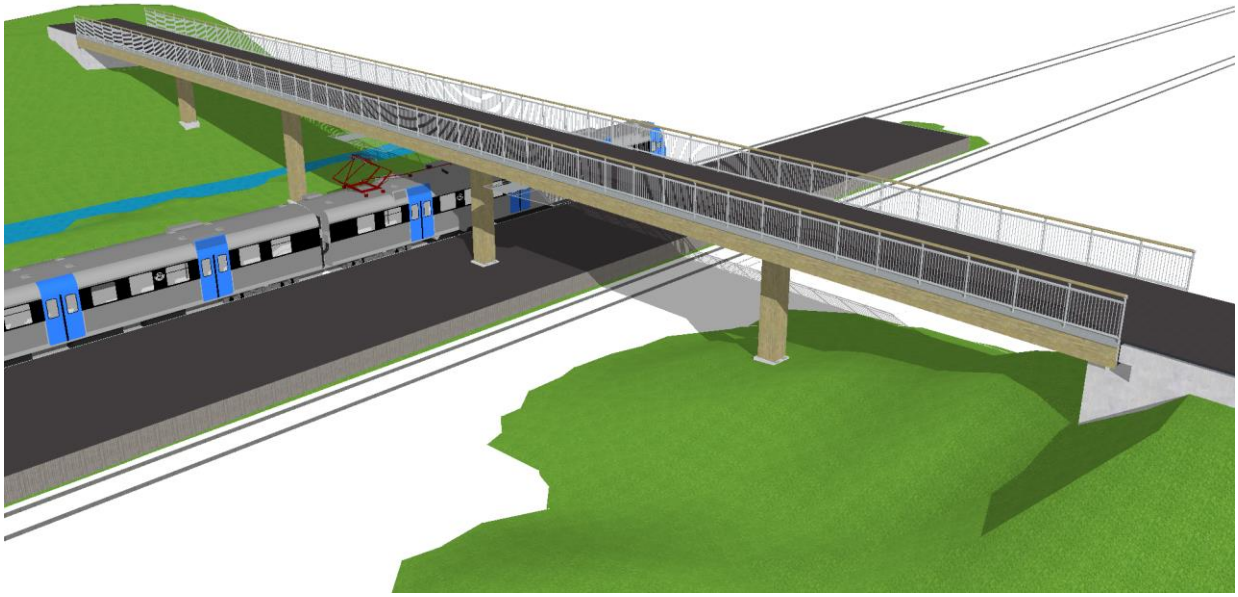
CHALMERS



Gång- och cykelbro över Hägernäs station

Konceptuell design och dimensionering av tvärspänd plattbro

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Väg och vatten

ZARÉH BAGHDASARIAN SETRAGIAN
PER FELDT
HELEN GIGER JOHANSSON
CECILIA HILLBERG
JONATAN ISAKSSON
DAVID NYSTRÖM PERSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2016

Gång- och cykelbro över Hägernäs station
Konceptuell design och dimensionering av tvärspänd plattbro
Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Väg och Vatten

ZARÉH BAGHDASARIAN SETRAGIAN
PER FELDT
HELEN GIGER JOHANSSON
CECILIA HILLBERG
JONATAN ISAKSSON
DAVID NYSTRÖM PERSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Roslagsbanan är en smalspårig järnväg som sträcker sig norrut från Stockholm Östra i Stockholms innerstad. Arbete för att skapa förbättrade förutsättningar rörande bättre trafikutbud och tidtabeller samt ökad tillgänglighet för resenärerna ska genomföras och som ett led i detta arbete planeras en gång- och cykelbro uppföras över Hägernäs station i Täby kommun.

Rapportens syfte är att utvärdera möjliga koncept för en 73,4 m lång gång- och cykelbro över Hägernäs station, välja ut det mest lämpliga konceptet samt utforma och preliminärt dimensionera detta utifrån gällande normer och krav.

Urvalsprocessen baserades på en litteraturstudie av potentiella konstruktionsmaterial, brotyper samt grundläggnings- och produktionsmetoder. Även aspekter som förvaltning och underhåll, dynamik, ekonomi, miljöpåverkan och estetisk utformning har undersökts. Urvalsprocessen avslutades med en analys av viktade kriterier, varpå ett slutgiltigt brokoncept togs fram. Det valda konceptet är en plattbro i trä som placeras på sex stöd med en längsta spännvidd på 17,7 m. Brons överbyggnad karakteriseras av parallella, längsgående limträbalkar som spänns ihop med stålstag.

Den preliminära dimensioneringen baseras på beräkningar av valda komponenter. I första hand analyseras brobaneplattan, varpå i andra hand möjliga utformningar av stödkonstruktioner undersöks. Ett antal tänkbara laster och belastningskombinationer utgör grunden för redovisade moment- och tvärkraftsdiagram. Preliminärdimensioneringen kontrollerar valda delar i brottgräns- och bruksgränstillstånd. Slutliga resultat visas i form av detaljritningar och tredimensionella renderingar. Träplattans höjd beräknades till 720 mm och den totala konstruktionshöjden till 850 mm. Pelartvärsnittet erhöll dimensionerna 765x765 mm.

Nyckelord: Tvärspänd plattbro, Träbro, Dimensionering, Limträ

Omslag:
Konceptuell bild av bro.

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2016

Pedestrian bridge over Hägernäs station
Conceptual design and dimensioning of stress-laminated timber bridge
Bachelor thesis
Building and Civil Engineering

ZARÉH BAGHDASARIAN SETRAGIAN
PER FELDT
HELEN GIGER JOHANSSON
CECILIA HILLBERG
JONATAN ISAKSSON
DAVID NYSTRÖM PERSSON

Department of Civil and Environmental Engineering
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

Roslagsbanan is a narrow-gauged railroad stretching northward from Stockholm Östra station in central Stockholm. Construction work to increase the capacity and make the railroad more accessible to the public will be carried out and as a part of this project a pedestrian bridge will be built, stretching over Hägernäs station in Täby municipality.

The purpose of this thesis is to evaluate possible concepts for a 73,4 meters (241 ft) long pedestrian bridge stretching over Hägernäs station and to choose the most suitable concept. The chosen concept is designed according to standards and regulations.

The evaluating process was based on a literature study of different construction materials, bridge types, means of foundation and production as well as other aspects as inspection and maintenance, dynamics, economy, environmental impact and aesthetics. This process was concluded with an analysis of weighted criteria, whereupon a final concept was elected.

The final concept is a stress-laminated timber bridge. This bridge rests on six pillars, with a largest span of 17,7 meters (58 ft). The superstructure of this bridge is characterized by parallel glulam girders, which are clamped together with struts made of high strength steel.

The preliminary dimensioning of the final concept is based on calculations of chosen components. Primarily the bridge deck slab is analyzed, secondarily possible designs for substructures are examined. Possible loads and load combinations were taken in consideration and resulted in section forces which are presented in diagrams. The bridge is controlled in its limit and ultimate state. Final results are shown in designs and plans as well as three-dimensional renderings. The total height of the slab was calculated to 720 millimeters (28,3 in) and the superstructure was set to 850 millimeters (33,5 in). The dimensions of the columns cross section was calculated to 765x765 millimeters (30,1x30,1 in).

Key words: Stress-laminated timber bridge, Timber bridge, Dimensioning, Glulam

Innehåll

SAMMANFATTNING II
ABSTRACT IV
INNEHÅLL V
FÖRORD X
BEGREPPSFÖRKLARING XI

1 INLEDNING 1
1.1 Syfte 1
1.2 Problembeskrivning 1
1.3 Avgränsningar 1
1.4 Metod 1

2 FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR BRO ÖVER HÄGERNÄS STATION 3
2.1 Geografi och topografi 3
2.2 Mark och geologi 3
2.3 Tekniska specifikationer och krav 3
2.4 Miljö 4
2.5 Samhällsintressen 4

3 KONSTRUKTIONSMATERIAL VID BROBYGGNATION 5
3.1 Betong som konstruktionsmaterial 5
3.1.1 Produktion av betong 5
3.1.2 Egenskaper hos betong 5
3.1.3 Beständighet hos betong 5
3.2 Stål som konstruktionsmaterial 6
3.2.1 Produktion av stål 6
3.2.2 Egenskaper hos stål 6
3.2.3 Beständighet hos stål 6
3.3 Trä som konstruktionsmaterial 7
3.3.1 Produktion av virke 7
3.3.2 Egenskaper hos trä 7
3.3.3 Beständighet hos trä 7
3.4 FRP som konstruktionsmaterial 8

4 MÖJLIGA BROKONCEPT 9
4.1 Balkbro 9
4.2 Plattbro 10
4.3 Rambro 10

4.4 Fackverksbro 11
4.5 Bågbro 11
4.6 Hängverk- och spännverksbro 12
4.7 Hängbro 13
4.8 Snedkabelbro 13

5 ASPEKTER ATT TA HÄNSYN TILL VID BROPROJEKTERING 14
5.1 Grundläggning av brokonstruktioner 14
5.2 Produktionsmetoder för brokonstruktioner 14
5.2.1 Prefabricerade konstruktioner 15
5.2.2 Platsgjutna konstruktioner 15
5.3 Förvaltning och underhåll av broar 15
5.3.1 Inspektion av broar 16
5.3.2 Underhåll av broar 16
5.3.3 Skador och utsatta konstruktionsdelar 16
5.4 Dynamiska effekter hos broar 17
5.5 Ekonomiska aspekter vid brobyggnad 18
5.6 Miljöpåverkan vid brobyggnad 18
5.7 Estetik och utformning 19

6 UTVÄRDERING OCH URVAL AV BROKONCEPT 20
6.1 Urvalskriterier 20
6.1.1 Estetik 20
6.1.2 Harmoni 20
6.1.3 Komfort 20
6.1.4 Byggkostnad 20
6.1.5 Uppförandetid 20
6.1.6 Produktionsmetod 21
6.1.7 Underhåll 21
6.1.8 Miljö 21
6.1.9 Säkerhet 21
6.2 Viktning av urvalskriterier 21
6.3 Urval 1 22
6.4 Urval 2 22
6.4.1 Bågbro i stål 22
6.4.2 Balkbro i stål 23
6.4.3 Tvärspänd plattbro i trä 24
6.5 Val av slutgiltigt brokoncept 25
6.5.1 Analys av urval 2 26

7 SLUTGILTIGT BROKONCEPT 27
7.1 Utformning av bron 27

7.1.1 Spännvidder och stödplacering 27
7.1.2 Utformning av tvärsnitt 27
7.1.3 Spännanordningar 28
7.1.4 Pelarutformning 28
7.1.5 Landfästen och övergångskonstruktioner 29
7.1.6 Träskydd och beläggning 30
7.1.7 Avrinningssystem 31
7.1.8 Skyddsanordningar 31

7.2 Grundläggning 32

7.3 Produktionsplan 32

7.4 Underhållsplan 33

8 LASTER OCH LASTEFFEKTER PÅ BRON 35

8.1 Vertikala och horisontella laster verksamma på bron 35

8.2 Beräkningsmodell för brobaneplatta 36

8.3 Kombinationsregler för laster 36

8.4 Lasteffekter i brottgränstillstånd 37
8.4.1 Belastning i vertikal- och längdled 37
8.4.2 Belastning i tvärled 40

9 DIMENSIONERINGS AV BRONS ÖVERBYGGNAD 42

9.1 Verifiering av plattverkan 42

9.2 Kontroll av brobaneplattans kapacitet i brottgränstillstånd 42
9.2.1 Kontroll av tvärkraftskapacitet 43
9.2.2 Kontroll av kapacitet för böjning med inverkan av normalkraft 43
9.2.3 Kontroll av kapacitet vid belastning av koncentrerad last 44

9.3 Kontroll av brobaneplatta i bruksgränstillstånd 44
9.3.1 Kontroll av dynamisk respons 44
9.3.2 Kontroll av nedböjning 45

10 DIMENSIONERING AV BRONS STÖDKONSTRUKTIONER 47

10.1 Dimensionering av pelare 47
10.1.1 Utformning av pelartvärsnitt 47
10.1.2 Grundläggning av pelare 48

10.2 Dimensionering av ändstöd 48
10.2.1 Preliminär utformning av stödkonstruktion 48
10.2.2 Dimensionering av syll 49
10.2.3 Kontroll av rörelser i brobanan 49

11 RESULTAT 51

11.1 Profil- och planvy 51

11.2 Slutgiltig utformning av överbyggnad 51

11.3 Slutgiltig utformning av spännanordningar 52
11.4 Slutgiltig utformning av pelare 53
11.5 Slutgiltig utformning av ändstöd 54
11.6 3D-renderingar 55

12 DISKUSSION 57

13 REFERENSER 59

BILAGEFÖRTECKNING 63

Förord

Rapporten "Gång- och cykelbro över Hägernäs station" är resultatet av ett kandidatarbete utfört av sex studenter under våren 2016 på civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad vid Chalmers tekniska högskola i Göteborg. Kursen gavs vid institutionen för Bygg- och miljöteknik med företaget COWI som uppdragsgivare.

Kandidatarbetet genomfördes i två faser. I den första fasen utfördes en litteraturstudie, varpå ett slutgiltigt brokoncept togs fram utifrån angivna förutsättningar. I den andra fasen utformades och preliminärdimensionerades överbyggnaden, underbyggnaden samt grundläggningen av den valda bron.

Kunskapen, som vi har fått under de första tre åren och från föreläsningar kopplade till kandidatarbetet, har varit väsentlig för att utföra detta arbete. Vidare har kursen gett oss en bättre förståelse för brobyggnad samt gett en möjlighet att utveckla och använda de baskunskaper, som vi tillägnat oss tidigare i utbildningen, på ett mer komplicerat problem. Processen som kandidatarbetet inneburit, har även gett oss viktig erfarenhet av arbete med ett större projekt i grupp.

Tack vare ett flertal personer på avdelningen för Konstruktionsteknik har detta kandidatarbete varit genomförbart. Vi vill framförallt tacka kursansvarig Sören Lindgren, projektledare vid Bygg- och miljöteknik, för all hjälp med tekniska frågor under beräkningsprocessen och för en intressant och välplanerad kurs. Ett stort tack riktas också till vår handledare Magnus Bäckström, brokonstruktör på COWI, för hans stöd och goda vägledning under projektets gång. Vidare tackar vi Hanna Jansson, brokonstruktör på COWI, för den tid hon gav för samtal och återkoppling. Sist men inte minst vill vi även rikta ett stort tack till alla föreläsare som har delat med sig av sina kunskaper.

Zaréh Baghdasarian Setragian
Per Feldt
Helen Giger Johansson
Cecilia Hillberg
Jonatan Isaksson
David Nyström Persson

Göteborg, maj 2016

Begreppsförklaring

Balkverkan – Bärverksförmåga att ta last med moment och tvärkraft.

Brobaneplatta – En platta som tar upp laster som bron utsätts för, till exempel från trafik. Kan verka som både primärt och sekundärt bärverk.

Brottgränstillstånd – Verifiering av funktionskrav ska utföras i brottgränstillstånd och innebär att konstruktionen är på gränsen att mista sin stabilitet.

Bruksgränstillstånd – Verifiering av funktionskrav sker i bruksgränstillstånd och innebär att konstruktionen är på gränsen att inte uppfylla sin funktion i något avseende.

Fri höjd – Den höjd som krävs mellan överbyggnadens underkant och marknivå.

Grusskift – Vägg vid broände som exempelvis tar upp jordtyck från anslutande vägbank.

Huvudbärverk – Tar upp laster från brobaneplattan och överför dem till underbyggnaden. Exempel på huvudbärverk är balkar, fackverk, bågar och hängverk.

Kantbalk – Räknas ibland som bärande element och är en infästning för räcken.

Koldioxidekvivalenter – Mått på utsläpp av växthusgaser som tar hänsyn till att olika gaser har olika står förmåga att bidra till växthuseffekten. Uttrycker utsläpp i ekvivalenta enheter koldioxid.

Kompositmaterial – Material som består av fler än en komponent och som skiljer sig i egenskap från respektive komponents egenskap.

Konstruktionshöjd – En bros konstruktionshöjd innefattar det vertikala avståndet mellan överkant och underkant av brobanan.

Kontinuerlig bro – Överbyggnaden går obruten över mellanliggande stöd.

Korrugerad plåt – Plåt med vågprofil som förstyvas på grund av vågformen.

Lager – Element som en eventuellt rörlig överbyggnad stödjer sig på och som tillåter en viss kraftöverföring.

Landfäste – Ett upplag i broändarna, som är en del av underbyggnaden, vilken överför krafterna ner i marken. Den har även som funktion att bilda en tillfart till bron.

Lansering – Att skjuta fram bron till sin slutliga plats.

Ortotropi – En egenskap hos ett material, som innebär att materialet har olika fysikaliska egenskaper i mot varandra vinkelräta riktningar.

Pylon – Typ av torn som bär upp olika slags konstruktionsdelar, till exempel brobanan.

Spännarmerad betong – En betong där armeringen är spänd för ge en initial tryckspänning som innebär att när tvärsnittet belastas kommer dragspänning först tas upp som minskad tryckspänning.

Spännvidd – Avstånden mellan två punkter, till exempel två stöd.

Trycksträvor – Del i ett material eller en konstruktion där tryckkrafter överförs, som till exempel stag i en fackverksbro.

Toppföljare – Längsgående element, ofta handtag, som sitter på toppen av räcket.

Underbyggnad – Konstruktionsdelar, som pelare och stöd, som är placerade mellan grundläggning och överbyggnaden.

Utnyttjandegrad – Hur stor del av konstruktionens kapacitet som utnyttjas vid en viss typ av belastning.

Vot – En ökning av konstruktionshöjden hos balkar och plattor nära stöd och inspänningar.

Överbyggnad – Samlingsnamn för delar av konstruktionen som befinner sig över stödkonstruktionerna.

Övergångskonstruktion – Har som funktion att överbrygga luckor mellan olika konstruktionsdelar i till exempel överbyggnaden samt medge rörelser vid stöd.

1 Inledning

Roslagsbanan är Sveriges enda reguljärt trafikerade smalspåriga järnväg (Roslagsbanan, 2016). Järnvägssystemet utgår från stationen Stockholm Östra i Stockholms innerstad och sträcker sig norrut mot Kårsta, Österskär samt Näsbypark. Den totala sträckningen är 65 km.

AB SL (Storstockholms lokaltrafik) utför, för Stockholms läns landstings räkning, ett arbete med att bygga ut och förbättra Roslagsbanan i syfte att skapa förbättrade förutsättningar rörande bättre trafikutbud och tidtabeller samt ökad tillgänglighet för resenärerna (bilaga 3).

I Täby kommun, norr om Stockholm, har det tagits fram en detaljplan som rör utbyggnaden från enkel- till dubbelspår på sträckan mellan Hägernäs station och Vaxholmsvägen samt möjliggörandet av säkra passager över och under järnvägen (bilaga 3). Som ett led i detta arbete planerar AB SL att anlägga en gång- och cykelbro över perrongen vid Hägernäs station.

1.1 Syfte

Denna rapport syftar till att utreda förutsättningar för en gång- och cykelbro över Hägernäs station för att därefter ta fram och analysera möjliga koncept, välja ut det mest lämpade samt dimensionera detta brokoncept utifrån gällande normer och krav.

1.2 Problembeskrivning

Bron över Hägernäs station ska uppföras som en cirka 5 m bred och 73 m lång gång- och cykelbro som sträcker sig i syd-nordlig riktning över två järnvägsspår, en perrong samt ett vattendrag. Möjlighet ska finnas att ta sig ner till perrongen via hiss och trappa. Vidare ska ett servicefordon kunna köra på bron.

Vid utvärdering av brokoncept har hänsyn tagits till omgivningens förutsättningar, samhällsintressenter samt tekniska specifikationer och krav. Aspekter rörande grundläggning, produktionsmetod, förvaltning, underhåll, dynamik, estetik, miljö och till viss del ekonomi ligger till grund för valet av lämpligt brokoncept.

1.3 Avgränsningar

Gång- och cykelbron dimensioneras enbart mellan brons ändstöd. Denna rapport tar således ingen hänsyn till påfartsramper eller anslutande gång- och cykelväg. Passage i form av hiss och trappa mellan brobana och underliggande perrong ska möjliggöras men ej utformas eller dimensioneras.

1.4 Metod

Arbetet indelades i två huvudsakliga moment och inleddes med en förstudie med syftet att välja ut en bro som ansågs lämplig att uppföra utifrån platsens förutsättningar. Därefter utfördes en preliminär dimensionering av valt brokoncept.

Utformningen av bron utgick från en förslagsritning som tillhandahölls av konsultföretaget COWI. Förstudien inleddes med att undersöka vilka förutsättningar för brobyggnation som råder på platsen och att formulera vilka krav som skulle ställas på bron. Därefter utfördes en urvalsprocess vars underlag baserades på en litteraturstudie. Möjliga brokoncept utreddes och information om möjliga konstruktionsmaterial samt produktions- och grundläggningsmetoder inhämtades för att tillsammans med förvaltning och underhåll, miljö, dynamik, estetik samt ekonomi utgöra grunden för valet av bro. Urvalsprocessen inleddes med att urvalskriterier, utifrån förstudien, specificeras och viktades. Med hänsyn till viktning av kriterierna gjordes en första sållning, urval 1, där brokoncept som ansågs mindre lämpliga valdes bort. Kvarvarande brokoncept utreddes ytterligare och i urval 2 poängsattes dessa utifrån hur väl kriterierna ansågs uppfyllda. Det brokoncept som fick högst viktad poäng valdes som slutgiltigt förslag och detaljutformades inför den preliminära dimensioneringen.

Den preliminära dimensioneringsprocessen har genomförts med syftet att uppfylla krav och råd gällande broar formulerade av Trafikverket i dokumenten TRVK Bro 11 (Trafikverket, 2011a) och TRVR Bro 11 (Trafikverket, 2011b). Beräkningsmetoder hämtades från studentlitteratur på Väg- och vattenbyggnadsprogrammet på Chalmers tekniska högskola samt ur Eurokoderna som är en standardsamling för dimensionering av byggnads- och bärverk. Dimensioneringsprocessen utfördes i ett iterativt förfarande där beräkningsprogrammet Mathcad användes för att underlätta beräkningar. Programvaran MATLAB med tilläggsprogrammet CALFEM har använts för att underlätta beräkning och illustration av tvärkrafts- och momentfördelning.

2 Förutsättningar för bro över Hägernäs station

Nedanstående kapitel behandlar de grundläggande förutsättningarna för broprojekteringen och innefattar uppgifter från en förslagsritning som tillhandahållits av Magnus Bäckström från konsultföretaget COWI (bilaga 1) samt en planbeskrivning som Täby Kommun anslagit, vilken bifogas i rapporten som bilaga 3. Bron ska efter genomförd dimensionering uppfylla krav för bärande konstruktioner som är formulerade enligt europeisk byggnadsstandard i Eurokod samt Trafikverkets tekniska krav för broar. Krav som påverkar val av brokoncept formuleras nedan.

2.1 Geografi och topografi

De topografiska förutsättningarna för det aktuella området återfinns i bilaga 1 och 3. Där ses att perrongen vid Hägernäs station sträcker sig i öst-västlig riktning. Söder om stationen ligger ett bostadsområde samt ett mindre skogbevuxet höjdparti, vilket är klassificerat som naturpark (bilaga 3). Norrut återfinns koloniområdet Gröna Hägern och ett stråk med blandskog. Parallellt med järnvägen, norr om stationen, rinner Rönningebäcken med ett medelvattenflöde på 200 l/s (bilaga 1). Områdets maximala temperatur är, enligt Eurokod 1: *Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan* (SS-EN 1991-1-5), 36 °C och den minimala temperaturen är preciserad till -33 °C.

2.2 Mark och geologi

I aktuell profil återfinns berggrund täckt av naturmaterial (bilaga 1). Enligt SGU:s jordartskarta (bilaga 2) identifieras detta som postglacial lera med potentiella inslag av morän och postglacial sand. För att uppskatta naturmaterialets mäktighet antas bergets negativa lutning enligt bilaga 1 vara konstant fram till bäcken för att sedan anta en positiv lutning. Detta ger ett ungefärligt djup till berg på drygt 9 m från befintlig markyta vid norra landfästet. Enligt Statens planverk (1981) är tjälfritt djup i området 1,6 m.

2.3 Tekniska specifikationer och krav

Längden på brobanan är fastställd till 73,4 m och bredden är cirka 5 m (bilaga 1). Brobanans överkant ligger 7,14 m och 7,13 m över rälsöverkant (rök) vid det södra respektive norra spåret. Vid anläggning av bro över järnväg krävs en minsta fri höjd på 5,9 - 6,5 m (Banverket, 1998), som preciseras till minst 6,1 m i Täby kommuns detaljplan (2015). Detta innebär en maximal konstruktionshöjd på 1,03 m. Under byggnationstiden kommer krav på fri höjd att vara 5,6 m (Trafikverket, 2011a). Hastighet på järnväg begränsas under denna period till 160 km/h. Den tillfälliga konstruktionshöjden kan således vara maximalt 1,53 m. Lägsta tillåtna avstånd mellan brostöd och spårmitt är 3 m (Trafikverket, 2011a). Stöd placerade inom 5 m från järnväg ska utformas som skivstöd och dimensioneras för påkörningslaster enligt Eurokod 1 – *Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast* (SS-EN 1991-1-7:2006).

Den tekniska livslängden för en bro eller del av bro bestäms till 40, 80 eller 120 år (Trafikverket, 2011a). På träbroar sätts maximalt en teknisk livslängd på 80 år. Denna rapport förutsätter en teknisk livslängd för bron på minst 80 år.

2.4 Miljö

Enligt Täby Kommun (bilaga 3) bedöms bron och byggnationen av denna inte ge upphov till betydande miljöpåverkan, därför har någon miljökonsekvensbeskrivning ej tagits fram. Planbeskrivningen lyfter dock fram att Täby kommun aktivt ska arbeta för att minska klimatpåverkande utsläpp, att grundvattnets kvalitet i området ej får försämras samt att naturen ska förvaltas så att den biologiska mångfalden ej påverkas negativt.

Vid uppförandet av bron kommer träd att behöva avverkas och berg att sprängas bort. Den direkta påverkan på miljön och den biologiska mångfalden i området bedöms som liten (bilaga 3). Rönningebäcken bör i största möjliga mån lämnas opåverkad av byggnationen.

2.5 Samhällsintressen

Trafikförvaltningen i Stockholms läns landsting har fastslagit riktlinjer för gestaltning av stationer, bullerskydd, staket och planskilda korsningar i anslutning till Roslagsbanan (bilaga 3). I enlighet med dessa uttrycker Täby kommun önskemål om en gång- och cykelbro som upplevs som lätt och genomsiktlig där färgsättningen ska vara återhållsam och anpassad till omgivningen.

Vid byggnation av bron kan Roslagsbanan under perioder behöva stängas av. Detta innebär avbrott i tågtrafiken vilket i största möjliga mån bör undvikas. Vidare ska hänsyn tas till de boende i närområdet avseende störande buller och vibrationer.

3 Konstruktionsmaterial vid brobyggnation

En gång- och cykelbro kan utföras i olika material. Detta kapitel behandlar betong, trä, stål samt fiberarmerad plast.

3.1 Betong som konstruktionsmaterial

Betong är ett formbart byggnadsmaterial som består av cement, vatten och ballast samt eventuella tillsatsmedel och tillsatsmaterial (Burström, 2007).

