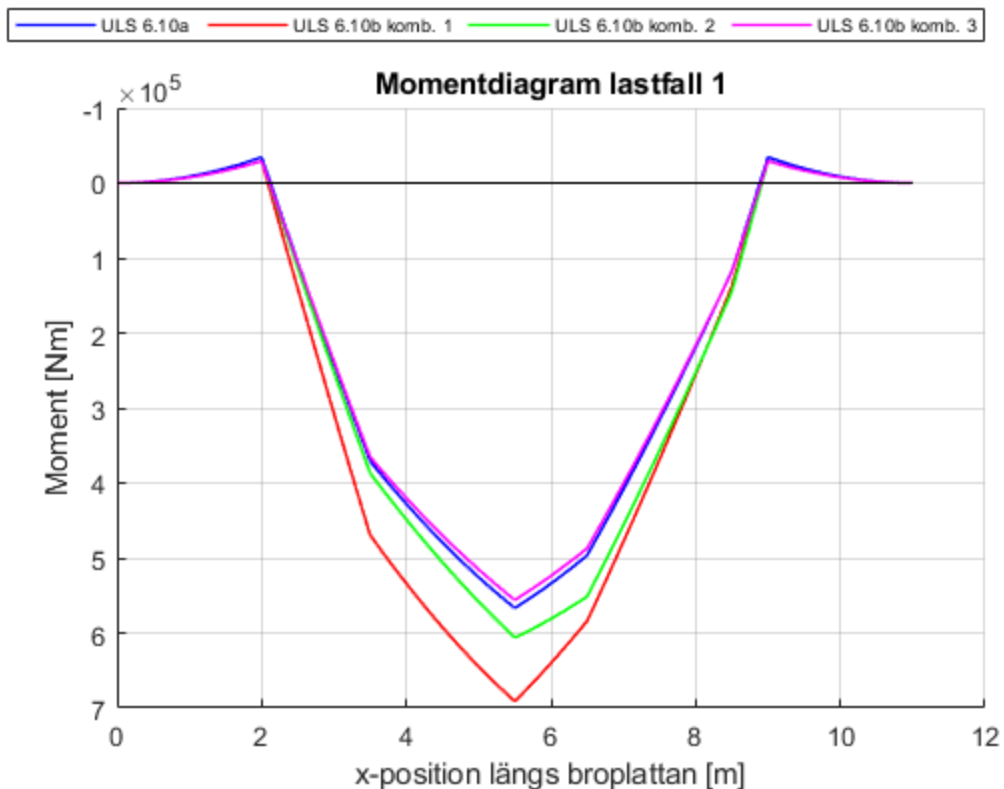
Maxmoment i fält: 691078.33 Nm, x-led: 5.50 m, Lastkombination: 2

---Lastfall 2---

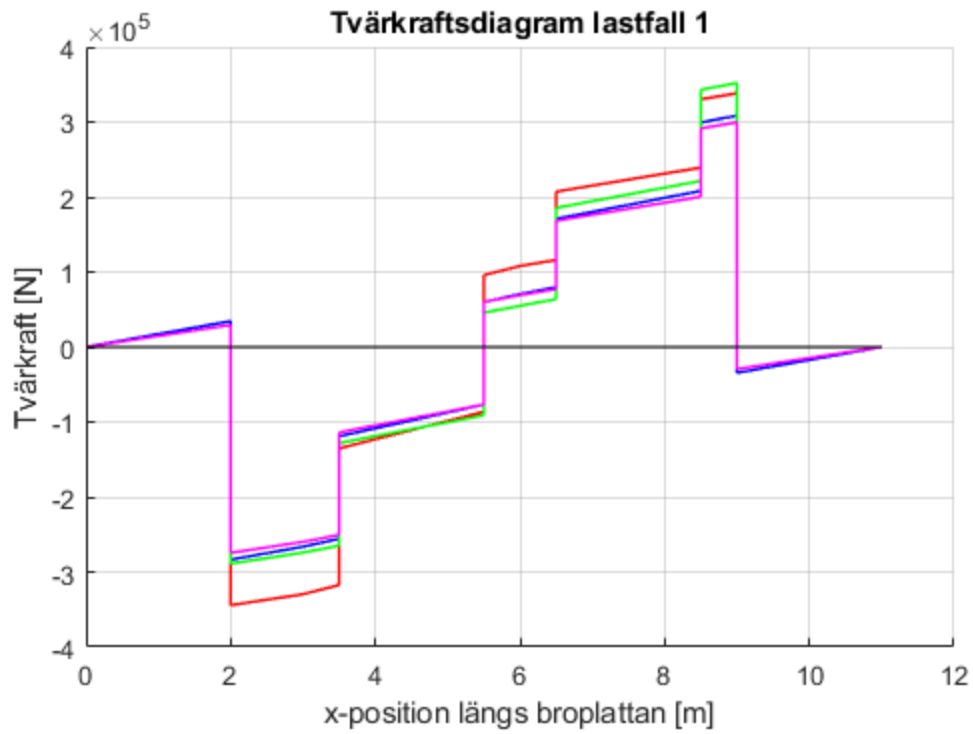
Maxmoment i stöd: -322145.10 Nm, x-led: 2.00 m, Lastkombination: 2

---Lastfall 3---

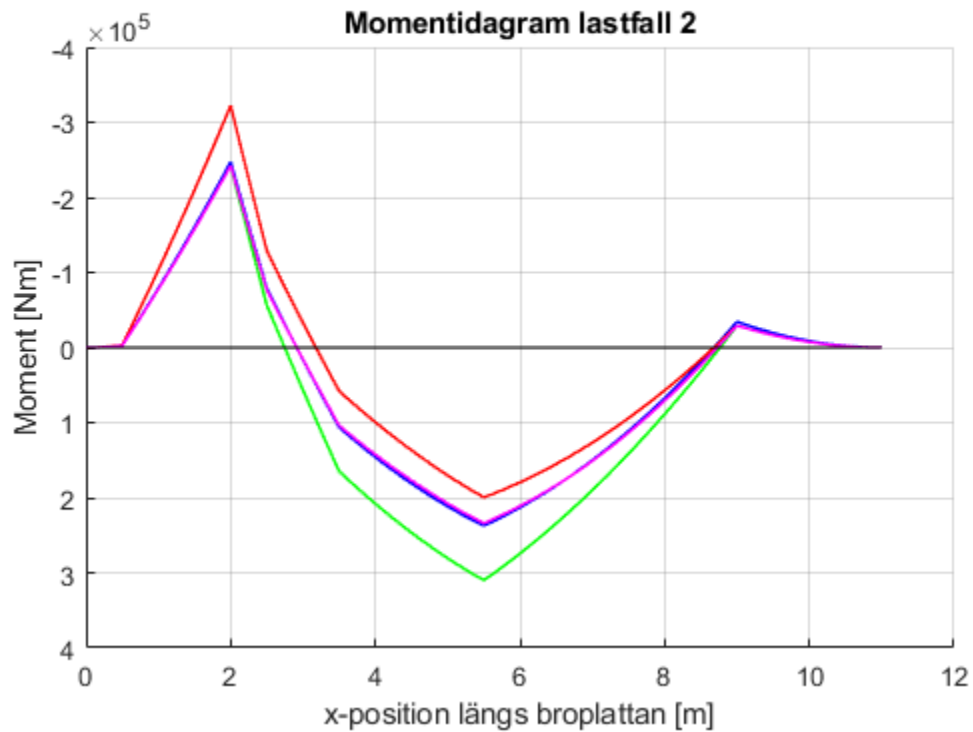
Max tvärkraft: 392569.10 Nm, x-led: 2.00 m, Lastkombination: 2

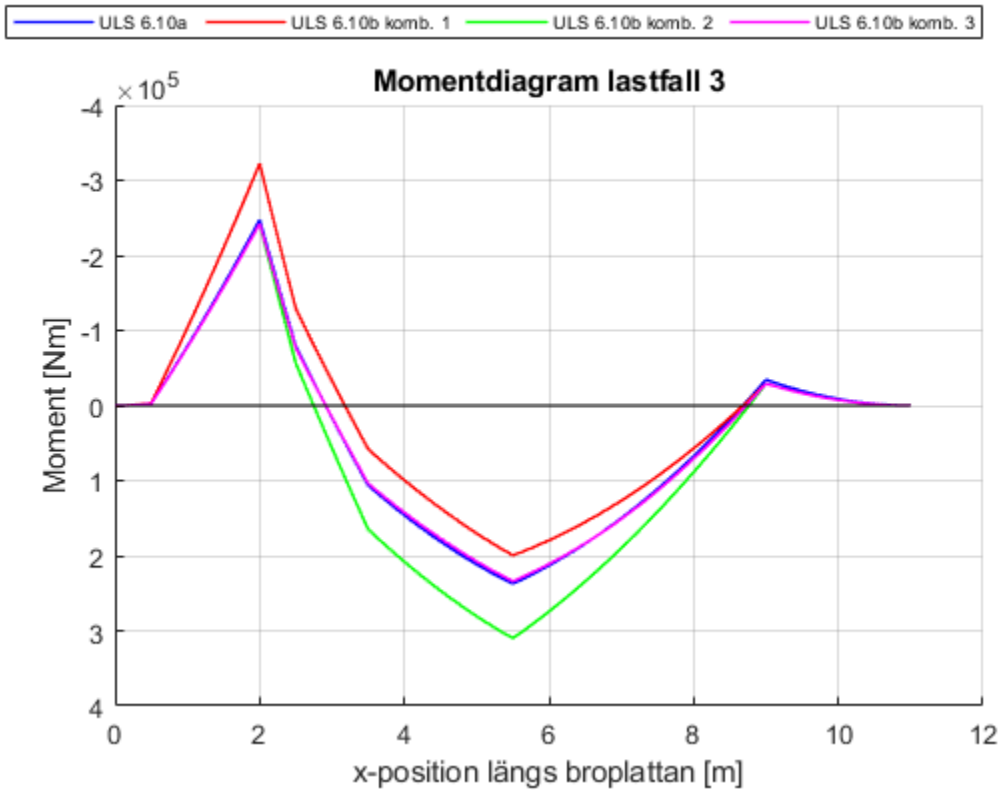
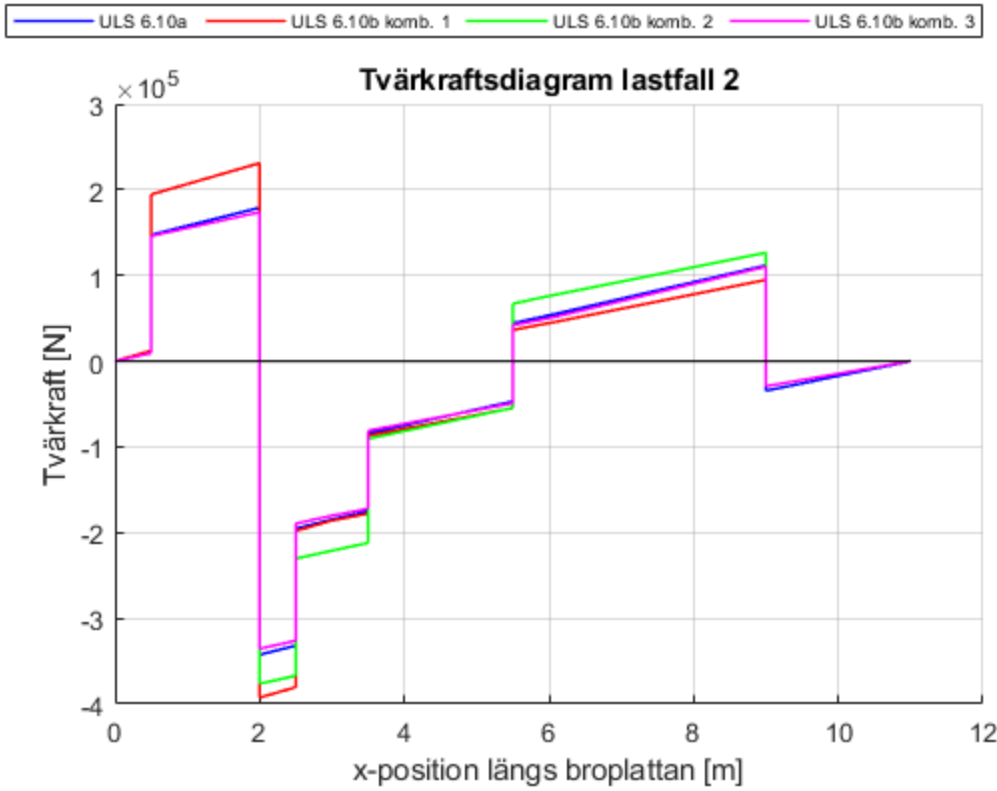


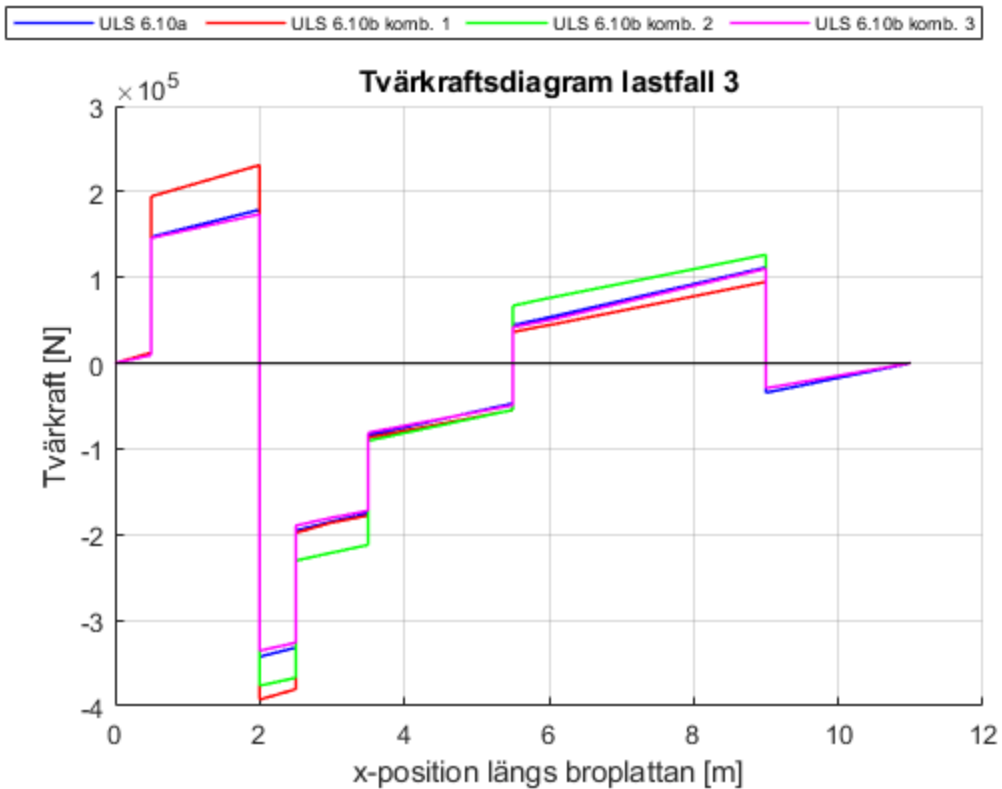
— ULS 6.10a — ULS 6.10b komb. 1 — ULS 6.10b komb. 2 — ULS 6.10b komb. 3



— ULS 6.10a — ULS 6.10b komb. 1 — ULS 6.10b komb. 2 — ULS 6.10b komb. 3







Momentdiagram tvärled SLS

```
%Beräknar momentdiagram för SLS, maxmoment i fält för senare beräkning av
spänningar i snittet
lastkomb_namn_SLS={'SLS 6.14b komb.1', 'SLS 6.14b komb. 2', 'SLS 6.14b komb.
3'}; %Namn på lastfall för legend och utskrift
```

```
Maxvarden_SLS=cell(numel(SLS_alla),1);
for k=1:numel(SLS_alla)
    SLS=SLS_alla{k};
    g=SLS(1,1); q1=SLS(2,1); q2=SLS(3,1); Q1=SLS(4,1); Q2=SLS(5,1);
    qGC=SLS(6,1);
```

```
%Skapar lastvektor för utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem
per element.
```

```
eq_falt_SLS=[0 -g; %Maxmoment i fält
             0 -g;
             0 -g;
             0 -g;
             0 -g-q1;
             0 -g-q1;
             0 -g-q1;
             0 -g-q1;
             0 -g-q2;
             0 -g-q2;
             0 -g-q2;
             0 -g-q2;]
```

```

    0 -g];

    %Placerar punktlasterna i globala lastvektorn
    f_falt_SLS=zeros(frihetsgrader,1); %Skapar global lastvektor för
lastfallet
    f_falt_SLS(17)=-Q1; f_falt_SLS(20)=-Q1; f_falt_SLS(26)=-Q2;
f_falt_SLS(29)=-Q2; %Placerar punktlasterna i vektorn för lastfall maxmoment
i fält

    %Beräknar global styvhetsmatris
K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader); %Skapar global styvhetsmatris
f=f_falt_SLS;
eq=eq_falt_SLS;

for i=1:n
    [Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
    [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

bc=[7 0; %Vänster stöd låst i x-led
    8 0; %Vänster stöd låst i y-led
    32 0]; %Höger stöd låst i y-led

[a,fb]=solveq(K,f,bc); %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
Ed=extract(Edof,a);

es_matris=zeros(21,3,n); %Skapar matris för samtliga beräknade krafter

for i=1:n %Placerar elementens krafter i den skapade matrisen
    es_matris(:, :, i)=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),Ed(i,:),eq(i,:),21);
end

moment_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för moment
tvärkraft_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
tvärkraft
x_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med relaterade x-värden

for i=1:n
    idx_start=(i-1)*21+1;
    idx_end=i*21;
    moment_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,3,i); %Plockar ut tredje
kolumnen (moment) för varje element
    tvärkraft_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,2,i); %Plockar ut
andra kolumnen (tvärkraft) för varje element
    x_vektor(idx_start:idx_end)=linspace(ex(i,1),ex(i,2),21); %Beräknar
tillhörande x-värden
end

    %Beräknar maximalt moment och tvärkraft för de tre lastfallen samt deras
position i x-led
M_max_falt_SLS=max(moment_vektor);
x_falt_M_SLS=x_vektor(find(abs(moment_vektor)==M_max_falt_SLS,1));
k_max_falt_SLS=k;
Maxvarden_SLS(k,1)={[M_max_falt_SLS; x_falt_M_SLS; k_max_falt_SLS]};

