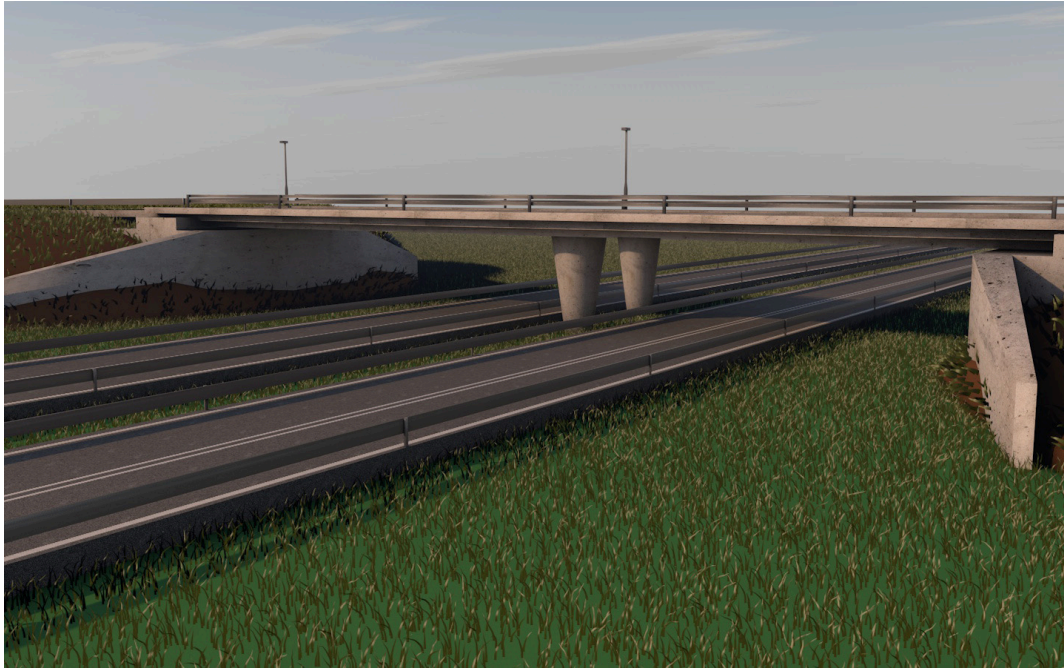


CHALMERS



Förstudie till bro över riksväg 40

Konceptuell design och preliminär dimensionering av vägbro vid Hössnamotet

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Väg och vatten*

MALIN ANDERSSON
OLLE CEDERHOLM
WILHELM HEIROTH
EMMA PETTERSSON
ERIK SAVE
KARL ÅKERMO

Institutionen för bygg- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2017
Kandidatarbete BMTX01-17-54

Förstudie till bro över riksväg 40

Konceptuell design och preliminär dimensionering av vägbro vid Hössnamotet

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg och vatten

MALIN ANDERSSON

OLLE CEDERHOLM

WILHELM HEIROTH

EMMA PETTERSSON

ERIK SAVE

KARL ÅKERMO

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

I samband med ombyggnationen av väg 40 mellan Ulricehamn och Göteborg beslutade Trafikverket att projektera en tvåfilig vägbro med GC-stråk. Syftet med projekteringen var att kunna dra väg 1721 över den nya väg 40. Denna rapport behandlar framtagandet av förslag på ett brokoncept som även preliminärt dimensionerats.

Trafikverkets huvudsakliga krav på bron är en spännvidd på 60 meter samt en teknisk livslängd på 80 år. Området består av skogslandskap med ett varierande djup ned till berg kring 4,5 meter. Med hänsyn till givna förutsättningar och krav har ett antal brotyper och material diskuterats och utifrån detta har olika koncept framtagits. Ett första urval har gjorts genom uteslutning av brotyper som ej uppfyller givna förutsättningar, som till exempel spännvidd. Detta urval resulterade i sex koncept som togs vidare för en mer noggrann utvärdering där ett antal valda kriterier använts för att kunna jämföra koncepten. Kriterierna har viktats mot varandra för att särskilja dess relevans för projektet och på så sätt ge koncepten en mer realistisk jämförelse. Vidare poängsattes koncepten med hänsyn till varje kriterium varefter poängen summerades för respektive koncept. Det koncept med högst totalpoäng ansågs vara det bäst lämpade för projektet. Denna arbetsgång resulterade i ett slutgiltigt koncept bestående av en kontinuerlig förspänd betongbalkbro i två spann på vardera 24,9 meter. Denna bro har sedan preliminärt dimensionerats i både bruk- och brottgränstillstånd för att klara av trafiklasten enligt svensk standard.

Nyckelord: Bro, betong, balkbro, brokoncept, brokonstruktion, broproduktion, brönderhåll, Hössnamotet, förspänning

Omslag:
Konceptuell bild av slutligt brokoncept.

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2017
Kandidatarbete BMTX01-17-54

Prestudy of bridge over route 40

Conceptual design and preliminary dimensioning of bridge at Hössnamotet

Bachelor Thesis

Building and Civil Engineering

MALIN ANDERSSON

OLLE CEDERHOLM

WILHELM HEIROTH

EMMA PETTERSSON

ERIK SAVE

KARL ÅKERMO

Department of Civil and Environmental Engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

In conjunction with the rebuilding of route 40 between Ulricehamn and Gothenburg the Swedish Transport Administration decided to design a two-lane bridge with a pedestrian and bicycle path to lead the traffic from route 1721 over the new route 40. This report aims to develop a bridge concept proposition, which is preliminary dimensioned.

The Swedish Transport Administration's main requirements for the construction are a technical life span of 80 years and a total span length of 60 meters. The surrounding environment consists of forest landscape with various bedrock depths. Considering the given conditions several bridge types and materials were discussed, and based on this various concepts have been developed. An initial selection has been made by excluding bridge types that do not meet the given conditions. This selection resulted in six different bridge concepts that were taken into deeper evaluation where several criteria were used to compare the concepts with each other. The criteria were weighted against each other to distinguish its relevance to the project and thus give the concepts a more realistic comparison. Furthermore, the concepts were given points with respect to each criterion, which were in turn summarized for each concept. The concept with the highest total score was considered the most suitable for the project. This process resulted in a final concept consisting of a prestressed concrete girder bridge in two spans, each with a range of 24,9 meters. The girder bridge is designed for both SLS and ULS to bear traffic loads due to Swedish standards.

Key words: Bridge, concrete, girder bridge, bridge concept, bridge structure, bridge production, Hössnamotet, prestressed concrete

Innehåll

SAMMANFATTNING	II
ABSTRACT	IV
INNEHÅLL	V
FÖRORD	IX
BEGREPPSFÖRKLARING	X
1 INLEDNING	1
1.1 Syfte	1
1.2 Uppgift	1
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Metod	2
2 FÖRUTSÄTTNINGAR VID HÖSSNAMOTET	2
2.1 Geografisk beskrivning	3
2.2 Geotekniska förhållanden	3
2.3 Hydrologiska förutsättningar	3
2.4 Vägförutsättningar	4
2.5 Geometriska förutsättningar	4
2.6 Teknisk livslängd	4
3 LITTERATURSTUDIE	4
3.1 Byggnadsmaterial	4
3.1.1 Stål	5
3.1.2 Betong	6
3.1.3 Trä	6
3.2 Brotyper	7
3.2.1 Beskrivning över väsentliga brodelar	7
3.2.2 Fackverksbro	8
3.2.3 Rambro	8
3.2.4 Plattbro	8
3.2.5 Balkbro	9
3.2.6 Valvbro	9
3.2.7 Bågbro	9
3.2.8 Hängbro	10
3.2.9 Snedkabelbro	10
3.2.10 Rörbro	10
3.3 Grundläggningsmetoder	10
3.3.1 Plattgrundläggning	11
3.3.2 Pålgrundläggning	11

3.4	Produktionsmetoder	11
3.4.1	Platsgjutning	11
3.4.2	Prefabricering	12
3.5	Förvaltning av broar	13
3.5.1	Inspektion	13
3.5.2	Underhåll	13
4	UTVÄRDERING AV BROALTERNATIV	14
4.1	Uteslutna brotyper	14
4.1.1	Fackverksbro	14
4.1.2	Plattrambro	14
4.1.3	Balkrambro	15
4.1.4	Plattbro	15
4.1.5	Balkbro i trä	15
4.1.6	Valvbro	15
4.1.7	Bågbro i trä	15
4.1.8	Hängbro	15
4.1.9	Snedkabelbro	15
4.1.10	Rörbro	16
4.2	Utvärdering av produktionsmetoder	16
4.3	Brokoncept för vidare utvärdering	16
4.3.1	Brokoncept 1 - betongbalkbro	16
4.3.2	Brokoncept 2 - betongbalkbro med lådtvärnsnitt	17
4.3.3	Brokoncept 3 - stålbro med lådtvärnsnitt	18
4.3.4	Brokoncept 4 - stålbro med I-balkar	19
4.3.5	Brokoncept 5 - bågbro i betong	20
4.3.6	Brokoncept 6 - bågbro i stål	20
4.4	Utvärderingskriterier	21
4.4.1	Estetik	21
4.4.2	Materialkostnad	21
4.4.3	Byggbarhet	22
4.4.4	Miljöpåverkan	22
4.4.5	Tillgänglighet vid underhåll	22
4.4.6	Underhållskostnad	22
4.4.7	Återvinning	23
4.4.8	Grundläggningskostnad	23
4.4.9	Metod viktningsmatris	23
4.4.10	Resultat av viktningsmatris	24
4.5	Utvärdering av brokoncept	24
4.5.1	Risikanalys	24
4.5.2	Metod jämförelsematris	26
4.5.3	Resultat av jämförelsematris	26
5	PRELIMINÄR DIMENSIONERING AV RESULTERANDE BROKONCEPT	27
5.1	Preliminärt tvärsnitt	27
5.2	Dimensionerande laster och lastkombinationer	28

5.2.1	Lastframtagning för överbyggnad	29
5.2.2	Maximalt fältmoment i tvärled	30
5.2.3	Maximalt stödmoment och tvärkraft i tvärled	31
5.2.4	Maximalt fältmoment i längsled	32
5.2.5	Maximalt stödmoment i längsled	33
5.2.6	Maximal tvärkraft i längsled	34
5.2.7	Sammanställning av snittkrafter	35
5.2.8	Dimensionerande laster för mittstöd	35
5.2.9	Dimensionerande laster för frontmur	37
5.3	Dimensionering	37
5.3.1	Tvärkraftarmering i tvärled	38
5.3.2	Längsgående armering i tvärled	38
5.3.3	Spännarmering	38
5.3.4	Längsgående armering i längsled	40
5.3.5	Tvärkraftsarmering i längsled	40
5.3.6	Sprickbredd och påkänningar	40
5.3.7	Nedböjning	41
5.3.8	Mittstöd	41
5.3.9	Landfästen	43
5.3.10	Övergångskonstruktion	44
6	SLUTGILTIGT KONCEPT	44
6.1	Utformning överbyggnad	44
6.1.1	Brokana	44
6.1.2	Lager	45
6.1.3	Räcken	46
6.1.4	Kantbalk	46
6.1.5	Beläggning	46
6.1.6	Vattenavledning	47
6.2	Utformning underbyggnad	47
6.2.1	Landfästen	47
6.2.2	Mittstöd	48
6.2.3	Grundläggning	49
6.3	Produktionsgång	49
6.4	Underhåll	50
7	DISKUSSION	50
7.1	Litteraturstudie	51
7.2	Val av koncept	51
7.3	Dimensionering	51
7.4	Återstående dimensionering	52
8	SLUTSATS	53
	REFERENSER	54
	CHALMERS , Bygg- och miljöteknik	VII

BILAGA A – KRAVSPECIFIKATION
BILAGA B – FÖRSLAGSRITNING
BILAGA C – BERÄKNING AV KONSTRUKTIONSHÖJD
BILAGA D – BERÄKNING AV ÅDT FÖR VÄG 1721
BILAGA E – SNITTKRAFTSBERÄKNING
BILAGA F – ARMERING I TVÄRLED
BILAGA G – DIMENSIONERING AV EFTERSPÄND BALK
BILAGA H – TVÄRKRAFTSARMERING I LÄNGSLED
BILAGA I – BERÄKNING AV SPRICKBREDD I TVÄRLED
BILAGA J – DIMENSIONERING AV MITTSTÖD
BILAGA K – BERÄKNING UTAV LÄNGD PÅ LANDFÄSTEN
BILAGA L – DIMENSIONERING AV LANDFÄSTE
BILAGA M – ÖVERGÅNGSKONSTRUKTION

Förord

Denna rapport är ett resultat av ett kandidatarbete utfört av sex studenter på civilingenjörsprogrammet väg- och vattenbyggnad vid Chalmers Tekniska Högskola. Arbetet med att ta fram ett brokoncept och utföra en preliminär dimensionering av det har pågått under vårterminen 2017.

Även om vissa kunskaper inom brobyggnad och dimensionering erhållits under utbildningen skulle detta projekt inte vara möjligt utan vägledning och hjälp av ett antal personer. Först och främst vill vi rikta ett stort tack till våra handledare Filip Nilenius, forskarassistent vid Chalmers Tekniska Högskola, och Staffan Lindén, brokonstruktör från COWI AB, för deras vägledning genom arbetet. Vidare vill vi tacka Joosef Leppänen, universitetslektor vid Chalmers Tekniska Högskola, Björn Engström, biträdande professor vid Chalmers Tekniska Högskola, samt Per-Ola Svahn, teknisk chef Skanska AB, för betydande hjälp. Dessutom vill vi tacka alla de personer som hållit i intressanta och lärorika föreläsningar under kursens gång.

Göteborg, 2017

Malin Andersson
Olle Cederholm
Wilhelm Heiroth
Emma Pettersson
Erik Save
Karl Åkermo

Begreppsförklaring

Anisotropi	Term som innebär att ett material har olika fysikaliska egenskaper i olika riktningar.
CE-märkning	Produktmärkning främst inom EU som innebär att produkten besitter en viss kvalitet.
C35/45	Benämning på hållfastheten hos betong där 35 betecknar den karakteristiska cylinderhållfastheten och 45 den karakteristiska kubhållfastheten i MPa.
Eurocode	Europagemensamma dimensioneringsregler för bärverk. Betecknas exempelvis SS-EN 1990.
Fibermättnadsgräns	Ovanför denna gräns innehåller trä både fritt och bundet vatten. Under gränsen finns endast bundet vatten.
Frontmur	Den del av landfästet som lasterna förs ned genom till grundläggning.
Foderrör	Ingjutet rör för spännkabel.
Koldioxidekvivalent	Mått för att kunna jämföra olika växthusgasutsläpp. En viss växthusgas utsläpp omräknat till motsvarande utsläpp av koldioxid.
Konterfort	Konstruktion som avlastar och upptar sidotryck på en mur.
Lager	Koppling mellan underbyggnad och överbyggnad.
Lagerpall	Den del av landfästet som lagret ligger på.
Länkplatta	Betongplatta upplagd på bro eller landfäste i ena änden och på jord i den andra.
PGJA	Gjutasfaltmassa avsedd som vattentätt skydds-, bind- och slitlager på broar.
Räckesståndare	Vertikala pelare där det horisontella räcket monteras fast.
Slakarmering	Armeringsjärn som ej spänns innan konstruktionen belastas.
SLS	Serviceability limit state, bruksgränstillstånd.
Spännarmering	Armeringsjärn som spänns innan konstruktionen belastas.
Spännkabel	Kabel som används vid förspänning. Består av spänntrådar.
Transversaler	Benämning på tvärbalkar för överliggande bågar.
ULS	Ultimate limit state, brottgränstillstånd.
Underhållshöjd [m]	Vertikal höjd som krävs inuti ett lådtvärsnitt för att kunna utföra underhållsinpektioner.

ÅDT [fordon/dygn]	Årsmedeldygnstrafik, mått på antalet passerande fordon per dygn i medeltal under hela året.
XC2	Exponeringsklass 2 vid beaktande av karbonatisering.
XD1	Exponeringsklass 1 vid beaktande av tösalt.
XF3	Exponeringsklass 3 vid beaktande av frost.
XF4	Exponeringsklass 4 vid beaktande av frost.

1 Inledning

Hössnamotet är en del i det kommunöverskridande projektet "Motorväg Göteborg-Ulricehamn". Målet är att skapa en bättre trafiksäkerhet och framkomlighet för trafik mellan Göteborg och Ulricehamn samt en starkare regional utveckling och bättre boendemiljö längs den gamla väg 40-sträckan. Här finns ett behov att leda väg 1721 över väg 40, varför en bro är beställd av Trafikverket. Detta skapar ett öppet problem där eventuella lösningar ska diskuteras och utvärderas utifrån både tekniska krav och önskvärda egenskaper. (Trafikverket, 2015.)

1.1 Syfte

Syftet med studien är att ta fram ett förslag på ett brokoncept och en preliminär dimensionering av bron i projektet "väg 40 Dällebo-Ulricehamn, etapp 3". Konceptet ska ta hänsyn till valda avgränsningar, krav som ställs i Trafikverkets kravbeskrivning samt egna utvärderingskriterier. I slutändan ska studien leda till ett brokoncept som är byggbart och preliminärt dimensionerat.

1.2 Uppgift

Uppgiften är att ta fram ett flertal brokoncept som sedan utvärderas och reduceras till ett koncept av vilket en preliminär dimensionering görs. Utveckling av brokoncept bemöter flertalet problemställningar. Problemen berör konceptets inverkan på samhället, produktion av bron, miljöpåverkan, förvaltning och underhåll. Dessa problem kan delas in i delproblem som ger en övergripande bild av vilka risker och tillhörande aspekter som behöver beaktas i förstudien.

En deluppgift är att se till att bron uppfyller beställarens krav. Uppgiften innefattar att ta hänsyn till samhällets intressen i bron, det vill säga hur bron förhåller sig till hållbar utveckling, ekonomiska aspekter samt trafikanternas åsikter.

Problemställningen ur produktionsaspekt innebär att föreslå lämpliga produktionsmetoder och eventuella temporära byggnationer som krävs för koncepten. En produktionsgång föreslås för varje koncept i syfte att lättare kunna utvärdera brokonceptens för- och nackdelar med hänsyn till byggbarhet.

Konstruktionens utformning och materialval ska ta hänsyn till möjligheten att göra regelbundna inspektioner och underhållsarbeten. Tillgänglighet för underhållspersonal, vilken underhållning som krävs, hur ofta kontroller ska ske och vilken påverkan på trafiken som underhållet har bör därför beaktas i brokoncepten. Vidare bör önskvärda miljöaspekter vägas in i valet, till exempel vilka material och vilken produktionsteknik som är mest gynnsam för miljön. Avfallshantering i form av återvinning har också en betydande miljöpåverkan som bör uppmärksammas vid val av brokonstruktion.

1.3 Avgränsningar

För att studien ska vara genomförbar inom given tidsram måste avgränsningar tillämpas. För konstruktionsberäkningen görs avgränsningar att exkludera horisontella laster på överbyggnaden. Ytterligare avgränsas och förenklas hanteringen utav lastmodellering, se Kapitel 5.2. Den samhällsekonomiska aspekten tas hänsyn till och bedöms kvalitativt, men beräknas ej noggrannare. Vad gäller ekonomin fastslås ej någon budget, men kvalitativa bedömningar utförs exempelvis på materialkostnad. Projektets påverkan på miljön, hållbar utveckling, trafikanters behov och hur förvaltning av konstruktionen ska ske utvärderas endast kvalitativt.

1.4 Metod

Genomförandet av förstudien skedde i flertalet processer där olika metoder användes för att uppnå syftet. I startskedet utfördes litteraturstudier med målet att skapa en överblick av tillgängligt material samt att underlätta vid beslut om eventuella avgränsningar. Vid genomförandet av litteraturstudien riktades fokus mot källkritik och litteraturens relevans i relation till förstudiens syfte.

Vidare påbörjades framtagandet av brokoncepten. Utvecklingen delades in i två delar, först en idéfas och därefter ett utvärderingsskede. Idéfasen inkluderade analys av förutsättningar, formulering av mål och utvärderingskriterier, framtagande av alternativa koncept samt en grov utvärdering av dessa. Därefter, i utvärderingsskedet, skedde en mer noggrann iterativ utvärdering som belyser riskanalyser och preliminär dimensionering. Den preliminära dimensioneringen av konceptet utfördes genom beräkningar i MATLAB och CALFEM. Avslutningsvis var målbilden att dessa skeden skulle mynna ut i framtagandet av ett slutgiltigt koncept som uppfyller önskvärda och obligatoriska krav.

Parallellt med idé- och utvärderingsskedet skedde konsultation med Filip Nilenius, forskarassistent på Chalmers Tekniska Högskola samt Staffan Lindén och Magnus Bäckström från COWI AB:s broavdelning. Rådfrågningen sträckte sig från upplägg och struktur av förstudien till tekniska beskrivningar samt dimensionering av brodetaljer.

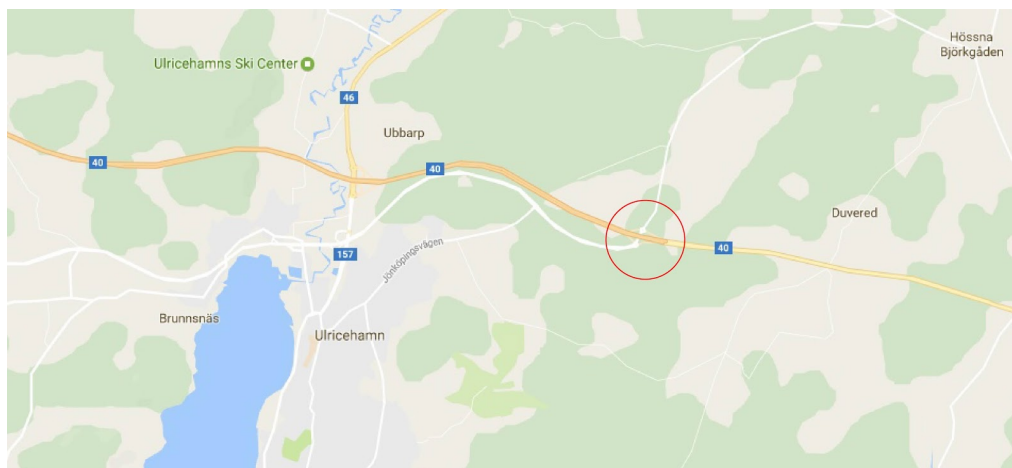
Faktainsamling bestod främst av att finna krav och beräkningssätt som överensstämmer med framtagna koncept. Kraven hämtades mestadels från Trafikverket och information beträffande tekniska beräkningar erhöles genom kurslitteratur, Eurocode, föreläsningar och från Trafikverkets föreskrifter.

2 Förutsättningar vid Hössnamotet

För att få en bild av hur byggnationen vid Hössnamotet skulle kunna ske krävs en djupare förståelse för hur förutsättningarna ser ut i området. Detta avsnitt bygger på Trafikverkets kravspecifikation för Hössnamotet, se Bilaga A. Denna gäller som källa om inget annat anges.

2.1 Geografisk beskrivning

Platsen för byggnationen är belägen öster om Ulricehamn och består uteslutande av skogslandskap, se Figur 2.1. Ett våtmarksområde bestående av torv återfinns cirka 30 meter nordost om den blivande bron. Terrängen är sluttande från väster till öster. 30 meter väster om bron ligger marknivån på +303 meter, respektive +297,6 meter på samma avstånd åt öster.



Figur 2.1 Karta över området. Hössnamotet markeras med en röd cirkel. (Google Inc. 2017)

2.2 Geotekniska förhållanden

Djupet ned till berg varierar mellan cirka 3,5 och 5,5 meter på platsen där anläggningen ska ske. I de understa 3-5 meterna återfinns blockig morän varpå ett 1-1,5 meter tjockt sand- alternativt siltigt sandlager vilar. Längst upp återfinns ett cirka 0,1 meter tjockt mulljordslager. En översikt av jordlagerföljden ges i Tabell 2.1.

Tabell 2.1 Jordlagerföljd.

Jordtyp	Lagertjocklek
Mulljord	0,1 m
Sand alternativt siltig sand	1-1,5 m
Blockig morän	3-5 m

2.3 Hydrologiska förutsättningar

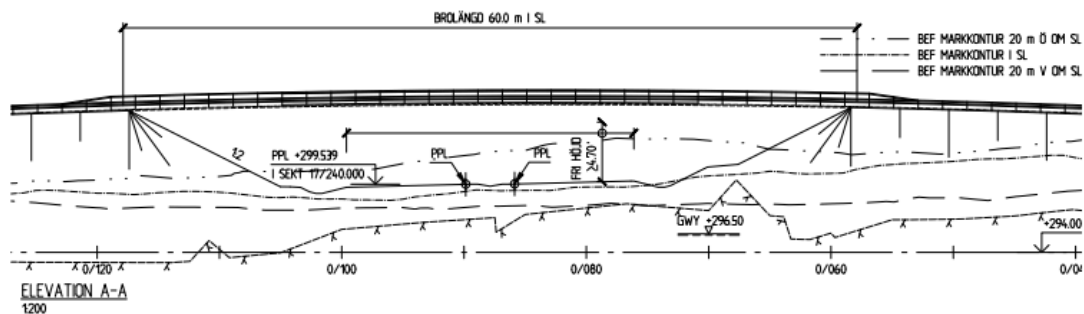
Norr om området, i våtmarksområdet räknas att grundvattennivån ligger på +296,5 meter, det vill säga cirka 0,3 meter över befintlig markyta. 150 meter söderut ligger grundvattennivån på +296,4 meter, cirka 0,5 meter under befintlig markyta.

2.4 Vägförutsättningar

Både väg 40 och väg 1721 leder i huvudsak biltrafik medan väg 1721 även är syftad för att leda gång- och cykeltrafik över väg 40. Den årliga dygnstrafiken (ÅDT) år 2015 för väg 40 var 12 000 fordon per dygn. Utifrån detta är förväntad ÅDT för år 2035 enligt Trafikverket beräknad till 15 100 fordon per dygn. Andel tung trafik förutsätts vara 22 %. För väg 1721 år 2012 var den årliga dygnstrafiken 650 fordon per dygn (Trafikverket, 2016b). Om denna antas öka i samma takt som för väg 40 beräknas denna siffra år 2035 vara 820, se Bilaga D.

2.5 Geometriska förutsättningar

Fria höjden över väg 40 ska vara minst 4,7 meter över vägbanan vilket medför att konstruktionshöjden maximalt får vara 1,5 meter inklusive bombering på beläggning. Avståndet mellan bankerna som bron ska spänna över är 60 meter, se Figur 2.2. Möjlighet att placera eventuella stöd finns vid sidan av eller mellan körbanorna på väg 40. Totala brobredden ska vara 10,5 meter.



Figur 2.2 Geometriska förutsättningar enligt förslagsritning. (Trafikverket, 2012b)

2.6 Teknisk livslängd

Brons tekniska livslängd är enligt Trafikverkets kravbeskrivning bestämd till 80 år, vilket konceptet dimensioneras för.

3 Litteraturstudie

Detta kapitel samlar och beskriver fakta kring material, brotyper och inspektion av broar som är relevanta för denna studie.

3.1 Byggnadsmaterial

Materialvalet för bron är en mycket viktig del i utvecklingen av koncept. De egenskaper som anses viktiga för lastöverförande byggnadsmaterial är hållfasthet, deformationsegenskaper, temperaturbetingade rörelser, volymbeständighet och

beständighet mot frost, korrosion, röta och så vidare. (Burström, 2007.) Olika material har olika egenskaper som lämpar sig bättre eller sämre för olika lastbärande koncept. En redogörelse för materialen trä, stål och betong utförs nedan med hänsyn till deras tekniska egenskaper men även hur deras miljöpåverkan och kostnader skiljer dem åt.

Vad det gäller miljöpåverkan jämförs materialen med hjälp av koldioxidekvivalenter. Syftet med koldioxidekvivalens är att kunna jämföra de olika materialens miljöpåverkan kvantitativt under sin livscykel för att få en bättre bild av hur de påverkar sin omgivning. I en jämförelse mellan materialen visar det sig att det går åt minst koldioxid för att producera en konstruktion i trä och mest för en konstruktion i stål. För att bygga en stålkonstruktion släpps det ut ungefär 15 gånger mer koldioxid än för trä, och för en betongkonstruktion cirka tre till fyra gånger mer än för trä. (Pettersson, 2014.)

Vidare presenteras även kostnaden för materialen på ett mer jämförbart vis. Eftersom att det går åt större volymer betong än stål för att bygga till exempel en balk med samma bärförmåga blir kostnad per volym inte ett rättvisande mått eftersom hela brokoncept ska jämföras. Materialkostnaden innebär därmed för resterande del av rapporten kostnaden per ekvivalent bärförmåga, vilket leder till ett mer rättvisande mått. När materialen jämförs på det viset synliggörs det att betongen är aningen dyrare än trä och att stål är cirka två gånger så dyrt som trä. (Pettersson, 2014.)

Ovanstående koldioxidekvivalenter och materialkostnader tar endast hänsyn till byggnadsmaterialet och innefattar till exempel inte eventuell miljöpåverkan eller kostnader vid byggnation. Nedan presenteras de tre materialen mer övergripande.

3.1.1 Stål

Att framställa stålprodukter industriellt går snabbt och det blir sällan fel eftersom produktionsprocessen är välutvecklad. Därmed är det effektivt att använda prefabricerade stålprodukter. Tack vare stålets höga hållfasthet kan mängden material minimeras och stålstommen får då små dimensioner. (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013.)

Broar av stål kan verka i både tryck och drag, därmed även böjning vilket är en kombination av de två. Tack vare detta kan materialet användas till i princip vilken brotyp som helst. Stålprodukter kan framställas antingen genom valsning eller svetsning. De valsade profilerna finns i standarddimensioner vilket gör dem billiga att producera, däremot ger de en begränsning på dimensioner. De svetsade profilerna ger en möjlighet att skräddarsy tvärsnittet och därmed optimera dess verkningsätt, detta medför dock högre tillverkningskostnader. (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 2 februari 2017.) Vid användning av stålbalkar för stora spännvidder ställs höga krav på momentkapaciteten. En hög balk har bättre momentkapacitet än en låg, vilket medför att svetsade tvärsnitt ofta används i stålbroar så att balken kan göras tillräckligt stor för att kunna bära lasterna. (Al-Emrani et al, 2013.)

3.1.2 Betong

Betong tillverkas genom sammansättning av huvudsakligen cement, ballast och vatten. Deras inbördes förhållande bestämmer betongens egenskaper. Utöver detta kan även olika typer av tillsatsmedel adderas för att reglera och förbättra betongens materialegenskaper. (Al-Emrani et al, 2013.)

Hållfastheten för betong mäts efter att den fått härda i 28 dagar och är olika beroende på om den får verka i tryck eller drag. Tryckhållfastheten är avsevärt större än draghållfastheten, varför det förr i tiden byggdes konstruktioner så att hela konstruktionen verkade i tryck. För att kunna få slankare konstruktioner och mer materialeggeffektiva egenskaper gjuts det i dagens betong in armering av stål. Stålet har som tidigare nämnt god draghållfasthet och samverkar genom vidhäftning i betongen och tillgodoser på så vis dragkraftsbehovet. Dagens brokonstruktioner av betong är på så vis en samverkanskonstruktion. (Al-Emrani et al, 2013.) Armerad betong är även det material som anses klara av höga temperaturer bäst, till exempel vid brand. Det beror på att låg värmeledningsförmåga i betongen begränsar temperaturstegringen inne i konstruktionen vilket gör att stålet behåller sin höga hållfasthet längre. (Burström, 2007.)

För betongkonstruktioner bör tidsberoende deformationer beaktas. Lastoberoende krympningar sker när betongen torkar, och fortgående krypningar sker på grund av lasten som verkar. (Al-Emrani et al, 2013.)

Betong som används vid brokonstruktioner behöver ha en högre hållfasthet än betong som används vid exempelvis huskonstruktioner. Detta eftersom broar exponeras för till exempel klorider och frysning i högre grad än i hus. Vilken betongklass som används bestäms därför efter Trafikverkets bestämda exponeringsklasser (S. Lindén, personlig kommunikation, 6 mars 2017). Rådande förutsättningar vid Hössnamotet ger att betong som gjuts nere i marken har exponeringsklass "XC2, XF3" vilket innebär att dessa gjuts i betongklass C35/45. Betong ovan mark har exponeringsklass "XD1, XF4" vilket innebär att dessa delar gjuts i betongklass C40/50. (Trafikverket, 2011.)

3.1.3 Trä

Trä är ett anisotropt material vilket leder till att hänsyn måste tas till i vilken riktning lasterna verkar. Träets egenskaper är kraftigt beroende av de förhållanden det har växt i, därmed är inget trä det andra likt. (Burström, 2007.) Materialet har generellt sett en låg densitet och har i förhållande till sin vikt hög hållfasthet. Tack vare den låga vikten är materialet lätt att bearbeta och transportera. Svårigheter med trä är dess känslighet för fukt samt röt- och insektsangrepp. (Al-Emrani et al, 2013.) Trä är idag det enda byggmaterialet som är en förnybar naturresurs (TräGuiden, 2016).

Träkonstruktioner utformas vanligtvis i balkar av konstruktionsvirke eller limträ. Om en jämförelse görs mellan limträ och konstruktionsvirke av motsvarande element har den förstnämnda högre hållfasthet och styvhet. Däremot är inverkan av fukt och

lastvaraktighet samma för de två utformningarna. Hållfastheten hos konstruktionsvirke bestäms i dess svagaste snitt, medan lameller av olika styrka blandas i limträ så svagheter hamnar sällan i samma snitt. (Al-Emrani et al, 2013.)

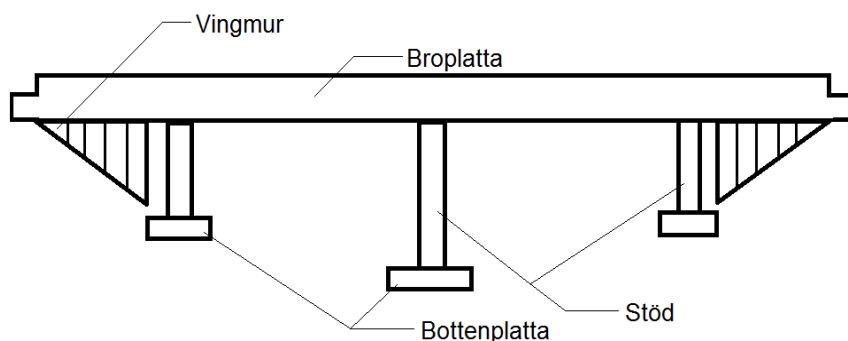
Trä är ett hygroskopiskt material vilket betyder att det kan ta upp och avge vattenånga direkt från luften, detta gör att trä och träkonstruktioner ständigt vill stå i fuktjämvikt med sin omgivning (Strid & Ölmeby, 2009). Fukt påverkar träets egenskaper och hållfasthet avsevärt, brotthållfastheten antas minska linjärt med träets fuktkvot upp till fibermättnadsgränsen som ligger i intervallet 27-33 % och är därefter konstant. Vid höga fuktkvoter, från och med cirka 20 % finns även risk för svamp- och rötangrepp vilket även det påverkar hållfastheten negativt. (Burström, 2007.)

3.2 Brotyper

Vid val av brokoncept finns flertalet olika brotyper att utgå ifrån. Brotyperna är konstruerade för samma ändamål men skiljer sig i huvudsakligt bärverk, lastfördelning och utformning. Respektive brotyp lämpar sig för olika lastfall, typ av trafik samt geografiska förutsättningar. I kapitlet beskrivs brotyper och deras tillhörande egenskaper samt användningsområde.

3.2.1 Beskrivning över väsentliga brodelar

Några för de flesta broar gemensamt förekommande delar är brobana, kantbalk, vingmur, stöd och bottenplatta, se Figur 3.1. Brobanan utgör huvudbärverket i överbyggnaden och är den del av bron där trafiken från väg 1721 är tänkt att flöda. Kantbalken är förstärkning av broplattan vars främsta syfte är att bilda en kant vari vägtrafikeräckena är fästa. Vingmurarnas uppgift är att hålla bort massorna från de påtryckande bankerna, från undergående väg 40. Stöden kan delas upp i ytterstöd, även kallade landfästen som befinner sig vid bankerna, och mellanstöd som kan vara placerade mellan körbanorna alternativt på var sida om vägbanorna. Deras uppgift är att föra ned lasterna till mark, genom de underliggande bottenplattorna som fördelar trycket över en större area. (Vägverket, 1996.)



Figur 3.1 Illustration av grundläggande delar i en bro. Författarnas egen bild.

3.2.2 Fackverksbro

I en fackverksbro utgör fackverket det primära bärverket. Fackverket består av stänger som kan ta upp både tryck- och dragkrafter i form av två huvudstänger som sedan binds samman av vertikala och diagonala stänger. (Trafikverket, 2014a.) Om krav på fri höjd under bron finns placeras fackverket med fördel över brobanan, antingen som fackverksbalkar på sidorna eller som ett slutet fackverk över bron. Fackverksbroar i stål är lämpliga för en spännvidd på 20-100 meter (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 2 februari 2017). Fackverksbroar kan även utformas i trä, men görs inte för större spännvidder än 30 meter (Trafikverket, 2014a). För en fackverksbro blir produktionskostnaderna ofta höga i vägtrafiksyfte (Trafikverket, 2014a), samma sak gäller underhållskostnader, därmed byggs inga idag för permanent bruk (Vägverket, 1996).

3.2.3 Rambro

Konceptuellt är rambroar en enklare typ av bro där brobanan är momentstytvtillsammans med brostöden (F. Nilenius, personlig kommunikation, 6 mars 2017). Generellt sett tillverkas denna typ av bro alltid i armerad betong, och har vingmurar som sidoskydd. Rambroar konstrueras numera nästan uteslutande i endast ett spann. (Vägverket, 1996.)

3.2.3.1 Plattrambro

Namnet plattrambro syftar till att överbyggnaden är utformad som en gjuten platta. Denna kan tillverkas som en slakarmerad platta och har då en övre spanngräns på 22-23 meter om den ska vara ekonomiskt fördelaktig och bör heller inte tillverkas i längre spännvidd än 25 meter av tekniska skäl. En förspänd betongplatta kan utföras i längre spann upp till cirka 35 meter. (Vägverket, 1996.)

3.2.3.2 Balkrambro

Liksom föregående brotyp syftar balkrambro till överbyggnaden, vilken är utförd som en eller flera balkar. Fördelen gentemot plattrambron är att spännvidden per spann kan göras större, upp till cirka 50 meter. Detta leder dock till en högre konstruktionshöjd som måste beaktas. (Vägverket, 1996.)

3.2.4 Plattbro

Plattbroar är i färdigt skede väldigt lika plattrambroar. Det väsentliga som skiljer dem åt är att det finns leder mellan brostöd och brobana. Även plattbroar byggs slakarmerade med en spannlängd upp till 25 meter, och förspända upp till 35 meter. Dessa avstånd gäller om de byggs i endast ett spann. Om fler spann behövs konstrueras mittspannen i praktiken till en maximal längd på cirka 18 meter, och ändspannen till 50-90 % av denna längd för att få en gynnsam spänningsfördelning.

Plattbroar i trä konstrueras genom sammanfogning av plankor eller limträbalkar med spik, lim eller förspänning till platta. Plattorna blir styva i tvärled och kan därför ta

upp vindlaster bra. (TräGuiden, 2016.) Plattorna lämpar sig för spännvidder mellan 5-30 meter där konstruktionshöjden ökar linjärt med spännvidden (K. Ekholm, personlig kommunikation, 9 februari 2017).

3.2.5 Balkbro

Balkbroar utgör de broar där huvudbärverket utgörs av en eller flera balkar. Balkbron påminner om plattbroar med undantag att tvärsnittsutformningen av balkarna faller inom proportionerna att bredden är lika med eller större än fem gånger höjden. Bron kan utföras i ett eller flera spann och delas in i olika typer av utföranden, betong, trä, stål och fackverk. (Trafikverket, 2014a.)

Betongbalkbroar kan konstrueras med slak- eller spännarmering som ger bron spännvidder mellan 25 och 200 meter. Vid längre spännvidder används lådtvärsnitt alternativt enbalkstvärsnitt med ursparingar för att reducera egentygnd samt materialåtgång. (Trafikverket, 2014a.)

Vid stålbalksbroar brukar samverkan mellan brobana och balkarna utnyttjas. Vid de tvärsnitt där överbyggnaden utgörs av endast en balk används alltid lådtvärsnitt med samverkan. För vägtrafik finns balkbroar i stål utförda med spännvidder upp till cirka 80 m. Stålbalkbroar är fördelaktiga ur monteringsperspektiv eftersom att inga gjutställningar behövs. (Trafikverket, 2014a.)

Balkbroar i träutförande påminner mycket om betongbalkbroar och kan utföras på liknande sätt med en eller flera balkar. För att minska egentygnden och öka spännvidden används förspända lådtvärsnitt. För vägtrafik återfinns spännvidder upp mot 30 meter. (Trafikverket, 2014a.) Vid de längre spännvidderna används limträbalkar för att förstärka plattan (Abelsson, Båge & Westerlund, 1998).

3.2.6 Valvbro

Valvbroar är konstruerade för att huvudsakligen bära laster genom tryck och fördela dessa ned till stöd. De reaktionskrafter som uppstår i stöden kräver god grundläggning. De flesta valvbroar är byggda i sten och armerad eller oarmerad betong, där valvet fylls till anslutande vägbank. Spännvidden för valvbroar varierar beroende på val av material. Spännvidden för stenvalvsbroar är upp mot 17 meter medan spännvidden för betongvalvbroar sträcker sig mot 30 meter. (Trafikverket, 2014a.) Stenvalvsbroar förekommer sällan i nybyggnation på grund av kostnadsskäl (Vägverket, 1996).

3.2.7 Bågbro

Bågbroar består av en båge under eller över körbanan. Om bågen är placerad över körbanan hängs körbanan upp i hängkablar som via drag för lasten upp till bågen. Bågen i sin tur för lasten via tryck ned i stöden. Om körbanan ligger över bågen leds lasten istället ned direkt som tryckkraft i bågen. (Trafikverket, 2014a.) Oavsett

bågbrottyp skapas det därmed tryckkrafter i bågen som i sin tur ger stora horisontalkrafter vid upplag vilket gör att bron till fördel bör stå på berg. Om bron inte står på berg behövs dragförankring mellan stöden som spänner upp bågen. (K. Ekholm, personlig kommunikation, 9 februari 2017.) Generellt konstrueras bågbroar för spännvidder över 60 meter i betong eller stål men de kan även byggas i trä om det avser mindre spännvidder (Vägverket, 1996).

3.2.8 Hängbro

En hängbro lämpar sig bäst att överbrygga spann större än 500 meter. Bron består av kablar, pyloner, en förstärkningsbalk i form av brobanan samt ankare som håller bärkablarna. Förstärkningsbalken är kopplad till bärkabeln genom vertikala hängare. (Vägverket, 1996.) Brobanan kan konstrueras i betong eller stål. Även en träkonstruktion kan användas men då minskar lämpligt brospann till 20-100 meter (TräGuiden, 2003a). I moderna hängbroar med stora spännvidder är brobanan ofta utformad som en sluten ställåda med en brobaneplatta i stål. I äldre hängbroar används istället ofta en tredimensionell fackverksbalk som brobana med en brobaneplatta av armerad betong. (Trafikverket, 2014a.) En fördel med en hängbro är att den kan byggas utan byggställningar som stör kringliggande verksamheter (Vägverket, 1996).

3.2.9 Snedkabelbro

Snedkabelbroar är dominerande i spännviddsintervallet 100-400 meter och har stora likheter med hängbroar. En stor fördel med snedkabelbroar är att de under hela uppförandet och vid färdigställning är självbärande, med detta menas att den horisontella komponenten av belastningen tas upp inuti systemet, vilket ger att vertikala krafter endast ger upphov till vertikala reaktioner. Detta ger fördelen att inga temporära ställningar behövs vid byggnation. Spannbegränsningen beror på att brobanan kragar ut som en konsolbalk innan vidhäftning sker vilket gör att systemet blir svagt i horisontalled, spännvidden blir därför till stor del beroende av bredd och styvhet hos brobanan. Bron utförs oftast i tre spann där pylonernas höjd bör ligga mellan 10-15 % av spännvidden. Avstyvningsbalken utförs oftast som en sluten ställåda i modernare snedkabelbroar men även betong och samverkansselement med balk- eller plattvärnsnitt är vanligt. (Vägverket, 1996.)

3.2.10 Rörbro

Denna brotyp utformas som ett slutet rör av stål, betong eller plast där bärförmågan utgörs av samverkan mellan röret och kringfyllnadsmaterialet. Rörbroar utförs vanligen med spännvidder från 2 meter. I Sverige har den för närvarande största rörbron ett brospann på ungefär 15 meter. (Trafikverket, 2014a.)

3.3 Grundläggningsmetoder

Syftet med grundläggningen är att föra alla mekaniska laster från bron ner till den underliggande marken. Detta kan göras på flera olika sätt. Valet av grundläggningstyp styrs främst av jordtyp, djup till berg och brotyp (F. Nilenius, personlig

kommunikation, 31 januari 2017). Nedan beskrivs några vanliga metoder av grundläggning kort.

3.3.1 Plattgrundläggning

Plattgrundläggning kan utföras på flera sätt, antingen direkt på berg, på jord eller på packad fyllning (Vägverket, 1996). Då plattan läggs direkt på berg ställs krav på berget i form av att det måste vara plant eller plansprängt. En bedömning av bergets kvalitet bör göras då stabilitetsproblem kan uppstå. För en platta på jord är istället sättningar dimensionerande då dessa tenderar att bli stora (F. Nilenius, personlig kommunikation, 31 januari 2017). Vidare är bärförmåga, erosionsbeständighet och arbetsutförande viktigt att beakta, och framförallt är det viktigt att plattans underkant läggs på en tjälsäker nivå (Vägverket, 1996). Att gjuta plattan i torrhet är fördelaktigt, och grundvattenytan bör därmed sänkas temporärt ifall den naturligt ligger i nivå med eller över grundläggningsnivån. Att lägga ett lager packad fyllning under plattan kan vara gynnsamt i flera fall. Då grunden består av jord med låg bärförmåga kan det vara ekonomiskt fördelaktigt att använda denna metod. Om plattan istället läggs direkt på berg kan inspänningen bli mycket styv, därmed kan det vara förmånligt att lägga ett lager packad fyllning för att slippa detta problem. Packad fyllning används även då markytan önskas höjas från naturlig nivå, till exempel vid landfästen. Generellt sett är plattgrundläggning en relativt billig metod att använda (F. Nilenius, personlig kommunikation, 31 januari 2017).

3.3.2 Pålgrundläggning

Pålar kan utföras i trä, stål eller betong (F. Nilenius, personlig kommunikation, 31 januari 2017). De kan antingen slås eller borraras ner i marken. Den vanligaste påltypen i Sverige är slagna betongpålar (Vägverket, 1996). Ibland är pålning mer fördelaktigt än plattor. Exempel på sådana fall är då det översta jordlagret har låg bärförmåga, både vertikala och horisontella laster verkar, jordlagret kan svälla och krympa, krafterna i pålen kan vara upplyftande eller då risk för jorderosion finns (F. Nilenius, personlig kommunikation, 31 januari 2017). Pålarna kan antingen vara mantelburna eller spetsbärande. Den förstnämnda verkar genom friktion eller kohesion medan den andra drivs ner till fast berg där kraftöverföringen sker. Det är viktigt att i förväg se över förutsättningarna för pålning då det kan bli relativt kostsamt att använda denna grundläggningsmetod (Vägverket, 1996).

3.4 Produktionsmetoder

Det finns många olika metoder för att bygga broar. Vilken metod som är mest lämplig för ett specifikt projekt varierar beroende på val av brotyp och platsspecifika förutsättningar. Nedan beskrivs några vanliga produktionsmetoder.

3.4.1 Platsgjutning

Vid platsgjutning av betongbroar uppförs först en ställning där en gjutform sedan byggs. Därefter läggs armering in och bron gjuts. En fördel med platsgjutning är att utformningen är lätt att påverka efter egna önskemål. Denna produktionsmetod är

också mindre kostsam än prefabricering och har färre transporter. Å andra sidan kräver platsgjutning utrymme för gjutställningar och är beroende av väderförhållanden under gjutning. Metoden är även tidskrävande eftersom betongen måste härda innan pålastning. (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 3 februari 2017)

3.4.2 Prefabricering

Prefabricerade betongbroar har länge varit vanligt i Europa och blir allt vanligare i Sverige och utförs i regel i spannlängder om 15-35 meter. Produktionsmetoden lämpar sig främst för konstruktioner där krav på kort byggtid gäller och där trånga eller oåtkomliga utrymmen med liten eller ingen plats för gjutställningar är dimensionerande. Exempel på detta är broar över järnvägar och broar över vägar där avstängning av trafik är problematisk. För att en prefabricerad betongbro ska vara ekonomiskt fördelaktig jämfört med en platsgjuten betongbro bör minst en av förutsättningarna ovan gälla. (Vägverket, 1996.) För stålbroar är prefabricering den vanligaste produktionsmetoden, se Kapitel 3.1.1. På plats svetsas eller nitas sedan de olika komponenterna ihop (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 2 februari 2017). Prefabricering är också den vanligaste produktionsmetoden för träbroar. De produceras ofta i ett stycke som sedan transporteras till byggplatsen och monteras (TräGuiden, 2003b).

Fördelarna med prefabricerade element är många. Till exempel är arbetsmiljön betydligt bättre i fabrikerna än på provisoriska byggarbetsplatser, kvaliteten på gjutningen går att säkerställa i högre grad tack vare kontrollerade miljöer och noggrannheten på gjutningen blir större. Nackdelar är att grundläggningsförhållanden bör var mycket goda för att en prefabricerad underbyggnad ska kunna användas vilket leder till att platsgjutna bottenplattor och stöd ofta behövs. Dessutom krävs plats för lyftkranar och provisoriska tillfartsvägar vilket kan vara kostsamt. (Eriksson & Jakobson, 2009.)

Vid användning av prefabricerade element kan dessa monteras med olika metoder. En metod är användning av kranar. Där kranen kan stå antingen på marken eller på bron och lyfter elementen på plats (F. Nilenius, personlig kommunikation, 27 januari 2017). Problematiken med denna metod är att den kräver mycket plats för kranar och tillfälliga konstruktioner. Där kranar inte kan placeras kan broelementen istället installeras med hjälp av lansering. Element skjuts då på plats till exempel med hjälp av domkrafter. Vid brobyggnation över djupa dalgångar eller vägar kan horisontell lansering användas. Strukturen skjuts i brons riktning och enligt Svahn (personlig kommunikation, 3 februari 2017) används ofta en lanseringsnos längst fram som hjälper till att få bron i rätt position. Vid byte av en redan befintlig bro där avstängning av trafiken ej är möjlig används istället sidolansering. Då byggs den nya bron bredvid den ursprungliga och skjuts sedan på plats från sidan. (Larsson & Mathern, 2013.)

3.5 Förvaltning av broar

Broar utsätts i stor utsträckning för slitage. För att bibehålla trafikanternas framkomlighet och säkerhet görs regelbundna inspektioner för kontroll av underhållsbehov. Detta görs både i förebyggande och avhjälpande syfte för att uppnå en så lång livslängd som möjligt. (Trafikverket, 2012a.)

3.5.1 Inspektion

Regelbunden inspektion och underhåll av broar är viktigt för att säkerställa brons bärighet, säkerhet och livslängd. Vid inspektion är målet att identifiera och dokumentera brons kondition för att lättare kunna planera och genomföra eventuella åtgärder som krävs för att uppnå de krav som ställs på konstruktionen. Idag finns fyra typer av inspektioner med olika omfattning, dessa inspektionstyper beskrivs nedan. (Trafikverket, 2014b.)

Huvudinspektionen är en omfattande inspektion där alla delar av konstruktionen inklusive upplag, vägbankar och eventuella konstruktionsdelar belägna under vatten ska inspekteras på handnära avstånd, med undantag för konstruktionsdelar under mark. Inspektionen ska göras minst var sjätte år och har i syfte att identifiera de brister som inom en tioårsperiod kan påverka konstruktionens funktion och eller säkerhet. En första huvudinspektion ska göras innan bron tas i bruk. (Trafikverket, 2014b.)

Den *allmänna inspektionen* syftar till att följa upp de vid närmast föregående huvudinspektion identifierade brister, samt att lokalisera nya brister som innan nästkommande huvudinspektion kan innebära bristfällig bärighet och säkerhet eller betydligt ökade förvaltningskostnader. (Trafikverket, 2014b.)

En *översiktlig inspektion* ska utföras en gång per år med syfte att säkerställa att de krav som ställs på underhållsentreprenören är uppfyllda och att underhåll har skett. (Trafikverket, 2014b.)

En *särskild inspektion* kan göras när ett specifikt konstruktionselement är i behov av noggrannare övervakning eller om det kräver komplicerade underhåll. Inget krav på intervall finns för denna typ av inspektion utan den sker endast vid behov. (Trafikverket, 2014b.)

3.5.2 Underhåll

Konstruktioner av stål och betong är känsliga för salter och behöver därför tvättas kontinuerligt under livstiden. Materialen impregneras också var sjätte till tionde år som ytterligare skyddsåtgärd. (Trafikverket, 2012a.)

Stålkonstruktioner kräver extra skyddsåtgärder på grund av sin tendens att korrodera vid hög luftfuktighet och hög halt av föroreningar. Detta kan motverkas genom rostskyddsmålning, förzinkning, emaljering eller att använda korrosionshårdiga legeringar, där den första metoden är vanligast. (Burström, 2007.) De framtida underhållskostnaderna för denna metod är höga men de är mycket effektiva för att skydda stålet (Reuterswärd, 2010).

Trä har hög känslighet för fukt. Därmed är det av yttersta vikt att skydda träkonstruktioner från detta från och med tillverkning och sedan löpande genom konstruktionens livslängd. Tryck- och vakuumimpregnering av trä är vanliga skyddsmetoder men även skyddsmålning förekommer. (Burström, 2007.)

Vid behov kan broar förstärkas eller delar bytas ut för att säkerställa brons funktion. Exempelvis kan det täckande betongskiktet lagas för att skydda armering från rostangrepp. (Trafikverket, 2016a)

4 Utvärdering av broalternativ

I detta kapitel behandlas framtagandet och utvärderingen av olika brokoncept. Ett första urval av brotyper, produktionsmetoder och koncept sker genom analys av hur väl de uppfyller givna förutsättningar. Vidare utvärderas lämpliga brokoncept med hjälp av valda kriterier.

4.1 Uteslutna brotyper

Förutsättningarna vid Hössnamotet tillsammans med bland annat ekonomiska argument resulterar i att flertalet brotyper är mindre lämpliga som koncept. Dessa brotyper listas nedan med motiveringar hänvisade till ovanstående kapitel *Brotyper* och *Byggnadsmaterial* samt Trafikverkets kravbeskrivning. De brotyper som anses lämpliga beskrivs i Kapitel 4.3.

4.1.1 Fackverksbro

På grund av fackverksbroars höga kostnader vid produktion och underhåll byggs nästan inga fackverksbroar för permanent bruk i vägtrafiksyfte i Sverige idag. Därför väljs brotypen bort utan någon vidare utvärdering.

4.1.2 Plattrambro

Platttribroar bör ur teknisk och ekonomisk synvinkel konstrueras i endast ett spann som ej överstiger 35 meter, vilket underskrider spännviddskravet vid Hössnamotet. Brotypen anses därför vara mindre lämplig och utvärderas ej vidare.

4.1.3 Balkrambro

Balkrambron väljs bort av samma anledningar som plattrambron. Balkrambron kan förvisso konstrueras för större spännvidder, men underskrider fortfarande spännviddskravet vid Hössnamotet.

4.1.4 Plattbro

Egenskaperna hos plattbroar i betong är snarlika de hos plattrambroar i betong med undantaget att de oftare konstrueras i flera spann. Med ett mittspann på maximalt 18 meter i dessa fall underskrids dock spännviddskravet vid Hössnamotet. För plattbroar i trä kan spann upp till 30 meter konstrueras vilket klarar kraven, dock överskrider konstruktionshöjden vid så långa spann 1,5 meter, vilket gör att en för låg fri höjd erhålls. Plattbroar kommer med detta som bakgrund därför ej att utvärderas vidare.

4.1.5 Balkbro i trä

För att en balkbro i trä ska klara en spännvidd på cirka 30 meter krävs en konstruktionshöjd större än kravet på 1,5 meter vilket gör att en för låg fri höjd erhålls, därför vidareutvecklas ej detta alternativ.

4.1.6 Valvbro

Nybyggnation av valvbroar sker ej med undantag för rekonstruktion av äldre valvbroar. Denna brotyp hade medfört en extra kostnad för en betydligt stabilare grundläggning eftersom tryckkrafter ej kan omlagras i dragkrafter. Därför väljs att ej gå vidare med valvbroalternativet.

4.1.7 Bågbro i trä

Alternativet att utforma en bågbro i trä innebär gentemot de andra materialen att det behövs minst ett extra stöd och två bågspann istället för ett. Detta medför att ett redan dyrt koncept inte blir ekonomiskt försvarbart och kommer därför ej utvärderas närmare.