3.1.1 Produktion av betong

Vid tillverkning av konstruktionsdelar blandas betong till en likformig massa och placeras i formar för att sedan hårdna (Burström, 2007). Under hårdnandet är det viktigt att skydda betongen mot uttorkning. En allt för hög eller låg temperatur under hårdnandet påverkar betongkvaliteten negativt och kan ge bestående skador. Enligt Al-Emrani et al. (2013) leder användandet av form oftast till en lång byggtid vilket, om betongen gjuts på plats, till exempel kan medföra trafikstörningar.

3.1.2 Egenskaper hos betong

Betong har god beständighet och hållfasthet och används framförallt i bärande konstruktioner där ytan påfrestas av till exempel nötning och fukt (Burström, 2007). Betong kan göras vattentät, tål höga temperaturer, är inte brännbart, möglar inte och kan verka ljuddämpande (Al-Emrani et al., 2013). Tack vare dess formbarhet behöver konstruktionsdelar i betong dessutom inte vara låsta till standardsektioner utan kan anpassas efter kraftspel, verkningssätt och form.

Tryckhållfasthet för betong varierar mellan ungefär 20 och 65 MPa (Burström, 2007) vilket är tillräckligt för de flesta byggnadsverk (Svenska Betong, 2016a). För mycket höga byggnader eller långa brospann kan även en mer höghållfast betong tillverkas. Draghållfastheten är ungefär en tiondel av tryckhållfastheten och även måttlig dragbelastning kan orsaka sprickbildning. Armering av stål gjuts därför in där dragpåkänning förekommer (Al-Emrani et al., 2011).

Hårdnad betong har en tunghet av ca 24 kN/m^3 (Al-Emrani et al., 2011) vilket är relativt tungt och innebär att en stor del av bärförmågan i en konstruktion går åt till att bära egentyngden (Al-Emrani et al., 2013).

3.1.3 Beständighet hos betong

Det är möjligt att utföra betongkonstruktioner som har god beständighet och kräver lite underhåll (Al-Emrani et al., 2013). Dock förekommer sprickbildning och hänsyn måste tas till att spänningar uppstår på grund av betongens krypning och krympning. Krympningens storlek beror på omgivande luftfuktighet. Genom att använda spännarmerad betong kan risken för sprickbildning förminskas.

I Sverige gäller de främsta beständighetsproblemen frostangrepp, armeringskorrosion och kemiska angrepp (Burström, 2007). Frostangrepp kan medföra stora spänningar i betongen så att sprickor uppstår. Armeringskorrosion kan leda till reducerad

bärförmåga, sprickbildning och i värsta fall till att armeringen rostar sönder. Vid kemiskt angrepp löser ämnen antingen upp betongen eller tränger in i den och skadar armeringen.

3.2 Stål som konstruktionsmaterial

Stål är en legering med de huvudsakliga beståndsdelarna järn och kol (Burström, 2007). Jämfört med trä och betong har bärande konstruktioner tillverkade i stål små dimensioner vilket innebär att relativt slanka element kan erhållas (Al-Emrani et al., 2013).

3.2.1 Produktion av stål

Stål består främst av järn och kol och tillverkas vid höga temperaturer (Al-Emrani et al., 2013). Vanligtvis ingår också små mängder av andra grundämnen och andelar av dessa bestämmer stålets egenskaper. En mindre mängd av sådana legeringsämnen medför en mer kostnadseffektiv tillverkningsprocess (Edström, 2016).

Stålkomponenter har en hög standardiseringsgrad vilket ger en noggrannhet i dimensioner och gör att de lämpar sig för industriell masstillverkning (Al-Emrani et al., 2013). Detta leder till att konstruktionsdelar i stål med fördel kan förtillverkas i verkstäder, för att därifrån transporteras ut till byggarbetsplatsen. Inom byggindustrin används många komponenter i stål. För bärande konstruktioner i stålbroar föredras ofta svetsade balkar framför valsade då de kan utformas med en höjd som kan hantera stora moment.

3.2.2 Egenskaper hos stål

Brottbeteendet i stål skiljer sig från andra konstruktionsmaterial på så sätt att stålet ofta ger upphov till sega brott (Burström, 2007). Vid belastning beter sig stålet först elastiskt och därefter plastiskt fram till brott. Stålets egenskaper i tryck och drag antas vara lika även om viss variation förekommer så som att buckling kan ske i en tryckt konstruktionsdel. Bärförmågan hos stål sjunker till ungefär hälften vid en temperaturhöjning på 500 °C.

3.2.3 Beständighet hos stål

Beständighetsproblem hos stål är framförallt korrosion och utmattning (åldring) (Al-Emrani et al., 2013). Vid korrosion sänks stålets hållfasthet genom att materialet bryts ned (Trafikverket, 2011b). Korrosionen beror främst på omgivande miljö, speciellt relativ fuktighet, och kan undvikas om stålet är rostskyddat (Burström, 2007). Stål med sådant skydd har en teknisk livslängd på 80 år men kan ökas till 120 år vid en fullständig ommålning (Trafikverket, 2011b). Rostfritt stål har istället en teknisk livslängd på 120 år (Burström, 2007). Åldring påverkar vissa stålsorters seghet så att stålet med tiden blir allt sprödare och att töjbarheten minskar.

3.3 Trä som konstruktionsmaterial

Trä är ett konstruktionsmaterial med gamla anor som alltjämt spelar en betydande roll inom byggindustrin (Al-Emrani et al., 2013). Jämfört med stål och betong är trä betydligt lättare och har i förhållande till sin vikt goda hållfasthetsegenskaper.

3.3.1 Produktion av virke

I Sverige används, för konstruktionsändamål, hållfasthetssorterat sågat virke (konstruktionsvirke) eller förädlade träprodukter, främst limträ (Al Emrani et al., 2013). Då de allra flesta svenska sågverk är byggda för att hantera virke som är maximalt 6 m långt kan det ibland bli aktuellt att sammanfoga virkesdelar. Detta görs genom så kallad fingerskarvning.

Limträ definieras som bärande träkonstruktioner bestående av minst fyra hoplimmade lameller av massivt trä. Standardhöjderna för limträbalkar är normalt multiplar av 45 mm, med en maximal höjd som uppgår till cirka 2 m. Limträbalkarnas längd begränsas i princip endast av möjligheten att transportera dem. Både konstruktionsvirke och limträ tillverkas normalt av granträ.

3.3.2 Egenskaper hos trä

Trä är ett anisotropt material, vilket innebär att dess egenskaper varierar i olika riktningar (Al Emrani et al., 2013). Hållfastheten parallellt fibrerna är betydligt högre än vinkelrätt fiberriktningen, vilket gäller för både drag- och tryckbelastning.

Hållfastheten hos trä beror på belastningens varaktighet och minskar över tid (Al Emrani et al., 2013). Vid konstant belastning ökar deformationerna i virket med tiden och denna effekt kallas för krypning. Vid avlastning minskar deformationerna men en viss permanent deformation kommer dock att kvarstå.

Även fuktkvoten i virket har en inverkan på hållfastheten och generellt gäller att ökad fuktkvot ger minskad hållfasthet (Al Emrani et al., 2013), ett samband som framförallt gäller virke belastat i tryck. En förändring av fuktkvoten i trä innebär rörelser i materialet i form av krympning och svällning (Pousette, 2008).

3.3.3 Beständighet hos trä

Till nackdelarna hos trä som konstruktionsmaterial hör angrepp från svamp, röta, insekter samt fuktkänslighet och brännbarhet (Al-Emrani et al., 2013). För att minska risken för nedbrytning av virke kan konstruktioner utformas på så sätt att fuktkvoten hålls relativt låg. Detta görs genom att utforma konstruktioner av torrt virke där luft kan cirkulera fritt. Det är också viktigt att effektivt leda bort fukt och undvika kondens. Virket kan också impregneras eller målas i syfte att skydda konstruktionen från angrepp. Trafikverket förbjuder all användning av impregneringsmedel innehållandes krom, arsenik eller kreosot (Trafikverket, 2011a).

Virke som exponeras för solljus undergår en kemisk reaktion som orsakar fotokemisk nedbrytning, vilket manifesteras av en grånande träyta (Ritter, 1992a). Detta kallas vanligen för vittring. Då nedbrytningsprocessen är långsam är detta mestadels ett problem ur en estetisk synvinkel.

3.4 FRP som konstruktionsmaterial

Fiber reinforced polymer, eller fiberarmerad plast, (FRP) är ett kompositmaterial som är relativt nytt inom brobyggnad och består av ett bindemedel av syntetiska polymerer förstärkt av fibrer (Mara, 2014). Vanliga fibermaterial är glas, kol, aramid och basalt. Tillsatsmedel kan adderas till FRP för att ge förbättrade egenskaper så som ökad motståndskraft mot UV-strålning och brand (Fiberline Composites, 2016a).

FRP har en hög styrka i förhållande till sin vikt, vilket möjliggör slanka konstruktioner (Mara, 2014). Materialet har också hög motståndskraft mot korrosion och utmattning. Tryck- och dragkrafter tas huvudsakligen upp av styvheten i fibrerna medan skjuvkrafter överförs av bindemedlet (Fiberline Composites, 2016b). Inom brobyggnad används materialet oftast till brodäck men för gång- och cykelbroar kan även bärande konstruktioner tillverkas i FRP (Mara, 2014). Värme och UV-strålning verkar nedbrytande på materialet (Fiberline Composites, 2016a).

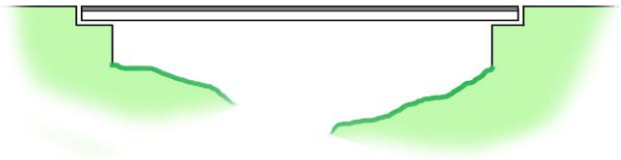
Det finns ingen allmänt accepterad standard för brobyggnad i FRP (Mara, 2014). Materialet finns tillgängligt som byggnadsmaterial men är fortfarande ett ovanligt materialval vid brobyggnad (Kiel, 2013). Vidare finns frågetecken rörande dynamik och sammanfogning.

4 Möjliga brokoncept

Nedan redovisas ett antal olika brotyper som skulle kunna uppfylla de krav som ställts i rapporten. Broar som anses orimliga utifrån ovan formulerade krav har ej beaktats.

4.1 Balkbro

Balkbroar (figur 4.1) bär upp last genom balkverkan, där en eller flera längsgående, parallella balkar bär upp den verkande lasten och för ner den i stöden (Axelsson & Elfgren, 2016). Dessa broar kan vara av typerna enspanns- eller flerspannsbroar. En bro som spänner över flera fält kan i sin tur antingen bestå av en uppsättning fritt upplagda partier eller vara en kontinuerlig bro. Den fritt upplagda balkbron används främst då risken för sättning av ett eller flera stöd är överhängande (Vägverket, 1996). För längre spännvidder kan brons balkar behöva förstärkas med voter där spänningarna blir stora, alltså över mellanliggande stöd.



Figur 4.1. Enkel illustration av en balkbro. Författarnas egen bild.

För spännvidder upp till 30 m kan balkbroar uppföras i slakarmerad betong (Vägverket, 1996). Vid spännvidder från 25 m och uppåt kan förspända betongbalkar användas. Balkhöjden varierar mellan 7-10 % av spännvidden för slakarmerade broar och 4-7 % för spännarmerade. Vid konstruktion av gång- och cykelbroar går det att göra relativt slanka betongbalkskonstruktioner som utnyttjar mindre material (Kiel, 2013). Sådana broar tenderar dock att vara mer komplicerade att tillverka. Idag utgörs ofta de bärande elementen av lådbalkar (Vägverket, 1996). Detta är en fördel då längre spännvidder önskas eller då konstruktionshöjden är begränsad. Lådbalkar är också att föredra då överbyggnaden utsätts för stora vridande moment.

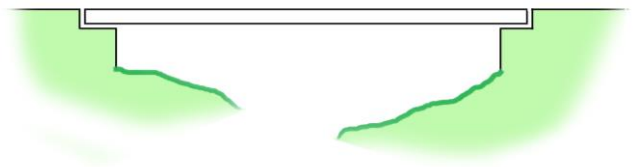
Balkbroar i stål konstrueras i spännvidder upp till 80 m (Trafikverket, 2014c). Huvudbärverket utgörs av en eller flera längsgående stålbalkar. Lådsektion används även för stålkonstruktioner då spännvidderna blir stora eller då krav råder på en mer vridstyv överbyggnad (Vägverket, 1996). Brobaneplattor tillverkas i regel ej i stål, då detta ofta anses vara för dyrt. Undantaget är då låg egentyngd är eftersträvas. Stålbalkar kan kombineras med en brobana i annat material, vilket då benämns som en samverkanskonstruktion. Den mest frekvent förekommande samverkanskonstruktionen är av typen stålbalksbro med brobana i betong, där de bärande balkarna förses med bultar i den övre flänsen, vilka kopplas samman med broplattan. Vid byggnation av brokonstruktioner med stålbalkar krävs vanligen ej någon ställning då balkarna istället kan lyftas eller lanseras på plats. Detta innebär ofta en reducerad byggnationstid. Brobanan kan även tillverkas i trä och utformas då exempelvis som lamelldäck (Trafikverket 2014c).

Balkbroar kan även, helt eller delvis, utformas i trä och spännvidderna varierar då mellan 5 och 30 m enligt Kristoffer Ekholm, projektledare på Trafikkontoret i

Göteborgs stad (föreläsning, Kristoffer Ekholm, 28 januari 2016). Vidare menar Ekholm att tvärspända T- eller lådbalkar kan användas vid stora spännvidder, vilket ökar styvheten i konstruktionen.

4.2 Plattbro

I plattbroar utgörs huvudbärverket av en platta (figur 4.2), vilken bär last genom balkverkan (Vägverket, 1996). Spännvidderna uppgår till cirka 25 m för slakarmerade betongplattor. Spännarmerade plattor är ovanligare men förekommer med spännvidder upp till 35 m. När spännvidden överstiger 20 m är det lämpligt att skapa tvärsnitt med till exempel ribbor i syfte att minska brobanans egentyngd. Konstruktionshöjden bör ej understiga 5,5 % av spännvidden för slakarmerade respektive 4,2 % för spännarmerade plattor. Plattbroar kan vara antingen kontinuerliga över flera stöd eller fritt upplagda (Trafikverket 2014c).



Figur 4.2. Enkel illustration av en plattbro. Författarnas egen bild.

Crocetti, Ekholm och Kliger (2015) beskriver hur plattbroar även kan tillverkas i trä, där flera lameller spänns samman med höghållfasta stålstag. På så sätt ökar styvheten och en konstruktion som liknar en ortotropisk platta erhålls. Stålstagen placeras med 600 - 900 mm horisontellt mellanrum. Lamellerna tillverkas av limträ och har oftast en bredd på 90 eller 115 mm. Minsta platthöjd är 315 mm och vid höjder över 500 mm erfordras dubbla vertikala stag. Enligt Ekholm (föreläsning, Kristoffer Ekholm, 28 januari 2016) uppgår spännvidderna till cirka 20 m. För denna spännvidd skulle träbalkarnas höjd kunna uppgå till ungefär 600 mm. Denna brotyp, som vanligen benämns som tvärspänd plattbro, har en betydligt lägre egentyngd än liknande broar tillverkade i betong och förekommer som både väg- och gång- och cykelbroar.

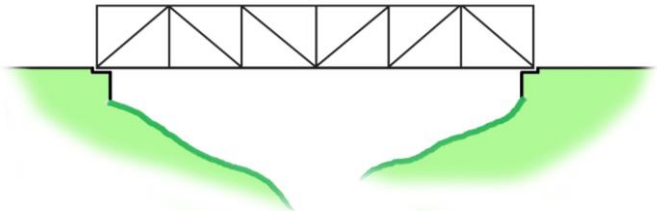
4.3 Rambro

Rambron (figur 4.3) är en av de vanligaste brotyperna i Sverige och den uppförs framförallt med armerad betong i ett spann (Trafikverket, 2014c). Rambron kan delas upp i två kategorier: plattrambro och balkrambro. Denna brotyp klassas som ekonomiskt fördelaktig där spännvidderna ej överstiger 35 m och där bra geotekniska förhållanden råder (Vägverket, 1996). Grundläggningsförhållanden blir viktiga på grund av brons förmåga att hantera laster. Vid belastning i mitten av en fast ingjuten brobaneplatta vill rambenen böja ut. Detta förhindras framförallt med hjälp av jordtrycket som jordmassorna orsakar på rambenen. När det råder sämre grundläggningsförhållanden kan en bottenplatta gjutas fast i ramen för att göra den mer styv.

Figur 4.3. Enkel illustration av en rambro med öppen ram. Författarnas egen bild.

4.4 Fackverksbro

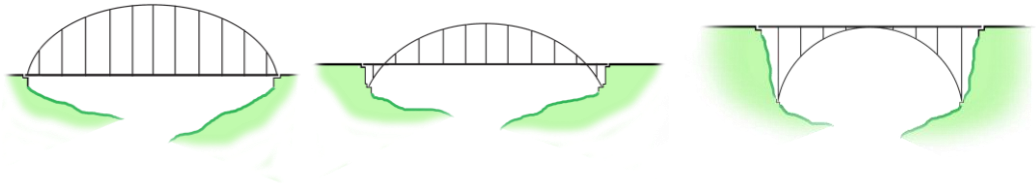
Fackverksbroar (figur 4.4) utgörs av stänger som endast överför tryck- och dragkrafter axiellt (Kiel, 2013). Denna brotyp möjliggör att materialåtgången kan minimeras vilket resulterar i lätta och effektiva konstruktioner. De är lämpliga som bärverk i gång- och cykelbroar över järnväg, eller andra hinder, eftersom mellanstöd kan undvikas (Vägverket, 1996). Fackverk i stål kan förtillverkas och placeras direkt på tidigare byggda stöd vilket gör monteringen relativt tidseffektiv. De är å andra sidan förhållandevis dyra att underhålla. Bron kan konstrueras så att fackverket befinner sig under eller över brobanan (föreläsning, Kristoffer Ekholm, 28 januari 2016). Ett tredje alternativ är att brobanan befinner sig i mitten på konstruktionen. Fackverk kan byggas i trä eller stål där de lämpligaste spännvidderna för trä, enligt Ekholm, ligger mellan 10 och 40 m. Spännvidder för stålfackverk är vanligen från 25 m och uppåt.



Figur 4.4. Enkel illustration av en fackverksbro. Författarnas egen bild.

4.5 Bågbro

I en bågbro utgörs primärbärverket av en eller flera bågar, vilka kan placeras både över och under brobanan (figur 4.5) (Trafikverket, 2014c). Vidare består sekundärbärverket i sin tur av antingen ett system av längs- och tvärgående balkar, på vilket brobanan placeras, eller av en kontinuerlig platta. Primär- och sekundärbärverken förbinds på olika sätt beroende på bågens placering i förhållande till brobanan. Då brobanan är under- eller mellanliggande förbinds de två komponenterna via vertikala stänger i stål, vilka belastas i drag. Om brobanan istället är placerad ovanför bågsystemet förbinds dessa via pelare eller tvärgående skivor, vilka utsätts för tryckkrafter. Bågarna förbinds i sin tur i tvärriktningen med hjälp av förband eller skivor.



Figur 4.5. Från vänster: Enkel illustration av en bågbro med överliggande båge, bågbro med mellanliggande båge, bågbro med underliggande båge. Författarnas egen bilder.

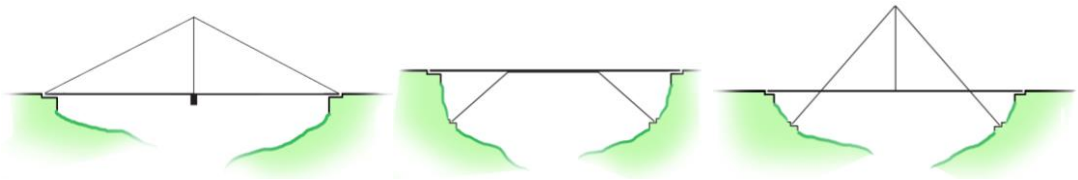
I bågens riktning verkar stora tryckkrafter som ska föras ner i marken (Trafikverket, 2014c). Grundläggningsförhållanden spelar således en viktig roll vid konstruktion av bågbroar och infästning i berggrund rekommenderas. Ett alternativt utförande av huvudbärverket är enligt Trafikverket att bågen i sina ändar kopplas ihop med en huvudbalk (dragband). Denna blir dragen och resulterar således i ett system med ett delvis annorlunda statiskt verkningssätt, där en fritt upplagd konstruktion erhålls och där endast vertikala krafter verkar vid upplag. Behovet av fast grundläggning är inte lika stort för denna typ av konstruktion.

Bågar kan tillverkas i både betong, stål och trä (Trafikverket, 2014c). Vid användning av betong kan landfästena vara utformade som leder eller fasta inspänningar. För stål- och träkonstruktioner är dessa infästningar alltid ledade. Även brobanan kan konstrueras i betong, stål eller trä.

En båges höjd bör, för gång- och cykelbroar, vara ungefär en tiondel av spännvidden (Kiel, 2013). Detta förhållande ger optimal kraftfördelning i systemet och minimerar risken för sättningar i jorden och horisontella deformationer i båge och brobana. Bågbroar konstrueras med spännvidder upp till 260 m (Trafikverket, 2014c). För broar i trä uppgår den maximala spännvidden till cirka 60 m (Bergkvist & Lipkin, 1996).

4.6 Hängverk- och spännverksbro

Hängverks- och spännverksbroar (figur 4.6) är en av Sveriges äldsta brotyper (Trafikverket, 2014c). Huvudbärverket är oftast utfört i trä och landfästen samt mellanstöd i armerad betong. Hängverksbroar har dessutom ofta hängare av stål. Idag konstrueras vanligen en kombination av dessa brotyper, så kallade hängspännverk.



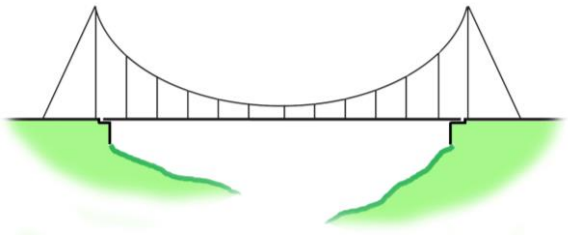
Figur 4.6. Från vänster: Enkel illustration av hängverksbro, spännverksbro och hängspännverksbro. Författarnas egen bilder.

I en hängverksbro överförs lasterna från brobanan till trycksträvor via stolpar eller vertikala stag (Bergkvist & Lipkin, 1996). Lasten förs sedan via tryckssträvor till landfästen. Förstyvning i sidled görs med hjälp av förband eller skivor. Vidare ger hängverksbroar en stor fri höjd under bron och kan möjliggöra en liten höjd över brobanan. Spännvidden för en hängverksbro i trä kan variera mellan 10 och 50 m. Konstruktionshöjden varierar mellan en fjärdedel och en tolftedel av spännvidden.

I en spännverksbro stöttas huvudbalkarna upp av sneda trycksträvor eller bockar (Bergkvist & Lipkin, 1996). Detta görs för att konstruktionen ska vara böjstyv och klara en asymmetrisk belastning över hela spännvidden. Spännvidden för en spännverksbro i trä kan som mest vara 40 m och konstruktionshöjden mellan en femtondel och en tjugondel av spännvidden.

4.7 Hängbro

En hängbro (figur 4.7) utgörs av en kontinuerlig, styv brobana, två pylontorn, huvudbärkablar (primära) och sekundära kablar, där de sekundära leder last från brobanan till de primära bärkablarna (Trafikverket, 2014c). Huvudbärkablarna dras över pylontornen och förankras till fast berg eller stora betonglandfästen. Samtliga kablar i en hängbro belastas med dragkrafter. Denna dragkraft kommer delvis att överföras som en tryckkraft till pylontornen.

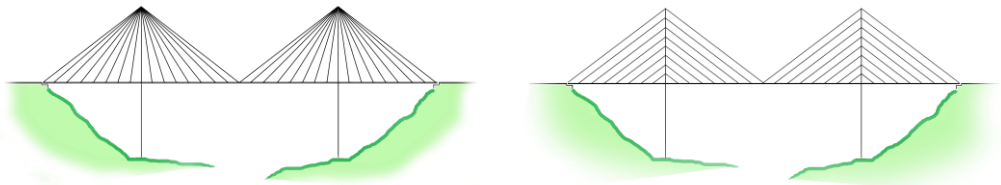


Figur 4.7. Enkel illustration av en hängbro. Författarnas egen bild

För väg- och järnvägsbroar används hängbroar endast vid stora spännvidder, men då gång- och cykelbroar dimensioneras för betydligt mindre laster kan broar i spannet 30-100 m uppföras (Kiel, 2013). De bärande kablarna tillverkas alltid i stål. Däremot kan brobanan och pylonerna emellertid utformas i både stål, trä och betong (Bergkvist & Lipkin, 1996). För hängbroar tillverkade i trä är den maximala spännvidden cirka 100 m. Hängbroar monteras utan ställningar vilket underlättar uppbyggnad över hinder, till exempel vatten (Vägverket, 1996).

4.8 Snedkabelbro

En snedkabelbro (figur 4.8) består likt en hängbro av en styv brobana, pylontorn och kablar (Axelsson & Elfgren, 2016). Brobanan hängs upp i pylonerna med hjälp av sneda kablar, vilka bär last men också förspänner brobanan med tryckkraft. Det sistnämnda bidrar till en kapacitetsökning. Till skillnad från en hängbro förankras de bärande kablarna till pylontornen istället för berggrunden eller till landfästen.



Figur 4.8. Från vänster: Enkel illustration av en solfjäderformad snedkabelbro, snedkabelbro med harpliknande form. Författarnas egen bilder.

5 Aspekter att ta hänsyn till vid broprojektering

Utöver material och brokoncept bör hänsyn även tas till andra aspekter vid broprojektering. Dessa innefattar grundläggning, produktionsmetoder, förvaltning och underhåll, dynamiska effekter, ekonomi, miljöpåverkan samt estetik.

5.1 Grundläggning av brokonstruktioner

Grundläggningens syfte är att föra laster som verkar på bron ned i undergrunden (Vägverket, 1996). Styrande vid val av grundläggningsmetod är den lasteffekt som bron utsätts för samt undergrundens bärighet. Vidare bör hänsyn tas till parametrar som tjälfritt djup och grundvattennivå. Även krav på skillnad i sättning mellan olika stöd finns och ska alltid begränsas till 1/500 av spännvidden.

Jordmaterial aktuella för grundläggning i detta projekt är lera och berg. Berg har god bärighet och resulterar i minimala sättningar (Vägverket, 1996). Grundläggning på lera är mer komplicerat då lera är en kohesionsjord med låg permeabilitet (Sällfors, 2013). Detta innebär att de momentana deformationerna är relativt små men att sättningar över tid blir en viktig faktor att beakta.

Grundläggningsmetoder som kan komma att bli aktuella för området är pålning och grundläggningsplatta på mark eller berg. Vid grundläggning med platta på berg krävs en plansprängd bergyta (Vägverket, 1996). Vid måttliga djup ned till fast berg kan annat jordmaterial schaktas bort och ersättas med packad fyllning mellan grundläggningsplatta och berg.