```

```

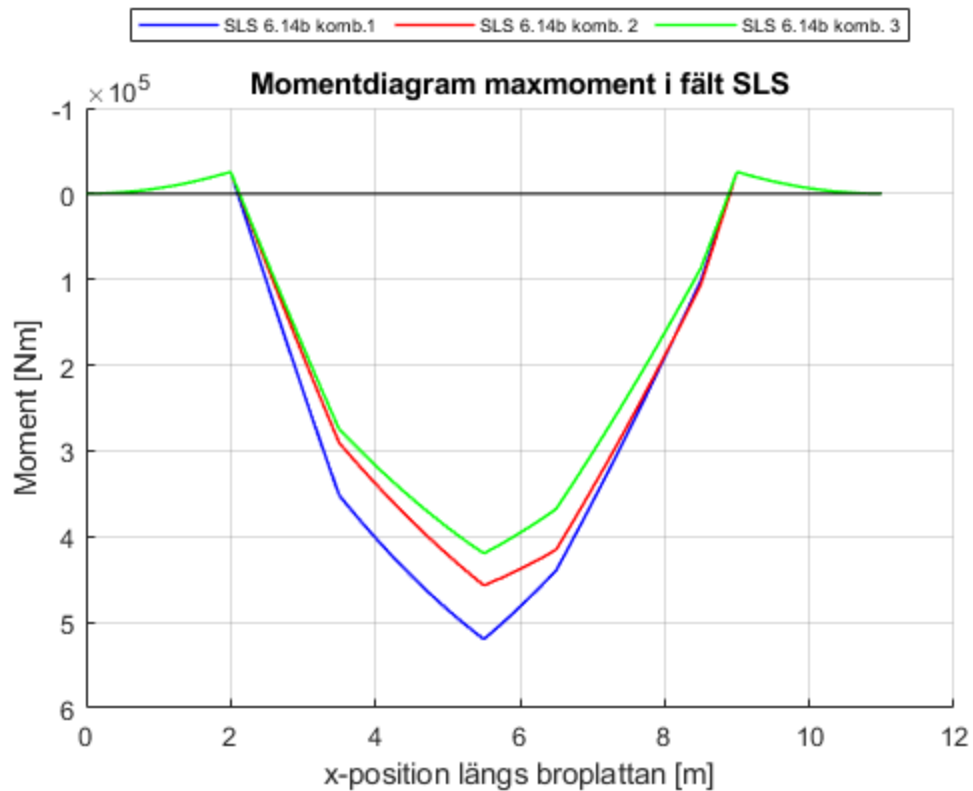
    %Plot momentdiagram
    figure(7)
    hold on
    plot(x_vektor,moment_vektor,[farger{k} '-'],'LineWidth',1, 'DisplayName',
lastkomb_namn_SLS{k})
    set(gca, 'YDir', 'reverse')
    xlabel('x-position längs broplattan [m]')
    ylabel('Moment [Nm]')
    title('Momentdiagram maxmoment i fält SLS')
    lgd=legend('-
DynamicLegend', 'Orientation', 'horizontal', 'Location', 'northoutside');
    lgd.FontSize=7;
    grid on
    plot([0 11], [0 0], 'k-', 'HandleVisibility','off')
end

%Tar fram maxvärden för lastfallet, x-position för dessa, och för vilken
lastkombination
alla_moment_falt_SLS=cell2mat(Maxvarden_SLS(:,1));
[Mmax_falt_SLS, idx_falt_SLS]=max(alla_moment_falt_SLS(1:3:end));
x_falt_SLS=alla_moment_falt_SLS(2+(idx_falt_SLS-1)*3);
k_falt_SLS=alla_moment_falt_SLS(3+(idx_falt_SLS-1)*3);

disp('---SLS---')
fprintf('Maxmoment i fält: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
Mmax_falt_SLS, x_falt_SLS, k_falt_SLS);

---SLS---
Maxmoment i fält: 519817.50 Nm, x-led: 5.50 m, Lastkombination: 1

```



Filfaktorer

%Elasticitetsmodul, area & böjtröghetsmoment inverkar inte på momentdiagram, men krävs för plot. Ansätts till 1.

```
E=1;
A=1;
I=1;
```

%Lastfall som ger störst reaktionskraft i vänster stöd används
%Topologimatrix med elementens frihetsgrader

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

```
frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element
```

```
%Uttrycker elementens utsträckning i x-led
ex=[0 0.5];
```

```

0.5 2;
2 2.5;
2.5 3;
3 3.5;
3.5 5.5;
5.5 6;
6 9;
9 11];

%Uttrycker elementens utsträckning i y-led där samtliga är 0 till 0
ey=zeros(n,2);

%Skapar vektor med de ansatta värdena på elasticitetsmodul, area &
bøjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E; ep(:,2)=A; ep(:,3)=I;

%Beräknar laster som verkar på överbyggnad
g=tunghet_armeradbetong*hplatta
+tunghet_asfaltsbelaggnig*h_belaggnig; %Egentyngd av betongplatta och
beläggning [N/m] per 1 meter djup
alphaq1=0.8; alphaq2=1; %Anpassningsfaktorer för jämnt utbredda lasterna från
LM1, SS-EN 1991-2 kapitel 4.3.2
q1k=9e3; q2k=2.5e3; %Utbredd last lastfält 1 respektive 2 [N/m], enligt SS-EN
1991-2 tabell 4.2
q1=q1k*alphaq1; q2=q2k*alphaq2;

alphaQ1=0.9; alphaQ2=0.9; %Anpassningsfaktorer för boggisystem, enligt SS-EN
1991-2 kapitel 4.3.2
Q1k=300e3; Q2k=200e3; %Axellast från boggisystem [N], enligt SS-EN 1991-2
tabell 4.2
Q1=Q1k*alphaQ1; Q2=Q2k*alphaQ2;
Q1=Q1/2; Q2=Q2/2; %Dividerar axellasterna med 2 för att få lasten per hjul

qGC=4e3; %Utbredd last från gång- och cykelbana, enligt TRVINFRA-00331

%Beräkning av laster för lastkombination som ger ströst reaktionskraft vilken
är ULS för ekvation 6.10b (SS-EN 1990), vilket itererats fram m.h.a beam
calculator
%Säkerhetsfaktorer
gamma_g=1.35; gamma_Q=1.35; gamma_GC=1.35; %Partialkoefficienter för egentyngd
respektive trafiklast, respektive gång- och cykellaster, enligt SS-EN 1990
tabell A2.4(B)

%Reduktionsfaktorer
psi0_trafikPunkt=0.75; psi0_trafikUtbredd=0.4;
psi0_GC=0.4; %Kombinationsfaktorer för trafik respektive GC-last, enligt SS-
EN 1990 tabell A2.1
xi=0.85; %Reduktionsfaktor för permanent egentyngd, enligt SS-EN 1990 tabell
A2.4(B)

%Lastfält 1 som huvudlast
ULSb_g=xi*gamma_g*g;
ULSb1_q1=gamma_Q*q1; ULSb1_Q1=gamma_Q*Q1;

```

```

ULSb1_q2=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q2; ULSb1_Q2=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q2;
ULSb1_GC=gamma_GC*psi0_GC*qGC;

ULS_b1=[ULSb_g; ULSb1_q1; ULSb1_q2; ULSb1_Q1; ULSb1_Q2; ULSb1_GC];

%Lastgrupp 1. Punktlaster från boggisystem
f1=zeros(frihetsgrader,1);
f1(5)=-Q1; f1(11)=-Q1; f1(17)=-Q2; f1(20)=-Q2;
eq1=zeros(n,2);

%Lastgrupp 2. Egentyngd
f2=zeros(frihetsgrader,1);
eq2=zeros(n,2); eq2(:,2)=-g;

%Lastgrupp 3. Utbredd last från lastfält och GC-bana
f3=zeros(frihetsgrader,1);
eq3=[0 -q1;
      0 -q1;
      0 -q1;
      0 -q1;
      0 -q2;
      0 -q2;
      0 -q2;
      0 -q2;
      0 -qGC;
      0 0];

%Celler med lasterna
f_lastfall={f1,f2,f3};
eq_lastfall={eq1,eq2,eq3};

%Skapar matris med filfaktorer
filfaktorer=zeros(length(f_lastfall),1);

%Randvillkor
bc=[7 0; %Vänster stöd låst i x-led
     8 0; %Vänster stöd låst i y-led
     26 0]; %Höger stöd låst i y-led

%Beräknar styvhetsmatris, förskjutningar & spänningar för de 3 olika
lastgrupperna
for i=1:length(f_lastfall)
    K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader);
    f=f_lastfall{i};
    eq=eq_lastfall{i};

    for j=1:n
        [Ke,fle]=beam2e(ex(j,:),ey(j,:),ep(j,:),eq(j,:));
        [K,f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fle);
    end

    [a,fb]=solveq(K,f,bc);
    filfaktorer(i)=fb(8)/(fb(8)+fb(26)); %Beräknar respektive lastgrupps
    filfaktor
end

```

```

namn={'filfaktor_punktlast','filfaktor_egentyngd','filfaktor_utbredd'};
for i = 1:length(filfaktorer)
    assignin('base', namn{i}, filfaktorer(i));
end

```

```

disp('filfaktor_punktlast'); disp(filfaktor_punktlast)
disp('filfaktor_egentyngd'); disp(filfaktor_egentyngd)
disp('filfaktor_utbredd'); disp(filfaktor_utbredd)

```

```

filfaktor_punktlast
    0.9000

```

```

filfaktor_egentyngd
    0.5000

```

```

filfaktor_utbredd
    0.7430

```

Moment- och tvärkraftsdiagram längsled, ej härdad betong

```

%Elasticitetsmodul, area & böjtröghetsmoment inverkar inte på moment- och tvärkraftsdiagram, men krävs för plot. Ansätts till 1.

```

```

E=1;
A=1;
I=1;

```

```

%Mest ogynnsamma lastfall framtagna med beam-calculator, gjutning från nordöst till sydväst med först spann 3 och 2, efter härdning spann 1 (sett från vänster i beräkningsmodell)

```

```

%Topologimatrix med elementens frihetsgrader
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9;
      3 7 8 9 10 11 12];

```

```

frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element

```

```

%Uttrycker elementens utsträckning i x-led
ex=[ 0 16.54;
     16.54 51.81;
     51.81 66.19];

```

```

%Uttrycker elementens utsträckning i y-led där samtliga är 0 till 0
ey=zeros(n,2);

```

```

%Skapar vektor med de ansatta värdena på elasticitetsmodul, area & böjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E; ep(:,2)=A; ep(:,3)=I;

```

```

%Tungheter för bron
tunghet_armeradbetong=24e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_stal=77e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_arbetare=1e3; %[N/m^2], enligt SS-EN 1991-1-6

%Beräknar laster som verkar på överbyggnad under gjutskedet för en balk
g_stal=tunghet_stal*Abalk; %Egentyngd en stålbalk [N/m]
g_betong=tunghet_armeradbetong*hplatta*bplatta/2; %Egentyngd av betong [N/m]
q_arbetare=tunghet_arbetare*bplatta/2; %Egentyngd arbetare och handverktyg [N/
m]

%Skapar lastvektor för utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem per
element.
eq_falt=[0 -g_stal; %Störst moment i fält, gjutning spann
2 och 3
0 -g_stal-g_betong-q_arbetare;
0 -g_stal-g_betong-q_arbetare];

eq_stod=[0 -g_stal; %Störst moment över stöd, gjutning
spann 2 och 3
0 -g_stal-g_betong-q_arbetare;
0 -g_stal-g_betong-q_arbetare];

%Skapar global lastvektor för båda lastfallen, inga punktlaster
f_falt=zeros(frihetsgrader,1); f_stod=zeros(frihetsgrader,1);

f_global={f_falt, f_stod};
eq_global={eq_falt, eq_stod};

%Skapar en cell för reaktionskrafterna för de två fallen
Reaktionskrafter_langsled_ejhardad=cell(1,2);

%Beräknar global styvhetsmatris för de två lastfallen
for j=1:2
K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader);
f=f_global{j};
eq=eq_global{j};

for i=1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

bc=[1 0; %Stöd 1 låst i x-led
2 0; %Stöd 1 låst i y-led
5 0; %Stöd 2 låst i y-led
8 0; %Stöd 3 låst i y-led
11 0]; %Stöd 4 låst i y-led

[a,fb]=solveq(K,f,bc);
Ed=extract(Edof,a);

%Beräknar förskjutning och reaktionskrafter

```

```

es_matris=zeros(21,3,n);

for i=1:n %Placerar elementens krafter i den skapade matrisen
    es_matris(:, :, i)=beam2s(ex(i, :), ey(i, :), ep(i, :), Ed(i, :), eq(i, :), 21);
end

moment_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för moment
tvarkraft_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
tvarkraft
x_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med relaterade x-värden

for i=1:n
    idx_start=(i-1)*21+1;
    idx_end=i*21;
    moment_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,3,i); %Plockar ut tredje
kolumnen (moment) för varje element
    tvarkraft_vektor(idx_start:idx_end)=es_matris(:,2,i); %Plockar ut
andra kolumnen (tvarkraft) för varje element
    x_vektor(idx_start:idx_end)=linspace(ex(i,1),ex(i,2),21); %Beräknar
tillhörande x-värden
end

%Beräknar maximalt moment och tvarkraft för bägge lastfallen samt deras
position i x-led
if j==1
    [M_max_falt_ejhardad,idx_falt]=max(moment_vektor);
    x_maxmoment_falt=x_vektor(idx_falt);
    [V_max1,idx_V]=max(abs(tvarkraft_vektor));
    x_maxtvarkraft=x_vektor(idx_V);
    disp('--- Lastfall 1 ---')
    disp(['Maxmoment i fält = ', num2str(M_max_falt_ejhardad), ' Nm vid x
= ', num2str(x_maxmoment_falt), ' m']);
    disp(['Maximal tvarkraft = ', num2str(V_max1), ' N vid x = ',
num2str(x_maxtvarkraft), ' m']);
    titel_moment='Momentdiagram max i fält';
    titel_tvarkraft='Tvärkraftsdiagram maxmoment i fält';
    Reaktionskrafter_langsled_ejhardad(1,1)={[fb]};
end

if j==2
    [M_max_stod_ejhardad,idx_stod]=min(moment_vektor);
    x_maxmoment_stod=x_vektor(idx_stod);
    [V_max2,idx_V]=max(abs(tvarkraft_vektor));
    x_maxtvarkraft=x_vektor(idx_V);
    disp('--- Lastfall 2 ---')
    disp(['Maxmoment i stöd = ', num2str(M_max_stod_ejhardad), ' Nm vid x
= ', num2str(x_maxmoment_stod), ' m']);
    disp(['Maximal tvarkraft = ', num2str(V_max2), ' N vid x = ',
num2str(x_maxtvarkraft), ' m']);
    titel_moment='Momentdiagram max över stöd';
    titel_tvarkraft='Tvärkraftsdiagram maxmoment över stöd';
    Reaktionskrafter_langsled_ejhardad(1,2)={[fb]};
end

```

```

%Plot momentdiagram
figure(7+j)
plot(x_vektor,moment_vektor,'b-','LineWidth',1)
set(gca, 'YDir', 'reverse')
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Moment [Nm]')
title(titel_moment)
grid on
hold on
plot([0 66.19], [0 0], 'k-')

%Plot tvärkraftsdiagram
figure(9+j)
plot(x_vektor,tvarkraft_vektor,'r-','LineWidth',1)
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Tvärkraft [N]')
title(titel_tvarkraft)
grid on
hold on
plot([0 66.19], [0 0], 'k-')
end

```

```
Vmax_ejhardad=max(V_max1, V_max2);
```

```
--- Lastfall 1 ---
```

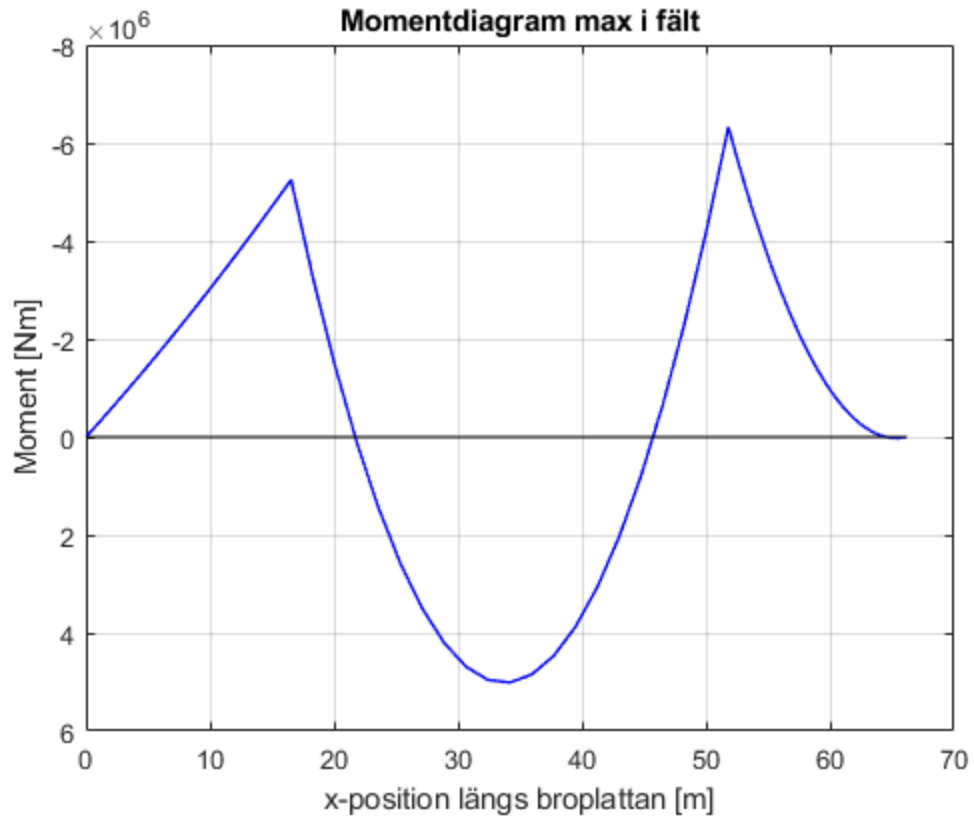
```
Maxmoment i fält = 5011205.1515 Nm vid x = 34.175 m
```