4.1.8 Hängbro

Hängbron anses inte vara ett bra alternativ för ett kort spann på 60 meter. Det är inte ekonomiskt försvarbart med ett brokoncept där största fokus ligger i estetik placerat utanför samhället, därför går även hängbrokonceptet i trä bort även om det har ett mer lämpligt spännviddsområde.

4.1.9 Snedkabelbro

Tekniskt sett finns det inget som förhindrar byggnation av en snedkabelbro med ett spann på 60 meter. Däremot väljs alternativet bort på grund av att det precis som för hängbron inte är ekonomiskt försvarbart.

4.1.10 Rörbro

Den i dagsläget största spännvidden för en rörbro i Sverige är cirka 15 meter vilket bidrar till att brotypen inte anses vara ett tillräckligt bra alternativ för att vidareutvecklas för Hössnamotet.

4.2 Utvärdering av produktionsmetoder

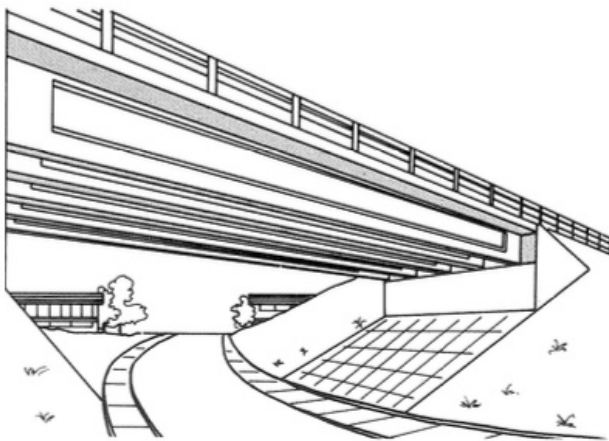
Eftersom det varken finns många svåråtkomliga gjututrymmen eller några specifika krav på en kort byggtid vid Hössnamotet utesluts prefabricerade betongbroar. Istället väljs det att gå vidare med platsgjutna betongbroar, eftersom detta är ett mer ekonomiskt fördelaktigt alternativ. Som tidigare nämnt, se Kapitel 3.4.2, prefabriceras alla stålkomponenter och monteras sedan på plats av kranar. En vidare utvärdering av produktionsmetoder för träbroar utförs ej då alla träbrokoncept redan är uteslutna.

4.3 Brokoncept för vidare utvärdering

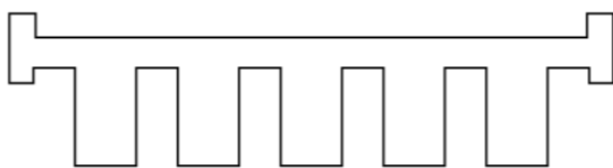
De brotyper som uppfyller samtliga krav och inte blivit uteslutna i tidigare kapitel omformuleras till mer detaljerade koncept som beskrivs utifrån utformning, produktion och underhåll. Vid senare skede beskrivs ett slutgiltigt koncept ytterligare.

4.3.1 Brokoncept 1 - betongbalkbro

Betongbalkbron, se Figur 4.1, som koncept konstrueras i två spann för att minimera risken att överskrida den fria höjden under bron. Bron är utformad med flera bärande betongbalkar som är sammangjutna med brobaneplattan enligt figur 4.2. I anslutning mellan stöd och landfäste vilar överbyggnaden på rörliga lager för att möjliggöra rörelser vid värmeutvidgning.



Figur 4.1 Illustration av betongbalkbro. (Engström. B, 2017)



Figur 4.2 Illustration av betongtvärsnitt. (Engström. B, 2017)

4.3.1.1 Produktion

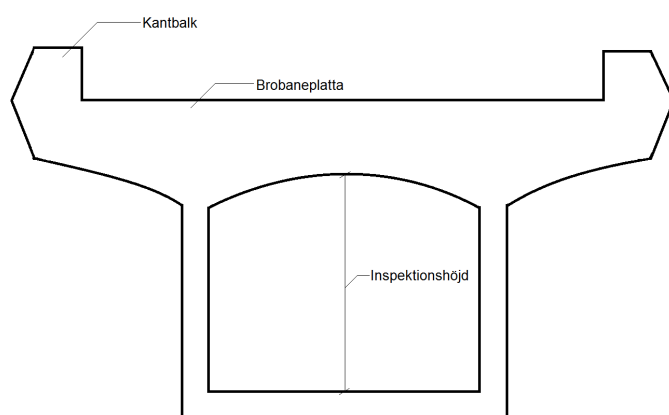
Efter grundläggningen och uppförande av ytterstöd och vingmurar, byggs gjutformar för mittstöd som sedan armeras och platsgjuts. Därefter byggs temporära formar vari armering placeras för att sedan gjuta betongbalkarna och plattan som sedan efterspänns med hjälp av spännkablar liggande i ingjutna foderrör. (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 5 mars 2017.)

4.3.1.2 Underhåll

Vid underhåll av bron ska alla synliga betongytor tvättas och impregneras. Om karbonatiseringsskador förekommer ska täckande betonglager kompletteras eller bytas ut. Stålytor ska rengöras från föroreningar som damm och smuts (Trafikverket, 2017). Konstruktionen utformas så att alla ytor går att komma åt när underhåll ska utföras för att undvika att skador uppstår.

4.3.2 Brokoncept 2 - betongbalkbro med lådtvärsnitt

Betongbalkbron med lådtvärsnitt är lik betongbalkbron. Den avgörande skillnaden är tvärsnittsutformningen, se Figur 4.3. Tvärsnittet påverkar bärförmågan och konstruktionshöjden vilket anses tillräckligt relevant för att särskilja koncepten. Den ytterligare bärförmågan resulterar i att bron utförs i en lådbalk utan mittstöd.



Figur 4.3 Lådtvärsnitt i betong. Författarnas egen bild.

4.3.2.1 Produktion

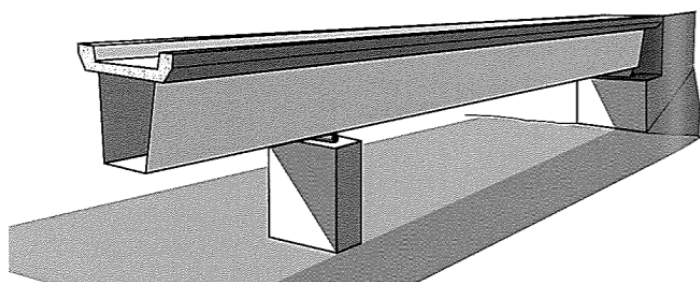
Med avseende på produktionsmetod är tillverkningen lik den för betongbalkbron med undantag att mittstödskonstruktion ej är nödvändig. Underhållet av bron skiljer sig gentemot den ordinära betongbalkbron. Vid ett lådtvärsnitt finns krav beträffande tillgänglig inspektionshöjd, vilken ska vara minst 1,2 meter (Vägverket, 1996). Inspektionskravet medför att den slutgiltiga konstruktionshöjden riskerar att överskrida den fria höjden under bron.

4.3.2.2 Underhåll

För underhåll av bron gäller samma metodik och krav som för betongbalkbron. Dock anses lådtvärsnittet försvåra underhållsarbetet med tanke på att invändigt underhåll av överbyggnaden krävs.

4.3.3 Brokoncept 3 - stålbalkbro med lådtvärsnitt

Detta koncept utformas i ett spann på 60 meter. På grund av den långa spännvidden lämpar sig därmed att ha ett lådtvärsnitt av stål i samverkan med brobanan i betong, se Figur 4.4.



Figur 4.4 Balkbro med lådtvärsnitt i stål. (Ahlberg. S O, Spade. B, 2001)

4.3.3.1 Produktion

En stålbalkbro med lådtvärsnitt har en kort byggtid. Stållådan förtillverkas och delarna monteras sedan på plats genom lansering eller lyft med kran. Detta minskar behovet av temporära ställningar. Betongfarbanan gjuts på plats, vilket kräver ställningar och gjutformar. (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 5 mars 2017.)

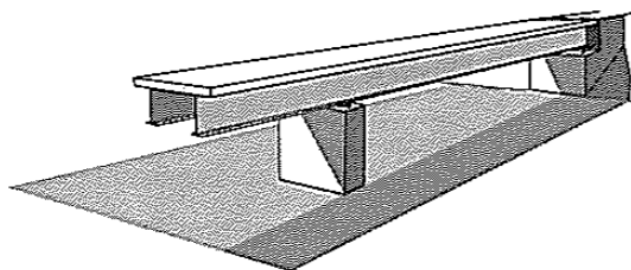
4.3.3.2 Underhåll

För en stålbalkbro med lådtvärsnitt gäller samma underhållshöjd som för en betongbalkbro med lådtvärsnitt, det vill säga minst 1,2 meter. Vidare kräver dock stålbalken att den skyddas från vatten för att inte korrosion ska ske. Det är vanligt att vatten från körbanan rinner längs underkanten av kantbalken vilket till slut når stålkonstruktionen. Om en sådan vattenföring tillåts kan det innebära en påskyndad

korrosion vilket leder till att balken snabbt förlorar hållfasthet. Detta gör att en stålbalbskonstruktion oavsett om det är lådtvärnsnitt, fackverk eller I-balk kräver en uttänkt avrinningslösning (F. Nilenius, personlig kommunikation, 27 januari 2017). För att skydda stålet mot korrosion målas det med flera lager korrosionsskyddande färg.

4.3.4 Brokoncept 4 - stålbalbbrö med I-balkar

Detta koncept utformas i två spann för att minimera konstruktionshöjden. Eftersom stålbalbkarna är känsliga för påkörning är det önskvärt att ha ännu större fri höjd än rekommenderat (Vägverket, 1996). Huvudbärverket utgörs av I-balkar i stål som tar upp dragkrafter i underkant och en färbana av betong som tar upp tryck i överkant, målet är att uppnå fullständig samverkan mellan stålbalbkar och betongplatta. Utformning av bron illustreras i Figur 4.5.



Figur 4.5 Balkbrö med I-balkar av stål. (Ahlberg. S O, Spade. B, 2001)

4.3.4.1 Produktion

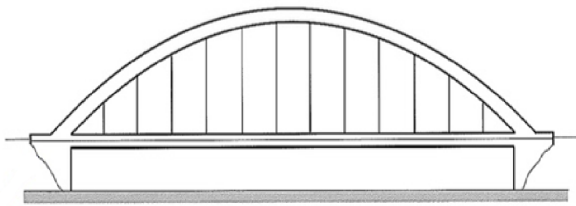
Produktionen av en stålbalbbrö i samverkan med betongfärbana går snabbt jämfört med en brö helt i betong. Detta tack vare att I-balkarna av stål förtillverkas och levereras färdiga till platsen. Balkarna lanseras sedan på plats alternativt lyfts dit med kran. Betongplattan gjuts på plats vilket kräver temporära ställningar för gjutformar. (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 3 februari 2017.) Ett farligt moment vid produktionen av stålbalbbron är monteringen av stålbalbkarna. När balkarna lyfts på plats och innan färbanan är pålagd finns risk för instabilitetsfenomen. För att minimera detta används tvärförband för att stabilisera huvudbalkarna innan betongdäcket är på plats. (M. Al-Emrani, personlig kommunikation, 2 februari 2017.)

4.3.4.2 Underhåll

Inspektion och underhåll av detta koncept sker på i princip samma sätt som för stålbalbbron med lådtvärnsnitt. Den stora skillnaden är att inget krav på inspektionshöjd finns eftersom tvärsnittet är öppet.

4.3.5 Brokoncept 5 - bågbro i betong

Bågbron i betong är ett koncept som har en spännvidd på 60 meter och består av två överliggande betongbågar sammanlänkade genom brobana, dragband och transversaler. Transversalerna är fästa i övre delen av bågarna för att stabilisera bron horisontellt. Bågen bär last vertikalt genom dragstänger eller stålkablar som är fästa i brobanan. En fördel med bågbron är att mittstöd inte är nödvändigt, samt att dragbandet reducerar stödreaktioner vid brofästena. Illustrering av bron återfinns i Figur 4.6.



Figur 4.6 Illustration av bågbro. (Ahlberg. S O, Spade. B, 2001)

4.3.5.1 Produktion

Efter att grundläggningen gjorts med tillhörande vingmurar konstrueras betongbågarna. Detta görs med hjälp av temporära konstruktioner i form av gjutställningar vari armering placeras och sedan platsgjutes bågarna (S. Linden, personlig kommunikation, 6 mars 2017). På samma ställe som brobanan kommer placeras fästs ett eller flera dragband för att hålla ihop konstruktionen varefter den förspända brobanan lyfts på plats och förankras uppåt i bågen med hjälp av vertikala dragstänger eller stålkablar.

4.3.5.2 Underhåll

För en bågbro i betong gäller samma krav som för balkbron i betong med hänsyn till underhåll. Dock innebär bågbroar generellt svårare underhåll jämfört med många andra brotyper eftersom de ofta har fler och svåråtkomliga detaljer. Detta betyder att alternativet med en bågbro i betong relativt de andra två alternativen i betong inte är att föredra ur underhållssynpunkt. (S. Lindén, personlig kommunikation, 2 mars 2017.)

4.3.6 Brokoncept 6 - bågbro i stål

Stålbågbron utformas i ett spann och har en spännvidd på 60 meter. Bron är en bågbro med överliggande båge utförd i stål som tillsammans med dragband och hängkablar ansluter till en brobana i betong. Likt bågbron i betong förstärks bågarna horisontellt med transversaler. Bron utformas precis som betongbågbron enligt Figur 4.6.

4.3.6.1 Produktion

Stålbågarnas delar prefabriceras och monteras sedan på plats där delarna svetsas ihop och sedan lyfts ut till sin slutgiltiga position (S. Lindén, personlig kommunikation, 6 mars 2017). Om detta av olika anledningar ej går kan delarna byggas ut som konsoler med bakåtförankring som sedan tas bort när hela bågen svetsas ihop (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 3 februari 2017). Dragband i form av balkar svetsas fast i nederkant av ändarna på bågarna. Dessa binds ihop av tvärbalkar som även bågen spänns ned i via dragstänger. Brobanan monteras sedan som en kontinuerlig platta över tvärbalkarna.

4.3.6.2 Underhåll

Det stora underhållsjobbet för detta koncept ligger i att skydda stålet från korrosion genom målning med korrosionsskyddande färg. Precis som för bågbron i betong innebär en bågbro i stål många konstruktionsdetaljer som är underhållskrävande, underhållet av detta koncept jämfört med de andra koncepten i stål blir därför mer omfattande. Dessutom är en väl fungerande vattenavledning viktig för att ytterligare förhindra korrosionsskador varför rensning och underhåll av avvattningsystemet bör ske regelbundet.

4.4 Utvärderingskriterier

För att lättare kunna utvärdera koncepten gentemot varandra jämförs de mot olika kriterier. Kriteriernas betydelse varierar för olika broar, exempelvis beroende på funktion och geografisk placering. En subjektiv bedömning görs och de kriterier som valts för att jämföra broarna är framtagna i syfte att kunna skilja konceptens för- och nackdelar åt. Kriterierna som valts är listade nedan.

4.4.1 Estetik

Estetik innefattar huruvida bron passar in i landskapet, om den ser säker ut och om dess utseende är tilltalande. Ett högt betyg innebär god estetik som grundar sig i rent subjektiva värderingar.

4.4.2 Materialkostnad

Inom *materialkostnad* tas hänsyn till kostnad per ekvivalent bärförmåga. Som tidigare nämnt i Kapitel 3.1 förklaras det att broar med dyrare material behöver vara väldigt materialeffektiva för att kunna mäta sig ekonomiskt med billigare material. Höga poäng tilldelas därmed koncept som byggs i billigt material men som också konstrueras materialsnålt, till exempel en balkbro i betong. Vidare anses en bågbro i stål vara ett dyrare alternativ eftersom stål är ett mer kostsamt material samtidigt som konceptet medför att både bågen tillsammans med brobanan kräver mer material (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 3 februari 2017).

4.4.3 Byggbarhet

Byggbarheten för ett koncept beskriver hur byggbar bron är med hänsyn till byggtid och detaljutformning. Vid lång byggtid tillkommer större kostnader i form av etablering, drift av maskiner samt arbetstimmar. Längre byggtid anses därför skapa ett mindre ekonomiskt lönsamt projekt och därför bidra till sämre byggbarhet. Detaljutformningen bidrar till byggbarheten genom att påverka komplexiteten vid byggprocessen.

Byggbarheten anses bättre ifall färre detaljer finns i brokonceptet, detta för att gynna ett enklare utförande. En bro som i stor utsträckning prefabriceras poängsätts högre än en som bro som har större delen av sin produktion på plats.

4.4.4 Miljöpåverkan

Miljöpåverkan belyser materialens påverkan på miljön. Hur materialens och brons tillverkningsprocesser påverkar miljön är viktigt att beakta. Miljöpåverkan innefattar främst koldioxidutsläpp och jämförs kvantitativt i utsläpp av koldioxidekvivalenter. En låg miljöpåverkan innebär ett högt betyg.

Exempelvis bedöms brokoncepten utifrån vilket material som används och hur mycket material som estimeras att gå åt för att bygga ett visst koncept. En bågbro behöver mer material än till exempel en balkbro eftersom en båge behöver byggas utöver brobanan (P.-O. Svahn, personlig kommunikation, 3 februari 2017). Detta kan dock istället kompenseras med ett material som besitter lägre koldioxidekvivalens.

4.4.5 Tillgänglighet vid underhåll

Tillgänglighet vid underhåll innebär att bron är lätt och säker att inspektera. Alla detaljer ska kunna inspekteras och underhållas vid behov. För Hössnamotet är säkerheten vid inspektion viktig eftersom bron spänner över en tungt trafikerad motorväg. God tillgänglighet vid underhåll innebär ett högt betyg.

Tillgängligheten för att underhålla brobanan anses vara lika för alla koncept eftersom att den är placerad på samma höjd i förhållande till underliggande väg. Däremot medför bågar i bågbrokoncepten en viss komplikation. Även lådtvärsnittet medför komplikationer eftersom krav på invändig inspektion och underhåll finns. Den relativt korta spännvidden vid Hössnamotet medför ett litet lådtvärsnitt, vilket minskar tillgängligheten.

4.4.6 Underhållskostnad

Underhållskostnader avser den totala kostnaden som tillkommer vid underhåll och inspektion av bron under dess livslängd. En låg underhållskostnad innebär ett högt betyg.

Kostnaden för underhållet av en bro är främst beroende av antal detaljer och vilket

material bron är byggd i. En bågbro, som har mycket detaljer relativt en balkbro är därmed dyrare att underhålla. Stål är med hänsyn till underhåll kostsammare än betong eftersom skyddsmålning är ett dyrare underhåll än impregnering. (S. Lindén, personlig kommunikation, 2 mars 2017.)

4.4.7 Återvinning

Återvinning avser hur återanvändbart materialet i bron är efter rivning av konstruktionen. Ett högt betyg innebär goda förutsättningar att återanvända materialen på ett fördelaktigt sätt.

Materialen kan återvinnas i olika grad, stål kan till exempel smältas ned och omvandlas till nya stålprodukter medan betong endast kan återanvändas som fyllnadsmaterial och därför anses stål vara bättre ur återvinningssynpunkt.

4.4.8 Grundläggningskostnad

Grundläggningskostnaden avser kostnaden för de markarbeten som uppkommer i samband med grundläggning av bron. Ett högt betyg avser en låg grundläggningskostnad.

Av de koncept som valts ut för att utvärderas vidare görs förenklingen att de ger upphov till ungefär samma reaktionskrafter i stöden eftersom inget av koncepten kräver extra stabilitet i horisontalled. Detta ger att grundläggningskostnaden kan utvärderas genom antal stöd, där kostnaden ökar med antal stöd.

4.4.9 Metod viktningssmatris

Viktningen av utvärderingskriterierna utförs genom en matris där kriterierna ställs mot varandra och det ena tilldelas "+" varpå det andra tilldelas "-", se Tabell 4.1. De kriterier som anses vara lika viktiga tilldelas "0". Antalet "+" per kriterium ger en procentsats som blir dess viktning, där många plus resulterar i ett kriterium som anses vara viktigt för framtagning av koncept.

Tabell 4.1 Matris för viktning av kriterier.

Kriterie	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	Summering	Rank	Faktor
1. Estetik	0	-	-	-	-	+	+	-	2	5	7,40%
2. Materialkostnad	+	0	+	-	+	+	-	-	4	3	14,80%
3. Byggbarhet	+	-	0	-	-	+	-	-	2	5	7,40%
4. Miljöpåverkan	+	+	+	0	+	+	+	+	7	1	25,90%
5. Underhållstillgänglighet	+	-	+	-	0	+	+	0	4	3	14,80%
6. Underhållskostnader	-	-	-	-	-	0	+	-	1	8	3,70%
7. Återvinning	-	+	+	-	-	-	0	-	2	5	7,40%
8. Grundläggningskostnad	+	+	+	-	0	+	+	0	5	2	18,50%

4.4.10 Resultat av viktningssmatris

Jämförelsematrisen av utvärderingskriterierna resulterar i en subjektiv viktningssfaktor. Viktningen speglar hur avgörande kriterierna blir vid val av koncept. Resultatet visar att högst vikt läggs vid miljöpåverkan och grundläggningsskostnad, men även att kriterierna materialkostnad och underhållstillgänglighet värderas högt. Tilläggsvis läggs lägst vikt vid estetik, byggbarhet, återvinning och underhållsskostnader.

Bakgrunden till resultatet är att miljörelaterade faktorer värderas högt samt att grundläggningsskostnaden anses bli kritisk, framförallt i jämförelse med de andra kostnaderna. En viktning av vilken kostnad som anses ha störst påverkan på ett koncept är svår att göra då produktionsmetoder och materialåtgång skiljer sig åt väldigt mycket. Efter rådgivning hos COWI AB förmedlade Staffan Lindén (9 mars 2017) att grundläggningsskostnader oftast anses vara mer betydelsefull än material- och underhållsskostnader i de flesta broprojekt. Vidare brukar även materialkostnader vara mer prioriterade än underhållsskostnader om det inte är en väldigt speciell konstruktion. Därför är bedömningen gjord att kostnader för grundläggning är mest kritiskt följt av materialkostnader och sist underhållsskostnader. Noterbart är att de kriterier som givits lägre viktning inte är betydelselösa vid val av koncept. Dessa kriterier är endast mindre viktiga i relation till övriga kriterier.

4.5 Utvärdering av brokoncept

För att kunna jämföra de olika brokoncepten mot varandra används en riskanalys och jämförelsematris. I riskanalysen belyses eventuella skillnader för koncepten beträffande kritiska händelser och i matrisen utvärderas varje koncept gentemot de ställda utvärderingskriterierna.

4.5.1 Riskanalys

Vid konstruktion och förvaltning av bron uppkommer flertalet risker vid diverse stadier, där risk i detta sammanhang avser sannolikheten för ett event multiplicerat med dess konsekvens. Många utav broarna särskiljer sig i utformning, produktionsmetod och underhåll vilket kan leda till att de skiljer sig vad gäller risk under dessa stadier.

De händelser som anses kritiska är olyckor vid produktion och underhåll, påkörning av bärande konstruktionsdel, felprojektering i form av ej beaktade förutsättningar, oförutsedda klimatförändringar och icke förutsedda belastningar. I Tabell 4.2 jämförs händelserna i relation till varandra och koncepten vägs mot dem för att skapa en samlad risk till respektive koncept. Jämförelsen och viktningen är av subjektiv karaktär och bör tolkas därefter. Tilläggsvis är resultatet endast relevant i jämförelse mellan koncepten.

I Tabell 4.2 tilldelas respektive händelse med en konsekvens med värdet 1-5, där värdet 5 utgör det mest kritiska. Ytterligare uppskattas sannolikheten av händelserna

för varje koncept med värden mellan 1-5, där siffran 5 betecknar störst sannolikhet. Konsekvenserna multipliceras sedan med sannolikheterna för att skapa risken för respektive händelse och koncept. Slutligen summeras riskerna för koncepten som sedan används för att jämföra konceptens samlade risk.

Tabell 4.2 Händelsers konsekvens, sannolikhet och risk för respektive koncept. Koncept 1 – betongbalkbro, koncept 2 – betongbalkbro med lådtvärnsnitt, koncept 3 – stålbalkbro med lådtvärnsnitt, koncept 4 – stålbalkbro med I-balkar, koncept 5 – bågbro i betong, koncept 6 – bågbro i stål.

Händelse	Konsekvens	Sannolikhet för respektive koncept:						Risk för respektive koncept:					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Påkörning	5	2	1	1	2	2	2	10	5	5	10	10	10
Arbetsrelaterade olyckor	5	2	2	2	2	2	2	10	10	10	10	10	10
Felprojektering	2	3	4	4	3	4	4	6	8	8	6	8	8
Klimatförändringar	3	3	3	3	3	3	3	9	9	9	9	9	9
Oförutsedda laster	3	3	3	3	3	3	3	9	9	9	9	9	9
Samlad risk:								44	41	41	44	46	46

Av ovan nämnda händelser anses påkörning och arbetsrelaterade olyckor vara de som utgör störst risk. Dessa händelser anses vara av låg sannolikhet, vidare kan dessvärre konsekvenserna vara förödande ifall olyckorna resulterar i dödsfall eller att bron rasar. Därav utgör dessa två händelser störst risk. Alla brokoncept anses utsättas för dessa risker men de med mittstöd eller ovanliggande bågar betraktas utgöra större risk eftersom dessa har fler påkörningsbara hinder. För att eliminera eller reducera dessa risker bör ytterligare säkerhet vidtas i arbetsplan samt förstärka eller tillföra skyddsanordningar vid kritiska konstruktionsdetaljer.

Felprojektering är ett brett uttryck som kan innefatta allt som bör beaktas under projekteringen. I denna analys förutsätts dock felprojekteringen omfatta ej beaktade förutsättningar som inte bidrar till större problematik. Denna händelse förväntas ske frekvent fast med mindre konsekvenser varpå händelsen utgör mindre risk. Båg- och lådbalksbroarna anses vara mer komplexa i utförandet och tilldelas därför större sannolikhet för felprojektering än resterande balkbroar. För att minska detta problem och de konsekvenser som medföljer borde projektering utvärderas mer noggrant.

Resterande händelser bedöms vara generella för broarna och av den karaktär att de sker under ett längre förlopp och därmed ger konsekvenser som inte är plötsliga. Konsekvenserna är likväl problematiska men inte i jämförelse med tidigare händelser. Exempelvis kan klimatförändringar ge upphov till påskyndad korrosion samt att oförutsedda laster likt ökat ÅDT kan bidra till ytterligare sprickbildning. Dessa konsekvenser tillsammans med långt händelseförlopp bidrar till anledningen att händelserna anses utgöra låg risk.

Resultatet av Tabell 4.2 visar att samtliga broar har medföljande risker. Dessa varierar för vissa broar men är snarlika till stor del. Det som skiljer sig mest är påkörningsrisken för de broar som saknar mittstöd och överliggande bågar. De

broarna anses minst riskfyllda till följd av detta och betraktas som bäst ur ett riskanalysperspektiv. Avslutningsvis är den samlade risken för koncepten väldigt lika. På grund av detta kommer inte riskanalysen bidra till valet av brokoncept och inkluderas därför inte vidare i utvärderingen.

4.5.2 Metod jämförelsematrix

I Tabell 4.3 poängbedöms varje brokoncept i respektive kriterium med en poäng från 1 till 6, där 1 poäng innebär dåligt uppfyllande av kriterium och 6 poäng innebär utmärkt uppfyllande av kriterium. Den angivna poängen multipliceras sedan med viktningens faktor från Tabell 4.1 varpå dessa tal summeras och ett slutgiltigt betyg fås för respektive koncept.

Tabell 4.3 Matris för jämförelse av broar mot kriterierna. Koncept 1 – betongbalkbro, koncept 2 – betongbalkbro med lådtvärnsnitt, koncept 3 – stålbro med lådtvärnsnitt, koncept 4 – stålbro med I-balkar, koncept 5 – bågbro i betong, koncept 6 – bågbro i stål.

Kriterie	Viktning	Betyg koncept 1	Viktat betyg koncept 1	Betyg koncept 2	Viktat betyg koncept 2	Betyg koncept 3	Viktat betyg koncept 3	Betyg koncept 4	Viktat betyg koncept 4	Betyg koncept 5	Viktat betyg koncept 5	Betyg koncept 6	Viktat betyg koncept 6
Estetik	7,40%	2	0,15	1	0,07	1	0,07	2	0,15	6	0,44	6	0,44
Materialkostnad	14,80%	5	0,74	6	0,89	3	0,44	4	0,59	2	0,3	1	0,15
Byggbarhet	7,40%	5	0,37	3	0,22	5	0,37	4	0,3	1	0,07	2	0,15
Miljöpåverkan	25,90%	4	1,04	4	1,04	3	0,78	3	0,78	2	0,52	1	0,26
Underhållstillgänglighet	14,80%	6	0,89	1	0,15	1	0,15	4	0,59	2	0,3	1	0,15
Underhållskostnad	3,70%	6	0,22	4	0,15	1	0,04	3	0,11	2	0,07	1	0,04
Återvinning	7,40%	2	0,15	2	0,15	4	0,15	4	0,3	2	0,15	4	0,3
Grundläggningskostnad	18,50%	3	0,56	6	1,11	6	1,11	3	0,56	6	1,11	6	1,11
Summering			4,12		3,78		3,11		3,38		2,96		2,6

4.5.3 Resultat av jämförelsematrix

Efter viktning och jämförelse av koncepten mot respektive kriterium resulterar jämförelsematrisen i att det koncept som anses mest lämpat är betongbalkbron. Bron bedöms vara den mest passande utifrån byggbarhet, miljöpåverkan, underhållsvänlighet och underhållskostnad.

En av anledningarna till de höga betygen är att betongbalkbron är en geometriskt enkel konstruktion med få detaljer i relation till övriga koncept. Enkelheten underlättar byggbarheten samt underhållsvänligheten. Det tillsammans med materialval medför lägre underhållskostnader. Betongen ger på grund av sin relativa miljövänlighet och låga kostnad högt betyg inom miljöpåverkan respektive materialkostnad. Vidare tilldelas bron lägre betyg inom återvinning, estetik, och grundläggningskostnad. Anledningarna till detta är betongens låga utnyttjandegrad vid återvinning, grundläggning av mittstöd samt brons mindre tilltalande utseende.

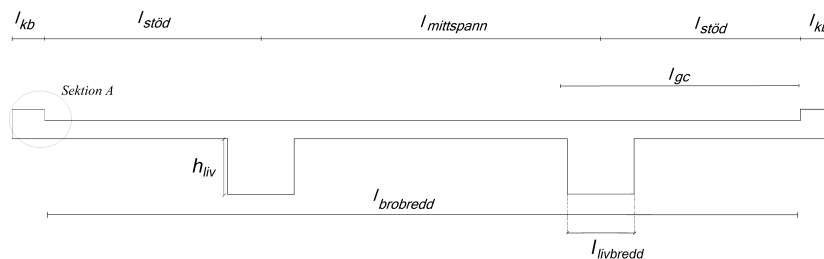
I Tabell 4.3 kan avläsas att betongbalkbron och betongbron med lådtvärnsnitt har snarlika poäng men på grund av underhållstillgänglighet anses det förstnämnda alternativet bättre i längden. Detta medför att betongbalkbron blir det slutgiltiga konceptet som går vidare till dimensionering.

5 Preliminär dimensionering av resulterande brokoncept

I detta kapitel behandlas lastframtagning och preliminär dimensionering av det resulterande konceptet. Alla beräkningar görs enligt krav i Bilaga A och riktlinjer enligt Eurocode.

5.1 Preliminärt tvärsnitt

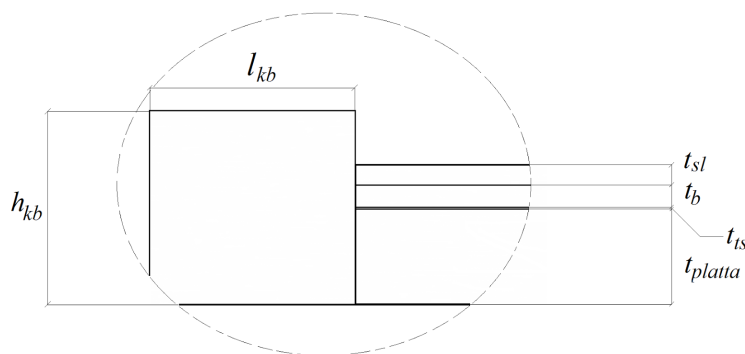
För att kunna skapa ett slutgiltigt koncept, ta ut dimensionerande laster och för att kunna beräkna konstruktionens kapacitet behövs ett preliminärt tvärsnitt. Konstruktionens tvärsnitt i längsled med dess kantbalk visas nedan i Figur 5.1, Tabell 5.1, Figur 5.2 och Tabell 5.2. Beräkningsmodeller återfinns i Figur 5.3 och Figur 5.4.



Figur 5.1 Illustration av tvärsnitt i längsled. Författarnas egen bild.

Tabell 5.1 Sammanställning av längder från Figur 5.1.

Variabel	Längd [m]	Förklaring
l_{kb}	0,500	Längd/bredd av kantbalk.
h_{liv}	1,000	Höjd av kantbalk.
l_{gc}	3,000	Längd/bredd av GC-stråk.
$l_{brobredd}$	10,500	Brobredd.
$l_{stöd}$	2,350	Längd/bredd av stöd.
$l_{mittspann}$	5,800	Längd/bredd av mittspann.
$l_{livbredd}$	1,200	Livets bredd.



Figur 5.2 Illustration av detalj från Figur 5.1. Författarnas egen bild.

Tabell 5.2 Sammanställning av längder från Figur 5.2.

Variabel	Längd [m]	Förklaring
h_{kb}	0,500	Höjd av kantbalk.
t_{sl}	0,040	Slitlagrets tjocklek.
t_b	0,050	Bindlagrets tjocklek.
t_{ts}	0,005	Tätskiktets tjocklek.
t_{platta}	0,300	Plattans tjocklek.



Figur 5.3 Beräkningsmodell i längsled.



Figur 5.4 Beräkningsmodell i tvärlängd.

5.2 Dimensionerande laster och lastkombinationer

För att skapa en bild över hur bron belastas vid verkliga förhållanden görs förenklingar i form av lastmodeller enligt SS-EN 1991-2. Lastmodellerna består av dimensionerande lastkombinationer som används för att beräkna konstruktionens statiska verkningssätt. Lastkombinationerna består av permanenta och variabla laster som kombineras på olika sätt för att avspegla den verkliga lasten. Dessa kombinationer används i antingen brottgräns- eller bruksgränstillstånd och bron ska dimensioneras för båda. Brottgränstillstånd innehåller endast brottkombination medan bruksgränstillstånd innehåller karaktäristisk, frekvent och kvasipermanent kombination. Brottgräns- och bruksgränstillstånden ska ge underlag för vilken last som ska användas vid respektive dimensionering. För att få rätt storlek på lasterna i

kombinationerna kombineras de variabla lasterna med faktorerna Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 enligt Bilaga E. (Al-Emrani et al, 2013.)

Vid dimensionering i brottgräns används ekvationerna 6.10a och 6.10b i SS-EN 1990 och i bruksgräns ekvationerna 6.14a-6.16b i SS-EN 1990.

De lastmodeller som är applicerbara för denna konstruktion är Lastmodell 1 (LM1) för normal trafiklast och Lastmodell 4 (LM4) för folkmassor. Lastmodellerna representerar möjliga trafiklaster som kan belasta bron. Dessa placeras ut för att skapa de minst gynnsamma lastfallen för konstruktionen. Uteslutning av LM4 skapar de minst gynnsamma lastfallen varför enbart LM1 används (S. Lindén, personlig kommunikation 9 mars 2017).

Enligt Eurocode EN 1991-2 delas lastfält upp i 3-metersfält för att symbolisera en lastfil. För den aktuella brobanebredden ryms tre sådana 3-metersfält. Dock belastas endast två av dessa eftersom det ger de minst gynnsamma lastfallen. I och med att GC-stråket inte belastas i detta fall används enbart trafiklasterna q_1 , q_2 , Q_1 och Q_2 för att ta ut de minst gynnsamma lastfallen, där Q_1 och Q_2 ska representera axelpar från tunga fordon, se närmare i Tabell 5.3.

Tabell 5.3 Sammanställning av de verkande lasterna och deras lastkoefficienter i tvärled.

Variabel	Lasttyp	Magnitud	Koefficienter	Värde
Q_1	Axellast	300 kN	α_{Q1}	0,9
Q_2	Axellast	200 kN	α_{Q2}	0,9
q_1	Fillast	9 kN/m ²	α_{q1}	0,8
q_2	Fillast	2,5 kN/m ²	α_{q2}	1,0

5.2.1 Lastframtagning för överbyggnad

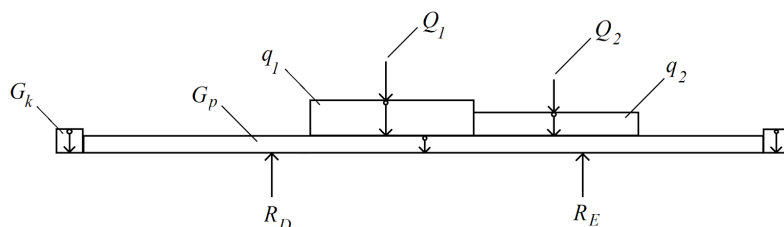
Efter konsultation med Staffan Lindén på COWI AB (9 mars 2017) förenklas beräkning av dimensionerande lastfall i tvär- och längsled. De två punktlaster som verkar symmetriskt i respektive fillastfält, vilket speglar axellasten i LM1, slås i detta fall samman till en punktlast som verkar centriskt i fillastfältet. Detta för att förenkla framtagandet av lastfallen.

Trots ovan gjord förenkling finns det fortfarande en problematik i antalet möjliga lastfall och lastkombinationer. Detta problem löses genom en iterativ process med MATLAB och CALFEM-simuleringar, se Bilaga E. Beräkningarna utförs så att lasterna vandrar över konstruktionen med en centimeters steglängd där programmet sedan stannar när största moment eller tvärkraft uppstår.

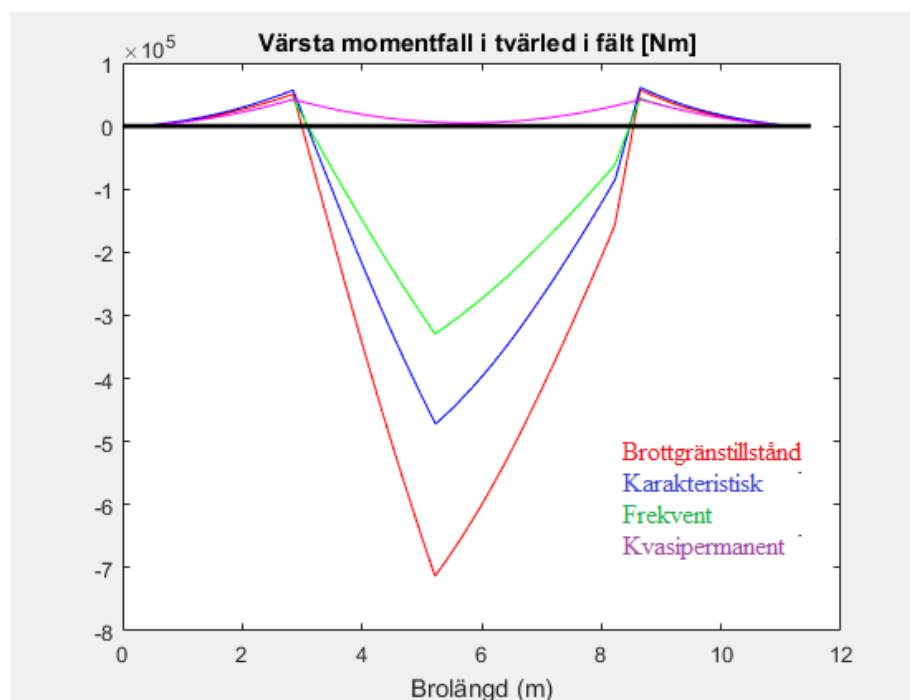
Först beräknas lastfallen i tvärled för att kunna räkna ut filfaktorer samt för att ta ut de största snittkrafterna i tvärled. Filfaktorerna utgör en viktning av hur stor andel av lasten som går genom respektive balk. Vidare tas de minst gynnsamma lastfallen i längsled ut med samma metod som i tvärled fast reducerade med filfaktorerna. I Figur 5.5 - 5.15 visas snittkrafterna med motsvarande lastfall i tvär- och längsled för de minst gynnsamma placeringarna på trafiklasterna. Dimensionerande värden på snittkrafterna redovisas i Tabell 5.4 och Tabell 5.5.

5.2.2 Maximalt fältnmoment i tvärled

Lasterna skapar det största momentet i fält i tvärled då Q_1 befinner sig 2,37 meter från stöd D, till vänster i Figur 5.3. I Figur 5.3 redovisas hur lastfallet för maximalt fältnmoment ser ut och dess momentfördelning för olika lastkombinationer visas i Figur 5.4.



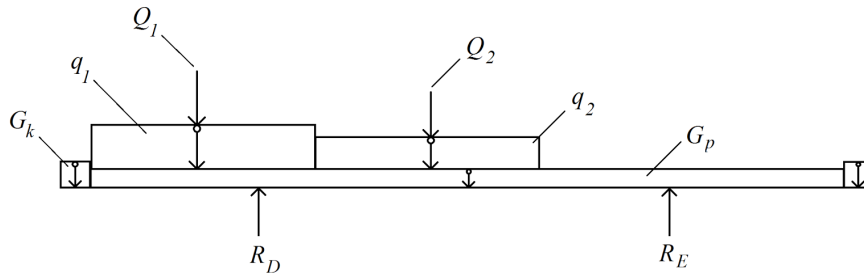
Figur 5.5 Lastfallet som ger upphov till störst fältnmoment i tvärled. Författarnas egen bild.



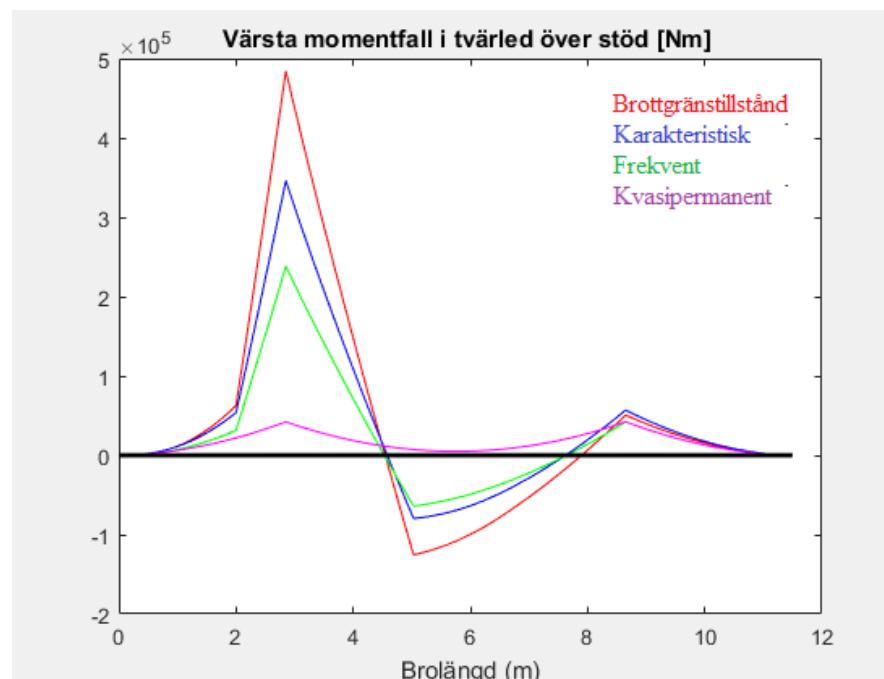
Figur 5.6 Momentfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet med avseende på fältnmoment i tvärled.

5.2.3 Maximalt stödmoment och tvärkraft i tvärled

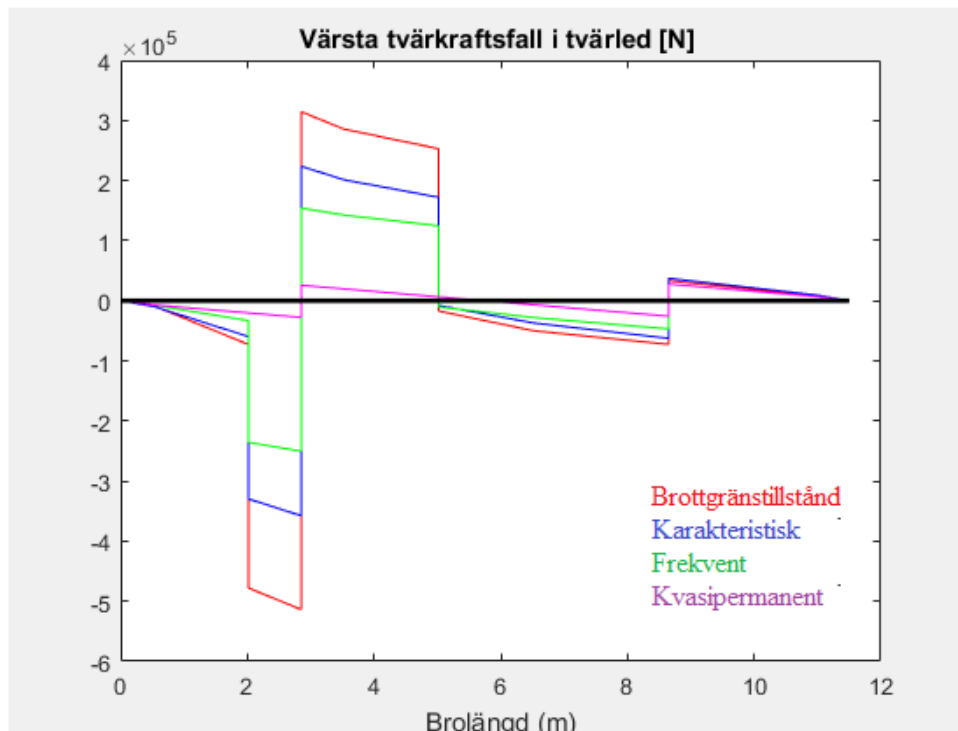
Både det maximala stödmoment och den maximala tvärkraften i tvärled inträffar då lasterna är placerade så långt ut på konsolen som möjligt. I Figur 5.7 redovisas hur lastfallet för maximalt stödmoment och maximal tvärkraft ser ut och hur dess respektive fördelningar för olika lastkombinationer redovisas i Figur 5.8 respektive Figur 5.9.



Figur 5.7 Lastfallet som ger upphov till både störst stödmoment och störst tvärkraft i tvärled. Författarnas egen bild.



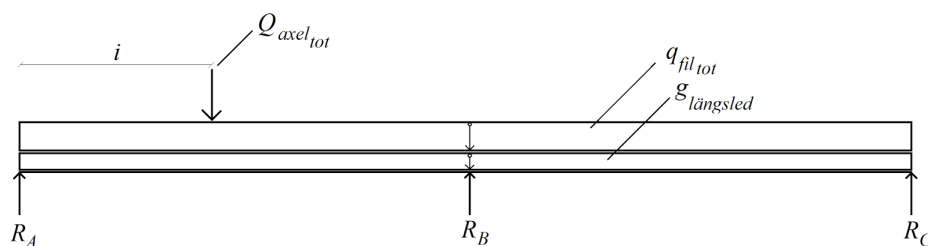
Figur 5.8 Momentfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet med avseende på moment över stöd D i tvärled.



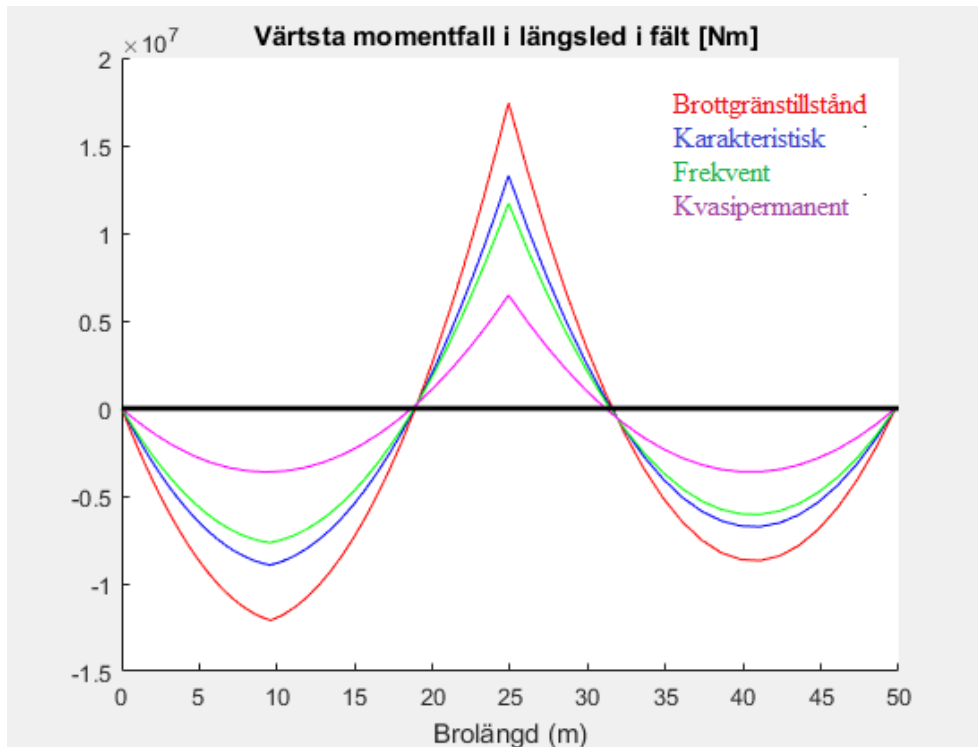
Figur 5.9 Tvärkraftsfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet i tvärled.

5.2.4 Maximalt fältmoment i längsled

Det maximala fältmomentet i längsled inträffar då punktlasten befinner sig 9,61 meter från stöd A till vänster i Figur 5.10. I Figur 5.10 redovisas hur lastfallet för maximalt fältmoment ser ut och dess momentfördelning för olika lastkombinationer visas i Figur 5.11.



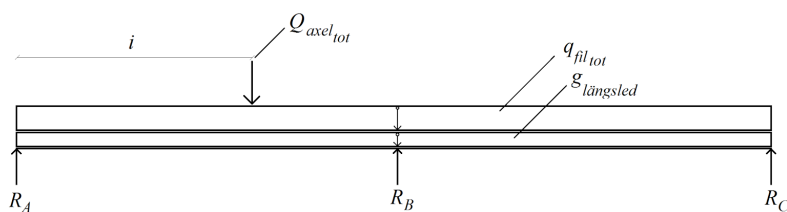
Figur 5.10 Lastfallet som ger upphov till störst fältmoment i längsled. Författarnas egen bild.



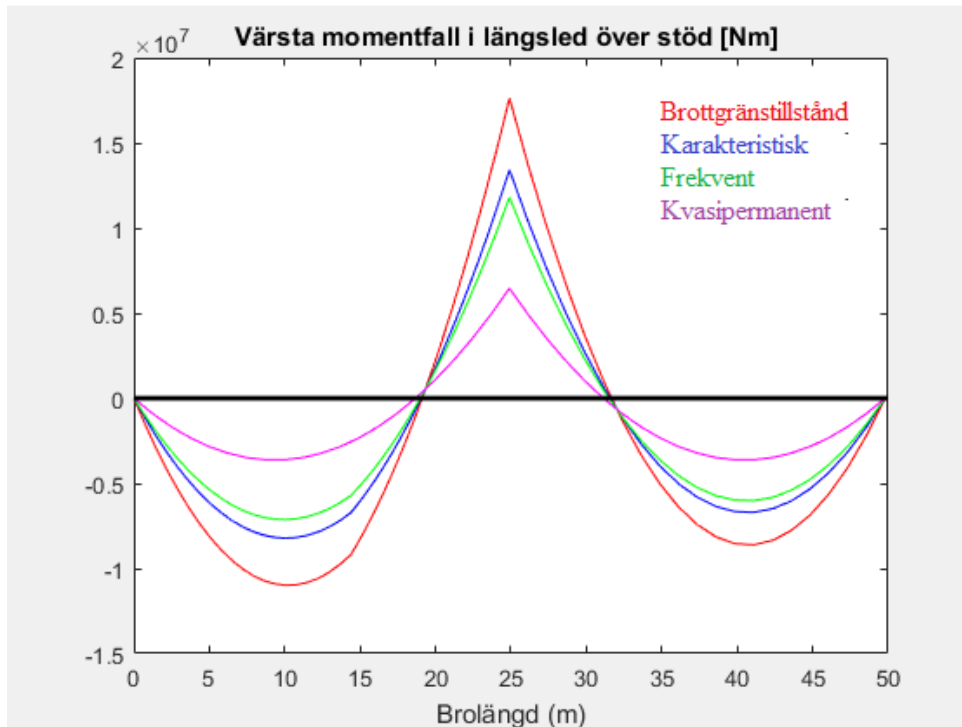
Figur 5.11 Momentfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet med avseende på fältmoment i längsled.

5.2.5 Maximalt stödmoment i längsled

Det maximala stödmomentet i längsled inträffar närmare stöd B och punktlasten stannar istället på 14,39 meter från stöd A. I Figur 5.12 redovisas hur lastfallet för maximalt fältmoment ser ut och dess momentfördelning för olika lastkombinationer visas i Figur 5.13.



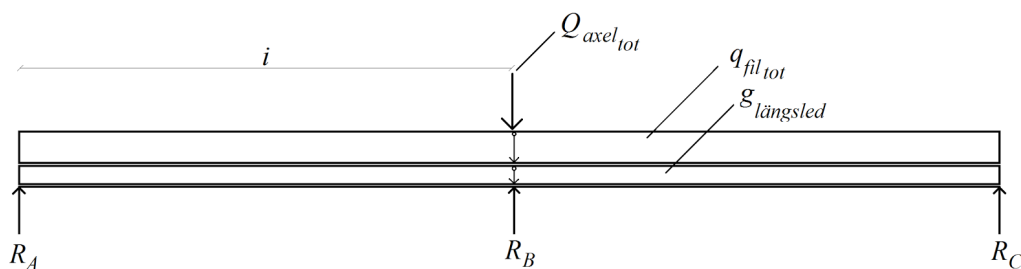
Figur 5.12 Lastfallet som ger upphov till största moment över stöd B i längsled. Författarnas egen bild.



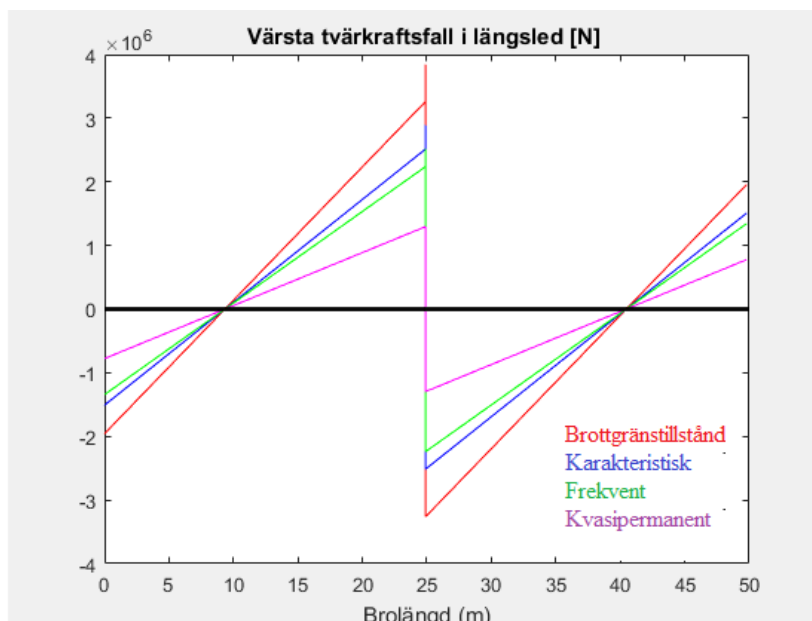
Figur 5.13 Momentfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet med avseende på moment över stöd B i längsled.

5.2.6 Maximal tvärkraft i längsled

Den största tvärkraften i längsled uppstår då punktlasten verkar så nära stöd B som möjligt och då befinner den sig 24,89 meter från stöd A. I Figur 5.14 redovisas hur lastfallet för maximalt fältmoment ser ut och dess momentfördelning för olika lastkombinationer visas i Figur 5.15.



Figur 5.14 Lastfallet som ger upphov till största tvärkraft i längsled. Författarnas egen bild.



Figur 5.15 Tvärkraftsfördelningarna för det minst gynnsamma lastfallet i längsled.

5.2.7 Sammanställning av snittkrafter

Dimensionerande snittkrafter för tvärled redovisas i Tabell 5.4 och för längsled i Tabell 5.5.

Tabell 5.4 Sammanställning av snittkrafter i tvärled.