Pålning är en alternativ grundläggningsmetod till platta direkt på mark som innebär att pålar slås ned i jorden och gjuts in i en bottenplatta för att säkerställa dess bärighet (Vägverket, 1996). Dessa pålar bär antingen last i sin spets eller genom kohesion mellan pålens mantelyta och omgivande jordmaterial. Spetsbärande pålar slås ned till berg och för last från platta ned till sin spets. Kohesionspålar fördelar succesivt lasten från bottenplatta genom friktion mellan påle och omgivande jordmaterial (Trafikverket, 2014d). Vid last buren av pålar är det av vikt att beakta att horisontella krafter kan tas upp av grundläggningen, vilket säkerställs genom nedslagning av lutande pålar (föreläsning, Sören Lindgren, 11 februari 2016).

5.2 Produktionsmetoder för brokonstruktioner

Ett val som måste göras vid anläggning av en bro är enligt Per-Ola Svahn, teknisk chef på Skanska Sverige AB (föreläsning av Per-Ola Svahn, 12 februari 2016), hur och i vilken ordning konstruktionen av bron ska utföras. En bra produktionsmetod varierar beroende på olika projekts förutsättningar men aspekter som genomsyrar alla projekt är säkerhetskrav, att genomförandetiden ska vara förutsägbar och kostnader ska hållas ner. Vidare menar Svahn att val av produktionsmetod ofta styrs av platsspecifika förutsättningar som tillgång till konstruktionsplatsen, omgivande byggnadsverk eller andra geografiska och geologiska omständigheter. Vid byggnation i anslutning till befintliga vägar och järnvägar måste produktionsmetod anpassas för att minimera avbrott i trafik. Möjliga produktionsmetoder bör tas i beaktning och kan ibland bli utslagsgivande för vilket brokoncept som väljs.

5.2.1 Prefabricerade konstruktioner

Prefabricering innebär att tillverkning av byggnadselement sker på en plats som ligger utanför konstruktionsområdet (Prefabrication, 2016). Hög grad av prefabricering leder till att arbetstid vid slutdestinationen hålls nere, en fördel vid begränsad tillgång till konstruktionsplatsen. Vid transport från fabrik till konstruktionsplats begränsar rådande EU-krav storleken på last till 24 m i längd och 3 m i bredd. Särskilt tillstånd kan dock ges till transporter upp till 40x4,5 m (European Commission, 2007). För transporter med en längd som överstiger 30 m gäller dock att utmärkning och varningsbil erfordras (Pousette, 2008). För transportlängder över 35 m krävs eskortbil. Det är också viktigt att ta hänsyn till rådande vägförhållanden, eventuella intilliggande hinder samt vägkurvornas radier.

Trä är ett lätt material och konstruktionsdelar i trä kan med fördel prefabriceras (Mettem, 2011). Stora element, ibland även hela broar, kan därmed transporteras och lyftas på plats för snabb montering. Konstruktionsdelar i trä produceras i inomhusklimat där produktionen sker i en kvalitetssäker fabriksmiljö.

Tillverkning av stål kännetecknas av en hög standardiseringsgrad där komponenter tillverkas och sammanfogas i fabrik (Normek, 2016). Stål transporteras sedan till byggarbetsplats i så stora sektioner som möjligt för att minimera arbete utanför fabrik.

Betong som byggnadsmaterial passar både till prefabricerade och platsbyggda konstruktioner. Betongelement som prefabriceras har fördelen att produktionen sker i en kontrollerad inomhusmiljö för att säkerställa kvaliteten (Raina, 1988) samt att den tidskrävande proceduren med formbyggnad på plats undviks (Al-Emrani et al., 2013). Elementen transporteras sedan till byggplatsen och placeras på önskad plats, varefter elementen gjuts ihop. Det sistnämnda är av vikt för att se till att bron verkar som en enhet (Raina, 1988).

5.2.2 Platsgjutna konstruktioner

Platsgjuten betong innebär att färsk betong transporteras till byggarbetsplatsen och pumpas ut i formar för härdning på sin slutliga plats (Svensk Betong, 2016b). Det finns två huvudtyper av formar som används vid platsgjutning, flyttbara och kvarsittande. Flyttbara formar flyttas när betongen nått tillräcklig härdningsgrad för att sedan kunna användas vidare i nästa gjutetapp. Kvarsittande formar används ofta när komplicerade geometrier ska gjutas, då ingen fördel nås av att ha en återanvändbar flyttbar form (föreläsning Per-Ola Svahn, 12 februari 2016). Fördel med flyttbara formar blir istället att kostsamma temporära konstruktioner minimeras. Vidare menar Svahn att om restriktioner av tillgänglighet till byggarbetsplatsen föreligger är platsgjutning olämpligt då temporära konstruktioner måste uppföras och vara kvar till betongen härdat.

5.3 Förvaltning och underhåll av broar

En systematisk och regelbunden inspektion av broar är nödvändig för att trafikanter ska kunna komma fram på ett säkert sätt (Vägverket, 1999). Vid dessa inspektioner fastställas broarnas fysiska och funktionella tillstånd och åtgärder utförs då broarna inte klarar ställda kort- och långsiktiga krav. Broar ska därför utformas så att drift och

underhåll av alla konstruktionsdelar ska kunna utföras utan svårigheter (Trafikverket, 2011a). Trafikverket ställer krav på dokumentering av anläggningens utformning och funktion samt av inspektioner och löpande förvaltning (Trafikverket, 2014a). Detta sker i bro- och tunnelförvaltningssystemet BaTMan som förvaltas och utvecklas av Trafikverket (BaTMan, 2016).

5.3.1 Inspektion av broar

Det finns fem specificerade typer av inspektioner: fortlöpande, översiktlig, allmän, huvud- samt särskild inspektion (Trafikverket, 2014b). Den mest utförliga av dessa är huvudinspektionen som görs minst vart sjätte år. Här inspekteras samtliga konstruktionselement på handnära håll, inklusive ytor under vatten, och samtidigt bedöms om en särskild inspektion med mätinstrument måste göras. Trafikverket har för varje typ definierat vad som ska inspekteras, hur detta ska göras och vilken kompetens den som inspekterar måste ha.

5.3.2 Underhåll av broar

För att minimera samhällskostnaden är det viktigt att underhålla en bro effektivt under dess hela planerade livslängd (Trafikverket, 2015). Med inspektionerna till grund planeras detta underhåll på kort och lång sikt. Enligt Trafikverket är det ofta mest kostnadseffektivt att förebygga skador genom att till exempel tvätta betong eller skyddsmåla stål och i vissa fall även förstärka eller byta ut konstruktionsdelar. Det är även av stor vikt att detaljer vid byggnationen av bron görs noggrant och på planerat sätt för att undvika produktionsfel som medför dyra underhållsåtgärder (föreläsning, Jan Sandberg, 1 mars 2016). Om en skada uppstår åtgärdas denna (Trafikverket, 2015). För broar med en teknisk livslängd på minst 80 år krävs att en underhållsplan upprättas (Trafikverket, 2011a). För träbroar gäller att virket i största möjliga mån ska hållas tort, vilket åstadkoms genom kontinuerlig rengöring från smuts, grus och löv, vilka alla har förmågan att binda fukt (Pousette, 2008).

5.3.3 Skador och utsatta konstruktionsdelar

För att bedöma broars tillstånd används olika mätmetoder beroende på vad för skadetyp, material och konstruktionsdel som undersöks och dessa metoder finns definierade (Trafikverket, 2014c). Nedan följer en översiktlig beskrivning av utsatta konstruktionsdelar som måste inspekteras och vanliga skador som förekommer där.

Över järnväg ska avståndet mellan stöd och spårmitt vara tillräckligt stort för att stöden kan byggas, inspekteras och repareras utan att tågtrafiken behöver störas (Trafikverket, 2011a). Detta anses möjligt om avståndet är 5,5 m (Trafikverket, 2011b). Vittrings- och korrosionsskador av betong finns på till exempel lagerpallar med lagerundergjutning under otäta övergångskonstruktioner och pelare (Vägverket, 1999). Andra skador som kan uppstå är vertikala sprickor i betong orsakade av krympning i till exempel grusskift. Vidare bör sprickor i stålstöd ses över i fläns och runt svetsar. Krosskador på grund av påkörning upptäcks enklast om färg runt nit eller skruv har spruckit.

Brobaneplattor av betong bör inspekteras på undersidan, där det kan uppkomma vittring eller urlakning (Vägverket, 1999). Detta kan orsakas av otätheter och sprickor i plattans översida. Även brobaneplattor av stål bör inspekteras för framförallt

korrosionsskador där korrugerad plåt särskilt bör uppmärksammas. Vidare bör detaljer i brobaneplattor av trä inspekteras med hänsyn till röta. Detta görs enklast genom att borra ut kärnor. Även virkets kvalitet ska ses över och syllar samt plank får ej sitta löst.

Upplagsanordningar i stål som glidskikt och lagerrulle bör kontrolleras med avseende på korrosion. Armerad betong i upplag kan utsättas för spjälkning, korrosion och vittring och bör därför granskas (Vägverket, 1999).

För bärverk i betong bör detaljer som spännkabelförankringar med hänsyn till urlakning ses över (Vägverket, 1999). Betongdelar bör även granskas med hänsyn till belastningssprickor och krosskador orsakade av påkörning. Vidare rekommenderar Vägverket att detaljer i stålbärverk som ytbehandlingar kontrolleras med hänsyn till korrosion och avflagningar. Även anslutningar av stålbåge till brobana bör inspekteras noggrant och stållådor kan utsättas för korrosion på grund av kondensbildning och bör därför uppmärksammas. Vägverket preciserar också att nitkonstruktioner kan orsaka sprickor utgående från nithålen och bör ses över och identifierar även hängstagsinfästningar på dragband och båge som särskilt utsatta för skador. Själva hängstagen bör kontrolleras med avseende på för lös eller för hård inspänning.

På Kantbalkars undersida finns risk för sprickbildning, orsakad av korroderad armering (Vägverket, 1999). Sprickor kan även uppstå vid infästningen av räckesståndare. Vid mellanstöd, hos till exempel plattbroar, kan det uppträda böjsprickor i kantbalken.

Vid inspektion av träbroar mäts framförallt fukthalten i konstruktionen, i syfte att upptäcka faktisk eller riskerad röta (Pousette, 2008). Det är även viktigt att kontinuerligt undersöka ändträytor, fria träytor och förbindare som alla är känsliga för fuktangrepp.

5.4 Dynamiska effekter hos broar

Vid dimensionering av en gång- och cykelbro i brottgränstillstånd kan en slank konstruktion ofta erhållas. Detta ger estetiskt tilltalande broar, men kan också ge oönskade dynamiska effekter i form av vibrationer (Radlert & Åkerblom, 2015). Dessa vibrationer kan till exempel uppkomma av mänskliga rörelser eller av vind, men också av de tryckskillnader som uppstår till följd av eventuell bil- eller tågtrafik under bron. Vibrationerna är ofta små och behöver inte nödvändigtvis påverka bron ur en strukturell aspekt, utan problematiken ligger istället ofta i det obehag som användaren kan uppleva. Vid stora vibrationer kan däremot allvarliga skador på bron uppstå. Åtgärder mot dessa vibrationsfenomen kan bli dyra och tekniskt komplicerade att utföra på redan konstruerade broar. Det är därför av vikt att analys av dynamiken hos en bro görs samt åtgärder vidtas för att säkerställa komfort genom begräsning av accelerationer i brobanan redan i projekteringsstadiet.

Enligt Eurokod 1: *Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar* (SS-EN 1991-2:2003) finns det ett samband mellan nedböjning hos en bro och egenfrekvens där en stor nedböjning ger en lägre egenfrekvens. I Eurokod 5: *Dimensionering av träkonstruktioner – Del 2: Broar* (SS-EN 1995-2:2004) framgår att broar med egenfrekvenser under 5 Hz ska kontrolleras med avseende på vertikala accelerationer. Dessa accelerationer blir mindre vid en större egentyngd hos bron.

5.5 Ekonomiska aspekter vid brobyggnad

Vid projektering och byggande av broar sker en teknisk, men även en ekonomisk bedömning och således blir just kostnad en betydande parameter (Vägverket, 1996). Broförslag bedöms utifrån ekonomisk rimlighet, varefter kostnaderna för de mest relevanta förslagen uppskattas. Dessa uppskattningar används som ett kriterium i den efterföljande urvalsprocessen. Val av material spelar en viktig roll, men också brons slutliga utformning. Kostnaden för en bros överbyggnad beror i stor utsträckning på hur stora spännvidder som planeras och hur högt upp brobanan placeras. En högre konstruktionshöjd kostar mer.

Även grundläggningen utgör en betydande utgift, vilket gör att de geologiska och geografiska förutsättningarna påverkar slutkostnaden (Vägverket, 1996). Pålning i lera eller arbete under vatten blir generellt dyrt och således kan det finnas fördelar med att reducera mängden stöd och öka spännvidderna. Andra kostnader som bör tas med i en kalkyl är de för arbete, transport av material, framtida underhåll samt kostnaden för eventuell demontering.

Kostnadsjämförelser mellan alternativa brokoncept görs ofta utifrån beräknat pris per kvadratmeter broyta, varför kalkyler och statistik från tidigare utförda projekt blir betydelsefulla (Vägverket, 1996). Dessa referenser ska dock användas med en grad av aktsamhet då unika element i de olika broarna kan påverka slutkostnaderna avsevärt.

Kostnaden för betong är betydligt mindre än den för stål (Al-Emrani et al., 2013). Även trä är konkurrenskraftigt avseende kostnad jämfört med andra byggnadsmaterial (Petersen & Solberg, 2005).

5.6 Miljöpåverkan vid brobyggnad

Broar ska utformas så att miljöpåverkan minimeras (Trafikverket, 2011a). Detta innefattar att undvika användning av miljöfarliga material och att använda material med låg energianvändning sett ur ett livscykelperspektiv. Buller och vibrationer av betydelse ska undvikas samt att konstruktionen ska ha väl avvägda förhållanden mellan materialåtgång och statiska egenskaper.

I en artikel av Petersen och Solberg (2005) granskas flera svenska och norska kvantitativa studier som med hjälp av livscykelanalys jämför trä med andra byggmaterial, framförallt med hänsyn till växthusgaser. Samtliga studier visade att trä är ett bättre alternativ med hänsyn till växthusgasutsläpp än andra byggmaterial. Trä orsakar även mindre utsläpp av svaveldioxid. Impregnerat virke kan dock ha toxikologisk påverkan på människans hälsa och ekosystem. Genom att använda trä istället för stål kan 36-530 kg koldioxidekvivalenter per kubikmeter undvikas, beroende på avfallshanteringen av materialen och hur kolbindningen i skog inkluderats. På samma sätt kan 93-1062 kg koldioxidekvivalenter per kubikmeter undvikas om betong byts ut mot trä, förutsatt att träet inte grävs ned vid avfallshantering. Nedgrävning av trä kan ge två gånger högre koldioxidekvivalenter jämfört med betong om de metangaser som då bildas inte omhändertas (Petersen & Solberg, 2005).

Pousette (2008) beskriver att användning av trä som byggnadsmaterial i broar har många fördelar rörande miljöpåverkan, då trä är en förnybar resurs samt att energiåtgången vid tillverkning av träprodukter är förhållandevis liten. Dessutom menar Pousette att en träbro har en rad miljöfördelar. Några av dessa är träbrons relativt långa livslängd och förmåga att klara av aggressiva miljöer samt dess förhållandevis låga vikt, vilket bidrar till minskat energibehov vid transporter.

Energiinnehållet i en betongkonstruktion är mindre än i en stålkonstruktion. Detta gäller trots att det går åt mindre material vid användning av stål (Al-Emrani et al., 2013). Vidare är den energimängd (J/kg) som går åt för att tillverka rostfritt eller galvaniserat stål dubbelt så hög som vid produktion av återvunnet stål och utsläppen av koldioxidekvivalenter (g/kg) är fyra gånger så hög för galvaniserat eller rostfritt stål som för återvunnet stål (Berge, 2000).

5.7 Estetik och utformning

Vid brobyggnad ställs ofta önskemål och krav om att strukturen i så stor mån som möjligt ska passa in i det omgivande landskapet, men också att brons estetiska utformning ska vara tilltalande. Arkitekter är ofta involverade i den föreliggande gestaltningsprocessen (Vägverket, 1996).

Gång- och cykelbroar ställs inför färre och mindre restriktiva krav med avseende på funktionalitet och dynamik än vad som är fallet för väg- och järnvägsbroar (Kiel, 2013). Detta tillåter en större frihet i designprocessen och en möjlighet att skapa unika konstruktioner som i större utsträckning anpassas till omgivning och användningsområde. Mer fokus kan läggas på utformning istället för skapandet av en robust och kostnadseffektiv konstruktion. Ökad tillgänglighet för människor kommer att öka risken för vandalism. Hänsyn till detta och hur skadegörelse kan minimeras bör således tas i designprocessen.

6 Utvärdering och urval av brokoncept

I detta kapitel utförs en urvalsprocess för att välja ut det mest lämpade brokonceptet. Kapitlet inleds med att urvalskriterier specificeras och viktas. Därefter utförs ett inledande urval där mindre lämpliga brokoncept väljs bort. Kvarvarande brokoncept utvecklas och poängsätts i urval två. Den bro med högst viktade poäng väljs som slutgiltigt brokoncept.

6.1 Urvalskriterier

En beskrivning av de kriterier som använts för urval och vad som innefattas i dessa följer nedan. Urvalskriterierna är formulerade för att kunna särskilja olika broförslag från varandra och välja ut de mest lämpliga.

6.1.1 Estetik

Inom *estetik* bedöms bron baserat på hur estetiskt tilltalande den är. Ingen hänsyn har tagits till estetik i förhållande till omgivningen då detta behandlas i annat urvalskriterium. Även innovativa konstruktionstekniska lösningar har beaktats. En estetisk tilltalande och innovativ bro ger hög poäng

6.1.2 Harmoni

Harmoni utvärderar hur väl bron passar in i omgivningen runt Hägernäs station. Hänsyn har tagits till hur olika brokoncept passar in i närmiljön och hur väl Täby Kommuns önskemål om en lätt och genomsiktlig bro uppfylls. Detta kriterium ses som viktigt. En bro som passar in i omgivningen och anses genomsiktlig ger hög poäng.

6.1.3 Komfort

Med *komfort* menas hur behaglig bron blir för användaren. Brons dynamik är av vikt för komforten, men andra faktorer som halkrisk och nedböjning har också utvärderas. Alla broar förväntas uppfylla minimikrav som framgår i normer och regler. En komfortabel bro med lite rörelse och nedböjning ger hög poäng.

6.1.4 Byggkostnad

Byggkostnad har utvärderats utifrån förväntad kostnad för arbete genomfört fram tills det att bron har uppförts. Vanligen är byggkostnad ett av de viktigaste kriterierna vid val av bro, men då inga krav finns formulerade rörande byggkostnad, har detta kriterium värderats lågt. Låg kostnad ger hög poäng.

6.1.5 Uppförandetid

Uppförandetid utvärderar hur lång tid byggnationen förväntas ta. Uppförandetid kan vara avgörande vid brådskande byggnationer men då inga krav finns formulerade på tidsåtgång har detta kriterium ansetts mindre viktigt. Kort konstruktionstid ger hög poäng.

6.1.6 Produktionsmetod

Produktionsmetod tar hänsyn till hur väl lämpat ett visst brokoncept är att bygga vid Hägernäs station. Stor vikt har lagts på avstängningstid för järnvägen. Kort avstängningstid av järnvägen är definierat som en förutsättning och kriteriet har därför ansetts viktigt. Kort avstängningstid ger således hög poäng.

6.1.7 Underhåll

Underhåll omfattar underhållsbehov som medför en underhållskostnad samt hur tillgänglig bron är för inspektion. Inspektioner kan innebära avstängning av järnväg, vilket är oönskat. Broar som kräver lite underhåll och inspektion ger hög poäng.

6.1.8 Miljö

Miljö syftar till att ta hänsyn till brons samlade inverkan på miljön. Både global och lokal miljöpåverkan vägs samman i detta kriterium. Hela brons livscykel ska sammanvägas och materialval, påverkan av lokal natur samt utsläpp av växthusgaser är viktiga parametrar. Global uppvärmning är ett hot som jorden står inför idag och kriteriet har därför bedömts som viktigt. Låg miljöpåverkan ger hög poäng.

6.1.9 Säkerhet

Säkerhet avser ökad säkerhet för användare utöver de krav som finns i regler och normer. Säkerhet är av yttersta, vikt men då urval sker på ofullständiga brokoncept har säkerhetsaspekten för användaren varit svår att bedöma. Ingen värdering mellan de olika brokoncepten har gjorts.

6.2 Viktning av urvalskriterier

En viktning av urvalskriterierna har gjorts för att säkerställa att de viktigaste kriterierna får störst inverkan på valet av brokoncept. Samtliga kriterier har jämförts med varandra. Om alternativ A har ansetts vara viktigare än alternativ B så har A tilldelats ett plus och B ett minus. Alla brokoncept inleder viktningen med ett plus. Resultatet presenteras i tabell 6.1 där nollor i diagonalen återfinns på position där ett kriterium jämförs med sig själv. Hur stor vikt ett kriterium får i det slutgiltiga urvalet baseras på fördelningen av plus i denna jämförelse.

Tabell 6.1. Viktning av urvalskriterierna. ”+” innebär att ett kriterium anses mer viktigt än ett annat. Exempel: Miljö fick sju ”+” vilket gav 22,2 % i viktning.

Kriterium		*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*Viktning*
Estetik	1	0	+	-	+	+	-	-	-	11,1%
Harmoni	2	+	0	+	+	+	-	+	-	16,7%
Komfort	3	-	-	0	+	+	-	-	-	8,3%
Byggkostnad	4	-	-	-	0	+	-	-	-	5,6%
Uppförandetid	5	-	-	-	-	0	-	-	-	2,8%
Produktionsmetod	6	+	+	+	+	+	0	+	-	19,4%
Underhåll	7	+	-	+	+	+	-	0	-	13,9%
Miljö	8	+	+	+	+	+	+	+	0	22,2%

6.3 Urval 1

Utifrån kriterierna ovan och litteraturstudien har brokoncept och material som ansetts mindre lämpade för en gång- och cykelbro över Hägernäs station valts bort. Dessa bortval motiveras nedan.

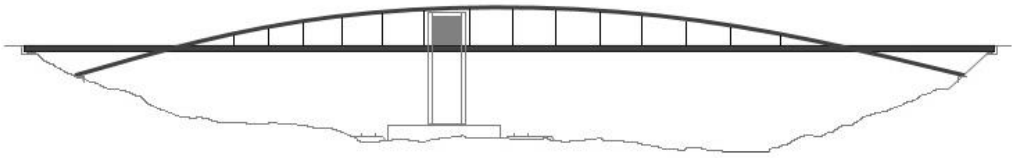
- På grund av kravet för fri höjd över tågräls väljs bågbroar med helt underliggande båge samt fackverksbroar med underliggande fackverk bort. Detta gäller också spännverksbroar.
- Bågbroar med en helt överliggande båge, fackverksbroar med helt överliggande fackverk, hängbroar, snedkabelbroar och hängverksbroar har ej ansetts passa in i omgivningen. Detta motiveras utifrån att respektive överbyggnad hade blivit för hög och således gett ett allt för dominant och mindre harmoniskt intryck.
- Platsgjutna betongkonstruktioner, som till exempel betongbågbroar och rambroar, undviks med hänsyn till önskemål om korta avbrott i tågtrafiken.
- Fackverksbroar tenderar att bli mycket dyra och underhållskrävande och har således valts bort.
- Fiberarmerad plast (FRP) är ett nytt material med många uppenbara fördelar, men då det inte är ett etablerat byggmaterial och då det i nuläget saknas kunskaper om långtidseffekter och underhåll, har FRP valts bort som material för bärande element.

6.4 Urval 2

Efter det första urvalet återstår tre brokoncept som ansetts som lämpliga, vilka presenteras mer detaljerat nedan. Brokoncepten poängsätts därefter utifrån de viktade kriterierna.

6.4.1 Bågbro i stål

En bågbro i stål med mellanliggande brobana (figur 6.1) är ett förslag till brokoncept som består av två bågar som löper parallellt längs brobanan. Bågarna är ledade i infästningarna till stödkonstruktioner och ytterligare en led placeras i bågarnas högsta punkt. Detta ger en statiskt bestämd båge, vilket underlättar beräkningar. Bågarna utformas med cirkulära tvärsnitt och har en neutral färgsättning. Vertikala dragstag fästs med ett centrumavstånd på cirka 4 m som koppling mellan båge och brobana. Brobanan utformas i stål i avseende att minimera höjden. Brobanan fungerar även som stagning mellan bågarna. Det förväntas behövas ytterligare sidostyvhet som säkerställs genom hopfästning av bågarna med horisontella stag i toppen av bågen. De utkragande delarna av brobanan bärs upp genom att stålpelare för ner lasten i samma stöd som bågen slutar i. Bågen kommer ge upphov till horisontella krafter som måste kunna tas upp av grundläggning. Det södra landfästet grundläggs direkt på berg medan det norra föreslås bäras upp av spetsbärande pålar som slås ned med lutning för att förbättra stabiliteten i horisontalled. Detaljer som hängstag och andra utbytbara delar utformas i rostfritt stål.



Figur 6.1. Bågbro i stål med mellanliggande brobana. Författarnas egen bild.

Stålelementen prefabriceras i största möjliga grad där storleken på elementen begränsas av transportmässiga orsaker. Element svetsas sedan samman på byggarbetsplatsen och arbets- och lagerytor måste finnas i anslutning till arbetsplatsen. De tvådelade bågarna fästs i sina stöd och sänks in från varsin sida och monteras sedan ihop i den överliggande leden. Därefter sker montage av brobana. Vid placering av hängstagen måste hänsyn tas till att de ej ska blockera åtkomst från hiss och trappa. Även bågen bör utformas så att den ej blockerar åtkomst till bron från hissen eller trappan.

Inspektioner och underhåll av bron kommer att ske efter Trafikverkets krav och råd. Då bågens höjd i förhållande till brobanan är relativt hög, finns det behov av lift vid inspektion. Det finns i anslutning till hängstagen detaljer som kräver inspektion och som kan behöva bytas om bron ska uppnå önskad livslängd. Det finns även en problematik kring vandalism, vilket bör beaktas vid utformning av detaljer där en avvägning mellan risk för skadegörelse måste vägas mot behovet av enkelhet att utföra inspektioner och underhållsarbete.

Stål valdes som material för att motsvarande konstruktion i betong hade krävt en betydligt mer avancerad produktionsmetod och där ett behov av temporära konstruktioner hade varit svårt att undvika. Trä hade varit ett möjligt materialval, men den aktuella spännvidden är i överkant av vad som brukar byggas i trä och hade även medfört betydligt kraftigare bågar. Stål sågs därför som ett rimligare materialval.

6.4.2 Balkbro i stål

Ett förslag till brokoncept över Hägernäs station är en stålbalkbro med fem fritt upplagda element fördelade på sex stöd med maximal spännvidd på 20 m. Förslag till placering av stöd återfinns i figur 6.2

Figur 6.2. Balkbro i stål. Författarnas egen bild.

Balkbron utformas med ett slutet lådtvärsnitt i rostfritt stål för att erhålla en så slank brobana som möjligt. Eftersom hela tvärsnittet är tillverkat i stål uppnås de sökta egenskaperna med relativt låga konstruktionshöjder.