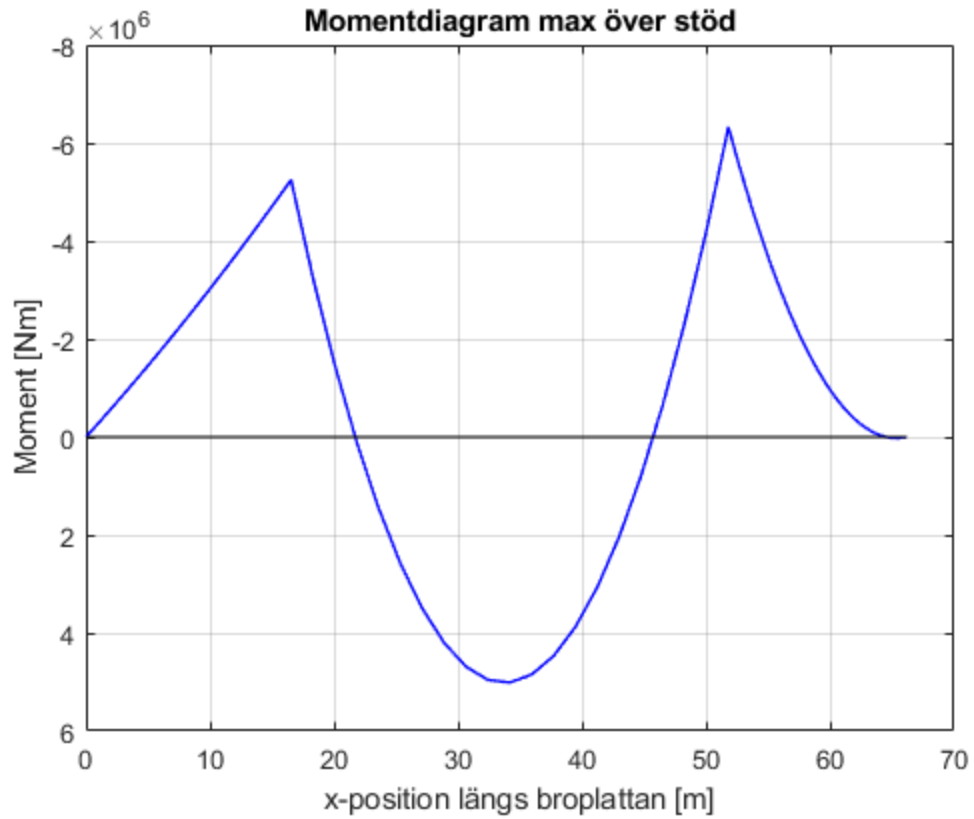
```
Maximal tvärkraft = 1255247.5899 N vid x = 51.81 m
```

```
--- Lastfall 2 ---
```

```
Maxmoment i stöd = -6326934.8347 Nm vid x = 51.81 m
```

```
Maximal tvärkraft = 1255247.5899 N vid x = 51.81 m
```





Moment- och tvärkraftsdiagram längsled, här- dad betong

```
%Elasticitetsmodul, area & böjtröghetsmoment inverkar inte på moment- och
tvärkraftsdiagram, men krävs för plot. Ansätts till 1.
E=1;
A=1;
I=1;

%Mest ogynnsamma lastfall framtagna med beam-calculator
%Topologimatrix med elementens frihetsgrader
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9;
      3 7 8 9 10 11 12;
      4 10 11 12 13 14 15];

frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element

%Uttrycker elementens utsträckning i x-led
ex=[0 16.54;
    16.54 34.175;
    34.175 51.81;
    51.81 66.19];

%Uttrycker elementens utsträckning i y-led där samtliga är 0 till 0
ey=zeros(n,2);

%Skapar vektor med de ansatta värdena på elasticitetsmodul, area &
böjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E; ep(:,2)=A; ep(:,3)=I;

%Tungheter för bron
tunghet_armeradbetong=24e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_stal=77e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331
tunghet_asfaltsbelaggnig=22e3; %[N/m^3], enligt TRVINFRA-00331

%Beräknar laster som verkar på överbyggnad i längsled
g_tot=tunghet_armeradbetong*hplatta*bplatta
+tunghet_asfaltsbelaggnig*h_belaggnig*bplatta+2*tunghet_stal*Abalk; %Total
egentyngd av betongplatta, beläggning samt stålbalkar i längsled [N/m]
alphaq1=0.8; alphaq2=1; %Anpassningsfaktorer för jämnt utbredda lasterna från
LM1, SS-EN 1991-2 kapitel 4.3.2
q1k_langs=9e3*bq1; q2k_langs=2.5e3*bq2; %Utbredd last lastfält 1 respektive 2
[N/m], enligt SS-EN 1991-2 tabell 4.2
q1_langs=q1k_langs*alphaq1; q2_langs=q2k_langs*alphaq2;

qGC_langs=4e3*bGC; %Utbredd last från gång- och cykelbana [N/m], enligt
TRVINFRA-00331
```

```

q_tot=q1_langs+q2_langs+qGC_langs; %Total utbredd last i längsled från väg-
och gc-trafik [N/m]

alphaQ1=0.9; alphaQ2=0.9; %Anpassningsfaktorer för boggisystem, enligt SS-EN
1991-2 kapitel 4.3.2
Q1k=300e3; Q2k=200e3; %Axellast från boggisystem [N], enligt SS-EN 1991-2
tabell 4.2
Q1=Q1k*alphaQ1; Q2=Q2k*alphaQ2;
Q_tot=Q1+Q2; %Total boggilast [N]

%Beräknar de laster som verkar på den studerade balken i längsled
g_langs=filfaktor_egentyngd*g_tot; q_langs=filfaktor_utbredd*q_tot;
Q_langs=filfaktor_punktlast*Q_tot; %Egentyngd, utbredd trafiklast, punktlast
från trafik

%Beräkning av laster för olika lastkombinationer
%Säkerhetsfaktorer
gamma_g=1.35; gamma_Q=1.35; gamma_GC=1.35; %Partialkoefficienter för egentyngd
respektive trafiklast, respektive gång- och cykellaster, enligt SS-EN 1990
tabell A2.4(B)

%Reduktionsfaktorer
psi0_trafikPunkt=0.75; psi0_trafikUtbredd=0.4;
psi0_GC=0.4; %Kombinationsfaktorer för trafik respektive GC-last, enligt SS-
EN 1990 tabell A2.1
xi=0.85; %Reduktionsfaktor för permanent egentyngd, enligt SS-EN 1990 tabell
A2.4(B)

%ULS enligt 6.10a, SS-EN 1990
ULSa_g_langs=gamma_g*g_langs;
ULSa_q_langs=gamma_Q*psi0_trafikUtbredd*q_langs; %psi0_trafikUtbredd=psi0_GC,
kan därför multiplicera med denna, samma med gamma
ULSa_Q_langs=gamma_Q*psi0_trafikPunkt*Q_langs;

ULS_a_langs=[ULSa_g_langs; ULSa_q_langs; ULSa_Q_langs];

%ULS enligt 6.10b, SS-EN 1990
%Ett fall med trafiklast som huvudlast
ULSb_g_langs=xi*gamma_g*g_langs;
ULSb_q_langs=gamma_Q*q_langs;
ULSb_Q_langs=gamma_Q*Q_langs;

ULS_b_langs=[ULSb_g_langs; ULSb_q_langs; ULSb_Q_langs];

%SLS enligt 6.14b, SS-EN 1990
SLS_g_langs=g_langs; %Egentyngd SLS

%Trafiklast som huvudlast
SLS_q_langs=q_langs;
SLS_Q_langs=Q_langs;

SLS_langs=[SLS_g_langs; SLS_q_langs; SLS_Q_langs];

```

```

ULS_alla_langs={ULS_a_langs, ULS_b_langs}; %Skapar cell med vektorer för alla
möjliga lastkombinationer i ULS

m=numel(ULS_alla_langs); %Antalet lastkombinationer i ULS

farger={'b','r'}; %Färger för varje lastfall till plot
lastkomb_namn={'ULS 6.10a', 'ULS 6.10b'}; %Namn på lastfall för legend och
utskrift

Maxvarden=cell(m,3); %Skapar en cell för att ta fram maximala moment och
tvärkraft
Reaktionskrafter_langsled=cell(m,4); %Skapar en cell för reaktionskrafterna
för de fyra lastfallen
for k=1:m
    ULS_langs=ULS_alla_langs{k};
    g_langsled=ULS_langs(1,1); q_langsled=ULS_langs(2,1);
    Q_langsled=ULS_langs(3,1);

    %Skapar lastvektor för utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem
per element. En vektor för maxmoment i fält, maxmoment i stöd, maximal
tvärkraft, och max reaktionskraft i stöd
    eq_falt=[0 -g_langsled;           %Maxmoment i fält
            0 -g_langsled-q_langsled;
            0 -g_langsled-q_langsled;
            0 -g_langsled];

    eq_stod=[0 -g_langsled-q_langsled; %Maxmoment i stöd
            0 -g_langsled-q_langsled;
            0 -g_langsled-q_langsled;
            0 -g_langsled];

    eq_V=[0 -g_langsled;           %Max tvärkraft
          0 -g_langsled-q_langsled;
          0 -g_langsled-q_langsled;
          0 -g_langsled];

    eq_reaktion=[0 -g_langsled-q_langsled; %Max reaktionskraft i stöd för
kontroll av svets
                0 -g_langsled-q_langsled;
                0 -g_langsled-q_langsled;
                0 -g_langsled];

    %Placerar punktlasterna i globala lastvektorn för de fyra lastfallen
    f_falt=zeros(frihetsgrader,1); f_stod=zeros(frihetsgrader,1);
f_V=zeros(frihetsgrader,1); f_reaktion=zeros(frihetsgrader,1); %Skapar global
lastvektor för de fyra lastfallen
    f_falt(8)=-Q_langs; %Placerar punktlasterna i respektive vektor, för
lastfall maxmoment i fält
    f_stod(8)=-Q_langs; %För lastfall maxmoment i stöd
    f_V(8)=-Q_langs; %För lastfall maximal tvärkraft
    f_reaktion(5)=-Q_langs; %För lastfall maximal reaktionskraft

    f_global={f_falt, f_stod, f_V, f_reaktion};
    eq_global={eq_falt, eq_stod, eq_V, eq_reaktion};

```

```

grafer_langsled=numel(f_global); %Beräknar antal diagram som ska plottas

%Beräknar global styvhetsmatrix
for j=1:grafer_langsled
    K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader);
    f=f_global{j};
    eq=eq_global{j};

    for i=1:n
        [Ke, fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
        [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
    end

    bc=[1 0; %Stöd 1 låst i x-led
        2 0; %Stöd 1 låst i y-led
        5 0; %Stöd 2 låst i y-led
        11 0; %Stöd 3 låst i y-led
        14 0]; %Stöd 4 låst i y-led

    [a,fb]=solveq(K,f,bc);
    Ed=extract(Edof,a);

    %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
    es_matis=zeros(21,3,n);

    for i=1:n %Placerar elementens krafter i den skapade matrisen
        es_matis(:, :, i)=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),Ed(i,:),eq(i,:),21);
    end

    moment_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
moment
    tvarkraft_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med samtliga värden för
tvärkraft
    x_vektor=zeros(21*n,1); %Skapar vektor med relaterade x-värden

    for i=1:n
        idx_start=(i-1)*21+1;
        idx_end=i*21;
        moment_vektor(idx_start:idx_end)=es_matis(:,3,i); %Plockar ut
tredje kolumnen (moment) för varje element
        tvarkraft_vektor(idx_start:idx_end)=es_matis(:,2,i); %Plockar ut
andra kolumnen (tvärkraft) för varje element
        x_vektor(idx_start:idx_end)=linspace(ex(i,1),ex(i,2),21);
    end

    %Beräknar maximalt moment för lastfall 1 & 2, maximal tvärkraft för
lastfall 3, och reaktionskrafter för samtliga lastfall
    if j==1
        [M_max_falt_hardad, idx_max_falt]=max((moment_vektor));
        x_falt_M=x_vektor(idx_max_falt);
        k_max_falt=k;
        Maxvarden(k,1)={[abs(M_max_falt_hardad); x_falt_M; k_max_falt]};
        Reaktionskrafter_langsled(k,1)={[fb]};
    end

```

```

end

if j==2
    M_max_stod_hardad=min(moment_vektor);
    x_stod_M=x_vektor(find(moment_vektor==M_max_stod_hardad,1));
    [M_max_stod_hardad, k_max_stod]=max(M_max_stod_hardad);
    k_max_stod=k;
    Maxvarden(k,2)={[M_max_stod_hardad; x_stod_M; k_max_stod]};
    Reaktionskrafter_langsled(k,2)={[fb]};
end

if j==3
    V_max=max(abs(tvarkraft_vektor));
    x_maxV=x_vektor(find(abs(tvarkraft_vektor)==V_max,1));
    [V_max, k_maxV]=max(V_max);
    k_maxV=k;
    Maxvarden(k,3)={[V_max; x_maxV; k_maxV]};
    Reaktionskrafter_langsled(k,3)={[fb]};
end

if j==4
    Reaktionskrafter_langsled(k,4)={[fb]};
end

%Plot momentdiagram
titel_moment={'Momentdiagram lastfall 1', 'Momentdiagram lastfall
2', 'Momentdiagram lastfall 3', 'Momentdiagram lastfall 4'}; %Titlar för plot

figure(11+j)
hold on
plot(x_vektor,moment_vektor,
[farger{k} '-'], 'LineWidth',1, 'DisplayName', lastkomb_namn{k})
set(gca, 'YDir', 'reverse')
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Moment [Nm]')
title(titel_moment{j})
lgd=legend('-
DynamicLegend', 'Orientation', 'horizontal', 'Location', 'northoutside');
lgd.FontSize=7;
grid on
plot([0 66.19], [0 0], 'k-', 'HandleVisibility','off')

%Plot tvärkraftsdiagram
titel_tvarkraft={'Tvärkraftsdiagram lastfall 1', 'Tvärkraftsdiagram
lastfall 2', 'Tvärkraftsdiagram lastfall 3', 'Tvärkraftsdiagram lastfall
4'}; %Titlar för plot

figure(15+j)
hold on
plot(x_vektor,tvarkraft_vektor,
[farger{k} '-'], 'LineWidth',1, 'DisplayName', lastkomb_namn{k})
xlabel('x-position längs broplattan [m]')
ylabel('Tvärkraft [N]')
title(titel_tvarkraft{j})