Lastkombination	Fältmoment	Stödmoment	Tvärkraft	Reaktionskraft
Brottgräns	713,33 kNm	-484,42 kNm	513,7 kN	862,83 kN
Karakteristisk	472,13 kNm	-346,12 kNm	357,64 kN	610,23 kN
Frekvent	329,52 kNm	-238,18 kNm	250,27 kN	433,35 kN
Kvasi	-5,042 kNm	-42,20 kNm	27,637 kN	82,116 kN

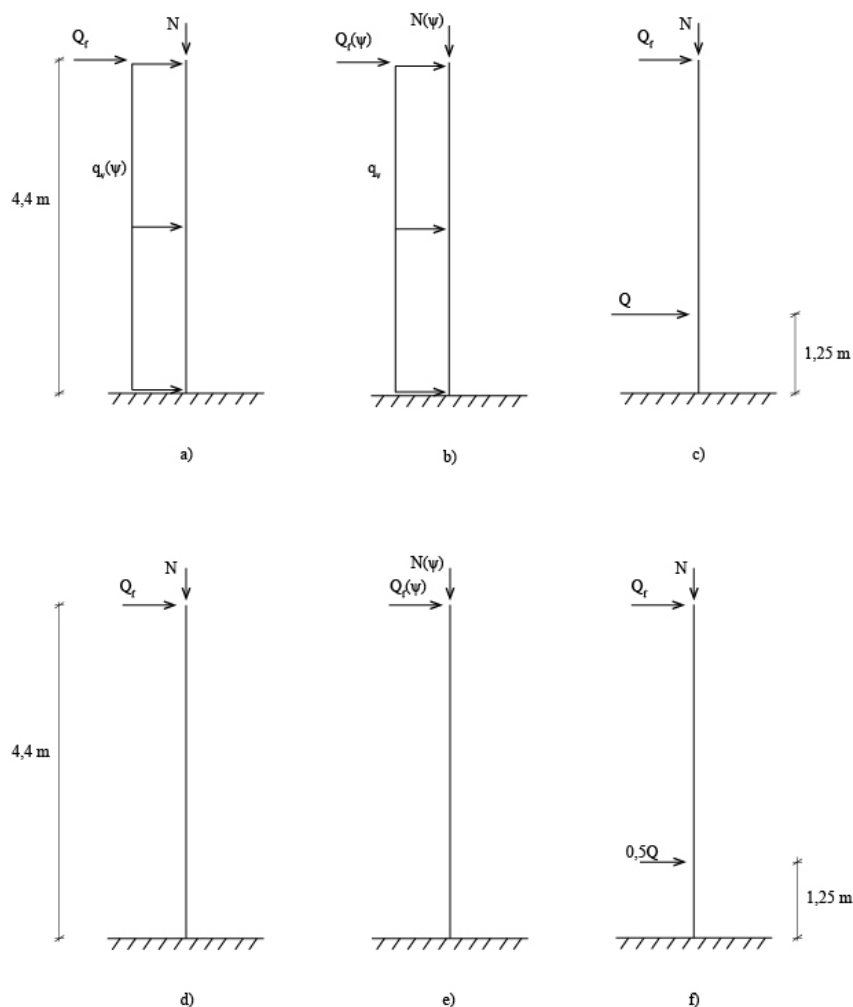
Tabell 5.5 Sammanställning av snittkrafter med olika lastkombinationer längsled.

Lastkombination	Fältmoment	Stödmoment	Tvärkraft	Reaktionskraft
Brottgräns	12099 kNm	-17638 kNm	3843 kN	7105 kN
Karaktäristisk	8939 kNm	-13414 kNm	2886 kN	5401 kN
Frekvent	7661 kNm	-11805 kNm	2512 kN	4751 kN
Kvasi	3630 kNm	-6454 kNm	1296 kN	2592 kN

5.2.8 Dimensionerande laster för mittstöd

Stödet kan under sin livslängd utsättas för flera olika lastkombinationer. De lasterna som beaktas är egentygnd och trafiklast från överbyggnaden, friktionskraft som uppstår i lager, påkörningslast samt vindlast. Då mittstödet kapacitet är beroende av

verkande normalkraft tas alla möjliga lastfall i beaktning och dimensioner bestäms därefter. Mittstödet beaktas som en konsol enligt Figur 5.16, då lagret i överkant är fritt att glida i alla riktningar. Detta innebär att de enda horisontella laster som verkar på stödet från överbyggnaden är friktionskraft i lager.



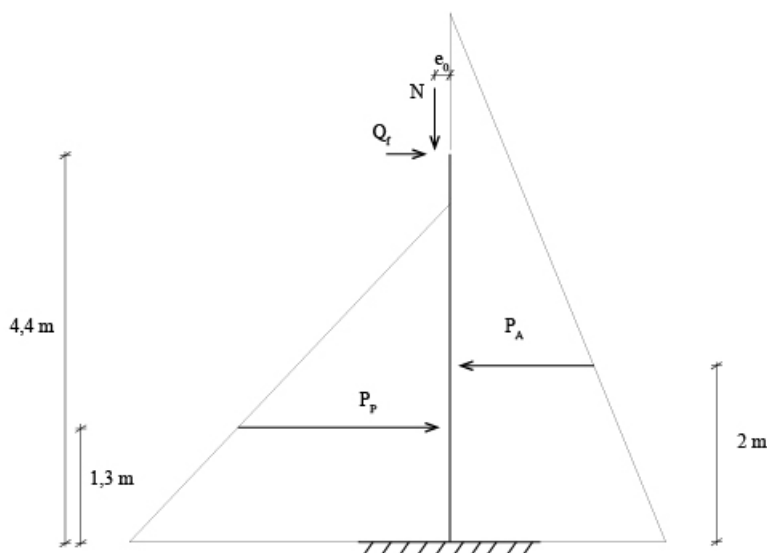
Figur 5.16 Alla beaktade lastfall hos ett mittstöd. Fall a, b och c avser riktning då den knäcks kring en axel som ligger längs med bron. Fall d, e och f avser en riktning vinkelrätt mot den första. Fall c och f avser olyckslast. Författarnas egen bild.

Stödet dimensioneras i två riktningar. Den första riktningen avser knäckning kring axeln som går parallellt med bron, medan den andra riktningen avser knäckning kring axeln som går parallellt med väg 40. I varje riktning beaktas tre lastfall, enligt Figur 5.16. De två första lastfallen per riktning, det vill säga fall a, b, d och e i figuren, avser de fall då trafiklaster från överbyggnaden samt vindlast verkar på mittstödet samtidigt. Dessa varierar som två lastkombinationer där antingen vindlasten eller trafiklasterna

ses som huvudlast. Dock försummas vindlast på stödet längs brons riktning, därmed antas fall e inte bli dimensionerande för denna riktning. Lastfall c och f i figuren avser olyckslast i form av påkörning. I dessa fall används värden för frekvent lastkombination på trafiklasterna, enligt SS-EN 1990 ekvation 6.11b, samtidigt som en påkörningslast antas på höjden 1,25 meter från marken. Denna påkörningslasts storlek antas till 1 MN i riktning längs väg 40 och 0,5 MN vinkelrätt mot väg 40:s körriktning. Dessa antaganden görs enligt SS-EN 1991-2. Alla samtidigt verkande horisontella laster antas angripa i samma riktning, enligt Figur 5.16, för att analysera värsta fall.

5.2.9 Dimensionerande laster för frontmur

Landfästena dimensioneras främst för att föra ned de från överbyggnaden nedkommande vertikala laster, ned till grundläggning. Förutom dessa dimensioneras det även för de horisontella laster som uppkommer av jordtryck och friktionslast från lager. De horisontella laster som uppstår från jordtrycket förenklas till punktlaster som verkar vid jordtryckets tyngdpunkt. Vid beräkningar används därmed en förenklad beräkningsmodell, se Figur 5.17.



Figur 5.17 Illustration av dimensionerande laster på frontmur. Författarnas egen bild.

5.3 Dimensionering

När de dimensionerande snittkrafterna är framtagna kan beräkningar för konstruktionens preliminära dimensioner påbörjas. Nedan följer erforderliga beräkningar för att uppskatta brons slutgiltiga dimensioner.

5.3.1 Tvärkraftarmering i tvärled

Vid kontroll av tvärkraftsarmeringsbehovet för brobaneplattan visar det sig att plattan ej har tvärkraftskapacitet nog utan tvärkraftsarmering, dock ligger kapaciteten nära erforderlig kapacitet. Trots detta finns ingen tvärkraftsarmering i brobaneplattan. Anledningen till detta är att ingen hänsyn tas till punktlasternas spridning utöver en meterstrimma, vilket ger en betydande reduktion av tvärkrafter i kritiska snitt och med stor sannolikhet betyda att plattan har tillräcklig tvärkraftskapacitet utan tvärkraftsarmering. Dessutom undviks gärna tvärkraftsarmering i brobaneplattan av produktionstekniska skäl (J. Leppänen, personlig kommunikation, 2 maj 2017).

5.3.2 Längsgående armering i tvärled

Beräkningar för att bestämma mängden huvudarmering för brobaneplattan i tvärled görs med hjälp av MATLAB och redovisas i Bilaga F. Dimensionerande snittkrafter för dimensionering av erforderligt armeringsinnehåll beräknas för de mest kritiska snitten i fält och över stöd i brottgränstillstånd, enligt Tabell 5.6. Utnyttjandegraden för tvärsnittet i dessa snitt uppgår till 94 % över stöd och 95 % i fält. Anmärkningsvärt är dock att kravet för segt verkningssätt ej uppfylls i snitten. Även här kan dock resonemanget om lastspridning för att reducera snittkrafter tillämpas vilket ger ett mer gynnsamt utgångsläge med hänsyn till både armeringsmängd och segt verkningssätt.

Tabell 5.6 Armeringsinnehåll och utnyttjandegrader för längsgående armering i tvärled.

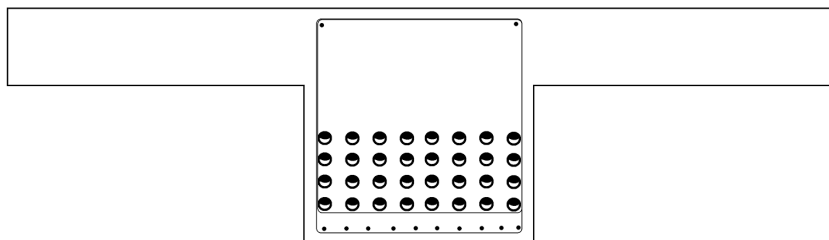
	Armering i fält	Armering över stöd
Armeringstyp	B500B	B500B
Stångdiameter [mm]	ϕ20	ϕ20
Antal stänger i drag	32	18
Antal stänger i tryck	10	7
Utnyttjandegrad för tvärsnitt	95%	94%

5.3.3 Spännarmering

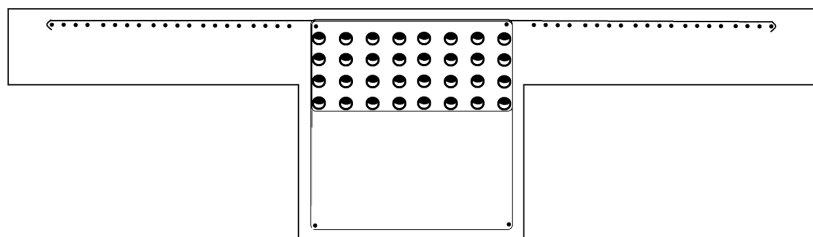
Vid dimensionering av brobalkarna i längsled används spännarmering för att motverka sprickbildning i bruksstadiet. Till skillnad från slakarmerad betong sker sprickbildningen i förspänd betong vid betydligt högre last (B. Engström, personlig kommunikation, 2 februari 2017). Förspänningsmetoden är en efterspanning vilket innebär att stålet spänns i den hårdnade betongen.

Beräkningar av erforderligt antal stål och dess placering tillsammans med erforderlig spännkraft utförs i MATLAB, se Bilaga G. Detta görs med hjälp av Björn Engströms presentation om förspända betongbroar (personlig kommunikation, 2 februari 2017) och konsultation från Staffan Lindén på COWI AB (personlig kommunikation, 27 april 2017). I beräkningarna dimensioneras spännarmering med antagandet att slakarmeringens och betongens momentkapacitet försummas. Det medför att

beräkningarna resulterar i ett tvärsnitt med 32 stycken foderrör med diametern 65 millimeter, innehållande fem späntrådar vardera med diametern 10 millimeter, se Figur 5.18, Figur 5.19 och Tabell 5.7. Totala spännkraften uppgår till 15 MN i fältsnitt för att klara av dimensionerande moment i brottgräns. Noterbart är att den erforderliga spännkraften efter friktionsförluster underskrider nödvändig spännkraft i stödsnitt. Konsekvenser av detta lyfts i senare diskussion.



Figur 5.18 Illustration av tvärsnitt i fält. De stora cirklarna utgör foderrör och de små slakarmering. Författarnas egen bild.

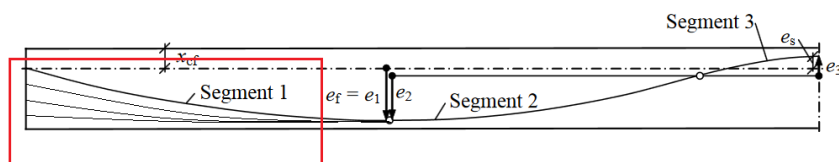


Figur 5.19 Illustration av tvärsnitt i stöd. De stora cirklarna utgör foderrör och de små slakarmering. Författarnas egen bild.

Tabell 5.7 Armeringsinnehåll och utnyttjandegrader för spännarmering i längsled.

	Spännarmering i längsled
Diameter på späntrådar [mm]	φ10
Diameter på foderrör [mm]	φ65
Antal späntrådar per foderrör	5
Antal foderrör	32
Utnyttjandegrad i fält	82%
Utnyttjandegrad över stöd	98%

Spännarmeringen spänns från båda ändar av balken och förankras i ändsnitten med hjälp av ankare. Ett dilemma som uppstår vid förankringen är att ankarna inte får plats om kabelföringen i ändsnitt ser ut likt stödsnitt, se Figur 5.19. Efter konsultation med Staffan Lindén (27 april 2017) beslöts att förankringen och kabelföringen i balkänden utformas sådan att spännkablar grenas ut för att skapa plats åt ankarna, se Figur 5.20.



Figur 5.20 Illustration av kabelförgrening vid ändsnitt. Modifierad bild ursprungligen från Björn Engströms presentation (personlig kommunikation, 2 februari 2017)

5.3.4 Längsgående armering i längsled

Slakarmeringen i längsled dimensioneras utifrån krav på minimiarmering enligt SS-EN 1992. Erforderligt antal stänger och dess placering beräknas enligt Bilaga G med hjälp av MATLAB. Resultatet påvisar att antalet stänger för stödsnitt är 42 i fläns och 2 i liv, se Figur 5.19, och för fältsnitt 10 i liv och 2 i fläns, se Figur 5.18, samt se Tabell 5.8. Armeringsstängerna väljs med diametern 20 millimeter.

Tabell 5.8 Erforderlig mängd slakarmering i längsled.

	Armering i fält	Armering över stöd
Armeringstyp	B500B	B500B
Stångdiameter	$\phi 20$	$\phi 20$
Antal stänger i drag	10	42
Antal stänger i tryck	2	2

5.3.5 Tvärkraftsarmering i längsled

Beräkningar enligt Bilaga H visar att enbart betongen i sig inte har tillräcklig tvärkraftskapacitet och att tvärkraftsarmering behövs i längsled. Dimensionering av denna innebär dels hur tätt byglarna ska sitta samt hur stor diameter på järnen som erfordras. I Tabell 5.9 nedan redovisas resultaten av beräkningarna för tvärkraftsarmeringen.

Tabell 5.9 Centrumavstånd mellan tvärkraftsarmeringsbyglar.

Balkkoordinater [m]	Centrumavstånd [m]
0 - 3,75	$S_a = 0,200$
3,75 - 14,90	$S_{\max} = 0,260$
14,90 - 24,90	$S_b = 0,110$

5.3.6 Sprickbredd och påkänningar

Kontroll av sprickbredd i bruksgränstillstånd för brobanepattan i tvärled görs för kvasipermanent lastkombination enligt konsultation från Staffan Lindén på COWI AB (personlig kommunikation, 27 april 2017). Dimensionerande moment för stöd och fält överstiger ej värdet för kritiskt moment med hänsyn till uppsprickning. Detta innebär

att tvärsnittet är osprucket för kvasipermanent lastkombination och att sprickbredd på grund av långtidslast ej behöver beräknas, se Bilaga I.

Sprickbredd i längsled behöver inte heller beräknas då beräkning med förspänd betong förutsätter att tvärsnittet är osprucket.

5.3.7 Nedböjning

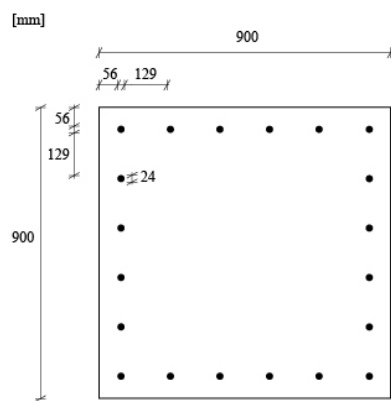
En uppskattning av initialnedböjningen i tvär- och längsled i bruksgränstillstånd för kvasipermanent lastkombination görs med hjälp av CALFEM i MATLAB och redovisas i Bilaga E. Nedböjningen i fält för tvär- och längsled beräknas för de snitt där momentet är som störst. Även nedböjningen längst ut på konsolen i tvärlängd kontrolleras. Framtagna nedböjningar och motsvarande kontroller redovisas i Tabell 5.10.

Tabell 5.10 Nedböjningar och motsvarande krav i tvär- och längsled. Positiv riktning definieras nedåt.

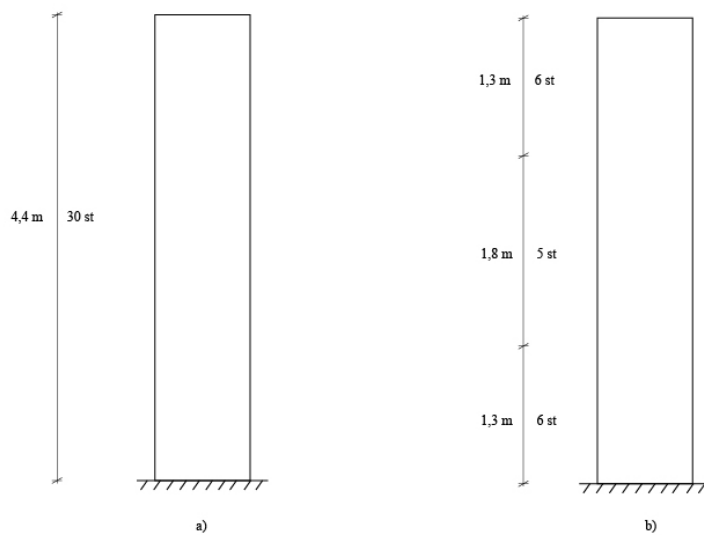
	Nedböjning [m]	Krav [m]	
Tvärled - Mittfält	-0,0007	< 0,0116	OK (Böjer av uppåt)
Tvärled - Konsol	0,0034	< 0,0057	OK
Längsled - Fält	0,0021	< 0,0498	OK

5.3.8 Mittstöd

Dimensionerna hos pelarna bestäms utifrån andra ordningens effekter, efter detta läggs tvärgående armeringsbyglar in och slutligen görs kontroller i bruksstadiet, allt detta beskrivs detaljerat i Bilaga J. Enligt Bilaga J blir de slutgiltiga dimensionerna på varje stöd $0,9 \times 0,9 \text{ m}^2$. Detta resultat erhålls vid påkörning av mittstöd i väg 40:s körriktning, det vill säga lastfall c i Figur 5.16. Pelaren förses med 20 längsgående armeringsstänger med diametern 24 millimeter som fördelas jämnt runt kanterna, hela tvärsnittsutformningen illustreras i Figur 5.21. Vidare visar Bilaga J att stödet erfordrar 47 stycken byglar med diametern 16 millimeter för att klara horisontella krafter samt motstå krossning av det täckande betongskiktet, dessa byglar fördelas enligt Figur 5.22. Krossningen kommer från de höga normalkrafterna som kan orsaka utknäckning av den längsgående armeringen. All ingående armering redovisas i Tabell 5.11. Stödet gjuts med betong i klass C40/50 enligt Kapitel 3.1.2 och armering av slaget B500B.



Figur 5.21 Illustration av tvärsnitt hos ett mittstöd. Författarnas egen bild.



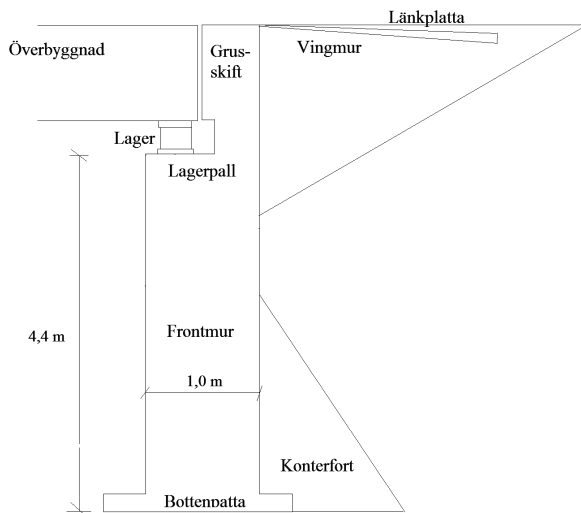
Figur 5.22 Illustration av bygelinläggningen i mittstödet, figur a och b adderas ihop vilket ger totalt 47 byglar. Författarnas egen bild.

Tabell 5.11 Armeringsinnehåll och utnyttjandegrad hos mittstöd.

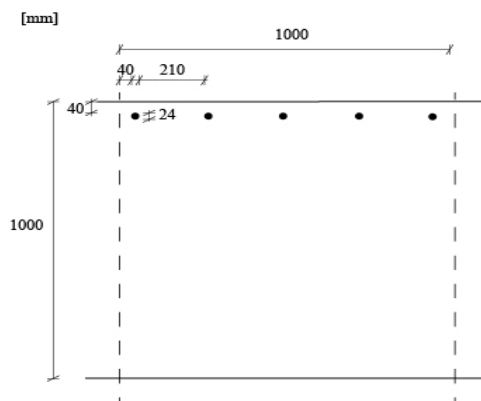
	Längsgående armering	Tvärkraftsarmering
Armeringstyp	B500B	B500B
Stängdiameter [mm]	φ24	φ16
Antal stänger	20	47
Utnyttjandegrad för tvärsnitt	97%	-

5.3.9 Landfästen

Dimensioneringen av landfästena utgörs endast av frontmur i Bilaga L. Vid beräkningarna bedöms frontmuren agera likt en pelare utsatt för jordtryck och en tryckande normalkraft ovanifrån. Efter antagna mått och beräkningar resulterar dimensioneringen i måtten av frontmuren enligt Figur 5.23 och Figur 5.24 samt Tabell 5.12. Beräkning av längden på landfästet redovisas i Bilaga K.



Figur 5.23 Illustration av dimensioner för frontmur. Författarnas egen bild.



Figur 5.24 Illustration av tvärsnitt för en meterstrimma av frontmur. Författarnas egen bild.

Tabell 5.12 Dimensioner hos frontmur.

Variabel	Längd [m]	Förklaring
h_{mur}	4,400	Höjd av frontmur.
L_{mur}	10,500	Längd av frontmur. (Utmed väg 40)
b_{mur}	1,000	Bredd av frontmur.

5.3.10 Övergångskonstruktion

En överslagsberäkning av övergångskonstruktionens längdutvidgning på grund av temperaturförändringar görs och redovisas i Bilaga M. Resultatet av denna beräkning ger att den maximala längdutvidgningen som övergångskonstruktionen utsätts för uppgår till 32 millimeter.

6 Slutgiltigt koncept

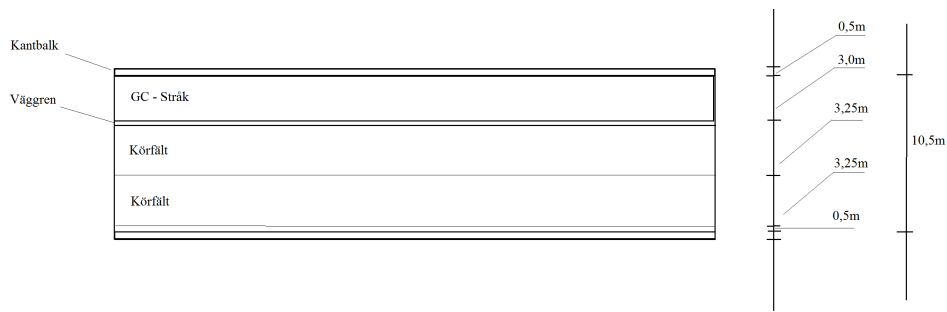
Estetiskt sett utgör inte balkbron ett landmärke men den smälter in i omgivningen vid Hössnamotet. Samtidigt innebär den geografiska placeringen utanför staden att dess primära avsikt är att uppfylla trafikanternas behov. I övrigt är brons låga kostnad av intresse för samhället då den är beställd av Trafikverket och därmed finansieras med skattemedel. Vidare följer en detaljerad beskrivning av brons slutgiltiga utformning, produktionsgång och underhållsbehov.

6.1 Utformning överbyggnad

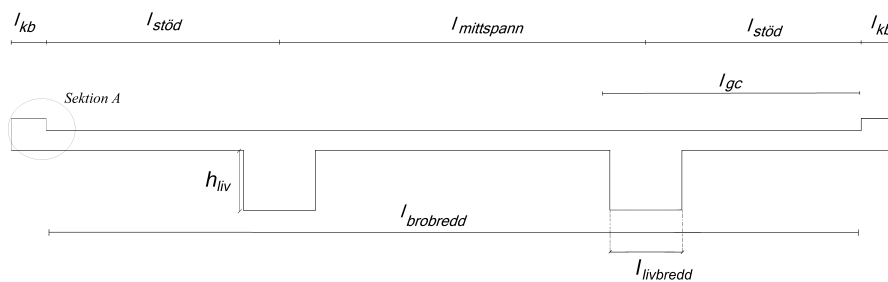
Brokonceptet består av en underbyggnad och en ovanpåliggande överbyggnad. Nedan beskrivs dessa med tillhörande anslutningar, detaljer och dimensioner.

6.1.1 Brobana

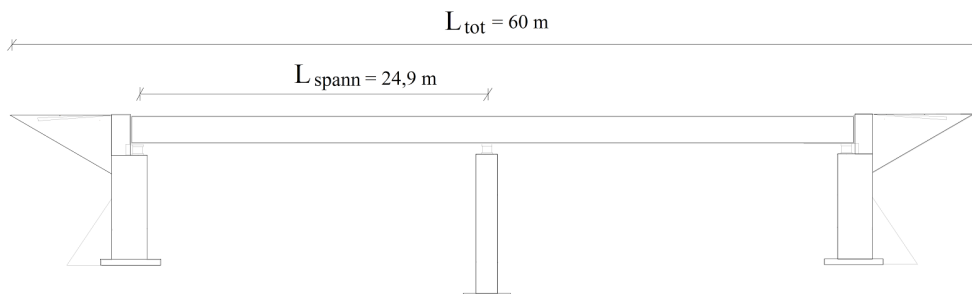
Brobanan utformas som en platta i betong med bredden 10,5 meter, se Figur 6.1. Brobanan rymmer två körfält och gång- och cykelbana enligt Bilaga B. Kontinuerliga efterspända balkar är sammangjutna med brobanan och dessa utgör det huvudsakliga bärverket hos bron. Slutgiltigt tvärsnitt med dimensioner illustreras i Figur 6.2 och Figur 6.3.



Figur 6.1 Illustration av plan för brobanan. Författarnas egen bild.



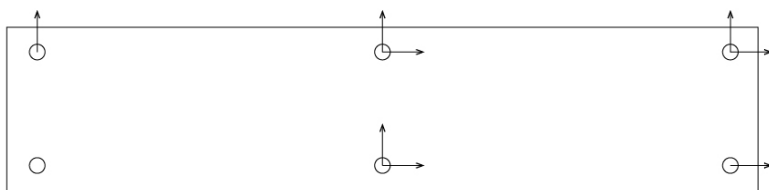
Figur 6.2 Illustration av tvärsnitt i längsled. Författarnas egen bild.



Figur 6.3 Illustration av brobanans mått i längsled. Författarnas egen bild.

6.1.2 Lager

Bron ska utföras med CE-märkta topflager, enligt Bilaga A. Denna lagertyp kan utföras som fix i horisontalled, longitudinellt låst, transversellt låst och helt rörlig. Lagren vid respektive stöd utförs med tillåten rörelse enligt Figur 6.4. Lagren består av en metalcyllinder och en kolv med en mellanliggande temperaturresistent gummiplatta. Vid belastning kan gummiplattan ses som ett flytande medium som tillåter rörelse mellan lagerdelarna. (KB Spennteknik AS, u.å.)



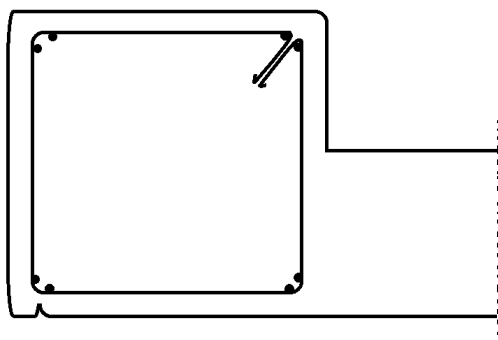
Figur 6.4 Illustration över lagrens tillåtna rörelser i horisontalled med hjälp av frihetsgrader. Författarnas egen bild.

6.1.3 Räckben

Räckben på sidan av brobanan utformas med topp- och navföljare i rörprofil. Räckesständer skruvas fast i kantbalken. Räckesskruvarna får inte komma i kontakt med armeringen i kantbalken. Detaljer utformas enligt Bilaga A.

6.1.4 Kantbalk

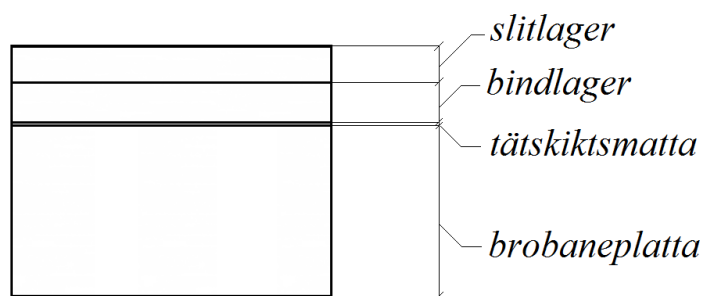
Brobanans kantbalkar utformas som förhöjda med rundad underkant mot utsidan. Kravet på kantbalkarnas tjocklek är 500 millimeter med armering som ska dimensioneras för påkörningslast enligt Bilaga A. Kantbalkar brukar vanligtvis dimensioneras med sex stycken längsgående järn men på senare tid har det visats att kantbalkar slits snabbare än vad konstruktörer har beräknat. Detta leder till att de bör dimensioneras som de gjordes innan Eurocode uppdaterades på 90-talet, det vill säga med åtta stycken järn med bygel runt (S. Lindén, personlig kommunikation, 9 mars 2017). Kantbalkarna utformas även med droppnäsor för att inte vatten ska rinna längs undersidan av konsolen. Den slutliga utformningen redovisas i Figur 6.5.



Figur 6.5 Illustration av kantbalk. Författarnas egen bild.

6.1.5 Beläggning

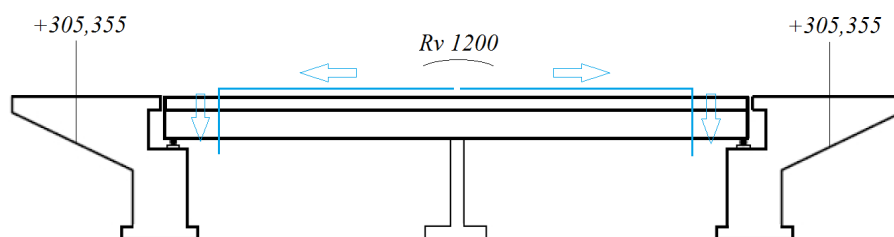
Beläggningen på konstruktionen är av typ 2IIIA som är vald enligt kravspecifikation, se Bilaga A. Beläggningen består av en tätskiktsskiva på 5 millimeter, ett kombinerat skydds- och bindlager av 50 millimeter PGJA, samt ett 40 millimeter tjockt slitlager överst, se Figur 6.6.



Figur 6.6 Illustration av beläggning. Författarnas egen bild.

6.1.6 Vattenavledning

Det är viktigt både för trafikanter säkerhet och för bronns kondition att vatten leds bort från bron på ett effektivt sätt. Vägens bombering tillsammans med dess vertikalradie gör att fyra stycken ytavlopp bör placeras på vardera sida om vägen vid ändstöden, se Figur 6.7. På så sätt kan vatten rinna direkt till ytavloppen och ner till dagvattenbrunnar som är placerade under avloppen utanför vägrenen på väg 40. Efter råd från Staffan Lindén på COWI AB kommer inget ingjutet vattensystem att användas då det är svårt att göra dessa helt täta vilket kan leda till att beläggning och betong eroderar (S. Lindén, personlig kommunikation, 9 mars 2017).



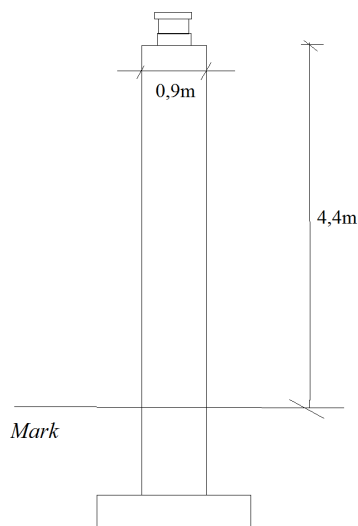
Figur 6.7 Illustration av vattenavledning. Författarnas egen bild.

6.2 Utformning underbyggnad

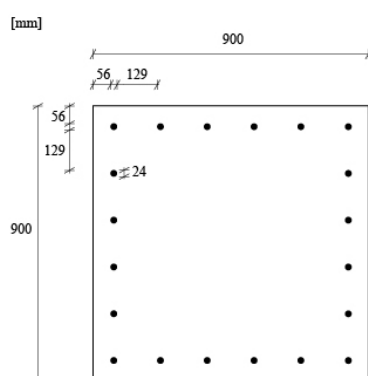
Nedan beskrivs underbyggnadens utformning samt dess beståndsdelar.

6.2.1 Landfästen

Överbyggnaden ansluter till underbyggnaden via lager på mittstöd och landfäste. Landfästena är utformade med en bärande frontmur med tillhörande vingmurar och lagerpall, se Figur 6.8. Frontmuren är grundlagd på en bottenplatta och stabiliserad horisontellt med hjälp av konterfort baktill. Laster från överbyggnaden förs genom lager, lagerpall och sedan frontmur ned till bottenplattan. Landfästena är kopplade till anslutande vägar och överbyggnad med hjälp av en länkplatta respektive gummifog. Vid expansion tillåter gummifogen en utvidgning motsvarande 90 millimeter (Vägverket, 1996), vilket är större än den längdutvidgning som den utsätts för enligt Kapitel 5.3.10. Frontmurens dimensioner illustreras nedan i Figur 6.8 och Figur 6.9.



Figur 6.10 Illustration av mittstödetts slutgiltiga dimensioner. Författarnas egen bild.



Figur 6.11 Illustration över mittstödetts slutliga tvärsnitt. Författarnas egen bild.

6.2.3 Grundläggning

Grundläggningen utförs enligt plattgrundläggning, se Kapitel 3.3.1. Mittstöd utförs med platta på packad fyllning på berg. Landfästen grundläggs på liknande sätt med undantaget att den packade fyllningen läggs på ett sandlager. Valet att påla utesluts på grund av det relativt korta djupet ned till berg, samtidigt som det ändå schaktas bort massor för grundläggning av väg 40.

6.3 Produktionsgång

Produktionen börjar med bortschaktning av mulljords- och sand-/siltlagren för hela anläggningsplatsen varpå krossmaterial läggs ut och packas vid landfästens placering. Vid position för mittstöd schaktas massor bort ned till berg för att få bättre

stabilitet på grundläggningen, varpå ett lager grus läggs. Alternativet är att påla, men på grund av oexploaterad mark och det ska schaktas för väg 40, anses schaktning som ett bättre alternativ. Plattor armeras och gjuts sedan på dessa tre ställen. Temporära gjutställningar konstrueras för mittstöd, vingmurar och frontmurar med tillhörande lagerpall som sedan armeras och gjuts enligt Kapitel 5.3. Gummilager placeras på alla upplag för att tillåta små rörelser av balken och plattan. Krossmassor placeras därefter mot front- och vingmurarna vilket utgör bankerna.

Nästa steg är konstruktion av gjutställning för balkar och brobana. När denna är klar placeras armering ut tillsammans med längsgående foderrör för efterspanning och ytavlopp för vattenavrinningssystemet. Först gjuts balkarna och därefter brobanan. Spännstålet i foderrören spänns allt eftersom betongen hårdas tills erforderlig spännkraft uppnås. Gjutningsproceduren tillämpas även för konstruktion av kantbalkarna som löper utmed hela brobanan där skyddsräcken sedan monteras. På överbyggnaden läggs ett skydds- och bindlager som det slutgiltiga bindlagret placeras ovanpå.

6.4 Underhåll

Brons enkla utformning medför att underhåll- och inspektionsvänligheten är god. Dock behöver körfält på väg 40 och väg 1721 stängas av minst ett åt gången vid inspektion och underhåll. Detta för att alla ytor ska kunna inspekteras och för att all utrustning som krävs vid underhåll ska få plats. Inspektion och underhåll av bron sker enligt de krav som ställs av Trafikverket enligt Kapitel 3.5.

De konstruktionsdelar som kräver extra fokus vid underhåll och inspektion är alla rörliga detaljer där slitskador lätt uppstår. Betongen behöver vid inspektion kontrolleras så att karbonatiseringsgrad inte överskrider kraven, samt tvättas och impregneras. För ståldetaljer ska bättringsmålning med korrosionsskyddande färg ske om det ursprungliga korrosionsskyddet är skadat. I övrigt behöver dagvattenavrinningens funktioner säkerställas.

Vidare behöver slitlagret underhållas, dels för vägkomfort men även för att skydda konstruktionens armering från korrosion. Som tidigare nämnt var den årliga dygnstrafiken år 2012 för väg 1721 650 fordon per dygn med en beräknad ökning till 820 år 2035. Slitlagret för vägen dimensioneras för ovan trafiklast och beräknas hålla i 20 år innan det behöver bytas (G. Lannér, personlig kommunikation, 3 mars 2017). På så sätt behöver inte konstruktionen under slitlagret omfattande underhåll eller reparationer.

7 Diskussion

Nedanstående diskussion inleds med en kort analys av använt källmaterial och går vidare med diskussion angående urvalsprocessen. Utförd och återstående dimensionering diskuteras slutligen ur en analytisk synvinkel.

7.1 Litteraturstudie

Till en hög grad har källor av god trovärdighet använts men risk för brister i informationen finns likväl i rapporten. Framförallt finns en risk för utdaterad information i källor som används för att beskriva brokoncept och deras produktion. Den äldsta källan som nyttjats är publicerad 1996 men bedömningar har gjorts på det innehållet som används i rapporten att det fortfarande bör vara relevant. En annan risk är källor som tenderar att vara vinklade, till exempel information från traguiden.se som uppmuntrar till konstruktioner av trä i framtiden. Denna källa precis som alla andra har analyserats objektivt innan informationen använts i rapporten.

7.2 Val av koncept

Det slutgiltiga konceptet betongbalkbro var inte en självklar segrare i jämförelsen med resterande brokoncept. Betongbalkbron är diskutabel ur flertalet aspekter och skulle möjligtvis inte varit den slutgiltiga vinnaren om andra utvärderingskriterier valts. Tilläggsvis bidrar viktningen av kriterierna till att bron gick vidare som det bästa alternativet.

Det nämns tidigare att valda metoder delvis grundats på subjektiva bedömningar. Detta bör belysas ytterligare eftersom att stor del av de subjektiva bedömningarna gjorts i syfte att framstå objektiva. Däremot var det svårt att lyfta fram estetiken objektivt varpå undantag gjorts. Nämnvärt är att resultaten av jämförelsematriserna kunde blivit annorlunda ifall estetiken bedömts på annat vis och ifall detta mynnat ut i ett annat slutgiltigt koncept.

Valet att välja bort alla träbroar är diskutabelt. Resonemanget gick över huruvida träbroarnas positiva miljöaspekter och pris väger upp gentemot den mer komplicerade underhållsaspekten samt den stora konstruktionshöjden som erfordras för att överbygga detta spann. Slutsatsen var att materialet inte var jämförbart med stål och betong utifrån detta resonemang.

Avslutningsvis är flertalet broar möjliga lösningar på det öppna problemet som givits, oavsett material. Däremot efter givna förutsättningar, valda utvärderingskriterier samt subjektivitet beträffande viktning anses betongbalkbron vara det mest lämpade konceptet.

7.3 Dimensionering

De dimensionerande yttre lasterna är som nämnt i Kapitel 5.2 framtagna med hjälp av förenklingar angående hur lasterna kan placeras i förhållande till varandra. Möjligtvis skulle ett mindre gynnsamt lastfall kunna uppkomma om lasterna låtits vandra oberoende av varandra. Däremot sprids axellasterna som symboliseras av punktlaster i modellen i verkligheten ut på mer än en meterstrimma. Lasten fördelas då egentligen ut på en större area och den verkande kraften på det beräknade enmeterstvärnsnittet är på så vis lägre än vad som är använt vid beräkning. Utifrån detta resonemang hävdas att de dimensionerande lastfallen ändå är konservativt uppskattade.

Som tidigare nämnt i Kapitel 5.3.2 klarade bron inte kontrollen av segt verkningsätt för tvärsnittet i tvärled. Även här spelar den konservativt bedömda lastspridningen roll vilket hade kunnat säkerställa segt verkningsätt. Dessutom har ingen beaktning tagits till reduktion av moment över brett stöd. Om denna reduktion av snittkrafter inte skulle räcka är en möjlig åtgärd att öka tjockleken på plattan och på så vis öka den inre hävarmen.

Alla armeringsberäkningar är utförda med antagandet att någon interaktion mellan olika armeringstyper ej existerar, detta ger således en konservativ bild av moment- och tvärkraftskapaciteten. Till exempel har längsgående armering i både tvär- och längsled en viss tvärkraftskapacitet vilket täcker upp för en del av konstruktionens tvärkraftsbehov.

Beräkningen av spännarmering i Kapitel 5.3.3 är anmärkningsvärd. Beräkningarna är utförda med antagandet att spännarmeringen utgör tvärsnittets totala momentkapacitet. Detta resulterar i att erforderlig spännkraft är konservativt beräknad eftersom att tvärsnittets drag- och tryckarmering samt betongens momentkapacitet försummas. Vidare leder detta till att slutgiltig utnyttjandegrad är missvisande och att tvärsnittet egentligen har högre momentkapacitet än beräknat.

Ett följdproblem relaterat till den konservativa spännkraften är beräkningen av tillåtet spännkraftsintervall. Detta intervall är beroende av erforderlig spännkraft med avseende på dimensionerande moment i bruksgränstillstånd samt betongens tryck- och draghållfasthet. Konsekvensen av detta medföljande problem är att den undre gränsen på tillåtet spänningsintervall är nästintill samma som den övre. Fortsättningsvis bidrar det snäva intervallet till att erforderlig spännkraft vid mittstöd inte uppnås efter friktionsförluster. Detta kan vid vidare dimensionering korrigeras genom en ändring av excentriciteten vid mittstöd. Om beräkningarna skett mindre konservativt skulle förmodligen erforderlig spännkraft uppnås.

7.4 Återstående dimensionering

Efter den preliminära dimensioneringen återstår flertalet detaljer att dimensionera för att dimensioneringen ska anses slutgiltig. De delar som exkluderats beskrivs och diskuteras nedan.

Angående lastfall och lastkombinering vid överbyggnaden är det flertalet laster som utelämnats. De laster som inte är inkluderade är broms- och accelerationskrafter, vind- och påkörningslaster, snölaster och centrifugalkrafter. Utelämnandet av krafterna resulterade i att de dimensionerande krafterna blev lägre och mindre realistiska. För att inkludera dessa kommer inte beräkningarna skilja sig nämnvärt, dock blir dimensionerande lastkombinationer mer omfattande. En inkludering skulle förmodligen med tidigare använd beräkningsmodell resultera i ett större erforderligt tvärsnitt med fler armeringsjärn. Tilläggsvis måste horisontella laster beaktas vid inkludering, detta görs genom att dimensionera landfästen för dessa laster där lagren

är fixa. Om dessa laster är stora kan frontmuren behövas kompletteras för ytterligare moment- och tvärkraftsbelastning.

Vid beräkningar beträffande armering återstår beräkning av förankringslängd och avkortning. Detta kan göras genom att anpassa drag- och tvärkraftskapaciteten mot moment- och tvärkraftsfördelningen längs balken i tvärled och längsled. Exkluderingen av dessa delar bidrar inte till hållfasthetsrelaterade konsekvenser utan endast ekonomiska och miljömässiga aspekter.

Dimensioneringen av landfästen är begränsad till beräkning av frontmurens momentkapacitet. Frontmuren kommer även behöva dimensioneras för flertalet andra laster likt mittstödet. Landfästet består dessutom av grusskift, vingmur, länkplatta och bottenplatta vilka också kommer behöva dimensioneras. De vertikala lasterna från överbyggnaden fördelas via lager genom frontmur och ner till bottenplattan. Det medför att resterande konstruktionsdelar inte behöver dimensioneras för att klara denna last. Dessa delar måste däremot dimensioneras för att klara av vägbankens horisontella jordtryck. Bottenplattan måste dimensioneras för att kunna överföra normalkraften ner till underliggande grundläggning.

Avslutningsvis återstår att dimensionera kantbalkarna. Tidigare i Kapitel 6.1.4 väljs utformning grundat på kravspecifikationen och rekommendation från Staffan Lindén. Denna dimensionering saknar dock kapacitetsberäkningar vilket gör att det saknas underlag för ifall balken håller för påkörningslasten på räckena. Trots detta antas kapaciteten vara tillräcklig på grund av specificeringen i Trafikverkets kravspecifikation och rekommendationer.

8 Slutsats

Syftet och uppgiften med denna rapport var att ta fram ett förslag på ett brokoncept och en preliminär dimensionering av en brokonstruktion på väg 1721 över riksväg 40. Ett flertal utmaningar har förekommit både med att göra kvalitativa bedömningar och konstruktionsmässiga beräkningar. Trots det anses resultatet uppfylla syftet väl med valda avgränsningar. Resultatet är en preliminärdimensionerad efterspänd betongbalkbro som uppfyller Trafikverkets kravspecifikation och följer dimensionering för svensk byggstandard enligt Eurocode. Nämnvärt är att resultatet ofta speglar olika aktörers önskemål vilket skulle kunna forma det slutgiltiga konceptet. Däremot ämnar detta arbete istället att vikta kriterier enligt subjektiva värderingar med kunskaper från litteraturstudien vilket tillfredsställer studiens syfte. Slutligen har en bedömning gjorts för hur rimlig den slutgiltiga dimensioneringen är. Med de beräkningar som har gjorts och med anvisningar som har givits från institutionen vid Bygg- och miljöteknik och från COWI AB anses brokonceptet med dess dimensioner möjliga.

Referenser

Abelsson, B., Båge, P., Westerlund, L. (1998): *Träbroar: Ett alternativ till stål och betong*. Stockholm: Kommentus Förlag. Från <http://webbutik.skl.se/bilder/artiklar/pdf/7099-757-8.pdf>

Ahlberg, S O., Spade B (2001): [Bild] *Våra broar - en kulturskatt*. Sverige: Banverket och Vägverket.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2013): *Bärande konstruktioner – del 1*. Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2011): *Bärande konstruktioner – del 2*. Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Burström, P. (2007): *Byggnadsmaterial*. Studentlitteratur AB, Lund.

Engström, B. (2017): [Bild] *Föreläsning om betongbroar*. Göteborg, Sverige: Chalmers Tekniska Högskola

Eriksson, D., Jakobson, H. (2009): *Prefabricerade betongbroar, ett lönsamt koncept?: En fallstudie av NCC Montagebro*. Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola, Institutionen för byggproduktion. Från http://www.bekon.lth.se/fileadmin/byggnadsekonomi/DEriksson_HJakobson_Prefabricerade_betongbroar_-_ett_loensamt_koncept_091229.pdf

Google Inc. (2017): [Bild]. Hämtad 2017-03-02 från <https://www.google.com/permissions/geoguidelines.html>

KB Spennteknik AS (u.å.): *TOBE FR4 Pot Bearings* [Broschyr]. u.o. Från <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4-Pot-Bearings-24022011.pdf>

Larsson, T., Mathern, A. (2013): *Snabba brobyten och brobyggnationer*. SBUF och NCC Teknik. Från <http://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/67DF1791-66C1-426B-8B17-371F122316E7/FinalReport/SBUF%2012691%20-%20Slutrapport%20Snabba%20brobyten%20och%20brobyggnationer.pdf>

Pettersson, P. (2014): *Dimensionering och studie av stommar i limträ, stål och betong med avseende på kostnad och miljöpåverkan*. Examensarbete, Umeå Universitet, Institutionen för tillämpad fysik och elektronik. Från <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:741143/FULLTEXT01.pdf>

Reuterswärd, P. (2010): *Optimal skötsel av stålbroar*. Stockholm: Swerea KIMAB.
Från http://www.introteknik.se/swe/media/SwereaKIMAB_130.pdf

Swedish Standards Institute (1990): *SS-EN 1990*.

Swedish Standards Institute (1991): *SS-EN 1991*.

Swedish Standards Institute (1992): *SS-EN 1992*.

Strid, D., Ölmeby, A. (2009): *Kvalitetssäkring vid arbete med fukt i virke: Framtagande av fuktprogram*. Examensarbete, Högskolan Halmstad, Sektionen för ekonomi och teknik. Från <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:306414/FULLTEXT01.pdf>

Sällfors, G. (2013): *Geoteknik*.

Trafikverket (2011): *TRVR Bro 11*. Trafikverket, Borlänge.

Trafikverket (2012a, 2 april): *Drift och underhåll av broar och tunnlar* [Videofil].
Från <https://www.youtube.com/watch?v=XmGSLWD65nc>

Trafikverket (2012b): *Förslagsritning* [Bild]. Göteborg, Sverige: COWI AB.

Trafikverket (2014a): *BaTMan – Kodförteckning och beskrivning av brotyper*.
Trafikverket, Borlänge.

Trafikverket (2014b): *Krav på inspektion av byggnadsverk*. Trafikverket, Borlänge.

Trafikverket (2015): *Vägar och gators utformning*, Trafikverket, Borlänge.

Trafikverket (2016a): *Skötsel av broar*. Hämtad 2017-04-20 från
<http://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/Skotsel-av-broar/>

Trafikverket (2016b): *Vägtrafikflödeskarta*. Hämtad 2017-02-24 från
<http://vtf.trafikverket.se/SeTrafikinformation.aspx>

Trafikverket (2017): *Krav brounderhåll*. Trafikverket.

TräGuiden (2003a): *Hängbroar och snedstagsbroar*. Hämtad 2017-02-14 från <http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/trabroar/trabroar/hangbroar-och-snedstagsbroar/>

TräGuiden (2003b): *Tillverkning, transport och montering*. Hämtad 2017-04-21 från <http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/trabroar/trabroar/tillverkning-transport-och-montering/?previousState=1>

TräGuiden (2016): *Materialet trä*. Hämtad 2017-02-16 från <http://www.traguiden.se/om-tra/materialet-tra/>

Vägverket (1996): *Broprojektering – en handbok*. Vägverket, Borlänge.

Vägverket (1996): [Bild] *Broprojektering: en handbok* Borlänge, Sverige: Vägverket

Vägverket (2004): *Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar – Bro 2004*. Från: http://www.trafikverket.se/contentassets/b17c237f0be54a4d995dcad265fca9fe/bro_2004_2_lastforutsattningar.pdf

Bilageförteckning

- A – Kravspecifikation
- B – Förslagsritning
- C – Konstruktionshöjd
- D – Beräkning av ÅDT
- E – Snittkraftsberäkning
- F – Armering i tvärled
- G – Dimensionering av efterspänd balk
- H – Beräkning av tvärkraftsarmering i längsled
- I – Beräkning av sprickbredd i tvärled
- J – Dimensionering av mittstöd
- K – Beräkning utav längd på landfäste
- L – Dimensionering av landfäste
- M – Övergångskonstruktion

Bilaga A - Kravspecifikation

TRAFIKVERKET
PROJEKT VÄG 40 DÅLLEBO-ULRICEHAMN
DELEN DÅLLEBO-HESTER, ETAPP 3
VÄSTRA GÖTALANDS LÄN

TEKNISK BESKRIVNING BYGGNADSVERK
avseende
15-1762-1
BRO ÖVER ALLMÄN VÄG I HÖSSNAMOTET, Ö ULRICEHAMN, KM 17/240

OBJEKTNR 85 43 60 30

CHAOSNR 3K110002

Handlingen upprättad 2012-09-15

Handlingen reviderad: 2013-05-03

Innehåll

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATA	Objektdata	5
	Dokumentdata	5
REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING		6
	Dokumentutformning	6
	Avsnitt	6
	Rubriker enligt Dispositionen	6
	Typer av konstruktioner	6
	Kravhierarkier	7
	Förteckning över okodade underrubriker	7
B. TRAFIK		8
	B1. Vägtrafik	8
C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER		9
	C1. Befintlig mark och miljö	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Bergtekniska förhållanden	10
	C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden	10
D. VÄGANLÄGGNING		11
	DB. Vägkonstruktion	13
	DB2. Underbyggnad/ Vägbro	13
	DC. Vägbro	14
	DC1. Bärverk i vägbro	14
	DC12. Balk/ Kantbalk	14
	DC13c. Upplagsanordningar	14
	DC13cb. Lager	14
	DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning	15
	DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning	15
	DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta	16
	DC3. Komplettering i vägbro	16
	DC31. Beläggning	16
	DC33. Beläggning/ Slitlager	16
	DC31. Beläggning/ Bindlager	17
	DC31. Beläggning/ Kantstöd	17
	DC33. Tätskikt, skyddslager	17
	DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Länkplattor	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubbar	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Konsol för belysningsstolpe	18
	DC4. Slänt eller kon	18
	DC41. Slänt	18
	DC42. Kon	18
	DE. Avvattningssystem	18
	DE1. Dagvattensystem	18

DE2. Dränvattensystem	19
DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro	19
DF. Trafikskyddsanordning	19
DF2. Räcke	19
DF21. Sidoräcke	19
DF21. Sidoräcke/ Broräcke	19
DK. Elsystem och telesystem	20
DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsrör i betongkonstruktion	20
X. DOKUMENTATION	21
X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering	21
XB. Projekteringshandling	21
XB. Projekteringshandling/ Design basis	21
XC. Arbetshandling	21
XC. Arbetshandling/ Vägbro	21
XD. Relationshandling	22
XD. Relationshandling/ Vägbro	23

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATAObjektdata

Vägnummer: Väg 40

Vägnamn: Väg 40 Borås - Ulricehamn

Objektnamn: Delen Dällebo – Hester, Etapp 3

Objektnummer: 85 43 60 30

Kommun: Ulricehamns Kommun

Län: Västra Götaland

Dokumentdata

Titel: Teknisk Beskrivning Byggnadsverk
15-1762-1 Bro över allmän väg

Dokumentslag: 3K110003, Bygghandling

Utgivningsdatum: 2012-09-15

Utgivare: Trafikverket

Kontaktperson: Gunnar Jellbin

Konsulter: COWI AB

Carl Kiviloo Broprojektör

Lennart Johansson Geotekniker

REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING

Dokumentutformning

Avsnitt

För denna OTB gäller att den innehåller rubriker under avsnitten:

- Objekt- och dokumentdata
- Regler för denna beskrivning
- B. Trafik
- C. Befintlig mark, miljö och konstruktioner
- D. Väganläggning
- X. Dokumentation.

I avsnitt "Objekt- och dokumentdata", anges uppgifter som en del av förvaltningsdata.

I avsnitt "Regler för denna beskrivning" anges regler för tolkning av denna beskrivning. Här anges bland annat uppdelning i avsnitt, användning av rubriker och underrubriker samt kravhierarkier (pyramidregel).

I avsnitt "B. Trafik" anges den trafik som konstruktionerna ska dimensioneras för.

I avsnitt "C. Befintlig mark, miljö och konstruktioner" beskrivs de befintliga förhållandena före entreprenadens genomförande samt eventuella krav på åtgärder.

I avsnitt "D. Väganläggning" anges förutsättningar och krav som gäller för entreprenaden avseende gestaltning, utformning och byggande.

I avsnitt "X. Dokumentation" anges krav på dokumentation m.m.

Rubriker enligt Dispositionen

Avsnitt som inleds med en bokstavskod (Exempel: "B. Trafik") är strukturerade med rubriker enligt en av Trafikverket framtagna disposition. Texterna är insorterade under dessa rubriker. Rubrikerna består av kod och benämning.

Exempel: Rubriken "D. Väganläggning", där "D" är koden och "Väganläggning" är benämningen (klartexten) för koden "D".