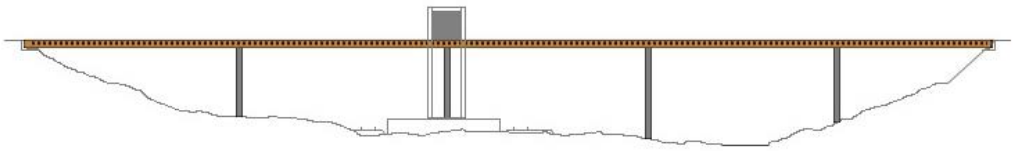
Stålelementen prefabriceras och transporteras till området för att med hjälp av kranar lyftas på plats och monteras fast. Alla balkelement kan konstrueras i fabrik utan behov av svetsning på arbetsplats då spännvidden understiger 24 m. Därmed förväntas byggtiden bli kort och även avbrott i tågtrafiken minimeras. Allt material prefabriceras och områden för upplag av material måste finnas i anslutning till konstruktionsplatsen. Stöd utformas i stål och ansluts till grundläggningen som kommer att ske både direkt på berg och genom spetsbärande pålar.

Bron kommer att kräva kontinuerligt underhåll och inspektion. Den tekniska livslängden är 120 år och för att den ska uppfyllas måste bron inspekteras och underhållas kontinuerligt. Möjliga skador att se efter är bland annat korrosion, mekaniska skador och sprickor. Fogar mellan de fritt upplagda balkarna är kritiska punkter som måste inspekteras och undersökas enligt fastställda regler för underhåll. Lådtvärsnittet i rostfritt stål är underhållsfritt under livslängden.

För att uppfylla kravet på fri höjd får konstruktionshöjden ej överstiga 1 m. En stålbalkbro förväntas klara detta krav och ge en slank brobana. En balkbro i trä eller betong hade gett ett högre tvärsnitt med risk för att tillgänglig konstruktionshöjd överskrids med valt antal stöd. Det anses inte önskvärt att placera ut fler stöd då det riskerar att ge ett mindre öppet intryck i området och mer grundläggningsarbete. Rostfritt stål ansågs fördelaktigt då det kräver lite underhållsarbete och därmed avstängning av järnväg jämfört med motsvarande balk i vanligt stål. Rostfritt stål möjliggör användandet av slutna tvärsnitt utan krav på tillgänglig inspektionshöjd.

6.4.3 Tvärspänd plattbro i trä

En kontinuerlig tvärspänd plattbro i trä är ett lämpligt brokoncept. Förslaget innebär att en kontinuerlig platta i trä är upplagd på sex stöd och förslag på stödplacering återfinns i figur 6.3. Bron kommer att bestå av ett antal limträlameller (limträbalkar) som spänns ihop av tvärgående stag och bildar en bärande platta. Konstruktivt träskydd i form av paneler kommer att användas för att skydda överbyggnadens sidor och ett tätskikt utförs mellan brons beläggning och limträplattan.



Figur 6.3. Tvärspänd plattbro i trä. Författarnas egen bild.

Prefabricerade limträbalkar transporteras i så stora element som möjligt för att minimera monteringsbehov på byggarbetsplatsen. Utrymme för lagring av prefabricerade element måste finnas i anslutning till arbetsplatsen. Dessa limträlameller lyfts sedan på plats och skarvas. Det är av vikt att säkerställa att lamellerna ej uppnår någon kritisk last när de lyfts på plats. När lamellerna är på plats

och har passats in kommer de att spännas ihop av tvärgående stag i höghållfast stål. Produktionstiden bedöms som relativt kort då prefabricerade element används och längre stopp i tågtrafik bör därför kunna undvikas. Grundläggning kommer att ske dels med platta på packad fyllning och dels genom spetsbärande pålar.

Bron kommer att kräva kontinuerligt underhåll. Då det huvudsakliga materialet är trä är det av vikt att fukt- och temperaturinducerade skador upptäcks, identifieras och åtgärdas. Panelen är en utsatt del av konstruktionen och bör därför utformas så att den är enkel att byta vid behov. Kontakten med omgivande luft är mindre för en tvärspänd plattbro än för en balkbro i trä, vilket medför att fuktkvoten hålls jämnare i materialet och ger mindre fuktrörelser.

Trä som konstruktionsmaterial för plattan valdes dels av miljömässiga skäl då mindre växthusgaser släpps ut än vid konstruktion av motsvarande platta i betong. Plattbroar i betong med spännvidder under 25 m är vanligen slakarmerade och har en ungefärlig tvärsnittshöjd på 5,5 % av spännvidden. Detta skulle kunna resultera i ett tvärsnitt som överstiger den tillgängliga konstruktionshöjden. Valet av antalet stöd motiveras med hänsyn till grundläggning och krav på genomsiktlighet. Fler än fyra mellanliggande stöd anses ej ge ett harmoniskt visuellt intryck och hade samtidigt medfört fler grundläggningar. Färre antal stöd hade resulterat i en högre konstruktionshöjd, vilket hade inneburit problem avseende kravet på fri höjd. Vidare hade det estetiska intrycket försämrats.

6.5 Val av slutgiltigt brokoncept

Viktning av kriterier enligt tabell 6.1 ligger till grund för hur stor inverkan de olika kriterierna hade på slutresultatet. Varje bro har av rapportens sex författare, poängsatts med ett, två eller tre poäng i vardera kriterium varav ett medelvärde av poängen har räknats fram. Ett tilldelat poäng innebär att brokoncept uppfyller grundläggande krav kopplade till kriteriet. Två poäng innebär att konceptet uppfyller kriteriet väl. Tre poäng tilldelas broar som uppfyller kriteriet mycket väl. Medelvärdespoäng multiplicerades med kriteriets procentuella viktning för att ge en slutlig poäng för varje kategori. Dessa poäng summerades för varje brokoncept, där plattbron erhöll högst totalpoäng och valdes som slutgiltigt koncept. Resultatet av poängfördelningen presenteras i tabell 6.2.

Tabell 6.2. Presentation av poängfördelning, viktad poäng och summering av dessa. Exempel: Bågbron fick 2,00 poäng inom miljö som efter multiplikation med 22,2 % erhöll 0,44 viktade poäng.

	Bågbro		*Balkbro*		*Plattbro*	
Kriterium (viktning)	Poäng	Viktad poäng	Poäng	Viktad poäng	Poäng	Viktad poäng
Estetik (11,1%)	2,83	0,31	1,50	0,17	2,17	0,24
Harmoni (16,7%)	1,50	0,25	2,17	0,36	2,67	0,44
Komfort (8,3%)	1,00	0,08	1,00	0,08	1,00	0,08
Byggkostnad (5,6%)	1,17	0,06	1,00	0,06	2,83	0,16
Uppförandetid (2,8%)	1,50	0,04	3,00	0,08	2,50	0,07
Produktionsmetod (19,4%)	1,50	0,29	3,00	0,58	2,33	0,45
Underhåll (13,9%)	1,33	0,19	3,00	0,42	2,00	0,28
Miljö (22,2%)	2,00	0,44	1,00	0,22	3,00	0,67
	Summa	1,68	Summa	1,97	Summa	2,39

6.5.1 Analys av urval 2

Plattbron ansågs bäst inom *miljö*, *byggkostnad* och *harmoni* och fick högst viktad poäng i kriterierna *miljö*, *produktionsmetod* och *harmoni*. Då de tre sistnämnda kriterierna också bedömts som de viktigaste anses plattbron vara ett rimligt vinnande koncept. I jämförelse kan nämnas att balkbrons främsta fördelar var inom *uppförandetid*, *produktionstid* och *underhåll* samt att bågbrons främsta egenskap ansågs vara dess estetik. Bågbron fick dock i övrigt relativt låga poäng överlag och dess relevans för att vara en del av urval 2 kan därför diskuteras med slutresultatet till hands. Om poäng från *miljö* stryks slutar balkbron i rostfritt stål som vinnare. Detta påvisar hur stor roll viktningsprocessen spelar och betydelsen av att viktningen faktiskt speglar önskemål från beställare. Det är även värt att nämna att kostnad värderades lågt i analysen vilket brukar vara ett av de absolut viktigaste beslutsunderlagen vid faktiska brobyggen.

7 Slutgiltigt brokoncept

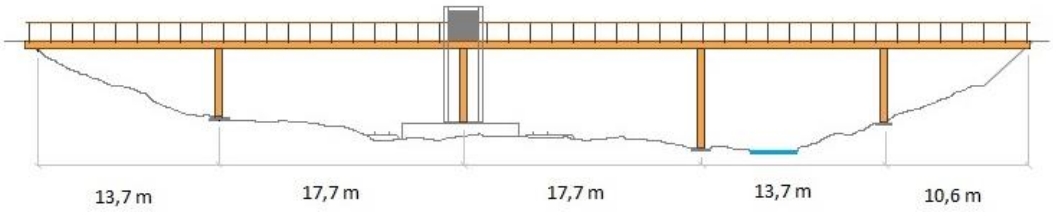
I urval 2 fastslogs att det mest lämpade alternativet för en gång- och cykelbro över Hägernäs station är en tvärspänd plattbro i trä. Detta kapitel syftar till att detaljutforma det valda konceptet samt formulera planer för grundläggning, produktion och underhåll.

7.1 Utformning av bron

Nedan följer en presentation av den tvärspända plattbrons utformning. Brons spännvidder, stödplacering, tvärsnitt, landfästen, övergångskonstruktioner, isolering, beläggning, träskydd och skyddsanordningar redogörs för nedan.

7.1.1 Spännvidder och stödplacering

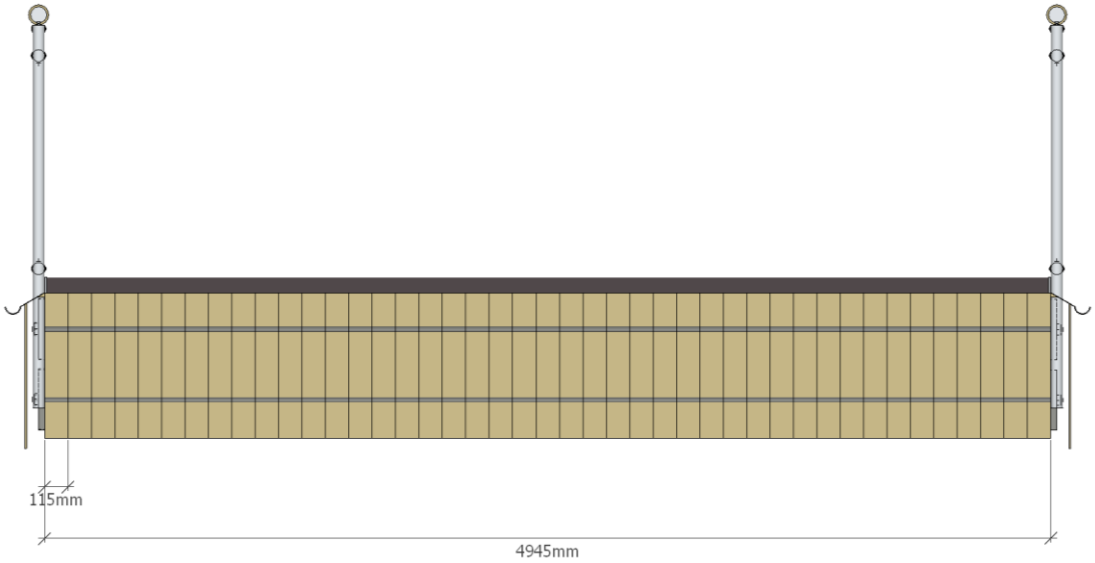
Den tvärspända plattbron utformas med fyra mellanliggande stöd och totalt fem fack (figur 7.1). Ett stöd placeras på perrongen tillsammans med hiss och trapphus. Utifrån detta stöd sträcker sig fack om cirka 17,7 m, vilka angränsas av fack med spännvidden 13,7 m. Denna stödplacering har valts för att i största mån skapa en känsla av rymlighet samt symmetri för personer som vistas på och runt plattformen. Placering av stöd uppfyller även Trafikverkets krav på att byggnation, inspektion och reparation av pelare ska kunna utföras utan avbrott i tågtrafik. Hänsyn har också tagits till Rönningebäcken som rinner genom området och placering av stöd har anpassats efter högsta högvattenstånd.



Figur 7.1. Spännvidder och stödplaceringar för tvärspänd plattbro. Författarnas egen bild.

7.1.2 Utformning av tvärsnitt

Brons tvärsnitt utgörs av ett antal parallella limträbalkar i hållfasthetsklass GL30c, vars fiberriktning är orienterad i brons längdriktning. Dessa balkar spänns ihop till en platta med tvärgående spännstag i höghållfast stål (figur 7.2). Brobanebredden fastställs till 4,945 m och med en balkbredd på 115mm erfordras 43 balkar. Den totala konstruktionshöjden får, i enlighet med specificerade krav på fri höjd, ej överstiga 1030 mm. Vid dimensionering används standarddimensioner för limträpelare och limträbalkar enligt Svenskt Trä (2015). Om höjden på limträbalkarna överstiger 500 mm krävs dubbla horisontella stag.



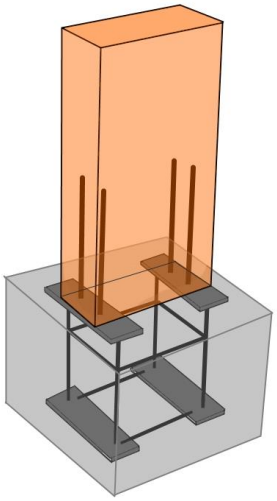
Figur 7.2. Överbyggnadens tvärsnitt bestående av 43 stycken limträbalkar tvärspända med dubbla stålstag. På bilden syns även paneler och täckande dropplåt med tillhörande ränna. Författarnas egen bild.

7.1.3 Spännanordningar

Spännstagen i höghållfast stål väljs med diametern 20 mm och en brotthållfasthet på 1100 MPa. Stagens ändar är gängade och förankring sker genom att muttrar skruvas fast i dessa gängor (Pousette, 2008). Varje stag har ett utstick på 80 mm för att tillåta efterspänning. Stagen trycker ihop broplattans balkar och friktionen som uppstår mellan dessa ska vara tillräckligt stor för att förhindra att balkarna glider vid belastning. Vidare menar Pousette att verifiering måste ske för att påvisa att den tryckande kraften kommer att vara tillräckligt stor för att klara av de spänningsförluster som uppkommer över tid. Mellan broplatta och muttrar placeras en mellanläggsplatta i trä och en ankarplatta i stål, vilka tillsammans utgör förankringsanordningen. Mellanläggsplattan tillverkas av lövträ och ska enligt Pousette (2008) tillhöra hållfasthetsklass D35 eller högre. Denna anordning fördelar kraften som verkar genom muttern och förhindrar lokal krossning i trämaterialet i brobanan.

7.1.4 Pelarutformning

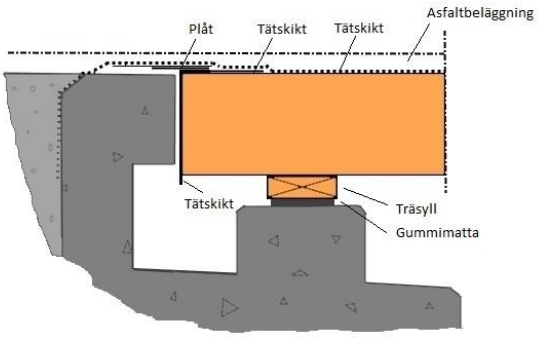
De fyra pelarna utformas med ett kvadratiskt tvärsnitt i limträ. Koppling mellan brobana och pelare konstrueras med ett lager av gummimatta och en styrplåt i stål för att möjliggöra rörelse längs brobanan och förhindra rörelser tvärs brobanan. Pelarnas anslutning till grundläggningsplattan utförs enligt figur 7.3, vilket medför att pelarna kan ses som fast inspända till grundläggningsplattan. För att förhindra fuktupptagning i pelarna förses de med en oljehärdad board i botten. Pelaren kommer även att kläs in med paneler för att säkerställa ett konstruktivt träskydd.



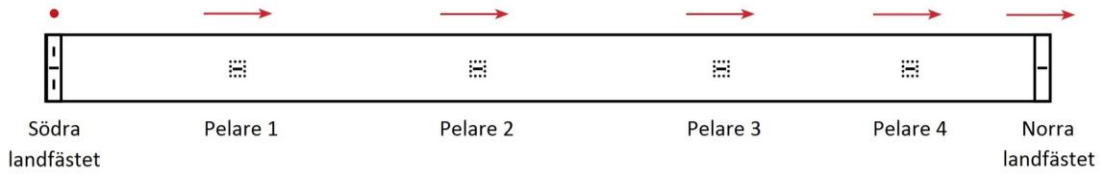
Figur 7.3. Principskiss över en fast inspänning av pelare med inlimmade skruvar. Författarnas egen bild.

7.1.5 Landfästen och övergångskonstruktioner

Brons landfästen (figur 7.4) ska förhindra bron från att lyftas upp eller sjunka ned samt förhindra rörelser i längd- eller tvärled. Utformning av lager vid ändstöd görs med en träsyll som broplattan vilar på. Mellan syll och det underliggande betongfundamentet placeras en gummimatta som säkerställer brobanans möjlighet till rörelse. I det södra landfästet kommer kryss av stålplåtar gjutas in i betongen för att låsa fast bron för rörelse i längdled och tvärled (figur 7.5). Det norra landfästet konstrueras med en liknande styrplåt för att möjliggöra rörelse längs brobanan. Betongfundamenten utformas för att uppfylla Trafikverkets (2011a) krav på utrymme för inspektion och underhåll. Enligt detta krav ska avståndet mellan grusskift och balkände vara minst 0,5 m samtidigt som avståndet från lagrets mitt till närmsta betongkant ej får understiga 0,2 m.

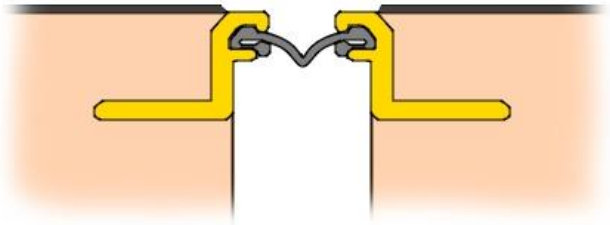


Figur 7.4. Preliminär utformning av landfäste med detaljer. Författarnas egen bild.



Figur 7.5. Illustration som beskriver rörelsefrihet i brobanan. Vid det södra landfästet hindrar kryssformade stålplåtar rörelse i längd- och tvärled. Övriga stöd tillåter rörelse i brons längdriktning.

Ett visst mellanrum mellan balkände och landfäste måste finnas för att möjliggöra rengöring och rensning av till exempel löv och grus (Pousette, 2008). För att undvika skador inducerade av rörelse från exempelvis temperatur- eller trafiklaster måste brobanan ha möjlighet att utvidgas i längdled. Dessa rörelser tillåts ske i en Maurerfog (figur 7.6) i det norra landfästet. Maurerfogen klarar av rörelser upp till 30 mm.



Figur 7.6. Principskiss av Maurerfog. Författarnas egen bild.

7.1.6 Träskydd och beläggning

För att uppnå en teknisk livslängd på 80 år ska samtliga träytor undantaget broplattans undersida täckas in för att skyddas mot omgivningen (Trafikverket, 2011a). För att skydda trälamellernas överdel behandlas dessa först med en polymermodifierad asfaltsprimer. Därefter läggs ett vattentätt membran som täcks med ett skyddande tätskikt bestående av isoleringsmatta med armerad stomme (Pousette, 2008). Ovanpå detta läggs en asfaltsbeläggning. Den sammanlagda tjockleken på tätskikt och asfaltslager är normalt 80-120 mm (Crocetti et al., 2015). Asfaltsbeläggningen fungerar som huvudsakligt slitlager och syftar till att skydda underliggande tätskikt och broplatta (Vägverket, 1999). Valet av asfalt motiveras utifrån en högre beständighet samt en lägre halkrisk jämfört med om plankor eller sponter i trä hade valts. Asfalt anses också vara mer fördelaktigt ur en underhållssynpunkt.

För att skydda trälamellernas sidor monteras träpaneler där en luftspalt på minst 20 mm mellan broplatta och panel ska finnas. Panelen kommer att avslutas under broplattans underkant för att minimera risken för att vatten kommer i direkt kontakt med brons bärande delar. Samtliga exponerade träytor kommer att målas med akrylatfärg för att uppfylla Trafikverkets (2011a) krav på ytbehandling för synliga träytor. Valet av färgtyp motiveras utifrån dess fördelaktiga egenskaper gällande UV- och fuktskydd samt glansbeständighet (Träguiden, 2003). Vid övergångskonstruktionerna ska det tätskikt som täcker broplattans överdel även dras ner över plattans kant. Eftersom bron förses med täckande paneler och tätskikt kommer impregneringsbehovet bli litet (Trafikverket, 2011a).

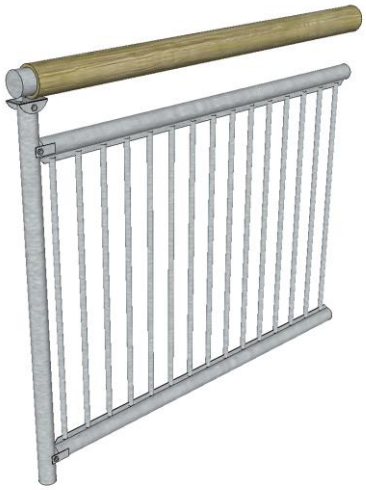
För beräkning av materialparametrarna k_{mod} och k_{def} tillämpas definierade klimatklasser, enligt Eurokod 5: *Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader* (SS-EN 1995-1-1:2004), vilka delvis påverkas av valt träskydd. TRVR Bro 11 (Trafikverket, 2011b) fastslår att klimatklass 2 får tillämpas för brobaneplattor med tätskikt samt konstruktionsdelar skyddade av intäckning i enlighet med TRVK Bro 11 (Trafikverket, 2011a), under förutsättning att dessa är ventilerade. Klimatklass 2 ansätts således för beräkning av brobaneplatta och pelare.

7.1.7 Avrinningssystem

Brobanans kanter förses med droppplåtar, vilka fästs längs brobanans sidor, ovanför panelerna (se figur 7.2). Dessa plåtar förhindrar att regnvatten kommer i kontakt med plattan eller spännanordningarna. Eftersom bron sträcker sig över järnväg kommer droppplåten att avslutas med en hängränna (se figur 7.2) i avsikt att undvika att vatten rinner ner på perrong eller järnvägsspår. Brobanan kommer vidare att utformas med dubbelsidigt tvärfall på 2 %, vilket möjliggör vattenavrinning. Vatten som rinner längs brobanan leds ner via fyra stycken ytavlopp till stuprör. Dessa fyra ytavlopp placeras nära ändupplagen som sedan leder det vidare till befintliga dagvattensystem.

7.1.8 Skyddsanordningar

Broräcket som används är av modellen Birsta GC av tillverkaren Saferoad. Räckets höjd sätts till 1400 mm för att uppfylla Trafikverkets (2011a) krav på minsta avstånd mellan asfaltbeläggningens och toppföljarens överkant för gång- och cykelbroar. Räckesstolpar, grindkonstruktion och detaljer kommer att utföras i stål för att erhålla ett lätt och genomsiktligt intryck. Som material för toppföljarna väljs trä. Stolparna placeras med mellanliggande avstånd på 1,5 m. Vidare erfordras elskydd och fallskydd över järnväg.

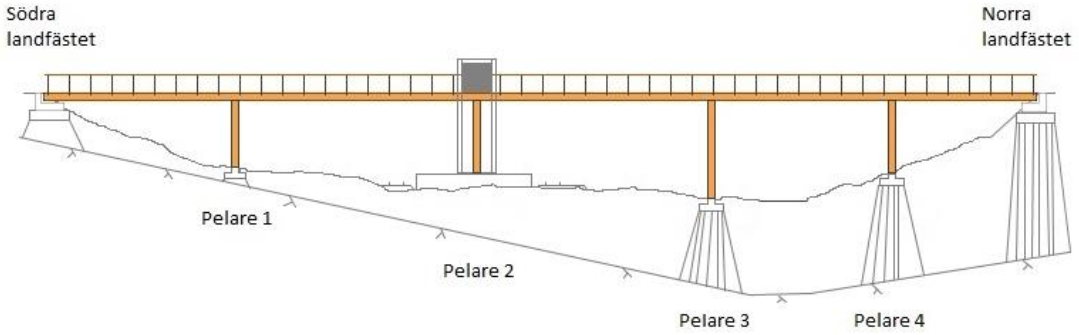


Figur 7.6. Utformning av broräcke. Författarnas egen bild.

7.2 Grundläggning

Jordlagret vid Hägernäs station består mestadels av lera. Då markförhållandena i området är relativt ogynnsamma anses platta buren av spetsbärande betongpålar och platta på packad fyllning direkt på berg vara de mest lämpade grundläggningsmetoderna. Detta i avsikt att minimera risken för sättningar. Underdel av grundläggningsplattor läggs på ett tjälsäkert djup på minst 1,6 m.

Vid det södra landfästet samt vid pelare 1 kommer lerlagret att schaktas bort (se figur 7.7). Schakten fylls med krossmaterial och grundläggning görs med platta på packad fyllning. Vid pelare 3 och 4 kommer pålning ned till berggrunden att ske. Djupet till berg beräknas vara cirka 7,5 m respektive 9 m. Pålning kommer även att krävas vid det norra landfästet. Här uppskattas djupet ned till berggrunden vara cirka 11,5 m efter utfyllnad.



Figur 7.7. Stöd i förhållande till antagen berggrundnivå. Författarnas egen bild.

Vid pelare 2 antas perrongen i dagsläget klara av att bära last från pelare och därför placeras denna direkt på perrongen. Om perrongens bärförmåga är för liten krävs pålning ned till berg.

7.3 Produktionsplan

En produktionsplan för det slutliga brokonceptet behövs för att kunna bygga bron med givna förutsättningar på ett effektivt och smidigt sätt. Det första skedet i produktionsplanen är att skapa upplags- och arbetsytor på området. Därefter utförs schakt- och fyllningsarbete. Vid det södra landfästet och vid pelare 1 schaktas hela lerlagret bort och utfyllnad med grus- eller sprängstenfyllning utförs som sedan packas. Därefter byggs tillfälliga gjutformar för bottenplattor ovanpå den packade fyllningen. Norra landfästet samt pelare 3 och 4 grundläggs med prefabricerade spetsbärande betongpålar som sedan gjuts in i betongplattor. Efter pålning vid norra landfästet höjs markytan med ungefär 2,4 m. Detta görs genom utfyllnad med krossmaterial.

Om behov av pålningen genom perrongen vid pelare 2 anses nödvändigt krävs utrymme för pålkranar vid järnvägen. För att möjliggöra detta måste ett av järnvägsspåren stängas under grundläggningsarbetet i området. Det är inte önskvärt att utföra pålning vid perrong och detta bör om möjligt undvikas.

När grundläggningen är färdigställd och bottenplattorna härdat byggs tillfälliga gjutformar för landfästena och pelarna, vilka sedan gjuts. Efter tillräcklig härdningstid rivs gjutformarna. Limträlameller prefabriceras på fabrik och transporteras sedan med lastbil till Hägernäs station. De prefabricerade delarna transporteras i så stora element som möjligt för att minimera monteringsbehov vid byggarbetsplatsen. Innan montering måste limträelementen förvaras i utomhusklimat för att fuktkvoten ska komma i jämvikt med omgivande luftfuktighet. Därefter lyfts limträlameller upp och läggs på stöd med hjälp av kranbilar. Lamellerna spänns ihop och skarvas med hjälp av tvärgående stag i höghållfast stål. Vid lyft över järnvägen kommer tågtrafiken att behöva stängas av. Slutligen monteras avrinningssystem, räcken, skyddande panel och brobanan utrustas med tätskikt följt av en asfaltsbeläggning. I syfte att förbättra vidhäftning mellan träplatta och tätskikt ska arbetet utföras så tidigt efter monteringstidpunkten som möjligt, då plattan ej ännu varit utsatt för väderpåverkan (Pousette, 2008).