```

```

        lgd=legend('-
DynamicLegend', 'Orientation', 'horizontal', 'Location', 'northoutside');
        lgd.FontSize=7;
        grid on
        plot([0 66.19], [0 0], 'k-', 'HandleVisibility','off')
    end
end

%Beräknar position i x-led för maxvärdena samt för vilken lastkombination
alla_moment_falt=cell2mat(Maxvarden(:,1));
[Mmax_falt, idx_falt]=max(alla_moment_falt(1:3:end));
x_falt=alla_moment_falt(2+(idx_falt-1)*3);
k_falt=alla_moment_falt(3+(idx_falt-1)*3);

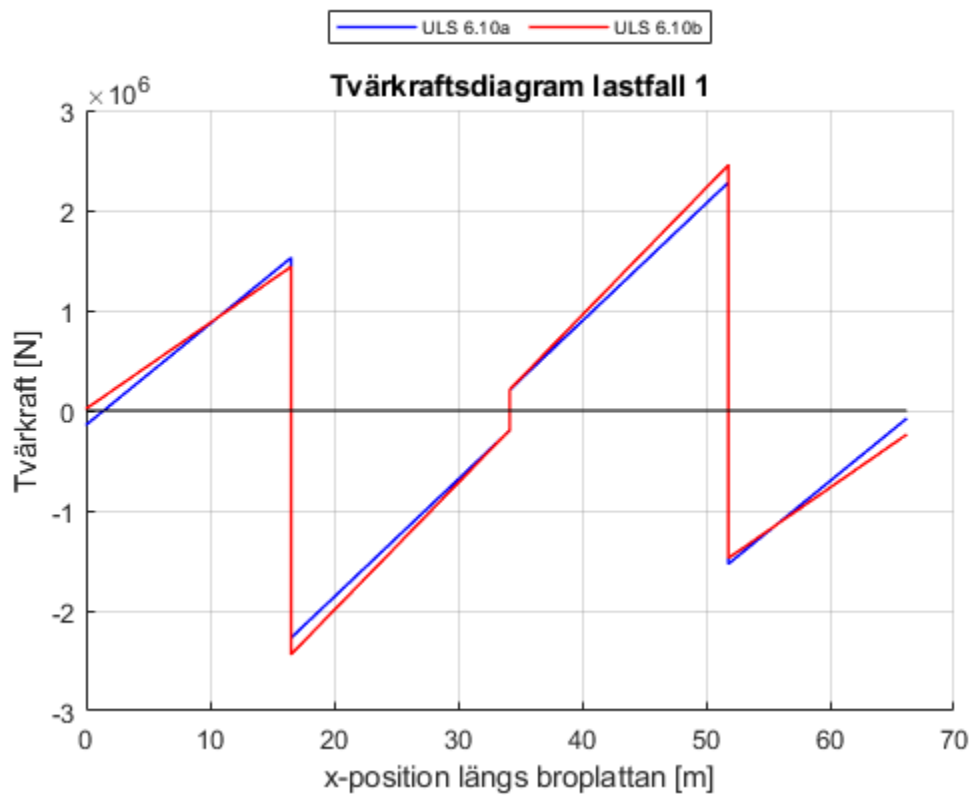
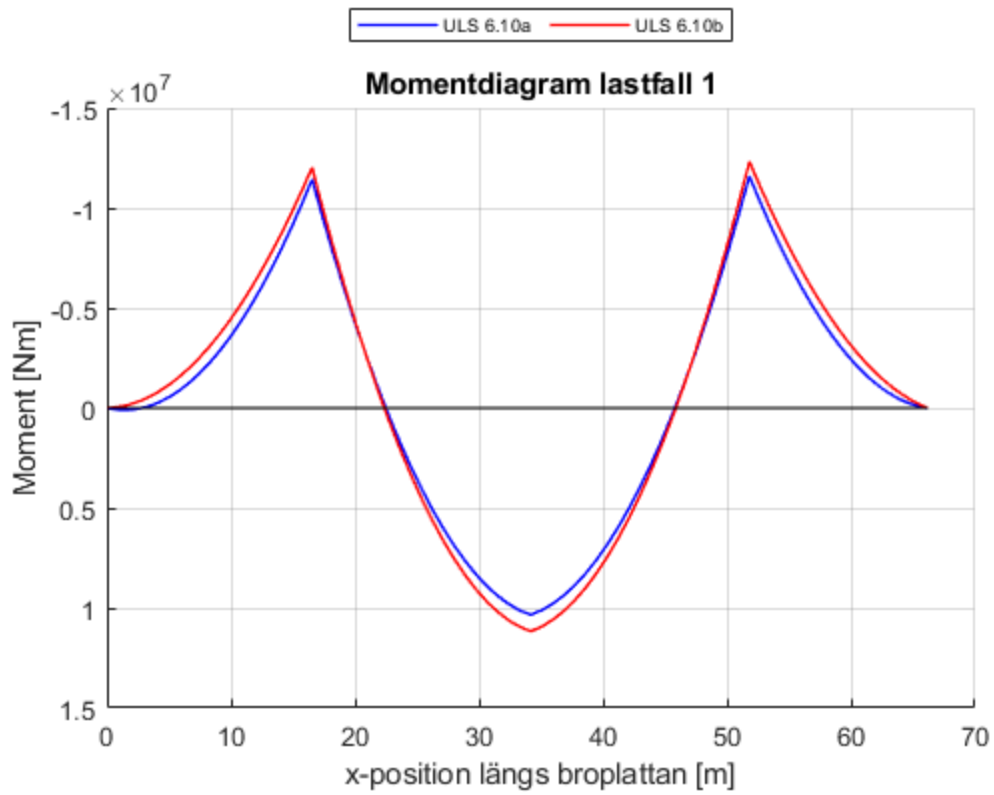
alla_moment_stod=cell2mat(Maxvarden(:,2));
[Mmax_stod, idx_stod]=min(alla_moment_stod(1:3:end));
x_stod=alla_moment_stod(2+(idx_stod-1)*3);
k_stod=alla_moment_stod(3+(idx_stod-1)*3);

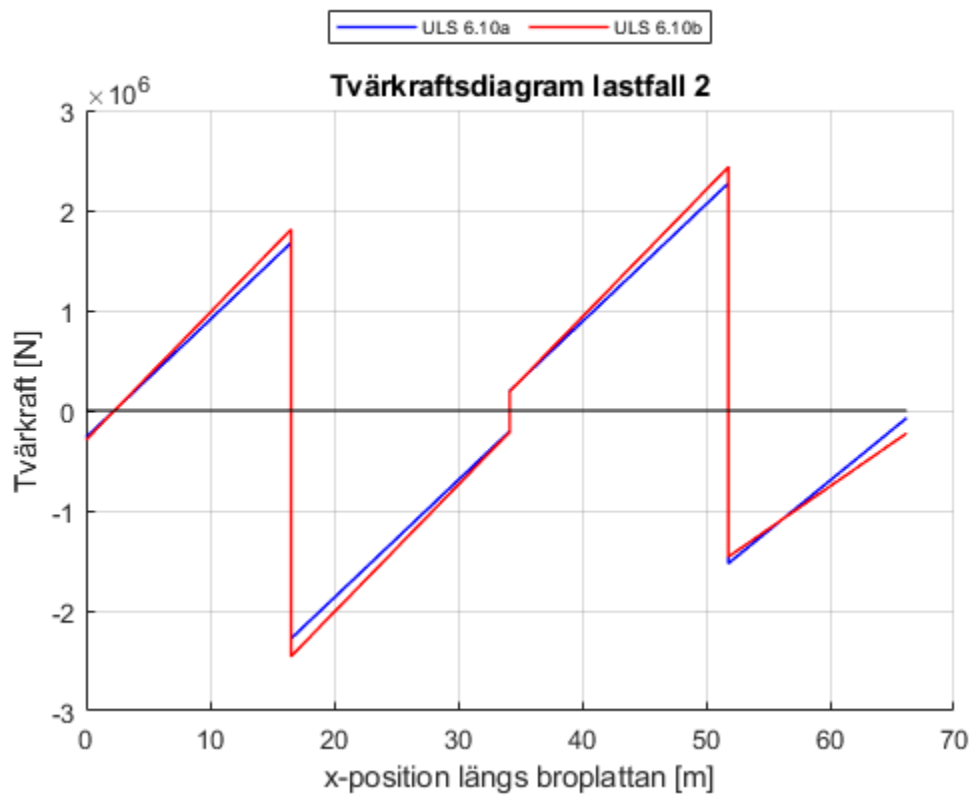
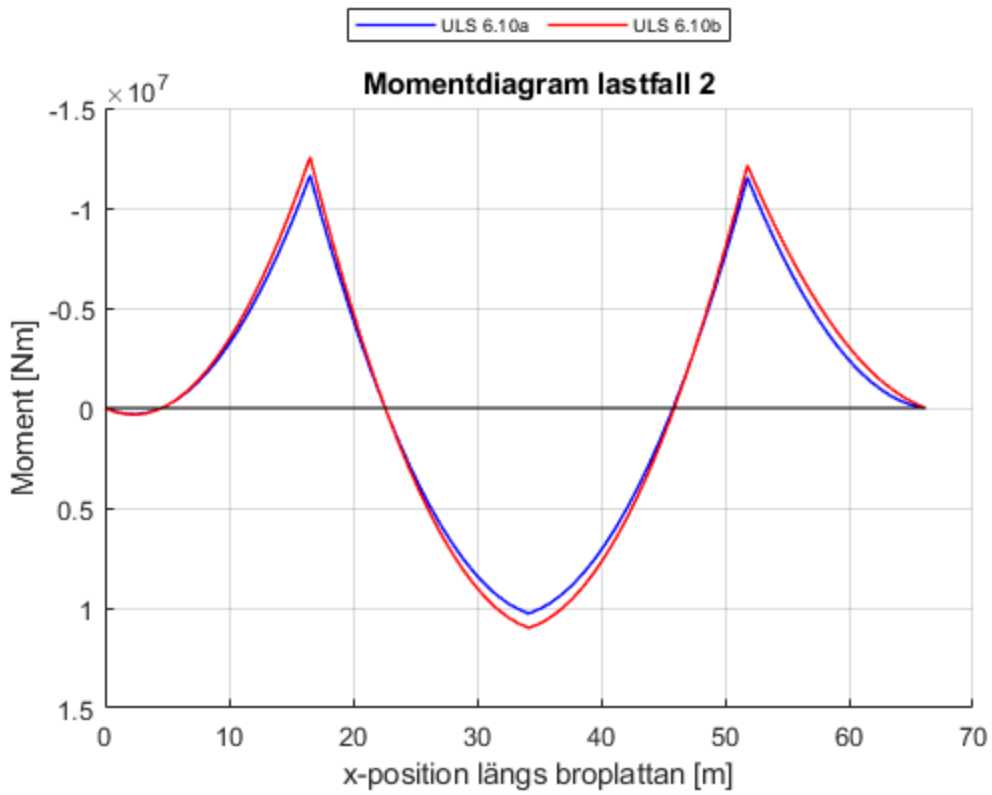
alla_tvarkraft=cell2mat(Maxvarden(:,3));
[Vmax_hardad, idx_V]=max(alla_tvarkraft(1:3:end));
x_V=alla_tvarkraft(2+(idx_V-1)*3);
k_V=alla_tvarkraft(3+(idx_V-1)*3);

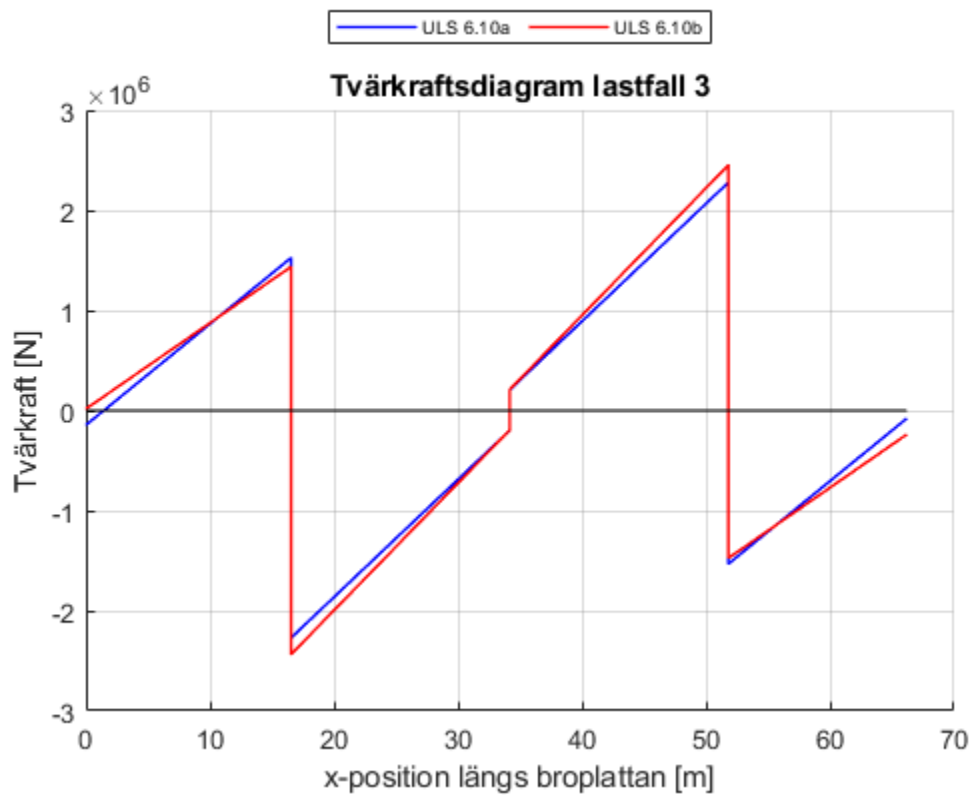
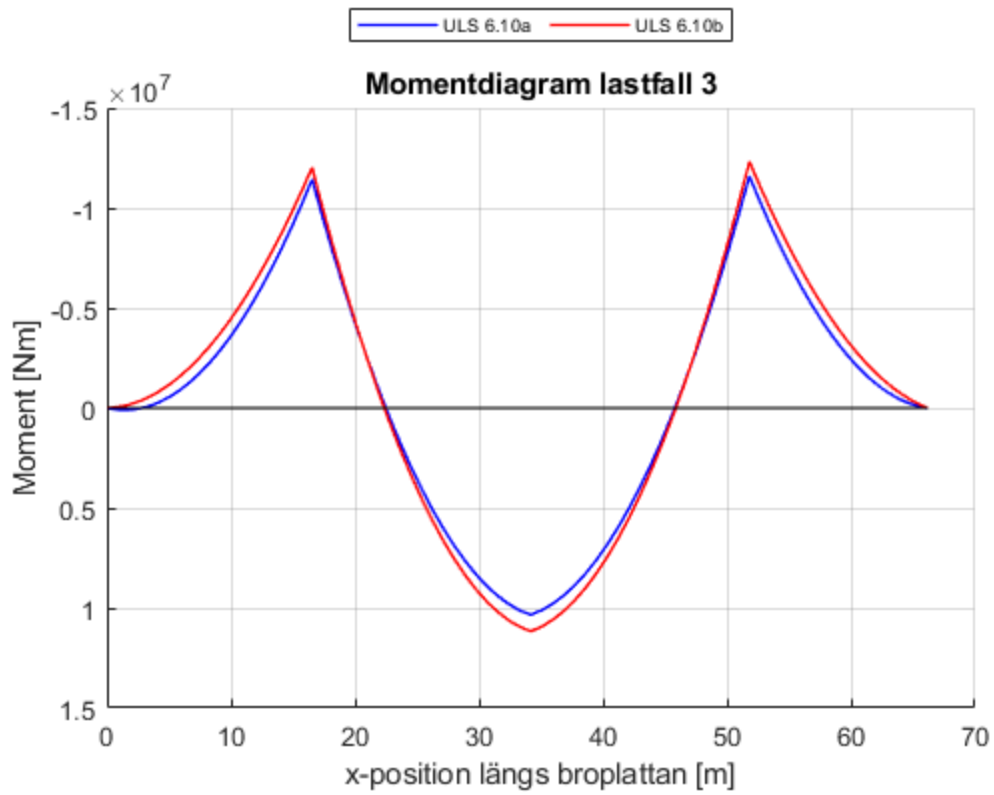
disp('---Lastfall 1---')
fprintf('Maxmoment i fält: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
    Mmax_falt, x_falt, k_falt);
disp('---Lastfall 2---')
fprintf('Maxmoment i stöd: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
    Mmax_stod, x_stod, k_stod);
disp('---Lastfall 3---')
fprintf('Max tvärkraft: %.2f Nm, x-led: %.2f m, Lastkombination: %d\n',
    Vmax_hardad, x_V, k_V);

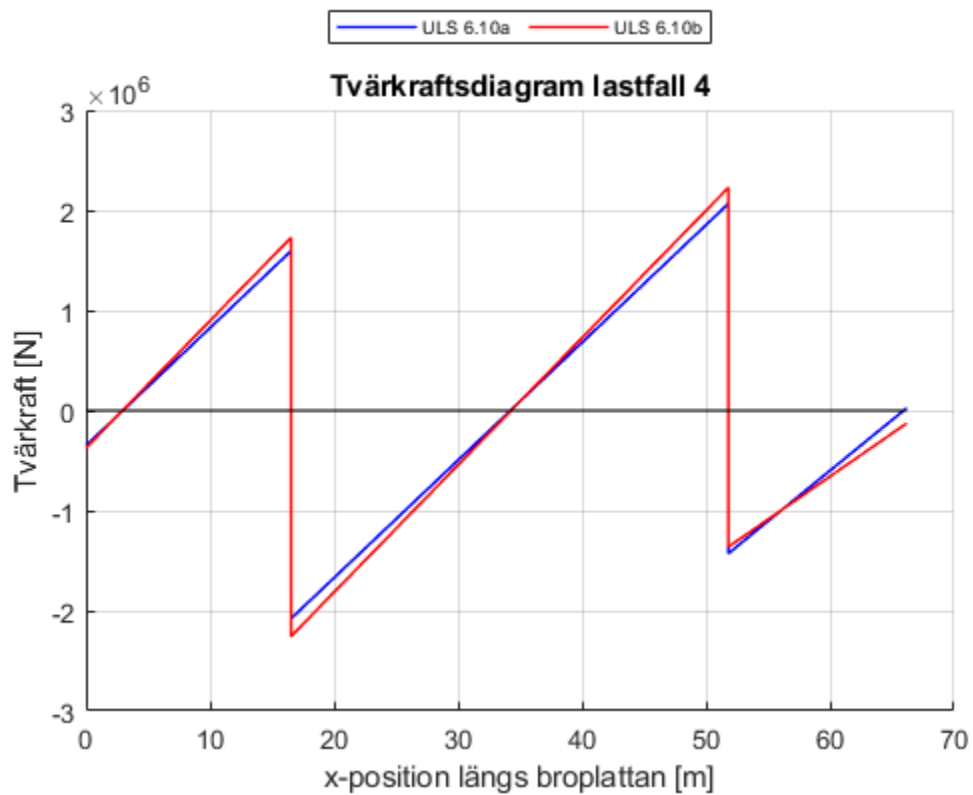
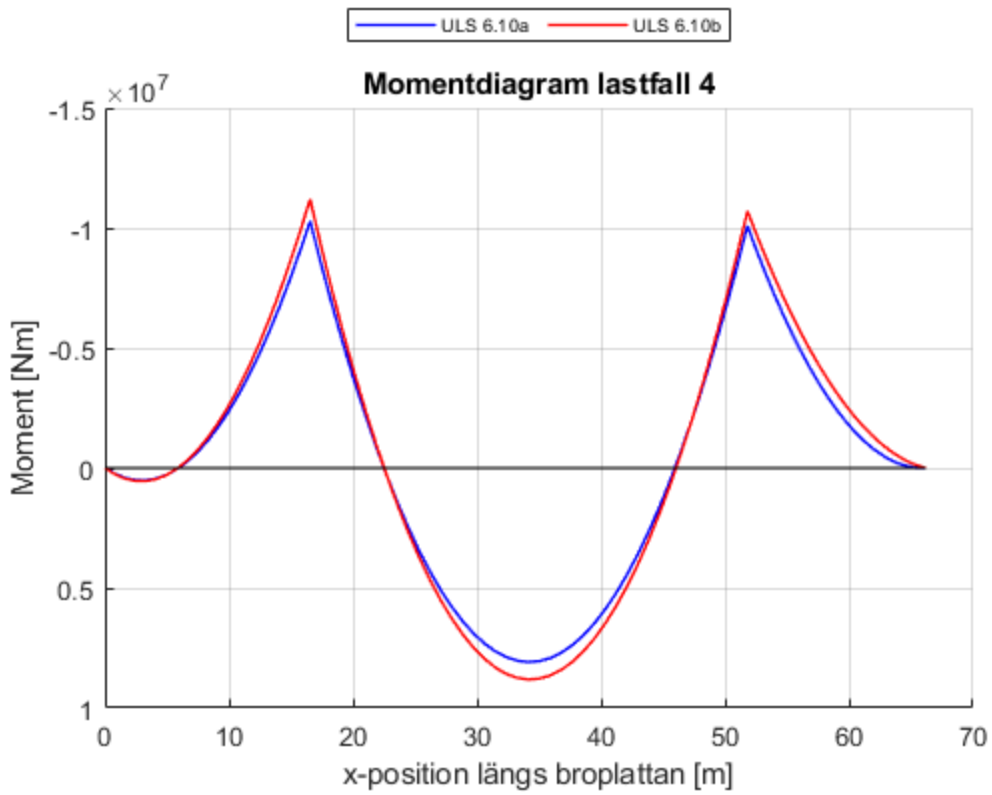
---Lastfall 1---
Maxmoment i fält: 11165347.83 Nm, x-led: 34.17 m, Lastkombination: 2
---Lastfall 2---
Maxmoment i stöd: -12534838.68 Nm, x-led: 16.54 m, Lastkombination: 2
---Lastfall 3---
Max tvärkraft: 2452056.13 Nm, x-led: 51.81 m, Lastkombination: 2