Typer av konstruktioner

Väganläggning (hel väganläggning) uttrycks av rubriken "D. Väganläggning". Där beskrivs det som gäller för hel väganläggning.

Konstruktion eller konstruktionsdel (del av väganläggning) uttrycks i Dispositionen av de bokstavskodade rubrikerna "DB. Vägkonstruktion", "DC. Vägbro" och så vidare inklusive deras underliggande bokstavskoder (som alltså saknar snedstreck). Under varje sådan rubrik beskrivs det som gäller för denna konstruktion.

Typ av konstruktion uttrycks i Dispositionen av rubrik för konstruktion följt av "/x" där x anger typ av konstruktion. Exempel på rubrik är "DC11. Brobaneplatta/ Platsgjuten brobaneplatta" där brobaneplatta är konstruktion och platsgjuten brobaneplatta är typ av sådan konstruktion.

Kravhierarkier

Koderna är uppbyggda så att varje tillkommande tecken, räknat från vänster till höger, anger ett begrepp på underordnad nivå. Exempelvis är "DB" underordnad "D" och "D" är överordnad "DB".

Vissa koder innehåller dock i stället för ett tillkommande tecken ett snedstreck ("/") följt av en benämning. Detta snedstreck och benämning motsvarar ett tillkommande tecken, det vill säga en (1) kodposition i hierarkiskt avseende.

Krav under rubrik med överordnad kod gäller även som krav under en underordnad kod. Exempelvis gäller krav under "D" som tillägg till krav under "DB".

Krav under en underrubrik gäller även som krav under en mera specificerad underrubrik. Exempelvis gäller krav under "Teknisk lösning" som tillägg till krav under "Teknisk lösning. Märkning".

Förteckning över okodade underrubriker

Under okodade underrubriker anges krav indelade enligt följande.

De okodade underrubrikerna är:

- Omfattning
- Funktion
- Teknisk lösning
- Kontroll

Under "Funktion" och under "Teknisk lösning" ställs krav och anges kvalitetsnivåer. För varje krav ställs i direkt anslutning krav på dess kontroll under rubriken "Kontroll".

Under "Funktion" hanteras följande:

- Bärförmåga, stadga och beständighet
- Säkerhet vid användning
- Hälsa och miljö
- Buller
- Energihushållning
- Säkerhet vid brand

Under "Teknisk lösning" hanteras följande:

- Material
- Vara
- Konstruktion
- Utförande
- Märkning

Under "Kontroll" hanteras följande:

- Provning (inklusive mätning)
- Beräkning
- Besiktning

B. TRAFIK

B1. Vägtrafik

ÅDT för väg 40 beräknas till 12000 (år 2015). År 2035 beräknas ÅDT till 15100. Andel tung trafik ska förutsättas vara 22%.

Alla personbilar ska förutsättas ha dubbdäck under perioden 1 oktober till 30 april. Vidare ska förutsättas att vägbanan saltas.

C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER

Omfattning

De befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar, som berörs eller behöver rivas eller flyttas eller mark som behöver avverkas eller röjas, beror på hur entreprenören utformar brobygget. Under ”C1. Befintlig mark och miljö” samt under ”C2. Befintliga konstruktioner” listas de objekt som kan komma att beröras med typ och läge.

Entreprenören ska för befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar, som berörs av entreprenaden, projektera och utföra vad som erfordras för att uppfylla angivna krav.

Där det på ritning anges att hus eller anläggning, t.ex. väg eller annan anläggning ska bortschaktas ska även berörda trafikskydds- och trafikledningsanordningar rivas. Återställning efter bortschaktning ska ske till standard lika omgivande mark.

Funktion

Befintliga funktioner på befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar ska vara oförändrade under byggandet av den nya bron och efter det att den har tagits i bruk.

Kontroll

Kontroll ska ske på sätt som anges under aktuell rubrik. Saknas kontrollmetod gäller att kontroll ska ske enligt vedertagna och beprövade metoder eller enligt dokumenterade vetenskapliga metoder eller genom besiktning där besiktningsmannen genom besiktning avgör om alla krav uppfyllts.

C1. Befintlig mark och miljö

Se plan och tvärsektioner på ritning nummer 3 47 G 1101, 3 47 G 1201, 3 47 G 1301 och 3 47 G 1302.

C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden

Omfattning

Terrängen består uteslutande av skogslandskap. Norr om bron förekommer ett våtmarksområde. Markytan sjunker mot öster från ca +303 (ca 30 m väster om blivande bron) till ca +297,6 (ca 30 m öster om blivande bron).

C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden

Omfattning

Djupet till berg varierar mellan 3,5 och 5,5 m. Överst består jordlagren av ett tunt mulljordslager (ca 0,1 m) som vilar på ungefär 1-1,5 m siltig sand eller sand. Därunder förekommer ca 3-5 m av morän på berg. Moränen bedöms vara mycket blockigt. Ca 30 m nordost om bron förekommer ett ca 0,5-0,8 m tjockt torvlager. Förekomst av torv är då inte möjligt i läget för brostöd.

Teknisk lösning

Schakt för väg kommer att utföras enligt TB/väg.

C1. Befintlig mark och miljö/ Bergtekniska förhållanden

Omfattning

Området är jordtäckt och berg i dagen har ej påträffats. Djup till berg är ≥ 2 m.

Berg i dagen har påträffats vid c:a km 16/050 och vid c:a km 16/400. Två kärnborrhål är borrade längs sträckan. KBH 9 (väg) är ansatt i c:a km 16/080, c:a 20 m vänster om vägmitt. Det är borrarat mot N30°Ö och lutat 60° från horisontalplanet. KBH 10 (väg) är ansatt i km c:a 16/860, c:a 20 m höger om vägmitt. Kärnborrhålet är utfört vertikalt.

Berget utgörs av en gråröd-röd granit. Enligt kärnkarteringen består berget av en röd glimmerfattig medelkornig något gnejsig granit, ställvis grovkristallin, med inslag av amfibolit och pegmatit. Foliationen lutar enligt kärnkarteringen svagt till medelbrant mot väst till sydväst, d.v.s. ut mot vägen på dess vänstra sida. SGU anger en foliation stupande mot sydsydväst, brant vid c:a km 15/900, avtagande till flack vid c:a km 16/800.

Sprickor är enligt ytkarteringen branta-vertikala och går i nordöst-sydväst, d.v.s. tvärs planerad väglinje. Enligt kärnkarteringen följer sprickorna oftast foliationen, d.v.s. lutar svagt till medelbrant ut mot planerad väg på dess vänstra sida. Det förekommer även branta sprickor. Uppkrossade partier förekommer.

Den dimensionerande hållfastheten i planerad bergschakt bedöms ligga på 2 MPa.

C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden

Omfattning

Grundvattenyta ligger vid nivå ca +296,4 (d.v.s. ca 0,5 m under befintligt markytan) ca 150 m norr om blivande bron och vid nivå ca +296,5 (d.v.s. ca 0,3 m ovan befintlig markytan) ca 100 m söder om blivande bron. Norr om bron ligger ett våtmarksområde och strax norr om bron har en fri vattenyta i några skruvprovtagningshål (B108, B113, B118, B117) observerats vid nivå ca +298 - +298,9.

D. VÄGANLÄGGNING

Omfattning

Denna tekniska beskrivning byggnadsverk omfattar 15-1762-1 Bro över allmän väg i Hössnamotet, Ö Ulricehamn.

Kontroll

Kontroll ska ske på sätt som anges under aktuell rubrik. Saknas kontrollmetod gäller att kontroll ska ske enligt vedertagna och beprövade metoder eller enligt dokumenterade vetenskapliga metoder eller genom besiktning där besiktningsmannen genom besiktning avgör om alla krav uppfyllts.

Funktion

Väganläggning ska uppfylla de krav som föranleds av den trafik som framgår av avsnitt B1. Vägtrafik.

Vid dimensionering ska VVFS 2003:140 "Vägverkets föreskrifter om tekniska egenskapskrav vid byggande på vägar och gator (vägregler)" och VVFS 2010:18 "Vägverkets föreskrifter om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator" följas i kombination med VVFS 2011:12 "Vägverkets föreskrifter om tillämpning av europeiska beräkningsstandarder".

Vid utformning och dimensionering för bärförmåga, stabilitet och upplyftning av de delar i väganläggning som omfattas av Vägverkets publikation 2009:46, TK Geo ska minst krav i kap. 1, 2, 3, 4 och 5 uppfyllas.

Vid utformning och dimensionering av de delar i väganläggning som omfattas av Vägverkspublikation 2009:120 VVK Väg ska minst krav i kap. 1, 2 och 4 uppfyllas.

Vid utformning och dimensionering av byggnadsverk ska VV publikation 2009:27 TK Bro följas. TK Bro ska tillämpas enligt avsnitt A.1.5.3. För dimensioneringsmetoder, utformningar eller utförandemetoder och som har använts av entreprenören och som inte är beskrivna i TK Bro ska förslag till teknisk lösning innehållande en särskild kravspecifikation upprättas enligt avsnitt A.1.4 Teknisk lösning. Väganläggningens utformning, gestaltning och miljö ska uppfylla krav i denna TB.

All utformning ska utgå från ett trafiksäkerhetstänkande samt att drift och underhåll ska kunna utföras effektivt och med moderna metoder. Trafikmiljön ska utformas förlåtande. Oskyddade trafikanter ska beaktas.

Entreprenadarbeten ska bedrivas så att fornminnen inte skadas.

För del av väganläggning där krav inte ställts ska den ambitions- och kvalitetsnivå följas som uttryckts genom ställda krav för övriga delar av aktuell väganläggning.

Kontroll. Funktion

Under byggskedet ska entreprenören följa upp och kontrollera i tillräcklig omfattning att beräkningsförutsättningar, beräkningsantaganden, materialegenskaper och lagertjocklekar samt övriga produktionsresultat och gjorda utfästelser för material och varor som förutsatts vid projekteringen överensstämmer med förutsättningar och antaganden som använts vid projekteringen.

För dimensioneringsmetoder, utformningar eller utförandemetoder som inte omfattar krav på produktionsresultat som ansluter till AMA Anläggning 07 ska kontroll uppfylla krav enligt en särskild kravspecifikation som är upprättad och godtagen enligt VV publikation 2009:27 TK Bro, A.1.4 och A.1.9.

Teknisk lösning

Avvikelse från förfrågningsunderlagets profilhöjder får inte ske.

I de fall entreprenören väljer tekniska lösningar eller material ska krav enligt TK Bro, TK Geo kapitel 6-17 eller VVK Väg och krav på material eller utförande som åberopas genom hänvisning till AMA Anläggning 07 vara uppfyllda. Produktionsresultat utifrån dessa val ska uppfylla krav på kontroll enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

Kravnivå för enskilda produkter ingående i broar och byggnadsverk ska uppfylla implementerade SS-EN standarder och där sådan saknas ska nivå på tillämplig egenskap specificerad i AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 uppfyllas, varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska uppfyllas.

Ingående material ska ha sådana egenskaper att konstruktionsdelen i allt väsentligt behåller sina hållfasthetsegenskaper under hela den dimensionerande tekniska livslängden.

Om för material och vara särskilda bestämmelser för SS-EN utgivits ska entreprenören eller dennes leverantör genom kontroll eller intyg eller genom verifiering enligt nivå 1 visa att bestämmelserna för aktuell standard tillämpas med i bestämmelserna angivna förutsättningar avseende t.ex. utförande och samhörighet med andra standarder.

Material ska vara:

- acceptabla ur miljö- och hälsosynpunkt
- sådana att de inte ger problem vid återanvändning, deponering eller destruktion.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske i byggskedet enligt av entreprenören upprättat kontrollprogram

För produkt, material eller vara ska tillverkaren genom verifiering eller kontroll visa att den tekniska livslängden minst motsvarar kraven på dimensionerande livslängd för den konstruktion som material eller vara är avsedd för.

I de fall entreprenören väljer tekniska lösningar eller material ska krav enligt TK Bro, TK Geo kapitel 6-17 eller VVK Väg och krav på material eller utförande som åberopas genom hänvisning till AMA Anläggning 07 vara uppfyllda. Produktionsresultat utifrån dessa val ska uppfylla krav på kontroll enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

Om produkter, material och varor som är beskrivna i AMA Anläggning 07 väljs för väganläggningen ska kontroll och verifiering uppfylla krav enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

För produkter, material och varor som inte är beskrivna i AMA Anläggning 07 ska kontroll och verifiering uppfylla krav enligt en särskild kravspecifikation som är upprättad och godtagen enligt VV publikation 2009:27 TK Bro, A.1.4 och A.1.9 alternativt VVK 1.1.1. Verifiering av att sådana produkter, material och varor uppfyller ställda krav kan ske genom certifiering enligt nivå 1 enligt AMA Anläggning 07 kod YE eller genom tillverkarförsäkring enligt nivå 2-4. Att produkt, material eller vara uppfyller ställda krav kan alternativt, där en europeisk standard, SS-EN, finns, ske genom att krav i aktuell standard uppfylls till i standarden angiven bekräftelseprocedur.

Teknisk lösning. Märkning

Märkning ska överensstämma med upprättad teknisk dokumentation och däri åberopade produktstandarder.

Märkning ska utföras av beständigt material med beständig text och betryggande fastsättning. Text ska skrivas på svenska. Endast vedertagna förkortningar får användas.

Märkning ska placeras synlig.

Märkband och skyltar placerade utomhus ska vara beständiga mot UV-strålning, föroreningar m.m.

Märkkulörer ska vara enligt SS 03 14 11.

Märkning ska utföras innan installation tas i drift. Märkning ska utföras så att tvekan inte kan uppstå om vilken komponent märkningen avser och så att märktext lätt kan läsas under drift.

Märkskyltar, märkband o.d. som riskerar nedsmutsning ska förses med ytskikt eller vara behandlade med preparat som underlättar rengöring.

Kontroll. Teknisk lösning. Märkning

Kontroll ska ske genom besiktning.

DB. Vägkonstruktion

DB2. Underbyggnad/ Vägbro

Teknisk lösning

Fyllning mot bro skall utföras enligt AMA CEB.52 med förstärkningslagermaterial enligt DCB.211 och krossad sprängsten enligt CEB.521, samt enligt TK Geo, tabell 7.3-1. Fyllning mot bro ska utföras upp till terrassnivå för anslutande väg, och upp till underkant för släntkappor.

Fyllning skall ske med försiktighet så att betongkonstruktioner inte skadas.

Aktuell vägöverbyggnad framgår av normalsektionsritning.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och provning.

DC. Vägbro

Funktion

Funktionskrav utöver VV publikation 2009:27 TK Bro framgår av geometriska krav för fria utrymmen enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

Formgivningsvillkor framgår av förslagsritning.

Bron ska ha en dimensionerad teknisk livslängd på 80 år.

Broarbetet påverkas inte av allmän trafik.

Kontroll. Funktion

Grundläggningsarbetena skall kontrolleras i Geoteknisk kategori GK2.

Teknisk lösning

Gjutfog får inte placeras i synliga ytor på vingmurar, sidoskärmar eller ändstöd.

För kantbalkars yttersidor får endast bräder som tidigare använts som formmaterial nyttjas. Kantbalkars insida formsätts med valfri form som kläs med formsättningsduk. Detta gäller även del vingmurar som formsätts med lutande överform.

Formsläppmedel ska vara av vegetabilisk art och av typ som med dokumenterat gott resultat tidigare använts vid gjutning av brokonstruktioner.

DC1. Bärverk i vägbro

Teknisk lösning

För kantbalk skall basmåttet vara minst 50 mm. Måttet ska innehållas även vid droppnäsor. För övriga byggnadsverksdelar skall basmåttet vara minst 40 mm.

Minsta differens mellan basmått skall vara 10 mm.

På synliga ytor ska formstag av kompositmaterial eller rostfritt material användas.

DC12. Balk/ Kantbalk

Teknisk lösning

Kantbalkens bredd ska vara 500 mm. Vid kantbalksände fasas kantbalk 100 mm i plan på 200 mm längd på sida som vetter mot överliggande väg enligt förslagsritning 3 47 K 2002.

Kantbalken utformas som förhöjd och med rundning i underkant enligt förslagsritning 3 47 K 2002.

DC13c. Upplagsanordningar

DC13cb. Lager

Teknisk lösning

Bron ska utföras med topflager. Lager ska vara CE-märkta.

DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning

Funktion

Krav på vibrationer mm framgår av Handling 13.2 Riskanalys Mark- och Bergschaktningsarbete.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom mätning.

Teknisk lösning

Schaktningsarbetena skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kod CBB.51.

Bergschakt ska utföras enligt AMA Anläggning 07 kap CBC.5121 och kap CBC tabell CBC/2 bergschaktningstolerans 2.

Endast elektroniska sprängkapslar får användas.

Schaktnings- och fyllningsarbeten för bottenplattor ska ske i torrhet.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska utföras genom besiktning.

DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning

Teknisk lösning

Grundläggning av bron ska ske på $\geq 0,5$ m packad fyllning av krossmaterial på friktionsmaterial (siltig sand).

Allt eventuellt organiskt material ska schaktas bort innan fyllning av krossmaterial.

Parametrar tagna ur TK Geo (VV publikation 2009:46):

Material	Egenskap	Karaktäristiskt värde
Packad fyllning (krossmaterial)	Tunghet (Tabell 5.2-1) Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4) E-modul (Tabell 5.2-3)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 21,0 \text{ kN/m}^3$ $\Phi'_k = 45^\circ$ $E_k = 50 \text{ MPa}$
Friktionsmaterial (siltig sand)	Tunghet (Tabell 5.2-1) Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4) E-modul (Tabell 5.2-3)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 20,0 \text{ kN/m}^3$ $\Phi'_k = 32^\circ$ $E_k = 20 \text{ MPa}$

DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta

Teknisk lösning

Gjutningsarbete för bottenplattor ska förutsättas ske i torrhet.

Bottenplattas överyta ska ges en lutning av minst 2 % mot fri kant.

Gjutning godtas utförd mot vattenavvisande papp eller plastfolie.

DC3. Komplettering i vägbro

Teknisk lösning

En skylt med god beständighet visande året för färdigställande ska monteras på varje bro. Placering bestäms i samråd med beställaren.

Klotterskydd av typ ”offerskydd” ska anbringas på synliga betongytor på ändstöd och vingar. Klotterskyddet ska vara utprovat tillsammans med valt ytbehandlingspreparat.

DC31. Beläggning

DC33. Beläggning/ Slitlager

Teknisk lösning

Bron ska förses med permanent slitlager om 40 mm enligt normalsektion 3 15 T 0404.

Bron ska försees med beläggning för GC-väg med 120 mm AGF och 40 mm slitlager enligt normalsektion 3 15 T 0401.

DC31. Beläggning/ Bindlager

Teknisk lösning

Kombinerat skydds- och bindlager utförs med 50 mm PGJA.

DC31. Beläggning/ Kantstöd

Teknisk lösning

Kantstöd limmas på PGJA.

DC33. Tätskikt, skyddslager

DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt

Teknisk lösning

Bron försees med tätskikt av isoleringsmatta på MMA-primer.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa

Teknisk lösning

Fog med fogmassa djup 40, bredd 20, utförs i slitlagret längs kantbalkar.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Länkplattor

Teknisk lösning

Bron ska försees med länkplattor.

Länkplattor utförs enligt förslagsritning. Länkplattornas tjocklek ska vara minst 370 mm.

Översida upplagsklack utförs i samma lutning som länkplatta. Undersida upplagsklack utförs i lutning 2:1.

Länkplatta försees inte med tätskikt och skall ha ett täckande betongskikt av minst 50 mm och försees över skarv med isoleringsmatta som dras ut minst 300 mm åt ömse håll om skarven.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb

Teknisk lösning

Bron ska försees med avvägningsdubbar enligt TK Bro.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubbar

Teknisk lösning

Mellanstöd ska försees med loddubbar enligt TK Bro.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Konsol för belysningsstolpe

Teknisk lösning

Bron ska förses med konsoler för belysningsstolpe i princip enligt bilaga 2, vägverkets ritning 589:2S-b, och med placering enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

Montage av ingjutningsgods för belysningsstolpe, enligt TB Väg/MF Väg DEF.33, ingår i broarbetet.

DC4. Slänt eller kon

Omfattning

Fyllning för slänt och kon ingår i broarbetet, men inte ytskikt enligt nedan.

DC41. Slänt

Teknisk lösning

Slänter runt bron (dock ej under bron) kläs med släntkappor bestående av 100 mm mineraljord som besås, GR2-yta, enligt kap DCL.112 respektive DDB.111 i Handling 11.1, TB väg.

Slänter i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:2.

DC42. Kon

Teknisk lösning

Koner runt bron kläs med släntkappor bestående av 100 mm mineraljord som besås, GR2-yta, enligt kap DCL.112 respektive DDB.111 i Handling 11.1, TB väg.

Koner i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:2.

DE. Avvattningssystem

DE1. Dagvattensystem

Funktion

Dagvattensystemet ska kunna leda bort och ta hand om vatten från vägyta och brobana. Vattnen från vägkropp, sidoområde och omgivande yta samt dräneringsvatten ska avledas så att stabilitet och säkerhet mot skred eller uppflytning inte försämras samt att sättningar och negativ påverkan på miljön inte uppstår.

Dagvattensystemet ska kunna leda bort vatten till befintliga diken eller naturlig recipient. Vid behov leds vattnet via en i systemet anordnad överströmningsyta eller damm.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

Teknisk lösning

Bron förses med 2 ytavlopp. Ytavloppet placeras enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

Ytavlopp och övriga detaljer skall utföras av syrafast rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

DE2. Dränvattensystem

Omfattning

Dränvattensystem avleder dräneringsvatten och omfattar dräneringsledningar och dräneringsbrunnar.

Funktion

Dräneringssystem ska kunna dränera vägkroppen, där så är erforderligt, så att stabilitet och säkerhet mot skred eller uppflytning inte försämras samt att sättningar inte uppstår.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom nivåkontroll och inre inspektion av dräneringsledningar och tillhörande brunnar.

Dräneringsledningar ska uppfylla krav på deformation enligt toleransklass A vid kontroll av deformation enligt Svenskt Vatten P91.

DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro

Teknisk lösning

Grundavlopp enligt VV ritning 584:6 S-g, rev A och 584:6 S-m samt anordnas längs de norra kantbalkarna. Grundavloppsrör och trätt skall utföras av syrafast rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

DF. Trafikskyddsanordning

DF2. Räcke

DF21. Sidoräcke

Omfattning

I anslutning till broräcke ska vägräcke förses med kapacitetsutjämnande övergång enligt TK Bro G.9.1.8. Ingår i vägarbetet.

DF21. Sidoräcke/ Broräcke

Omfattning

Räcke på bro ska omfatta räcke fram till och med skarv vid broände inklusive leverans av broräckesavslut enligt förslagsritning.

Teknisk lösning

Broräcken ska utföras enligt förslagsritning och TK Bro.

Räcken skall uppfylla funktionskrav enligt SS-EN 1317-2 samt vara CE-märkt enligt SS-EN 1317-5. Räck ska dessutom uppfylla material- och utförandekrav enligt SS-EN ISO 1461 (1), SS-EN ISO 10684 (1), SS-EN 206-1 (1), SS 137010 (1).

Räcke ska utföras i kapacitetsklass H2, skaderiskklass A alternativt B och med arbetsbredd W3.

Bron förses med broräcke med topp- och navföljare av rörprofil.

På broar med kantbalk ska räckesståndare skruvas fast.

Broräcken och anslutande vägräcken ska utföras med samma typ av navföljare och tillhöra samma CE-märkta räckesfamilj. Med räckesfamilj avses samma fabrikat och modellserie.

Fotplåtar till broytterräckets ståndare fästs till kantbalk med syrafasta rostfria skruvar, muttrar och brickor enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436. Fotplåtarnas kanter rundas till mellan 3-4 mm radie. Fotplåtarna utformas så att inte kiselutarmning av stålet uppkommer.

Fotplåtar ska inte undergjudas.

Skruvarna förses med grafitfett eller vax.

Räckesskruvar får inte komma i kontakt med kantbalkens armering.

Montage av broräcket ingår i broarbetet och montage av broräckesavslutningar ingår i vägarbetet.

Räckesmaterial och broräckesavslutningar kommer att tillhandahållas från sidoentreprenör för etapp 2 på anvisad plats efter avrop enligt AFC.361.

Tillhandahållna broräcken kommer att vara Varmförzinkning Z rörprofil B4-1 respektive B4-4.

Ingjutningsgods för montage av tillhandahållet broräcke ingår i broarbetet.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

DK. Elsystem och telesystem

DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsrör i betongkonstruktion

Teknisk lösning

Överbyggnaden förses med ett längsgående SRN PVC $\phi 50$ med placering enligt förslagsritning 3 47 K 2001 och 3 47 K 2002. Rör ska vara försett med galvaniserad dragtråd.

X. DOKUMENTATION

X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering

Se handling 11.1 TB Väg, YC.

XB. Projekteringshandling

XB. Projekteringshandling/ Design basis

Entreprenören ska inledningsvis lämna en redogörelse för förutsättningar och metoder vanligen benämnd "design basis". Denna ska minst behandla följande:

- objektspecifika förutsättningar för dimensionering och utformning
- beskrivning av beräknings- och analysmetoder som avses att användas vid dimensionering och utformning
- objektspecifika val avseende material och utförande
- beskrivning av provnings- och kontrollmetoder som avses att användas samt avstämning hur gjorda beräkningsantaganden, materialval, utförandemetod etc. säkerställs och hur avvikelser av dessa hanteras och åtgärdas
- beskrivning av rutiner för verifiering
- en redovisning av principer för hur dokumentation av provnings- och kontrollresultat samt verifiering av dessa ska utföras
- en redovisning av hur dokumentation avseende drift- och underhållsplaner upprättas.

XC. Arbetshandling

Entreprenören ska projektera och upprätta konstruktionshandlingar med beräkningar, ritningar, beskrivningar och kontrollprogram med tillhörande kontrollplaner.

Kontroll av projekteringsresultatet ska ske före arbetenas påbörjande, dels genom entreprenörens kontroll i tillräcklig omfattning och dels genom beställarens granskning. Detta ska även ske under byggskedet och för vissa delar även under garantitiden.

Kontroll av fri höjd, angiven på av beställaren godtagen arbetsritning skall utföras av entreprenör innan arbete med broöverbyggnad påbörjas. Kontroll ska utföras genom mätning och mätresultat skall protokollföras.

För de delar i väganläggningen som omfattas av VV publikation 2009:27 TK Bro ska krav på konstruktionsredovisning och kontroll av konstruktionsredovisning i denna uppfyllas.

Arbetshandlingar ska levereras digitalt.

XC. Arbetshandling/ Vägbro

I inledning av konstruktionsarbetet ska entreprenör kalla till startmöte enligt VV publikation 2009:27 TK Bro. Vid mötet skall redogörelse för förutsättningar och metoder för dimensionering presenteras. Eventuella förändringar i förhållande till förfrågningsunderlaget ska redovisas tydligt. Beställaren ska ges möjlighet att lämna remissynpunkter på handlingarna inom 10 arbetsdagar.

Konstruktionsredovisningen och eventuella remissyttranden sänds för kontroll tillsammans med den av beställaren godtagna förslagsritningen till Trafikverket, avdelning Teknik och Miljö, enhet Byggnadsverk, IVtb och till Trafikverkets projektledning.

Vid tillämpning av VV publikation 2009:84 ”Kontroll av konstruktionsredovisning” kan en indelning i grupper enligt råden i denna publikation preliminärt förutsättas. Gruppindelningen bestäms slutgiltigt efter att entreprenörens förslag till tekniska lösningar har presenterats.

En tidplan för insändandet av konstruktionsredovisning för kontroll ska upprättas av entreprenören och insändas till beställaren. Beställarens redovisningskrav och administrativa krav som ska uppfyllas framgår av VV publikation 2009:27 TK Bro, del A.

Beställarens rutiner för kontroll framgår av handling 9, AF Bilaga 3.

Kopior av märkta handlingar fördelas av entreprenören enligt följande:

- tre omgångar ritningar och beskrivningar sänds till beställarens projektledning
- en omgång handlingar enligt krav i VV publikation 2009:27 TK Bro del A sänds till Trafikverket, avdelning Teknik och Miljö, enhet Byggnadsverk, IVtb.

XD. Relationshandling

Relationshandlingar för utförda arbeten ska utgöra informationsunderlag under garantitid samt efterföljande drift och underhåll under anläggningens hela livslängd.

Alla relationshandlingar som produceras i projektet ska levereras till beställarens projekthanteringssystem och i dess struktur. Relationshandlingar ska vara daterade, granskade och godkända av ansvarig person hos entreprenören. Relationshandlingar ingår i entreprenaden och ska godkännas av beställaren. Krav på leveranstid för relationshandlingar anges i Entreprenadkontraktet § 7.2.

Blanketterna ”Registrering av beläggningsåtgärder” och ”För rapportering av fri höjd i vägportar” ska ifyllas efter färdigställt objekt och redovisas till beställaren.

Relationshandlingar för byggnadsverk ska dokumentera lägen, dimensioner, använda material, uppmätta funktionella egenskaper, utföranden o.d., med beräkningar, ritningar och beskrivningar samt protokoll för utförda kontrollmätningar.

Beställda utförandehandlingar, protokoll och intyg från beställda provningar och kontroller samt produktverifikationer i nivåer 1, 2 och 3 enligt YE i handling 11.1, TB Väg, ska bifogas relationshandlingarna.

Bestyrkta egenskaper för produkter enligt SS-EN ska vara dokumenterade.

Relationshandling ska vara daterad och signerad av ansvarig person hos entreprenören samt försedd med uppgift om vilken anläggningsdel som handlingen avser. Förteckning över aktuella relationshandlingar ska bifogas.

Relationsritning ska vara försedd med ”RELATIONS-RITNING” i statusraden i ritningshuvudet.

Symboler, beteckningar, definitioner, scheman o.d. ska vara enligt svensk standard där sådan finns.

Handlingar för drift- och underhåll ska vara skrivna på svenska.

Skalenliga ritningar ska förses med grafisk skala.

Handling ska vara i format enligt A-serien.

Inmätning för relationshandling ska utföras i för objektet gällande koordinat- och höjdsystem.

Anordning som ska fyllas över eller på annat sätt blir dold ska mätas in under arbetets gång.

Material som av miljöskäl enligt handlingarna ska hanteras på angivet sätt dokumenteras med avseende på kemisk sammansättning, placering och vidtagna skyddsåtgärder.

Material som kan orsaka skada vid oriktig behandling ska dokumenteras.

Relationshandlingar i original är beställarens egendom.

Relationshandlingar i original ska vara arkivbeständiga.

Planritningar ska vara försedda med koordinatbestämt rutnät.

Drift- och underhållsinstruktion ska upprättas enligt Arbetsmiljöverkets författningssamling AFS 1999:39 1§ rörande objektets slutliga konstruktion och utformning samt de byggprodukter som använts, i den omfattning som är av betydelse för säkerhet och hälsa vid arbete med drift, underhåll, reparation, ändring och rivning av objektet.

XD. Relationshandling/ Vägbro

För de handlingar som omfattas av kraven på konstruktionsredovisning enligt VV publikation 2009:27 TK Bro gäller denna i sin helhet.

Relationshandlingar ska bestå av:

- arbetsritningar i original (ovikta)
- under byggskedet tillkommande geotekniska utredningar, beräkningar, beskrivningar och ritningar
- betonggjutningsjournaler
- eventuella avvikelserapporter
- förteckning över aktuella handlingar
- ifyllda kontrollplaner för tilläggskontroll
- mätprotokoll avseende lagerinställningar, lod- och avvägningsdubbar
- provningsintyg
- arbetsbeskrivningar upprättade av entreprenören
- verifikat och certifikat enligt SS-EN standard alternativt YE i handling 11.1, TB Väg

På original exemplet av sammanställningsritningen ska redovisas

- använd typ av tillsatsmedel i betong
- förteckning över av beställaren godtagna handlingar
- lagerinställningar
- sammansättning av injekteringsbruk med uppgift om cementfabrikat, tillsatsmedel, dosering samt vct_{ekv}

- typ av och beteckning på lager inklusive antal per stöd
- uppmätta värden vid inmätning av lod- och avvagningsdubbar
- vid grundläggning på berg, höjder för bottenplattas underkant.

Uppgift om valt material ska föras in på originalritningarna om det på de godtagna ritningarna

- anges att likvärdigt material kan användas
- hänvisats till material enligt av beställaren upprättad förteckning över godtagna produkter.

Uppgift om vald standardritning ska föras in på originalritningarna om hänvisning endast gjorts till beställarens standardritningar utan att precisering gjorts till speciell ritning.

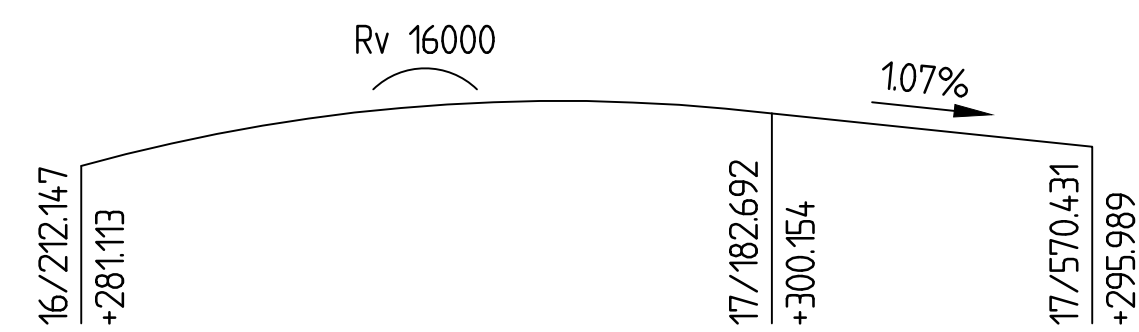
Eventuella smärre avsteg från godtagen ritning ska vara införda på originalritningarna.

Mätprotokollen avseende inmätning av lagerinställningar och fogöppningar ska utöver mätresultaten innehålla datum för mätningen samt lufttemperaturen vid mätningen.

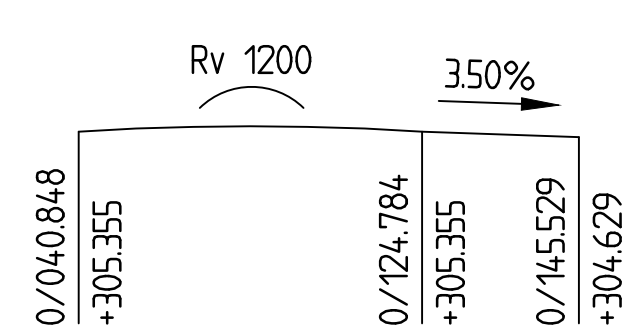
Mätprotokollen avseende inmätning av lod- och avvagningsdubbar ska utöver mätresultaten innehålla datum för mätningen, lufttemperaturen vid mätningen, mätmetod samt uppgift om vilken fixpunkt som använts. Inmätningen ska utföras enligt BJB.22 i handling 11.1, TB Väg.

Konstruktionshandlingar för konstruktioner som ska omfattas av TK Bro ska registreras i Trafikverkets digitala register över broar och tunnlar, BatMan.

Bilaga B - Förslagsritning



PUNKT	SEKTION	X	Y	ANM.
1	16/132.182	6409272.348	93990.111	R=3700
2	17/927.677	6408717.778	95679.337	



PUNKT	SEKTION	X	Y	ANM.
1	0/000.000	6408751.037	94970.959	RL
2	0/169.122	6408906.623	95037.260	



→ → → → → — NY DRÄNERINGSLEDNING
⊙ DAGVATTENBRUNN

REV	ANT	ANDRINGEN AVSER	GÖDK	DATUM	VV DATUM	VV DIARIENUMMER
BYGGHANDLING			FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG			
 TRAFIKVERKET			VÅG 40 BORÅS-ULRICEHAMN DELEN DÄLLEBO - HESTER ETAPP 3 BRO ÖVER ALLMÄN VÄG I HOSSNAMOTET, Ö ULRICEHAMN			
			KM 17/250 FÖRSLAGSRITNING			
Cowi AB Skärgårdsgatan 1 BOX 12076 Göteborg			010-850 10 00 www.cowi.se			
UPPDRAGSANSVARIG A BERGHOLTZ		UPPDRAGSNUMMER 161925	PLAN, ELEVATION KONSTRUKTIONSR 15-1762-1 FORMAT A1 SKALA ENLIGT FIGUR			
KONSTR C KIVILÖÖ GÖTEBORG A BERGHOLTZ		GRANSK... M BACKSTRÖM 2012-09-15				
			OBJEKT NR 854 36030		RITNINGSR 347K2001	
			REV			

Bilaga C - Beräkning av konstruktionshöjd

Plushöjd – körbanemitt, väg 40 =	299,539 meter
Plushöjd – körbanemitt, väg 1721 =	305,713 meter
Erforderlig fri höjd:	4,7 meter
Plushöjd - Erforderlig fri höjd:	$299,539 + 4,7 = \mathbf{304,239 \text{ meter}}$
Maximal konstruktionshöjd =	$305,713 - 304,239 = \mathbf{1,474 \text{ meter}}$

Bilaga D - Beräkning av ÅDT för väg 1721

ÅDT väg 40 år 2015 =	12000
ÅDT väg 40 år 2035 =	15100
ÅDT väg 1721 år 2015 =	650
ÅDT väg 1721 år 2035* =	$\frac{15100}{12000} \times 650 = \mathbf{820}$

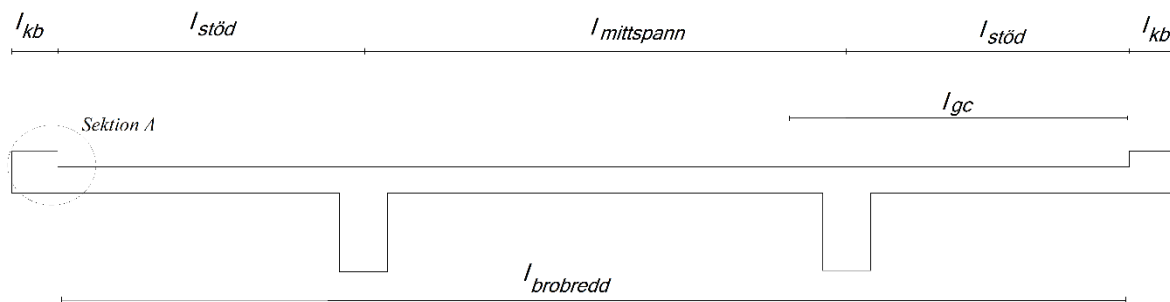
*Med antagandet att samma procentuella ökning sker på väg 1721 som väg 40 blir:

Bilaga E – Snittkraftsberäkning

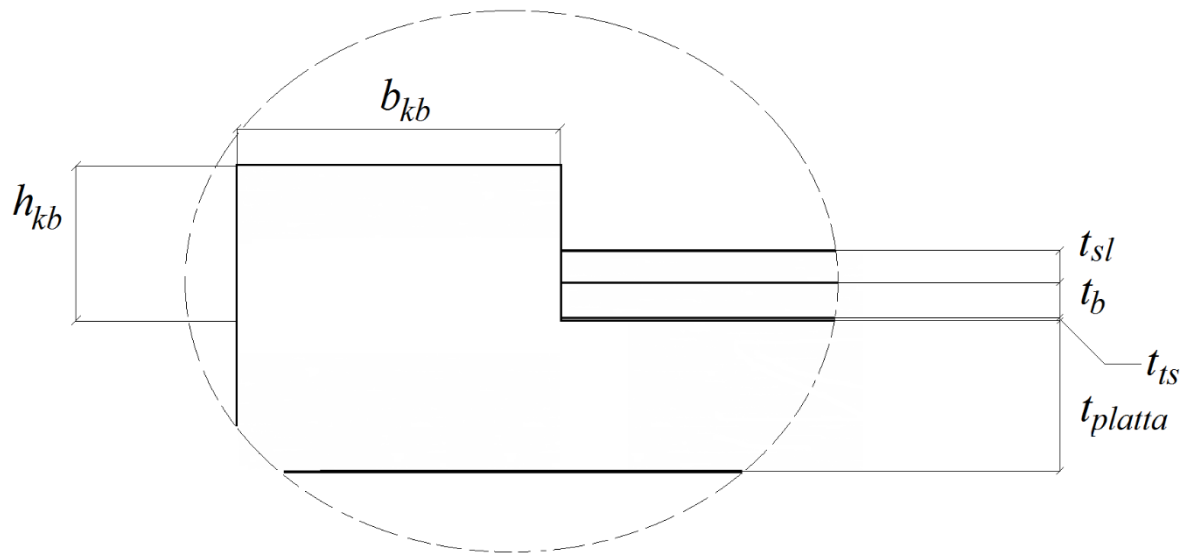
Eftersom lastfallen för konstruktionen i tvärled och längdled behöver itereras fram har CALFEM-filer i MATLAB använts. CALFEM använder sig av ingångsvärden från material, geometri av tvärsnitt samt hur lastmodellen ser ut för att sedan kunna räkna ut moment, tvärkraft och förskjutning. De minst gynnsamma lastfallen har först beräknats i tvärled eftersom dessa värden i sig är ingångsvärden i beräkningarna för längdled. I både längdled som tvärled beräknas även de minst gynnsamma fallen i brott- och bruksgräns där bruksgräns även delar upp sig i karakteristisk, frekvent och kvasipermanent lastkombinationer.

Ingångsvärdena som använts i denna snittkraftsmetod är last, material, och trafikparametrar från Eurokod SS EN-1990, -1991-1-1, -1991-2, och 1992-2: 2005. Vidare har lämpliga beräkningsmodeller definierats i MATLAB för att sedan låta programmet flytta trafiklasterna med en centimeter i taget för att kunna ta ut en tillräckligt exakt maximal snittkraft.

Tvärled



Figur E.1. Tvärsnittssektion av brobanan.



Figur E.2. Detalj av platta och kantbalk.

Tvärsnittsmått

$$t_{\text{platta}} = 0,3 \text{ m}$$

Tjocklek på betongplatta

$$t_{\text{sl}} = 0,04 \text{ m}$$

Tjocklek på slitlager

$$t_b = 0,05 \text{ m}$$

Tjocklek på kombinerat bindlager

$$t_{\text{ts}} = 0,005 \text{ m}$$

Tjocklek på tätskikt (försummas i vidare beräkningar)

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

Kantbalkens höjd över plattan

$$l_{\text{brobredd}} = 10,50 \text{ m}$$

Brobanans bredd

$$b_{\text{kb}} = 0,50 \text{ m}$$

Bredden av kantbalken

$$\rho_{\text{platta}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Densitet på plattan (Betongen)

$$\rho_{\text{slitlager}} = 12 \text{ kN/m}^3$$

Densitet på slitlager

$$\rho_{\text{bindlager}} = 23,5 \text{ kN/m}^3$$

Densitet på kombinerat bindlager

Tvärsnittskontanter

Nedanstående yttröghetsmomentet och area är beräknat på en meterstrimma av tvärsnittet. Yttröghetsmomentet är beräknat endast utgående från ett massivt betongtvärsnitt utan armering vilket ger en konservativ uppskattning av nedböjningen. Även arean är beräknad utifrån samma princip vilket ger en något mindre egentygnd än i verkligheten.

$$I = 1 * \frac{h_{\text{brobana}}^3}{12} = 0,0022 \text{ m}^4$$

Yttröghetsmoment

$$A = 1 * b_{\text{platta}} = 0,3 \text{ m}^2$$

Area av brobaneplatta (enmetersstrimma)

$$E = 35 \text{ GPa}$$

Elasticitetsmodul för betongen

Lastkombinationer

För att skapa en bild över hur bron belastas vid verkliga förhållanden görs förenklingar i form av lastmodeller. Lastmodellerna består av dimensionerande lastkombinationer som används för att beräkna konstruktionens statiska verkningssätt. Lastkombinationerna består av permanenta och variabla laster som kombineras på olika sätt för att avspegla den verkliga lasten. Dessa kombinationer delas in i fyra olika grupper. Grupperna ska ge underlag för vilken last som ska användas vid respektive dimensionering. För att få rätt storlek på lasterna i kombinationerna kombineras de variabla lasterna med faktorerna, ψ_0, ψ_1, ψ_2 . (Bärande konstruktioner del 1)

- Brottkombination
- Karakteristisk kombination
- Frekvent kombination
- Kvasipermanent kombination

Axellaster (även överlast och broms): $\psi_0 = 0,75$ $\psi_1 = 0,75$ $\psi_2 = 0$
Utbredd trafiklast UDL: $\psi_0 = 0,4$ $\psi_1 = 0,4$ $\psi_2 = 0$

Tabell E.1. Lastreduktionstal enligt SS-EN 1990.

I tabellen ovan kan ψ_0 ses som ett kombinationsvärde, ψ_1 som ett frekvent värde och ψ_2 som ett kvasipermanent värde.

Brottkombination

Brottkombination används för att reglera säkerhetsnivån vid dimensioneringen. Vid kombinationen tas hänsyn till att inte alla variabla förekommer samtidigt med sin maximala last. Detta beaktas genom att de laster som förekommer samtidigt reduceras med kombinationsfaktorn ψ_0 . (Bärande konstruktioner del 1). Dimensionerande blir den största av nedanstående ekvationer enligt Eurocode:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

SS-EN 1990 6.15a-b

Karakteristisk kombination

Karakteristiska kombinationen används för laster som uppkommer väldigt sällan. Den används för att kontrollera så att inte permanenta skador uppkommer vid normal användning. (Bärande konstruktioner del 1). Dimensionering görs enligt Eurocode, enligt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

SS-EN 1990 6.14b

Frekvent kombination

För laster som uppkommer oftare används den frekventa kombinationen. Dessa laster antas uppkomma flera gånger under brons livstids och används för att kontrollera kravet på tillfällig olägenhet i bruksstadiet. (Bärande konstruktioner del 1). Dimensionering görs enligt Eurocode, enligt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

SS-EN 1990 6.15b

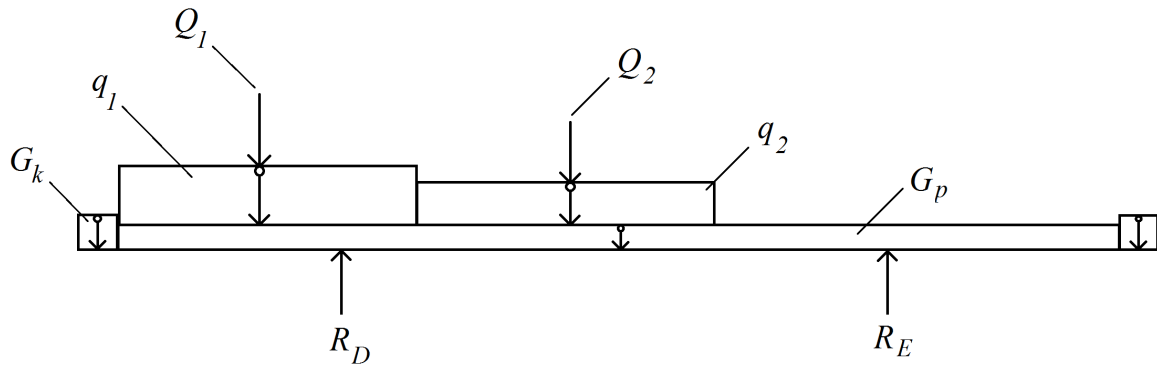
Kvasipermanent kombination

Vid dimensionering för krypdeformation och sprickvidder används kvasipermanenta kombinationen. Kombinationen betraktar endast ständigt verkande långtidslaster. (Bärande konstruktioner del 1) Dimensionering görs enligt Eurocode, enligt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

SS-EN 1990 6.16b

Lastmodell enligt LM1 (SS-EN 1990)



Figur E.3. Sektion av bron belastad enligt LM1.

Lastkoefficienter (Lindgren. Brolaster. 2016.)

$$\alpha_{Q1} = 0,9$$

$$\alpha_{Q2} = 0,9$$

$$\alpha_{q1} = 0,8$$

$$\alpha_{q2} = 1,0$$

Laster

$q_{1,2}$ är utbredda fillaster som har en utbredning av tre meter. $Q_{1,2}$ representerar axelpar som verkar som en kraft som verkar centriskt i ett fillastfält. $G_{k,p}$ är egentvängder.

$$G_p = 1 * (t_{platta} * \rho_{platta} + t_b * \rho_b + t_{sl} * \rho_{sl}) = 85,6 \text{ kN/m} \quad \text{Enligt fig 2.}$$

$$G_k = 1 * h_{kb} * \rho_{platta} = 48,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Enligt fig 2.}$$

$$Q_1 = \alpha_{Q1} * 300000 = 270 \text{ kN} \quad \text{Enligt LM1}$$

$$Q_2 = \alpha_{Q2} * 200000 = 180 \text{ kN} \quad \text{Enligt LM1}$$

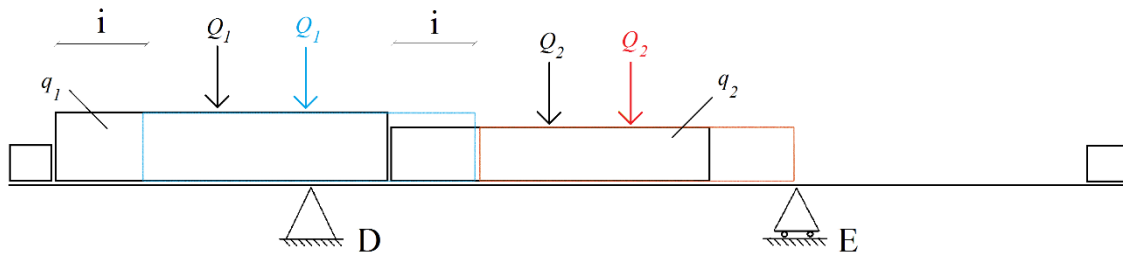
$$q_1 = \alpha_{q1} * 3 * 9000 = 21,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Enligt LM1}$$

$$q_2 = \alpha_{q2} * 3 * 2500 = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Enligt LM1}$$

Ogynnsamma lastfall

Lasterna har låtits vandra över balken med hjälp av en for-loop för att få fram de värsta lastfallen. Lasterna har givits en startposition och sedan har snittkrafter räknats ut med hjälp av CALFEM, varefter krafterna förskjutits 0,01 meter och nya snittkrafter har räknats fram.

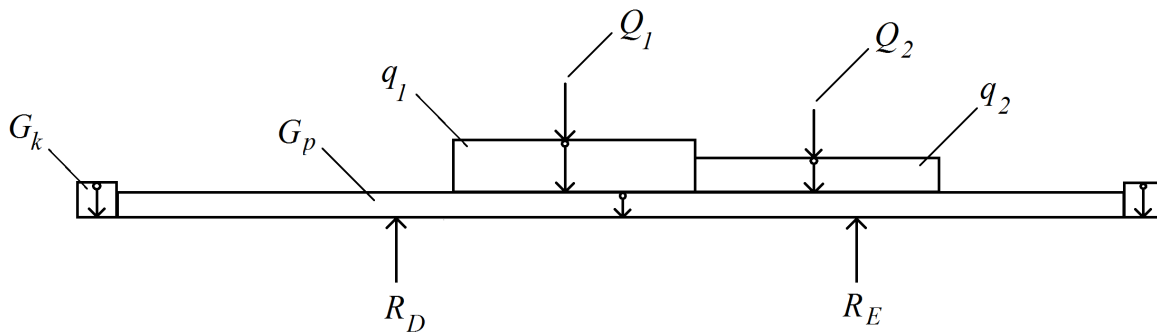
Denna procedur har låtits fortgå tills att de värsta lastfallen och dess reaktionskrafter är framtagna.



Figur E.4. En schematisk modell om hur krafterna fått vandra över beräkningsmodellen.

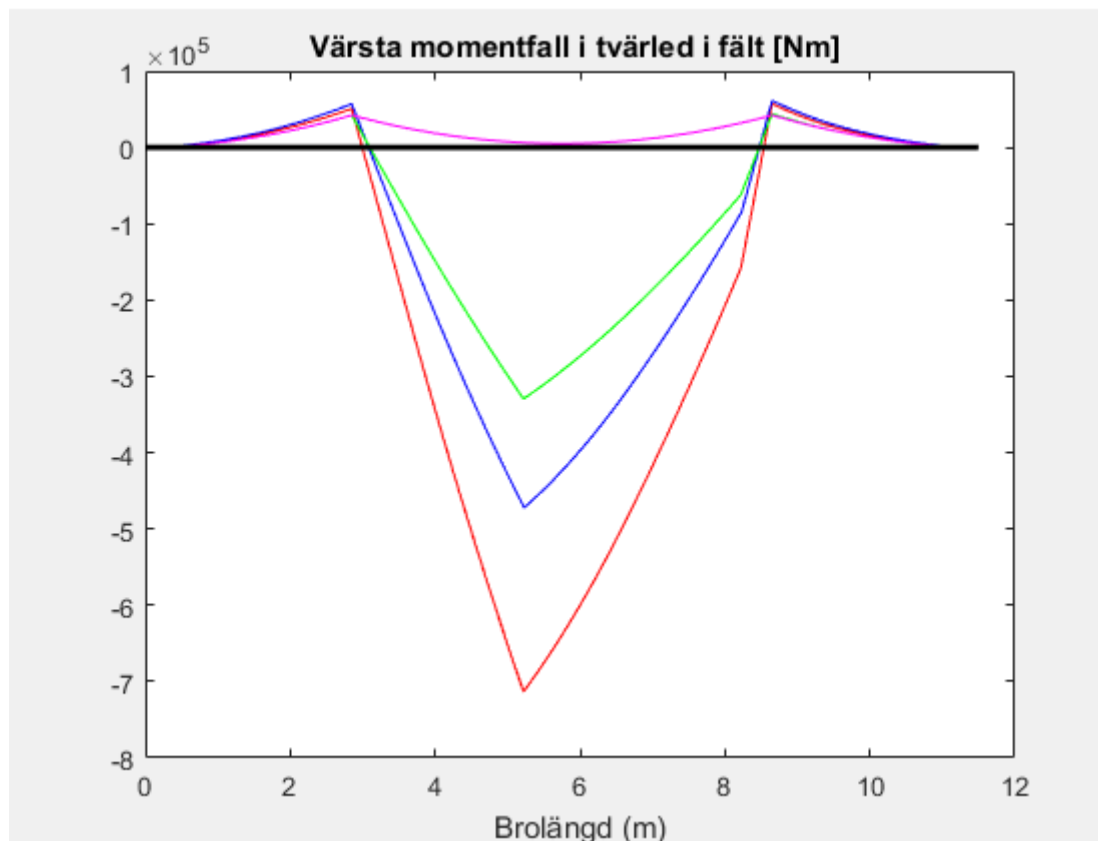
Maximalt fältmoment

För att få fram det största fältmomentet gavs lasterna startpositionen med vänstersidan av q_1 vid stöd D. Maximala fältmomentet ges då vänstersidan av q_1 är placerad 0,87 meter till höger och stöd D. Detta ger att den största bidragande lasten Q_1 verkar 1,37 meter från stöd D.



Figur E.5. Lastfallet som ger upphov till störst fältmoment.

Med hjälp av CALFEM och MATLAB har reaktionskraften räknats fram utmed plattan. Se del 2 i denna bilaga. Resultaten visas i nedanstående diagram.



Figur E.6. Värsta moment i fält utifrån olika lastkombinationer.

Röd linje - Brottgränstillstånd.