7.4 Underhållsplan

En underhållsplan ska upprättas då brons livslängd sätts till 80 år. För att undvika onödiga underhållskostnader bör detaljer i ritningar noggrant följas. En inledande inspektion ska utföras vid brons färdigställande och vid detta tillfälle ska träskydd och spännstagsförankringar samt konstruktionens samtliga ändträdelar kontrolleras utförligt. Inspektioner av bron kommer vidare att ske regelbundet. En översiktlig inspektion utförs minst en gång om året i syfte att kontrollera att underhållsarbete utförs på en tillfredsställande nivå, men också för att upptäcka akuta skador på bron. Pousette (2008) menar att allmänna inspektioner som syftar till att upptäcka och bedöma skador ska utföras vart tredje år och att en huvudinspektion, som är en mer grundlig undersökning, ska utföras vart sjätte år. Den sistnämnda innebär att brons samtliga konstruktionsdelar kontrolleras för att upptäcka begynnande skador som inom tio år kan komma att påverka brons funktionalitet. Ytterligare inspektioner kan komma att bli nödvändiga och görs vid behov. Fukthalten i konstruktionen ska mätas regelbundet för att säkerställa att risk för rötbildning ej föreligger. Vid inspektion ska också spännkraften i stagen kontrolleras, då denna ej får understiga angiven minsta kraft. Dessa mätningar kommer att utföras med domkraft, stålok och lastcell.

Pelarna kommer att kunna inspekteras från mark utan avbrott i tågtrafiken. Brobaneplattans undersida, syllar i upplagsanordningar och träpaneler längs brobanan inspekteras med hjälp av liftanordning från mark. Lager inspekteras och rengörs vid behov. Träkärnor för provtagning kan borras ut. Stål i stagförankringar och räckesstolpar inspekteras och ytbehandlas eller byts ut vid behov. Inspektion av asfalt och trä i toppföljare ska också ske och eventuella skador åtgärdas. Data från löpande förvaltning samt utformning och funktion av bron ska dokumenteras i BaTMan.

Underhåll av bron ska också ske kontinuerligt. Då trä är ett fuktkänsligt material är det viktigt att virket, efter uppfuktning, har möjlighet att torka ut, vilket möjliggörs vid regelbunden rensning av grus, skräp och löv som binder fukt (Pousette, 2008). Av samma anledning ska vegetation i anslutning till bron kontinuerligt röjas bort. Ommålning av målade trä- och stålytor samt rengöring av spännanordningar kan komma att behöva ske med regelbundna intervall eller vid behov. Räckenas toppföljare, vilka utformas i trä, väntas vara särskilt känsliga för både slitage och vandalism, vilket innebär att reparation eller utbyte av dessa ibland kommer att vara

nödvändigt. Då snöröjning erfordras vintertid innebär det att viss risk föreligger för oönskad kontakt mellan plogbil och räcken, vilket kan resultera i skrapskador på toppföljarna. Plogning kan också utsätta brons beläggningen för slitage, vilket efter en tid innebär att denna måste bytas ut. Den uttjänta beläggningen bör därefter återvinnas liksom brons samtliga delar när dennas tekniska livslängd är uppnådd.

8 Laster och lasteffekter på bron

Gång- och cykelbron dimensioneras för laster i både vertikal- och horisontalled som verkar på brobaneplatta och pelare. Nedan behandlas vilka dessa laster är och hur de kombineras och placeras. Slutligen presenteras dimensionerande lasteffekter i brottgränstillstånd, vilka ligger till grund för den dimensionering av överbyggnad, pelare och grundläggning som behandlas i efterföljande kapitel.

8.1 Vertikala och horisontella laster verksamma på bron

I vertikalled belastas brobaneplattan av sin egentyngd samt ett antal variabla laster. Egentyngden räknas som en permanent last och inkluderar tyngden av limträplattan med beläggning, räcken och stålstag. De variabla laster, som enligt SS-EN 1991-2 beaktas, är en jämnt utbredd last, Q_{fk}, en koncentrerad last, Q_{fwk}, samt ett servicefordon, Q_{sv}. Då bron dimensioneras för ett servicefordon behöver dock den koncentrerade lasten, Q_{fwk}, inte beaktas. Utöver egentyngden, den jämnt utbredda lasten och servicefordonet tillkommer en utbredd vindlast, Q_{vind}, som är en direkt funktion av punktlasten F_{wz}. Karakteristiska värden på de vertikala lasterna redovisas i tabell 8.1 och framtagning av dem återfinns i bilaga 9.

Övriga vertikala laster som verkar på bron är temperatur- och snölast. Temperaturlast behöver ej beaktas samtidigt som vindlast. Rapportens författare väljer därför att bortse från denna. Enligt Eurokod – *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* (SS-EN 1990) behöver snölast ej beaktas då inverkan av servicefordon tas med i beräkningarna.

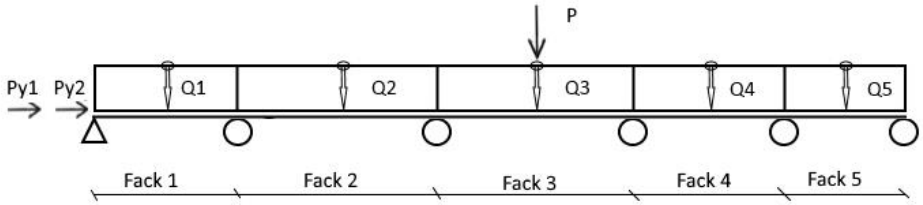
I brons längdriktning verkar en variabel horisontallast, Q_{flk}, som beror av den jämnt utbredda lasten, Q_{fk}, eller av servicefordonet, Q_{sv}, (SS-EN 1991-2) samt av en variabel horisontell vindlast, F_{wy}. Dessa laster belastar brons beläggningsyta. I tvärled verkar en horisontell vindlast, F_{wx}. Dessa laster redovisas tillsammans med de vertikala lasterna i tabell 8.1. Vindlasterna F_{wx}, F_{wy} samt F_{wz} beräknas i bilaga 9 enligt Eurokod 1: *Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast* (SS-EN 1991-1-4:2004). Beräkningar av vindlast är beroende av hur omgivningen ser ut och är i detta fall utförda med antagandet av terrängtyp II. Detta innebär ett område med enstaka hinder och låg vegetation.

Tabell 8.1. Laster som verkar på gång- och cykelbron. I egentyngden inkluderas limträplatta, beläggning, räcken samt stålstag. Egentyngd och horisontella vindlaster är beroende av limträplattans höjd och värden nedan ges av den höjd som beräknats i dimensioneringen.

Permanenta laster	Egentyngd	Gk [kN/m]	26,86
Variabla vertikala laster	Vertikal vindlast	Qvind [kN/m]	3,77
	Jämnt utbredd last	Qfk [kN/m]	24,73
	Servicefordon	Qsv [kN]	120
Variabla horisontella laster	Horisontell trafiklast	Qflk [kN]	181,48
	Horisontell vindlast_y	Fwy [kN]	82,59
	Horisontell vindlast_x	Fwx [kN]	330,35

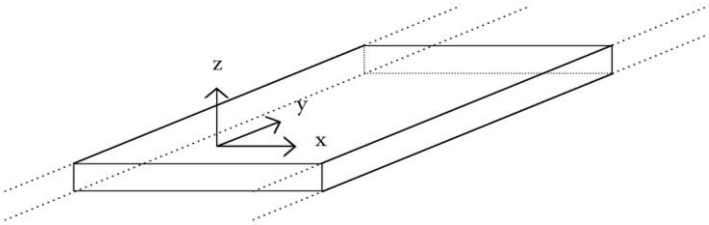
8.2 Beräkningsmodell för brobaneplatta

Brobaneplattan belastas av utbredda laster och punktlaster. För analys av hur dessa påverkar bron modelleras plattan i datorprogrammet MATLAB med hjälp av tilläggsprogrammet CALFEM. Plattan antas homogen och modelleras som ett balkelement i två dimensioner. Varje spann delas upp i ett godtyckligt antal delelement för att möjliggöra belastning av en punktlast i godtyckligt många punkter längs balken. Varierande utbredda laster kan appliceras i samtliga fack. I och med detta analyseras ett antal olika lastfall för att hitta dem som ger störst snittkrafter. Dessa resultat bekräftas därefter med handberäkningar. Modellen används för beräkningar i både brott- och bruksgränstillstånd. Beräkningsmodellen visas i figur 8.1.



Figur 8.1. Beräkningsmodell som används för analys i MATLAB. Modellen består av fem olika utbredda laster, en vertikal punktlast som är flyttbar längs balken samt två horisontella punktlaster som angriper brobaneplattans yta. Författarnas egen bild.

I figur 8.2 redovisas det koordinatsystem som används i samtliga beräkningar som utförs. Vertikala laster verkar i z-led medan horisontella laster antingen verkar i brons längdriktning, y-led, eller i brons tvärriktning, x-led.



Figur 8.2. Globalt koordinatsystem för gång- och cykelbron. Z-axeln ligger i vertikal riktning, y-axeln i brons längdriktning och x-axeln i brons tvärriktning. Författarnas egen bild.

8.3 Kombinationsregler för laster

Laster som verkar på bron kombineras på olika sätt och ges olika värden beroende på typ av last samt om de är gynnsamma eller ogynnsamma för den dimensionerande lasteffekten. Eurokod anger kombinationsregler som används i brott- respektive bruksgränstillstånd (SS-EN 1990).

De lastkombinationer som bron dimensioneras för i brottgränstillstånd är de minst gynnsamma kombinationerna av ekvation (8.1a) och (8.1b) (ekvation 6.10a och 6.10b i SS-EN 1990). I dessa ekvationer är G egentyngd och Q variabla laster. P är spännkrafter, vilka dock ej finns på föreliggande gång- och cykelbro och således är noll. γ är partialkoefficienter och varierar beroende på om lasten är gynnsam eller

ogynnsam. ψ är faktorer för kombinationsvärde och varierar beroende på vilken typ av last den multipliceras med. Den jämnt utbredda lasten, Q_{fk}, och servicefordonet, Q_{sv}, tillhör olika lastgrupper (grupp 1 respektive grupp 2) och kombineras ej i samma lastkombination (SS-EN 1991-2).

$$\sum_{(j\geq 1)} \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{(i>1)} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \qquad (8.1a)$$

$$\sum_{(j\geq 1)} \left(\varepsilon_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{(i>1)} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \qquad (8.1b)$$

Figur 8.3. Lastkombinationer i brottgränstillstånd som bron dimensioneras för. G är egentyngd, P spännkraft och Q variabel last. **γ** och **ψ** är partialkoefficienter respektive faktorer för kombinationsvärde. ε är en reduktionsfaktor.

De lastkombinationer som bron dimensioneras för i bruksgränstillstånd avser nedböjning med inverkan av långtidslast. De laster som brobaneplattan då dimensioneras för är den minst gynnsamma kvasipermanenta lastkombinationen enligt ekvation (8.2) (ekvation 6.16b i SS-EN 1990). Den dynamiska responsen behandlas enligt modell som beskrivs i kapitel 9.3.1.

$$\sum_{(j\geq 1)} \left(G_{k,j}\right) + P + \sum_{(i\geq 1)} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right) \qquad (8.2)$$

Figur 8.4. Kvasipermanent lastkombination som används för långtidseffekter och effekter angående bärverkets utseende. Kombinationen innefattar egentyngd, spännkrafter samt variabla laster.

8.4 Lasteffekter i brottgränstillstånd

Laster kan placeras på olika sätt på bron och de lasteffekter som de medför ska understiga brons kapacitet. Nedan redovisas de värsta lastkombinationerna och lastfallen samt de största och därmed dimensionerande lasteffekterna. Brobaneplattan analyseras först för laster som verkar i vertikalled samt i brons längdriktning och därefter för last i tvärled.

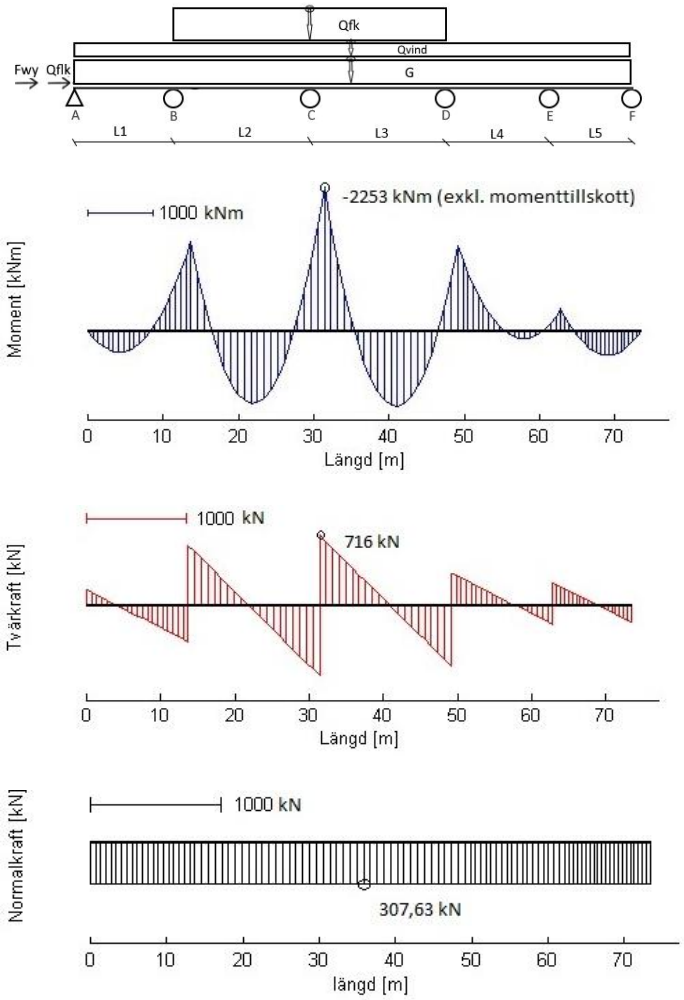
8.4.1 Belastning i vertikal- och längdled

I detta avsnitt redovisas lasteffekter i brottgränstillstånd då brobaneplattan belastas vertikalt och i längdled. Störst lasteffekt ges av ekvation (8.1b) där egentyngden, vindlasterna och den horisontella trafiklasten är ogynnsamma och den jämnt utbredda lasten sätts som huvudlast. Beräkning av kombinationsvärden redovisas i bilaga 4 och resultaten presenteras i tabell 8.2.

Tabell 8.2. Kombinationsvärden ur ekvation (8.1b) som ger de största lasteffekterna. Den jämnt utbredda lasten är huvudlast och belastning från servicefordonet sätts till noll.

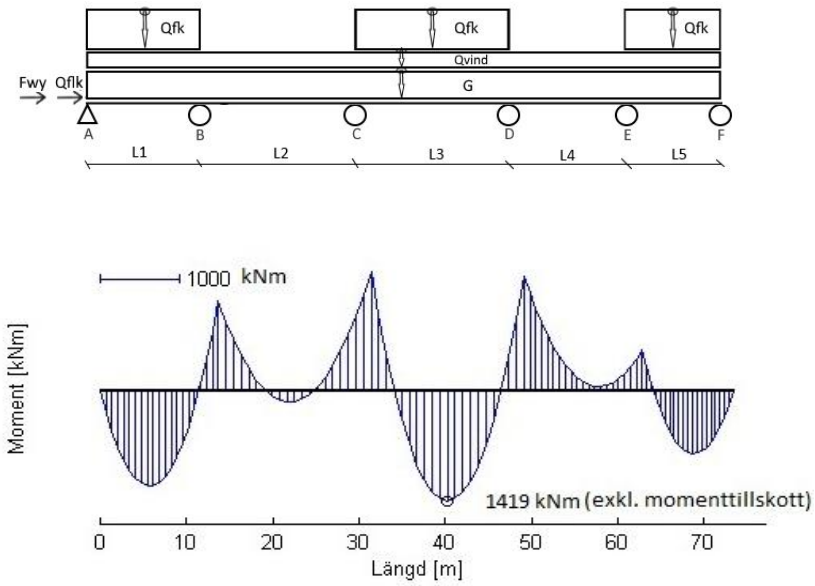
Egentyngd	ξ*γG*Gk [kN/m]	32,28	ogynnsam
Vertikal vind	γQ*Ψ0*Qvind [kN/m]	5,65	ogynnsam
Jämnt utbredd last	γQ*Qfk [kN/m]	37,09	huvudlast
Servicefordon	γQ*Ψ0*Qsv [kN]	0	
Horistonell trafiklast	γQ*Ψ0*Qflk [kN]	183,75	ogynnsam
Horisontell vindlast	γQ*Ψ0*Fwy [kN]	123,88	ogynnsam

Kombinationsvärdena förs in i MATLAB-modell (se bilaga 4) för analys, där störst stödmoment, reaktionskraft och tvärkraft erhålls då den utbredda lasten, Q_{fk}, placeras i fack 2 och 3. Detta presenteras som lastfall 1 i figur 8.5 tillsammans med tillhörande moment-, tvärkrafts- och normalkraftsdiagram. Störst stödmoment och tvärkraft uppstår vid pelare 2 och uppgår till 2253 kNm respektive 716 kN. Momenttillskott på grund av horisontella laster är inte medräknade. Normalkraften uppgår till 307,63 kN.



Figur 8.5. Överst presenteras en modell av lastfall 1, vilken ger störst stödmoment, reaktionskraft och tvärkraft. I diagrammet ovan redovisas det största stödmomentet (exklusive momenttillskott på grund av horisontella laster) som uppstår vid pelare 2 och är 2253 kNm. Även den största tvärkraften uppstår vid pelare 2 och är 716 kN. Modellen är författarnas egen bild. Diagram publicerad med hjälp av MATLAB.

Det lastfall som ger störst fältmoment är det fall då den jämnt utbredda lasten placeras i fack 1, 3 och 5. Detta redovisas som lastfall 2 i figur 8.6 tillsammans med tillhörande momentdiagram. Störst fältmoment (exklusive momenttillskott) uppstår i fack 3 och uppgår till 1419 kNm.



Figur 8.6. Överst presenteras en modell av lastfall 2, det fall som gav störst fältmoment. I diagram redovisas att fältmomentet (exklusive momenttillskott på grund av horisontella laster) blir som störst i fack 3 och uppgår till 1419 kNm. Modellen är författarnas egen bild. Diagram publicerad med hjälp av MATLAB.

Genom att laster belastar tvärsnittet excentriskt tillkommer ett moment när de flyttas till tvärsnittets centrumlinje. De dimensionerande lasteffekterna på grund av de vertikala och horisontella lasterna visas i tabell 8.3 och fullständiga beräkningar presenteras i bilaga 4. Stödmomentet ger störst belopp och är således det som, tillsammans med momenttillskottet på 357 kNm, blir dimensionerande. Dimensionerande moment (M_{Ed}), tvärkraft (V_{Ed}) och reaktionskraft (R_{max}) uppstår vid pelare 2.

Tabell 8.3. Dimensionerande lasteffekter på grund av vertikala och horisontella laster på bron i brottgränstillstånd. Moment (M_{Ed}), tvärkraft (V_{Ed}) och reaktionskraft (R_{max}) uppstår vid pelare 2. Normalkraften (N_{Ed}) antas konstant längs hela balken.

Dimensionerande lasteffekter (belastning i vertikal- och längdled)	
M_{Ed} [kNm]	2610
V_{Ed} [kN]	716
N_{Ed} [kN]	307,63
R_{max} [kN]	1428

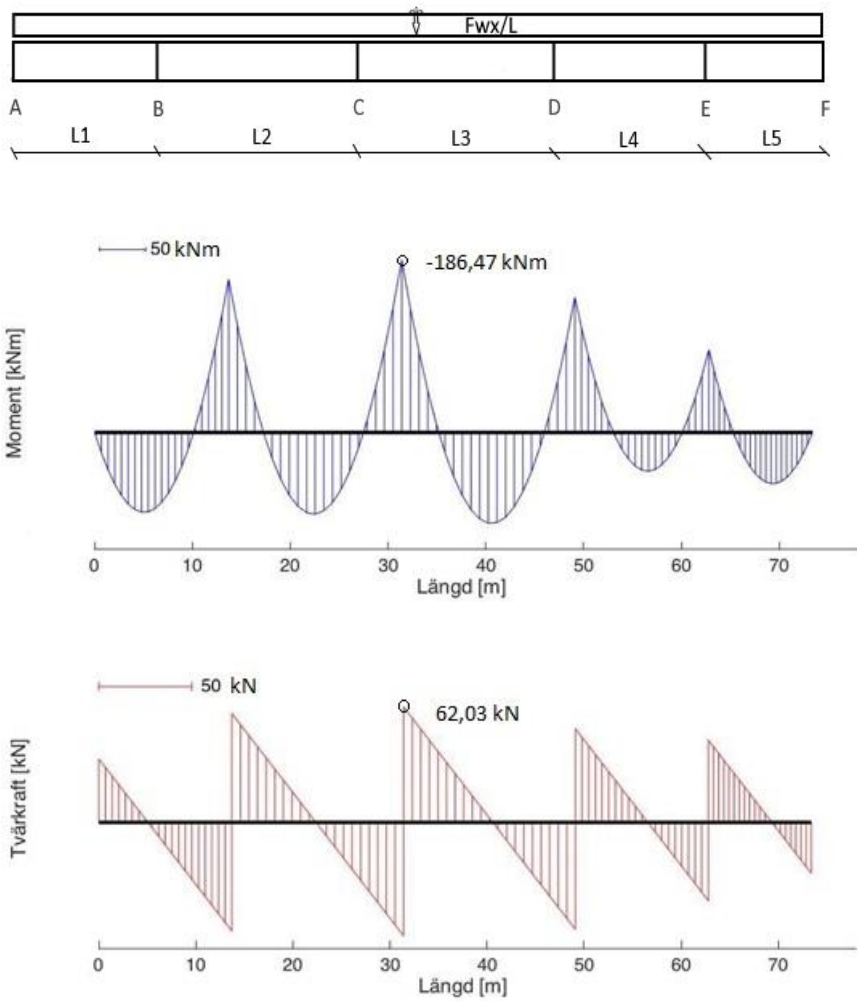
8.4.2 Belastning i tvärled

I detta avsnitt redovisas lasteffekter i brottgränstillstånd som beror av en vindlast, F_{wx}, som verkar i horisontalled tvärs brobanans längdriktning. I enlighet med ekvation (8.1b) används ett kombinationsvärde då vindlasten är ogynnsam (se tabell 8.4).

Tabell 8.4. Kombinationsvärde enligt ekvation (8.1b) för horisontell vindlast som belastar bron tvärs dess längdriktning.

Horisontell vindlast	γQ*Ψ0*Fwx [kN]	495,53	ogynnsam

Vindlasten verkar som jämnt utbredd last på hela brolängdens sida (lastfall enligt figur 8.7 nedan). Modellen analyseras och lasteffekter beräknas i bilaga 8. Tillsammans med lastfallet visas den moment- och tvärkraftsfördelning vindlasten gav upphov till. Störst moment och tvärkraft uppstår vid pelare 2 och uppgår till 186,47 kNm respektive 62,03 kN. De dimensionerande lasteffekterna på grund av vindlasten visas i tabell 8.5 och fullständiga beräkningar redovisas i bilaga 8.



Figur 8.7. Överst presenteras en modell av brobanan sedd uppifrån med belastning av vindlast. I underliggande diagram visas att störst moment och tvärkraft fås vid pelare 2 och uppgår till 186,47 kNm respektive 62,03 kN. Modellen är författarnas egen bild, Diagram är publicerade med hjälp av MATLAB.

Tabell 8.5. Dimensionerande lasteffekter i brottgränstillstånd på grund av horisontell vindlast som belastar bron i tvärled. Moment (M_{Ed}), tvärkraft (V_{Ed}) och reaktionskraft (R_{max}) uppstår vid pelare 2. Normalkraften (N_{Ed}) antas konstant längs hela balken.

Dimensionerande lasteffekter (belastning i tvärled)	
M_{Ed} [kNm]	186,47
V_{Ed} [kN]	62,03
N_{Ed} [kN]	0
R_{max} [kN]	122,96

9 Dimensionerings av brons överbyggnad

I följande kapitel beskrivs metoder, modeller och krav som används för att verifiera brons funktionalitet vid dimensionerande lastkombinationer och lastfall. Vid beräkning används dimensionerande laster i brottgränstillstånd presenterade i kapitel 8.4. Dimensioneringsprocessen av brobanans överbyggnad är iterativ där tvärsnittshöjden är okänd och lasteffekterna är beroende av denna höjd. Den lägsta platthöjden som klarar samtliga kontroller är 720 mm.

9.1 Verifiering av plattverkan

För att säkerställa att brons överbyggnad uppträder som en homogen platta och att ingen förskjutning mellan limträbalkarna sker, måste tillräcklig friktionskraft finnas mellan balkelementen. Detta säkerställs genom en kontroll, utförd enligt SS-EN 1995-2:2004, som ska verifiera att tillräcklig kraft kan uppbådas vid det minsta rekommenderade värdet för kvarstående tryckspänning. Den initiala spännkraften i stålstagen och avstånden mellan dessa måste dimensioneras för att säkerställa att värdet för kvarstående tryckspänning uppfylls. Denna dimensionering utgår från metod hämtad ur Timber Bridges (Ritter, 1992b) samt ur SS-EN 1995-2:2004.

Cirkulära ankarplattor i stål och rektangulära mellanläggsplattor i trä, beskrivna i kapitel 7.1.3, sitter mellan stålstag och brobaneplatta och dimensioneras så att limträbalkarnas tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna ej överskrids. Kontroll genomförs enligt SS-EN 1995-1-1:2004 och metod för beräkning av effektiv kontaktarea utförs enligt Bärande Konstruktioner (Al-Emrani et al.,2011). Vid stumskarvning av limträbalkarna bör det inom ett område med fyra lameller ej finnas mer än en skarv inom ett avstånd som beräknas enligt SS-EN 1995-2:2004.

Beräkningar utförs med ovan beskrivna metoder och redovisas i bilaga 9. Tillräcklig friktionskraft uppbådas vid användande av dubbla stålstag med en diameter på 20 mm och en initial spänning i stagen på 690 MPa. Ankarplattan utformas med en diameter på 200 mm och mellanläggsplattan erhåller dimensionerna 300x400x50 mm. Inom ett område av fyra lameller i bredd får enbart en stumfog finnas inom längden 1,2 m. Om installation utförs enligt ovan är plattverkan verifierad.

9.2 Kontroll av brobaneplattans kapacitet i brottgränstillstånd

I brottgränstillstånd utförs dimensioneringen med villkoret att samtliga snitt i brobaneplattan ska klara av påkänningarna från de dimensionerande lasteffekterna (se kapitel 8.4). Dimensionering i brottgränstillstånd görs i enlighet med Eurokods rekommendationer om träkonstruktioner (SS-EN 1995-1-1:2004) och träbroar (SS-EN 1995-2:2004). Kontroller av tvärkraftskapacitet och kapacitet för kombinerad böjning med inverkan av normalkraft genomförs tillika en verifiering av att brobaneplattan klarar av belastning från en lokalt koncentrerad last.