```









Tvårsnitt i samverkan

```
%Beräkning av medverkande flänsbredd för betongplatta enligt SS-EN 1994-2
kapitel 5.4.1.2
L1=16.54; L2=35.27; %Spännvidd för spann 1 respektive 2, från vänster i
beräkningsmodell
b0=bf-2*0.025; %Centrumavstånd mellan de två rader med svetsbultar (tvärs
skjuvriktning) [m], beräknas som det största tillåtna enligt SS-EN 1994-2
kapitel 6.6.5.7
Le_andupplag=0.85*L1; %Approximativt avstånd mellan momentnollpunkter [m] för
ändupplag
Le_falt=0.85*L1; %Approximativt avstånd mellan momentnollpunkter [m] för
ändfält
Le_innerupplag=0.25*(L1+L2); %Approximativt avstånd mellan momentnollpunkter
[m] för pelarna
Le_falt2=0.7*L2; %Approximativt avstånd mellan momentnollpunkter [m] för fält
mellan pelarna

b1=2-bf/2; %Bredd från yttre svetsbult till konsolkant [m]
b2=(7-bf)/2; %Halva längden mellan yttresvetsbultar, mellan balkarna [m]

%----Ändupplag----
%Medverkande flänsbredd
be1_andupplag=min(b1,Le_andupplag/8);
be2_andupplag=min(b2,Le_andupplag/8);

beta1_andupplag=min((0.55+0.025*Le_andupplag/be1_andupplag),1.0);
beta2_andupplag=min((0.55+0.025*Le_andupplag/be2_andupplag),1.0);

beff_andupplag=b0+be1_andupplag*beta1_andupplag+be2_andupplag*beta2_andupplag;

%Tvårsnittskonstanter samverkan
Ecm=36e9; %Betongens elasticitetsmodul [Pa] för C45/55
Es=210e9; %Stålets elasticitetsmodul [Pa]
alphaE=Es/Ecm; %Relationsfaktor mellan stålet och betongens
elasticitetsmoduler [-]

Aceff_andupplag=beff_andupplag*hplatta; %Effektiv betongarea [m^2]
Asam_andupplag=Abalk+Aceff_andupplag/alphaE; %Area för samverkantvårsnittet
[m^2]

%Tyngdpunkter [m] från ovankant betong
zc=hplatta/2; %Betong
zbalk=(bf*tf*(hplatta+tf/2)+tw*hw*(hplatta+tf+hw/2)+bf*tf*(hplatta+tf+hw
+tf/2))/Abalk; %Stålbalkarna
zsam_andupplag=((Aceff_andupplag*zc/alphaE)+Abalk*zbalk)/
Asam_andupplag; %Tyngdpunkt för samverkantvårsnittet
z0_andupplag=zsam_andupplag-zc; %Avståndet mellan betongplattans och
samverkantvårsnittets tyngdpunkt
z1_andupplag=zbalk-zsam_andupplag; %Avståndet mellan stålbalken och
samverkantvårsnittets tyngdpunkt

%Böjtröghetsmoment [m^4]
```

```

Ic_andupplag=(beff_andupplag*hplatta^3)/12; %För betongen
Isam_andupplag=Ibalk+Abalk*(z1_andupplag^2)+Ic_andupplag/alphaE
+(Aceff_andupplag*z0_andupplag^2)/alphaE; %För samverkanstvärsnittet

%----Ändfält----
%Medverkande flänsbredd
be1_andfalt=min(b1,Le_falt/8);
be2_andfalt=min(b2,Le_falt/8);

beff_andfalt=b0+be1_andfalt+be2_andfalt;

%Tvärsnittskonstanter samverkan
Aceff_andfalt=beff_andfalt*hplatta; %Effektiv betongarea [m^2]
Asam_andfalt=Abalk+Aceff_andfalt/alphaE; %Area för samverkantvärsnittet [m^2]

%Tyngdpunkter [m] från ovkant betong
zsam_andfalt=((Aceff_andfalt*zc/alphaE)+Abalk*zbalk)/Asam_andfalt; %Tyngdpunkt
    för samverkantvärsnittet
z0_andfalt=zsam_andfalt-zc; %Avståndet mellan betongplattans och
    samverkantvärsnittets tyngdpunkt [m]
z1_andfalt=zbalk-zsam_andfalt; %Avståndet mellan stålbalken och
    samverkantvärsnittets tyngdpunkt

%Böjtröghetsmoment [m^4]
Ic_andfalt=(beff_andfalt*hplatta^3)/12; %För betongen
Isam_andfalt=Ibalk+Abalk*(z1_andfalt^2)+Ic_andfalt/alphaE
+(Aceff_andfalt*z0_andfalt^2)/alphaE; %För samverkanstvärsnittet

%----Innerupplag----
%Medverkande flänsbredd
be1_innerupplag=min(b1,Le_innerupplag/8);
be2_innerupplag=min(b2,Le_innerupplag/8);

beff_innerupplag=b0+be1_innerupplag+be2_innerupplag;

%Tvärsnittskonstanter samverkan
Aceff_innerupplag=beff_innerupplag*hplatta; %Effektiv betongarea [m^2]
Asam_innerupplag=Abalk+Aceff_innerupplag/alphaE; %Area för
    samverkantvärsnittet [m^2]

%Tyngdpunkter [m] från ovkant betong
zsam_innerupplag=((Aceff_innerupplag*zc/alphaE)+Abalk*zbalk)/
Asam_innerupplag; %Tyngdpunkt för samverkantvärsnittet
z0_innerupplag=zsam_innerupplag-zc; %Avståndet mellan betongplattans och
    samverkantvärsnittets tyngdpunkt [m]
z1_innerupplag=zbalk-zsam_innerupplag; %Avståndet mellan stålbalken och
    samverkantvärsnittets tyngdpunkt

%Böjtröghetsmoment [m^4]
Ic_innerupplag=(beff_innerupplag*hplatta^3)/12; %För betongen
Isam_innerupplag=Ibalk+Abalk*(z1_innerupplag^2)+Ic_innerupplag/alphaE
+(Aceff_innerupplag*z0_innerupplag^2)/alphaE;

```

```

%----Fält----
%Medverkande flänsbredd
be1_falt=min(b1,Le_falt2/8);
be2_falt=min(b2,Le_falt2/8);

beff_falt=b0+be1_falt+be2_falt;

%Tvärsnittskonstanter samverkan
Aceff_falt=beff_falt*hplatta; %Effektiv betongarea [m^2]
Asam_falt=Abalk+Aceff_falt/alphaE; %Area för samverkantvärsnittet [m^2]

%Tyngdpunkter [m] från ovkant betong
zsam_falt=((Aceff_falt*zc/alphaE)+Abalk*zbalk)/Asam_falt; %Tyngdpunkt för
samverkantvärsnittet
z0_falt=zsam_falt-zc; %Avståndet mellan betongplattans och
samverkantvärsnittets tyngdpunkt [m]
z1_falt=zbalk-zsam_falt; %Avståndet mellan stålbalken och
samverkantvärsnittets tyngdpunkt

%Böjtröghetsmoment [m^4]
Ic_falt=(beff_falt*hplatta^3)/12; %För betongen
Isam_falt=Ibalk+Abalk*(z1_falt^2)+Ic_falt/alphaE+(Aceff_falt*z0_falt^2)/
alphaE;

```

Dimensionering och kontroll svetsar

```

%Beräknar dimensionerande reaktionskraften i stöden
%Beräknar den största reaktionskraften i stöden för icke-härdad betong
cellMax_ejhardad=cellfun(@max, Reaktionskrafter_langsled_ejhardad);
overallMax_ejhardad=max(cellMax_ejhardad);
Max_reaktionskraft_ejhardad=max(overallMax_ejhardad);

%Beräknar den största reaktionskraften i stöden för härdad betong
cellMax_hardad=cellfun(@max, Reaktionskrafter_langsled);
overallMax_hardad=max(cellMax_hardad);
Max_reaktionskraft_hardad=max(overallMax_hardad);

%Maximal reaktionskraft som vidare används i dimensioneringsprocessen i
längsled [N]
Max_reaktionskraft=max(Max_reaktionskraft_hardad,
Max_reaktionskraft_ejhardad);

%Beräknar först dimensionerande tvärkraft i längsled [N]
Vmax_langs=max(Vmax_hardad, Vmax_ejhardad); %Maximal tvärkraft från fallen med
härdad och ej härdad betong

%Kontroll av svets i nedkant över stöd, enligt bärande konstruktioner del 1
Su=0.7; %Upplagslängd [m]

%Egenskaper vald stålqualität; S450,
fy=440e6; %Tabell S2.1

```

```

fu=550e6; %Tabell S2.1
gammaM2=1.25; %Partialkoefficient för svetsens bärförmåga enligt bärande
konstruktioner del 2
betaw=1.0; %Korrelationsfaktor enligt bärande konstruktioner del 2, tabell
S9.1

S=((hw+tf)/2)*(tf*bf); %Flänsens statiska moment [m^3]

an=0.003; %Startvärde på a-mått [m]
steg=0.001; %Ökning per iteration [m]

while true
    P=Max_reaktionskraft; %Maximal reaktionskrafter för något av stöden
    V=Vmax_langs; %Maximal tvärkraft i något av stöden

    sigma_vinkelrat=P/(sqrt(2)*Su*an^2); %[Pa]
    tau_vinkelrat=sigma_vinkelrat; %[Pa]
    tau_parallell=V*S/(2*Ibalk*an); %[Pa]

    sigma_eq_n=sqrt(sigma_vinkelrat^2+3*(tau_vinkelrat^2+tau_parallell^2));

    kapacitet_kalsvets=fu/(betaw*gammaM2);
    kapacitet_sigma_vinkelrat=0.9*fu/gammaM2;

    if sigma_eq_n<=kapacitet_kalsvets &&
sigma_vinkelrat<=kapacitet_sigma_vinkelrat
        fprintf('OK! Minsta kälsvetsmått an som klarar alla fall: %.4f m\n',
an)
        break;
    else
        an=an+steg; %Ökar svetsens a-mått och upprepar beräkning
    end
end
end

```

OK! Minsta kälsvetsmått an som klarar alla fall: 0.0110 m

Momentkapacitet

```

epsilon=sqrt(235/(fy/1e6)); %Normaliseringsfaktor med hänsyn till stålets
hållfasthet, sida S82
gammaM1=1.0; %Partialkoefficient med avseende på materialets hållfasthet,
S4.3.2
chi_LT=1.0; %Reduktionsfaktor för vippning, ansätts till 1 då balken antas
stagad mot vippning, S4.3.2

%Kontrollerar tvärsnittsklass enligt tabell S4.2 & S4.3 i bärande
konstruktioner del 1
%Livplåt
d=hw-2*an*sqrt(2);

if d/tw<=72*epsilon
    disp('Livplåt är i tvärsnittsklass 1')
elseif d/tw<=83*epsilon

```

```

    disp('Livplåt är i tvärsnittsklass 2')
elseif d/tw<=124*epsilon
    disp('Livplåt är i tvärsnittsklass 3')
else
    disp('Livplåt är i tvärsnittsklass 4')
end

%Fläns
c=((bf-tw)-2*an*sqrt(2))/2;

if c/tf<=9*epsilon
    disp('Fläns är i tvärsnittsklass 1')
elseif c/tf<=10*epsilon
    disp('Fläns är i tvärsnittsklass 2')
elseif c/tf<=14*epsilon
    disp('Fläns är i tvärsnittsklass 3')
else
    disp('Fläns är i tvärsnittsklass 4')
end

%Då liv är i tvärsnittsklass 1 och fläns i klass 1, är W=Wpl
%----Kontroll över innerstöd, härdad betong----
%Beräknar tvärsnittets plastiska böjmotstånd över stöd
z_overflans=hplatta+tf/2-zsam_innerupplag;
z_liv=hplatta+tf+hw/2-zsam_innerupplag;
z_nederflans=hplatta+tf+hw+tf/2-zsam_innerupplag;
z_betong=zsam_innerupplag-zc;
Abetong_innerupplag=0; %Areal för betong över stöd sätts till 0 då betongen är
sprucken
Wpl_innerupplag_hardad=z_betong*Abetong_innerupplag+z_overflans*tf*bf
+z_liv*tw*hw+z_nederflans*tf*bf;

Mpl_innerupplag_hardad=chi_LT*Wpl_innerupplag_hardad*fy/gammaM1;

%----Kontroll i fält, härdad betong----
%Beräknar tvärsnittets plastiska böjmotstånd över fält 2, då det är här störst
moment i fält erhålls
z_overflans=hplatta+tf/2-zsam_falt;
z_liv=hplatta+tf+hw/2-zsam_falt;
z_nederflans=hplatta+tf+hw+tf/2-zsam_falt;
z_betong=zsam_falt-zc;

Wpl_falt_hardad=z_betong*beff_falt*hplatta+z_overflans*tf*bf+z_liv*tw*hw
+z_nederflans*tf*bf;

Mpl_falt_hardad=chi_LT*Wpl_falt_hardad*fy/gammaM1;

%----Kontroll över stöd, ej härdad betong----
%Beräknar tvärsnittets plastiska böjmotstånd över stöd
z_overflans=(hw+tf)/2;
z_liv=hw/4;
z_nederflans=(hw+tf)/2;

```

```

Wpl_stod_ejhardad=z_overflans*tf*bf+z_liv*tw*hw/2+z_nederflans*tf*bf;

Mpl_stod_ejhardad=chi_LT*Wpl_stod_ejhardad*fy/gammaM1;

%----Kontroll i fält, ej härdad betong----
%Beräknar tvärsnittets plastiska böjmotstånd över stöd
z_overflans=(hw+tf)/2;
z_liv=hw/4;
z_nederflans=(hw+tf)/2;

Wpl_falt_ejhardad=z_overflans*tf*bf+z_liv*tw*hw/2+z_nederflans*tf*bf;

Mpl_falt_ejhardad=chi_LT*Wpl_falt_ejhardad*fy/gammaM1;

%Kontrollerar momentkapaciteten MRd mot verkande moment MEd
MRd=[Mpl_innerupplag_hardad, Mpl_falt_hardad, Mpl_stod_ejhardad,
     Mpl_falt_ejhardad];
MEd=[abs(M_max_stod_hardad), abs(M_max_falt_hardad), abs(M_max_stod_ejhardad),
     abs(M_max_falt_ejhardad)];

if all(MRd>=MEd)
    disp('Momentkapacitet stålbalk OK');
else
    for i=1:numel(MRd)
        if MRd(1,i)<MEd(1,i)
            disp('Momentkapacitet stålbalk EJ ok')
        end
    end
end

%Beräknar och printar utnyttjandegrad för momentkapacitet över innerstöd
    (pelare)
fprintf('Utnyttjandegrad momentkapacitet över innerstöd = %.2f \n', MEd(1,1)/
MRd(1,1))
fprintf('Utnyttjandegrad momentkapacitet i fält = %.2f \n', MEd(1,2)/MRd(1,2))
fprintf('Utnyttjandegrad momentkapacitet över innerstöd under gjutskede = %.2f
\n', MEd(1,3)/MRd(1,3))
fprintf('Utnyttjandegrad momentkapacitet i fält under gjutskede = %.2f \n',
     MEd(1,4)/MRd(1,4))

Livplåt är i tvärsnittsklass 1
Fläns är i tvärsnittsklass 1
Momentkapacitet stålbalk OK
Utnyttjandegrad momentkapacitet över innerstöd = 0.77
Utnyttjandegrad momentkapacitet i fält = 0.09
Utnyttjandegrad momentkapacitet över innerstöd under gjutskede = 0.97
Utnyttjandegrad momentkapacitet i fält under gjutskede = 0.77

```

Tvärkraftskapacitet stålbalk

```
%Kontroll tvärkraftskapacitet enligt bärande konstruktioner del 1, kapitel
S5.3
eta=1.2; %faktor för stålets töjningshårdnande, för stålqualität upp till S460
gammaM0=1;

a=6; %Avstånd mellan balkens avstyvningar [m]
d=1; %Avstyvningarnas höjd [m]

%Beräknar bucklingskoefficienten
if a/d>=1
    kappat=5.34+4/((a/d)^2);
else
    kappat=4+5.34/((a/d)^2);
end

%Kontrollerar risk för skjuvbuckling i livet
if hw/tw<=31*epsilon*sqrt(kappat)/eta
    disp('Ingen risk för skjuvbuckling')
else
    disp('Risk för skjuvbuckling')
end

%Då ingen risk för skjuvbuckling föreligger, beräknas tvärkraftskapacitet i
balken enligt S5-18 i bärande konstruktioner del 1
Av=eta*hw*tw; %Skjuvarea [m^2]
VplRd=(Av*fy/sqrt(3))/gammaM0; %Tvärkraftskapacitet [N]

if VplRd>=Vmax_langs
    disp('Tvärkraftskapacitet i stålbalkarna OK')
else
    disp('Tvärkraftskapacitet i stålbalkarna EJ ok')
end

Ingen risk för skjuvbuckling
Tvärkraftskapacitet i stålbalkarna OK
```

Kontroll interaktion mellan tvärkraft och moment för stålbalkarna

```
%Beräkningar enligt bärande konstruktioner del 1, görs där maximal tvärkraft
erhålls och för dess tillhörande moment
%Beräknar livplåtens slankhet
lambda_w=(hw/tw)/(37.4*epsilon*sqrt(kappat));

%Beräknar skjuvbucklingskoefficienten chi_w, med antagande styva
ändavstyvningar
if lambda_w<0.8/eta
    chi_w=eta;
elseif 0.8/eta<=lambda_w && lambda_w<1.08
    chi_w=0.83/lambda_w;
```

```

elseif lambda_w>=1.08
    chi_w=1.37/(0.7+lambda_w);
end

%Beräknar tvärkraftskapaciteten för slankt balkliv
Vbw_Rd=chi_w*hw*tw*fy/(sqrt(3)*gammaM1);

%Kontroll där tvärkraft är som störst och dess tillhörande moment enligt
bärande konstruktioner del 1.
if Vmax_langs/Vbw_Rd<=0.5
    disp('Kontroll interaktion moment och tvärkraft OK')
else
    disp('Kontroll interaktion krävs, EJ ok')
end

%Kontrollerar inte gränser för momentet då detta inte krävs, enligt
tvärkraftskontroll.
%Kontrollerar inte heller för fallet med maxmoment då tvärkraft i detta snitt
är lägre än max tvärkraft, dvs. under gränsvärdet.

Kontroll interaktion moment och tvärkraft OK

```

Nedböjning av betongplatta i tvärled

```

Ecm=36e9; %Elasticitetsmodul [Pa] för betong klass C45/55
Abetongplatta_tvarled=1*bplatta; %Area broplattans tvärsnitt [m^2]
Ibetongplatta_tvarled=0.0036; %Betongplattans böjtröghetsmoment i tvärled
[m^4], enligt beräkning av betongtvärsnitt i fält för SLS

Edof=[1  1  2  3  4  5  6;
      2  4  5  6  7  8  9;
      3  7  8  9  10 11 12;
      4  10 11 12 13 14 15;
      5  13 14 15 16 17 18;
      6  16 17 18 19 20 21;
      7  19 20 21 22 23 24;
      8  22 23 24 25 26 27;
      9  25 26 27 28 29 30;
      10 28 29 30 31 32 33;
      11 31 32 33 34 35 36];

frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element

%Skapar vektor med de beräknade värdena på elasticitetsmodul, area &
bøjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=Ecm; ep(:,2)=Abetongplatta_tvarled; ep(:,3)=Ibetongplatta_tvarled;

%Uttrycker elementes utsträckning i x- och y-led
ex=[0  0.5;
    0.5 2;
    2  2.5

```

```

2.5 3;
3 3.5;
3.5 5.5;
5.5 6;
6 6.5;
6.5 8.5;
8.5 9;
9 11];

ey=zeros(n,2);

%Startvärden för att beräkna maximal nedböjning, dess position i x-led och för
vilken lastkombination
max_all=0;
max_nedbojning_konsol_global=0; %För maximal nedböjning av konsol

%Skapar matris för att spara maxvärden för varje lastkombination
Maxvarden_nedbojning=cell(numel(SLS_alla),1);

for k=1:numel(SLS_alla)
    K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader); %Skapar global styvhetsmatris
    f=zeros(frihetsgrader,1);

    SLS=SLS_alla{k};
    g=SLS(1,1); q1=SLS(2,1); q2=SLS(3,1); Q1=SLS(4,1); Q2=SLS(5,1);
    qGC=SLS(6,1);

    f(17)=-Q1; f(20)=-Q1; f(26)=-Q2; f(29)=-Q2; %Placerar punktlasterna i
matrisen, för lastfall maxmoment i fält

    %Skapar vektor med de utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem för
lastfall med maximal nedböjning
    eq=[0 -g;
        0 -g;
        0 -g;
        0 -g;
        0 -g-q1;
        0 -g-q1;
        0 -g-q1;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g-q2;
        0 -g];

    for i=1:n
        [Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
        [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
    end

    bc=[7 0; %Vänster stöd låst i x-led
        8 0; %Vänster stöd låst i y-led
        32 0]; %Höger stöd låst i y-led