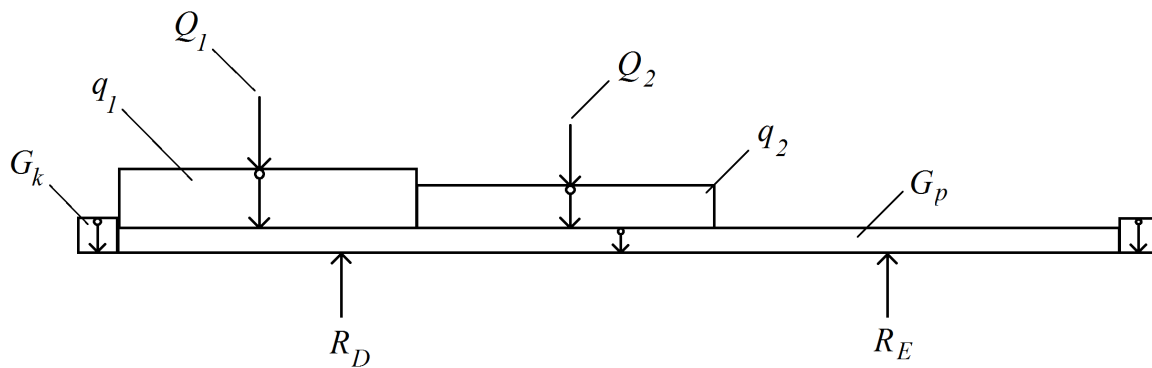
Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

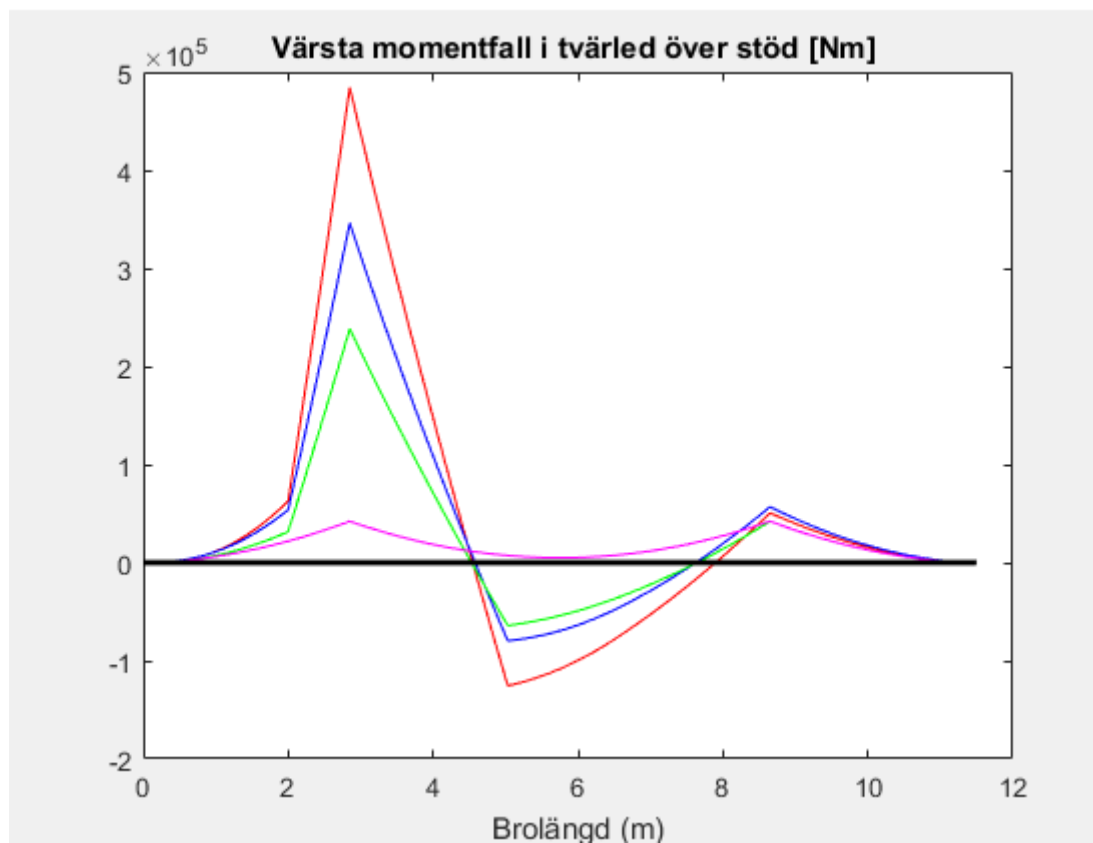
Maximalt stödmoment

Det största stödmomentet ges av att det mest belastade lastfältet placeras så nära kantbalken som möjligt. Detta visade sig av att itereringen i MATLAB avbröts direkt när vänstersidan av q_1 placerades ute vid kantbalken enligt bilden nedan.



Figur E.7. Illustration av värsta lastfallet med avseende på stödmoment.

Med hjälp av CALFEM och MATLAB har reaktionskraften räknats fram utmed plattan. Se del 2 i denna Bilaga. Resultaten visas i nedanstående diagram.



Figur E.8. Värsta moment över stöd utifrån olika lastkombinationer.

Röd linje - Brottgränstillstånd.

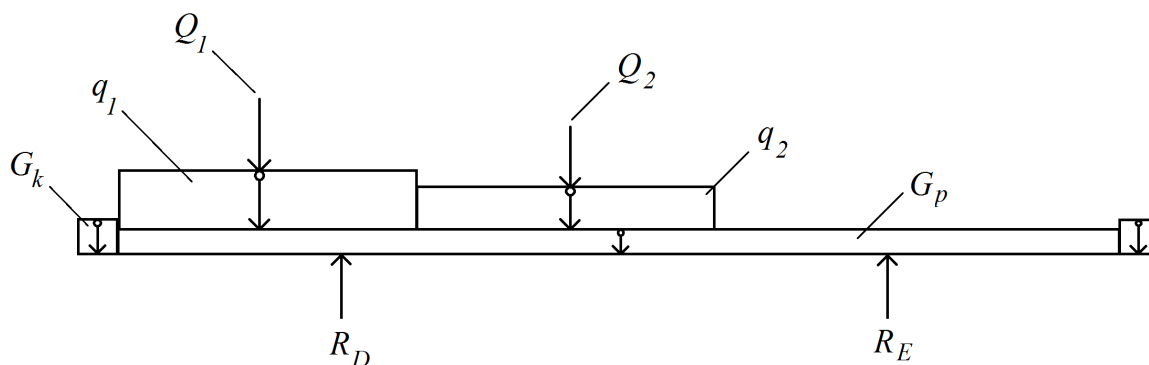
Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

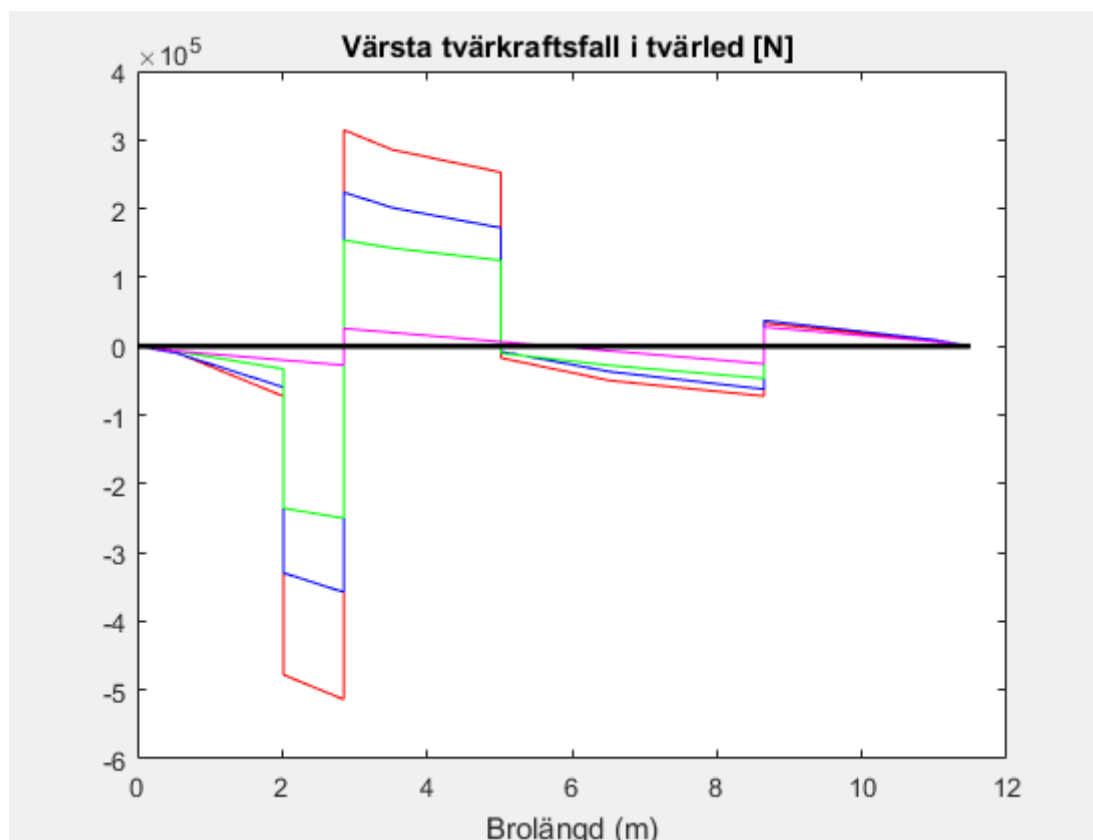
Maximal tvärkraft

Precis som för maximalt stödmoment ger samma lastkombination även upphov till störst tvärkraft som uppkommer precis intill stöd D.



Figur E.9. Illustration av lastfallet med avseende på tvärkraft.

Med hjälp av CALFEM och MATLAB har reaktionskraften räknats fram utmed plattan. Se Bilaga x. Resultaten visas i nedanstående diagram.



Figur E.10. Värsta tvärkraft utifrån olika lastkombinationer.

Röd linje - Brottgränstillstånd.

Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

Lastkombination	Fältmoment	Stödmoment	Tvärkraft	Reaktionskraft
Brottgräns	713,33 kNm	-484,42 kNm	513,7 kN	862,83 kN
Karaktäristisk	472,13 kNm	-346,12 kNm	357,64 kN	610,23 kN
Frekvent	329,52 kNm	-238,18 kNm	250,27 kN	433,35 kN
Kvasi	-5,042 kNm	-42,20 kNm	27,637 kN	82,116 kN

Tabell E.2. Snittkrafter i tvärled för olika lastkombinationer.

Filfaktorer

Ur beräkningarna för tvärkraften tas även filfaktorer fram, som representerar den mest ogynnsamma lastfördelningen med avseende på vilken balk lasten förs ned igenom.

Brottgränstillstånd

$$R_{D, \text{brott}} = 863 \text{ kN}$$

Stödreaktion i D, brottgränstillstånd

$$R_{E, \text{brott}} = 140 \text{ kN}$$

Stödreaktion i E, brottgränstillstånd

$$f_{D, \text{brott}} = \frac{R_{D, \text{brott}}}{R_{D, \text{brott}} + R_{E, \text{brott}}} = 0,86$$

$$f_{E, \text{brott}} = \frac{R_{E, \text{brott}}}{R_{D, \text{brott}} + R_{E, \text{brott}}} = 0,14$$

Detta innebär att balkarna var för sig kommer behöva klara 86% av den totala lasten bron är belastad med i brottgränstillstånd.

Karakteristisk lastkombination

$$R_{D, \text{kar}} = 610 \text{ kN}$$

lastkombination

Stödreaktion i D, karakteristisk

$$R_{E, \text{kar}} = 129 \text{ kN}$$

lastkombination

Stödreaktion i E, karakteristisk

$$f_{d, \text{kar}} = \frac{R_{D, \text{kar}}}{R_{D, \text{kar}} + R_{E, \text{kar}}} = 0,83$$

$$f_{E, kar} = \frac{R_{E, kar}}{R_{D, kar} + R_{E, kar}} = 0,17$$

Detta innebär att balkarna var för sig kommer behöva klara 83% av den totala lasten bron är belastad med för karakteristisk lastkombination

Frekvent lastkombination

$$R_{D, frekvent} = 433 \text{ kN}$$

Stödreaktion i D, frekvent lastkombination

$$R_{E, frekvent} = 103 \text{ kN}$$

Stödreaktion i E, frekvent lastkombination

$$f_{D, frekvent} = \frac{R_{D, frekvent}}{R_{D, frekvent} + R_{E, frekvent}} = 0,81$$

$$f_{E, frekvent} = \frac{R_{E, frekvent}}{R_{D, frekvent} + R_{E, frekvent}} = 0,19$$

Detta innebär att balkarna var för sig kommer behöva klara 81% av den totala lasten bron är belastad med för frekvent lastkombination

Kvasipermanent lastkombination

$$R_{D, kvasi} = 82 \text{ kN}$$

Stödreaktion i D, kvasipermanent

$$R_{E, kvasi} = 82 \text{ kN}$$

Stödreaktion i E, kvasipermanent

$$f_{D, kvasi} = \frac{R_{D, kvasi}}{R_{D, kvasi} + R_{E, kvasi}} = 0,50$$

$$f_{E, kvasi} = \frac{R_{E, kvasi}}{R_{D, kvasi} + R_{E, kvasi}} = 0,50$$

Detta innebär att balkarna var för sig kommer behöva klara 50% av den totala lasten bron är belastad med för kvasipermanent lastkombination.

Nedböjning

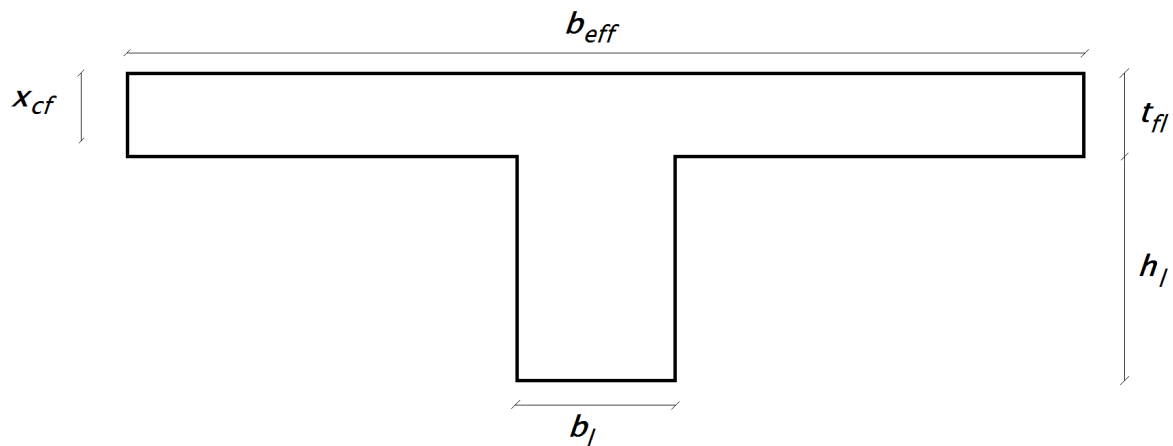
Nedböjningen är beräknad med hjälp av MATLAB och CALFEM, se del 2 i denna Bilaga.

$$w_{konsol,kvasi} = 0,034 \text{ m} < w_{tillåten} = \frac{L}{500} = 0,057 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

$$w_{fält,kvasi} = -0,0007 < w_{fält,tillåten} = \frac{L}{500} = 0,0116 \text{ m} \quad \text{OK! (Böjer av lite uppåt)}$$

Längsled

Beräkning i längsled är gjord på endast en balk där laster från tvärledsberäkningar är multiplicerade med filfaktorn för att ta hänsyn till att belastningen inte nödvändigtvis behöver verka jämnt på båda balkarna.



Figur E.11. Illustration av tvärsnittet på en balk i längsled

$$A_{längsled} = b_{eff} \cdot t_{fl} + b_l \cdot h_l = 2,925 \text{ m}^2$$

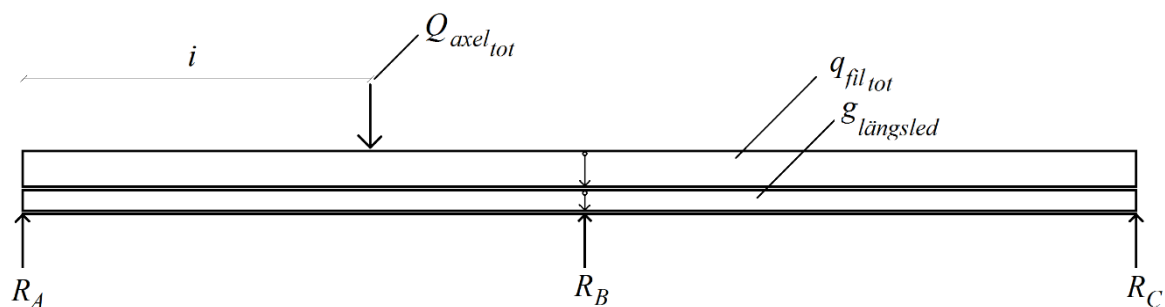
$$I_{längsled} = 0,4119 \text{ m}^4$$

$$q_{fil_{tot}} = q_1 + q_2 = 29,1 \text{ kN/m}$$

$$g_{längsled} = A_{längsled} \cdot \rho_{btg} + t_b \cdot b_{eff} \cdot \rho_{bindlager} + t_{sl} \cdot b_{eff} \cdot \rho_{slitager} + t_{kb} \cdot h_{kb} \cdot \rho_{btg} = 166.55 \text{ kN/m}$$

Ogynnsamma lastfall

På samma sätt som för tvärled stegar lasterna från stöd A till B för att kunna beräkna maximala snittkrafter och nedböjningar. Till skillnad från beräkningarna i tvärled är det dock bara en punktlast som vandrar över konstruktionen eftersom spannlängden > 10 meter. (Enligt 4.3.2 (6)b SS-EN 1991-2). Punktlasten utgår från stöd A vid samtliga beräkningar av snittkrafter. Den utbredda lasten från tvärled är utbredd över hela beräkningsmodellen.

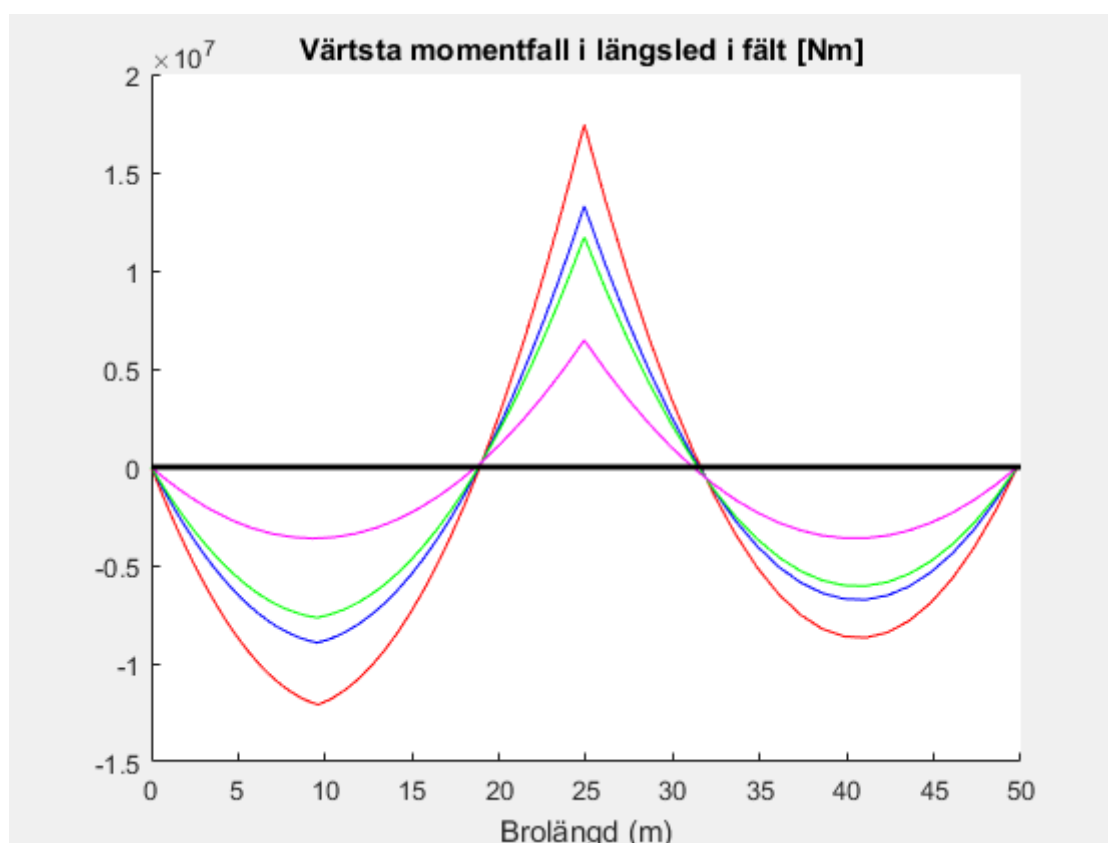


Figur E.12. Illustration av hur punklasten vandrar längs balken

För noggrannare analys av hur denna beräkning gjorts i MATLAB, se bilaga X. I bilagan visas hur lastmodellerna har tagits fram samt hur CALFEM har använts mer detaljerat för att lösa ut snittkrafterna.

Maximalt moment i fält

För maximalt moment i fält gav iterationen att den mest ogynnsamma placeringen på punklasten är 9,61 meter in i fältet från stöd A.



Figur E.13. Värst moment i fält med hänsyn till olika lastkombinationer

Röd linje - Brottgränstillstånd.

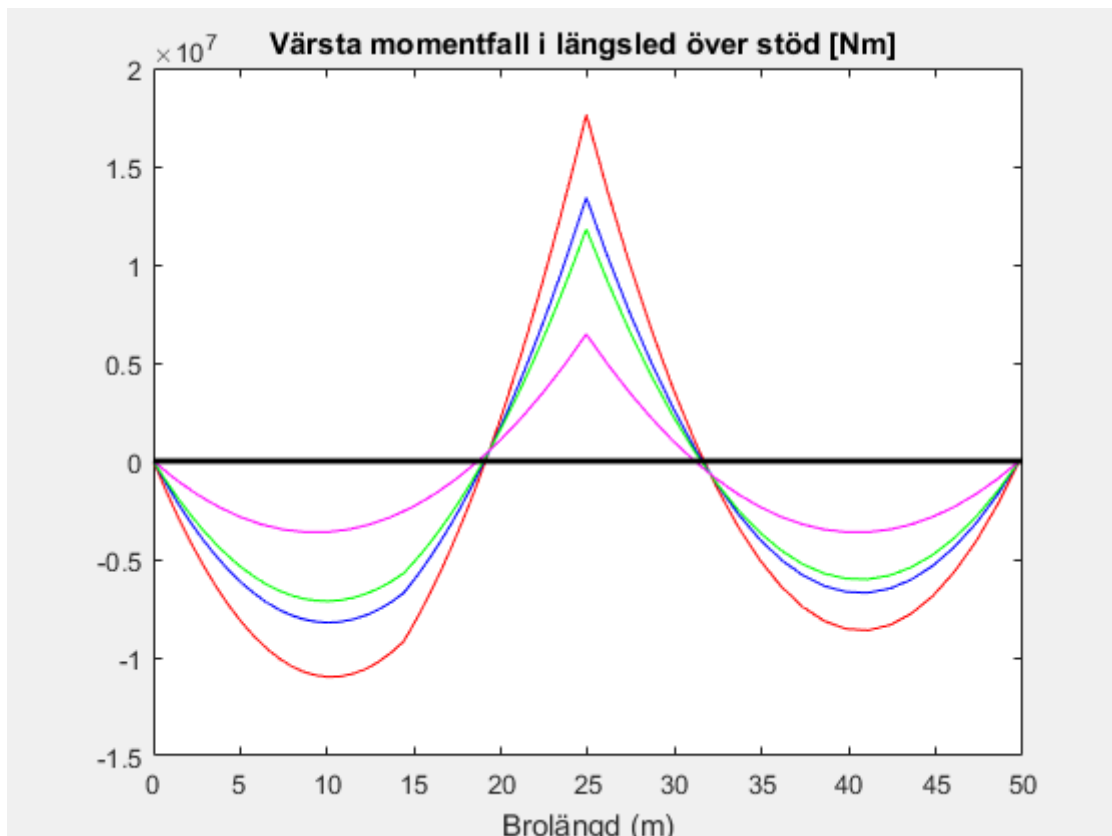
Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

Maximalt moment över stöd

Maximalt moment över stöd ges då punktlasten placeras 14,39 meter in i fält från stöd A.



Figur E.14. Värsta moment över stöd för olika lastkombinationer

Röd linje - Brottgränstillstånd.

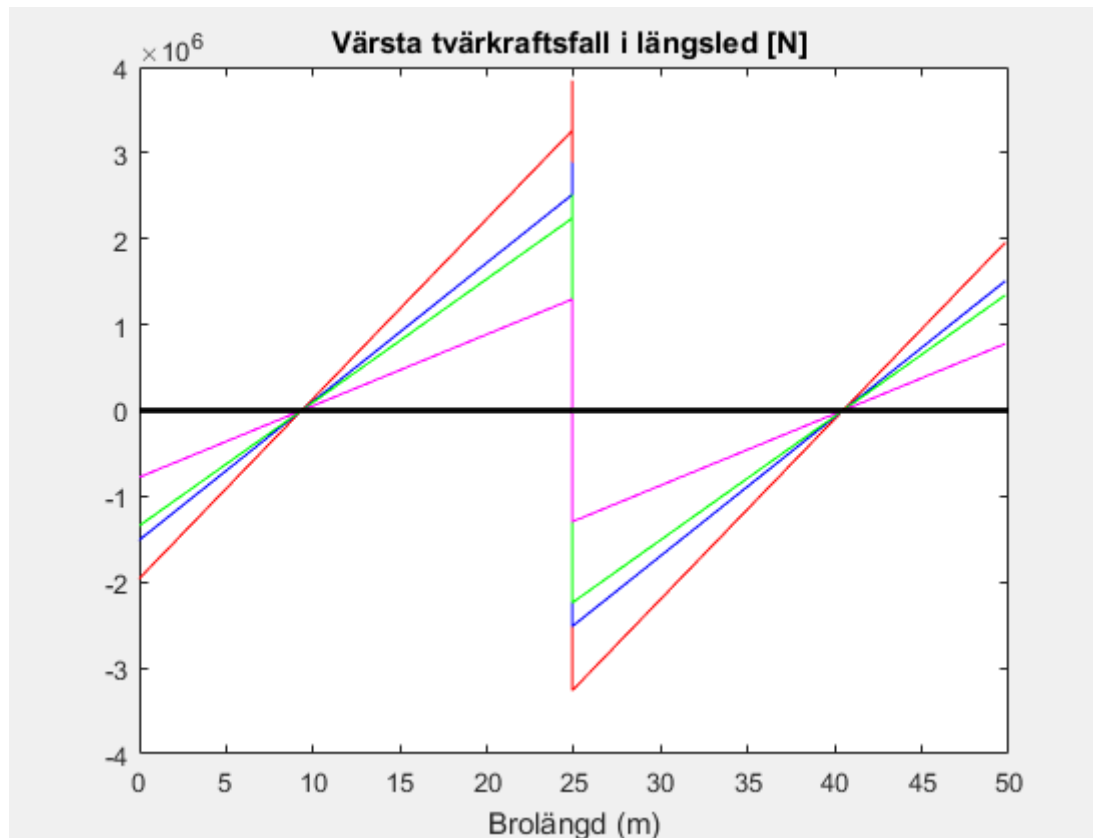
Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

Maximal tvärkraft

Maximal tvärkraft gest på punktlasten placeras 24,89 meter in i fält från stöd A.



Figur E.15. Värsta tvärkraft för olika lastkombinationer

Röd linje - Brottgränstillstånd.

Blå linje - Karakteristisk lastkombination.

Grön linje - Frekvent lastkombination.

Lila linje – Kvasipermanent lastkombination.

Lastkombination	Fältmoment	Stödmoment	Tvärkraft	Reaktionskraft
Brottgräns	12099 kNm	-17638 kNm	3843 kN	7105 kN
Karaktäristisk	8939 kNm	-13414 kNm	2886 kN	5401 kN
Frekvent	7661 kNm	-11805 kNm	2512 kN	4751 kN
Kvasi	3630 kNm	-6454 kNm	1296 kN	2592 kN

Tabell E.3. Snittkrafter i längsled för olika lastkombinationer.

Nedböjning

Nedböjningen är beräknad med hjälp av MATLAB och CALFEM, se del 2 i denna Bilaga.

$$w_{kvasi} = 0,0021 \text{ m} < w_{tillåten} = \frac{L}{500} = 0,0498 \text{ m}$$

OK!

Table of Contents

Huvudfil snittkraftsberäkning i längsled (0-49.8m)	1
Tvärsnittsdata	1
Laster	1
Maximalt moment i fält, längsled	2
Maximalt moment över stöd, längsled	4
Maximal tvärkraft i längsled	6
Plotning av tvärkraftsdiagram	7

Huvudfil snittkraftsberäkning i längsled (0-49.8m)

```
clear all
close all
clc
```

Tvärsnittsdata

```
E = 30*10^9;           % [Pa]
A = (2.9+2.85)*0.3+1.2*1.0; % [m2]
I = 0.4119;           % [m4]
l = 24.9;              % [m]
```

Laster

```
% Permanenta laster
Gk = -(A*2400*9.81+0.05*5.25*2350*9.81+0.04*...
      5.25*1200*9.81+0.5*0.5*2400*9.81)*2; %Egentyngd [N/m]

% Variabla laster
alfaQ1 = 0.9; % Reduktionsfaktorer
alfaQ2 = 0.9;
alfaQ1 = 0.7;
alfaQ2 = 1.0;

qfiltot = -(9*3*0.8 + 2.5*3*1.0)*10^3; % Fyllast [N/m]
qgang = 15e3; % Gånglast [N/m]
Q1=-300000*alfaQ1; % Punktlast från trafik [N]
Q2=-200000*alfaQ2;
Qaxel = Q1+Q2; % Axellast [N]

% Filfaktorer, används för att fördela total last mellan balkarna
filfaktorbrott=0.86;
filfaktorkar=0.8259;
filfaktorfrekv=0.8075;
filfaktorkvasi=0.5;
```

```
% Elementegenskaper
ep = [E A I];

% Funktionsfiler för lastkombinering
Lastkombination=input...
('Lastkomb. \n 1 Brottg. \n 2 Karakt. \n 3 Frekv. \n 4 Kvasi. \n')

if Lastkombination ==1

[Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel, l);

elseif Lastkombination == 2

[Glang, qf, qa] = kar_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel, l);

elseif Lastkombination == 3

[Glang, qf, qa] = fre_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel, l);

elseif Lastkombination == 4

[Glang, qf, qa] = kva_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel, l);

end

% funktionsfiler för att välja lastfall
Snittkrafter=input...
('Snittkrafter \n 1 Max mom fält \n 2 Max mom stöd \n 3 Max tvärkraft
\n')
```

Maximalt moment i fält, längsled

```
if Snittkrafter == 1

% Startvärde för momentet
Mmaxref = 0;

% Utbredda laster
eq=[0 Glang+qf; 0 Glang+qf; 0 Glang+qf];

% Elementens längd ändras i loopen
for i = 0.01:0.01:l-0.01
ex1 = [0 i];
ex2 = [ex1(2) l];
ex3 = [ex2(2) 2*l];

% Sätter elemenkoordinater till global vektor
ex = [ex1; ex2; ex3];
ey = [0 0];

% Frihetsgrader
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
```

```

2 4 5 6 7 8 9;
3 7 8 9 10 11 12];

% Randvillkor
bc = [1 0; 2 0; 8 0; 11 0];

% Etablera kraftpositioner och styvhetsmatriser
K = zeros(12); f = zeros(12,1);
f(5)=qa;
for j = 1:1:3
[Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
[K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);
end

% Löser ekvationen
[a, r] = solveq(K,f,bc);

% Tar fram dislokationer
ed = extract(Edof,a);

% Beräknar snittkrafter med beam2s
es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21);
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21);
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);

% Tar fram det största momentet i varje element
m =zeros(3,1);
m(1)=max(es1(:,3));
m(2)=max(es2(:,3));
m(3)=max(es3(:,3));

% Tar fram det största momentet
Mmax=max(m);

% Jämför om Max är större än för förra loopen
if Mmax >= Mmaxref;

Mmaxref=Mmax;

i;

else
break
end
end

% Maximalt moment
Mmax % [kNm]

% Steglängd från startläge på iterering
i

% Plottar momentdiagram
figure (1)

```

```

% Tar ut x-koordinater
x1=linspace(0,ex1(2),21);
x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,3);
y2=es2(:,3);
y3=es3(:,3);
plot(x1,-y1,'r')
hold on
plot(x2,-y2,'r')
plot(x3,-y3,'r')
l=linspace(0,50,21);
y4=linspace(0,0,21);
plot(l,y4,'k','Linewidth',2)
title('Värtsta momentfall i längsled i fält [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

% Maximal nedböjning i fält
wmax = abs(min(ed(:,2)))           % < wtill OK!

% Tillåten nedböjning
wtill = 24.9/500                   % L/500, krav på tillåten
initial-                           % -nedböjning i
brukgränstillstånd

```

Maximalt moment över stöd, längsled

```

elseif Snittkrafter == 2

% Startvärde för momentet
Mminref = 0;

% Utbredda laster
eq=[0 Glang+qf; 0 Glang+qf; 0 Glang+qf];

% Elementens längd ändras i loopen
for i = 0.01:0.01:l-0.01
ex1 = [0 i];
ex2 = [ex1(2) l];
ex3 = [ex2(2) 2*l];

% Gör elementkoordinater till global vektor
ex = [ex1; ex2; ex3];
ey = [0 0];

% Frihetsgrader
Edof = [1 1 2 3 4 5 6;
2 4 5 6 7 8 9;
3 7 8 9 10 11 12];

```

```

% Randvillkor
bc = [1 0; 2 0; 8 0; 11 0];

% Styvhetsmatris och kraftposition
K = zeros(12); f = zeros(12,1);
f(5)=qa;
for j = 1:1:3
[Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
[K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);
end

% Löser ekvationen
[a, r] = solveq(K,f,bc);

% Tar fram dislokationer
ed = extract(Edof,a);

% Beräknar snittkrafter med beam2s
es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21);
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21);
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);

% Tar fram det minsta momentet i varje element
m =zeros(3,1);
m(1)=min(es1(:,3));
m(2)=min(es2(:,3));
m(3)=min(es3(:,3));

% Tar fram det minsta momentet
Mmin = min(m);

% Jämför om Mmin är mindre än för förra loopen
if Mmin <= Mminref;

Mminref=Mmin;

i;
else
break
end
end

% Maximalt moment över stöd
Mmin % [kNm]

% Steglängd från startläge på iterering
i

% Plottning av momentdiagram
figure (1)

% Tar ut x-koordinater
x1=linspace(0,ex1(2),21);

```

```

x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,3);
y2=es2(:,3);
y3=es3(:,3);
plot(x1,-y1,'b')
hold on
plot(x2,-y2,'b')
plot(x3,-y3,'b')
l=linspace(0,50,21);
y4=linspace(0,0,21);
plot(l,y4,'k','Linewidth',2) % Ritar upp bron
title('Värsta momentfall i längsled över stöd [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

```

Maximal tvärkraft i längsled

```

elseif Snittkrafter == 3

% Startvärde för tvärkraft
Vminref = 0;

% Utbredda laster
eq=[0 Glang+qf; 0 Glang+qf; 0 Glang+qf];

% Loopar med 1cm för att bestämma längd på elementen
for i = 0.01:0.01:l-0.01
ex1 = [0 i];
ex2 = [ex1(2) l];
ex3 = [ex2(2) 2*l];

% Gör elementkoordinater till global vektor
ex = [ex1; ex2; ex3];
ey = [0 0];

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

% Randvillkor
bc = [1 0; 2 0; 8 0; 11 0];

% K-matris och kraftvektor
K = zeros(12); f = zeros(12,1);
f(5)=qa;

% Beräknar snittkrafter med beam2s
for j = 1:1:3
[Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
[K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);

```

```

end

% Löser ekvationen
[a, r] = solveq(K,f,bc);

% Tar ut snittkrafterna
ed = extract(Edof,a);
es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21);
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21);
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);

% Tar fram den minsta tvärkraften
v=zeros(3,1);
v(1)=min(es1(:,2));
v(2)=min(es2(:,2));
v(3)=min(es3(:,2));
Vmin=max(es2(:,2));

% Argument om loopen ska fortsätta eller ej
if Vmin >= Vminref;

    Vminref=Vmin;

    i;
else
    break

end
end

% Steglängd från startläge på iterering
i

% Reaktionskraft i stöd b
ReaktionskraftistodB=max(es2(:,2))+abs(min(es3(:,2)))

Tvarkraftmax=0;
if max(es2(:,2))>abs(min(es3(:,2)))
    Tvarkraftmax=max(es2(:,2));

elseif abs(min(es3(:,2)))>max(es2(:,2))
    Tvarkraftmax=abs(min(es3(:,2)));
end

% Maximal tvärkraft
Tvarkraftmax = Tvarkraftmax/1000; % [kN]

```

Plottning av tvärkraftsdiagram

figure (2)

```

% Tar ut x-koordinater
x1=linspace(0,ex1(2),21);

```

```
x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);
x4=[ex2(2) ex2(2)];

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,2);
y2=es2(:,2);
y3=es3(:,2);
y4=[es2(21,2) es3(1,2)];

plot(x1,y1,'g')
hold on
plot(x2,y2,'g')
plot(x3,y3,'g')
plot(x4,y4,'g')
l=linspace(0,50,21);
y4=linspace(0,0,21);
plot(l,y4,'k','Linewidth',2)
title('Värsta tvärkraftsfall i längsled [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer brottgräns längsled

```
function [Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,
    Qaxel, l)

G = Gk*l;
qfil = qfiltot*l;
qaxel = Qaxel;

filfaktorbrott=0.86;
gamG = 1.35;
gamvar = 1.5;
psi0f = 0.4;
psi0a = 0.75;
red = 0.89;

% ekv. 6.10a

Edab = gamG*G+gamvar*(psi0f*qfil+psi0a*qaxel);

%ekv. 6.10b

Edbb = red*gamG*G+gamvar*(qfil+qaxel);

if abs(Edab)>abs(Edbb)

    Glang = gamG*G*filfaktorbrott/l;
    qf = gamvar*psi0f*qfil*filfaktorbrott/l;
    qa = gamvar*psi0a*qaxel*filfaktorbrott;
else if abs(Edab)<abs(Edbb)

    Glang = red*gamG*G*filfaktorbrott/l;
    qf = gamvar*qfil*filfaktorbrott/l;
    qa = gamvar*qaxel*filfaktorbrott;
end
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer brottgräns längsled

```
function [Glang, qf, qa] = kar_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,  
    Qaxel, l)  
  
G = Gk*l;  
qfil = qfiltot*l;  
qaxel = Qaxel  
  
filfaktorkar=0.8259;  
psi0f = 0.4;  
psi0a = 0.75;  
  
% ekv. 6.14b  
  
Edkar = G+qfil+qaxel;  
  
Glang = G*filfaktorkar/l;  
qf = qfil*filfaktorkar/l;  
qa = qaxel*filfaktorkar;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

`% Lastkombinationer frekvent längsled`

`function [Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,
Qaxel, l)`

`G = Gk*l;
qfil = qfiltot*l;
qaxel = Qaxel`

`filfaktorfrekv=0.8075;
psi1f = 0.4;
psi1a = 0.75;`

`% ekv. 6.15b`

`Edfre = G+psi1f*qfil+psi1a*qaxel;`

`Glang = G*filfaktorfrekv/l;
qf = psi1f*qfil*filfaktorfrekv/l;
qa = psi1a*qaxel*filfaktorfrekv;`

`end`

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer kvasipermanent längsled

```
function [Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,  
    Qaxel, l)  
  
G = Gk*l;  
qfil = qfiltot*l;  
qaxel = Qaxel  
  
filfaktorkvasi=0.5;  
psi1f = 0.4;  
psi1a = 0.75;  
  
% ekv. 6.16b  
  
Edkva = G;  
  
Glang=G*filfaktorkvasi/l;  
qf=0  
qa=0;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Table of Contents

.....	1
Tvärsnittsdata	1
Lastkoefficienter	1
Laster	1
Frihetsgrader	2
Ingångsvärden från olika lastkombinationer beräknas från funktionsfiler	2
Önskad snittkraft väljs	2
Maximalt moment i fält, tvärled	3
Maximalt moment över stöd, tvärled	6
Maximal tvärkraft i tvärled	9

```
% Beräkningsfil för trafiklaster i tvärled
close all
clc
clear all
```

Tvärsnittsdata

```
E = 35*10^9; % Elasticitetsmodul [Pa]
A = 1*0.3; % Tvärsnittsarea [m]
I = 1*0.3^3/12; % Yttröghetsmoment [m^4]

% Elementegenskaper

ep = [E A I];
```

Lastkoefficienter

```
alfaQ1 = 0.8;
alfaQ2 = 1;
alfaQ1 = 0.9;
alfaQ2 = 0.9;
alfaQ3 = 0;
```

Laster

```
g=-(0.3*24000+0.04*12000+... % Egentyngd brobanaplatta(inkl
    0.05*23500); % Egentyngd kantbalk [N/m]
slitlager) % Reducerad last från fillaster [N/m]
gk=-24000*0.2; % Punktlast från trafik [N]
q1=-9000*alfaQ1*1; % Punktlast från balktyngd
q2=-2500*alfaQ2*1;
Q1=-150000*alfaQ1;
Q2=-100000*alfaQ2;
Pb=-1.2*1.0*24000;
```

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];

% Randvillkor

bc = [7 0; 8 0; 23 0];
```

Ingångsvärden från olika lastkombinationer beräknas från funktionsfiler

```
Lastkombination=input...
('\n 1 brottgräns \n 2 karakteristisk \n 3 frekvent \n 4
 kvasipermanent \n')

if Lastkombination == 1;

[gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =...
    brott_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb);

elseif Lastkombination == 2;

[gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =...
    kar_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb);

elseif Lastkombination == 3;

[gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =...
    fre_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb);

elseif Lastkombination == 4;

[gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =...
    kva_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb);

end
```

Önskad snittkraft väljs

```
Snittkraftertvarled=input...
```

```
('Snittkrafter \n 1 Max mom fält \n 2 Max mom stöd \n 3 Max tvärkraft \n')
```

Maximalt moment i fält, tvärled

```
if Snittkraftertvarled == 1

% Utbredda laster
eq=[0 gkant+gplatta; 0 gplatta; 0 gplatta; 0 gplatta+qf1; 0 gplatta
+qf1;
    0 gplatta+qf2; 0 gplatta+qf2;
    0 gplatta+qf2; 0 gplatta; 0 gkant+gplatta];

Mmaxref = 0; % Startvärde för momentet
L=1.3; % Total steglängd

for i = 0.01:0.01:L-0.01 % Elementens längd ändras i
    loopen
    ex1 = [0 0.5];
    ex2 = [ex1(2) 2.85];
    ex3 = [ex2(2) ex2(2)+i];
    ex4 = [ex3(2) ex3(2)+1.5];
    ex5 = [ex4(2) ex4(2)+1.5];

    ex6 = [ex5(2) ex5(2)+1.5];
    ex7 = [ex6(2) 8.65];

    ex8 = [ex7(2) ex6(2)+1.5];
    ex9 = [ex8(2) 11];
    ex10 = [ex9(2) ex9(2)+0.5];

% Gör elementkoordinater till global vektor

ex = [ex1; ex2; ex3; ex4; ex5; ex6; ex7; ex8; ex9; ex10];
ey = [0 0];

% Styvhetsmatris och kraftvektor

K = zeros(33); f = zeros(33,1);

% Kraftposition

f(8)=pbalk;
f(14)=2*p1;
f(20)=2*p2;
f(23)=pbalk;
for j = 1:1:10
    [Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
    [K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);
end
[a, r] = solveq(K,f,bc); % Löser ekvationen
ed = extract(Edof,a); % Tar fram dislokationer
```

```

es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21); % Beräknar snittkrafter
    med
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21); % beam2s
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);
es4=beam2s(ex4,ey,ep,ed(4,:),eq(4,:),21);
es5=beam2s(ex5,ey,ep,ed(5,:),eq(5,:),21);
es6=beam2s(ex6,ey,ep,ed(6,:),eq(6,:),21);
es7=beam2s(ex7,ey,ep,ed(7,:),eq(7,:),21);
es8=beam2s(ex8,ey,ep,ed(8,:),eq(8,:),21);
es9=beam2s(ex9,ey,ep,ed(9,:),eq(9,:),21);
es10=beam2s(ex10,ey,ep,ed(10,:),eq(10,:),21);

m =zeros(10,2);

m(1,1)=min(es1(:,3)); % Tar fram det minsta
m(2,1)=min(es2(:,3)); % momentet i varje element
m(3,1)=min(es3(:,3));
m(4,1)=min(es4(:,3));
m(5,1)=min(es5(:,3));
m(6,1)=min(es6(:,3));
m(7,1)=min(es7(:,3));
m(8,1)=min(es8(:,3));
m(9,1)=min(es9(:,3));
m(10,1)=min(es10(:,3));

m(1,2)=max(es1(:,3)); % Tar fram det största
m(2,2)=max(es2(:,3)); % momentet i varje element
m(3,2)=max(es3(:,3));
m(4,2)=max(es4(:,3));
m(5,2)=max(es5(:,3));
m(6,2)=max(es6(:,3));
m(7,2)=max(es7(:,3));
m(8,2)=max(es8(:,3));
m(9,2)=max(es9(:,3));
m(10,2)=max(es10(:,3));

Mmax=max(m(:,2)); % Tar fram det minsta
    momentet
    % Tar fram det minsta
    momentet
    if Mmax >= Mmaxref; % Jämför om Mmin är mindre
        % än för förra loopen
        Mmaxref=Mmax;
        i;
        elseif Mmax<Mmaxref;
            break
        end
    end
Mmax
i
% Plottning av momentdiagram
figure (1)

% Tar ut x-koordinater

```

```

x1=linspace(0,ex1(2),21);
x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);
x4=linspace(ex3(2),ex4(2),21);
x5=linspace(ex4(2),ex5(2),21);
x6=linspace(ex5(2),ex6(2),21);
x7=linspace(ex6(2),ex7(2),21);
x8=linspace(ex7(2),ex8(2),21);
x9=linspace(ex8(2),ex9(2),21);
x10=linspace(ex9(2),ex10(2),21);

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,3);
y2=es2(:,3);
y3=es3(:,3);
y4=es4(:,3);
y5=es5(:,3);
y6=es6(:,3);
y7=es7(:,3);
y8=es8(:,3);
y9=es9(:,3);
y10=es10(:,3);

% Plottar diagram
plot(x1,-y1,'r')
hold on
plot(x2,-y2,'r')
plot(x3,-y3,'r')
plot(x4,-y4,'r')
plot(x5,-y5,'r')
plot(x6,-y6,'r')
plot(x7,-y7,'r')
plot(x8,-y8,'r')
plot(x9,-y9,'r')
plot(x10,-y10,'r')

l=linspace(0,11.5,21);
y11=linspace(0,0,21);
plot(l,y11,'k','Linewidth',2) % Ritar upp bron
title('Värsta momentfall i tvärled i fält [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

% Maximal nedböjning i fält
wmax = abs(max(ed(:,2))) % < wtill OK!

% Tillåten nedböjning
wtill = 5.8/500 % L/500, krav på tillåten
initial- % -nedböjning i
brukgränstillstånd

end

```

Maximalt moment över stöd, tvärled

```
if Snittkraftertvarled == 2;

% Utbredda laster
eq=[0 gkant+gplatta; 0 gplatta+qf1; 0 gplatta+qf1;
    0 gplatta+qf1; 0 gplatta;
    0 gplatta+qf2; 0 gplatta+qf2;
    0 gplatta; 0 gplatta; 0 gkant+gplatta];
% Startvärde för momentet
Mmaxref = 0;

% Total steglängd
L=2.15;

for i = 0.01:0.01:L-0.01                                % Elementens längd ändras i
    loopen
    ex1 = [0 0.5];
    ex2 = [ex1(2) ex1(2)+1.5];
    ex3 = [ex2(2) 2.85];
    ex4 = [ex3(2) ex2(2)+1.5];

    ex5 = [ex4(2) ex4(2)+i];
    ex6 = [ex5(2) ex5(2)+1.5];
    ex7 = [ex6(2) ex6(2)+1.5];

    ex8 = [ex7(2) 8.65];
    ex9 = [ex8(2) 11];
    ex10 = [ex9(2) ex9(2)+0.5];

% Elementkoordinater sätts till global vektor
ex = [ex1; ex2; ex3; ex4; ex5; ex6; ex7; ex8; ex9; ex10];
ey = [0 0];

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];                                % Frihetsgrader

% Randvillkor
bc = [10 0; 11 0; 26 0];

% Styvhetsmatris och kraftvektor
K = zeros(33); f = zeros(33,1);

% Kraftpositioner
```

```

f(11)=pbalk;
f(8)=2*p1;
f(20)=2*p2;
f(26)=pbalk;
for j = 1:1:10
[Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
[K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);
end
[a, r] = solveq(K,f,bc); % Löser ekvationen

ed = extract(Edof,a); % Tar fram
dislokationer

es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21); % Beräknar snittkrafter
med
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21); % beam2s
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);
es4=beam2s(ex4,ey,ep,ed(4,:),eq(4,:),21);
es5=beam2s(ex5,ey,ep,ed(5,:),eq(5,:),21);
es6=beam2s(ex6,ey,ep,ed(6,:),eq(6,:),21);
es7=beam2s(ex7,ey,ep,ed(7,:),eq(7,:),21);
es8=beam2s(ex8,ey,ep,ed(8,:),eq(8,:),21);
es9=beam2s(ex9,ey,ep,ed(9,:),eq(9,:),21);
es10=beam2s(ex10,ey,ep,ed(10,:),eq(10,:),21);

m =zeros(10,2);

m(1,1)=min(es1(:,3)); % Tar fram det minsta
m(2,1)=min(es2(:,3)); % momentet i varje
element
m(3,1)=min(es3(:,3));
m(4,1)=min(es4(:,3));
m(5,1)=min(es5(:,3));
m(6,1)=min(es6(:,3));
m(7,1)=min(es7(:,3));
m(8,1)=min(es8(:,3));
m(9,1)=min(es9(:,3));
m(10,1)=min(es10(:,3));

m(1,2)=max(es1(:,3)); % Tar fram det största
m(2,2)=max(es2(:,3)); % momentet i varje
element
m(3,2)=max(es3(:,3));
m(4,2)=max(es4(:,3));
m(5,2)=max(es5(:,3));
m(6,2)=max(es6(:,3));
m(7,2)=max(es7(:,3));
m(8,2)=max(es8(:,3));
m(9,2)=max(es9(:,3));
m(10,2)=max(es10(:,3));

Mmax=min(m(:,1)); % Tar fram det minsta
momentet

```

```

momentet
if Mmax <= Mmaxref;
mindre

Mmaxref=Mmax;
i;
elseif Mmax>Mmaxref;
break
end
end
Mmax
i

% Plottning av momentdiagram
figure (1)

% Tar ut x-koordinater
x1=linspace(0,ex1(2),21);
x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);
x4=linspace(ex3(2),ex4(2),21);
x5=linspace(ex4(2),ex5(2),21);
x6=linspace(ex5(2),ex6(2),21);
x7=linspace(ex6(2),ex7(2),21);
x8=linspace(ex7(2),ex8(2),21);
x9=linspace(ex8(2),ex9(2),21);
x10=linspace(ex9(2),ex10(2),21);

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,3);
y2=es2(:,3);
y3=es3(:,3);
y4=es4(:,3);
y5=es5(:,3);
y6=es6(:,3);
y7=es7(:,3);
y8=es8(:,3);
y9=es9(:,3);
y10=es10(:,3);

% plottar diagram
plot(x1,-y1,'b')
hold on
plot(x2,-y2,'b')
plot(x3,-y3,'b')
plot(x4,-y4,'b')
plot(x5,-y5,'b')
plot(x6,-y6,'b')
plot(x7,-y7,'b')
plot(x8,-y8,'b')
plot(x9,-y9,'b')
plot(x10,-y10,'b')

```

```

l=linspace(0,11.5,21);
y11=linspace(0,0,21);
plot(l,y11,'k','Linewidth',2) % ritar upp bron
title('Värsta momentfall i tvärled över stöd [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

% Maximal nedböjning i fält
wmax = abs(min(ed(:,2))) % < wtill OK!