9.2.1 Kontroll av tvärkraftskapacitet

Kontroll av tvärkraftskapacitet utförs enligt metod beskriven i Bärande konstruktioner (Al-Emrani et al., 2013) där skjuvspänning på grund av dimensionerande tvärkraft ej får överstiga limträets hållfasthet enligt uttryck (9.1b). Vidare är skjuvspänningen utöver tvärkraften beroende av tvärsnittets bredd och höjd och beräknas enligt ekvation (9.1a) som är härledd ur Jourawskijs formel. För att ta hänsyn till inverkan av eventuella sprickor reduceras tvärsnittsbredden vid kapacitetsberäkning.

Beräkning av skjuvspänning

$$\tau_d = \frac{S \cdot V_{Ed}}{I \cdot b} = \frac{\frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{4} \cdot V_{Ed}}{\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot b} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{b \cdot h} \qquad (9.1a)$$

Kontroll av skjuvspänning

$$\tau_d \leq f_{v,d} \qquad (9.1b)$$

Figur 9.1. Skjuvspänning på grund av dimensionerande tvärkraft, τ_d, beror av tvärsnittet enligt (9.1a) och kontrolleras i ekvation (9.1b) mot dimensionerande hållfasthetsvärde, $f_{v.d}$.

Beräkning och kontroll av tvärsnittets tvärkraftskapacitet utförs i bilaga 9. Utnyttjandegraden beräknas till 18 % vilket är förhållandevis lågt och med hänsyn till tvärkraftsbelastning kan tvärsnittet anses vara överdimensionerat.

9.2.2 Kontroll av kapacitet för böjning med inverkan av normalkraft

Tvärsnittet ska klara av samtidig böjning och axiell normalkraft och de kombinerade spänningarna får ej överstiga träets hållfasthet. I SS-EN 1995-1-1:2004 formuleras fyra ekvationer (se figur 9.2) som ska uppfyllas för att säkerställa detta. Spänningar beräknas med dimensionerande lasteffekter i brottgränstillstånd med hjälp av Naviers formel.

Naviers formel

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot z}{I} \qquad (9.2a)$$

Kontroll av kombinerad böjning med inverkan av normalkraft

Samtidig böjning och dragning:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \qquad (9.2b)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \qquad (9.2c)$$

Samtidig böjning och axiellt tryck:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \qquad (9.2d)$$

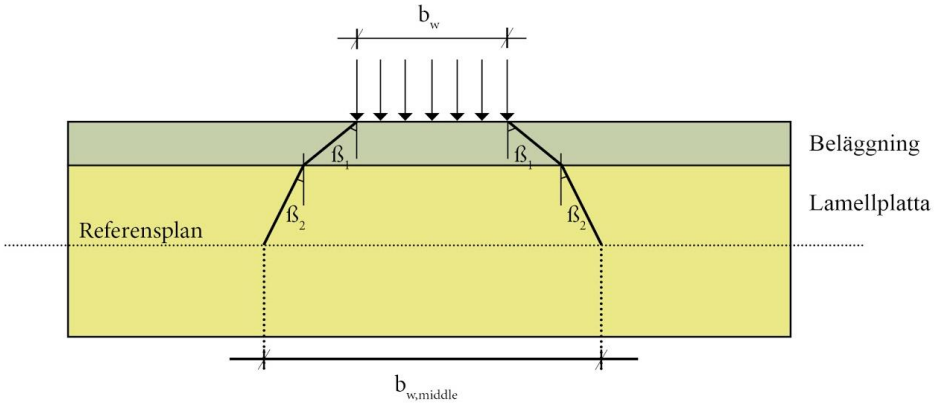
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \qquad (9.2e)$$

Figur 9.2. Naviers formel samt kriterier för hållfasthet vid samtidig böjning och axiell normalkraft. Kontrollen innebär i huvudsak att kombinationen av kvoten mellan spänningar från dimensionerande lasteffekter samt respektive dimensionerande hållfasthetsvärden adderas. Summan får ej överstiga 1.

Beräkning av kapacitet för kombinerad böjning med inverkan av axiell normalkraft redovisas i bilaga 9. Beräkningarna visar att samtliga kontrollkrav i figur 9.2 uppfylls. Den högsta utnyttjandegrad som uppmätts är 29 % och fås ur ekvation (9.2b) som kontrollerar oreducerad belastning runt x-axeln och reducerad belastning runt z-axeln med inverkan av en dragkraft längs y-axeln. Utnyttjandegraden är högre än den för kontroll av tvärkraftskapacitet men fortfarande relativt låg och tvärsnittet får därför anses överdimensionerat även med avseende på kapacitet vid böjning.

9.2.3 Kontroll av kapacitet vid belastning av koncentrerad last

Brobaneplattans kapacitet bör enligt SS-EN 1995-2:2004 kontrolleras för koncentrerade laster. Metoden för kontrollen beskrivs i samma dokument och innebär att en begränsad bredd (se figur 9.3) ska ta upp de lokala spänningarna som uppstår mellan limträbalkarna. Krafter som medverkar till den lokala belastningen är halva lasten från servicefordonet sammansatt till en koncentrerad last, den till servicefordonet associerade horisontella lasten samt den begränsade breddens egentyngd. Kontroll genomförs med samma metod som för kontroll av böjning med inverkan av normalkraft som beskrivs i kapitel 9.2.2 och kontroll av tvärkraftskapacitet enligt kapitel 9.2.1.



Figur 9.3. Lastspridning från en koncentrerad lasts kontaktyta med bredden b_w. β_2 varierar beroende på fibrernas riktning. Författarnas egen bild.

Kontroll för tvärsnittets kapacitet vid koncentrerade laster uppfylls och utnyttjandegraden är för kapacitet vid böjning och normalkraft 22 % och för tvärkraftskapacitet 11 % (bilaga 9). Detta innebär att plattan klarar av att ta upp de koncentrerade lasterna lokalt utan att gå till brott.

9.3 Kontroll av brobaneplatta i bruksgränstillstånd

Vid analys i bruksgränstillstånd tas hänsyn till deformationer och vibrationer i syfte att dimensionera en bro som av användaren ska upplevas som säker och komfortabel. Dimensionering och kontroller utförs enligt SS-EN 1995-2:2004. Nedan redovisas kontroll för dynamisk respons och nedböjning.

9.3.1 Kontroll av dynamisk respons

Kontroll av dynamisk respons blir ofta dimensionerande för träplattors tjocklek, vilket särskilt gäller gång- och cykelbroar (Pousette, 2008). Enligt SS-EN 1990 bör

acceleration kontrolleras då brons vertikala egenfrekvens är lägre än 5 Hz eller då dess horisontella egenfrekvens är lägre än 2,5 Hz. De komfortkrav som anges fastställer att den vertikala accelerationen ej bör understiga 0,7 m/s^2 samtidigt som den horisontella accelerationen ej bör understiga 0,2 m/s^2. Vidare fastställs att de beräkningsmodeller som används vid kontroll av dynamisk respons är mycket osäkra, varför det rekommenderas att ovan preciserade kriterier bör uppfyllas med god marginal. För att ta hänsyn till detta väljer denna rapports författare att sätta gränsen för vertikalacceleration till 0,5 m/s^2.

Vid beräkningar av egenfrekvens och vertikalacceleration används en förenklad modell, enligt SS-EN 1995-2:2004. I denna modelleras brons respektive spann som fritt upplagda balkelement. Då den bro som dimensioneras egentligen är kontinuerlig, och ej fritt upplagd, innebär detta att resultaten ej ger en helt korrekt bild av verkligheten. Acceleration beräknas endast till följd av fotgängares rörelser. Aerodynamiska faktorer beaktas ej.

Dämpning i brobaneplattan beräknas med en dämpningsfaktor, ζ. I enlighet med SS-EN 1995-2:2004 sätts denna faktor till ζ=0,015 för bärverk med mekaniska förband.

Beräkning av ovan beskrivna metoder utförs i bilaga 9. Den lägsta horisontella egenfrekvensen beräknas till drygt 30 Hz, vilket med marginal överstiger 2,5 Hz. Bron anses därmed klara horisontella vibrationer och acceleration behöver ej kontrolleras. Den lägsta vertikala egenfrekvensen beräknas till 4,47 Hz vilket understiger 5 Hz och innebar att vertikal acceleration behövde kontrolleras. Beräkning visar att den vertikala accelerationen som störst blir 0,37 m/s^2, vilket understiger gränsen på 0,5 m/s^2. Bron anses därmed klara vibrationer orsakade av vertikala krafter. Brons dynamiska respons visar sig vara den dimensionerande faktorn för tvärsnittets höjd.

9.3.2 Kontroll av nedböjning

I SS-EN 1995-2:2004 definieras gränsvärdet gällande deformation, u, för bärverk i trä till följd av last av gång- och cykeltrafik som L/200 till L/400. Det strängare kravet väljs och gränsvärdet beräknas följaktligen till L/400, där L sätts till brons minsta spännvidd. Vid kontroll av slutlig nedböjning, u_{fin}, tas hänsyn till både momentana och tidsberoende deformationer enligt figur 9.4. Deformationer beräknas med ett medelvärde på elasticitetsmodulen. När dessa uttryck används, rekommenderas att faktorerna för kombinationsvärde, ψ_2, utelämnas från den kvasipermanenta lastkombinationen som redovisas i kapitel 8.3.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \Sigma u_{fin,Qi}$$

där:

$u_{fin,G} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def})$ För en permanent last, G

$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$ För huvudlasten av de variabla lasterna, Q_1

$u_{fin,Qi} = u_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,j} \cdot k_{def})$ För samhörande variabla laster, Q_i $(i > 1)$

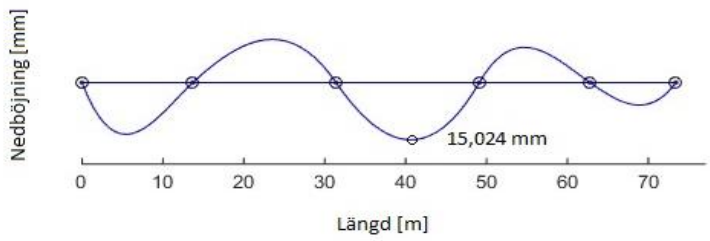
$u_{inst,G}$, $u_{inst,Q,1}$, $u_{inst,Q,i}$ är den omedelbara deformationen av respektive last G, Q_1, Q_i

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,j}$ är faktorerna för kvasipermanentvärdet av variabel last

$\psi_{0,i}$ är faktorerna för kombinationsvärdet av variabel last

Figur 9.4. Ekvationer för beräkning av slutgiltig nedböjning u_{fin}. k_{def} är en parameter som beror på aktuell klimatklass.

Beräkning av nedböjning redovisas i bilaga 11 och slutlig nedböjning, med hänsyn tagen till materialets krypning, blir 15 mm och uppstår i fack 3 (se figur 9.5). Värdet understiger kontrollkravet på 27 mm (L/400) och därmed är brukskrav avseende nedböjning väl uppfyllt. Med hänsyn till nedböjning kan därför ett lägre tvärsnitt väljas.



Figur 9.5. Deformationsfigur för bro vid maximal deformation som sker i mitten av fack 3 och uppgår till 15 mm.

10 Dimensionering av brons stödkonstruktioner

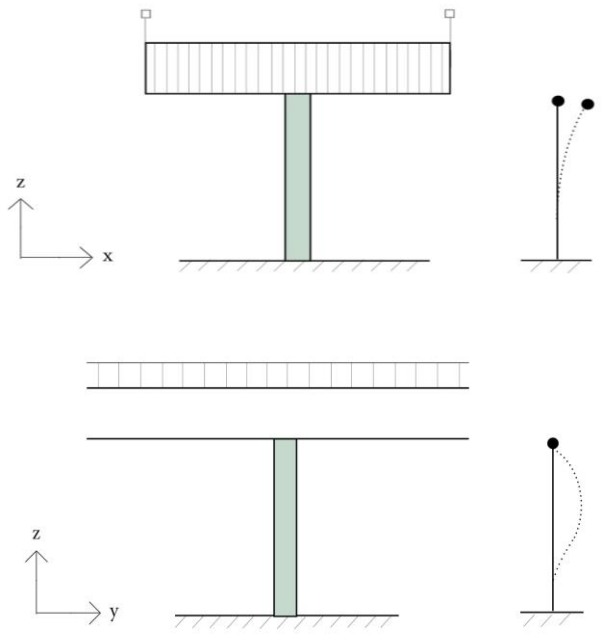
I följande kapitel beskrivs metoder, modeller och krav som används för att dimensionera pelare och ändstödskonstruktioner för att brons överbyggnad ska ha en stabil grund att stå på.

10.1 Dimensionering av pelare

Brons pelare utsätts för horisontella laster samt påverkas av lasteffekter som förs ned från brobanan. Detta kapitel presenterar beräkningsgångar och beskriver hur pelartvärsnitt samt grundläggning utformas.

10.1.1 Utformning av pelartvärsnitt

Pelarna dimensioneras med ett kvadratiskt tvärsnitt enligt metoder ur Bärande Konstruktioner (Al-Emrani et al., 2011) och med lasteffekter presenterade i kapitel 8.4. Dimensioneringen utgår från samma villkor som presenterades i kapitel 9.2.2 med skillnaden att en instabilitetsfaktor har lagts till. Denna faktor tar hänsyn till risken för knäckning, ett instabilitetsfenomen som beror på tvärsnittets utformning och inspänningsvillkor. I xz-planet förenklas tvärsnittet till inspänningsvillkor enligt Eulers första knäckningsfall och i yz-planet enligt Eulers tredje knäckningsfall (se figur 10.1). Vid dimensioneringen av pelarna antas de största krafterna och samtliga ogynnsamma faktorer verka på samma pelare. Detta fall blir dimensionerande för samtliga pelare.



Figur 10.1. Inspänningsvillkor i xz-planet och yz-planet; Eulers första respektive tredje knäckningsfall används. Författarnas egen bild.

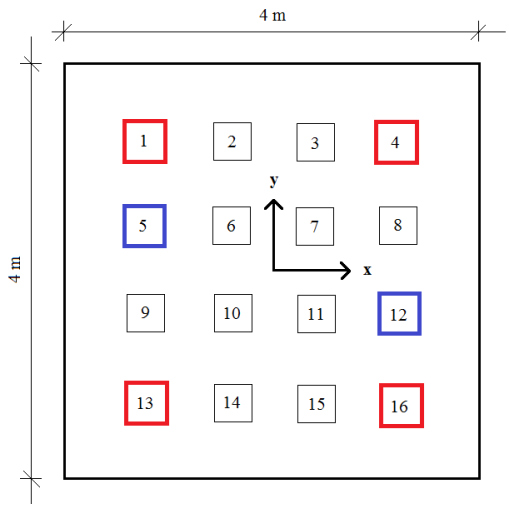
Beräkningar och verifiering av pelare utförs i bilaga 10 och resulterar i ett pelartvärsnitt med dimensionerna 765x765 mm. För knäckning kring x-axeln uppgår utnyttjandegraden till 69 % och för knäckning kring y-axeln till 92 %. Resultaten

lämnar utrymme för optimering av pelarutformningen genom att frångå standardimensioner i limträ eller utforma tvärsnittet som en rektangel med mindre dimension i brobanans längdriktning. Om varje pelare istället dimensioneras enskilt skulle de mindre belastade och kortare pelarna erhålla mindre dimensioner.

10.1.2 Grundläggning av pelare

Grundläggning av pelare utförs med metod presenterad på en föreläsning om grundläggning (Sören Lindgren, 11 februari 2016) och utgår från lasteffekter i brottgränstillstånd presenterade i kapitel 8.4. I beräkningarna undersöks hur många pålar som krävs för att ta upp de största krafter en pelare utsätts för. Beräkningsmetoden förutsätter 15 till 25 m långa spetsburna pålar i betong, med dimensionerna 235x235 mm, slagna ner till berggrund. Grundläggningsplattans dimensioner väljs till 4x4 m.

Beräkningar utförs i bilaga 13 och resulterar i 16 pålar per pelare, varav två är vinklade i x-led och fyra i y-led (se figur 10.2). Påle 8, i figuren, tar upp den största kraften, 382 kN. Värdet understiger pålens kapacitet på 450 kN.



Figur 10.2. Grundläggning av en pelare ovanifrån sett. De blåmarkerade pålarna, markerade med siffrorna 5 och 12, är vinklade i x-led, medan de rödmarkerade, med siffrorna 1, 4, 13 och 16, är vinklade i y-led. Författarnas egen bild.

10.2 Dimensionering av ändstöd

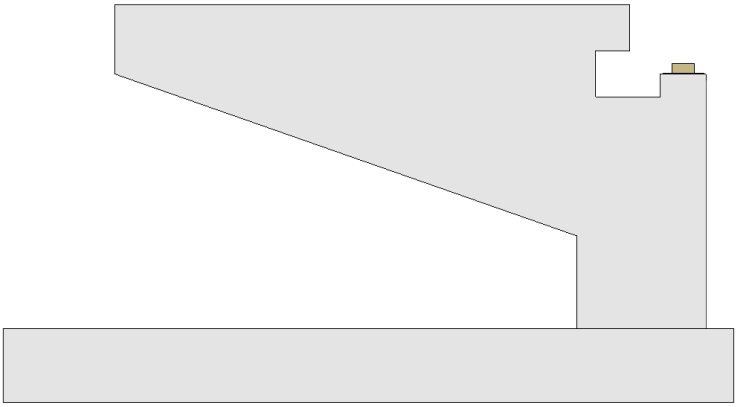
De lasteffekter i brottgränstillstånd som brobanan utsätts för förs även ner i ändstöden vilka kräver en stabil konstruktion. Nedan redovisas en preliminär utformning av stödkonstruktion, dimensionering av syll samt kontroll av rörelser i brobanan.

10.2.1 Preliminär utformning av stödkonstruktion

Landfästenas stödkonstruktioner utformas enligt metod presenterad på en föreläsning om grundläggning (Sören Lindgren, 11 februari 2016). Syftet är att ta fram en preliminär utformning som kan användas inför vidare dimensionering. Grundtryck mot konstruktionen beräknas för att undersöka huruvida grundläggningsåtgärder för stabilisering blir nödvändiga eller ej. Ingen hänsyn tas till konstruktionens armering.

Beräkningarna utgår från antagna och förenklade dimensioneringsvärden för en möjlig utformning av landfästet. I beräkningarna används lasteffekter i brottgränstillstånd presenterade i kapitel 8.4 samt krafter på grund av en utbredd last utanför brobanan på 5 kN/m^2 enligt SS-EN 1991-2:2003.

I bilaga 12 redovisas en fullständig utformning av stödkonstruktionen och en principskiss kan ses i figur 10.3. Trycket som grundläggningen utsätts för beräknas till 150 kPa. Enligt boverkets konstruktionsregler ska ett dimensionerande grundtrycksvärde för plattor grundlagda på lera inte överstiga 100 kPa (Boverket, 2016). Således bör landfästena stabiliseras med utfyllnadsmaterial eller med hjälp av pålning. Förslag på detta finns beskrivet i kapitel 7.2.



Figur 10.3. Sidovy av preliminär utformning av stödkonstruktion. Författarnas egen bild.

10.2.2 Dimensionering av syll

Dimensionering av syllar genomförs med metoder ur Bärande Konstruktioner (Al-Emrani et al., 2011) och SS-EN 1995-2:2004. Kontrollen avser verifiera att stämpeltrycket är mindre än träets hållfasthet vinkelrätt fiberriktningen. Den effektiva area, som stämpeltycket verkar på antas vara densamma som arean för syllen. Den ligger nära brobaneplattans ände på ett gummilager som överföringsmedium till ändstödet. Syllen utformas, i likhet med brobaneplattan, i limträ i hållfasthetsklass GL30c.

Dimensionerna för varje syll väljs slutligen till 225x115x4945 mm. Det verkande stämpeltrycket beräknas i bilaga 14 och blir 1,2 MPa på syllen och 1,0 MPa på broplattan. Båda dessa ligger under kontrollvärdet på 2,1 MPa, vilket medför att valda dimensioner är tillräckliga.

10.2.3 Kontroll av rörelser i brobanan

Rörelser i brobaneplattan kan uppstå på grund av mekanisk last samt av förändrad temperatur eller fuktkvot i träet. Fuktkvoten i trä ger upphov till krympning och svällning där längdförändringen tvärs fiberriktningen är 5 mm/m (Trafikverket, 2011b). Fuktinducerad rörelse i fibrernas längdriktning förutsätts dock vara försumbar. Förändring på grund av temperatur eller fukt beräknas enligt SS-EN 1991-1-5 och den mekaniska längdförändringen med Hookes lag.

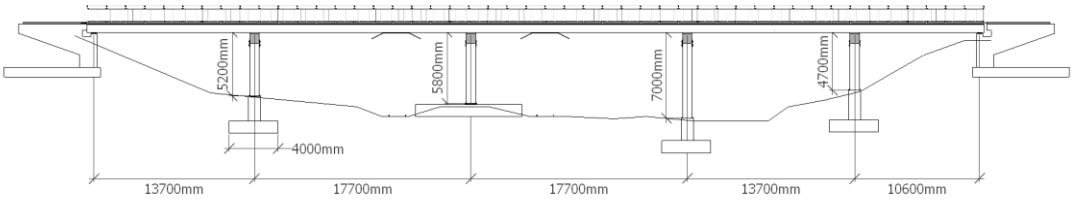
Beräkningar av ovan beskrivna metoder utförs i bilaga 9 och resulterar i att brons totala förändring i längdled är 26 mm, vilket blir den längdförändring som bron och dess rörelsefog dimensioneras för. Vald fog klarar av rörelser upp till 30 mm. Rörelser i tvärled blir större; de kombinerade resultaten från svällning på grund av fukt och temperatur uppgår till 49 mm. Bron konstrueras med en styrplåt, beskriven i kapitel 7.1.5, som möjliggör att denna rörelse i tvärled kan ske.

11 Resultat

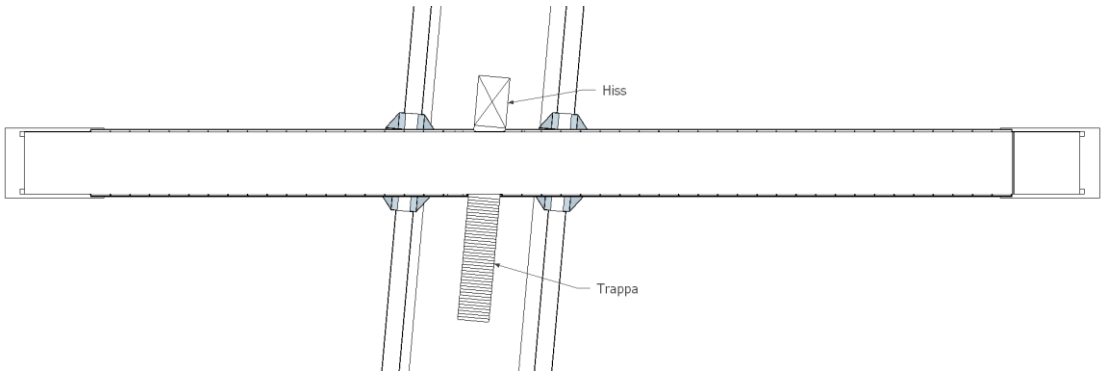
Studien resulterar i ett färdigt brokoncept och en preliminär dimensionering av en tvärspänd plattbro i limträ. Resultatet presenteras tillsammans med tillhörande ritningar. Sist i dessa kapitel presenteras tredimensionella renderingar av bron, vilket ger en känsla av hur bron skulle kunna se ut i färdigbyggt tillstånd. Tillsammans med rekommendationer för brons utformning som formuleras i kapitel 7 ligger detta kapitel till grund för vidare dimensionering och konstruktion.

11.1 Profil- och planvy

Bron utformas med totalt sex stycken stöd: två ändstöd och fyra mellanliggande pelare. Spannens mått är 13,7 m, 17,7 m, 17,7 m, 13,7 m respektive 10,6 m (se figur 11.1). Utgående från de skyddande panelernas underkant är den fria höjden uppmätt till 6290 mm över det södra spåret och 6280 mm över det norra spåret. Pelarnas längd uppgår till 5200 mm, 5800 mm, 7000 mm respektive 4700 mm utgående från vänster sett i figur 11.1. Plattorna som tar upp laster från pelarna är grundlagda på sådant sätt att kravet på 1,6 m tjälsäkert djup uppfylls. Utformningen tillåter plats för installation av hiss och trappa (se figur 11.2).



Figur 11.1. Ritning i profil över dimensionerad bro med pelare och ändstöd. Författarnas egen bild.

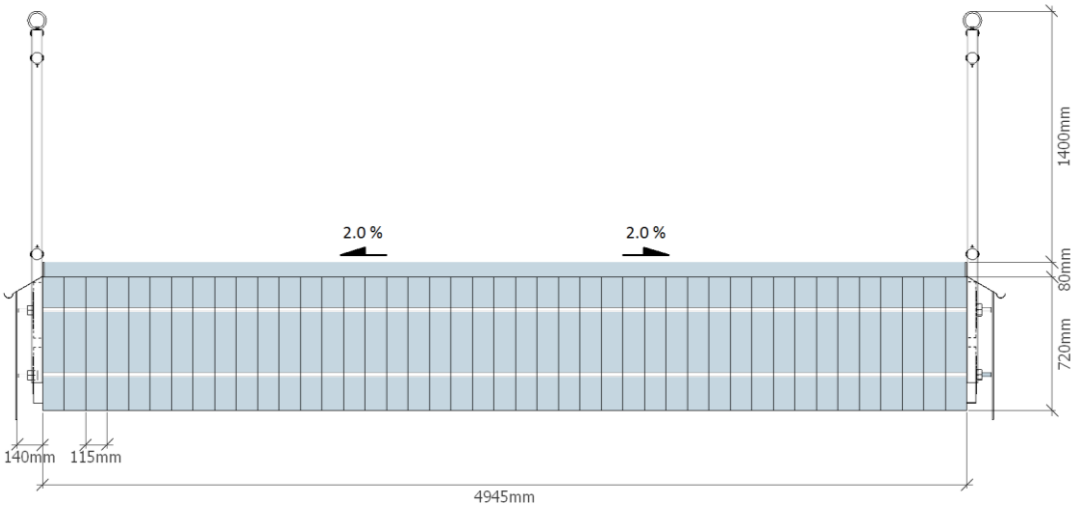


Figur 11.2. Översiktsskiss i plan med hiss, trappa och elskydd. Författarnas egen bild.