```

```

[a,fb]=solveq(K,f,bc); %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
Ed=extract(Edof,a); %Tar ut förskjutningen

%Beräknar spänningar i elementen
es_matris=zeros(21,3,n);

%Plottar förskjutning
farger=['r','g','b'];
sfac=scalfact2(ex(i,:),ey(i,:),Ed(i,:),0.3);
for i=1:n
    es_matris(:,:,i)=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),Ed(i,:),eq(i,:),21);
    figure(20)
    hold on
    plotpar=[2 1 0];
    eldraw2(ex(i,:),ey(i,:),plotpar);
    eldisp2(ex(i,:),ey(i,:),Ed(i,:),plotpar,sfac);
    axis([-0.5 11.5 -0.5 4]);
    title('Nedböjning tvärled')
    axis equal
    grid on
end

%Beräknar maximal nedböjning för aktuell lastkombination
max_nedbojning_k=max(abs(Ed(:,2)));

%Hittar nodnummer där max uppstår
[~, idx_max]=max(abs(Ed(:,2))); %Index för max y-förskjutning

%Tar medelvärde av ex-koordinaterna för elementet där max sker
x_max_nedbojning_k=mean(ex(idx_max,:));

%Sparar värdena i en cell
Maxvarden_nedbojning{k}=[max_nedbojning_k; x_max_nedbojning_k; k];

% Uppdaterar om nedböjningen är störst hittills
if max_nedbojning_k > max_all
    max_all=max_nedbojning_k;
    k_max_nedbojning=k;
    x_max_nedbojning=x_max_nedbojning_k;
end

%Tar fram maximal nedböjning för konsolerna
nedbojning_v_konsol=abs(Ed(1,2)); %Första nodens y-förskjutning
(vänster konsol)
nedbojning_h_konsol=abs(Ed(end,5)); %Sista nodens y-förskjutning (höger
konsol)
max_nedbojning_konsol_k=max(nedbojning_v_konsol, nedbojning_h_konsol);

if max_nedbojning_konsol_k>max_nedbojning_konsol_global
    max_nedbojning_konsol_global=max_nedbojning_konsol_k;
end
end

%Lägger till textruta med max deformation

```

```

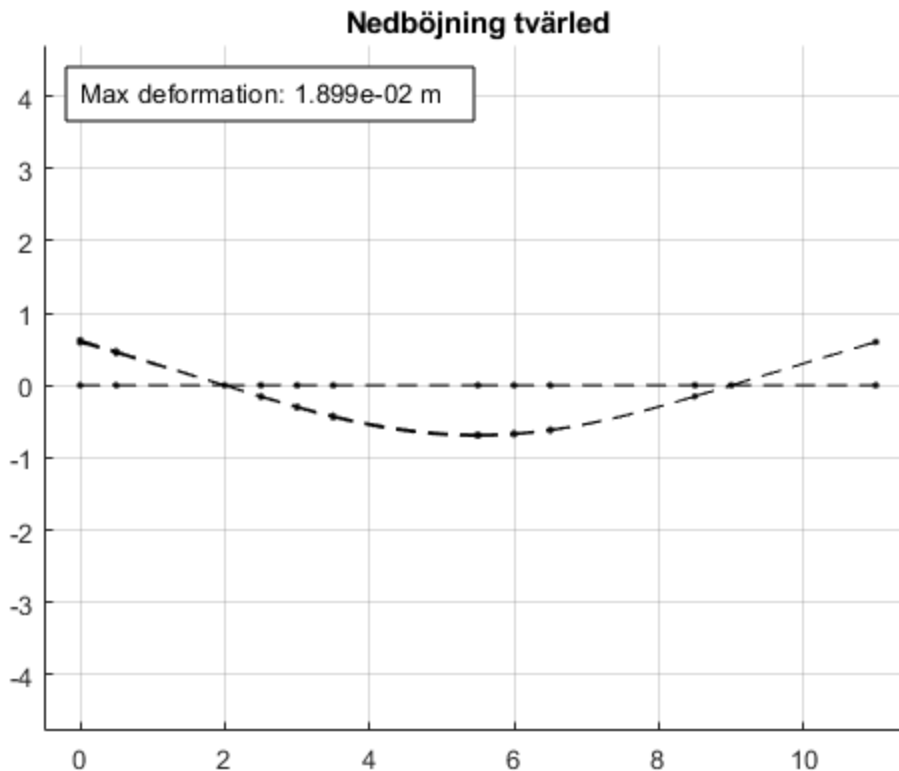
dim=[0.15 0.8 0.1 0.1];
Text=sprintf('Max deformation: %.3e m', max_all);
annotation('textbox', dim, 'String',
    Text, 'FitBoxToText', 'on', 'BackgroundColor', 'white');
%Skriver ut maximal nedböjning, vart det sker i x-led, och för vilken
    lastkombination
disp(['Störst nedböjning = ', num2str(max_all, '%.5f'), ' m'])
disp(['Lastkombination: ', num2str(k_max_nedbojning)])
disp(['x-led: ', num2str(x_max_nedbojning, '%.2f'), ' m'])

disp(['Största nedböjning på någon av konsolerna: ',
    num2str(max_nedbojning_konsol_global, '%.5f'), ' m'])

%Kontroll nedböjning i tvärled mot krav enligt TRVK 11 bro (B.3.4.2.2)
if max_all<=bplatta/400 && max_all<=0.005 %Maximal nedböjning på 1/400 av
    teoretisk spännvidd och max 5 mm för fri ändkant
    disp('Nedböjning tvärled OK')
else
    disp('Nedböjning tvärled EJ ok')
end

Störst nedböjning = 0.01899 m
Lastkombination: 1
x-led: 5.75 m
Största nedböjning på någon av konsolerna: 0.01701 m
Nedböjning tvärled EJ ok

```



Nedböjning under gjutskede

```
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9
      3 7 8 9 10 11 12];

frihetsgrader=max(Edof(:));
n=size(Edof,1);

%Skapar vektor med de beräknade värdena på elasticitetsmodul, area &
  böjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=Es; ep(:,2)=Abalk; ep(:,3)=Ibalk;

%Uttrycker elementes utsträckning i x- och y-led
ex=[ 0 16.54;
     16.54 51.81;
     51.81 66.19];

ey=zeros(n,2);

%Den totala utbredda lasten som verkar över alla fält i längsled per balk [N/
m]
g_tot_ejhardad=tunghet_stal*Abalk+(tunghet_armeradbetong*hplatta*bplatta
+tunghet_arbetare*hplatta*bplatta)/2;

K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader); %Skapar global styvhetsmatrix
f=zeros(frihetsgrader,1);

%Skapar vektor med de utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem
eq=[0 -g_tot_ejhardad;
    0 -g_tot_ejhardad;
    0 -g_tot_ejhardad];

for i=1:n
    [Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
    [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

bc=[1 0; %Stöd 1 låst i x-led
    2 0; %Stöd 1 låst i y-led
    5 0; %Stöd 2 låst i y-led
    8 0; %Stöd 3 låst i y-led
    11 0]; %Stöd 4 låst i y-led

[a,fb]=solveq(K,f,bc); %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
Ed=extract(Edof,a); %Tar ut förskjutningen

%Beräknar spänningar i elementen
es_matris=zeros(21,3,n);

%Plottar förskjutning
for i=1:n
```

```

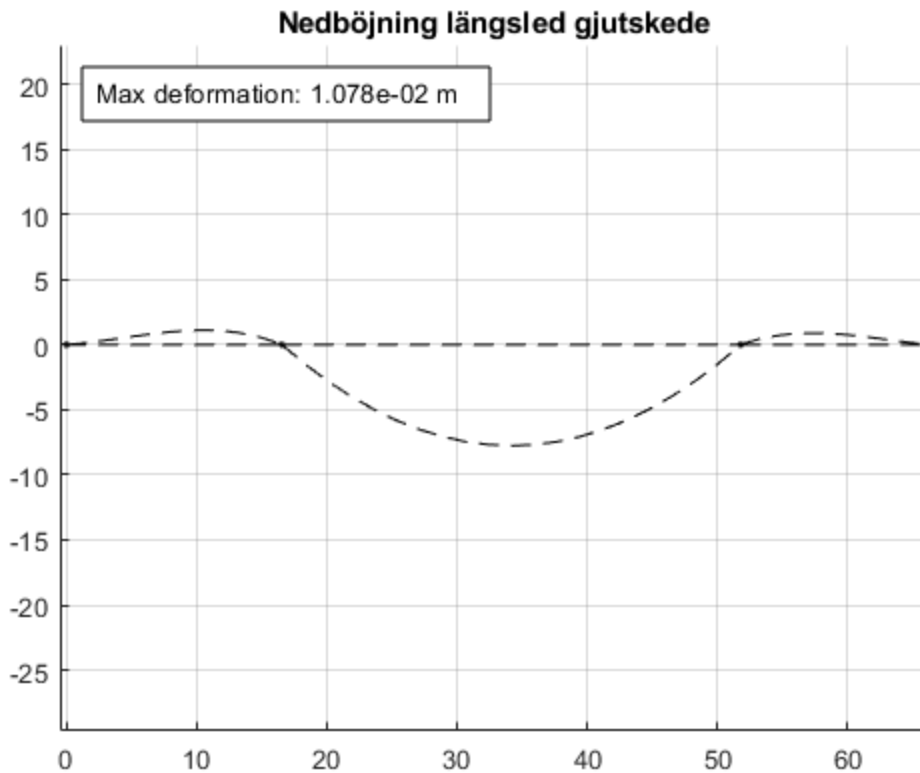
es_matis(:, :, i) = beam2s(ex(i, :), ey(i, :), ep(i, :), Ed(i, :), eq(i, :), 21);
figure(21)
hold on
plotpar = [2 1 0];
eldraw2(ex(i, :), ey(i, :), plotpar);
sfac = scalfact2(ex(i, :), ey(i, :), Ed(i, :), 0.025);
eldisp2(ex(i, :), ey(i, :), Ed(i, :), plotpar, sfac);
axis([-0.5 66.19 -0.5 4]);
title('Nedböjning längsled gjutskede')
axis equal
grid on
end

%Lägger till textruta med max deformation
max_nedbojning = max(abs(Ed(:)));
dim = [0.15 0.8 0.1 0.1];
Text = sprintf('Max deformation: %.3e m', max_nedbojning);
annotation('textbox', dim, 'String',
    Text, 'FitBoxToText', 'on', 'BackgroundColor', 'white');
%Skriver ut maximal nedböjning
disp(['Max nedböjning [m] = ', num2str(max_nedbojning, '%.5f')])

%Den maximala nedböjningen i gjutskede, är den höjd som stålbalkarna överhöjs
i detta snitt, för att bron estetiskt ska framhäva en säkerhet

Max nedböjning [m] = 0.01078

```



Nedböjning i längsled för härdad betong

```
E=210e9; %Elasticitetsmodul för stål [Pa] då betongplattan räknats om till
    ekvivalent ståltvärsnitt
Asam=Asam_falt; %Area broplattans tvärsnitt [m^2]
Isam=Isam_falt; %Då max nedböjning sker i fält mellan de två pelarna, används
    böjtröghetsmomentet för detta snitt

Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 4 5 6 7 8 9;
      3 7 8 9 10 11 12;
      4 10 11 12 13 14 15];

frihetsgrader=max(Edof(:)); %Antal frihetsgrader
n=size(Edof,1); %Antal element

%Uttrycker elementens utsträckning i x-led
ex=[0 16.54;
    16.54 34.175;
    34.175 51.81;
    51.81 66.19];

%Uttrycker elementens utsträckning i y-led
ey=zeros(n,2);

%Skapar vektor med de beräknade värdena på elasticitetsmodul, area &
    böjtröghetsmoment
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E; ep(:,2)=Asam; ep(:,3)=Isam;

%Startvärden för att beräkna maximal nedböjning, dess position i x-led och
    lastkombination
max_nedbojning_langs=0;

%Skapar matris för att spara maxvärden för varje lastkombination
Maxvarden_nedbojning=cell(1,1);

K=zeros(frihetsgrader,frihetsgrader); %Skapar global styvhetsmatris
f=zeros(frihetsgrader,1);

SLS=SLS_langs;
g=SLS(1,1); q=SLS(2,1); Q=SLS(3,1);

f(8)=-Q; %Placerar punktlasten i lastvektorn

%Skapar vektor med de utbredda lasterna [N/m] i lokalt koordinatsystem för
    lastfall med maximal nedböjning
eq=[0 -g;
    0 -g-q;
    0 -g-q;
    0 -g];

for i=1:n
```

```

    [Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
    [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

bc=[1 0; %Stöd 1 låst i x-led
    2 0; %Stöd 1 låst i y-led
    5 0; %Stöd 2 låst i y-led
    11 0; %Stöd 3 låst i y-led
    14 0]; %Stöd 4 låst i y-led

[a,fb]=solveq(K,f,bc); %Beräknar förskjutning och reaktionskrafter
Ed=extract(Edof,a); %Tar ut förskjutningen

%Beräknar spänningar i elementen
es_matis=zeros(21,3,n);

%Plottar förskjutning
sfac=scalfact2(ex(i,:),ey(i,:),Ed(i,:),0.025);
for i=1:n
    es_matis(:, :, i)=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),Ed(i,:),eq(i,:),21);
    figure(22)
    hold on
    plotpar=[2 1 0];
    eldraw2(ex(i,:),ey(i,:),plotpar);
    eldisp2(ex(i,:),ey(i,:),Ed(i,:),plotpar,sfac);
    axis([-0.5 67 -0.5 4]);
    title('Nedböjning längsled härdad betong')
    axis equal
    grid on
end

%Beräknar maximal nedböjning för aktuell lastkombination
max_nedbojning_k=max(abs(Ed(:,2)));

%Hittar nodnummer där max uppstår
[~, idx_max]=max(abs(Ed(:,2))); %Index för max y-förskjutning

%Tar medelvärde av ex-koordinaterna för elementet där max sker
x_max_nedbojning_k=mean(ex(idx_max,:));

%Sparar värdena i en cell
Maxvarden_nedbojning=[max_nedbojning_k; x_max_nedbojning_k];

%Uppdatera om detta är störst hittills
if max_nedbojning_k>max_nedbojning_langs
    max_nedbojning_langs=max_nedbojning_k;
    k_max_nedbojning=k;
    x_max_nedbojning=x_max_nedbojning_k;
end

%Lägger till textruta med max deformation
dim=[0.15 0.8 0.1 0.1];
Text=sprintf('Max deformation: %.3e m', max_nedbojning_langs);

```

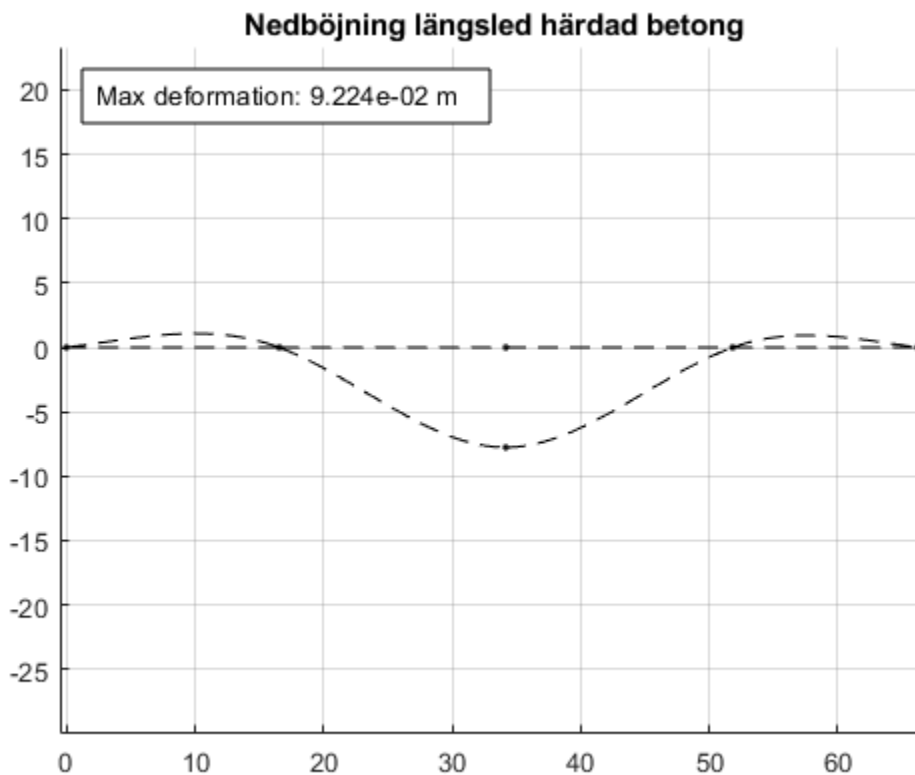
```

annotation('textbox', dim, 'String',
    Text, 'FitBoxToText', 'on', 'BackgroundColor', 'white');
%Skriver ut maximal nedböjning, vart det sker i x-led, och för vilken
    lastkombination
disp(['Störst nedböjning = ', num2str(max_nedbojning_langs, '%.5f'), ' m'])
disp(['x-led: ', num2str(x_max_nedbojning, '%.2f'), ' m'])

%Kontroll nedböjning i längsled mot krav enligt TRVK 11 bro (B.3.4.2.2)
if max_nedbojning_langs<=66.19/400 %Maximal nedböjning på 1/400 av teoretisk
    spännvidd
    disp('Nedböjning längsled OK')
else
    disp('Nedböjning längsled EJ ok')
end

```

Störst nedböjning = 0.09224 m
x-led: 42.99 m
Nedböjning längsled OK



Samverkansseffekt

```

%Beräknar dimensionerande bärförmåga för svetsbultar, enligt SS-EN 1994-2
    kapitel 6.6.3.1
gammaV=1.25; %Partialkoefficient för bärförmåga av svetsbult vid skjuvning
fck=45e6; %Betongens karakteristiska cylinderhållfasthet
fu_svetsbult=500e6; %Svetsbultens brottgräns [Pa]