% Tillåten nedböjning
wtill = 2.85/500 % L/500, krav på tillåten
initial- % -nedböjning i
brukgränstillstånd
end

```

Maximal tvärkraft i tvärled

```

if Snittkraftertvarled == 3;

% Utbredda laster
eq=[0 gkant+gplatta; 0 gplatta; 0 gplatta+qf1;
    0 gplatta+qf1; 0 gplatta+qf1;
    0 gplatta+qf2; 0 gplatta+qf2;
    0 gplatta; 0 gplatta; 0 gkant+gplatta];

% Elementegenskaper
ep = [E A I];

% Startvärde för tvärkraften
Tmaxref = 0;

% Total steglängd
L=0.85;

for i = 0.01:0.01:L-0.01 % Elementens längd ändras i
    loopen
    ex1 = [0 0.5];
    ex2 = [ex1(2) ex1(2)+i];
    ex3 = [ex2(2) ex2(2)+1.5];
    ex4 = [ex3(2) 2.85];
    ex5 = [ex4(2) ex3(2)+1.5];

    ex6 = [ex5(2) ex5(2)+1.5];
    ex7 = [ex6(2) ex6(2)+1.5];

    ex8 = [ex7(2) 8.65];
    ex9 = [ex8(2) 11];
    ex10 = [ex9(2) ex9(2)+0.5];

% Gör elementkoordinater till global vektor
ex = [ex1; ex2; ex3; ex4; ex5; ex6; ex7; ex8; ex9; ex10];
ey = [0 0];

```

```

% 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];

% Randvillkor
bc = [13 0; 14 0; 26 0];

% Styvhetsmatris och kraftvektor
K = zeros(33); f = zeros(33,1);

% Kraftposition
f(11)=2*p1;
f(14)=pbalk;
f(20)=2*p2;
f(26)=pbalk;
for j = 1:1:10
[Ke, fe]=beam2e(ex(j,:),ey,ep,eq(j,:));
[K, f]=assem(Edof(j,:),K,Ke,f,fe);
end
[a, r] = solveq(K,f,bc); % Löser ekvationen
ed = extract(Edof,a); % Tar fram
dislokationer
es1=beam2s(ex1,ey,ep,ed(1,:),eq(1,:),21); % Beräknar snittkrafter
med
es2=beam2s(ex2,ey,ep,ed(2,:),eq(2,:),21); % beam2s
es3=beam2s(ex3,ey,ep,ed(3,:),eq(3,:),21);
es4=beam2s(ex4,ey,ep,ed(4,:),eq(4,:),21);
es5=beam2s(ex5,ey,ep,ed(5,:),eq(5,:),21);
es6=beam2s(ex6,ey,ep,ed(6,:),eq(6,:),21);
es7=beam2s(ex7,ey,ep,ed(7,:),eq(7,:),21);
es8=beam2s(ex8,ey,ep,ed(8,:),eq(8,:),21);
es9=beam2s(ex9,ey,ep,ed(9,:),eq(9,:),21);
es10=beam2s(ex10,ey,ep,ed(10,:),eq(10,:),21);

t =zeros(10,2);

t(1,1)=min(es1(:,2)); % Tar fram den minsta
t(2,1)=min(es2(:,2)); % tvärkraften i varje
element
t(3,1)=min(es3(:,2));
t(4,1)=min(es4(:,2));
t(5,1)=min(es5(:,2));
t(6,1)=min(es6(:,2));
t(7,1)=min(es7(:,2));

```

```

t(8,1)=min(es8(:,2));
t(9,1)=min(es9(:,2));
t(10,1)=min(es10(:,2));

t(1,2)=max(es1(:,2));
t(2,2)=max(es2(:,2));
element
t(3,2)=max(es3(:,2));
t(4,2)=max(es4(:,2));
t(5,2)=max(es5(:,2));
t(6,2)=max(es6(:,2));
t(7,2)=max(es7(:,2));
t(8,2)=max(es8(:,2));
t(9,2)=max(es9(:,2));
t(10,2)=max(es10(:,2));

Tmax=max(t(4,2));
tvärkraften
if Tmax >= Tmaxref;

Tmaxref=Tmax;
i;
elseif Tmax<Tmaxref;
break
i;
end
end

% Plottning av tvärkraftsdiagram
figure (1)

% Tar ut x-koordinater
x1=linspace(0,ex1(2),21);
x2=linspace(ex1(2),ex2(2),21);
x3=linspace(ex2(2),ex3(2),21);
x4=linspace(ex3(2),ex4(2),21);
x5=linspace(ex4(2),ex5(2),21);
x6=linspace(ex5(2),ex6(2),21);
x7=linspace(ex6(2),ex7(2),21);
x8=linspace(ex7(2),ex8(2),21);
x9=linspace(ex8(2),ex9(2),21);
x10=linspace(ex9(2),ex10(2),21);

% Tar ut y-koordinater
y1=es1(:,2);
y2=es2(:,2);
y3=es3(:,2);
y4=es4(:,2);
y5=es5(:,2);
y6=es6(:,2);
y7=es7(:,2);
y8=es8(:,2);
y9=es9(:,2);

```

% Tar fram den största
% tvärkraften i varje
element

% Tar fram den minsta
% Jämför om Tmax är mindre
% än för förra loopen

```

y10=es10(:,2);

% Plottar ihop grafen där punktlast verkar
x11=[ex4(2) ex5(1)];
x12=[ex8(2) ex9(1)];
x13=[ex3(2) ex4(1)];
x14=[ex6(2) ex7(1)];
y11=[es4(21,2) es5(1,2)];
y12=[es8(21,2) es9(1,2)];
y13=[es3(21,2) es4(1,2)];
y14=[es6(21,2) es7(1,2)];

plot(x1,-y1,'g')
hold on
plot(x2,-y2,'g')
plot(x3,-y3,'g')
plot(x4,-y4,'g')
plot(x5,-y5,'g')
plot(x6,-y6,'g')
plot(x7,-y7,'g')
plot(x8,-y8,'g')
plot(x9,-y9,'g')
plot(x10,-y10,'g')
plot(x11,-y11,'g')
plot(x12,-y12,'g')
plot(x13,-y13,'g')
plot(x14,-y14,'g')

l=linspace(0,11.5,21);
y20=linspace(0,0,21);
plot(l,y20,'k','Linewidth',2)
title('Värsta tvärkraftsfall i tvärled [N] ')
xlabel('Brolängd (m)')

% Filfaktorer
Qtot =-(2*gkant*0.5+gplatta*11.5+qf1*3+qf2*3+2*p1+2*p2+2*pbalk)
Ra=max(es4(:,2))+abs(min(es5(:,2)))+abs(pbalk)
Rb=abs(min(es9(:,2)))+max(es8(:,2))+abs(pbalk)

% Maximal tvärkraft i tvärled
Tvarkraftmax=0;
if max(es4(:,2))>abs(min(es5(:,2)))
    Tvarkraftmax=max(es4(:,2))

elseif abs(min(es5(:,2)))>max(es4(:,2))
    Tvarkraftmax=abs(min(es5(:,2)))
end

FilfaktorA=Ra/Qtot
FilfaktorB=Rb/Qtot

end

```

Lastkombinationer brottgräns tvärled

```
function [gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =  
    brott_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb)  
  
    Gk = gk*1;  
    G = g*10.5;  
    fil1 = q1*3;  
    fil2 = q2*3;  
    axel1 = Q1;  
    axel2 = Q2;  
    balk = Pb;  
  
    gamG = 1.35;  
    gamvar = 1.5;  
    psi0f = 0.4;  
    psi0a = 0.75;  
    red = 0.89;  
  
    % ekv. 6.10a  
  
    Edab = gamG*(G+Gk  
    +2*balk)+gamvar*(psi0f*(fil1+fil2)+psi0a*(axel1+axel2));  
  
    %ekv. 6.10b  
  
    Edbb = red*gamG*(G+Gk+2*balk)+gamvar*(fil1+fil2+axel1+axel2);  
  
    if abs(Edab)>abs(Edbb)  
  
        gkant = gamG*Gk/1;  
        gplatta = gamG*G/10.5;  
        pbalk = gamG*balk;  
        qf1 = gamvar*psi0f*fil1;  
        qf2 = gamvar*psi0f*fil2;  
        p1 = gamvar*psi0a*axel1;  
        p2 = gamvar*psi0a*axel2;  
    else if abs(Edab)<abs(Edbb)  
  
        gkant = red*gamG*Gk/1;  
        gplatta = red*gamG*G/10.5;  
        pbalk = red*gamG*balk;  
        qf1 = gamvar*fil1;  
        qf2 = gamvar*fil2;  
        p1 = gamvar*axel1;  
        p2 = gamvar*axel2;  
    end  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer karakteristisk tvärled

```
function [gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =  
    kar_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb)  
  
    Gk = gk*1;  
    G = g*10.5;  
    fil1 = q1*3;  
    fil2 = q2*3;  
    axel1 = Q1;  
    axel2 = Q2;  
    balk = Pb;  
  
    gamG = 1.35;  
    gamvar = 1.5;  
    psi0f = 0.4;  
    psi0a = 0.75;  
    red = 0.89;  
  
    % ekv. 6.14a  
  
    Edkar = Gk+G+balk+fil1+fil2+axel1+axel2  
  
    gkant = gamG*Gk/1;  
    gplatta = gamG*G/10.5;  
    pbalk = balk;  
    qf1 = fil1;  
    qf2 = fil2;  
    p1 = axel1;  
    p2 = axel2;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer frekvent tvärled

```
function [gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =  
    fre_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb)  
  
    Gk = gk*1;  
    G = g*10.5;  
    fil1 = q1*3;  
    fil2 = q2*3;  
    axel1 = Q1;  
    axel2 = Q2;  
    balk = Pb;  
  
    gamG = 1.35;  
    gamvar = 1.5;  
    psi1f = 0.4;  
    psi1a = 0.75;  
    red = 0.89;  
  
    % ekv. 6.15b  
  
    Edkar = Gk+G+balk+psi1f*(fil1+fil2)+psi1a*(axel1+axel2);  
  
    gkant = Gk/1;  
    gplatta = G/10.5;  
    pbalk = balk;  
    qf1 = psi1f*fil1;  
    qf2 = psi1f*fil2;  
    p1 = psi1a*axel1;  
    p2 = psi1a*axel2;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer kvasipermanent tvärled

```
function [gkant, gplatta, qf1, qf2, p1, p2, pbalk] =  
    kva_komb_tvarled(g, gk, q1, q2, Q1, Q2, Pb)  
  
    Gk = gk*1;  
    G = g*10.5;  
    fil1 = q1*3;  
    fil2 = q2*3;  
    axel1 = Q1;  
    axel2 = Q2;  
    balk = Pb;  
  
    gamG = 1.35;  
    gamvar = 1.5;  
    psi0f = 0.4;  
    psi0a = 0.75;  
    red = 0.89;  
  
    % ekv. 6.16b  
  
    Edkar = Gk+G+balk  
  
    gkant = Gk/1;  
    gplatta = G/10.5;  
    pbalk = balk;  
    qf1 = 0;  
    qf2 = 0;  
    p1 = 0;  
    p2 = 0;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga F - Beräkning av armering i tvärled

Ingående maximala moment från snittberäkningar i tvärled

$$M_{ed, stöd} = 484,42 \text{ kNm}$$

Maximalt moment över stöd. Från Bilaga E.

$$M_{ed, fält} = 713,33 \text{ kNm}$$

Maximalt moment i fält. Från Bilaga E.

Tvärsnittsmått

$$h = 0,3 \text{ m}$$

Höjd på brobaneplatta

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

Flänsbredd

Tryckblocksfaktorer

$$\alpha = 0,81$$

$$\beta = 0,416$$

Materialparametrar & beräkningsvariabler

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

Karaktäristiskt värde för armeringens sträckgräns.

$$\gamma_s = 1,15$$

Nationell parameter, rekommenderat värde.

$$\gamma_c = 1,5$$

Nationell parameter, rekommenderat värde.

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

Medelvärde för betongens draghållfasthet .

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Karaktäristiskt värde för betongens tryckhållfasthet.

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

Armeringens elasticitetsmodul.

$$\phi_{langs} = 0,020 \text{ m}$$

Diameter för huvudarmering.

$$\phi_{bygel} = 0,0 \text{ m}$$

Diameter för tvärarmering. Ingen tvärarmering används i tvärled.

$$\Delta c_{dev} = 0,010 \text{ m}$$

Tillåten måttavvikelse. EK2 4.4.1.

$$c_{min,b} = 0,020 \text{ m}$$

Minst tillåtna värde på täckande betongskikt med hänsyn till vidhäftning. EK2 4.4.1.

$$c_{min,dur} = 0,030 \text{ m}$$

Minsta tillåtna värde på täckande betong. Enligt tabell från trafikverket, XD1.

$\min_{avstånd}$

Minsta fria avstånd mellan armeringsstänger

$$A_s = \frac{\varphi_{\text{langs}}^2 \cdot \pi}{4} = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Area per armeringsstång

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Betongens brottstukning

Beräkning av dimensioneringsvärden

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

Dimensioneringsvärde för armeringens sträckgräns.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26,67 \text{ MPa}$$

Dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet.

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_{Es}} = 0,0022$$

Dimensionerande värde på flyttöjning

Beräkning av minsta täckande betongskikt

$$c_{\min} = \max([c_{\min,b}, c_{\min,dur}, 0,01]) = 0,030 \text{ m}$$

Minsta tillåtna värde på täckande betongskikt

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 0,040 \text{ m}$$

Nominellt värde på täckande betongskikt

Beräkning av d-mått för tvärsnittet

$$d = h - c_{\text{nom}} - \varphi_{\text{bygel}} - \frac{\varphi_{\text{langs}}}{2} = 0,25 \text{ m}$$

Avstånd från tvärsnittskant till dragen armering

$$d' = c_{\text{nom}} + \varphi_{\text{bygel}} + \frac{\varphi_{\text{langs}}}{2} = 0,05 \text{ m}$$

Avstånd från tvärsnittskant till tryckt armering

$$df = d - \frac{\min_{avstånd}}{2} - \frac{\varphi_{\text{langs}}}{2} = 0,2275 \text{ m}$$

Medelavstånd till dragen armering (2 lager).

Uppskattad hävarm

$$z = 0,9 \cdot d = 0,2250 \text{ m}$$

Uppskattad inre hävarm

$$zf = 0,9 \cdot df = 0,2048 \text{ m}$$

Uppskattad inre medel hävarm

Erforderlig armeringsarea kan uppskattas som

$$A_{ss} = \frac{\text{Med.stöd}}{f_{yd} * z} = 0,0050 \text{ m}^2$$

Uppskattad armeringsarea i stöd

$$A_{sf} = \frac{\text{Med.fält}}{f_{yd} * z_f} = 0,0080 \text{ m}^2$$

Uppskattad armeringsarea i fält

$$n_s = \frac{A_{ss}}{A_{arm}} = 18 \text{ st}$$

Antal dragna $\varnothing 20$ -järn i stöd

$$n_f = \frac{A_{sf}}{A_{arm}} = 32 \text{ st}$$

Antal drag $\varnothing 20$ -järn i fält

$$n_{st} = 7 \text{ st}$$

Vald tryckarmering i stöd

$$n_{sf} = 10 \text{ st}$$

Vald tryckarmering i fält

Maximalt antal stänger per breddmeter

$$n_{\max} = \frac{1}{\varnothing_{\text{lang}} + \min_{\text{avstånd}}} = 22 \text{ st}$$

Stålkrafter beräknas, antagande att allt stål flyter

$$F_{ss} = n_s * A_{arm} * f_{yd} = 2,46 \text{ MN}$$

Stålkraft dragarmering i stöd

$$F'_s = n_{st} * A_{arm} * f_{yd} = 956,14 \text{ kN}$$

Stålkraft tryckarmering i stöd

$$F_{sf} = n_f * A_{arm} * f_{yd} = 4,37 \text{ MN}$$

Stålkraft dragarmering i fält

$$F'_{sf} = n_{sf} * A_{arm} * f_{yd} = 1,36 \text{ MN}$$

Stålkraft tryckarmering i fält

Beräknar tryckzonshöjd

$$x_s = \frac{F_{ss} - F'_{s}}{\alpha * f_{cd} * b} = 0,0696 \text{ m}$$

Tryckzon i stöd

$$x_f = \frac{F_{sf} - F'_{sf}}{\alpha * f_{cd} * b} = 0,1391 \text{ m}$$

Tryckzon i fält

Kontrollerar antagande att allt stål flyter

$$\varepsilon_{ss} = \frac{d - x_s}{x_s} * \varepsilon_{cu} = 0,0091 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

$$\varepsilon'_{ss} = \frac{x_s - d'}{x_s} * \varepsilon_{cu} = 0,000984 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter inte, ej OK

$$\varepsilon_{sf} = \frac{d_f - x_f}{x_f} * \varepsilon_{cu} = 0,0023 < \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

$$\varepsilon'_{sf} = \frac{x_f - d'}{x_f} * \varepsilon_{cu} = 0,0023 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

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

Beräknar nya stålkrafter

$$F_{ss1} = F_{ss}$$

Antagande rätt – byter ej

$$F'_{s1} = nst * A_{arm} * E_s * \varepsilon'_{ss} = 432,87 \text{ kN}$$

Antagande fel – byter

$$F_{sf1} = F_{sf}$$

Antagande rätt – byter ej

$$F'_{sf1} = F'_{sf}$$

Antagande rätt – byter ej

Beräknar nya tryckzonshöjder

$$x_{s1} = \frac{F_{ss1} - F'_{s1}}{\alpha * f_{cd} * b} = 0,0938 \text{ m}$$

Tryckzon i stöd

$$x_{f1} = \frac{f_{sf1} - F'_{sf1}}{\alpha * f_{cd} * b} = 0,1391 \text{ m}$$

Ny tryckzon i fält

Kontrollerar antaganden om ståltöjningar igen

$$\varepsilon_{ss1} = \frac{d - x_{s1}}{x_{s1}} * \varepsilon_{cu} = 0,0058 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

$$\varepsilon'_{ss1} = \frac{x_{s1} - d'}{x_{s1}} * \varepsilon_{cu} = 0,0016 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter inte, OK

$$\varepsilon_{sf1} = \frac{df - x_{f1}}{x_{f1}} * \varepsilon_{cu} = 0,0023 < \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

$$\varepsilon'_{sf1} = \frac{x_{f1} - d'}{x_{f1}} * \varepsilon_{cu} = 0,0023 > \varepsilon_{syd}$$

Flyter, OK

Momentjämvikt kring armering i dragzon ger Mrd

$$M_{Rds} = f_{cd} * b * \alpha * x_{s1} * (d - \beta * x_{s1}) + F'_{s1} * (d - d') = 513,98 \text{ KNm}$$

$$M_{Rdf} = f_{cd} * b * \alpha * x_{f1} * (df - \beta * x_{f1}) + F'_{sf1} * (df - d') = 752,18 \text{ KNm}$$

$$M_{Eds} < M_{Rds}$$

OK

$$M_{Edf} < M_{Rdf}$$

OK

Momentutnyttjandegrader

$$\frac{M_{Eds}}{M_{Rds}} = 94,25 \%$$

OK

$$\frac{M_{Edf}}{M_{Rdf}} = 94,84 \%$$

OK

Kontroll av segt verkningsätt

$$\frac{x_{s1}}{d} = 0,3751$$

$$\frac{x_{f1}}{df} = 0,6116$$

MATLAB-beräkningar redovisas nedan.

Table of Contents

Armering i tvärled	1
Dimensionerande moment	1
Tvärnittsmått	1
Tryckblocksfaktorer	1
Materialparametrar	1
Beräkning av f_{yd} och f_{cd}	2
Beräkning minsta täckande betongskikt, c_{nom}	2
d-mått för tvärsnittet	2
Erforderlig armeringsarea kan uppkattas till	2
Antal stänger	2
Maximalt antal stänger per breddmeter	3
Beräknar tryckzonshöjd	3
Kontrollerar antagandet om att stålet flyter	3
Beräknar nya stålkrafter	3
Beräknar ny tryckzonshöjder	4
Kontrollerar antaganden om ståltöjningar igen	4
Momentjämvikt kring aremring i dragzon ger M_{rd} :	4
Momentutnyttjandegrader	5
Kontroll av segt verkningssätt	5

Armering i tvärled

```
clear all
clc
```

Dimensionerande moment

```
Medstod = 4.8442e5;           % Stöd [Nm]
Medfalt = 7.1333e5;           % Fält [Nm]
```

Tvärnittsmått

```
h = 0.3;                       % [m]
b = 1.0;                       % [m]
```

Tryckblocksfaktorer

```
alfa = 0.81;
beta = 0.416;
```

Materialparametrar

```
fyk = 500e6;                   % [Pa]
gamma_s = 1.15;
gamma_c = 1.5;
fctm = 3.5e6;                   % [Pa]
fck = 40e6;
```

```

Es = 200e9; % [Pa]

filangs = 0.020; % Armeringens diameter [m]
fibygel = 0.0; % Byglarnas diameter [m]
deltacdev = 0.010; % [m]
cminb = filangs;
cmindur = 0.030; % Enligt tabell från Trafikverket, XD1
minstafriaavstand = 0.025;
Aarm = filangs^2*pi/4;
ecu = 3.5e-3;

```

Beräkning av fyd och fcd

```

fyd = fyk/gammas; % [Pa]

fcd = fck/gammac; % [Pa]

epsilonsyd = fyd/Es;

```

Beräkning minsta täckande betongskikt, cnom

```

cmin = max([cminb, cmindur, 0.01]); % [m]

cnom = cmin + deltacdev; % [m]

```

d-mått för tvärsnittet

```

d = h - cnom - fibygel - filangs/2; % [m]

dprim = cnom + fibygel + filangs/2; % [m]

df = d-minstafriaavstand/2-filangs/2; % [m]

% Uppskattad hävarm, z

z = 0.9*d;
zf = 0.9*df;

```

Erforderlig armeringsarea kan uppkattas till

```

% Armering över stöd

Ass = Medstod/(fyd*z); % [m^2]

% Armering i fält

Asf = Medfalt/(fyd*zf); % [m^2]

```

Antal stänger

```

% Dragarmering stöd

```

```
ns = ceil(Ass/Aarm)+2;
```

```
% Dragarmering fält
```

```
nf = ceil(Asf/Aarm)+6;
```

```
% Tryckarmering stöd
```

```
nstryck = 2+5;
```

```
% Tryckarmering fält
```

```
nftryck = 2+8;
```

Maximalt antal stänger per breddmeter

```
nmax = 1/(filangs + minstafriaavstand);
```

```
% Stålkrafter beräknas, antar att allt flyter
```

```
Fss = ns*Aarm*fyd; % [N]
```

```
Fssprim = nstryck*Aarm*fyd; % [N]
```

```
Fsf = nf*Aarm*fyd; % [N]
```

```
Fsfprim = nftryck*Aarm*fyd; % [N]
```

Beräknar tryckzonshöjd

```
xs = (Fss-Fssprim)/(alfa*fcd*b); % [m]
```

```
xf = (Fsf-Fsfprim)/(alfa*fcd*b); % [m]
```

Kontrollerar antagandet om att stålet flyter

```
ess = ((d-xs)/xs)*ecu; % Flyter, OK
```

```
essprim = ((xs-dprim)/xs)*ecu; % Flyter ej, ej OK
```

```
esf = ((df-xf)/xf)*ecu; % Flyter, OK
```

```
esfprim = ((xf-dprim)/xf)*ecu; % Flyter, OK
```

Beräknar nya stålkrafter

```
Fss1 = Fss; % Byter ej - Antagande  
rätt
```

```
Fssprim1 = nstryck*Aarm*Es*essprim; % Byter - Antagande fel
```

```

Fsf1 = Fsf; % Byter ej - Antagande
rätt

Fsfprim1 = Fsfprim; % Byter ej - Antagande
rätt

```

Beräknar ny tryckzonshöjder

```

echo on;
xs1 = (Fss1-Fssprim1)/(alfa*fcd*b) % [m]

xf1 = (Fsf1-Fsfprim1)/(alfa*fcd*b) % [m]
echo off;

xs1 = (Fss1-Fssprim1)/(alfa*fcd*b) % [m]

xs1 =

    0.0938

xf1 = (Fsf1-Fsfprim1)/(alfa*fcd*b) % [m]

xf1 =

    0.1391

echo off;

```

Kontrollerar antaganden om ståltöjningar igen

```

ess1 = ((d-xs1)/xs1)*ecu; % Flyter - OK

essprim1 = ((xs1-dprim)/xs1)*ecu; % Flyter ej - OK

esf1 = ((df-xf1)/xf1)*ecu; % Flyter - OK

esfprim1 = ((xf1-dprim)/xf1)*ecu; % Flyter - OK

```

Momentjämvikt kring aremring i dragzon ger Mrd:

```

echo on;
Mrds = fcd*b*alfa*xs1*(d - beta*xs1)+Fssprim1*(d - dprim) % [Nm]

Mrdf = fcd*b*alfa*xf1*(df - beta*xf1)+Fsfprim1*(df - dprim) % [Nm]
echo off;

Mrds = fcd*b*alfa*xs1*(d - beta*xs1)+Fssprim1*(d - dprim) % [Nm]

```

```
Mrds =
```

```
5.1398e+05
```

```
Mrdf = fcd*b*alfa*xf1*(df - beta*xf1)+Fsfprim1*(df - dprim) % [Nm]
```

```
Mrdf =
```

```
7.5218e+05
```

```
echo off;
```

Momentutnyttjandegrader

```
echo on;
```

```
Momentunyttjandegradstod = 100*(Medstod/Mrds) % [%]
```

```
Momentutnyttjandegradfalt = 100*(Medfalt/Mrdf) % [%]
```

```
echo off;
```

```
Momentunyttjandegradstod = 100*(Medstod/Mrds) % [%]
```

```
Momentunyttjandegradstod =
```

```
94.2486
```

```
Momentutnyttjandegradfalt = 100*(Medfalt/Mrdf) % [%]
```

```
Momentutnyttjandegradfalt =
```

```
94.8356
```

```
echo off;
```

Kontroll av segt verkningsätt

```
echo on;
```

```
xs1/d % ej OK
```

```
xf1/df
```

```
% ej OK
```

```
echo off;
```

```
xs1/d
```

```
% ej OK
```

```
ans =
```

```
0.3751
```

```
xf1/df
```

```
% ej OK
```

ans =

0.6115

echo off;

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga G - Dimensionering av efterspänd balk

Geometri och tvärsnittsmått

$L = 24,9 \text{ m}$	Spannlängd
$b_w = 1,2 \text{ m}$	Livbredd
$t_f = 0,3 \text{ m}$	Tjocklek fläns
$b_1 = 2,85 \text{ m}$	Avstånd mellan konsolände och liv
$b_2 = 2,9 \text{ m}$	Avstånd mellan liv och mitten av mittspann
$h = 1,3 \text{ m}$	Tvärsnittshöjd

Materialparameterar

Hållfastheter bestäms enligt SS-EN 1992, avsnitt 3.1.6, 3.2.7, 3.3.6 och från Björn Engströms föreläsning om förspända betongbroar

Betong

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	Tryckhållfasthet, karakteristiskt värde
$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$	Medeldraghållfasthet
$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$	Sekantvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{cm,i} = 31 \text{ GPa}$	Sekantvärde för betongens elasticitetsmodul vid avspänning
$f_{ck,i} = 25 \text{ MPa}$	Tryckhållfasthet vid avspänning
$f_{ctk,0,05,i} = 1,8 \text{ MPa}$	Draghållfasthetens undre karakteristiska värde vid avspänning
$f_{ctk,0,05} = 2,5 \text{ MPa}$	Draghållfasthetens undre karakteristiska värde
$\alpha_{ct} = 1$	Faktor som beaktar reduktion av betongens draghållfasthet på grund av långvarig belastning
$\alpha_{cc} = 0,85$	Faktor som beaktar reduktion av betongens tryckhållfasthet på grund av långvarig belastning
$\gamma_c = 1,5$	Partialkoefficient för betong, som även beaktar modellosäkerheter och variationer i tvärsnittsmått

Armering

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

Sträckgräns, karakteristiskt värde

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

Armeringens elasticitetsmodul

$$\gamma_s = 1,15$$

Partialkoefficient för armerings- eller
förspänningsstål, som även beaktar
modellosäkerheter och variationer i tvärsnittsmått

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

Diameter på armeringsjärn

$$A_s = 0,000314 \text{ m}^2$$

Area armeringsjärn

Spännstål

$$\phi_p = 10 \text{ mm}$$

Diameter spänntråd

$$f_{p0,1k} = 1700 \text{ MPa}$$

0,1-gräns för karakteristisk brotthållfasthet

$$f_{pk} = 1800 \text{ MPa}$$

Karakteristisk brotthållfasthet

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

Elasticitetsmodul

$$\varepsilon_{puk} = 0,0035$$

Gränstöjning

Dimensionerande materialparametrar

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22,5 \text{ MPa}$$

Dimensionerande tryckhållfasthet

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,67 \text{ MPa}$$

Dimensionerande draghållfasthet

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

Dimensionerande sträckgräns

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1478 \text{ MPa}$$

Dimensionerande 0,1-gräns för brotthållfasthet

$$f_{pud} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = 1565 \text{ MPa}$$

Dimensionerande brotthållfasthet

Dimensionerande laster

Brottgräns

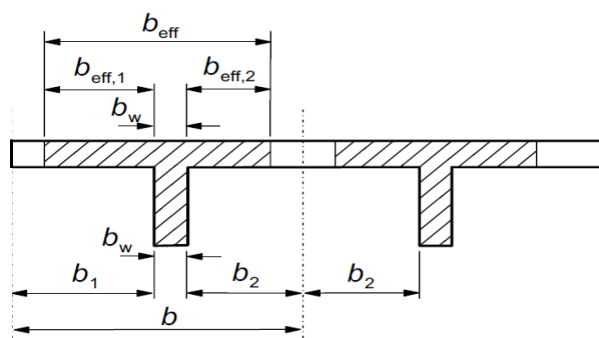
$G_{\text{längsled, brott}} = -172 \text{ kN/m}$	Egentyngd längsled i brottkombination
$q_{\text{fil, tot, brott}} = -37,5 \text{ kN/m}$	Total fillast längsled i brottkombination
$q_{\text{axel, brott}} = -580,5 \text{ kN}$	Axellast i brottkombination
$MB_{\text{brott}} = -17,6 \text{ MNm}$	Moment över stöd i brottkombination
$MB_g = -6,5 \text{ MNm}$	Moment över stöd i brottkombination orsakat av egenvikt

Bruksgräns (karakteristisk kombination)

$G_{\text{längsled, bruk}} = -137 \text{ kN/m}$	Egentyngd längsled i brukgränstillstånd
$q_{\text{fil, tot, bruk}} = -24 \text{ kN/m}$	Total fillast längsled i brukgränstillstånd
$q_{\text{axel, bruk}} = -371,7 \text{ kN}$	Axellast i brukgränstillstånd
$MB_{\text{bruk}} = -13,4 \text{ MNm}$	Moment över stöd i brukgränstillstånd
$MB_g = -6,5 \text{ MNm}$	Moment över stöd i brukgränstillstånd orsakat av egenvikt

Medverkande flänsbredd och tvärsnittskonstanter

Medverkande flänsbredd se Figur 1 i fält och intill mellanstöd bestäms enligt SS-En 1992, avsnitt 5.3.2.1. Vid beräkningar som inte kräver större noggrannhet används konstant medverkande flänsbredd enligt SS-EN 1992, avsnitt 5.3.2.1(4).



Figur G.1. Illustrering av medverkande flänsbredd

Medverkande flänsbredd

Avstånd mellan momentnollpunkter

$$L_{0f} = 0,85 * L$$

$$L_{0s} = 2 * 0,15 * L$$

Medverkande fläns åt respektive håll

$$beff_1 = \min(0,2 * b_1 + 0,1 * L_{0f}, b_1) = 2,68m$$

$$beff_2 = \min(0,2 * b_2 + 0,1 * L_{0s}, b_2) = 2,69 m$$

Total flänsbredd

$$beff = beff_1 + beff_2 + b_w > b_1 + b_2$$

$$beff = b_1 + b_2 = 5,75 m$$

Total flänsbredd för vidare beräkningar

Tvärsnittkonstanter

Konstanter för bruttotvärsnitt utan hänsyn till armering och ursparningar

$$A_c = b_w * h + (beff - b_w) * t_f = 2,925 m$$

Betongtvärsnittetsarea

$$x_c = \frac{(\frac{b_w * h^2}{2} + (beff - b_w) * \frac{t_f^2}{2})}{A_c} = 0,4167 m$$

Tyngdpunkt för tvärsnitt

$$I_c = \frac{b_w * h^3}{12} + b_w * h * \left(\frac{h}{2} - x_c\right)^2 + (beff - b_w) *$$

Tvärsnittets

tröghetsmoment

$$* \frac{t_f^3}{12} + (beff - b_w) * t_f * (x_c - \frac{t_f}{2})^2 = 0,4119 m^4$$

Minsta täckande betongskikt

Variabler

$$\phi_v = 20 mm$$

Bygeldiameter

$$\phi_{duct} = 65 mm$$

Foderrörsdiameter

$$C_{minb} = \phi_v$$

Minsta tillåtna värde på täckande betongskikt med hänsyn till vidhäftning

$$C_{min,dur} = 30 mm$$

Minsta tillåtna värde på täckande betongskikt med hänsyn till korrosionsskydd

$$d_g = 12 \text{ mm}$$

Största storlek på ballast

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Tillåten måttavvikelse

Täckande betongskikt för byglar

$$C_{min,byglar} = \max(C_{minb}, C_{min,dur}, 10\text{mm}) = 30 \text{ mm}$$

Minsta täckande skikt

SS-EN 1992, avsnitt
4.4.1.2

$$C_{nom,byglar} = C_{min,byglar} + \Delta C_{dev} = 40 \text{ mm}$$

Nominellt täckande skikt
SS-EN 1992, avsnitt
4.4.1.1, 4.4.1.3

Täckande betongskikt för foderrör

$$C_{min,rör} = \max(\phi_{duct}, C_{min,dur}, 10\text{mm}) = 65 \text{ mm}$$

Minsta täckande skikt SS-
EN 1992, avsnitt 4.4.1.2

$$C_{nom,rör} = C_{min,rör} + \Delta C_{dev} = 75 \text{ mm}$$

Nominellt täckande skikt
SS-EN 1992, avsnitt
4.4.1.1, 4.4.1.3

Placering av foderrör SS-EN 1992 avsnitt 8.10.1.3

$$s_e = \frac{\phi_{duct}}{2} + C_{nom,rör} = 107,5 \text{ mm}$$

Avstånd mellan kant och
centrum foderrör

$$d_s = \max(d_g + 5, \phi_{duct}, 50\text{mm}) = 65 \text{ mm}$$

Minsta fria avstånd
mellan rör i samma lager

$$s_h = d_s + \phi_{duct} = 130 \text{ mm}$$

Centrumavstånd mellan
rör i samma lager

$$d_d = \max(d_g, \phi_{duct}, 40\text{mm}) = 65 \text{ mm}$$

Minsta fria avstånd
mellan lager

$$s_v = d_d + \phi_{duct} = 130 \text{ mm}$$

Centrumavstånd mellan
lager

$$n = \frac{(b_w - 2 \cdot s_e)}{s_h} + 1 = 8,58$$

Antal rör som ryms i ett
lager

Beräkning av moment efter efterspanning

Momenten beräknas med hjälp av linjärelastisk analys enligt SS-EN 1992 avsnitt 5.4.

Uppskattat tvångsmoment orskat av förspänning

Tvångsmomentet på grund av förspänning uppskattas till hälften av stödmomentet för karakteristisk last utan inverkan av förspänning.

$$\Delta MB = 0,5 * MB_{bruk} \quad \text{Tvångsmoment}$$

Brottgräns

Reducerat moment på grund av tvångsmoment

$$MB_{red,brott} = MB_{brott} - \Delta MB = -8,8 \text{ MNm}$$

Beräkning av maxmoment i fält samt ny stödreaktion i ytterstöd

$$RA_{brott} = \frac{MB_{red,brott}}{L} - \frac{(G_{längsled,brott} + q_{fil,brott}) * L}{2} - \frac{q_{axel,brott} * (L-i)}{L} = 2,5 \text{ MN}$$

$$X_{0,brott} = \frac{-RA_{brott}}{(G_{längsled,brott} + q_{fil,brott})} = 11,9 \text{ m}$$

$$M1_{brott} = \frac{(G_{längsled,brott} + q_{fil,brott}) * X_{0,brott}^2}{2} + RA_{brott} * X_{0,brott} = 14,9 \text{ MNm}$$

Brukgräns

Reducerat moment på grund av tvångsmoment

$$MB_{red,bruk} = MB_{bruk} - \Delta MB = -6,7 \text{ MNm}$$

Beräkning av maxmoment i fält samt ny stödreaktion i ytterstöd

$$RA_{bruk} = \frac{MB_{red,bruk}}{L} - \frac{(G_{längsled,bruk} + q_{fil,bruk}) * L}{2} - \frac{q_{axel,bruk} * (L-i)}{L} = 1,89 \text{ MN}$$

$$X_{0,bruk} = \frac{-RA_{bruk}}{(G_{längsled,bruk} + q_{fil,bruk})} = 11,75 \text{ m}$$

$$M1_{bruk} = \frac{(G_{längsled,bruk} + q_{fil,bruk}) * X_{0,bruk}^2}{2} + RA_{bruk} * X_{0,bruk} = 14,9 \text{ MNm}$$

Egentyngd

Reducerat moment på grund av tvångsmoment

$$MB_{red,g} = MB_g - \Delta MB = 253 \text{ kNm}$$

Beräkning av maxmoment i fält samt ny stödreaktion i ytterstöd

$$RA_g = \frac{MB_{red,g}}{L} - \frac{(G_{längsled}) * L}{2} = 1,72 \text{ MN}$$

$$X_{0,g} = \frac{-RA_g}{G_{längsled}} = 12,52 \text{ m}$$

$$M_{1g} = \frac{G_{längsled} * X_{0,g}^2}{2} + RA_{bruk} * X_{0,g} = 10,7 \text{ MNm}$$

Förspänningskraft

Effektivhöjd, samma i fält- och stödsnitt

$$dp = h - se = 1,12 \text{ m}$$

Spännkraftens exentricitet

$$e_{cf} = dp - xc = 0,69 \text{ m}$$

$$e_{cs} = dp - xc - 0,36 = 0,34 \text{ m}$$

Erforderlig spännkraft

Vid beräkningar av spännkraften skall möjlig variation beaktas enligt SS-EN 1992, 5.10.9.

Detta görs i brukgränstillstånd genom tillämpning av undre och övre karakteristiska värden på spännkraften. När förspänningen har en gynnsam inverkan används undre värde.

$$Pi_k = r_{inf} * Pi = 0,9Pi$$

(SS-EN 1992, 5.10.9) där r_{inf} är en nationell parameter. $r_{inf} = 0,9$

Erforderlig spännkraft med hänsyn till sprickbegränsning

Fältsnitt

Villkor:

$$\sigma_{ct} = \frac{-n \cdot P i_k}{A_c} + \frac{-n \cdot P i_k \cdot e_{cf} + M 1_{bruk}}{I_c} \cdot (h - x_c) \leq \sigma_{ct, \max} = f_{ctk, 0,05}$$

n = faktor som beaktar långtidsförlust i preliminära beräkningar.

$$P i \geq \frac{1}{n \cdot 0,9} \frac{M 1_{bruk} - \frac{I_c}{h - x_c} \cdot |f_{ctk, 0,05}|}{e_{cf} + \frac{I_c}{(h - x_c) \cdot A_c}} = 14,4 \text{ MN}$$

Stödsnitt

Villkor:

$$\sigma_{ct} = \frac{-n \cdot P i_{k, k}}{A_c} + \frac{-n \cdot P i_{k, k} \cdot e_{cs} + M B_{bruk}}{I_c} \cdot (h - x_c) \leq \sigma_{ct, \max} = f_{ctk, 0,05}$$

$$P i \geq \frac{1}{n \cdot 0,9} \frac{M B_{bruk} - \frac{I_c}{h - x_c} \cdot |f_{ctk, 0,05}|}{e_{cs} + \frac{I_c}{(h - x_c) \cdot A_c}} = 13,7 \text{ MN}$$

Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till sprickbegränsning

$$P i_k = r_{sup} \cdot P i = 1,1 P i$$

Fältsnitt

Villkor:

$$\sigma_{ct} = \frac{-P i_k}{A_c} + \frac{P i_k \cdot e_{cf} + M 1_g}{I_c} \cdot (-x_c) \leq \sigma_{cti, \max} = f_{ctk, 0,05i}$$

$$P i \leq \frac{1}{1,1} \frac{M 1_g + \frac{I_c}{x_c} \cdot f_{ctk, 0,05i}}{e_{cf} - \frac{I_c}{x_c \cdot A_c}} = 35 \text{ MN}$$

Stödsnitt

Villkor:

$$\sigma_{ct} = \frac{-Pi_k}{A_c} + \frac{-Pi_k * e_{cs} + MBg}{I_c} * (-x_c) \leq \sigma_{cti_{max}} = f_{ctk0,05i}$$

$$Pi \leq \frac{1}{1,1} \frac{MBg + \frac{I_c}{x_c} * f_{ctk0,05i}}{e_{cf} - \frac{I_c}{x_c * A_c}} = 1296 \text{ MN}$$

Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till tryckspänningsbegränsning

Fältsnitt

Villkor:

$$\sigma_{cc} = \frac{-Pi_k}{A_c} + \frac{-Pi_k * e_{cf} + M1g}{I_c} * (h - x_c) \geq -|\sigma_{cci_{max}}| = 0,6 * f_{cki}$$

$$Pi \leq \frac{1}{1,1} \frac{M1g + \frac{I_c}{h - x_c} * |\sigma_{cci_{max}}|}{e_{cf} + \frac{I_c}{(h - x_c) * A_c}} = 20,9 \text{ MN}$$

Stödsnitt

Villkor:

$$\sigma_{cc} = \frac{-Pi_k}{A_c} + \frac{-Pi_k * e_{cs} + MBg}{I_c} * (h - x_c) \geq -|\sigma_{cci_{max}}| = 0,6 * f_{cki}$$

$$Pi \leq \frac{1}{1,1} \frac{M1g + \frac{I_c}{h - x_c} * |\sigma_{cci_{max}}|}{e_{cs} + \frac{I_c}{(h - x_c) * A_c}} = 14,7 \text{ MN}$$

Slutgiltigt tillåtet spänningsintervall med hänsyn till begränsningar:

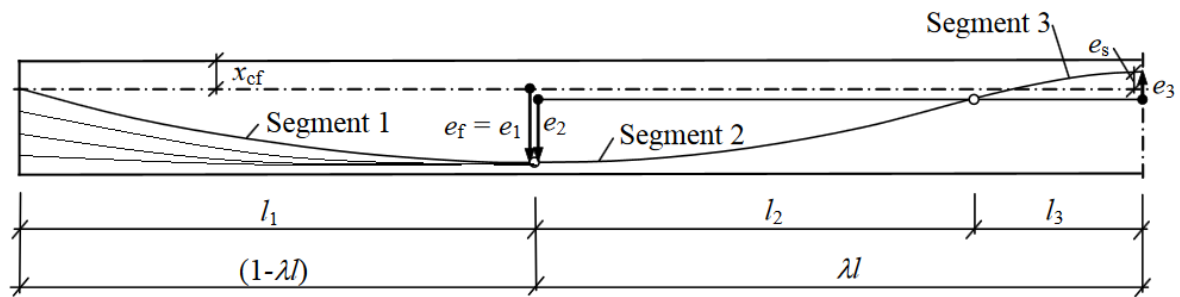
Fältsnitt

$$14,4 \text{ MN} \leq Pi \leq 20,9 \text{ MN}$$

Stödsnitt

$$13,7 \text{ MN} \leq Pi \leq 14,7 \text{ MN}$$

Anordning av spännkablar



Figur G.2. Illustrering av kabelförgrening i ändsnitt. Modifierad bild ursprungligen från Björn Engströms powerpoint. (B. Engström, personlig kommunikation, 2 februari 2017)

$$e_f = e_{cf} = 0,69 \text{ m}$$

$$e_s = e_{cs} - s_e = 0,21 \text{ m}$$

Parabelsegment 1

Från tyngdpunktsläge i ändsnitt till största excentriciten i fält.

$$e_1 = e_f = 0,69 \text{ m}$$

Höjdskillnad mellan tyngdpunkt och spännkabel

$$l_1 = X_{0,bruk} = 11,75 \text{ m}$$

Parabellängd

$$\alpha_1 = 2 * \frac{e_1}{l_1} = 0,1190 \text{ rad}$$

Lutning i ändsnitt

$$R_1 = \frac{l_1^2}{2 * e_1} = 98,75 \text{ m}$$

Krökningsradie i ändsnitt

$$\lambda = 0,5279$$

Förhållande mellan sträckorna mittstöd till största excentricitet och total spannlängd

Parabelsegment 2 och 3

Från största excentricitet i fält till inflexionspunkt. Denna bestäms med villkoret att segment 2 och 3 ska ha samma lutning där de möts.

$$l_3 = 5,83 \text{ m}$$

Valt avstånd mellan mittstöd och inflexionspunkt

$$\beta = \frac{l_3}{l} = 0,234$$

Förhållande mellan sträckorna l_3 och spannlängd

$$e_3 = \frac{\beta(e_f + e_s)}{\lambda} = 0,4 \text{ m}$$

Höjdskillnad mellan inflexionspunkt och spännkabel

$$e_2 = e_f + e_s - e_3 = 0,5 \text{ m}$$

Höjdskillnad mellan inflexionspunkt och spännkabel

$$l_2 = (\lambda - \beta) * l = 7,3 \text{ m}$$

Parabellängd

$$\alpha_2 = \frac{2 * e_2}{l_2} = 0,138 \text{ rad}$$

Lutning i ändsnitt parabel 2

$$R_2 = \frac{l_2^2}{2 * e_2} = 52,88 \text{ m}$$

Krökningsradie i ändsnitt parabel 2

$$\alpha_3 = \frac{2 * e_3}{l_3} = 0,138 \text{ rad}$$

Lutning i ändsnitt parabel 3

$$R_2 = \frac{l_3^2}{2 * e_3} = 42,1 \text{ m}$$

Krökningsradie i ändsnitt parabel 3

Variation av spännkraft med avseende på friktion

Spännkablarna i balken förutsätts bli uppspända från båda hållen. Friktionen i foderrören medför att uppspänningskraften blir något större än erforderlig spännkraft i fältsnitt. Varierande kraft m.a.p. friktion beräknas enligt SS-EN 1992, avsnitt 5.10.5.2.

$$P(x) = P_{\max} * e^{-\mu(\alpha_1 + k * x)}$$

$$\mu = 0,17$$

Kalldragen tråd

$$k = 0,01 \frac{1}{m}$$

Antaget värde enligt SS-EN 1992 5.10.5.2(3)

Friktionsförlust vid slutet av varje parabelsegment:

Snitt:	Spännkraft efter friktionsförlust:	
$x = 0$	$P_0 = 14,9 \text{ MN}$	Uppspänningskraft före låsning
$x = l_1$	$P_1 = 14,4 \text{ MN}$	Fältsnitt
$x = l_1 + l_2$	$P_2 = 13,9 \text{ MN}$	Inflexionspunkt
$x = l_1 + l_2 + l_3$	$P_3 = 13,4 \text{ MN}$	Stödsnitt

Val av stålspänning vid uppspanning, spännkraft och spännerheter

Maximal tillåten stålspänning bestäms enligt SS-EN 1992, avsnitt 5.10.2.1(1)P

Stålspänning

$$\sigma_{p_{max}} = \min(0,8 * f_{pk}, 0,9 * f_{p0,1k}) = 1490 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 1200 \text{ MPa} \quad \text{Vald maximal stålspänning}$$

Spännstålsarea

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_p} = 0,0125 \text{ m}^2 \quad \text{Erfordlig stålarea}$$

$$n_p = \frac{A_p}{\frac{\phi_p * \pi}{4}} = 159 \text{ st} \quad \text{Erfordligt antal spänntrådar}$$

Spännkraft

$$P_{0_{tot}} = 32 * 5 * \frac{\phi_p * \pi}{4} * \sigma_p = 15 \text{ MN} \quad \text{Väljer 32 kablar i 4 lager med 5 spänntrådar i vardera}$$

Beräkning av längsgående slakarmering

Den längsgående slakarmeringen väljs att dimensioneras efter kravet på min-armering. I SS-EN 1992 anges att tvärsnittsarean på armeringen A_s ska begränsas såväl uppåt som nedåt.

$$A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$$

$$b_{t, stöd} = b_{eff}$$

$$b_{t, fält} = b_w$$

$$d = h - c_{nom, byglar} - \phi_v - \frac{\phi_s}{2} = 1,23 \text{ m}$$

Stödsnitt

$$A_{smin,stöd} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,stöd} \cdot d, \quad 0,0013 \cdot b_{t,stöd} \cdot d\right) = 0,0129 \text{ m}^2$$

$$A_{smax,stöd} = 0,04 \cdot A_c = 0,117 \text{ m}^2$$

$$A_{s,stöd} = \frac{A_{smin,stöd}}{\frac{\phi_s \cdot \pi}{4}} = 40,9 \text{ st}$$

Väljer 42 stycken, $A_{smin} < A_s < A_{smax}$ OK!

Fältsnitt

$$A_{smin,fält} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,fält} \cdot d, \quad 0,0013 \cdot b_{t,fält} \cdot d\right) = 0,0027 \text{ m}^2$$

$$A_{smax,fält} = 0,04 \cdot A_c = 0,117 \text{ m}^2$$

$$A_{s,fält} = \frac{A_{smin,fält}}{\frac{\phi_s \cdot \pi}{4}} = 8,6 \text{ st}$$

Väljer 10 stycken, $A_{smin} < A_s < A_{smax}$ OK!

Preliminär kontroll av momentkapacitet

Momentkapacitet kontrolleras och beräknas endast med hänsyn till inlagt spännstål.

Fältsnitt

$$Z_{fält} = d_p - \frac{t_f}{2} = 0,97 \text{ m}$$

Effektiv höjd

$$M_{Rd,fält} = f_{pd} \cdot A_p \cdot Z_{fält} = 17,8 \text{ MN}$$

Momentkapacitet i fält

$$M_{Ed,brott,fält} = 14,67 \text{ MN}$$

Dimensionerande moment i brottgräns i fält

$$\text{Utnyttjandegrad} = \frac{M_{Ed,brott,fält}}{M_{Rd,fält}} = 0,82$$

$M_{Rd} > M_{Ed}$ OK!

Stödsnitt

$$Z_{stöd} = d_p \cdot 0,9 = 0,97 \text{ m}$$

Effektiv höjd

$$M_{Rd,stöd} = f_{pd} \cdot A_p \cdot Z_{stöd} = 18,5 \text{ MN}$$

Momentkapacitet i stöd

$$M_{Ed,brott,stöd} = 18,2 \text{ MN}$$

Dimensionerande moment i brottgräns över stöd

$$\text{Utnyttjandegrad} = \frac{M_{Ed,brott,stöd}}{M_{Rd,stöd}} = 0,98$$

$M_{Rd} > M_{Ed}$ OK!

MATLAB-beräkningar av ovanstående följer nedan.

Table of Contents

Dimensionering av efterspänd balk	1
Geometri och tvärsnittsmått	1
Materialparameterar	1
Dimensionerande lastfall och laster	2
Medverkande flänsbredd och tvärsnittskonstanter	2
Placering av spännkablar	2
Uppskattning av dimensionerande moment	3
Förspänningskraft	3
Anordning av spännkablar och övrig längsarmering	3
Beräkning av min armering	3
Preliminär kontroll av momentkapacitet	3

Dimensionering av efterspänd balk

```
clc
clear all
```

Geometri och tvärsnittsmått

```
l = 24.9;      bw = 1.2;      tf = 0.3;      b1 = 2.85;      b2 = 2.9;
    %[m]

bf = b1+b2; h = 1.3;      %[m]
```

Materialparameterar

```
% Betong
```

```
alfacc = 0.85; alfact = 1.0; gammac = 1.5;
fck = 45e6; fctm = 3.5e6;                                %[Pa]
Ecm = 35e9; Ecmi = 31e9;                                  %[Pa]
fcki = 25e6; fctk005i = 1.8e6; fctk005 = 2.5e6;          %[Pa]
```

```
% Armering
```

```
fyk = 500e6;                                              %[Pa]
Es = 200e9;                                               %[Pa]
gammas = 1.15;
Aarm = 0.02^2/4*pi;                                       %[m2]
```

```
% Spännstål
```

```
fp01k = 1700e6;                                          %[pa]
fpk = 1800e6;                                            %[Pa]
```

```

Ep = 200e9;                                %[Pa]
epsilonpuk = 3.5e-3;
fiP = 0.011;                                %[m]

% Dimensionerande materialparametrar

fcd = alfacc*fck/gammac;                    %[Pa]
fctd = alfact*fctk005/gammac;              %[Pa]
fyd = fyk/gammas;                          %[Pa]
fpd = fp01k/gammas;                        %[Pa]
fpud = fpk/gammas;                         %[Pa]

```

Dimensionerande lastfall och laster

```

Gk = -1.6655e5;                            %[N/m]
qfiltot = -29.1e3;                         %[N/m]
Qaxel = -450e3;                            %[N]
qgang = 0;                                 %[N/m]

Lastkombination=...
    input('Lastkombinationer\n 1 Brottgräns \n 2 Karakteristisk\n')

%Brottgräns
if Lastkombination ==1

    [Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel,
l);
    MB = -1.7638e7;                         %[Nm]
    i = 14.38;                             %[m]   x-koordinat för punktlast
    MBegen = -6.454e6;                     %[Nm]

    %Brukgräns(karakteristisk)
elseif Lastkombination == 2

    [Glang, qf, qa] = kar_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang, Qaxel, l);
    MB = -1.3414e7;                         %[Nm]
    i = 14.38;                             %[m]
    MBegen = -6.454e6;                     %[Nm]
end

```

Medverkande flänsbredd och tvärsnittskonstanter

```

% Se funktionsfil medverkandeflansbredd
[befff, beffs, Acf, xcf, Icf, Acs, xcs, Ics] =...
    medverkandeflansbredd(b1,b2,bw,h,tf,l);

```

Placering av spännkablar

```

% Se funktionsfil minstatackandebtgskikt
[sv, se, sh, n, fiv, cnombyglar] = minstatackandebtgskikt(bw);

```

Uppskattning av dimensionerande moment

```
% Se funktionsfil Uppskattningavdimmoment
[MBred, MBegenred, RA, M1, RAg, M1g, X0, X0g] =...
    Uppskattningavdimmoment(Glang, qa, qf, i, MB, MBegen, l);
```

Förspänningskraft

```
% Se funktionsfil spanningsvillkor
[Pis1, Pis2SP, Pis2TR, Pif1, Pif2SP, Pif2TR, ecf, ecs, dp] =...
    spanningsvillkor(h, se, sv, Acf, Acs, xcf, xcs, Icf, Ics,...
    MBred, MBegenred, M1, M1g, fctk005, fctk005i, fcki);
```

Anordning av spännkablar och övrig längsarmering

```
% Se funktionsfil anordning_kab_arm
[ef, es, e1, e2, e3, P0, P1, P2, P3, np, P0tot, Ap, Api] =...
    anordning_kab_arm(ecf, ecs, se, i, l, fpk, fp01k, fiP, Pif1);
```

Beräkning av min armering

```
% Se funktionsfil min_armering
[nAsStod, nAsfalt] =...
    min_armering(fyk, fctm, bf, bw, h, Acs, cnombyglar, fiv, Aarm);

nstd = ceil(nAsStod);           % Antal armeringsjärn i dragzon vid
    stöd
nfalt = ceil(nAsfalt)+1;       % Antal armeringsjärn i dragzon vid
    fält
```

Preliminär kontroll av momentkapacitet

```
% Fält

zf = dp - tf/2;                % Uppskattning av inre hävarm
MRdf = fpd * Ap * zf;          % Uppskattning av momentkapacitet
MEdf = 1.4672e+07;             % MEd från brottgräns

Utnyttjandegradf = MEdf/MRdf;

% Stöd

zs = dp * 0.9;                % Uppskattning av inre hävarm
MRds = fpd * Ap * zs;          % Uppskattning av momentkapacitet
MEds = 1.8184e7;               % MEd Från brottgräns

Utnyttjandegrads = MEds/MRds;
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer brottgräns längsled

```
function [Glang, qf, qa] = brott_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,
    Qaxel, l)

G = Gk*l;
qfil = qfiltot*l;
qaxel = Qaxel;

filfaktorbrott=0.86;
gamG = 1.35;
gamvar = 1.5;
psi0f = 0.4;
psi0a = 0.75;
red = 0.89;

% ekv. 6.10a

Edab = gamG*G+gamvar*(psi0f*qfil+psi0a*qaxel);

%ekv. 6.10b

Edbb = red*gamG*G+gamvar*(qfil+qaxel);

if abs(Edab)>abs(Edbb)

    Glang = gamG*G*filfaktorbrott/l;
    qf = gamvar*psi0f*qfil*filfaktorbrott/l;
    qa = gamvar*psi0a*qaxel*filfaktorbrott;
else if abs(Edab)<abs(Edbb)

    Glang = red*gamG*G*filfaktorbrott/l;
    qf = gamvar*qfil*filfaktorbrott/l;
    qa = gamvar*qaxel*filfaktorbrott;
end
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Lastkombinationer brottgräns längsled

```
function [Glang, qf, qa] = kar_komb_langsled(Gk, qfiltot, qgang,  
    Qaxel, l)  
  
G = Gk*l;  
qfil = qfiltot*l;  
qaxel = Qaxel  
  
filfaktorkar=0.8259;  
psi0f = 0.4;  
psi0a = 0.75;  
  
% ekv. 6.14b  
  
Edkar = G+qfil+qaxel;  
  
Glang = G*filfaktorkar/l;  
qf = qfil*filfaktorkar/l;  
qa = qaxel*filfaktorkar;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Funtionsfil för beräkning av medverkande flänsbredd

```
function [beffff, beffs, Acf, xcf, Icf, Acs, xcs, Ics] = ...
    medverkandeflansbredd(b1,b2,bw,h,tf,l)

% Avstånd mellan momentnollpunkter
l0f = 0.85*l;
l0s = 2*0.15*l;

% Effektivbredd i Fält
beff1f = min(0.2*b1 + 0.1*l0f, b1);
beff2f = min(0.2*b2 + 0.1*l0f, b2);

beffff = beff1f + beff2f + bw;

if beffff>b1+b2
    beffff = b1+b2;
end

% Effektivbredd över Stöd
beff1s = min(0.2*b1 + 0.1*l0s, b1);
beff2s = min(0.2*b2 + 0.1*l0s, b2);

beffs = beff1s + beff2s + bw;

if beffs>b1+b2
    beffs = b1+b2;
end

% Vid beräkningar som inte kräver större noggrannhet används konstant
% medverkande flänsbredd

if beffs>beffff
    beffff=beffs;
else
    beffs=beffff;
end

% Tvärsnittskonstanter i fält

Acf = bw*h + (beffff-bw)*tf;

xcf = (bw*h^2/2 + (beffff-bw)*tf^2/2)/Acf;

Icf = bw*h^3/12 + bw*h*(h/2-xcf)^2 + (beffff-bw)*tf^3/12 + (beffff-
bw)*tf*(xcf-tf/2)^2;

% Tvärsnittskonstanter över stöd
```

```
Acs = bw*h + (beffs-bw)*tf;  
  
xcs = (bw*h^2/2 + (beffs-bw)*tf^2/2)/Acf;  
  
Ics = bw*h^3/12 + bw*h*(h/2-xcf)^2 + (beffs-bw)*tf^3/12 + (beffs-  
bw)*tf*(xcf-tf/2)^2;  
  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Funtionsfil för beräkning av minsta täckande betongskikt och antal foderrör per lager

```
function [se, sv, sh, n, fiv, cnombyglar] = minstatackandebtgskikt(bw)

fiv = 20;                                % Diameter på byglar [mm]
fiduct = 65;                             % Diameter på foderrör [mm]
cminb = fiv;
cmindur = 0;
deltacdev = 10;                          % [mm]
dg = 12;                                 % största storlek på ballast [mm]
b = bw *1000;                            % Liv i mm

cminbyglar = max([cminb, cmindur,10]);

% Nominellt täckande betongskikt

cnombyglar = cminbyglar + deltacdev;

% Minsta täckande btgskikt för foderrör

cminror = max([fiduct, cmindur, 10]);

% Nominellt täckande betongskikt

cnomror = cminror + deltacdev;

% Avstånd mellan kant och centrum i rör

se = fiduct/2 + cnomror;

% Avstånd mellan foderrör

% Minsta fria avstånd mellan rör i samma lager

d = max([dg + 5, fiduct, 50]);

% Centrumavstånd mellan rör i samma lager

sh = d + fiduct;

% Minsta fria avstånd mellan lager

dd = max([dg, fiduct, 40]);

% Centrumavstånd mellan lager

sv = dd + fiduct;

% Antal rör som rymms i ett lager
```

```
n = (b-2*se)/sh + 1;
```

```
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil för beräkning av moment efter efterspänning

```
function [MBred, MBegenred, RA, M1, RAg, M1g, X0, X0g] =...
    Uppskattningavdimmoment(Glang, qa, qf, i, MB, MBegen, l)

% Uppskattat tvångsmoment orsakat av förspänning

deltaMB = 0.5*MB;           %Annat värde senare [Nm]

% Reducerat moment pga tvångsmoment

MBred = MB - deltaMB;
MBegenred = MBegen - deltaMB;

% Beräkning av maxmoment i fält samt ny stödreaktion

RA = MBred/l - (Glang+qf)*l/2 - qa*(l-i)/l;%Stödreaktion i A efter
    spänning

X0 = -(RA)/(Glang+qf);           % X-koordinat där tvärkraften är
    noll

M1 = (Glang+qf)*X0^2/2 + RA*X0;

% Beräkning av maxmoment och ny stödreaktion m.a.p egenvikt

RAg = -Glang*l/2 + MBegenred/l;
X0g = -RAg/(Glang);
M1g = RAg*X0g + Glang*X0g^2/2;
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil för beräkning av förspänningskraftsintervall

```
function [Pis1, Pis2SP, Pis2TR, Pif1, Pif2SP, Pif2TR, ecf, ecs, dp]
=...
    spanningsvillkor(h, se, sv, Acf, Acs, xcf, xcs, Icf, Ics, ...
    MBred, MBegenred, M1, M1g, fctk005, fctk005i, fcki)

n = 0.9;          % faktor som beaktar långtidsförluster i preliminära
                  % beräkningar med hänsyn till spännstål med låg
relaxation

% Effektivhöjd(samma i fält och stöd)

dp = h - se*0.001 - sv*0.001/2;      %[m]

% Spännkraftens excentricitet [m]

ecf = dp - xcf;      % fält
ecs = dp - xcs - 0.36 ;      % stöd

% I preliminära beräkningar används bruttotvärsnittet utan hänsyn
% till armering. Enl EC 2 definieras spännkraft som aktuell kraft i
% spännstålet, se EC 2 avs. 5.10.3,       $P_{ik} = r_{inf} \cdot P_i = 0,9 P_i$  (EC2
5.10.9)

% Spänningsvillkor i fältsnitt  $P_{if1} < P_i < P_{if2}$  [N]

Pif1 = 1/n * ((M1-(Icf/(h-xcf))*fctk005)/(ecf+(Icf/((h-
xcf)*Acf))))/0.9;

%Kollar m.a.p sprickbegränsning
Pif2SP = 1/n * ((M1g +(Icf/xcf)*fctk005i)/(ecf-(Icf/(xcf*Acf))))/1.1;