11.2 Slutgiltig utformning av överbyggnad

Brobanans tvärsnitt utgörs av 43 parallella limträbalkar av hållfasthetsklass GL30c, där varje balk är 115 mm bred och 720 mm hög (se figur 11.3). Broplattans totala längd är 4945 mm. Beläggningens tjocklek är 80 mm vilket, tillsammans med att panelerna avslutas 50 mm under plattans underkant, innebär att överbyggnadens totala konstruktionshöjd är 850 mm. Överbyggnaden klarar således kravet på maximal konstruktionshöjd som är preciserat till 1030 mm. Avståndet från

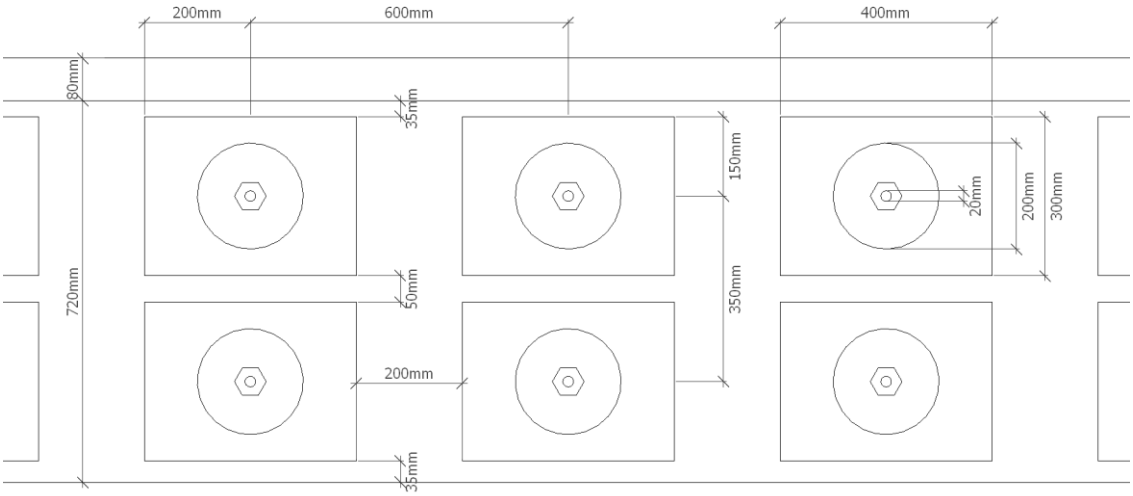
asfaltsbeläggningens överkant till toppföljarens överkant är 1400 mm. Beläggningen ska läggas så att ett dubbelsidigt tvärfall på 2.0 % erhålls.



Figur 11.3. Ritning över överbyggnadens tvärsnitt med tillhörande stålstag, paneler och avrinningsanordningar. Författarnas egen bild.

11.3 Slutgiltig utformning av spännanordningar

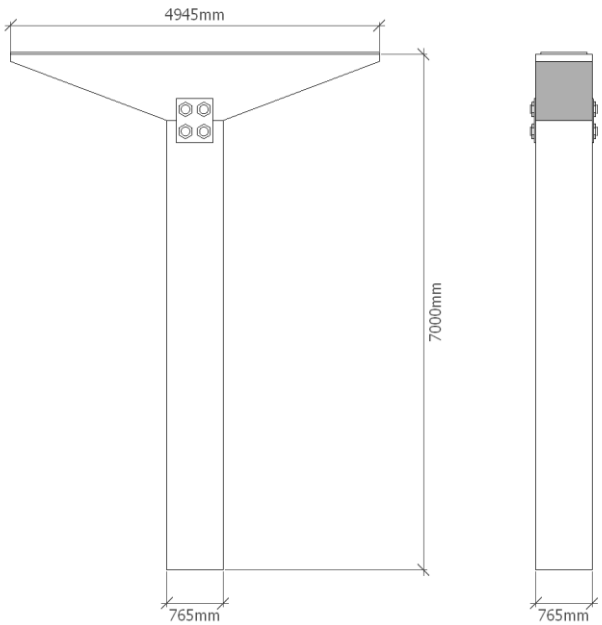
Stålstagen är tillverkade av höghållfast stål och har en diameter på 20 mm samt en brotthållfasthet på 1100 MPa. Stagen placeras med ett inbördes horisontellt cc-avstånd på 600 mm och ett vertikalt cc-avstånd på 350 mm (se figur 11.4). Stagen spänns med en mutter som förankras mot en rund ankarplatta i stål med diametern 200 mm, vilken i sin tur vilar mot en rektangulär mellanläggsplatta. Mellanläggsplattan är tillverkad i lövträ i hållfasthetsklass D35 och har dimensionerna 400x300x50 mm.



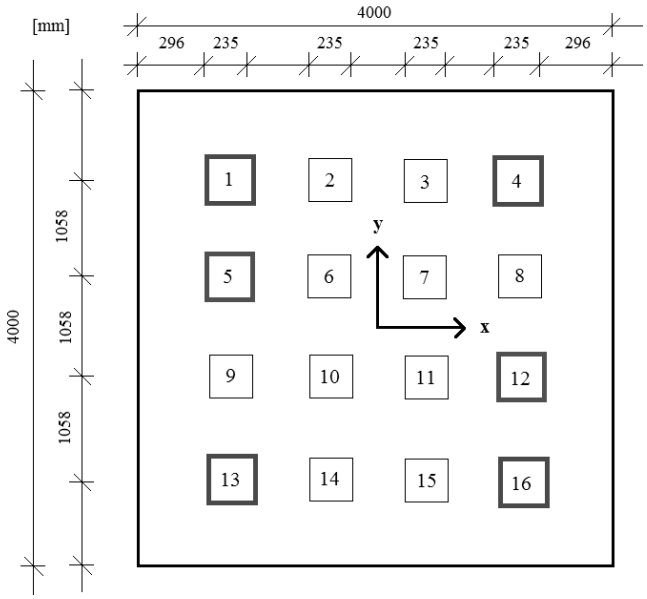
Figur 11.4. Detaljritning över spännanordningar med stag, muttrar, ankarplattor och mellanläggsplattor. Författarnas egen bild.

11.4 Slutgiltig utformning av pelare

Pelarna är kvadratiska och i limträ med tvärsnittsmåtten 765x765 mm (figur 11.5). De kläs in i paneler för att säkerställa konstruktivt träskydd. Fasta inspänningar till betongfundamenten utförs enligt figur 7.4 i kapitel 7. Vid infästning mellan broplatta och pelare används styrplåtar orienterade i brons längdriktning (enligt figur 7.5 i kapitel 7), vilka håller plattan på plats. Pelare grundläggs på en 4x4 m platta som stöds av 16 spetsbärande pålar (11.6).



Figur 11.5. Ritning över den på perrongen placerade pelaren, limträpelare med kvadratisk bas. Författarnas egen bild.

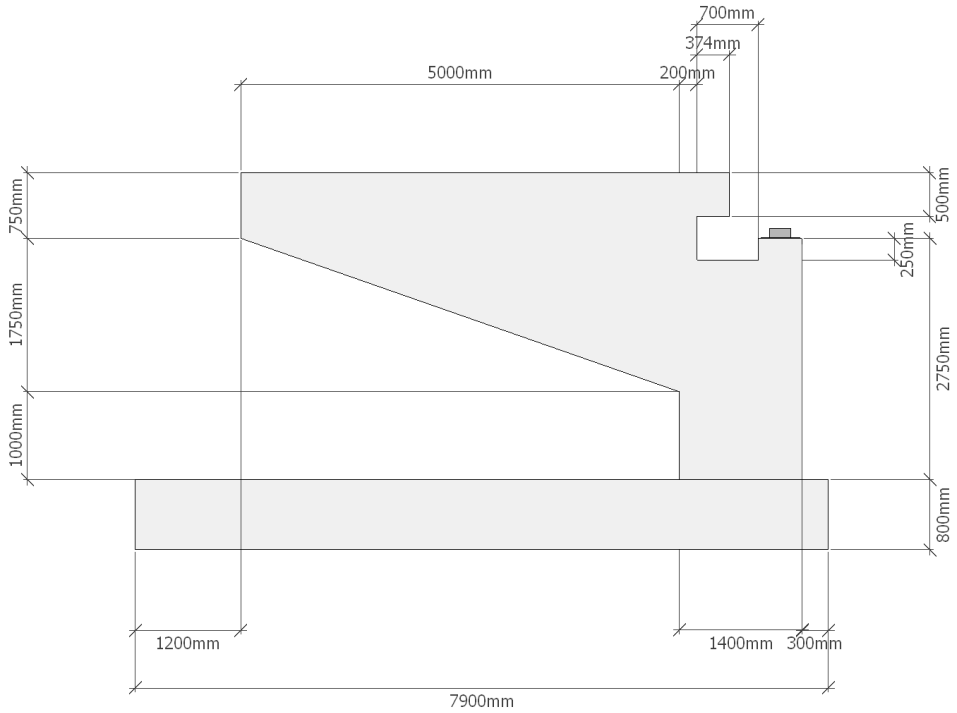


Figur 11.6. Grundläggningsplan för pelare ovanifrån sett. Pålarna markerade med siffrorna 5 och 12, är vinklade i x-led, medan pålarna med siffrorna 1, 4, 13 och 16, är vinklade i y-led. Författarnas egen bild.

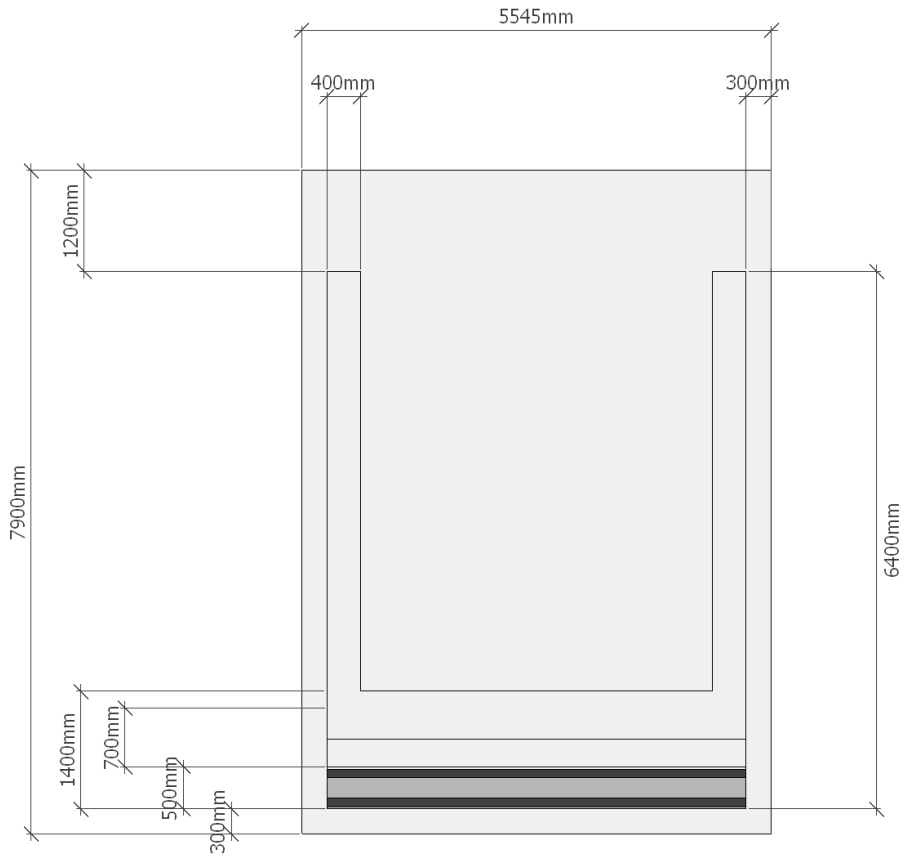
11.5 Slutgiltig utformning av ändstöd

Stödkonstruktionerna designas preliminärt och ger en fingervisning om hur dessa egentligen skulle kunna utformas (se figur 11.7 och 11.8). Beräkningar visar att stödkonstruktionerna bör stabiliseras med utfyllnadsmaterial eller med hjälp av pålning. Inga beräkningar utförs på konstruktionernas armeringsbehov.

Som lager används syllar vilande på gummiremsor. Syllarna har dimensionerna 225x115x4945 mm och är kontrollerade för stämpeltryck. Avståndet mellan grusskikt och broplattans kant är uppmätt till 500 mm och säkerställer att ändstöden är möjliga att inspektera. Brobanan är låst för rörelse i tvär- och längdled i det södra stödet, något som uppnås genom att styrplåt med sidoplåtar gjuts in i fundamentet. Det norra landfästet är utformat med längsgående styrplåt och en övergångskonstruktion i form av en Maurerfog (se figur 7.6 i kapitel 7). Detta säkerställer tillräcklig rörelsefrihet i längdled.



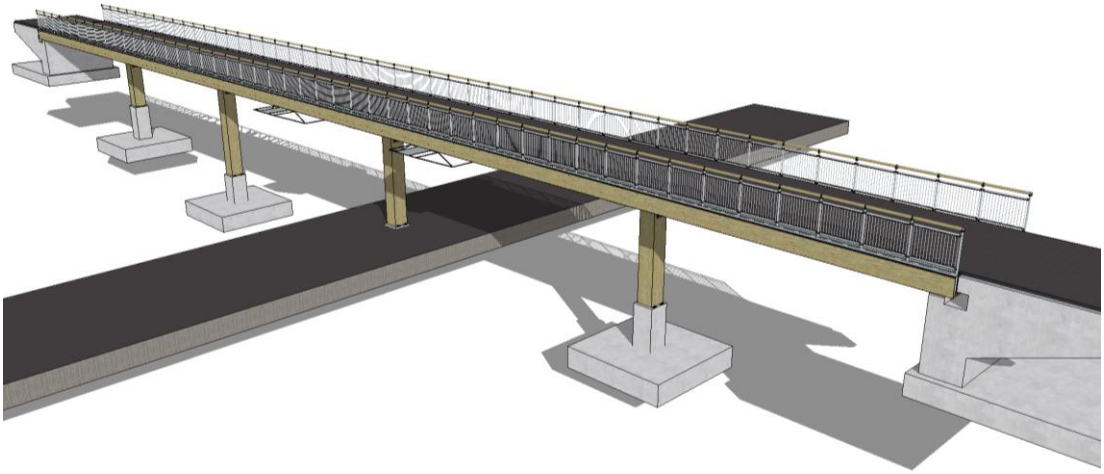
Figur 11.7. Profilritning över vingmur. Författarnas egen bild.



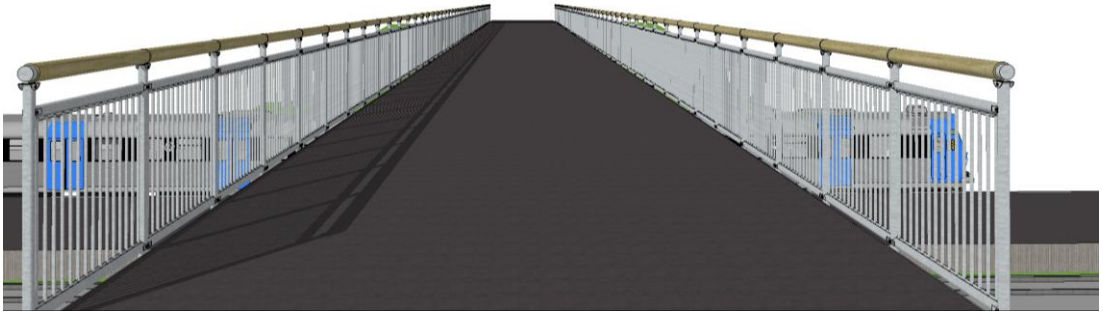
Figur 11.8. Ritning i plan över vingmur. Författarnas egen bild.

11.6 3D-renderingar

Nedan presenteras 3D-renderingar på slutgiltigt brokoncept för att ge ett helhetsintryck (se figur 11.9, 11.10 samt 11.11). Hiss och trappanslutningar är möjliga men visas ej i figur.



Figur 11.9. Tredimensionell rendering över bron sett från nordost. På bilden syns också stödkonstruktioner och grundläggningsplattor. Författarnas egen bild.



Figur 11.10. Tredimensionell rendering av brobanan sett från norr. Författarnas egen bild.

Figur 11.11. Tredimensionell rendering av bron sett underifrån. Författarnas egen bild.

12 Diskussion

Denna rapports syfte har uppfyllts genom att flertalet möjliga koncept för en gång- och cykelbro över Hägernäs station har lyfts fram och analyserats. Utifrån uppställda kriterier har en slutgiltig idé valts, varpå ett brokoncept har utvecklats och dimensionerats.

Urvalsprocessen baserades på kriterier framtagna och rangordnade av rapportens författare. Viss diskrepans kan råda mellan denna relativt enkla process och motsvarande processer som används vid verklig broprojektering. Vidare skulle viktningen av uppställda kriterier kunna ifrågasättas. Till exempel har denna rapports författare ansett att minimal miljö- och klimatpåverkan varit det viktigaste kravet att uppfylla, något som förmodligen ej hade varit fallet vid en verklig urvalsprocess, där ekonomiska aspekter troligtvis vägt tyngre. Produktionsmetod och uppförandetid har beaktats och hade i ett verkligt projekt också ansetts som mycket avgörande. Det är dock betydelsefullt att inse att dessa i mycket stor utsträckning är direkt sammanflätade med ekonomiska aspekter. På det hela taget är det alltså viktigt att beakta att många av de kriterier som viktats mot varandra i verkligheten samspelar och kan vara svåra att särskilja. I syfte att skapa en tydligare urvalsprocess ansåg rapportens författare det dock nödvändigt att försöka skapa distinkta avgränsningar mellan urvalskriterierna.

Huruvida en brotyp ansetts som mer eller mindre miljövänlig har i stor grad avgjorts av de material som ingår i respektive förslag. Här kanske det också hade varit intressant att studera vilken eventuell miljöpåverkan olika produktions- och underhållsmetoder hade inneburit. Vidare hade det varit givande att jämföra förslagen utifrån ett visst miljöcertifieringssystem, till exempel CEEQUAL, som syftar till att främja hållbarhetsfrågor i mark- och anläggningsprojekt. Inom ramarna för begreppet *miljövänligt* ryms det många aspekter och olika, ibland motstridiga, kriterier som gör det svårt att definiera vad som är just miljövänligt. I slutändan ansågs dock användandet av trä som huvudsakligt material innebära störst fördelar gällande begränsning av koldioxidutsläpp, vilket hade stor inverkan i den slutgiltiga urvalsprocessen.

Det material som studien utgick ifrån var en, av COWI utfärdad, sektions- och planritning över området samt en detaljplanbeskrivning författad och utgiven av Täby kommun. Ingen förslagsritning eller teknisk beskrivning fanns tillgänglig, vilket innebar större möjlighet att formulera egen krav och kriterier, samtidigt som det kan ha resulterat i en mer diffus urvalsprocess. Vidare har vissa antaganden fått göras av rapportens författare. Till exempel har perrongen betraktas som fullt bärande, vilket ej har kunnat verifieras, då resultat av en eventuell geoteknisk undersökning ej har funnits tillgänglig. Således föreligger viss risk för att förstärkning av grundläggning under perrongen är nödvändig, vilket i sin tur hade resulterat i att åtminstone ett av de två spåren behövt stängas av under en längre tidsperiod än vad som antogs.

Under dimensioneringsprocessen visade det sig att dynamik blev den faktor som bestämde plattans slutgiltiga tjocklek. Detta resulterade i att brobaneplattan fick en förhållandevis låg utnyttjandegrad för moment- och tvärkraftskapacitet. Med det i åtanke hade ett bärverk i ett tyngre material som exempelvis betong eller stål kunnat ge en högre effektivitet; fördelarna med en träkonstruktion bedömdes emellertid

överväga. Det är dock viktigt att inse att det koncept som tagits fram och dimensionerats inte nödvändigtvis är det optimala. Fler stöd hade resulterat i en slankare platta medan färre stöd förmodligen hade gett ett öppnare intryck. Plattbron har en förhållandevis hög egenvikt jämfört med andra typer av träbroar och materialåtgången hade kunnat minskas om till exempel lådbalkar använts. Detta hade däremot resulterat i en högre överbyggnadstjocklek.

Det går också att diskutera huruvida valet att göra bron kontinuerlig, som baserades på att nedböjningen förväntades bli dimensionerande, var det rätta. En bro bestående av fritt upplagda plattelement hade inneburit att mer exakta dynamiska beräkningar hade kunnat utföras, vilka ofta är komplicerade för kontinuerliga broar. Då kunskap om hur sådana beräkningar utförs saknades, genomfördes istället en förenklad analys där brons överbyggnad sågs som fem stycken fritt upplagda plattelement. Resultatet, som blev dimensionerande för plattans höjd, är mer överensstämmande för fritt upplagda plattbroar och ger således endast en bild av den valda brons egentliga dynamiska respons. Användandet av denna förenklade analys medför att valet av en fritt upplagd bro, istället för en kontinuerlig, ej hade påverkat konstruktionshöjden. Detta baserat på antagandet att den dynamiska responsen varit dimensionerande även för motsvarande fritt upplagda bro. Resultatet från en mer avancerad dynamisk analysmodell hade varit mer rättvisande och förhoppningsvis gett en lägre konstruktionshöjd, vilket skulle motivera valet av en kontinuerlig bro.

Dimensioneringen som utförts i denna rapport kan ej anses fullständig och ytterligare kontroller bör genomföras. Kontroller av icke varaktiga dimensioneringssituationer bör utföras. Exempel på sådana är bärverkets stabilitet vid brons uppförande och hur bron reagerar på ett lokalt lyft vid byte av utslitna konstruktionsdelar såsom lagerkonstruktioner. Vidare bör beräkningar av grundläggning vid exempelvis brons landfästen utföras och utformning av detaljer som exempelvis styrplåtar, infästningar för pelare och räcken kontrolleras. En enskild dimensionering av varje pelare och dess grundläggning kan med fördel genomföras för att minska användandet av material i bron. Verifieringen av plattverkan hos brons överbyggnad är utförd med en förenklad metod beskriven i Eurokod. En mer avancerad analys, med till exempel finita elementmetoden, hade troligtvis gett en mer rättvisande bild av plattans reaktioner vid belastning. Utformning och dimensionering av hiss och trappa ligger utanför rapportens syfte, men är något som bör genomföras för att uppfylla brons syfte att möjliggöra en planskild anslutning till perrongen.

Den bro som slutligen dimensionerades har en överbyggnad med en total tjocklek på cirka 800 mm och pelardimensioner på 765x765 mm. Huruvida detta uppfyller Täby kommuns önskemål om en bro som upplevs som ”lätt och luftig” är svårt att säga. En slankare konstruktion skulle eventuellt kunna ha åstadkommits med val av andra material eller annorlunda stödplacering, men utifrån de önskemål och kriterier som formulerats måste ändå det slutgiltiga konceptet anses som rimligt.

13 Referenser

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. och Johansson, P. (2011). *Bärande konstruktioner Del 2.* (Rapport, 2011:1). Göteborg: Chalmers Reproservice.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. och Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner Del 1.* (Rapport, 2013:1). Göteborg: Chalmers Reproservice.

Axelsson, K. och Elfgren, L. (2016). Bro. I J. Gruvö (Red.), *Nationalencyklopedin*. Hämtad 2016-02-16, från http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/bro

Banverket. (1998). *Spårteknik: Fritt utrymme utmed banan.* BVF 586.20. Järnvägssystem.

BaTMan (2016). *Vad är BaTMan.* Hämtad från https://batman.vv.se/batinfo/batman/VerksamhetsInfo/Info_Vadarbatman.htm

Berge, B. (2000). *The Ecology of Building Materials.* Oxford: Architectural Press.

Bergkvist, P. och Lipkin, Y. (Red.). (1996). *Träbroar.* Malmö: Tryckeriteknik i Malmö AB.

Boverket. (2016). *Boverkets konstruktionsregler, EKS 10*. BFS 2011:10. Karlskrona: Boverket.

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

Crocetti, R., Ekholm, K., Kliger, R. (2015). Stress-laminated-timber decks: state of the art design based on Swedish practice. *European Journal of Wood and Wood Products*, 1-9. doi: 10.1007/s00107-015-0966-1

Eriksson, L. T. & Wiedersheim-Paul, F. (2001). *Att utreda, forska och rapportera*. (7., [rev. och aktualiserade] uppl.) Malmö: Liber ekonomi

European Commission. (2007). *European Best Practice Guidelines for Abnormal Road Transports.* Hämtad från http://ec.europa.eu/transport/road_safety/vehicles/doc/abnormal_transport_guidelines_en.pdf

Edström, J-O. (2016). Stål. I J. Gruvö (Red.), *Nationalencyklopedin*. Hämtad 2016-02-16, från http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/stål

Fiberline Composites. (2016a). *Additives*. Hämtad från http://fiberline.com/additives

Fiberline Composites. (2016b). *Composites*. Hämtad från http://fiberline.com/composites

Jönsson, H. och Tornberg, R. (2013). *Betongs hållfasthet vid moderata temperaturbelastningar* (Examensarbete, Lunds Universitet, Avdelningen för Konstruktionsteknik).

Kiel, A. (2013). *Pedestrian Bridges: Ramps Walkways Structures.* Freiburg: gb freiburger graphische betriebe GmbH & Co. KG.

Mara, V. (2014). *Fibre reinforced polymer bridge decks: Sustainability and a novel panel-level connection.* Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för bygg och miljöteknik, Avdelningen för konstruktionsteknik. Hämtad från http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/178672/178672.pdf

Mettem, C. J. (2011). *Timber Bridges.* Abingdon: Spon Press.

Normek. (2016). *Stålbroar*. Hämtad från http://sv.normek.com/stalbroar/

Petersen, A. K. och Solberg, B. (2005). Environmental and economic impacts of substitution between wood products and alternative materials: a review of micro-level analyses from Norway and Sweden. *Forest Policy and Economics,* III(7), 249-259.

Prefabrication. (2016). I *Encyclopaedia Britannica Online*. Hämtad 2016-02-13, från http://academic.eb.com/EBchecked/topic/474611/prefabrication

Pousette, Anna. (2008) *Träbroar - konstruktion och dimensionering*. Borås: SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut.

Raina, V-K. (1988). *Concrete bridge practice.* New Dehli: Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited.

Radlert, F. och Åkerblom, J. (2015). *Komfort hos gång- och cykelbroar* (Examensarbete, Lunds Universitet, Institutionen för structural mechanics).

Ritter, M. A. (1992a). *Timber Bridges: Design, Construction Inspection and Maintenance Part 1* Honolulu: University Press of the Pacific.

Ritter, M. A. (1992b). *Timber Bridges: Design, Construction Inspection and Maintenance Part 2.* Honolulu: University Press of the Pacific.

Roslagsbanan. (2016). I *Nationalencyklopedin*. Hämtad 2016-02-29, från http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/roslagsbanan

Sperle, J-O. (2016). Konstruktionsstål. I J. Gruvö (Red.), *Nationalencyklopedin*. Hämtad 2016-02-16, från http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/konstruktionsstål

Statens planverk. (1981). *Svensk byggnorm SBN 1980.* PFS 1980:1. Stockholm: Liber Tryck.

Svensk Betong. (2016a). *Hållfasthet och slitstyrka.* Hämtad från http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet/betongens-egenskaper/fukt-och-uttorkning-3

Svensk Betong. (2016b). *Produktionsmetod.* Hämtad från http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/allmant-om-betong/produktionsmetod

Svenskt Trä. (2015). *Hållfasthetsklasser för limträ enligt SS-EN 14080:2013*. Hämtad från http://www.svenskttra.se/siteassets/6-om-oss/publikationer/pdfer/hallfasthetsklasser-for_limtra.pdf

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

Swedish Standards Institute. SS-EN 1991-1-4:2004. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se/

Swedish Standards Institute. SS-EN 1991-1-5. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se/

Swedish Standards Institute. SS-EN 1991-1-7:2006. Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se/

Swedish Standards Institute. SS-EN 1991-2:2003. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se/

Swedish Standards Institute. SS-EN 1995-1-1:2004. Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se/

Swedish Standards Institute. SS-EN 1995-2:2004. Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 2: Broar. Stockholm: SIS Förlag AB. Hämtad från https://enav.sis.se

Sällfors, G. (2013). *Geoteknik.* Göteborg: Cremona Förlag.

Trafikverket. (2011a). *TRVK Bro 11: Trafikverkets tekniska krav Bro.* TRVK 2011:085. Trafikverket.