```

```

d=0.025; %Svetsbultens skaftdiameter [m], väljs mellan 16 till 25 mm
h_skaft=0.14; %Skaftets höjd [m]
d_huvud=0.05;%Huvudets diameter [m]
h_huvud=0.02; %Huvudets höjd [m]
hsc=h_skaft+h_huvud; %Svetsbultens nominella totallängd [m]

%Kontroll dimensioner svetsbult enligt SS-EN 1994-2 kapitel 6.6.5.7
if hsc>=3*d && d_huvud>=1.5*d && h_huvud>=0.4*d && d<=1.5*tf
    disp('Svetsbultens dimensioner OK')
else
    disp('Svetsbultens dimensioner EJ ok')
end

%Beräkning av alpha-faktor
if hsc/d>=3 && hsc/d<=4
    alpha=0.2*((hsc/d)+1);
elseif hsc/d>4
    alpha=1;
end

%Beräknar en svetsbults dimensionerande bärförmåga
PRd1=(0.8*fu_svetsbult*pi*(d^2)/4)/gammaV;
PRd2=0.29*alpha*(d^2)*sqrt(fck*Ecm)/gammaV;
PRd=min(PRd1,PRd2);

%Beräknar antal svetsbultar, enligt Steel Bridges kapitel 13.5 av Jean-Paul
Lebet & Manfred A. Hirt
VEd=Vmax_langs; %Beräknar antalet som erfordras av maximal tvärkraft som
uppstår i längsled

z0=[z0_andupplag, z0_andfalt, z0_innerupplag, z0_falt]; %Avståndet mellan
betongplattans och samverkanstvärsnittets tyngdpunkt [m]
Ac=[Aceff_andupplag, Aceff_andfalt, Aceff_innerupplag,
Aceff_falt]; %Ekvivalent area betongtvärsnitt
Isam=[Isam_andupplag, Isam_andfalt, Isam_innerupplag,
Isam_falt]; %Böjtröghetsmoment för samverkanstvärsnittet [m^4]

schnitt={'ändupplag', 'ändfalt', 'innerupplag', 'falt'}; %Skapar cell med namn
för utskrift av resultat

for i=1:numel(z0)
    Sc=zeros(1,numel(z0));
    Sc(1,i)=z0(1,i)*Ac(1,i); %Betongplattans statistiska moment [m^3]
    velEd=VEd*Sc(1,i)/(Isam(1,i)*alphaE); %Skjuvkraft [N/m]

    n=velEd/PRd; %Antal svetsbultar per meter
    n_antal=ceil(n); %Avrundar antalet svetsbultar uppåt till närmaste hela
antal
    n_rad=2; %Ansatt antal rader med svetsbultar

    eD=0.025; %Avstånd mellan svetsbult och stålbalkens flänskant [m], enligt
tidigare antagande
    cc_parallel=1/(n_antal/n_rad); %Avstånd mellan svetsbultar parallellt med
skjuvriktning [m]

```

```

    fprintf('cc-avstånd mellan svetsbultar parallellt med spänning = %.2f m
    (%s) \n', cc_parallell, snitt{i})

    %Kontroll avstånd mellan svetsbultar enligt SS-EN 1994-2 kapitel 6.6.5.5
    och 6.6.5.7
    if cc_parallell>=5*d && cc_parallell<=min(4*hplatta,0.8) && b0>=2.5*d &&
    eD>=0.025
        fprintf('Antal svetsbultar per m = %.2f (%s), placering är OK\n',
    n_antal, snitt{i})
    else
        fprintf('Antal svetsbultar per m = %.2f (%s), placering är EJ ok\n',
    n_antal, snitt{i})
    end
end

```

Svetsbultens dimensioner OK

*cc-avstånd mellan svetsbultar parallellt med spänning = 0.13 m (ändupplag)
 Antal svetsbultar per m = 15.00 (ändupplag), placering är OK
 cc-avstånd mellan svetsbultar parallellt med spänning = 0.14 m (ändfält)
 Antal svetsbultar per m = 14.00 (ändfält), placering är OK
 cc-avstånd mellan svetsbultar parallellt med spänning = 0.14 m (innerupplag)
 Antal svetsbultar per m = 14.00 (innerupplag), placering är OK
 cc-avstånd mellan svetsbultar parallellt med spänning = 0.14 m (fält)
 Antal svetsbultar per m = 14.00 (fält), placering är OK*

Kontroll av konstruktionshöjd

```

h_tillganglig=6.85-5.2; %Tillgänglig konstruktionshöjd [m] enligt
    ritningsunderlag och TRVINFRA-00396
h_total=hplatta+2*tf+hw+max_nedbojning_langs; %Total höjd av konstruktion +
    beräknad maximal nedböjning

if h_tillganglig>=h_total
    disp('Höjdkrav OK')
else
    disp('Höjdkrav EJ ok')
end

```

Höjdkrav OK

Published with MATLAB® R2022b

Table of Contents

.....	1
Källor	1
Dimensionerande laster	1
Materialegenskaper - Betong C45/55	1
Materialegenskaper armering	2
Armeringsdiameter - väljs och itereras fram	2
Placering av armering	2
Tvårsnittskonstanter	2
Armeringsmängd	3
Kontrollera om armeringen flyter	3
1. Antag att all armering flyter -> om EJ ok gå vidare till 2!	3
2. Antag att dragarmering flyter och tryckarmering är linjärelastisk -> om EJ ok gå till 3!	4
Momentkapacitet	4
Tvårkraftskapacitet - Livtryck	4
Tvårkraftskapacitet - Skjuvglid	5
Tvårkraftsarmering	5
Kontrollera armeringsmängd	6
Kontrollera verkningssätt	7

```
clc
clear
% Fält-beräkningar i ULS
```

Källor

[1] Bärande konstruktioner del 1. (2013). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson. [2] Bärande konstruktioner del 2. (2011). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson.

Dimensionerande laster

```
VED_f = 392.6e3; % Maximal tvärkraft [N]
MED_f = 691.1e3; % Maximalt moment i fält [Nm]
```

Materialegenskaper - Betong C45/55

```
% [Pa] Tabell B2.1 [1]
fck = 45e6;
fcm = 53e6;

% [Pa] Ekv. B2-3 [1]
fcd = 1*fck/1.5;

% [Pa] Tabell B2.2 [1]
fctm = 3.8e6;
fctk_05 = 2.7e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-10 [1]
fctd = fctk_05/1.5;
```

```
% [Pa] Tabell B2.3 [1]
Ecm = 36e9;
```

```
% [Pa] Ekv B2-15 [1]
Ecd = Ecm/1.2;
```

Materialegenskaper armering

```
% [Pa] Ekv. B2-26 [1]
Es = 200e9;
```

```
% [Pa] Tabell B2-11 [1]
fyk = 500e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-25 [1]
fyd = fyk/1.15;
```

Armeringsdiameter - väljs och itereras fram

```
phi = 0.02; % [m]
phi_tvar = 0.008; % [m]
```

Placering av armering

```
% Täcksikt
cdev = 0.01; % [m] B4-26 [1]
cmin = phi; % [m] B4-25 [1]

cnom = cmin + cdev; % [m] B4-24 [1]

% Centrumavstånd % B4-27 [1]
dg = 0.02; % Största stenstorlek i ballasten [m]
k1 = 1.0; % [-]
k2 = 0.005; % [m]

amin = max([phi*k1, dg + k2, 0.02]);
```

Tvärsnittskonstanter

```
b = 1; % Bredden på betongtvärsnittet [m]
h = 0.45; % Höjden på betongtvärsnittet [m]
d1 = h-(cnom+phi/2+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 1 [m]
d2 = h-(cnom+amin+phi*1.5+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 2 [m]
```

```
d_prim = cnom+phi/2+phi_tvar; % Avstånd mellan betongens överkant till  
tryckarmering [m]
```

Armeringsmängd

```
% Armeringsarea för 1 stång [m^2]  
Asi = (pi*phi^2)/4;  
  
% Uppskattad total armeringsmängd [m^2] Ekv. B4-16 [1]  
z = 0.9*d1;  
As = MED_f/(fyd*z);  
  
% Antal armeringstänger  
n_drag = As/Asi;
```

Kontrollera om armeringen flyter

```
% Konstanter och faktorer  
alpha = 0.81; % Tab. B5.1 [1]  
beta = 0.416; % Tab. B5.1 [1]  
epsilon_cu = 3.5e-3; % Tab. B2.4 [1]  
  
% Armering area  
n1 = 20; % antal stänger i drag lager 1  
n2 = 2; % antal stänger i drag lager 2  
n_prim = 8; % antal stänger i tryck  
  
As1 = Asi*n1; % tryckarmeringsarea [m^2]  
As2 = Asi*n2; % tryckarmeringsarea [m^2]  
As_prim = Asi*n_prim; % dragarmeringsarea [m^2]
```

1. Antag att all armering flyter -> om EJ ok gå vidare till 2!

```
x1 = (fyd*(As1+As2)-fyd*As_prim)/(alpha*fcd*b);  
  
% Deformationsvillkor  
epsilon_syd = fyd/Es; % Ekv. B2-28a [1]  
  
epsilon_s1_1 = ((d1 -x1)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]  
epsilon_s2_1 = ((d2 -x1)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]  
epsilon_prim_1 = ((x1-d_prim)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-25 [1]  
  
% Kontroll  
if epsilon_s1_1 > epsilon_syd && epsilon_s2_1 > epsilon_syd && epsilon_prim_1 >  
    epsilon_syd  
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är OK!')  
else  
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!')  
end
```

Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!

2. Antag att dragarmering flyter och tryckarmering är linjärelastisk -> om EJ ok gå till 3!

```
% Löser andragradsekvationen för x
A = alpha * fcd * b;
B = Es * epsilon_cu * As_prim - (As1+As2) * fyd;
C = - Es * d_prim * epsilon_cu * As_prim;

x2 = roots([A, B, C]);
x2_dim = x2(x2>0);

% Deformationsvillkor
epsilon_syd = fyd/Es; % Ekv. B2-28a [1]

epsilon_s1_2 = ((d1 -x2_dim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]
epsilon_s2_2 = ((d2 -x2_dim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]
epsilon_s_prim_2 = ((x2_dim-d_prim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-25 [1]

% Kontroll
if epsilon_s1_2 > epsilon_syd && epsilon_s2_2 > epsilon_syd && epsilon_s_prim_2 <
    epsilon_syd
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är OK!')
else
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!')
end
```

Kontroll av deformationsvillkor är OK!

Momentkapacitet

```
MRD_f = alpha*fcd*b*x2_dim.*(d1-beta.*x2_dim)+Es*epsilon_s_prim_2*As_prim*(d1-
d_prim)-fyd*As2*(d1-d2); % Ekv. B5-24 [1]

% Kontrollera MED<=MRD
if MED_f<MRD_f
    disp ('Momentkapacitet OK')
else if MED_f>MRD_f
    disp('Momentkapacitet EJ ok')
end
end
```

Momentkapacitet OK

Tvärkraftskapacitet - Livtryck

```
% Konstanter och faktorer
bw = b; %
```

```
v = 0.6*(1-((fck/1000000)/250)); % Nationell parameter, rekommenderat uttryck
    ekv. B6-11 [1]
```

```
% Livtryckbrott
```

```
VRD_f = 0.5*v*fcd*bw*d1; % Ekv. B6-11 i [1]
```

```
% Kontrollera VED<=VRD
```

```
if VED_f<VRD_f
```

```
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
```

```
else if VED_f>VRD_f
```

```
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok')
```

```
end
```

```
end
```

Tvärkraftskapacitet OK

Tvärkraftskapacitet - Skjuvglid

```
% Konstanter och faktorer [1]
```

```
CRD_c = 0.18/1.5; % Ekv. B6-14 i [1]
```

```
k = 1+sqrt(200/(d1*1000)); % OBS <=2.0 mm Ekv. B6-14 i [1]
```

```
rho_l = (As1+As2)/(bw*d1); % OBS <= 0.02 Ekv. B6-14 i [1]
```

```
v_min = 0.035*(k^(3/2))*(fck/1000000)^0.5; % Ekv. B6-14 i [1]
```

```
% Skjuvglidbrott Ekv. B6-14 i [1]
```

```
VRDc_f = CRD_c*k*bw*d1*((100*rho_l*(fck/1000000))^(1/3))*1000000; % Måste
    korrigera värdet med 10^6
```

```
minkrav = v_min*bw*d1*1000000;
```

```
% Kontrollera VED<=VRD
```

```
if VED_f<VRDc_f
```

```
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
```

```
else if VED_f>VRDc_f
```

```
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok - Tvärkraftsarmering behövs')
```

```
end
```

```
end
```

Tvärkraftskapacitet EJ ok - Tvärkraftsarmering behövs

Tvärkraftsarmering

```
% Kontroll för livtrycksbrott
```

```
alpha_cw = 1;
```

```
v1 = v;
```

```
theta = 30; % [grader], rekommenderat värde ekv. B6-16 [1]
```

```
alpha_tvar = 90;
```

```
cot_alpha = cotd(alpha_tvar);
```

```
cot_theta = cotd(theta);
```

```
tan_theta = tand(theta);
```

```
VRDmax_f = alpha_cw*bw*z*v1*fcd*(1/(cot_theta +tan_theta)); % B6-19 [1]
```

```

% Kontrollera VED<=VRD
if VED_f<VRDmax_f
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
else if VED_f>VRDmax_f
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok')
end
end

% Dimensionering av tvärkraftsarmering
fywd = fyk/1.15;
Asw = 2*pi*(phi_tvar^2)/4;

s = Asw/(VED_f/(z*(cot_theta+cot_alpha)*fywd*sind(alpha_tvar))); % Utifrån
    Ekv. B6-22 [1]

% Kontrollera tvärkraftsarmeringsinnehåll
rho_w = Asw/(s*bw*sind(alpha)); % Ekv.B6-25 [1]
rho_w_min = 0.08*(sqrt(fck)/fyk); % Ekv.B6-24 [1]

if rho_w>rho_w_min
    disp('Tvärarmeringsinnehåll är OK')
else
    disp('Tvärarmeringsinnehåll är EJ ok')
end

% Kontrollera centrumavstånd för tvärkraftsarmering
sl_max = 0.75*d1*(1+cot_alpha); % Nationell parameter, Ekv. B6-26 [1]

if sl_max>s
    disp('Centrumavstånd är OK')
else
    disp('Centrumavstånd är EJ ok')
end

Tvärkraftskapacitet OK
Tvärarmeringsinnehåll är OK
Centrumavstånd är OK

```

Kontrollera armeringsmängd

```

Ac = b*h; % Tvärsnittets bruttoarea

As_min = 0.26*(fctm/fyk)*b*d1; % B4-21 [1]
As_minmin = 0.013*b*d1;
As_min_dim = max(As_min, As_minmin); % As_min>As_minmin

As_max = 0.04*Ac; % B4-22 [1]

% Kontrollera att As_min<As<As_max B4-20 [1]
if (As1+As2) > As_min_dim && (As1+As2) < As_max
    disp('Armeringsmängden är OK')
else
    disp('Armeringsmängden är EJ ok')

```

end

Armeringmängden är OK

Kontrollera verkningssätt

```
verkningssatt = 0.45*d1; % B5-22 [1]
```

```
if x2<= verkningssatt
    disp ('Verkningssätt är OK')
else
    disp('Verkningssätt är EJ ok')
end
```

Verkningssätt är OK

Published with MATLAB® R2022b

Table of Contents

.....	1
Källor	1
Dimensionerande laster	1
Materialegenskaper - Betong C45/55	1
Materialegenskaper armering	2
Armeringsdiameter - väljs och itereras fram	2
Placering av armering	2
Tvårsnittskonstanter	2
Armeringsmängd	3
Kontrollera om armeringen flyter	3
1. Antag att all armering flyter -> om EJ ok gå vidare till 2!	3
2. Antag att dragarmering flyter och tryckarmering är linjärelastisk -> om EJ ok gå till 3!	4
Momentkapacitet	4
Tvårkraftskapacitet - Livtryck	4
Tvårkraftskapacitet - Skjuvglid	5
Tvårkraftsarmering	5
Kontrollera armeringsmängd	6
Kontrollera verkningssätt	7

```
clc
clear
% Stöd-beräkningar i ULS
```

Källor

[1] Bärande konstruktioner del 1. (2013). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson. [2] Bärande konstruktioner del 2. (2011). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson.

Dimensionerande laster

```
VED_s = 392.6e3; % Maximal tvärkraft [N]
MED_s = 322.2e3; % Maximalt moment i stöd [Nm]
```

Materialegenskaper - Betong C45/55

```
% [Pa] Tabell B2.1 [1]
fck = 45e6;
fcm = 53e6;

% [Pa] Ekv. B2-3 [1]
fcd = 1*fck/1.5;

% [Pa] Tabell B2.2 [1]
fctm = 3.8e6;
fctk_05 = 2.7e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-10 [1]
fctd = fctk_05/1.5;
```

```
% [Pa] Tabell B2.3 [1]
Ecm = 36e9;
```

```
% [Pa] Ekv B2-15 [1]
Ecd = Ecm/1.2;
```

Materialegenskaper armering

```
% [Pa] Ekv. B2-26 [1]
Es = 200e9;
```

```
% [Pa] Tabell B2-11 [1]
fyk = 500e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-25 [1]
fyd = fyk/1.15;
```

Armeringsdiameter - väljs och itereras fram

```
phi = 0.02; % [m]
phi_tvar = 0.008; % [m]
```

Placering av armering

```
% Täcksikt
cdev = 0.01; % [m] B4-26 [1]
cmin = phi; % [m] B4-25 [1]

cnom = cmin + cdev; % [m] B4-24 [1]

% Centrumavstånd % B4-27 [1]
dg = 0.02; % Största stenstorlek i ballasten [m]
k1 = 1.0; % [-]
k2 = 0.005; % [m]

amin = max([phi*k1, dg + k2, 0.02]);
```

Tvärsnittskonstanter

```
b = 1; % Bredden på betongtvärsnittet [m]
h = 0.45; % Höjden på betongtvärsnittet [m]
d1 = h-(cnom+phi/2+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 1 [m]
d2 = h-(cnom+amin+phi*1.5+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 2 [m]
```

```
d_prim = cnom+phi/2+phi_tvar; % Avstånd mellan betongens överkant till  
tryckarmering [m]
```

Armeringsmängd

```
% Armeringsarea för 1 stång [m^2]  
Asi = (pi*phi^2)/4;  
  
% Uppskattad total armeringsmängd [m^2] Ekv. B4-16 [1]  
z = 0.9*d1;  
As = MED_s/(fyd*z);  
  
% Antal armeringstänger  
n_drag = As/Asi;
```

Kontrollera om armeringen flyter

```
% Konstanter och faktorer  
alpha = 0.81; % Tab. B5.1 [1]  
beta = 0.416; % Tab. B5.1 [1]  
epsilon_cu = 3.5e-3; % Tab. B2.4 [1]  
  
% Armering area  
n1 = 18; % antal stänger i drag lager 1  
n2 = 4; % antal stänger i drag lager 2  
n_prim = 8; % antal stänger i tryck  
  
As1 = Asi*n1; % tryckarmeringsarea [m^2]  
As2 = Asi*n2; % tryckarmeringsarea [m^2]  
As_prim = Asi*n_prim; % dragarmeringsarea [m^2]
```

1. Antag att all armering flyter -> om EJ ok gå vidare till 2!

```
x1 = (fyd*(As1+As2)-fyd*As_prim)/(alpha*fcd*b);  
  
% Deformationsvillkor  
epsilon_syd = fyd/Es; % Ekv. B2-28a [1]  
  
epsilons1_1 = ((d1 -x1)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]  
epsilons2_1 = ((d2 -x1)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]  
epsilons_prim_1 = ((x1-d_prim)/x1)*epsilon_cu; % Ekv. B5-25 [1]  
  
% Kontroll  
if epsilons1_1 > epsilon_syd && epsilons2_1 > epsilon_syd && epsilons_prim_1 >  
    epsilon_syd  
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är OK!')  
else  
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!')  
end
```

Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!