%Kollar m.a.p tryckbegränsning
Pif2TR = 1/n * ((M1g+(Icf/(h-xcf))*0.6*fcki)...
/(ecf+(Icf/((h-xcf)*Acf))))/1.1;

% Spänningsvillkor i stödsnitt  $P_{is1} < P_i < P_{is2}$  [m]

Pis1 = 1/n * ((abs(MBred)-(Ics/(h-xcs))*fctk005)...
/(ecs+(Ics/((h-xcs)*Acs))))/0.9;

%Kollar m.a.p sprickbegränsning
Pis2SP = 1/n * ((abs(MBegenred)+(Ics/xcs)* fctk005i)...
/(ecs-(Ics/(xcs*Acs))))/1.1;

%Kollar m.a.p tryckbegränsning
```

```
Pis2TR = 1/n * ((abs(MBegenred)+(Ics/(h-xcs))*0.6*fcki)...  
/(ecs+(Ics/((h-xcs)*Acs)))/1.1;
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil för beräkning av kabel- och armeringsanordning

```
function [ef, es, e1, e2, e3, P0, P1, P2, P3, np, P0tot, Ap, Api] =...
    anordning_kab_arm(ecf, ecs, se, i, l, fpk, fp01k, fiP, Pif1)

ef = ecf;                                %[m]

es = ecs - (se*0.001);                    %[m]

% Parabelsegment 1:

%Från tyngdpunktsläge i ändsnitt till lägsta punkt
%(största excentricitet i fält). Avstånd från mittstöd till lägsta
punkt:
%lambda * l = 10,52 -> lambda = 0,42

lambda = 0.42;
e1 = ef;                                %[m]
l1 = i;                                  %[m]

%lutning och krökning i ändsnitt

alfa1 = 2*e1/l1;                          %[Rad]
R1 = l1^2/(2*e1);                         %[m]

% Parabelsegment 2:
% Från lägsta punkt (största excentricitet) i snittet x = 14,38 m till
% inflektionspunkt. Denna bestäms med hänsyn till villkoret att
segment 2
% och 3 skall ha samma lutning där de möts. Avstånd från mittstöd till
% lägsta punkt: beta * l = 5,83 -> beta = 0,23

beta = 0.23;
e3 = beta*(ef+es)/lambda;                  %[m]
e2 = ef+es-e3;                             %[m]
l2 = (lambda-beta)*l;

%lutning och krökning i ändsnitt

alfa2 = 2*e2/l2;
R2 = l2^2/(2*e2);                          %[rad]

%Parabelsegment 3:
%Från inflektionspunkt till stödsnitt.( Radien på parabelsegment 3 får
inte
%väljas för liten med hänsyn till begräsning av kablarnas krökning.)

l3 = beta*l;                               %[m]
alfa3 = 2*e3/l3;
R3 = l3^2/(2*e3);                          %[rad]
```

```

%-----
% Variation av spännkraft m.a.p friktion ( EC2 avs. 5.10.5.2)
%  $P(x) = P_{max} * e^{(-my(alfa1+k*x))}$ 

my = 0.17;          % Kalldragen tråd
k = 0.01;           % Antaget värde enl. EK2 5.10.5.2(3)

% Förlusten beräknas i slutet på varje segment

P0 = Pif1/(exp(-my*(alfa1+k*l1)));      % Uppspänningskraft före
    låsning

% snitt x = 0          P=0

% snitt x = 14,38
P1 = Pif1;

% snitt x = 19,07
P2 = P1 * exp(-my*(alfa1+k*l2));

% snitt x = 24,9
P3 = P2 * exp(-my*(alfa1+k*l3));

%-----
% Val av stålspänning vid uppspänning, spännkraft och spänneheter.
% Maximal stålspänning vid uppspänning (EK2 avsnitt 5.10.2.1(1)P):

SigmaPmax = min(0.8*fpk, 0.9*fp01k);    %[Pa]

% Väljer
SigmaP = 1200e6;                        %[Pa]

% Erforderlig stålarea
Ap = P0/SigmaP;                        %[m^2]
Api = pi*fiP^2/4;                      %[m^2] per stål

%Antalet trådar
np = Ap/Api;

np = ceil(np);

% Väljer 12 kablar i 2 lager med vardera 11 trådar
% Uppspänningskraft:

P0tot = 12*11*Api*SigmaP;              %[Pa]

```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil för beräkning av min-armering i längsled

```
function[nAsStod, nAsfalt] = min_armering(fyk, fctm, bf, bw, h, Acs,
    cnombyglar, fiv, Aarm)

% I Ec 2 anges att tvärsnitt arean As ska begränsas såväl uppåt som
% nedåt
% Asmin<As<Asmax

btstod = bf; %[m]
btfalt = bw; %[m]
d = h - cnombyglar*0.001 - fiv*0.001 - Aarm/2; %[m]
Ac = Acs; %[m2]

% Stödsnitt
Asminstod = max(0.26*fctm/fyk*btstod*d, 0.0013*btstod*d); %[m2]
Asmaxstod = 0.04*Ac; %[m2]

nAsStod = Asminstod/Aarm;

% Fältsnitt
Asminfalt = max(0.26*fctm/fyk*btfalt*d, 0.0013*btfalt*d); %[m2]
Asmaxfalt = 0.04*Ac; %[m2]

nAsfalt = Asminfalt/Aarm;
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga H – Beräkning av tvärkraftsarmering i längsled

Dimensionerande tvärkrafter i längsled

$$V_{ED, a} = 1,958 \text{ MN}$$

Tvärkraft vid stöd a. Från Bilaga E.

$$V_{ED, b} = 3,843 \text{ MN}$$

Tvärkraft vid stöd b. Från Bilaga E.

Tvärsnittsmått

$$b_w = 1,2 \text{ m}$$

Bredd på balkliv

$$h = 1,3 \text{ m}$$

Höjd på tvärsnitt

$$L_s = 0,5 \text{ m}$$

Stödets bredd

$$d = 1,23 \text{ m}$$

Inre hävarm

$$A_{sw} = 0.0003142 \text{ m}^2$$

Area på en armeringsstång

Materialparametrar

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Karaktäristiskt värde för
betongens tryckhållfasthet

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

Nationell parameter, rekommenderat värde

$$f_{cd} = 26,67 \text{ MPa}$$

Dimensioneringsvärde för btg-
tryckhållfasthet

$$\phi_{sw} = 0,02 \text{ m}$$

Tvärarmeringsbyglarnas diameter

$$\phi_{längs} = 0,02 \text{ m}$$

Längsgående armeringens diameter

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

dimensionerade värde för armeringens
sträckgräns

Kontroll av livtryckbrott utan tvärkraftsarmering

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ck} = 9,919 \text{ MN}$$

Kapacitet med hänsyn till
Livtryckbrott

$$V_{Rd,max} > V_{Ed,a} \text{ och } V_{Ed,b} \text{ OK!}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Nationell parameter

Kontroll av skjuvglidbrott utan tvärkraftsarmering

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d = 132,03 \text{ kN}$$

Kapacitet med hänsyn till skjuvglidbrott, $V_{Rd,c} < V_{Ed,a}$ och $V_{Ed,b}$ ej OK, tvärkraftsarmering behövs!

$$V_{Rd,c, \min} = v_{\min} \cdot b_w d = 87,57 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c}$ får ej var mindre än $V_{Rd,c, \min}$

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

Nationell parameter

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

Med d i [mm]

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} = area av fullt förankrad
huvudarmering i dragzon

Kontroll av kapaciteter med tvärkraftsarmering

$$\theta = 30^\circ$$

Trycksträvslutning

$$\alpha = 90^\circ$$

Lutning på tvärkraftsarmering

$$x = \frac{L_s}{2} + \cot \theta \cdot 0,9d$$

Kritiskt snitt för sprickan

$$V_{Ed,a}(x) = 1,298 \text{ MN}$$

Tvärkraft vid kritiskt snitt, stöd a

$$V_{Ed,b}(x) = 2,365 \text{ MN}$$

Tvärkraft vid kritiskt snitt, stöd b

Kapacitet med hänsyn till livtryckbrott med tvärkraftsarmering

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \cdot 0,9d \cdot v_1 f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 7,731 \text{ MN}$$

$V_{Rd,max} > V_{Ed,a}$ och $V_{Ed,b}$
OK!

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

Nationell parameter

$$V_1 = V$$

Beräkning av centrumavstånd mellan tvärarmeringsbyglar för att få tillräcklig tvärkraftskapacitet med hänsyn till skjuvglidbrott

$$V_{Rd,s} = \frac{0,9d \cdot \cot\theta \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}}{s}$$

Kapacitet med hänsyn till
Skjuvglidbrott

Vilket ger:

$$S_a = \frac{0,9d \cdot \cot\theta \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}}{V_{Ed,a}(x)} = 0,2\text{m}$$

Centrumavstånd mellan
tvärarmeringsbyglar vid stöd a

$$S_b = \frac{0,9d \cdot \cot\theta \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}}{V_{Ed,b}(x)} = 0,11\text{m}$$

Centrumavstånd mellan
tvärarmeringsbyglar vid stöd b

Beräkning av minsta tillåtna mängd tvärkraftsarmering och största tillåtna centrumavstånd mellan tvärarmeringsbyglar

$$\rho_{w,min} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,001$$

Nationell parameter

$$\rho_{w,a} = \frac{A_{sw}}{s_a \cdot b_w \cdot \sin\alpha} = 0,0013$$

Armeringsinnehåll vid stöd a

$\rho_{w,a} > \rho_{w,min}$ OK!

$$\rho_{w,b} = \frac{A_{sw}}{s_b \cdot b_w \cdot \sin\alpha} = 0,0024$$

Armeringsinnehåll vid stöd b

$\rho_{w,b} > \rho_{w,min}$ OK!

$$S_{l,max} = 0,75d \cdot (1 + \cot\alpha) = 0,923\text{m}$$

Maximalt tillåtet centrumavstånd för
tvärarmeringsbyglar
 S_a och $S_b < S_{l,max}$ OK!

$$S_{max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} b_w \sin\alpha} = 0,26\text{m}$$

Centrumavstånd mellan byglar för
minsta tillåtna armeringsinnehåll $S_{max} < S_{l,max}$ OK!

Beräkning som ger vid vilken tvärkraft och i vilket intervall S_{max} räcker som centrumavstånd mellan byglarna

$$V_{Rd,smax} = \frac{0,9d \cdot \cot\theta \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}}{S_{max}} = 1,01 \text{ MN}$$

Vid $x = 3,75\text{m}$ och $x = 14,9\text{m}$ är tvärkraften i balken 1,01 MN vilket ger följande intervall för placering av tvärkraftsarmering:

$$0\text{m} - S_a - 3,75\text{m} \quad 3,75 - S_{max} - 14,9\text{m} \quad 14,9 - S_b - 24,9\text{m}$$

$V_{Ed,a}(x)$, $V_{Ed,b}(x)$ och $V_{Rd,smax}$ har utlästs ur tvärkraftsdiagram för brottgränsberäkning i tvärled. MATLAB-beräkningar redovisas medan.

Table of Contents

Kontroll av behov av tvärkraftsarmering samt beräkning av tvärkraftsarmering	1
dimensionerande tvärkrafter	1
Materialparametrar	1
Livtryckbrott utan armering	1
Skjuvglibbrott utan armering	2
Kontroll av kapacitet med tvärkraftsarmering	2
Bygelavstånd i stöd och fält	2
Största tillåtna bygelavstånd	3
Beräkning som ger var minsta armeringsmängd räcker	3

Kontroll av behov av tvärkraftsarmering samt beräkning av tvärkraftsarmering

```
clear all
clc
```

dimensionerande tvärkrafter

```
Vedb = 3.843e6; % Tvärkraft vid mittstöd
Veda = 1.958e6; % Tvärkraft vid ändstöd
```

Materialparametrar

```
fck = 40e6;
gammac = 1.5;
acc = 1.0;
fcd = acc*fck/gammac;
v = 0.6*(1-fck/250e6);
bw = 1.2;
h = 1.3;
cnom = 0.04;
fisw = 0.020;
filangs = 0.02;
d = h - cnom - fisw - filangs/2;
ls = 0.5;
z = 0.9*d;
acw = 1.0;
fywd=435e6;
fyk = 500e6;
```

Livtryckbrott utan armering

```
Vrdmax = 0.5*v*bw*d*fcd; % Livtryckbrott utan arm.
% > Vedb och Veda OK!
```

Skjuvglidbrott utan armering

```
crdc = 0.18/gammac;  
if 1+sqrt(0.2/d)<=2;  
    k = 1+sqrt(0.2/d);  
else  
    k = 2;  
end  
Asl = 42*0.020^2*pi/4;  
if Asl/(bw*d)<=0.02  
    ra = Asl/(bw*d);  
else  
    ra = 0.02;  
end  
vmin = 0.035*k^(3/2)*40^(1/2);  
  
Vrdc = crdc*k*(100*ra*40)^(1/3)*1000*238;    % Skjuvglidbrott utan  
arm.-  
Vrdcmin = vmin*1000*238;                    % -> Vedb och Veda arm.  
behövs!
```

Kontroll av kapacitet med tvärkraftsarmering

```
% Val av trycksträvslutning  
  
fi = 30*2*pi/360;  
cotfi = cot(fi);  
tanfi = tan(fi);  
  
% Beräkning av kritiskt snitt  
  
x = ls/2+cotfi*0.9*d;  
  
Vedxb = 2.365e6;                            % tvärkraft vid kritiskt  
snitt  
Vedxa = 1.2983e6;  
  
% Livtryckbrott med tvärkraftsarmering  
Vrdmax = acw*bw*z*v*fcd*1/(cotfi+tanfi);    % > Vedb och Veda OK!  
  
% Skjuvglidbrott med tvärkraftsarmering  
Asw=fisw^2*pi/4;  
sb = (z*cotfi*fywd*Asw)/(Vedxb);  
sa = (z*cotfi*fywd*Asw)/(Vedxa);
```

Bygelavstånd i stöd och fält

```
sb = round(sb,2)                            % Avstånd mellan byglar  
stöd b  
sa = round(sa,2)                            % Avstånd mellan byglar  
stöd a
```

```
% Minsta tvärkraftsarmering
```

```
Ramin = 0.08*sqrt(fck/1e6)/(fyk/1e6); % Minsta tillåtna arm.mängd
Rab = Asw/(sb*bw*sin(pi/2)); % arm.mängd i b > Ramin OK!
Raa = Asw/(sa*bw*sin(pi/2)); % arm.mängd i a > Ramin OK!
Slmax=0.75*d/(1+cot(pi/2));
smax = Asw/(Ramin*bw*sin(pi/2)); % Största tillåtna
    bygeltavstånd
```

```
sb =
```

```
    0.1100
```

```
sa =
```

```
    0.2000
```

Största tillåtna bygeltavstånd

```
smax = round(smax,2) % bygeltavstånd för min
    arm.mängd<- % -Slmax OK!
```

```
smax =
```

```
    0.2600
```

Beräkning som ger var minsta armeringsmängd räcker

```
Vrdsmin = (z*cotfi*fywd*Asw)/(smax); % Ger vid vilken tvärkraft
    och % vilket intervall som min
    arm. % räcker.
% Intervall med olika bygeltavstånd
% 0 m- sa -3,75 m 3,75 m- smax -14.90 m 14,90 m- sb -24,9 m
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga I – Beräkning av sprickbredd i tvärled

Dimensionerande moment, kvasipermanent lastkombination

Enligt handledning av Staffan Lindén på COWI ska kontroll av sprickbildning ske för kvasipermanent lastkombination (personlig kommunikation, 27 april 2017). För kvasipermanent lastkombination blir hela ovansidan av brobaneplattan dragen.

$$M_{Ed, stöd} = 42,2 \text{ kNm}$$

Dimensionerande moment över stöd.
Från Bilaga E.

$$M_{Ed, fält} = 4,969 \text{ kNm}$$

Dimensionerande moment i fält.
Från Bilaga E.

Tvärsnittskonstanter

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

Bredd på en enmetersstrimma

$$h = 0,3 \text{ m}$$

höjden på brobaneplattan

$$I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} \text{ m}^4$$

Tvärsnittets yttröghetsmoment

$$z = \frac{h}{2} \text{ m}$$

Inre hävarm räknat från tyngdpunkten

Materialparametrar

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

Medelvärde på btg dragfällfasthet

Kontroll av sprickbildning

Beräkning av tvärsnittets sprickmoment M_{cr} görs för ett oarmerat tvärsnitt eftersom armeringen har liten inverkan på spännings- och töjningsfördelning innan tvärsnittet spricker.

$$M_{cr} = f_{ctm, fl} \cdot W_{el} = 68,25 \text{ kNm}$$

Tvärsnittets kritiska sprickmoment

$$f_{ctm, fl} = k \cdot f_{ctm}$$

Betongens böjdraghållfasthet

$$k = 1,6 - \frac{h}{1000} \geq 1$$

Med h i mm

$$W_{el} = \frac{I}{z}$$

Tvärsnittets elastiska böjmotstånd

Eftersom tvärsnittets kritiska sprickmoment M_{cr} är större än dimensionerade moment M_{Ed} i både fält och överstöd så spricker inte tvärsnittet för kvasipermanent lastkombination vilket betyder att sprickbredd ej behöver beräknas. MATLAB-beräkningar redovisas nedan.

Table of Contents

Tvärkraftsarmering	1
Dimensionerande moment, kvasipermanent lastkombination	1
Armering	1
Tvärsknittskonstanter	1
Materialparametrar	2
Sprickkontroll	2

Tvärkraftsarmering

```
clear all
clc
```

Dimensionerande moment, kvasipermanent lastkombination

```
Meds = 42.20e3          % hela ovansidan är dragen
Medf = 4.969e3          % hela ovansidan är dragen
```

```
Meds =
      42200
```

```
Medf =
      4969
```

Armering

```
Asfd = 32*0.01^2*pi;    % area stål fält drag
Asft = 10*0.01^2*pi;    % area stål fält tryck
Assd = 18*0.01^2*pi;    % area stål stöd drag
Asst = 7*0.01^2*pi;     % area stål stöd tryck
```

Tvärsknittskonstanter

```
bw = 1.0;
h = 0.3;
xf = 0.1391;
xs = 0.0938;
dprim = 0.05;
d = 0.25;
```

Materialparametrar

```
fyk = 500e6;  
gamma_s = 1.25;  
gamma_mc = 1.5;  
fck = 40e6;  
Es = 200e9;  
fctm = 3.5e6;  
Ecm = 35e9;
```

Sprickkontroll

```
k = 1.6-h/1;  
fctmfl = k*fctm;  
Mcr = fctmfl*bw*h^2/6
```

```
if Mcr <= Meds  
    disp('Mcr är mindre än pålagt moment, tvärsnittet spricker över  
        stöd')
```

```
else  
    disp('Mcr är större än pålagt moment, tvärsnittet spricker inte över  
        stöd')
```

```
end
```

```
if Mcr <= Medf  
    disp('Mcr är mindre än pålagt moment, tvärsnittet spricker i  
        fält')
```

```
else  
    disp('Mcr är större än pålagt moment, tvärsnittet spricker inte i  
        fält')
```

```
end
```

```
Mcr =
```

```
68250
```

```
Mcr är större än pålagt moment, tvärsnittet spricker inte över stöd  
Mcr är större än pålagt moment, tvärsnittet spricker inte i fält
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga J – Dimensionering av mittstöd

Tvårsnittets mått har ursprungligen antagits och sedan har optimala dimensioner och armeringsinläggning itererats fram med hjälp av MATLAB, se kod nedan. De lastfall och riktningar som hänvisas till i denna bilaga förklaras i Kapitel 5.2.8.

Slutliga dimensioner för mittstödet blev:

$b = 0,90 \text{ m}$ Avser stödets bredd i riktning 1

$h = 0,90 \text{ m}$ Avser stödets djup i riktning 1

Antal längsgående armeringsjärn blev slutligen:

$n = 6$ På varje sida (järn i hörnen antas verka i båda riktningar)

Materialparametrar och beräkningsvariabler

$l = 4,4 \text{ m}$ Mittstödet längd

$l_0 = 2 \times l = 8,8 \text{ m}$ Knäcklängd, BK2 Figur K2.16

$\emptyset = 0,024 \text{ m}$ Diameter längsgående armering

$\emptyset_b = 0,016 \text{ m}$ Diameter byglar

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ Karakteristisk tryckhållfasthet, BK1 Tabell B2.1

$\gamma_c = 1,5$ Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26,67 \text{ MPa}$ Dimensionerande tryckhållfasthet, BK1 ekv (B2-3)

$\gamma_{co} = 1,2$ Partialkoefficient för betong vid olyckslast, BK1 sida B37

$f_{cdo} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{co}} = 33,33 \text{ MPa}$ Dimensionerande tryckhållfasthet vid olyckslast, BK1 ekv (B2-3)

$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$ Elasticitetsmodulens medelvärde betong, BK1 Tabell B2.3

$\gamma_{cE} = 1,2$ Partialfaktor, BK1 sida B44

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 29,17 \text{ GPa}$ Dimensionerande värde elasticitetsmodul betong, BK1 ekv (B2-15)

$f_{cm} = 48 \text{ MPa}$ Betongens medeltryckhållfasthet, BK1 Tabell B2.1

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ Karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns, BK1 Tabell B2.11 (armering B500B)

$\gamma_s = 1,15$ Partialkoefficient för armeringsstål, BK1 sida B59

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$ Dimensionerande flytgräns, BK1 ekv (B2-25)

$\gamma_{so} = 1,0$	Partialkoefficient för armeringsstål vid olyckslast, BK1 sida B59
$f_{ydo} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{so}} = 500 \text{ MPa}$	Dimensionerande flytgräns vid olyckslast, BK1 ekv (B2-25)
$E_s = 200 \text{ GPa}$	Elasticitetsmodul armeringsstål, BK1 ekv (B2-26)
$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$	Brottstukning betong, BK1 Tabell B2.4
$RH = 80 \%$	Relativ fuktighet, BK1 Tabell B2.6 (utomhusmiljö)

Täckande betongskikt

$c_{min,b} = \emptyset = 0,024 \text{ m}$	BK1 ekv (B4-25) separata stänger
$c_{dev} = 0,01 \text{ m}$	Tolerans BK1 ekv (B4-26)
$c_{min,dur} = 0,03 \text{ m}$	Ur Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner
$c_{min} = \max\{c_{min,b}, c_{min,dur}, 0,01\} = 0,03 \text{ m}$	BK1 sidan B119
$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 0,04 \text{ m}$	Nominellt mått på täckande betongskikt BK1 ekv (B4-24)

Tvärsnittskonstanter

Eftersom det slutliga mittstödet dimensioner är samma i båda riktningar (stödet är kvadratisk) och det är lika mycket armering på alla sidor så blir nedanstående variabler även de samma i båda riktningar och beräknas därför bara åt ena hållet i denna bilaga.

$d = h - c_{nom} - \emptyset_b - \frac{\emptyset}{2} = 0,8320 \text{ m}$	Se Figur J.1.
$d' = c_{nom} + \emptyset_b + \frac{\emptyset}{2} = 0,068 \text{ m}$	Se Figur J.1.
$x_{TP} = \frac{h}{2} = 0,45 \text{ m}$	
$z = 0,9 d = 0,7488 \text{ m}$	BK1 ekv (B4-14)
$A_c = b h = 0,81 \text{ m}^2$	Tvärsnittets bruttoarea
$A_s = A'_s = n \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 0,0027 \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea längsgående armering per lager
$A_{si} = \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 4,5239 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea längsgående armering per stång
$A_{sw} = \pi \left(\frac{\emptyset_b}{2}\right)^2 = 2,0106 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea byglar, en skänkel

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = 0,0547 \text{ m}^4$$

Tröghetsmoment för osprucket
betongtvärsnitt (brutto)

$$I_s = 2 A_s (d - x_{TP})^2 = 7,9217 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Armeringens tröghetsmoment

Normalkraft i mittstödet

Från tidigare beräkningar, se Bilaga E. Normalkrafterna verkar i tryck men tecken beaktas i formel.

$$N_1 = 7,105 \text{ MN}$$

Lastfall 1

$$N_2 = 6,259 \text{ MN}$$

Lastfall 2

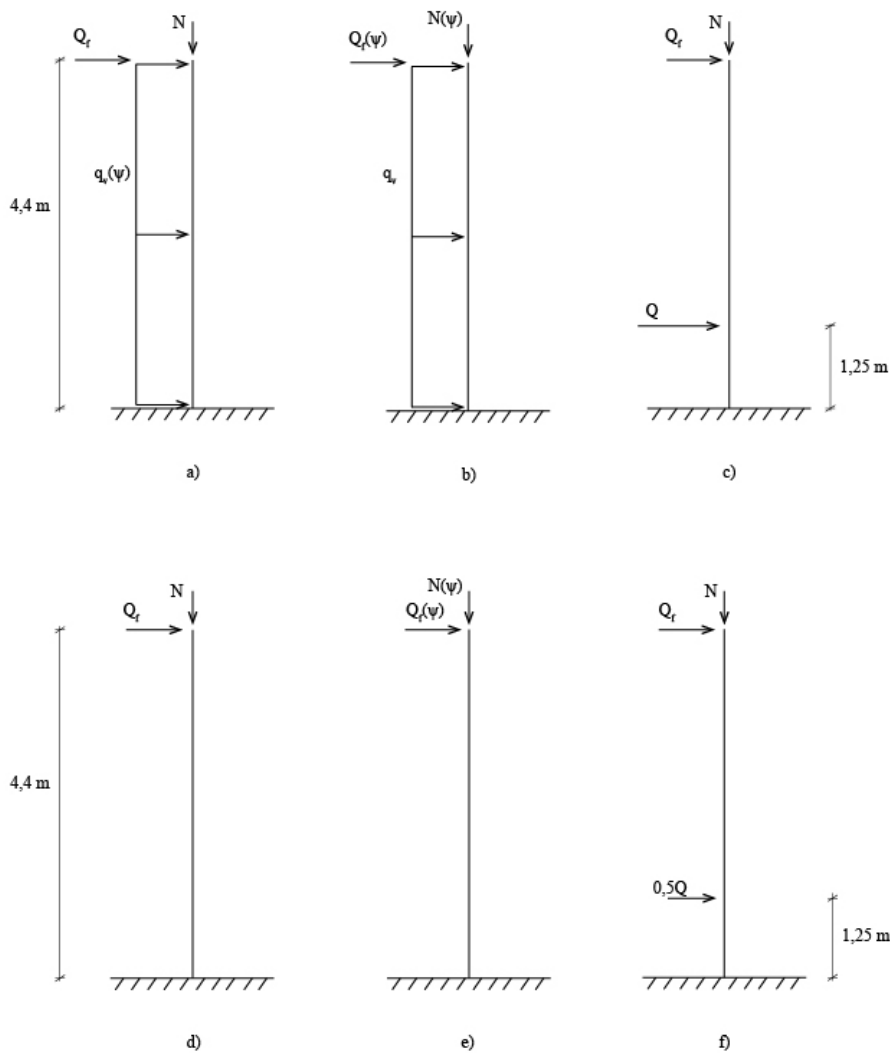
$$N_3 = 4,751 \text{ MN}$$

Lastfall 3

$$N_{Eqp} = 2,592 \text{ MN}$$

Normalkraft vid långtidslast

Horisontella laster



Figur J.1 Alla beaktade lastfall hos mittstödet. Fall a, b och c avser riktning då den knäcks kring en axel som ligger längs med bron. Fall d, e och f avser en riktning vinkelrätt mot den första. Fall c och f avser olyckslast.

Storleken på lasterna som illustreras i Figur J.1 återfås nedan.

Vindlast

Nedan värden och ekvationer fås ur SS-EN 1991-1-4:2005.

$c_f = 2,1$	Figur 7.23 i SS-EN 1991-1-4.
$q_p = 0,45 \text{ kPa}$	Tabell 4.2 i VVFS 2007:494.
$q_{v,12} = c_f q_p b = 0,851 \text{ kN/m}$	Ekv (5.3) i SS-EN 1991-1-4, då vindlasten är huvudlast.
$\Psi_0 = 0,6$	Tabell A2.1 i SS-EN 1990-2.
$q_{v,11} = \Psi_0 c_f q_p b = 0,510 \text{ kN/m}$	Ekv (5.3) i SS-EN 1991-1-4, då trafiklasten är huvudlast.

Påkörningslast

$Q = 1000 \text{ kN}$	Enligt Kapitel 4.7.2.1 i SS-EN 1991-2
-----------------------	---------------------------------------

Denna last reduceras till halva värdet då påkörning sker vinkelrätt väg 40s körriktning, enligt SS-EN 1991-2, se Figur J.1.

Friktionskraft

$Q_{f,i} = 0,05 \times N_i$	Enligt Kapitel 21.24 i Bro 2004, Vägverket.
$Q_{f,1} = 0,355 \text{ MN}$	Lastfall 1, båda riktningarna
$Q_{f,2} = 0,313 \text{ MN}$	Lastfall 2, båda riktningarna
$Q_{f,3} = 0,238 \text{ MN}$	Lastfall 3, båda riktningarna

Maximalt moment och tvärkraft i mittstödet

Beräknas med hjälp av CALFEM. De maximala värdena plockas ut som positiva för att underlätta beräkningar.

$M_{0,11} = 1,3713 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 1
$M_{0,12} = 1,1793 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 2
$M_{0,13} = 2,1524 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 3
$M_{0,21} = 1,3713 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 1
$M_{0,22} = 1,1792 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 2
$M_{0,23} = 1,5274 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 3
$V_{0,11} = 0,3125 \text{ MN}$	Riktning 1, lastfall 1
$V_{0,12} = 0,2693 \text{ MN}$	Riktning 1, lastfall 2
$V_{0,13} = 1,2051 \text{ MN}$	Riktning 1, lastfall 3
$V_{0,21} = 0,3117 \text{ MN}$	Riktning 2, lastfall 1
$V_{0,22} = 0,2680 \text{ MN}$	Riktning 2, lastfall 2
$V_{0,23} = 0,7051 \text{ MN}$	Riktning 2, lastfall 3

Första ordningens moment

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = 0,9535$	BK2 ekv (B11-4)
$\alpha_m = 1$	BK2 ekv (B11-5)
$\theta_0 = 0,005$	BK2 ekv (B11-3)
$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = 0,0048$	BK2 ekv (B11-3)
$e_0 = 0 \text{ m}$	Avsiktlig excentricitet
$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} = 0,021 \text{ m}$	BK2 ekv (B11-6)

Index j anger riktning, index i anger lastfall

$M_{0,Edji} = M_{0,ji} + N_i (e_0 + e_i)$	Första ordningens moment BK2 ekv (B11-9)
$M_{0,Ed11} = 1,5204 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 1
$M_{0,Ed21} = 1,5203 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 1
$M_{0,Ed12} = 1,3106 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 2
$M_{0,Ed22} = 1,3105 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 2
$M_{0,Ed13} = 2,2521 \text{ MNm}$	Riktning 1, lastfall 3
$M_{0,Ed23} = 1,6271 \text{ MNm}$	Riktning 2, lastfall 3
$M_{0,Eqp} = N_{Eqp} (e_0 + e_i)$	Första ordningens moment vid långtidslast BK2 ekv (B11-9)

$$M_{0,Eqp} = 5,4370 \text{ MNm}$$

Slutligt kryptal

$u = 2 h b = 3,6 \text{ m}$	Omkrets av tvärsnittet som utsätts för uttorkning
$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = 0,45 \text{ m}$	BK1 ekv (B2-19)
$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \right] \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 2,9029$	BK1 ekv (B2-23)
$\beta(f_{cm}) = 2,43$	BK1 Tabell B2.9
$\beta(t_0) = 0,48$	BK1 Figur B2.20
$\varphi_{creep} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 3,3860$	BK1 ekv (B2-23)

Effektivt kryptal

$$\varphi_{ef,ji} = \varphi_{creep} \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Edji}}$$

BK2 ekv (B11-14)

$$\varphi_{ef,11} = 0,1211$$

Riktning 1, lastfall 1

$$\varphi_{ef,21} = 0,1211$$

Riktning 2, lastfall 1

$$\varphi_{ef,12} = 0,1405$$

Riktning 1, lastfall 2

$$\varphi_{ef,22} = 0,1405$$

Riktning 2, lastfall 2

$$\varphi_{ef,13} = 0,0817$$

Riktning 1, lastfall 3

$$\varphi_{ef,23} = 0,1131$$

Riktning 2, lastfall 3

Uppskattning av nominell styvhet

$$\rho = 2 \frac{A_s}{A_c} = 0,0067$$

Totalt armeringsinnehåll i tvärsnittet

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = 1,4142$$

BK2 ekv (B11-15)

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,2598 \text{ m}$$

Tröghetsradie BK2 ekv (B11-10)

$$\lambda = \frac{l_0}{i_0} = 33,8712$$

Slankhetstal BK2 ekv (B11-10)

$$k_{2,i} = \frac{N_i}{f_{cd} A_c} \frac{\lambda}{170}$$

BK2 ekv (B11-15) (notera att f_{cdo} används vid olyckslast)

$$k_{2,1} = 0,0655$$

Lastfall 1

$$k_{2,2} = 0,0577$$

Lastfall 2

$$k_{2,3} = 0,0351$$

Lastfall 3

$$EI_{ji} = \frac{k_1 k_{2,i}}{1 + \varphi_{ef,ji}} E_{cd} I_c + E_s I_s$$

Nominell styvhet BK2 ekv (B11-15)

$$EI_{11} = 2,9027 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 1, lastfall 1

$$EI_{21} = 2,9027 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 2, lastfall 1

$$EI_{12} = 2,7260 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 1, lastfall 2

$$EI_{22} = 2,7260 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 2, lastfall 2

$$EI_{13} = 2,3153 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 1, lastfall 3

$$EI_{23} = 2,2946 \times 10^8 \text{ Nm}^2$$

Riktning 2, lastfall 3

Andra ordningens moment

$$\beta = 1,0$$

BK2 Figur B11-13

$$N_{Bji} = \frac{\pi^2 EI_{ji}}{l_0^2}$$

Knäcklast BK2 ekv (K2-17)

$$N_{B11} = 36,995 \text{ MN}$$

Riktning 1, lastfall 1

$$N_{B21} = 36,995 \text{ MN}$$

Riktning 2, lastfall 1

$$N_{B12} = 34,743 \text{ MN}$$

Riktning 1, lastfall 2

$$N_{B22} = 34,743 \text{ MN}$$

Riktning 2, lastfall 2

$$N_{B13} = 29,508 \text{ MN}$$

Riktning 1, lastfall 3

$$N_{B23} = 29,245 \text{ MN}$$

Riktning 2, lastfall 3

$$M_{Edji} = \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{Bji}}{N_i} - 1} \right] M_{0,Edji}$$

Andra ordningens moment BK2 ekv (B11-16)

$$M_{Ed11} = 1,8818 \text{ MNm}$$

Riktning 1, lastfall 1

$$M_{Ed12} = 1,5986 \text{ MNm}$$

Riktning 1, lastfall 2

$$M_{Ed13} = 2,6843 \text{ MNm}$$

Riktning 1, lastfall 3

$$M_{Ed21} = 1,8817 \text{ MNm}$$

Riktning 2, lastfall 1

$$M_{Ed22} = 1,5985 \text{ MNm}$$

Riktning 2, lastfall 2

$$M_{Ed23} = 1,9427 \text{ MNm}$$

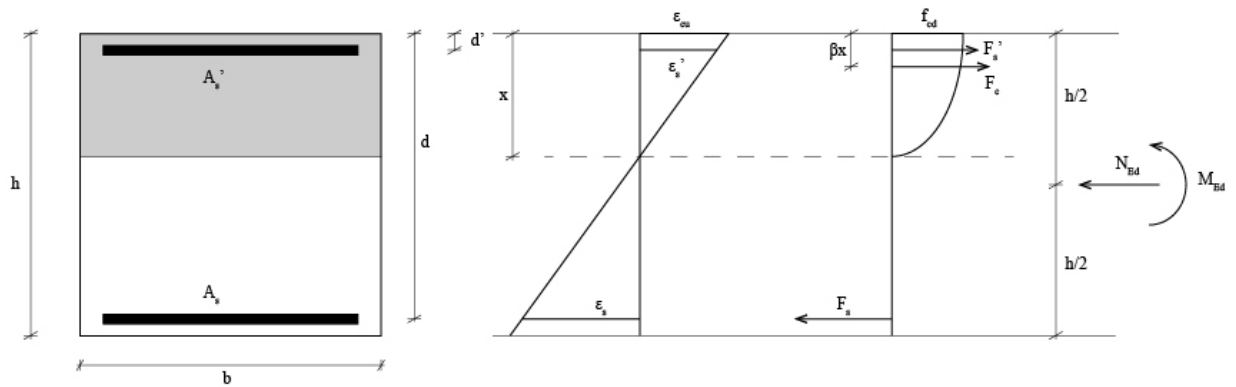
Riktning 2, lastfall 3

Beräkning av tryckzonshöjd

Använder metod med tryckblocksfaktorer. Antar rektangulär tryckzon. Försummar armeringen på sidorna vid beräkningar för förenkling på säkra sidan.

Först antogs det att all armering flöt men efter beräkningar i MATLAB nedan gavs det att all armering flöt förutom vid olyckslast då den tryckta armeringen ej flöt.

Ställer upp kraftjämvikt, se Figur J.2. och löser ut tryckzonshöjd x .



Figur J.2. Generell tvärsnittsanalys, gäller oavsett riktning.

$$\alpha x_{ji} f_{cd} b = N_i$$

Kraftjämvikt ur Figur J.2, gäller då all armering flyter.

$$x_{11} = 0,3655 \text{ m}$$

Riktning 1, lastfall 1

$$x_{12} = 0,3220 \text{ m}$$

Riktning 1, lastfall 2

$$x_{21} = 0,3655 \text{ m}$$

Riktning 2, lastfall 1

$$x_{22} = 0,3220 \text{ m}$$

Riktning 2, lastfall 2

$$\alpha f_{cd} b x_{ji}^2 + E_s (x_{ji} - d') \epsilon_{cu} A_s = f_{ydo} A_s x_{ji} + N_i x_{ji}$$

Kraftjämvikt ur Figur J.2, gäller då den tryckta armeringen ej flyter.

$$x_{13} = 0,1998 \text{ m}$$

Riktning 1, lastfall 3

$$x_{23} = 0,1998 \text{ m}$$

Riktning 2, lastfall 3

Kontroll av antagande om flytning

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

BK1 Figur B3.6

$$\epsilon_{syo} = \frac{f_{ydo}}{E_s} = 0,0025$$

BK1 Figur B3.6

$$\epsilon_{sji} = \frac{d - x_{ji}}{x_{ji}} \epsilon_{cu}$$

BK1 ekv (B5-26)

$$\varepsilon_{s11} = 0,0045 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s21} = 0,0045 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s12} = 0,0055 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s22} = 0,0055 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s13} = 0,0114 > \varepsilon_{syo} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon_{s23} = 0,0114 > \varepsilon_{syo} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{sji} = \frac{x_{ji} - d'}{x_{ji}} \varepsilon_{cu} \quad \text{BK1 ekv (B5-25)}$$

$$\varepsilon'_{s11} = 0,0028 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{s21} = 0,0028 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{s12} = 0,0028 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{s22} = 0,0028 > \varepsilon_{sy} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{s13} = 0,0023 < \varepsilon_{syo} \quad \text{OK}$$

$$\varepsilon'_{s23} = 0,0023 < \varepsilon_{syo} \quad \text{OK}$$

Momentkapacitet

Vid fall då all armering flyter beräknas kapaciteten enligt:

$$M_{Rd,ji} = \alpha f_{cd} b x_{ji} (d - \beta x_{ji}) + f_{yd} A_s (d - d') - N_i \frac{d - h}{2}$$

$$M_{Rd,11} = 3,0186 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd,21} = 3,0186 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd,12} = 2,8799 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd,22} = 2,8799 \text{ MNm}$$

Vid olyckslast då den tryckta armeringen ej flyter beräknas kapaciteten enligt:

$$M_{Rd,ji} = \alpha f_{cdo} b x_{ji} (d - \beta x_{ji}) + E_s \varepsilon_{cu} A_s \frac{x_{ji} - d'}{x_{ji}} (d - d') - N_i \frac{d - h}{2}$$

$$M_{Rd,13} = 2,7784 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd,23} = 2,7784 \text{ MNm}$$

Dimensionerande moment och momentkapacitet

Mittstödet dimensioneras efter den största utnyttjandegrad som kan uppstå beroende på de olika riktningarna och lastfallen. Den största utnyttjandegraden och motsvarande lasteffekt M_{Ed} och kapacitet M_{Rd} beräknas och plockas ut ur MATLAB, se kod nedan.

Största utnyttjandegrad = 96,61 %

$$M_{Ed} = 2,6843 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} = 2,7784 \text{ MNm}$$

Kontroll minsta mängd längsgående armering

Enligt SS-EN 1992-1-1 ekv 9.12N

$$A_s = 0,0027 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 0,002 A_c = 0,81 \text{ m}^2 \quad \text{OK}$$

Kontroll maximal mängd längsgående armering

Enligt SS-EN 1992-1-1 Kap 9.5.2 (3)

$$A_s = 0,0027 \text{ m}^2 < A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,0324 \text{ m}^2 \quad \text{OK}$$

Kontroll minsta excentricitet hos normalkraft

Enligt BK2 ekv (B11-7)

$$e_{min} = \frac{h}{30} = 0,03 \text{ m} > 0,02 \text{ m} \quad \text{OK (samma för båda riktningar)}$$

$$e_{min} N_1 = 0,2132 \text{ MNm} < M_{Rd,11} \text{ och } M_{Rd,21} \quad \text{OK}$$

$$e_{min} N_2 = 0,1878 \text{ MNm} < M_{Rd,12} \text{ och } M_{Rd,22} \quad \text{OK}$$

$$e_{min} N_3 = 0,1425 \text{ MNm} < M_{Rd,13} \text{ och } M_{Rd,23} \quad \text{OK}$$

Livtryckbrott

Livtryckbrott kontrolleras först utan tvärkraftsarmering.

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,5040 \quad \text{BK1 ekv (B6-11)}$$

$$V_{Rd,l} = 0,5 \nu f_{cd} b d = 5,0319 \text{ MN}$$

BK1 ekv (B6-11)

$$V_{Rd,lo} = 0,5 \nu f_{cdo} b d = 6,2899 \text{ MN}$$

Vid olyckslast

$$V_{Rd,l} > V_{0,ji}$$

OK

$$V_{Rd,lo} > V_{0,ji}$$

OK

Skjuvglidbrott

Skjuvglidbrott kontrolleras först utan tvärkraftsarmering.

Beräknas ur BK1 ekv (B6-14) och (B6-15)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,4903$$

dock $\leq 2,0$ OK

$$\rho_l = \frac{A_s}{b d} = 0,0036$$

dock $\leq 0,02$ OK

$$k_1 = 0,15$$

Nationell parameter

$$0,2 f_{cd} = 5,3333 \text{ MPa}$$

$$0,2 f_{cdo} = 5,8654 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cpi} = \frac{N_i}{A_c}$$

$$\sigma_{cp1} = 8,7716 \text{ MPa} \quad \text{dock} < 0,2 f_{cd} \text{ EJ OK så sätter } \sigma_{cp1} = 0,2 f_{cd} = \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{cp2} = 7,7272 \text{ MPa} \quad \text{dock} < 0,2 f_{cd} \text{ EJ OK så sätter } \sigma_{cp2} = 0,2 f_{cd} = \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{cp3} = 5,8654 \text{ MPa} \quad \text{dock} < 0,2 f_{cdo} \text{ EJ OK så sätter } \sigma_{cp3} = 0,2 f_{cdo} = \sigma_{cpo}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b d = 0,9256 \text{ MN}$$

$$\text{Dock minst } (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b d = 0,9006 \text{ MN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd,co} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cpo}] b d = 0,9854 \text{ MN}$$

$$\text{Dock minst } (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cpo}) b d = 0,9604 \text{ MN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd,c} < V_{0,13} \quad \text{EJ OK}$$

Tvärkraftsarmering krävs för riktning 1, lastfall 3.

Livtryckbrott

Kontrolleras här med tvärkraftarmering enligt BK1 ekv (B6-19). Dessa beräkningar utförs endast för riktning 1, lastfall 3 eftersom det endast är det fall som kräver tvärkraftsarmering.

$$\alpha_{cwo} = 1,1760$$

Inverkan av tryckande normalkraft, BK1 sida B196

$$\theta = \frac{40 \pi}{180}$$

Ansatt värde, lutning på trycksträvan

$$V_{Rd,lo} = \alpha_{cwo} b z v f_{cdo} \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 6,5559 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,lo} > V_{0,13}$$

OK

Skjuvglidbrott

Dessa beräkningar utförs endast för riktning 1, lastfall 3 eftersom det fallet kräver tvärkraftsarmering.

$$f_{ywd} = f_{ydo}$$

$$s = \frac{z \cot \theta f_{ywd}^2 A_{sw}}{V_{0,13}} = 0,1489 \text{ m}$$

BK1 ekv (B6-21)

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b \sin \alpha} = 0,03$$

Tvärarmeringsinnehåll BK1 ekv (B6-25)

$$\text{antal byglar pga skjuvglidbrott} = \frac{l}{s} = 30 \text{ st}$$

Kontroll minsta mängd tvärkraftsarmering

$$\rho_{min} = 0,00101$$

BK1 Tabell B6.1

$$\rho_w > \rho_{min}$$

OK

Kontroll maximalt centrumavstånd

$$S_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 0,6240 \text{ m}$$

BK1 ekv (B6-26)

$$s < S_{l,max}$$

OK

Byglar på grund av krossning av täckande betongskikt

På grund av de stora normalkrafter som uppstår i stödet finns en risk att längsgående armering knäcker ut och krossar det täckande betongskiktet. För att förhindra detta läggs ett antal extra byglar in. Detta beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2005 Kap 9.5.3.

$$S_{cl,tmax} = \min\{20\emptyset, \min\{h, b\}, 400 \text{ mm}\} = 0,4 \text{ m}$$

$S_{cl,tmax}$ reduceras med en faktor 0,6 i ändarna av stödet på distansen av stödets största tvärmått

$$\text{största tvärmått} = \sqrt{h^2 + b^2} \approx 1,3 \text{ m}$$

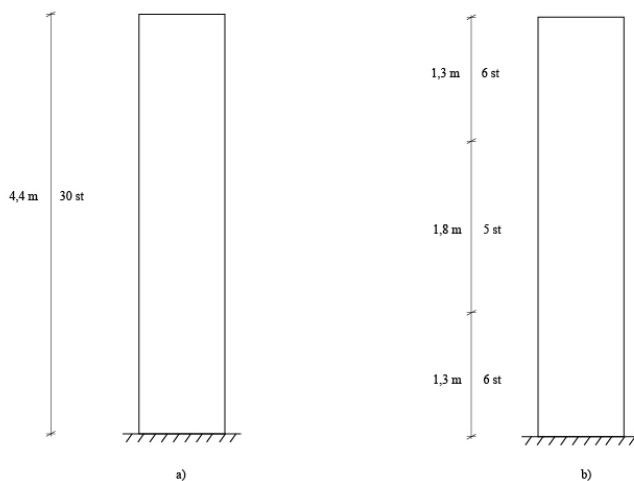
$$\text{antal byglar i varje ände} = \frac{\text{största tvärmått}}{0,6 S_{cl,tmax}} = 6 \text{ st}$$

$$\text{antal byglar i mittdel} = \frac{l - (2 \times \text{största tvärmått})}{S_{cl,tmax}} = 5 \text{ st}$$

Totalt antal byglar

$$\text{totalt antal byglar} = 30 + 6 + 6 + 5 = 47 \text{ st}$$

Inläggning av byglar sker efter Figur J.2.



Figur J.3. Illustration av bygelinläggningen i mittstödet, figur a och b adderas ihop.

Kontroller i bruksstadium

I detta avsnitt utförs sprickkontroll samt kontroll av stålspänningar och betongspänningar.

Sprickkontroll

$k_h = 0,7$	Beräknad utan interpolering enligt BK1 Tabell B2.7
$\beta_{RH} = 0,756$	BK1 Tabell B2.6
$\varepsilon_{cdi} = 0,315 \times 10^{-3}$	BK1 Tabell B2.5
$\varepsilon_{cd} = k_h \beta_{RH} \varepsilon_{cdi} = 1,667 \times 10^{-4}$	BK1 ekv (B2-18)
$\varepsilon_{ca} = 0,075 \times 10^{-3}$	BK1 Tabell B2.8
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2,4170 \times 10^{-4}$	BK1 ekv (B2-17)
$F_{cs} = E_s \varepsilon_{cs} n A_{si} = 0,1312 \text{ MN}$	Krympkraft BK2 ekv (B7-61)
$M_{0Eqp} = N_{Eqp} (e_0 + e_i) = 5,4370 \times 10^4 \text{ Nm}$	Första ordningens moment vid långtidslast BK2 ekv (B11-9)
$k_2 = \frac{N_{Eqp}}{f_{cd} A_c} \frac{\lambda}{170} = 0,239$	BK2 ekv (B11-15)
$EI = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{creep}} E_{cd} I_c + E_s I_s = 1,7073 \times 10^8 \text{ Nm}^2$	Nominell styvhet BK2 ekv (B11-15)
$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = 2,1759 \times 10^7 \text{ N}$	BK2 ekv (K2-17)
$M_{Eqp} = \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Eqp}} - 1} \right] M_{0,Eqp} = 6,1723 \times 10^4 \text{ Nm}$	Andra ordningens moment vid långtidslast BK2 ekv (B11-16)
$M_{cr} = \frac{f_{ctd} + N_{Eqp}}{A_c} \frac{I_c}{h/2} = 0,5913 \text{ MNm}$	Sprickmomentkapacitet ur Naviers formel BK1 ekv (T3-1)
$M_{cr} > M_{Eqp}$	OK betongen spricker ej.

Påkänningskontroll

$\alpha_{ef} = \frac{E_s}{E_{cm}} (1 + \varphi_{creep}) = 25,026$	BK2 ekv (B7-67)
$A_{Ief} = A_c + (\alpha_{ef} - 1) 2A_s = 0,9406 \text{ m}^2$	Effektiv tvärsnittsarea stadium I BK2 ekv (B7-4) med hänsyn till krypning

$$I_{Ief} = \frac{b h^3}{12} + 2(\alpha_{ef} - 1)n A_{si}(x_{TP} - d')^2 = 0,0737 m^4$$

Effektivt tröghetsmoment
stadium I ur Steiners sats
BK1 ekv (S4-24)

$$e_s = d - x_{TP} = 0,3820 m$$

Excentricitet till dragen
armering

$$e'_s = d' - x_{TP} = -0,3820 m$$

Excentricitet till tryckt
armering

$$\sigma_{cök} = \frac{-N_{Eqp} + 2F_{cs}}{A_{Ief}} + \frac{M_{Eqp} + F_{cs}(e_s + e'_s)}{I_{Ief}}(-x_{TP}) = -2,8533 MPa$$

Betongpåkänning
överkant BK2 ekv (B7-9)

$$\sigma_{cuk} = \frac{-N_{Eqp} + 2F_{cs}}{A_{Ief}} + \frac{M_{Eqp} + F_{cs}(e_s + e'_s)}{I_{Ief}}x_{TP} = -2,0999 MPa$$

Betongpåkänning
underkant
BK2 ekv (B7-9)

$$\sigma'_{cs} = \frac{-N_{Eqp} + 2F_{cs}}{A_{Ief}} + \frac{M_{Eqp} + F_{cs}(e_s + e'_s)}{I_{Ief}}(e'_s) = -2,7964 MPa$$

Betongpåkänning
överkant på stålets nivå
BK2 ekv (7-50)

$$\sigma_{cs} = \frac{-N_{Eqp} + 2F_{cs}}{A_{Ief}} + \frac{M_{Eqp} + F_{cs}(e_s + e'_s)}{I_{Ief}}(e_s) = -2,1569 MPa$$

Betongpåkänning
underkant på stålets nivå
BK2 ekv (7-50)

$$\sigma'_s = \frac{-F_{cs}}{A_s} + \sigma'_{cs} \alpha_{ef} = -118,42 MPa$$

Stålspänning överkant
BK2 ekv (7-50)

$$\sigma_s = \frac{-F_{cs}}{A_s} + \sigma_{cs} \alpha_{ef} = -102,40 MPa$$

Stålspänning underkant
BK2 ekv (7-50)

$$\sigma_{cRd} = 0,45 f_{ck} = 18 MPa$$

BK2 sida B212

$$\sigma_{sRd} = 0,8 f_{yk} = 400 MPa$$

BK2 sida B212

$$|\sigma_{cök}| < \sigma_{cRd} \quad \text{OK}$$

$$|\sigma_{cuk}| < \sigma_{cRd} \quad \text{OK}$$

$$|\sigma'_s| < \sigma_{sRd} \quad \text{OK}$$

$$|\sigma_s| < \sigma_{sRd} \quad \text{OK}$$

Alla kontroller i bruksstadium är okej.

Table of Contents

Dimensionering av mittstöd.	1
Startvärden för while-loop	1
Itererar fram tvärsnittsdimensioner	1
Tvärkraftsarmering	2
Bruksgränstillstånd	2

Dimensionering av mittstöd.

I koden hänvisas ekvationer till Bärande konstruktioner - del 1 med BK1 samt Bärande konstruktioner - del 2 med BK2. -----

```
clc
close all
```

Startvärden för while-loop

```
h=[0.5 0.5]; % [m]
b=[0.5 0.5]; % [m]
n=[2 2];
MEd=10^10; % [Nm]
MRd=0.001; % [Nm]

psi0=0.6; % Tabell A2.1 SS EN 1990-2
L=4.4; % Pelarens längd [m]
```

Itererar fram tvärsnittsdimensioner

```
while MEd>MRd
    n=n+1;
    h=h+0.1;
    b=b+0.1;
    [V0,M0]=mittstodsnittkrafter(h,b,psi0);
    [MEd,MRd,h,b,n,cnom]=mittstoddim(h,b,n,M0);
end

fprintf('Mittstödet dimensioner blir \n h=%5.2f meter \n b=
%5.2f meter \noch antal armeringsjärn per sida \n n=%1.0f \n
\n',h(1),b(1),n(1))
fprintf('I brottgränstillstånd blir dimensionerande moment \n MEd=
%5.2f Nm \noch kapaciteten blir \n MRd=%5.2f Nm \n\n',MEd,MRd)

Mittstödet dimensioner blir
h= 0.90 meter
b= 0.90 meter
och antal armeringsjärn per sida
n=6
```

*I brottgränstillstånd blir dimensionerande moment
MEd=2684292.66 Nm
och kapaciteten blir
MRd=2778394.41 Nm*

Tvärkraftsarmering

```
[m,m1,m2,m3,x]=mittstodtvarkraft(h,b,n,V0,cnom);  
  
fprintf('Totalt antal byglar i stödet blir \n m=%1.0f \n ',m)  
  
if x>=L/2  
    fprintf('jämnt fördelade över hela mittstödet \n \n')  
else  
    fprintf('där %2.0f är jämnt fördelade över hela mittstödet \n och  
    %2.0f fördelas jämnt inom området %2.1f meter från vardera ände \n  
    däremellan placeras ytterligare %2.0f byglar. \n \n',m3,m1,x,m2)  
end  
  
Totalt antal byglar i stödet blir  
m=47  
där 30 är jämnt fördelade över hela mittstödet  
och 6 fördelas jämnt inom området 1.3 meter från vardera ände  
däremellan placeras ytterligare 5 byglar.
```

Bruksgränstillstånd

```
disp('Läget i bruksgränstillstånd:')  
[MEq,Mcr]=mittstodbruk(h,b,n,cnom);  
  