2. Antag att dragarmering flyter och tryckarmering är linjärelastisk -> om EJ ok gå till 3!

```
% Löser andragradsekvationen för x
A = alpha * fcd * b;
B = Es * epsilon_cu * As_prim - (As1+As2) * fyd;
C = - Es * d_prim * epsilon_cu * As_prim;

x2 = roots([A, B, C]);
x2_dim = x2(x2>0);

% Deformationsvillkor
epsilon_syd = fyd/Es; % Ekv. B2-28a [1]

epsilon_s1_2 = ((d1 -x2_dim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]
epsilon_s2_2 = ((d2 -x2_dim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-26 [1]
epsilon_s_prim_2 = ((x2_dim-d_prim)/x2_dim)*epsilon_cu; % Ekv. B5-25 [1]

% Kontroll
if epsilon_s1_2 > epsilon_syd && epsilon_s2_2 > epsilon_syd && epsilon_s_prim_2 <
    epsilon_syd
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är OK!')
else
    disp('Kontroll av deformationsvillkor är EJ ok!')
end
```

Kontroll av deformationsvillkor är OK!

Momentkapacitet

```
MRD_s = alpha*fcd*b*x2_dim.*(d1-beta.*x2_dim)+Es*epsilon_s_prim_2*As_prim*(d1-
d_prim)-fyd*As2*(d1-d2); % Ekv. B5-24 [1]

% Kontrollera MED<=MRD
if MED_s<MRD_s
    disp ('Momentkapacitet OK')
else if MED_s>MRD_s
    disp('Momentkapacitet EJ ok')
end
end
```

Momentkapacitet OK

Tvärkraftskapacitet - Livtryck

```
% Konstanter och faktorer
bw = b; %
```

```
v = 0.6*(1-((fck/1000000)/250)); % Nationell parameter, rekommenderat uttryck
    ekv. B6-11 [1]
```

```
% Livtryckbrott
VRD_s = 0.5*v*fcd*bw*d1; % Ekv. B6-11 i [1]
```

```
% Kontrollera VED<=VRD
if VED_s<VRD_s
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
else if VED_s>VRD_s
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok')
end
end
```

Tvärkraftskapacitet OK

Tvärkraftskapacitet - Skjuvglid

```
% Konstanter och faktorer [1]
CRD_c = 0.18/1.5; % Ekv. B6-14 i [1]
k = 1+sqrt(200/(d1*1000)); % OBS <=2.0 mm Ekv. B6-14 i [1]
rho_l = (As1+As2)/(bw*d1); % OBS <= 0.02 Ekv. B6-14 i [1]

v_min = 0.035*(k^(3/2))*(fck/1000000)^0.5; % Ekv. B6-14 i [1]
```

```
% Skjuvglidbrott Ekv. B6-14 i [1]
VRDc_s = CRD_c*k*bw*d1*((100*rho_l*(fck/1000000))^(1/3))*1000000; % Måste
    korrigera värdet med 10^6
minkrav = v_min*bw*d1*1000000;
```

```
% Kontrollera VED<=VRD
if VED_s<VRDc_s
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
else if VED_s>VRDc_s
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok - Tvärkraftsarmering behövs')
end
end
```

Tvärkraftskapacitet EJ ok - Tvärkraftsarmering behövs

Tvärkraftsarmering

```
% Kontroll för livtrycksbrott
alpha_cw = 1;
v1 = v;
theta = 30; % [grader], rekommenderat värde ekv. B6-16 [1]
alpha_tvar = 90;
cot_alpha = cotd(alpha_tvar);
cot_theta = cotd(theta);
tan_theta = tand(theta);

VRDmax_s = alpha_cw*bw*z*v1*fcd*(1/(cot_theta +tan_theta)); % B6-19 [1]
```

```

% Kontrollera VED<=VRD
if VED_s<VRDmax_s
    disp ('Tvärkraftskapacitet OK')
else if VED_s>VRDmax_s
    disp('Tvärkraftskapacitet EJ ok')
end
end

% Dimensionering av tvärkraftsarmering
fywd = fyk/1.15;
Asw = 2*pi*(phi_tvar^2)/4;

s = Asw/(VED_s/(z*(cot_theta+cot_alpha)*fywd*sind(alpha_tvar))); % Utifrån
    Ekv. B6-22 [1]

% Kontrollera tvärkraftsarmeringsinnehåll
rho_w = Asw/(s*bw*sind(alpha)); % Ekv.B6-25 [1]
rho_w_min = 0.08*(sqrt(fck)/fyk); % Ekv.B6-24 [1]

if rho_w>rho_w_min
    disp('Tvärarmeringsinnehåll är OK')
else
    disp('Tvärarmeringsinnehåll är EJ ok')
end

% Kontrollera centrumavstånd för tvärkraftsarmering
sl_max = 0.75*d1*(1+cot_alpha); % Nationell parameter, Ekv. B6-26 [1]

if sl_max>s
    disp('Centrumavstånd är OK')
else
    disp('Centrumavstånd är EJ ok')
end

Tvärkraftskapacitet OK
Tvärarmeringsinnehåll är OK
Centrumavstånd är OK

```

Kontrollera armeringsmängd

```

Ac = b*h; % Tvärsnittets bruttoarea

As_min = 0.26*(fctm/fyk)*b*d1; % B4-21 [1]
As_minmin = 0.013*b*d1;
As_min_dim = max(As_min, As_minmin); % As_min>As_minmin

As_max = 0.04*Ac; % B4-22 [1]

% Kontrollera att As_min<As<As_max B4-20 [1]
if (As1+As2) > As_min_dim && (As1+As2) < As_max
    disp('Armeringsmängden är OK')
else
    disp('Armeringsmängden är EJ ok')

```

end

Armeringmängden är OK

Kontrollera verkningssätt

```
verkningssatt = 0.45*d1; % B5-22 [1]
```

```
if x2<= verkningssatt
    disp ('Verkningssätt är OK')
else
    disp('Verkningssätt är EJ ok')
end
```

Verkningssätt är OK

Published with MATLAB® R2022b

Table of Contents

.....	1
Källor	1
Materialegenskaper - Betong C45/55	1
Materialegenskaper armering	2
Armeringsdiameter - väljs och itereras fram	2
Placering av armering	2
Tvårsnittskonstanter	2
Armeringsmängd	2
Laster	3
Sprickbildning	3
Jämvikt - hitta x	3
Spänningar i SLS	4
Sprickavstånd	5
Sprickbredd	6

```
clc  
clear
```

Källor

[1] Bärande konstruktioner del 1. (2013). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson. [2] Bärande konstruktioner del 2. (2011). M.Al-Emrani, B.Engström, M.Johansson, P-Johansson. [3] SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008) [4] Krav Brobyggande. TDOK 206:0204. Version 1.0. Trafikverket. (2016).

Materialegenskaper - Betong C45/55

```
% [Pa] Tabell B2.1 [1]  
fck = 45e6;  
fcm = 53e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-3 [1]  
fcd = 1*fck/1.5;
```

```
% [Pa] Tabell B2.2 [1]  
fctm = 3.8e6;  
fctk_05 = 2.7e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-10 [1]  
fctd = fctk_05/1.5;
```

```
% [Pa] Tabell B2.3 [1]  
Ecm = 36e9;
```

```
% [Pa] Ekv B2-15 [1]  
Ecd = Ecm/1.2;
```

Materialegenskaper armering

```
% [Pa] Ekv. B2-26 [1]
Es = 200e9;
```

```
% [Pa] Tabell B2-11 [1]
fyk = 500e6;
```

```
% [Pa] Ekv. B2-25 [1]
fyd = fyk/1.15;
```

Armeringsdiameter - väljs och itereras fram

```
phi = 0.02; % [m]
phi_tvar = 0.008; % [m]
```

Placering av armering

```
% Täcksikt
cdev = 0.01; % [m] B4-26 [1]
cmin = phi; % [m] B4-25 [1]

cnom = cmin + cdev; % [m] B4-24 [1]

% Centrumavstånd % B4-27 [1]
dg = 0.02; % Största stenstorlek i ballasten [m]
k1 = 1.0; % [-]
k2 = 0.005; % [m]

amin = max([phi*k1, dg + k2, 0.02]);
```

Tvärsnittskonstanter

```
b = 1; % Bredden på betongtvärsnittet [m]
h = 0.45; % Höjden på betongtvärsnittet [m]
d1 = h-(cnom+phi/2+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 1 [m]
d2 = h-(cnom+amin+phi*1.5+phi_tvar); % Avstånd mellan betongens överkant till
dragarmering lager 2 [m]
d_prim = cnom+phi/2+phi_tvar; % Avstånd mellan betongens överkant till
tryckarmering [m]
```

Armeringsmängd

Armeringsarea för 1 stång [m²]

```
Asi = (pi*phi^2)/4;
```

```
% Armering area
n1 = 20; % antal stänger i drag lager 1
```

```

n2 = 2; % antal stänger i drag lager 2
n_prim = 8; % antal stänger i tryck

As1 = Asi*n1; % tryckarmeringsarea [m^2]
As2 = Asi*n2; % tryckarmeringsarea [m^2]
As_prim = Asi*n_prim; % dragarmeringsarea [m^2]

```

Laster

```
Md = 519.9e3; % Maximalt moment i fält [Nm]
```

Sprickbildning

Beräknar Mcr

```

I_c = (b*h^3)/12; % Endast betongens inverkan
z = h/2; % då symmetriskt tvärsnitt + försummar armeringens inverkan

k = 1.6 - h; % B3-22 [1]
fctm_fl = k*fctm; % sätter = sigma_c, B3-22 [1]

Mcr = (fctm_fl*I_c)/z; % Utifrån Naviers formel sigma_c = M*z/I_c

if Md>Mcr
disp ('Det kritiska momentet är mindre än momentet från lasten, se Mcr [Nm]')
disp (Mcr)
disp ('och Md [Nm]')
disp(Md)
disp ('--> Sprucket tvärsnitt')
elseif Md<Mcr
disp ('--> Osprucket tvärsnitt')
end

```

```

Det kritiska momentet är mindre än momentet från lasten, se Mcr [Nm]
    1.4749e+05

```

```

och Md [Nm]
    519900

```

```
--> Sprucket tvärsnitt
```

Jämvikt - hitta x

```

alpha = Es/Ecm; % Ekv. B7-34 [2]

% Jämviktsekvationen för ett rektangulärt tvärsnitt utan normalkraft,
% avsnitt B7.2.2 [2]
F = @(x) (b*x.^2)/2 + (alpha- 1)*As_prim*(x - d_prim) - alpha*As1*(d1 - x) -
    alpha*As2*(d2 - x);

% Startvärde
x0 = 0.07;

```

```

% Lös ekvationen numeriskt
x=fzero(F,1)
xtp = x

% Yttröghetsmoment i SII, avsnitt B7.3.3 [2]
I2 = ((b*xtp^3)/3) + (alpha-1)*As_prim*(xtp-d_prim)^2 + alpha*As1*(d1-xtp)^2+
alpha*As2*(d2-xtp)^2;

x =

    0.1349

xtp =

    0.1349

```

Spänningar i SLS

```

% Betongpåkänningar
z2 = -xtp;
sigma_cc = (Md/I2)*z2;

% Kontroller enligt SS EN 1992-1-1:2004 kap. 7.2
if abs(sigma_cc)<0.45*fck
    disp ('Betong påkänning OK!')
    disp ('Påkänning är [Pa]')
    disp (sigma_cc)

elseif abs(sigma_cc)>0.45*fck
    disp('Betong påkänning EJ ok!')
    disp ('Betongpåkänningen i underkant är [Pa]')
    disp (sigma_cc)
end

% Betongspänning på tryckarmeringens nivå
z3 = -(xtp-d_prim);
sigma_cs_tryck = (Md/I2)*z3;

% Betongspänning på dragarmeringens nivå
z4 = -(xtp-d1);
sigma_cs_drag = (Md/I2)*z4;

% Stålpåkänningen i tryckarmeringen
sigma_s_tryck = alpha*sigma_cs_tryck;

% Kontroll SS-EN 1992 [3]
if sigma_s_tryck < 0.8*fyk % 400 MPa
    disp ('Påkänning i armeringen (tryck) är OK!')
    disp ('Påkänning i armeringen är [Pa]')

```

```

disp (sigma_s_tryck)

elseif sigma_s_tryck > 0.8*fyk
    disp('Påkänning i armeringen (tryck) är EJ ok!')
    disp ('Påkänning i armeringen är [Pa]')
    disp (sigma_s_tryck)
end

% Stålpåkänning i dragarmeringen
sigma_s_drag = alpha*sigma_cs_drag;

% Kontroll enligt SS-EN 1992 [3]
if sigma_s_drag < 0.8*fyk
    disp ('Påkänning i armeringen (drag) är OK!')
    disp ('Påkänning i armeringen är [Pa]')
    disp (sigma_s_drag)

elseif sigma_s_drag > 0.8*fyk
    disp('Påkänning i armeringen (drag) är EJ ok!')
    disp ('Påkänning i armeringen är [Pa]')
    disp (sigma_s_drag)
end

```

Betong påkänning OK!

Påkänning är [Pa]
-1.9664e+07

Påkänning i armeringen (tryck) är OK!

Påkänning i armeringen är [Pa]
-7.0382e+07

Påkänning i armeringen (drag) är OK!

Påkänning i armeringen är [Pa]
2.1624e+08

Sprickavstånd

```

k1 = 0.8; % Faktor som beaktar armeringens ytegenskaper, kamstänger
k2 = 0.5; % Faktor som beaktar inverkan av töjning, ren böjning
k3 = 3.4; % Nationell parameter, rekommenderat värde
k4 = 0.425; % Nationell parameter, rekommenderat värde
c_nom = 0.03; % Täckande betongskikt

d_medel=(n1*d1+n2*d2)/(n1+n2);

h1 = (h-xtp)/3;
h2 = h/2;
h3 = 2.5*(h-d_medel);

hc_ef = min([h1, h2, h3]); % Effektiv höjd på betongen, Ekv. B9-13;

Ac_eff = hc_ef*b; % Area hos medverkande betong mellan sprickor

```

```
p_peff = (As1+As2)/Ac_eff; % Ekv. B9-11
```

```
sr_max = k3*c_nom+k1*k2*k4*phi/p_peff; % Sprickavstånd Ekv. B9-11 [2]
```

Sprickbredd

```
kt =0.4; % Faktor som beaktar lastens varaktighet
```

```
e_m = (sigma_s_drag-kt*(fctm/p_peff)*(1+alpha*p_peff))/Es; % Skillnaden i  
stålets och betongens medeltöjning, Ekv. B9-19
```

```
e_m_min = 0.6*sigma_s_drag/Es; % Minsta tillåtna värdet för medeltöjning, Ekv.  
B9-19
```

```
e_m_dim = max(e_m, e_m_min); % Dimensinerande värde för medeltöjning
```

```
wk = sr_max*e_m; % Sprickbredd Ekv. B9-18
```

```
% Kontroll
```

```
wk_max = 0.3e-3; % Tillåten sprickbredd - utdrag från SS137010 [3] m. L50 och  
XC3 OBS
```

```
if wk<wk_max
```

```
    disp ('Sprickbredden är OK, [m]')
```

```
    disp (wk)
```

```
elseif wk>wk_max
```

```
    disp('Sprickbredden är för stor, [m]')
```

```
    disp(wk)
```

```
end
```

```
Sprickbredden är OK, [m]
```

```
1.4191e-04
```

Published with MATLAB® R2022b

```
clc
clear

% Dimensionerar för fält men samma antal stänger kommer användas i hela

% Tvärsnittskonstanter
b_ef = 5.1861;
hc= 0.45;

% Materialegenskaper - Betong C45/55

% [Pa] Tabell B2.1 [1]
fck = 45e6;
fcm = 53e6;

% [Pa] Ekv. B2-3 [1]
fcd = 1*fck/1.5;

% [Pa] Tabell B2.2 [1]
fctm = 3.8e6;
fctk_05 = 2.7e6;

% [Pa] Ekv. B2-10 [1]
fctd = fctk_05/1.5;

% [Pa] Tabell B2.3 [1]
Ecm = 36e9;

% [Pa] Ekv B2-15 [1]
Ecd = Ecm/1.2;

% Materialegenskaper armering

% [Pa] Ekv. B2-26 [1]
Es = 200e9;

% [Pa] Tabell B2-11 [1]
fyk = 500e6;

% [Pa] Ekv. B2-25 [1]
fyd = fyk/1.15;

cnom = 0.03; % Betongtäcksikt

% Bestämmer antal armering och placering
% eftersom stålbalkarna = elastiska --> kommer spänningarna aldrig nå
% flytgränsen, vi gör ett anslagande:

sigma_s = 0.5*fyk;
% --> ger oss max diameter + max avstånd

% Armering
```

```

phi = 0.016; % Max diameter enligt Tabell 7.2N SS-EN 1992-1.1:2005
Asi = pi*(phi^2)/4;

cc_max= 0.2; % Max spacing mellan stänger enligt Tabell 7.3N SS-EN
1992-1.1:2005

% Beräknar hur många stänger
n = ceil((b_ef/cc_max));

% Armeringsarea
As = n*Asi;

% Kontroll minimiarmering
Ac = b_ef*hc;
z0 = 0.0809;
kc = 1/((1+hc)/(2*z0))+0.3;
rho_s = 1.1*(440/235)*(fctm/fyk)*sqrt(kc);

As_min = rho_s*Ac;
n_min = ceil((As_min/Asi)/2)*2;

if As<As_min
    As1 = (n_min/2)*Asi;
    As2 = (n_min/2)*Asi;
    disp('Minimi-armering används: As1=As2=')
    disp(As1)
    disp('Antal stänger=')
    disp(n_min)

else
    As1 = (n/2)*Asi;
    As2 = (n/2)*Asi;
    disp('Kontroll OK > minimi')
end

% Dimensionering av tvärsnitt
d1 = cnom + phi/2; % Avstånd från överkant till övre armeringslager
d2 = hc -cnom - phi/2; % Avstånd från överkant till nedre armeringslager

cc = b_ef/(n_min/2); % Aktuellt centrumavstånd

Minimi-armering används: As1=As2=
    0.0119

Antal stänger=
    118

```

Published with MATLAB® R2022b