Läget i bruksgränstillstånd:  
Riktning 1  
    Betongen spricker ej  
    Påkänningar ok  
Riktning 2  
    Betongen spricker ej  
    Påkänningar ok
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som beräknar snittkrafter.

```
function [V0,M0]=mittstodsnittkrafter(h,b,psi0)

% Indata
Ecm=35e+9;           % Elasticitetsmodulens medelvärde betong [Pa],
                    % ur BK1 Tabell B2.3
gammacE=1.2;         % Partialfaktor, rekommenderat värde,
Ecd=Ecm/gammacE;     % Dimensionerande värde elasticitetsmodul
                    % betong[Pa],
                    % ur BK1 ekv (B2-15)

% Förallokering
M0=zeros(2,3);
V0=zeros(2,3);

% Yttre laster
N=[6.233e+6 5.360e+6 4.102e+6]; % Tryckande normalkraft [N],
                    % tecken beaktas i formel

Qf=0.05*N;           % Friktionslast, VV Bro 2004 Kap 21.24
Q0=1000e+3;           % Påkörningslast, SS-EN 1991-2 Kap
                    % 4.7.2.1
Q=[0 0 Q0             % Hälften så stor påkörningslast
   vinkelrätt
   0 0 0.5*Q0];       % körriktningen under bron,
                    % SS-EN 1991-2 Kap 4.7.2.1

% -- Beräkning av vindlast
cf=2.1;               % SS-EN 1991-1-4:2005, fig 7.23
qp=0.45e+3;           % [Pa] VVFS 2007:494, tabell 4.2
qv=cf*qp*b(1);        % Vindlast, SS-EN 1991-1-4:2005, ekv 5.3

psi=[psi0 1 1];

% -- For-loopar för att beakta tre olika lastfall i vardera riktning
--
for i=1:3
    for j=1:2

        % -- Utför beräkningar av snittkrafter med hjälp av CALFEM

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

        % Styvhetsmatrix K och lastvektor f
        K=zeros(9); f=zeros(9,1);
        if i<=2 && j==1
            eq=[0 -qv*psi(i)];
            f(8)=-Qf(i);
        elseif i<=2 && j==2
```

```

        eq=[0 0];
        f(8)=-Qf(i);
elseif i==3
        eq=[0 0];
        f(5)=-Q(j,i);
        f(8)=-Qf(i);
end

% Elementstyvhetsmatris
I=b(j)*h(j)^3/12;    %[m^4]
A=h(j)*b(j);        %[m^2]

ep=[Ecd A I];
ex1=[0 1.25];        ex2=[1.25 4.4];
ey1=[0 0];          ey2=[0 0];

Ke1=beam2e(ex1,ey1,ep,eq);
Ke2=beam2e(ex2,ey2,ep,eq);

% Assemblering av K
K=assem(Edof(1,:),K,Ke1);
K=assem(Edof(2,:),K,Ke2);

% Lösning av ekvationssystem efter insättning av randvillkor
bc=[1 0; 2 0; 3 0];    % Randvillkor
a=solveq(K,f,bc);

% Snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);

es1=beam2s(ex1,ey1,ep,Ed(1,:),eq);
es2=beam2s(ex2,ey2,ep,Ed(2,:),eq);

% Framtagning av maximalt moment och tvärkraft
M0(j,i)=max(abs([es1(:,3);es2(:,3)])));    % [Nm]
V0(j,i)=max(abs([es1(:,2);es2(:,2)])));    % [N]
end
end

```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som beräknar dimensionerande moment och momentkapacitet.

```
function [MED,MRd,h,b,n,cnom]=mittstoddim(h,b,n,M0)

% Indata
L=4.4;           % Mittstöds längd [m]
L0=2*L;         % Knäcklängd [m], BK2 Figur K2.16
phi=0.024;      % Dimension längsgående armering[m]
phib=0.016;     % Dimension byglar[m]
fck=40e+6;      % Karakteristisk tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 Tabell
                % B2.1
gammac=1.5;     % Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37
fcd=fck/gammac; % Dimensionerande tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 ekv
                % (B2-3)
gammaco=1.2;    % Partialkoefficient för betong vid olyckslast,
                % BK1 sida B37
fcd0=fck/gammaco; % Dimensionerande tryckhållfasthet vid olyckslast
                % [Pa],
                % ur BK1 ekv (B2-3)
fcd=[fcd fcd fcd];
Ecm=35e+9;      % Elasticitetsmodulens medelvärde betong [Pa],
                % ur BK1 Tabell B2.3
gammacE=1.2;    % Partialfaktor, rekommenderat värde, BK1 sida B44
Ecd=Ecm/gammacE; % Dimensionerande värde elasticitetsmodul
                % betong[Pa],
                % ur BK1 ekv (B2-15)
fcm=48;         % Betongens medeltryckhållfasthet[MPa]
                % ur BK1 Tabell B2.1
fyk=500e+6;     % Karakteristiskt värde för armeringens
                % sträckgräns[Pa]
                % ur BK1 Tabell B2.11 (Armering B500B)
gammass=1.15;   % Partialkoefficient för armeringsstål, BK1 sida
                % B59
fyd=fyk/gammass; % Dimensionerande flytgräns [Pa], ur BK1 ekv
                % (B2-25)
gammasso=1.0;   % Partialkoefficient för armeringsstål vid
                % olyckslast,
                % BK1 sida B59
fyd0=fyk/gammasso; % Dimensionerande flytgräns vid olyckslast [Pa]
                % ur BK1 ekv (B2-25)
fyd=[fyd fyd fyd];
Es=200e+9;      % Elasticitetsmodul armeringsstål [Pa],
                % ur BK1 ekv (B2-26)
epsiloncu=3.5e-3; % Brottstukning betong, ur BK1 Tabell B2.4

RH=80;          % Relativ fuktighet [%],
                % ur BK1 Tabell B2.6 (utomhusmiljö)

% -- Beräkning av täckande betongskikt
cminb=phi;      % Tar hänsyn till armeringens vidhäftning [m],
```

```

                                % BK1 ekv (B4-25) separata stänger
cdev=0.01;                      % Tolerans BK1 ekv (B4-26)
cmindur=0.03;                  % Ur Diverse utdrag för kursen Bärande
    konstruktioner
J=0.01;                        % Minsta mått på cmin enligt BK1 sidan B119
cmin=max([cminb,cmindur,J]);   % BK1 sidan B119
cnom=cmin+cdev;                % Nominellt mått på täckande
    betongskikt[m]
                                % BK1 ekv (B4-24)

% -- Normalkraft i de olika lastfallen har hämtats från Bilaga E.

N=[7.105e+6 6.259e+6 4.751e+6]; % Tryckande normalkraft [N],
                                % tecken beaktas i formel

NEqp=2.592e+6;                 % Normalkraft vid långtidslast [N],
    tecken
                                % beaktas i formel

% Förallokering
MEd=zeros(2,3);
MRd=zeros(2,3);
x=zeros(2,3);

% -- For-loopar för att beakta tre olika lastfall i vardera riktning
--
for i=1:3
    for j=1:2
        % Indata
        d=h(j)-cnom-phib-phi/2; % [m]se figur J.2.
        dprim=cnom+phib+phi/2; % [m]
        xTP=h(j)/2;            % [m]
        Ac=h(j)*b(j);          % Tvärsnittets bruttoarea [m^2]
        As=n(j)*pi*(phi/2)^2;  % Tvärsnittsarea längsgående armering
        [m^2]
        Asmin=0.10*N(i)/fyd(i); % Minsta mängd armering [m^2],
                                % ur SS-EN 1992-1-1 ekv 9.12N

        % Kontroll minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1:2005 ekv 9.12N

        if Asmin<0.002*Ac
            Asmin=0.002*Ac;
        end
        if 4*As<Asmin
            As=Asmin/4;
            n(j)=ceil(As/pi*(phi/2)^2);
        end

        [MEd]=mittstod_andraordn(i,j,N,fcd,L,L0,M0,NEqp,RH,MEd,fcm,Ecd,fck,b,xTP,h,Es,d,A
        [MRd,x]=mittstod_tryckzon(i,j,N,fcd,b,h,fyd,Es,dprim,d,As,MRd,epsiloncu,x);

        % Kontroll minsta excentricitet

```

```

        emin=h(j)/30; % [m] BK2 ekv (B11-7)
        if emin>0.02
            if emin*N(i)>=MRd(j,i)
                MRd(j,i)=0.0001; % Sätter till ett litet värde för
                                % att tvinga programmet att
beräkna nya % dimensioner på tvärsnittet och
läggas % in mer armering.
                break
            end
        else
            emin=0.02;
            if emin*N(i)>=MRd(j,i)
                MRd(j,i)=0.0001; % Sätter till ett litet värde för
                                % att tvinga programmet att
beräkna nya % dimensioner på tvärsnittet och
läggas % in mer armering.
                break
            end
        end
    end
end

% Kontroll maximal armeringsmängd enligt Kap 9.5.2 (3) i
% SS-EN 1992-1-1:2005

if n(1)*4*pi*((phi/2)^2) > 0.04*h(1)*b(1)
    n(1:2)=floor(0.04*Ac/(4*pi*(phi/2)^2));
end

% Väljer ut största utnyttjandegrad och motsvarande MEd och MRd

utnyttjande=MEd./MRd;
[utnyttjande,I]=max(utnyttjande(:));
MRd=MRd(I);
MEd=MEd(I);

```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som beräknar andra ordningens moment.

```
function
[MEd]=mittstod_andraordn(i,j,N,fcd,L,L0,M0,NEqp,RH,MEd,fcm,Ecd,fck,b,xTP,h,Es,d,A

% -- Beräkning av första ordningens moment

theta0=0.005; % Rekommenderat värde på initiallutning
alpham=1; % BK2 ekv (B11-5)
alphah=2/sqrt(L); % BK2 ekv (B11-4)
theta1=theta0*alphah*alpham; % BK2 ekv (B11-3)
ei=theta1*L0/2; % [m] BK2 ekv (B11-6)
e0=0; % Avsiktlig excentricitet [m]
M0Ed=M0(j,i)+N(i)*(e0+ei); % [Nm] BK2 ekv (B11-9)
M0Eqp=NEqp*(e0+ei); % Vid långtidslast [Nm]
% ur BK2 ekv (B11-9)

% Beräkning av nominell styvhet

% Indata
rho=2*As/Ac; % Totalt armeringsinnehåll i tvärsnittet
u=2*(h(j)+b(j)); % [m]
h0=2*Ac/u; % [m] BK1 ekv (B2-19)
phiRH=(1+(1-RH/100)/(0.1*h0^(1/3)))*(35/(fcm))^0.7*(35/(fcm))^0.2;
% BK1 ekv (B2-23)
betafcm=2.43; % BK1 Tabell B2.9
betat0=0.48; % BK1 Fig B2.20
phicreep=phiRH*betafcm*betat0; % BK1 ekv (B2-23)
phief=phicreep*M0Eqp/M0Ed; % BK2 ekv (B11-14)
Ic=b(j)*h(j)^3/12; % Tröghetsmoment för osprucket
% betongtvärsnitt [m^4]

if rho>=0.002
    % Indata
    i0=sqrt(Ic/Ac); % Tröghetsradie [m] BK2 ekv (B11-10)
    lambda=L0/i0; % Slankhetstal BK2 ekv (B11-10)
    Is=2*As*(d-xTP)^2; % Armeringens tröghetsmoment för
    % osprucket tvärsnitt [m^4]
    k1=sqrt((fck/10^6)/20); % BK2 ekv (B11-15)
    k2=N(i)*lambda/(fcd(i)*Ac*170); % BK2 ekv (B11-15)
    EI=k1*k2/(1+phief)*Ecd*Ic+Es*Is; % [Nm^2] BK2 ekv (B11-15)
else
    EI=0.3/(1+0.5*phief)*Ecd*Ic; % [Nm^2] BK2 ekv (B11-14)
end

% -- Beräkning av andra ordningens moment

beta=1.0; % BK2 Fig B11.13
NB=pi^2*EI/(L0^2); % [N] BK2 ekv (K2-17)
MEd(j,i)=(1+beta/(NB/N(i)-1))*M0Ed; % [Nm] BK2 ekv (B11-16)
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som beräknar tryckzon och momentkapacitet.

```
function
[MRd,x]=mittstod_tryckzon(i,j,N,fcd,b,h,fyd,Es,dprim,d,As,MRd,epsiloncu,x)

% -- Tvärsnittsanalys i brottgränstillstånd

% Metod med tryckblocksfaktorer
% Antar rektangulär tryckzon
% Antar att all armering flyter

% Tryckblocksfaktorer enligt BK1 Tabell B5.1
alpha=0.81;
BETA=0.416;

% Kraftjämvikt för att beräkna tryckzonshöjd x, se figur J.2.

% Löser ut och beräknar x
x(j,i)=N(i)/(alpha*fcd(i)*b(j));

% -- Kontroller av antagande om flytning

epsilon_sy=fyd(i)/Es; % BK1 Fig B3.6
% (dimensionerande värde)
epsilon_prim=(x(j,i)-dprim)/x(j,i)*epsilon_cu; % BK1 ekv (B5-25)
epsilon=(d-x(j,i))/x(j,i)*epsilon_cu; % BK1 ekv (B5-26)

if epsilon_prim<epsilon_sy % Tryckt armering flyter ej

    p=(Es*epsilon_cu*As-fyd(i)*As-N(i))/(alpha*fcd(i)*b(j));
    q=(-Es*dprim*epsilon_cu*As)/(alpha*fcd(i)*b(j));

    x1=-p/2+sqrt((p/2)^2-q);
    x2=-p/2-sqrt((p/2)^2-q);

    if x1<=0 || x1>h(j)
        x(j,i)=x2;
    elseif x2<=0 || x2>h(j)
        x(j,i)=x1;
    end

    MRd(j,i)=alpha*fcd(i)*b(j)*x(j,i)*(d-
    BETA*x(j,i))+Es*epsilon_cu*As*(x(j,i)-dprim)/x(j,i)*(d-dprim)-N(i)*(d-
    h(j)/2);

elseif epsilon<epsilon_sy % Dragen armering flyter ej

    p=(fyd(i)*As-N(i)+Es*epsilon_cu*As)/(alpha*fcd(i)*b(j));
    q=(-Es*epsilon_cu*As*d)/(alpha*fcd(i)*b(j));
```

```

x1=-p/2+sqrt((p/2)^2-q);
x2=-p/2-sqrt((p/2)^2-q);

if x1<=0 || x1>h(j)
    x(j,i)=x2;
elseif x2<=0 || x2>h(j)
    x(j,i)=x1;
end

MRd(j,i)=alpha*fcd(i)*b(j)*x(j,i)*(d-BETA*x(j,i))+fyd(i)*As*(d-
dprim)-N(i)*(d-h(j)/2);

elseif epsilonsprim<epsilonsy && epsilons<epsilonsy      % Varken
    dragen eller tryckt armering flyter

    p=(2*Es*epsiloncu*As-N(i))/(alpha*fcd(i)*b(j));
    q=(-Es*epsiloncu*As*(dprim+d))/(alpha*fcd(i)*b(j));

    x1=-p/2+sqrt((p/2)^2-q);
    x2=-p/2-sqrt((p/2)^2-q);

    if x1<=0 || x1>h(j)
        x(j,i)=x2;
    elseif x2<=0 || x2>h(j)
        x(j,i)=x1;
    end

    MRd(j,i)=alpha*fcd(i)*b(j)*x(j,i)*(d-
    BETA*x(j,i))+Es*epsiloncu*As*(x(j,i)-dprim)/x(j,i)*(d-dprim)-N(i)*(d-
    h(j)/2);

elseif epsilons>=epsilonsy && epsilonsprim>=epsilonsy    % Dragen och
    tryckt armering flyter

    MRd(j,i)=alpha*fcd(i)*b(j)*x(j,i)*(d-BETA*x(j,i))+fyd(i)*As*(d-
    dprim)-N(i)*(d-h(j)/2);

end

```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som beräknar mängd tvärkraftsarmering.

```
function [m,m1,m2,m3,x]=mittstodtvarkraft(h,b,n,V0,cnom)

% -- Indata --
L=4.4; % Mittstödet's längd [m]
phi=0.024; % Dimension längsgående armering [m]
phib=0.016; % Dimension byglar [m]
fck=40e+6; % Karakteristisk tryckhållfasthet[Pa],
% ur BK1 Tabell B2.1
gammac=1.5; % Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37
fcd=fck/gammac; % Dimensionerande tryckhållfasthet[Pa],
% ur BK1 ekv (B2-3)
gammaco=1.2; % Partialkoefficient för betong vid olyckslast,
% BK1 sida B37
fcdco=fck/gammaco; % Dimensionerande tryckhållfasthet vid olyckslast
[Pa],
% ur BK1 ekv (B2-3)
fcd=[fcd fcd fcd];
fyk=500e+6; % Karakteristiskt värde för armeringens
sträckgräns[Pa]
% ur BK1 Tabell B2.11 (Armering B500B)
gammass=1.15; % Partialkoefficient för armeringsstål, BK1 sida
B59
fyd=fyk/gammass; % Dimensionerande flytgräns [Pa], ur BK1 ekv
(B2-25)
gammasso=1.0; % Partialkoefficient för armeringsstål vid
olyckslast,
% BK1 sida B59
fydo=fyk/gammasso; % Dimensionerande flytgräns vid olyckslast [Pa],
% ur BK1 ekv (B2-25)
fyd=[fyd fyd fyd];

% -- Normalkraft i de olika lastfallen har tagits från Bilaga E.
N=[7.105e+6 6.259e+6 4.751e+6]; % Tecken beaktas i formel

s=zeros(2,3);

% -- For-loopar för att beakta tre olika lastfall i vardera riktning
--
for i=1:3
    for j=1:2
        % Indata
        d=h(j)-cnom-phib-phi/2; % [m] BBBBBBBBBBBBBBBBBB se figur =????
        Ac=h(j)*b(j); % Tvärsnittets bruttoarea [m^2]
        As=n(j)*pi*(phi/2)^2; % Tvärsnittsarea längsgående armering
        [m^2]
        Asw=pi*(phib/2)^2; % Tvärsnittsarea byglar, en skänkel
        [m^2]
```

```

% -- Utan tvärkraftsarmering --

% Livtryckbrott ur BK1 ekv (B6-11)
ny=0.6*(1-fck*10^-6/250);
VRdL=0.5*ny*fcd(i)*b(j)*d;

% Skjuvglidbrott ur BK1 ekv (B6-14) och (B6-15)
CRdc=0.18/gammac;
k=1+sqrt(0.2/d);
if k>2
    k=2;
end

k1=0.15;

rhol=As/(b(j)*d);
if rhol>0.02
    rhol=0.02;
end

sigmacp=N(i)/Ac;
if sigmacp>0.2*fcd(i)
    sigmacp=0.2*fcd(i);
end

VRdc=(CRdc*k*(100*rhol*fck*10^(-6))^(1/3)+k1*sigmacp*10^(-6))*b(j)*d*10^6;
VRdc2=(0.035*k^(3/2)*(fck*10^(-6))^(1/2)+k1*sigmacp*10^(-6))*b(j)*d*10^6;
if VRdc<VRdc2
    VRdc=VRdc2;
end

% -- Kontroll om tvärkraftsarmering behövs --
if V0(j,i)>VRdL || V0(j,i)>VRdc
    % -- Beräkningar av erforderlig mängd tvärkraftsarmering --

    % If-sats för beräkning av alphacw, ur BK1 s. B195
    sigmacp=N(i)/Ac;
    if sigmacp>0 && sigmacp<=0.25*fcd(i)
        alphacw=1.0+sigmacp/fcd(i);
    elseif sigmacp>0.25*fcd(i) && sigmacp<=0.5*fcd(i)
        alphacw=1.25;
    elseif sigmacp>0.5*fcd(i) && sigmacp<=fcd(i)
        alphacw=2.5*(1-sigmacp/fcd(i));
    end

    % Indata
    theta=40*pi/180; % Ansatt värde på lutning hos
trycksträvan,      % 40 grader.
                    % Lutning hos byglarna.
    alpha=pi/2;

```

```

z=0.9*d; % Inre hävarm, ur BK1 ekv (B4-14)

% Livtryckbrott, ur BK1 ekv (B6-19)
ny1=0.6*(1-(fck*10^(-6))/250);
VRdL=alphacw*b(j)*z*ny1*fcd(i)/(cot(theta)+tan(theta));

% Kontroll om balken klarar livtryckbrott
if V0(j,i)>VRdL
    disp('För stor tvärkraft')
    break
end

% Skjuvglidbrott, ur BK1 ekv (B6-21), beräknar erforderlig
% mängd armering.
fywd=fyd;
s(j,i)=z*cot(theta)*fywd(i)*2*Asw/(V0(j,i));

rhowmin=0.00101; % BK1 Tabell B6.1
rhow=2*Asw/(s(j,i)*b(j)*sin(alpha)); %
Tvärarmeringsinnehåll, % ur BK1 ekv (B6-25)

% Kontroll minsta armeringsmängd
if rhow<rhowmin
    s(j,i)=2*Asw/(rhowmin*b(j)*sin(alpha));
end

% Maximalt centrumavstånd ur BK1 ekv (B6-26)
slmax=0.75*d*(1+cot(alpha));
if s(j,i)>slmax
    s(j,i)=slmax;
end
end
end

% --- Byglar på grund av krossning av täckande betongskikt ---
% Ur SS-EN 1992-1-1:2005, kap 9.5.3

% Rekommenderat värde
r1=20*phi; % [m]
r2=min(h); % [m]
r3=0.4; % [m]
scltmax=min([r1 r2 r3]);

% Reduktion av rekommenderat värde i kanterna
scltmaxred=0.6*scltmax;

% Största tvärmått
x=sqrt(h(1)^2+b(1)^2);

% Resterande pelare
y=L-2*x;

```

```
% Antal byglar i kanterna
if x<=L/2
    m1=ceil(x/scltmaxred);
else
    m1=ceil((L/2)/scltmaxred);
end

% Antal byglar i resterande del
if y>=0
    m2=ceil(y/scltmax);
else
    m2=0;
end

% Antal byglar pga skjuvglidbrott och livtryckbrott
m3=ceil(L/min(s(s>0)));

% --- Totalt antal byglar ---
m=2*m1+m2+m3;
```

Published with MATLAB® R2015b

Funktionsfil som gör kontroller i bruksstadiet.

```
function [MEqp,Mcr]=mittstodbruk(h,b,n,cnom)
L=4.4; % Mittstödet's längd [m]
L0=2*L; % Knäcklängd [m], BK2 Figur K2.16
phi=0.024; % Dimension längsgående armering [m]
fctk=2.5e+6; % Karakteristisk draghållfasthet [Pa],
% BK1 Tabell B2.2
gammac=1.5; % Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37
fctd=fctk/gammac; % Dimensionerande draghållfasthet[Pa],
% ur BK1 ekv (B2-10)
Asi=pi*(phi/2)^2; % Armeringens area per stång [m^2]
NEqp=2.592e+6; % Normalkraft vid långtidslast [N], tecken
beaktas % i formel
phib=0.016; % Dimension byglar[m]
fck=40e+6; % Karakteristisk tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 Tabell
B2.1
fcd=fck/gammac; % Dimensionerande tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 ekv
(B2-3)
Ecm=35e+9; % Elasticitetsmodulens medelvärde betong [Pa],
% ur BK1 Tabell B2.3
gammacE=1.2; % Partialfaktor, rekommenderat värde, BK1 sida B44
fcm=48; % Betongens medeltryckhållfasthet[MPa]
Es=200e+9; % Elasticitetsmodul armeringsstål [Pa],
% ur BK1 ekv (B2-26)
fyk=500e+6; % Karakteristiskt värde för armeringens
sträckgräns[Pa]
% ur BK1 Tabell B2.11 (Armering B500B)
RH=80; % Relativ fuktighet [%],
% ur BK1 Tabell B2.6 (utomhusmiljö)
Mcr=zeros(1,2);
MEqp=zeros(1,2);

% -- For-loopar för att beakta de olika riktningarna --
for j=1:2

    %-- Krympning
    epsiloncdi=0.315e-3; % BK1 Tabell B2.5 (klass N)
    Ac=b(j)*h(j); % Tvärsnittets bruttoarea [m^2]
    u=2*(b(j)+h(j)); % [m]
    h0=2*Ac/u; % [m] BK1 ekv (B2-19)

    % Beräknar faktorn kh förenklat (utan interpolering)
    % enligt BK1 Tabell B2.7
    if h0<=0.15
        kh=1.0;
    elseif h0>0.15 && h0<=0.25
        kh=0.85;
    elseif h0>0.25 && h0<=0.35
        kh=0.75;
    elseif h0>0.35
```

```

        kh=0.7;
end

betaRH=0.756; % BK1 Tabell B2.6
epsiloncd=kh*betaRH*epsiloncdi; % BK1 ekv (B2-18)
epsilonca=0.075e-3; % BK1 Tabell B2.8
epsiloncs=epsiloncd+epsilonca; % BK1 ekv (B2-17)

Fcs=Es*epsiloncs*n(j)*Asi; % Krympkraft BK2 ekv (B7-61)

%-- Krypning
phiRH=(1+(1-RH/100)/(0.1*h0^(1/3)))*(35/fcm)^0.7)*(35/fcm)^0.2; %
BK1 ekv (B2-23)
betafcm=2.43; % BK1 Tabell B2.9
betat0=0.48; % BK1 Fig B2.20
phicreep=phiRH*betafcm*betat0; % BK1 ekv (B2-23)

% Indata
d=h(j)-cnom-phib-phi/2; % [m] se figur J.2.
dprim=cnom+phib+phi/2; % [m]
xTP=h(j)/2; % [m]
As=n(j)*pi*(phi/2)^2; % Tvärsnittsarea längsgående
% armering [m^2]

alphaef=(Es/Ecm)*(1+phicreep); % BK2 ekv (B7-67)

%-- Beräkning av andra ordningens moment av kvasipermanent last
% Indata
theta0=0.005; % Rekommenderat värde på
initiallutning
alphan=1; % BK2 ekv (B11-5)
alphah=2/sqrt(L); % BK2 ekv (B11-4)
theta1=theta0*alphah*alphan; % BK2 ekv (B11-3)
ei=theta1*L0/2; % [m] BK2 ekv (B11-6)
e0=0; % Avsiktlig excentricitet [m]
M0Eqp=NEqp*(e0+ei); % Vid långtidslast [Nm]
% ur BK2 ekv (B11-9)

% Nominell styvhet
rho=2*As/Ac; % Totalt armeringsinnehåll
Ecd=Ecm/gammacE; % Dimensionerande värde för
% elasticitetsmodul betong[Pa],
% ur BK1 ekv (B2-15)

Ic=b(j)*h(j)^3/12; % Tröghetsmoment för osprucket
% betongtvärsnitt [m^4]

if rho>=0.002
    i0=sqrt(Ic/Ac); % [m]
    lambda=L0/i0; % [m] BK2 ekv (B11.10)
    Is=2*As*(d-xTP)^2; % Armeringens tröghetsmoment för
    % osprucket tvärsnitt [m^4]
    k1=sqrt((fck/10^6)/20); % BK2 ekv (B11-15)
    k2=NEqp*lambda/(fcd*Ac*170); % BK2 ekv (B11-15)

```

```

        EI=k1*k2/(1+phicreep)*Ecd*Ic+Es*Is; % [Nm^4] BK2 ekv (B11-15)
    else
        EI=0.3/(1+0.5*phicreep)*Ecd*Ic;      %[Nm^4] BK2 ekv (B11-14)
    end

    % Andra ordningens moment:
    beta=1.0;                                % BK2 Fig B11.13
    NB=pi^2*EI/(L0^2);                        % [N] Bk2 ekv (K2-17)
    MEqp(j)=(1+beta/(NB/NEqp-1))*M0Eqp;       % [Nm] BK2 ekv (B11-16)

    % -- Kontroll om pelaren spricker

    Mcr(j)=(fctd+NEqp/Ac)*Ic/(h(j)/2); % ur Naviers formel BK1 ekv
    (T3-1)

    if MEqp<=Mcr
        fprintf('Riktning %1.0f \n Betongen spricker ej \n',j)
    else
        fprintf('Riktning %1.0f \n Betongen spricker \n',j)
        break
    end

    % -- Beräkning av påkänningar

    % Tvärsnittskonstanter:

    % Effektiv tvärsnittsarea i stadium I, BK2 ekv (B7-4) med hänsyn
    till
    % krypning [m^2]
    A1ef=Ac+(alphaef-1)*2*As;

    % Effektivt tröghetsmoment i stadium I,
    % ur Steiners sats BK1 ekv (S4-24) [m^4]
    I1ef=b(j)*h(j)^3/12+2*(alphaef-1)*n(j)*Asi*(xTP-dprim)^2;

    es=d-xTP;                                % Excentricitet till dragen armering [m]
    esprim=dprim-xTP;                        % Excentricitet till tryckt armering [m]

    % Betongpåkänningar enligt BK2 ekv (B7-9)
    % Överkant [Pa]
    sigmacok=(-NEqp+2*Fcs)/A1ef+(MEqp(j)+Fcs*(es+esprim))/I1ef*(-xTP);
    % Underkant [Pa]
    sigmacuk=(-NEqp+2*Fcs)/A1ef+(MEqp(j)+Fcs*(es+esprim))/I1ef*(xTP);

    % Betongpåkänningar på stålets nivå enligt BK2 ekv (B7-50)
    % Överkant [Pa]
    sigmacsprim=(-NEqp+2*Fcs)/A1ef+(MEqp(j)+Fcs*(es+esprim))/
    I1ef*(esprim);
    % Underkant [Pa]
    sigmacs=(-NEqp+2*Fcs)/A1ef+(MEqp(j)+Fcs*(es+esprim))/I1ef*(es);

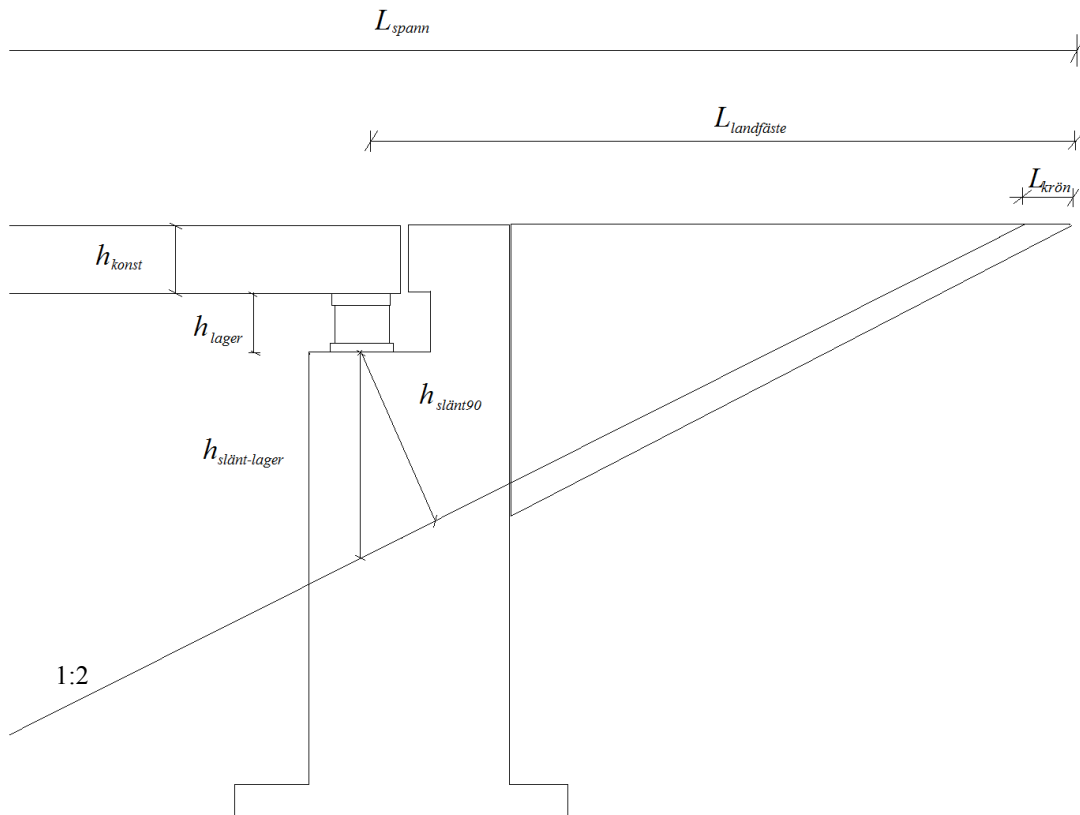
    % Stålpåkänningar enligt BK2 ekv (B7-50)
    % Överkant [Pa]

```

```
sigmasprim=-Fcs/As+sigmacsprim*alphaef;  
% Underkant [Pa]  
sigmas=-Fcs/As+sigmacs*alphaef;  
  
% Kontroll spänningar enligt BK2 sida B212  
sigmacRd=0.45*fck;  
sigmasRd=0.8*fyk;  
  
if abs(sigmacok)>sigmacRd || abs(sigmacuk)>sigmacRd ||  
abs(sigmas)>sigmasRd || abs(sigmasprim)>sigmasRd  
    disp(' För hög påkänning')  
  
else  
    disp(' Påkänningar ok')  
end  
end
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga K - Beräkning utav längd på landfästen



Variabler

$$h_{\text{konst}} = 1,5 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd

$$h_{\text{lager}} = 0,3 \text{ m}$$

Lagerhöjd

$$h_{\text{slänt}90} = 0,24 \text{ m}$$

Höjd mellan lager
vinkelrätt slänt

$$L_{\text{span}} = 30 \text{ m}$$

Spannlängd utan hänsyn
till landfäste

Beäkning av längd på landfäste

$$\theta = \arctan\left(\frac{1}{2}\right) = 26,565^\circ$$

Släntlutning

$$h_{\text{slänt-lager}} = \frac{h_{\text{slänt}90}}{\sin(90-\theta)} = 0,335 \text{ m}$$

Höjd vertikalt mellan
lager och slänt

$$h_{\text{tot}} = h_{\text{konst}} + h_{\text{lager}} + h_{\text{slänt-lager}} + L_{\text{krön}} = 2,57 \text{ m}$$

Totalhöjd över slänt

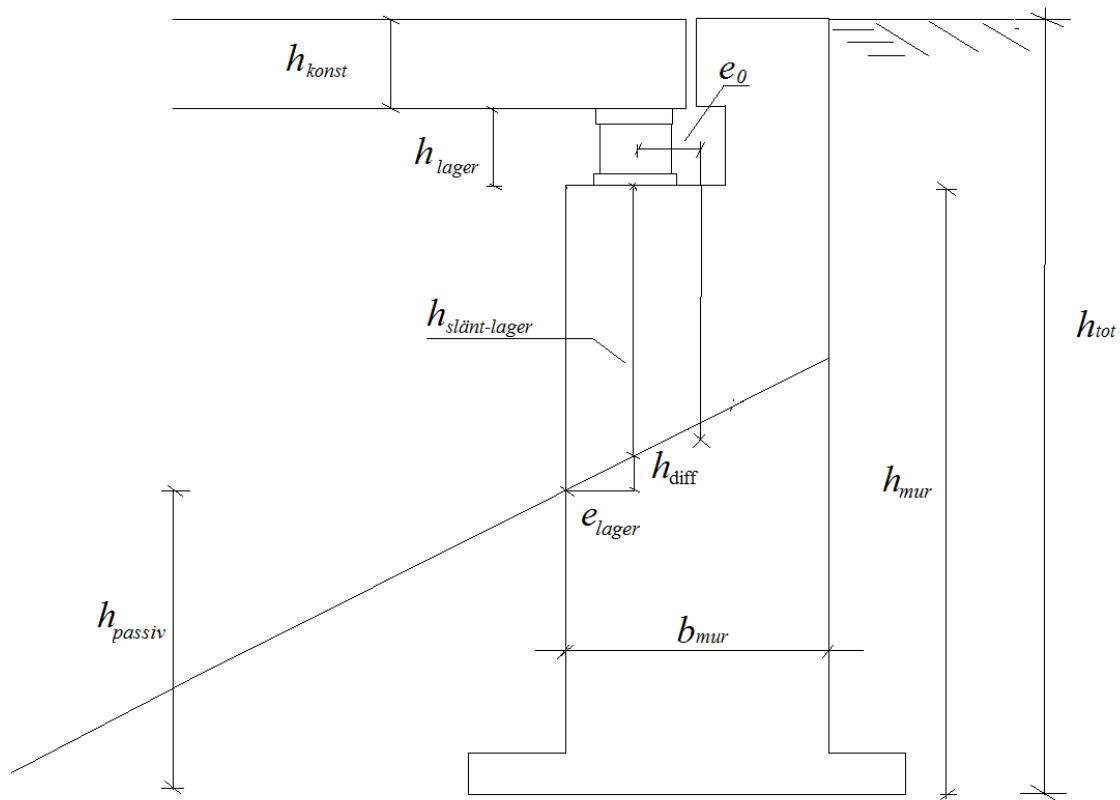
$$L_{\text{landfäste}} = 2 * h_{\text{tot}} = 5,13 \approx 5,1 \text{ m}$$

Längd landfäste

$$L_{\text{span,ny}} = L_{\text{span}} - L_{\text{landfäste}} = 30 - 5,1 = 24,9 \text{ m}$$

Ny spannlängd

Bilaga L - Dimensionering av landfäste



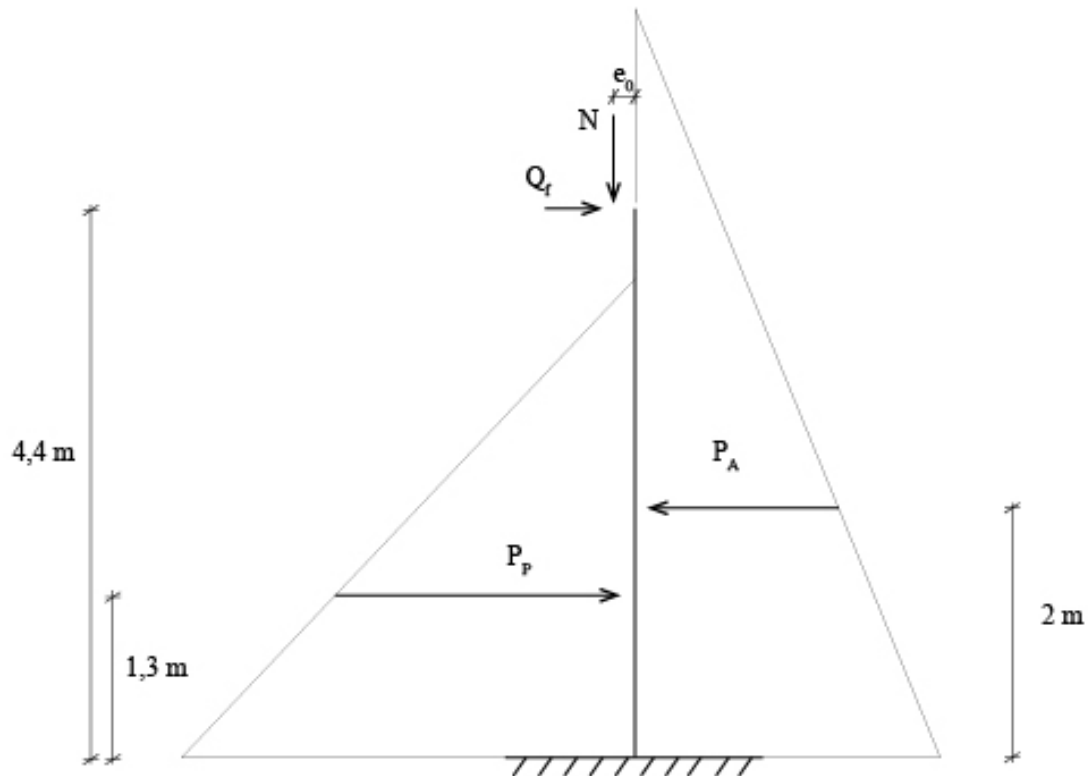
Figur L.1, Illustrering av beräkningsunderlag för dimensionering av landfäste

Geometri enligt figur L1

$h_{konst} = 1,5 \text{ m}$	Konstruktionshöjd
$h_{lager} = 0,3 \text{ m}$	Lagerhöjd
$h_{slänt-lager} = 0,335 \text{ m}$	Höjd vertikalt mellan lager och slänt
$h_{passiv} = 3,89 \text{ m}$	Höjd
$b_{mur} = 1 \text{ m}$	Bredd på frontmur
$h_{tot} = 6 \text{ m}$	Totalhöjd av aktivt jordtryck
$e_0 = 0,15 \text{ m}$	Lagrets excentricitet i förhållande till frontmurens tyngdpunkt
$\theta = 26,565^\circ$	Släntlutning

Jordtryckslaster

Vid beräkningar av jordtryckslaster har förenklingar gjorts i form av att jordtrycken approximeras med en tryckresultat som verkar i tyngdpunkten se figur L2.



Figur L2, Beräkningsmodell för frontmur

$$\gamma_{\text{jord}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Jordens tunghet

$$\varphi' = 45^\circ$$

Friktionsjord

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) = 0,1716$$

Jordtryckskoefficient aktiv, Geoteknik 2013

$$K_P = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = 5,828$$

Jordtryckskoefficient passiv, Geoteknik 2013

$$P_A = \frac{K_A \times \gamma_{\text{jord}} \times h_{\text{tot}}^2 \times 1}{2} = 55,59 \text{ kN}$$

Aktiv tjordtryck

$$P_P = \frac{K_P \times \gamma_{\text{jord}} \times h_{\text{passiv}}^2 \times 1}{2} = 793,8 \text{ kN}$$

Passivt jordtryck

Övriga laster

Normalkraft i frontmuren

Från tidigare beräkningar, se Bilaga E. Tecken beaktas i formel.

$$N = 1,957 \text{ MN}$$

Maximal normalkraft i brottgränstillstånd

Maximalt moment

Beräknas med hjälp av CALFEM. De maximala värdena plockas ut som positiva för att underlätta beräkningar.

$$M = 1,0443 \text{ MNm}$$

Maximalt moment i brottgränstillstånd

Friktionskraft i lager

$$Q_f = 97,85 \text{ kN}$$

Horisontell friktionskraft i lager

Materialparameterar

$$l = 4,4 \text{ m}$$

Frontmurens höjd

$$l_0 = 2 \times l = 8,8 \text{ m}$$

Knäcklängd, BK2 Figur K2.16

$$\emptyset = 0,024 \text{ m}$$

Diameter armering

$$n = 5 \text{ st}$$

Antalet armeringsjärn per meterstrimma

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Karakteristisk tryckhållfasthet, BK1 Tabell B2.1

$$\gamma_c = 1,5$$

Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26,67 \text{ MPa}$$

Dimensionerande tryckhållfasthet, BK1 ekv (B2-3)

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

Elasticitetsmodulens medelvärde betong, BK1 Tabell B2.3

$$\gamma_{cE} = 1,2$$

Partialfaktor, BK1 sida B44

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 29,17 \text{ GPa}$$

Dimensionerande värde elasticitetsmodul betong, BK1 ekv (B2-15)

$$f_{cm} = 48 \text{ MPa}$$

Betongens medeltryckhållfasthet, BK1 Tabell B2.1

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

Karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns, BK1 Tabell B2.11 (armering B500B)

$$\gamma_s = 1,15$$

Partialkoefficient för armeringsstål, BK1 sida B59

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

Dimensionerande flytgräns, BK1 ekv (B2-25)

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

Elasticitetsmodul armeringsstål, BK1 ekv (B2-26)

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{Brottstukning betong, BK1 Tabell B2.4}$$

$$RH = 80 \% \quad \text{Relativ fuktighet, BK1 Tabell B2.6 (utomhusmiljö)}$$

Täckande betongskikt

$$c_{min,b} = \emptyset = 0,024 \text{ m} \quad \text{BK1 ekv (B4-25) separata stänger}$$

$$c_{dev} = 0,01 \text{ m} \quad \text{Tolerans BK1 ekv (B4-26)}$$

$$c_{min,dur} = 0,03 \text{ m} \quad \text{Ur Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}, c_{min,dur}, 0,01\} = 0,03 \text{ m} \quad \text{BK1 sidan B119}$$

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 0,04 \text{ m} \quad \begin{array}{l} \text{Nominellt mått på täckande betongskikt} \\ \text{BK1 ekv (B4-24)} \end{array}$$

Tvärsnittsmått

Tvärsnittsberäkningar utförs på en meterstrimma av frontmurens totala längd på 10,5 meter.

$$d = h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 0,948 \text{ m} \quad \text{Effektivhöjd till armering}$$

$$x_{TP} = \frac{b_{mur}}{2} = 0,5 \text{ m} \quad \text{Tyngdpunkt}$$

$$A_c = b_{mur} \times 1 = 1 \text{ m}^2 \quad \text{Tvärsnittets bruttoarea}$$

$$A_s = n \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 0,0023 \text{ m}^2 \quad \text{Total armeringsarea}$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = 0,0833 \text{ m}^4 \quad \text{Tröghetsmoment}$$

$$I_s = 2 A_s (d - x_{TP})^2 = 4,5398 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \text{Armeringens tröghetsmoment}$$

Första ordningens moment

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = 1 \quad \text{BK2 ekv (B11-4)}$$

$$\alpha_m = 1 \quad \text{BK2 ekv (B11-5)}$$

$$\theta_0 = 0,005 \quad \text{Rekommenderat värde enligt, BK2 ekv (B11-3)}$$

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = 0,005 \quad \text{BK2 ekv (B11-3)}$$

$$e_0 = 0,15 \text{ m} \quad \text{Avsiktlig excentricitet}$$

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} = 0,02 \text{ m}$$

BK2 ekv (B11-6)

$$M_{0,Ed} = M_0 + N (e_0 + e_i) = 1,377 \text{ MNm}$$

BK2 ekv (B11-9)

Slutligt kryptal

$$u = 2 \text{ m}$$

Omkrets av tvärsnittet som utsätts för uttorkning, 2 enmeterstrimmar

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = 1 \text{ m}$$

BK1 ekv (B2-19)

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \right] \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 2,4439$$

BK1 ekv (B2-23)

$$\beta(f_{cm}) = 2,43$$

BK1 Tabell B2.9

$$\beta(t_0) = 0,48$$

BK1 Figur B2.20

$$\varphi_{creep} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 2,8506$$

BK1 ekv (B2-23)

Uppskattning av nominell styvhet

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = 1,4142$$

BK2 ekv (B11-15)

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,2887 \text{ m}$$

Tröghetsradie BK2 ekv (B11-10)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 30,48$$

Slankhetstal BK2 ekv (B11-10)

$$k_2 = \frac{N_i}{f_{cd} \times A_c} \frac{\lambda}{170} = 0,0132$$

BK2 ekv (B11-15)

$$EI = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} E_{cd} I_c + E_s I_s = 102,54 \text{ MNm}^2$$

Nominell styvhet BK2 ekv (B11-15)

Andra ordningens moment

$$\beta = 1,0$$

BK2 Figur B11-13

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = 13,07 \text{ MN}$$

BK2 ekv (K2-17)

$$M_{Ed} = \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{Bd}}{N} - 1} \right] M_{0,Ed} = 1,98 \text{ MNm}$$

BK2 ekv (B11-16)

Beräkning av tryckzonshöjd

Använder metod med tryckblocksfaktorer. Antar rektangulär tryckzon. Antar att all armering flyter.

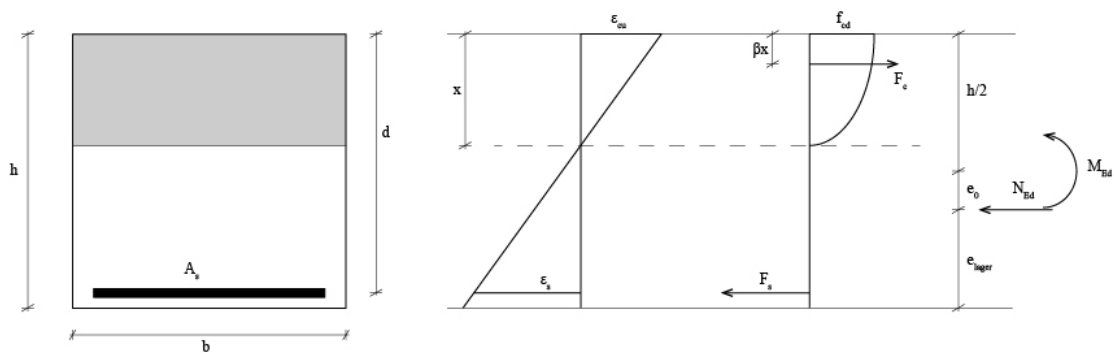
$$\alpha = 0,81$$

Tryckblocksfaktor, BK2 Tabell B5.1

$$\beta = 0,416$$

Tryckblocksfaktor, BK2 Tabell B5.1

Ställer upp kraftjämvikt, se Figur L3 och löser ut tryckzonshöjd x .



Figur L3, tvärsnittsanalys för frontmur

$$\alpha x f_{cd} b = N + f_{cd} \times A_s$$

Kraftjämvikt ur Figur L3

$$x = 0,1361 \text{ m}$$

Kontroll av antagande om flytning

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,0022 \quad \text{BK1 Figur B3.6}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cu} = 0,018 \quad \text{OK, BK1 ekv (B5-26)}$$

Momentkapacitet

När all armering flyter beräknas kapaciteten enligt:

$$M_{Rd} = \alpha f_{cd} b x (d - \beta x) - N_i \left(d - \frac{h}{2} - e_0 \right) = 2,038 \text{ MNm}$$

Utnyttjandegrad

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 97,1 \%$$

MATLAB beräkningar av ovanstående beräkningar följer nedan.

Dimensionering av frontmur.

Table of Contents

Indata	1
Beräkning av täckande betongskikt	2
Jordtryck	2
Verkande krafter	2
Utför beräkningar av snittkrafter med hjälp av CALFEM	3
Beräkning av första ordningens moment	3
Beräkning av nominell styvhet	4
Beräkning av nominell styvhet	4
Beräkning av andra ordningens moment	4
Tvärsnittsanalys i brottgränstillstånd	4

Indata

```
b=1; % En meterstrimma av frontmuren
beaktas
h=1.0; % Tjocklek hos frontmur
n=5; % Antal armeringsjärn
L=4.4; % Höjd av muren
L1=L+1.6; % Höjd av frontmur plus grusskift
N=1.957e+6; % Tryckande normalkraft [N],
% tecken beaktas i formel

% Indata

L0=2*L; % Knäcklängd [m], BK2 Figur K2.16
phi=0.024; % Dimension längsgående armering [m]
fck=40e+6; % Karakteristisk tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 Tabell
B2.1
gammac=1.5; % Partialkoefficient för betong, BK1 sida B37
fcd=fck/gammac; % Dimensionerande tryckhållfasthet[Pa], ur BK1 ekv
(B2-3)

Ecm=35e+9; % Elasticitetsmodulens medelvärde betong [Pa],
% ur BK1 Tabell B2.3
gammacE=1.2; % Partialfaktor, rekommenderat värde, BK1 sida B44
Ecd=Ecm/gammacE; % Dimensionerande värde elasticitetsmodul
betong[Pa],
% ur BK1 ekv (B2-15)
fcm=48; % Betongens medeltryckhållfasthet[MPa]
% ur BK1 Tabell B2.1
fyk=500e+6; % Karakteristiskt värde för armeringens
sträckgräns[Pa]
% ur BK1 Tabell B2.11 (Armering B500B)
gammass=1.15; % Partialkoefficient för armeringsstål, BK1 sida
B59
```

```
fyd=fyk/gammas;      % Dimensionerande flytgräns [Pa], ur BK1 ekv
(B2-25)

Es=200e+9;            % Elasticitetsmodul armeringsstål [Pa],
% ur BK1 ekv (B2-26)
epsiloncu=3.5e-3;     % Brottstukning betong, ur BK1 Tabell B2.4

RH=80;                % Relativ fuktighet [%],
% ur BK1 Tabell B2.6 (utomhusmilj?)
```

Beräkning av täckande betongskikt

```
cminb=phi;            % Tar hänsyn till armeringens vidhäftning [m],
% BK1 ekv (B4-25) separata stänger
cdev=0.01;            % Tolerans BK1 ekv (B4-26)
cmindur=0.03;         % Ur Diverse utdrag för kursen Bärande
konstruktioner
J=0.01;               % Minsta mått på cmin enligt BK1 sidan B119
cmin=max([cminb,cmindur,J]); % BK1 sidan B119
cnom=cmin+cdev;        % Nominellt mått på täckande
betongskikt[m]
% BK1 ekv (B4-24)

d=h-cnomo-phi/2;      % [m] se Figur XX
xTP=h/2;              % [m]
Ac=h*b;               % Tvärsnittets bruttoarea [m^2]
As=n*pi*(phi/2)^2;    % Tvärsnittsarea längsgående armering [m^2]
```

Jordtryck

```
gammajord=18e+3;      % Friktionsmateriallets tunghet [N/m^3]
phiprim=pi/4;         % Friktionsvinkel
KA=(tan(pi/4-phi/2))^2; % Jordtryckskoefficient, aktivsidan,
ur Geoteknik (Sällfors)
KP=(tan(pi/4+phi/2))^2; % Jordtryckskoefficient, passivsidan,
ur Geoteknik (Sällfors)
```

Verkande krafter

```
Pa=KA*gammajord*L1^2*b/2; % Resultant från aktivt jordtryck,
Geoteknik ekv 9.5
hPa=L1/3;                 % Höjd där aktivsidans resultant
verkar

hslantlager=0.335;
hdiff=0.175;
L2=L-hdiff-hslantlager; % Höjd som passivsidan verkar på
Pp=KP*gammajord*L2^2*b/2; % Resultant från passivt jordtryck,
Geoteknik ekv 9.5
hPp=L2/3;                 % Höjd där passivsidans resultant
verkar
```

Utför beräkningar av snittkrafter med hjälp av CALFEM

```

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

% Styvhetsmatrix K och lastvektor f
K=zeros(12); f=zeros(12,1);

f(4)=Pp;
f(7)=-Pa;
f(10)=0.05*N;

% Elementstyvhetsmatrix
I=b*h^3/12;    %[m^4]
A=h*b;        %[m^2]

ep=[Ecd A I];
ex1=[0 0];      ex2=[0 0];      ex3=[0 0];
ey1=[0 hPp];    ey2=[hPp hPa];    ey3=[hPa L];

Ke1=beam2e(ex1,ey1,ep);
Ke2=beam2e(ex2,ey2,ep);
Ke3=beam2e(ex3,ey3,ep);

% Assemblering av K
K=assem(Edof(1,:),K,Ke1);
K=assem(Edof(2,:),K,Ke2);
K=assem(Edof(3,:),K,Ke3);

% Lösning av ekvationssystem efter insättning av randvillkor
bc=[1 0; 2 0; 3 0];    % Randvillkor
a=solve(K,f,bc);

% Snittkrafter
Ed=extract(Edof,a);

es1=beam2s(ex1,ey1,ep,Ed(1,:));
es2=beam2s(ex2,ey2,ep,Ed(2,:));
es3=beam2s(ex3,ey3,ep,Ed(3,:));

% Framtagning av maximalt moment
M0=max(abs([es1(:,3);es2(:,3);es3(:,3)]))); % [Nm]

```

Beräkning av första ordningens moment

```

theta0=0.005;          % Rekommenderat värde på initiallutning
alpham=1;              % BK2 ekv (B11-5)

```

```

alphah=2/sqrt(L);           % BK2 ekv (B11-4)
theta1=theta0*alphah*alphan; % BK2 ekv (B11-3)
ei=theta1*L0/2;             % [m] BK2 ekv (B11-6)
e0=0.15;                   % Avsiktlig excentricitet [m]
M0Ed=M0+N*(e0+ei);         % [Nm] BK2 ekv (B11-9)

```

Beräkning av nominell styvhet

```

% Indata
u=2*b;                      % [m]
h0=2*Ac/u;                  % [m] BK1 ekv (B2-19)
phiRH=(1+(1-RH/100)/(0.1*h0^(1/3)))*(35/(fcm))^0.7*(35/(fcm))^0.2; % BK1 ekv (B2-23)
betafcm=2.43;               % BK1 Tabell B2.9
betat0=0.48;                % BK1 Fig B2.20
phicreep=phiRH*betafcm*betat0; % BK1 ekv (B2-23)
Ic=b*h^3/12;                % Tröghetsmoment för osprucket
                             % betongtvärsnitt [m^4]

```

Beräkning av nominell styvhet

```

% Indata
i=sqrt(Ic/Ac);              % Tröghetsradie [m] BK2 ekv (B11-10)
lambda=L0/i;                % Slankhetstal [m] BK2 ekv (B11-10)
Is=As*(d-xTP)^2;            % Armeringens tröghetsmoment för
                             % osprucket tvärsnitt [m^4]
k1=sqrt((fck/10^6)/20);     % BK2 ekv (B11-15)
k2=N*lambda/(fcd*Ac*170);   % BK2 ekv (B11-15)
EI=k1*k2/(1+phicreep)*Ecd*Ic+Es*Is; % [Nm^2] BK2 ekv (B11-15)

```

Beräkning av andra ordningens moment

```

beta=1.0;                   % BK2 Fig B11.13
NB=pi^2*EI/(L0^2);          % [N] BK2 ekv (K2-17)
MEd=(1+beta/(NB/N-1))*M0Ed; % [Nm] BK2 ekv (B11-16)

```

Tvärsnittsanalys i brottgränstillstånd

```

% Metod med tryckblocks faktorer
% Antar rektangulär tryckzon
% Antar att all armering flyter

% Tryckblocks faktorer enligt BK1 Tabell B5.1
alpha=0.81;
BETA=0.416;

% Kraftjämvikt för att beräkna tryckzonshöjd x

% Löser ut och beräknar x
x=(N+fyd*As)/(alpha*fcd*b);

```

```
% -- Kontroller av antagande om flytning

epsilonsy=fyd/Es;                % BK1 Fig B3.6
                                  % (dimensionerande värde)
epsilons=(d-x)/x*epsilonsu;      % BK1 ekv (B5-26)

MRd=alpha*fcd*b*x*(d-BETA*x)-N*(d-h/2-e0); % Momentjämvikt enligt
Figur XX
utnyttjandegrad=MEd/MRd;
```

Published with MATLAB® R2015b

Bilaga M - Övergångskonstruktion

Värden tas ur SS-EN 1991-1-5

$$L_{landfäste} = 5,1 \text{ m}$$

$$\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ } 1/K$$

$$L = 60 - 2 * L_{landfäste} = 49,8 \text{ m}$$

$$\Delta T = 64 \text{ K}$$

Enligt Bilaga K.

Tabell C.1 (SS-EN 1991-1-5)

Enligt Bilaga A.

Tabell 2a (SS-EN 1991-1-5)

Total längdutvidgning

$$\Delta L = \alpha_T \times \Delta T \times L = 0,0319 \text{ m}$$