Trafikverket. (2011b). *TRVR Bro 11: Trafikverkets tekniska råd Bro.* TRVK 2011:086. Trafikverket.

Trafikverket. (2014a). *Förvaltningsdata och uppgifter i BaTMan för byggnadsverk.* TRV 2014:15162. Trafikverket.

Trafikverket. (2014b). *Krav på inspektion av byggnadsverk.* TRV 2014:95667. Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket. (2014c). *BaTMan: Kodförteckning och beskrivning av brotyper.* Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket. (2014d). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13.* TDOK 2013:0667. Trafikverket.

Trafikverket. (2015). *Så sköter vi broar och tunnlar: Skötsel av broar.* Hämtad från http://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/

Träguiden. (2003) *Färgsystem: nymålning på utvändigt trä.* Hämtad från http://www.traguiden.se/underhall/ytbehandling-med-underhall/utforande---utvandigt/nymalning--generellt/fargsystem--utvandigt-tra/?previousState=10000

TräGuiden. (2009). *Plattbroar*. Hämtad från http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/trabroar/trabroar/plattbroar/

Täby Kommun. (2015). *Detaljplan för dubbelspår Roslagsbanan Hägernäs, del av Roslags-Näsby 2:1 och Hägernäs 7:6 m.fl.*. Dnr SBN 208/2013-20.

Vägverket. (1996). *Broprojektering - En handbok.* Borlänge: Vägverkets Tryckeri.

Vägverket. (1999). *BRO: Handbok för broinspektion.* Jönköping: Vägverket.

Bilageförteckning

Bilaga 1 – Plan- och profilritning

Bilaga 2 – Geoteknisk karta SGU

Bilaga 3 – Planbeskrivning

Bilaga 4 – Lasteffekt i brottgränstillstånd 1

Bilaga 5 – Lasteffekt i brottgränstillstånd 2

Bilaga 6 – Lasteffekt i brottgränstillstånd 3

Bilaga 7 – Lasteffekt i brottgränstillstånd 4

Bilaga 8 – Lasteffekt i brottgränstillstånd i x-led

Bilaga 9 – Dimensionering av överbyggnad

Bilaga 10 – Dimensionering av pelare

Bilaga 11 – Beräkning av nedböjning

Bilaga 12 – Dimensionering av ändstöd

Bilaga 13 – Grundläggning av pelare

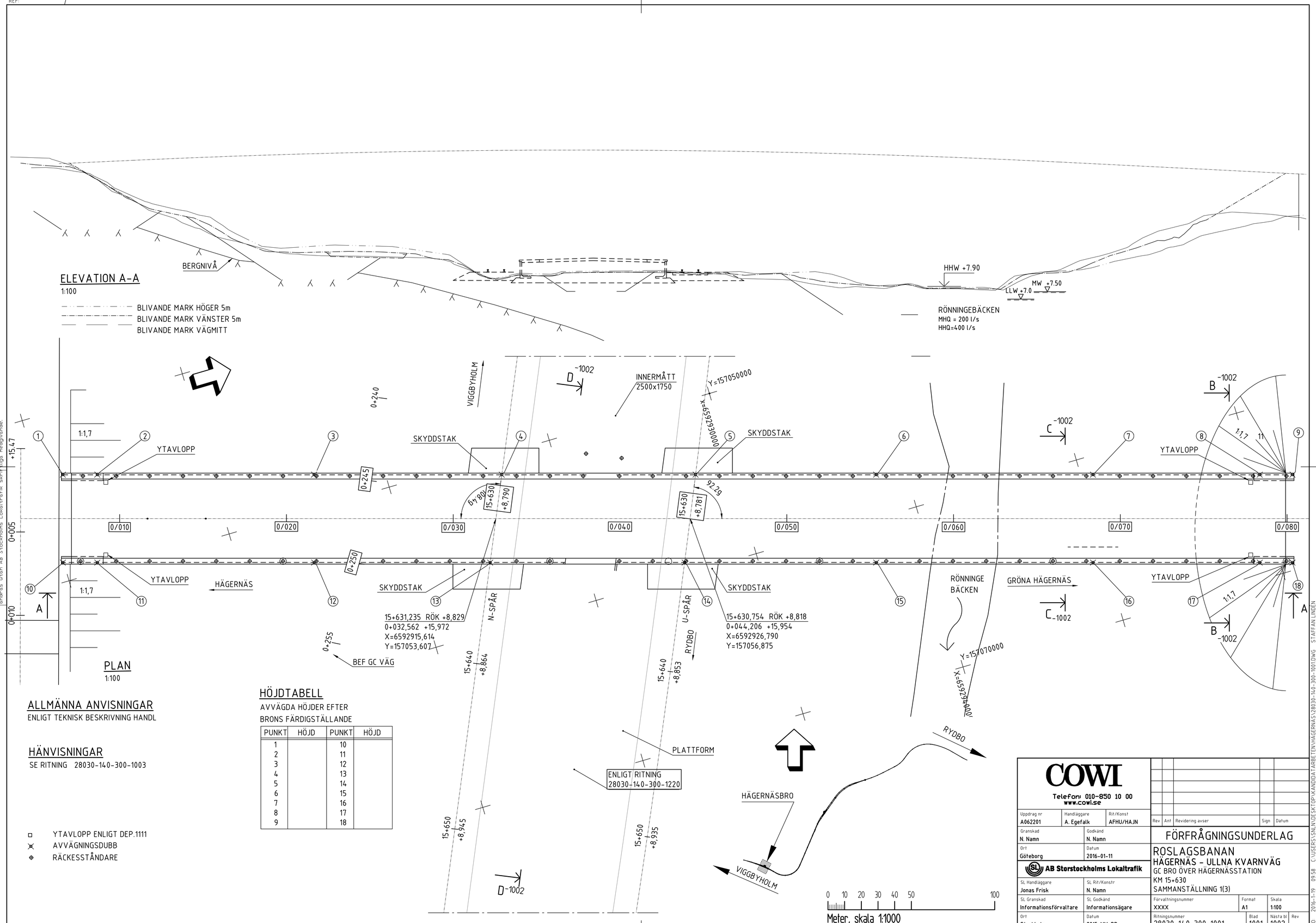
Bilaga 14 – Dimensionering av syll

Bilaga 15 – MATLAB-kod – Lasteffekt i brottgränstillstånd

Bilaga 16 – MATLAB-kod – Lasteffekt i brottgränstillstånd i x-led

Bilaga 17 – MATLAB-kod – Beräkning av nedböjning

Bilaga 18 – Elementarfall



ALLMÄNNA ANVISNINGAR

ENLIGT TEKNISK BESKRIVNING HANDL

HÄNVISNINGAR

SE RITNING 28030-140-300-1003

HÖJDTABELL

AVVÄGDA HÖJDER EFTER
BRONS FÄRDIGSTÄLLANDE

PUNKT	HÖJD	PUNKT	HÖJD
1		10	
2		11	
3		12	
4		13	
5		14	
6		15	
7		16	
8		17	
9		18	

- □ YTAVLOPP ENLIGT DEP.1111
- ⊗ AVVÄGNINGSDUBB
- ⊕ RÄCKESSTÅNDARE

COWI
Telefon: 010-850 10 00
www.cowi.se

Uppdrag nr	Handläggare	Rit/Konst
A062201	A. Egefalk	AFHU/HAJN
Granskad: N. Namn	Godkänd: N. Namn	
Ort: Göteborg	Datum: 2016-01-11	

AB Storstockholms Lokaltrafik

SL Handläggare	SL Rit/Konstr
Jonas Frisk	N. Namn
SL Granskad	SL Godkänd
Informationsförvaltare	Informationsägare
Ort: Stockholm	Datum: 2015-MM-DD

Rev	Ant	Revidering avser	Sign	Datum

FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG

ROSLAGSBANAN
HÄGERNÄS – ULLNA KVARNVÄG
GC BRO ÖVER HÄGERNÄSSTATION
KM 15+630
SAMMANSTÄLLNING 1(3)

Förvaltningsnummer	Format	Skala
XXXX	A1	1:100

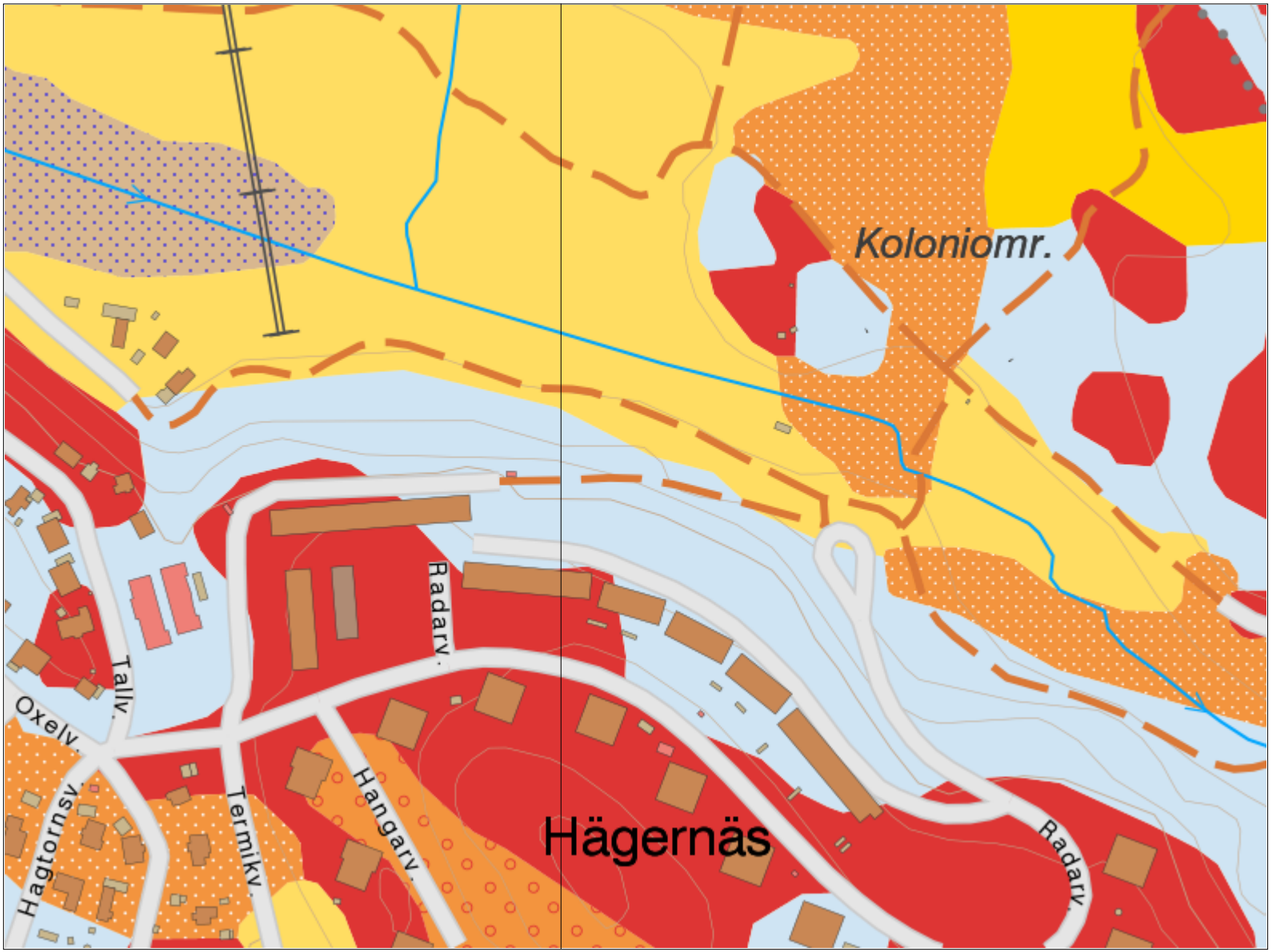
Ritningsnummer	Blad	Nästa bl	Rev
28030-140-300-1001	1001	1002	

SL ARKIVNUMMER 0 0 0 0 — 0 0 0 0 — 0 0 0 0

Denna handling och informationen häri är AB Stockholms Lokaltrafiks egendom och får inte användas, lånas ut eller delges obehöriga eller spridas utan AB Stockholms Lokaltrafik skriftliga medgivande.

Filnamn: C:\Users\snln\Desktop\Kandidatarbeten\Hagernas\28030-140-300-1001.dwg, Plotfad 2016 01 19 - 09:58 /SNLN, Layout: 1001, XX: Plotmarginal: 0 mm, Plotskala: 1:1

PLO: 2016-1-19 09:58 C:\USERS\SNLN\DESKTOP\KANDIDATARBETEN\HAGERNÄS\28030-140-300-1001.DWG STAFFAN LINDEN



SGUs kartvisare
Jordarter
1:25 000–1:100 000

SGU
Sveriges geologiska undersökning

Om kartan

Detta är en utskrift från kartvisaren Jordarter 1:25 000–1:100 000. Syftet är att ge underlag för analyser av grundvattenförhållanden, spridning av föroreningar i mark och grundvatten, markstabilitet, erosion, byggbarhet, naturvärden och andra markrelaterade frågor. Kartvisaren innehåller information om jordart (grundlager, underliggande lager, tunt eller osammanhängande ytlager), landform, blockighet i markytan, linjeobjekt och punktobjekt. Informationen i kartan kan med fördel användas för framställning av olika tematiska produkter, till exempel grundvattnets sårbarhet, markens genomsläpplighet, erosionskänslighet och skredrisker.

Läs mer om kartvisaren på www.sgu.se

2016-02-09 16:17:28 Karta - automatiskt genererad via SGUs kartvisare (http://www.sgu.se/sgu/sv/produkter-tjanster/kartvisare/index.html)

Sveriges geologiska undersökning (SGU)
Huvudkontor/*Head Office:*
Box 670
Besök/*Visit*: Villavägen 18
SE-751 28 Uppsala, *Sweden*
Tel: +46(0) 18 17 90 00
Fax: +46(0) 18 17 92 10
E-post: sgu@sgu.se
www.sgu.se

0 50 100 m
Skala 1:5000

Topografiskt underlag:
Ur GSD-Vägkartan.
© Lantmäteriet.
Rutnät i svart anger koordinater i Sweref99TM

Punktobjekt

- K Kalktuff
- Blocksänka
- Talus (rasmassor)
- Dyn
- Klapper
- R Rauk
- Dödisgrop
- Moränkulle
- Blockmark
- Jätteblock
- Sedimentärt berg
- Fanerozoisk diabas
- Berg
- Källa
- Slukhål
- Jättegryta
- Grotta
- Ka Kaolin
- Ki Kiselgur
- Stenbrott, gruva och / eller bergtäkt

Linjeobjekt

- KK Kalktuff
- Brant med aktiv erosion, t.ex. nipa
- Talus, (rasmassor)
- Dyn
- Postglacial förkastning
- Strandvall
- Klint
- Raukfält

- Fornstrand
- Högsta kustlinjen
- Isälvsavlagring
- Krön på isälvsavlagring
- Dödisgrop
- Isälvsränna, bredd < 50 m
- Isälvsränna, bredd > 50 m
- Övergiven fluvial fåra
- Omväxlande morän och sorterade sediment
- Moränrygg
- Moränrygg, bredd <30m
- Moränrygg, bredd 30-125 m
- Moränrygg, bredd >125m
- Drumlin eller liknande
- Drumlin eller liknande, bredd <30m
- Drumlin eller liknande, bredd 30-125m
- Drumlin eller liknande, bredd >125m
- Sedimentär berggrund
- Fanerozoisk diabas
- Berg
- Stenbrott, gruva eller bergtäkt

Blockighet i markytan

- Blockrik
- Storblockig yta
- Hög blockfrekvens inom icke moränyta
- Blockrik till storblockig yta

Jordart, tunt eller osamman-

hängande översta ytlager

- Torv
- Svallsediment
- Isälvssediment

Jordart, tunt eller osamman-
hängande ytlager

- Torv
- Svämsediment
- Älvsediment
- Flygsand
- Lera-silt
- Sand-grus
- Postglacial sand-grus
- Svallsediment
- Glacial grovsilt-finsand
- Isälvssediment
- Moränlera
- Morän
- Vittringsjord
- Oklassad jordart

Jordart, underliggande lager

- Torv

Älv- och svämsediment
Lera och silt
Sand-grus
Isälvssediment
Morän
Vittringsjord
Berg
Sedimentär berg
Fanerozoisk diabas

Landform

Strukturmark
Polygonmark
Blocksänka
Isälvseroderat område
Moränrygg
Drumlin eller liknande
Moränbacklandskap, kullig morän
Moränbacklandskap, veikimorän

Jordarter

Jordart, grundlager

Torv
Mossetorv
Kärrtorv
Gyttja
Bleke och kalkgyttja
Kalktuff
Torv, tidvis under vatten
Lera-silt, tidvis under vatten
Oklassat område, tidvis under vatten
Flytjord eller skredjord
Talus
Svämsediment
Svämsediment, ler-silt
Svämsediment, grovsilt-finsand
Svämsediment, sand
Svämsediment, grus
Älvsediment
Älvsediment,ler-silt
Älvsediment, grovsilt-finsand
Älvsediment, sand
Älvsediment, grus

Älvsediment, sten-block
Flygsand
Gyttjelera eller lergyttja
Postglacial finlera
Postglacial lera
Postglacial grovlera
Postglacial silt
Lera-Silt
Silt
Lera
Finsand
Sand
Sand-grus
Sten-block
Blockmark
Postglacial grovsilt-finsand
Postglacial finsand
Postglacial sand
Svallsediment, grus
Klapper
Skaljord

- Glacial lera
- Glacial finlera
- Glacial grovlera
- Glacial silt
- Glacial grovsilt-finsand
- Isälvssediment
- Isälvssediment, sand
- Isälvssediment, grus
- Isälvssediment,sten-block
- Morän omväxlande med sorterade sediment
- Moränlera eller lerig morän
- Moränlera
- Moränfinlera
- Morängrovlera
- Morän
- Sandig-siltig morän
- Lerig morän
- Sandig morän
- Grusig morän
- Morän, sand
- Morän, sten-block

- Vittringsjord
- Vittringsjord, ler-silt
- Vittringsjord, sand-grus
- Berg
- Sedimentär berg
- Fanerozoisk diabas
- Urberg
- Rösberg
- Skålla av sedimentärt berg
- Skålla av sandsten
- Oklassat område
- Fyllning
- Fyllning, rödfyr
- Vatten

Täckningsområde med information om karttyp

- 2: Fältkartläggning med detaljerad digital höjdmodell som underlag, 1:25 000
- 3: Flygbildstolkning med detaljerad digital höjdmodell som underlag, samt fältkontroller huvudsakligen längs vägnätet, 1:50 000
- 4: Fältkartläggning, 1:50 000
- 5: Flygbildstolkning, samt fältkontroller huvudsakligen längs vägnätet, 1:100 000

D309

PLANBESKRIVNING
2015-03-06 Dnr SBN 208/2013-20

STADSBYGGNADSKONTORET
Översiktsplanerare Karin Stare
Exploateringsingenjör Jenny Lindgren

Laga kraft 2015-08-21

Detaljplan för dubbelspår Roslagsbanan Hägernäs, del av Roslags-Näsby 2:1 och Hägernäs 7:6 m.fl.

HANDLINGAR

- Detaljplanekarta med bestämmelser, skala 1:1000, 2014-11-07, rev 2015-03-06
- Planbeskrivning 2015-03-06
- Illustrationsplan, skala 1:2000, 2014-11-07
- Granskningsutlåtande, 2015-03-06

PLANENS SYFTE OCH HUVUDDRAG

Detaljplanens syfte är att möjliggöra för en utbyggnad till dubbelspår på Roslagsbanan mellan Hägernäs station och Vaxholmsvägen samt att möjliggöra för säkra passager över och under järnvägen. Detaljplanen ersätter delar av gällande stads- och detaljplaner men berör även områden som idag inte är planlagda.

Stora delar av Roslagsbanan är idag enkelspårig vilket innebär begränsningar i kapaciteten. Tidtabellen är oregelbunden och tågmöten vid stationer tar mycket tid och för med sig att trafiken blir känslig för störningar. Trafikförvaltningen Stockholms läns landsting (SLL) via AB SL (Storstockholms lokaltrafik) genomför nu ett arbete med att bygga ut Roslagsbanan för att skapa förutsättningar för förbättrad trafikering i form av jämna tidtabeller och ökat trafikutbud samt att uppnå en bättre tillgänglighet för resenärerna.

Vid en utbyggnad av järnvägen planeras för bullerdämpande åtgärder som bullerskyddsskärmar m.m. längs med sträckan. Utbyggnaden medför även att befintliga plankorsningar stängs eller byggs om och ersätts av nya, säkrare korsningar.

En utbyggnad till dubbelspår innebär vidare att järnvägsområdet behöver breddas för att rymma ytterligare ett spår, söder samt öster om befintligt spår. Detta sker huvudsakligen inom befintlig järnvägsfastighet (AB SLs mark). I viss utsträckning berörs även annan mark (främst kommunägd mark) för anläggandet av slänter, bullerskyddsskärmar och planskildheter för gång- och cykeltrafik m.m.

FÖRENLIGT MED 3, 4 OCH 5 KAP. MB

Inom planområdet finns riksintresse för väg, E18, och järnväg, Roslagsbanan, enligt 3 kap 8§ MB vilket innebär att de ska skyddas mot åtgärder som påtagligt kan försvåra tillkomsten eller utnyttjandet av anläggningen. Inom området finns inga riksintressen enligt 3 och 4 kap. miljöbalken (MB) som bedöms påverkas negativt av genomförandet av planen. Detaljplanen bedöms vara förenlig med 3, 4 och 5 kap. MB då vare sig riksintressen eller miljökvalitetsnormer bedöms påverkas negativt.

PLANPROCESS

Kommunen och AB SL planerar tillsammans en ombyggnad av Roslagsbanan inom Täby kommun. Planeringen drivs som två parallella planeringsprocesser där Trafikförvaltningen via AB SL tar fram järnvägsplan enligt lagen om byggande av järnväg (LBJ) (1995:1649, förordning 2012:708), och kommunen tar fram detaljplan enligt plan- och bygglagen (PBL) (2010:900). Järnvägsplanen omfattar sträckan Hägernäs – Ullna kvarnväg och kommunens detaljplan omfattar den södra delen av järnvägsplanens utbredning, dvs. från Hägernäs station till Täby anstalt. Detaljplanen omfattar även Flygstigen i söder, en ny pendlarparkering vid Hägernäs station och nya parkeringsplatser i anslutning till Täby anstalt.

Järnvägsplanen beskriver i detalj hur utbyggnaden ska utföras samt direkta och indirekta effekter och konsekvenser utifrån olika aspekter. Med järnvägsplanen som underlag löses frågor om hur marken ska göras tillgänglig och hur eventuella intrång ska regleras. Detaljplanen reglerar användningen av mark- och vattenområden i kommunen.

LBJ föreskriver att byggande av järnväg inom detaljplanelagda områden inte får strida mot gällande detaljplaner. Ombyggnaden av Roslagsbanan stämmer inte helt med de detaljplaner som finns för området varför en utbyggnad kräver att en ny detaljplan upprättas för sträckan.

Detaljplanen tas fram med normalt planförfarande. De två planerna samordnas och järnvägsplanens utställning av granskningshandling sker under samma period som detaljplanens plansamråd.

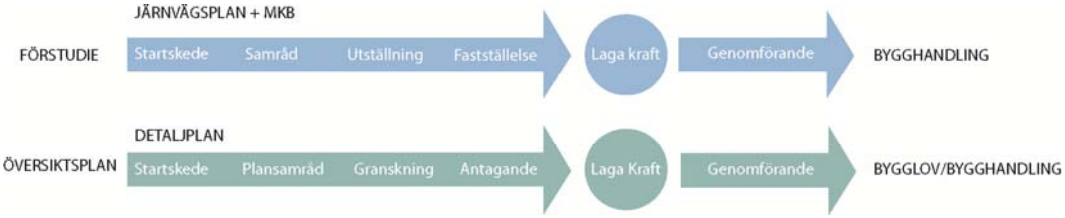


Bild 1. Planprocessen för detaljplan och järnvägsplan enligt lagen om byggande av järnväg (överst) och plan- och bygglagen (nederst).

PLANDATA

Lägesbestämning

Planområdet stäcker sig från Hägernäs station i väster till Täby anstalt i öster.

Areal

Den aktuella sträckan är cirka 800 m lång. Planområdet omfattar cirka 4 hektar.

Bild 2. Detaljplanens avgränsning markerad med svart streckad linje.

Markägoförhållanden

Inom planområdet finns mark som ägs av Täby kommun, det statliga bolaget Specialfastigheter AB samt Stockholms läns landsting (SLL). Utbyggnaden av järnvägen sker till största del inom befintlig järnvägsfastighet. Järnvägsfastigheten behöver dock i viss utsträckning breddas och gör då intrång på kommunala fastigheter och en statlig fastighet. Berörda fastigheter redovisas på sid 20. Järnvägsutbyggnaden har utformats så att markintrång har begränsats till ett minimum.

TIDIGARE STÄLLNINGSTAGANDEN

Regional utvecklingsplan för Stockholms län - RUFS 2010

Täby centrum – Arninge är utpekat som en yttre regional stadskärna i RUFS 2010. Syftet är att området ska utvecklas till ett betydande centrum för nordostsektorn på sikt, vilket förutsätter bl.a. goda kommunikationer till och från området. I planområdet finns en grön kil Angarn-Bogesundskilen, som är en av kilarna i Stockholms regionala grönstruktur. Den regionala grönstrukturen består av tio gröna kilar som sträcker sig mellan länets landsbygd och centrumkärnan.

Handlingsplan Regionala stadskärnan Täby centrum – Arninge

Detta dokument som antogs 2012 innehåller kommunens målformulering kring den regionala stadskärnan. Som ett övergripande mål, kopplat till RUFS 2010, anges Tillgänglighet genom väl fungerande infrastruktur lokalt, regionalt, nationellt och internationellt; utbyggda stråk med gång- och cykelvägar, utbyggd spårburen kapacitetsstark kollektivtrafik och goda förutsättningar för biltrafik.

Det nya Täby - Översiktsplan 2010-2030

I kommunens översiktsplan, som vann laga kraft 2012, anges bland annat att Täby kommun ska verka för en förbättrad kollektivtrafikförsörjning då detta är en viktig förutsättning för kommunens och nordostsektorns tillväxt. För att kunna hantera tillväxten och samtidigt klara regionens miljömål behöver antalet spårbundna kollektivtrafikresor öka. Detta innebär bl.a. att kapaciteten på Roslagsbanan behöver ökas genom att bygga ut till dubbelspår. Målet är att en ny spårbunden kollektivtrafiklösning ska vara i drift till år 2030.

Täby kommuns miljöplan 2010 – 2014

Miljöplanen, som antogs 2010, lyfter fram fyra prioriterade inriktningsmål: klimatpåverkan, vattenmiljö, halva Täby grönt och god bebyggd miljö. Under dessa mål finns ett antal effektmål och utpekade åtgärder. Följande mål är särskilt relevanta för denna detaljplan:

- Täby ska aktivt arbeta för att minska de klimatpåverkande utsläppen.
- Grundvattnets kvalitet får inte försämras genom mänskliga aktiviteter som markanvändning, tillförsel av föroreningar, klorider m.m.
- Naturen ska förvaltas så att rekreations- och kulturhistoriska värden och den biologiska mångfalden gynnas.
- Antal boende som är störda av trafikbuller ska minska.

Halva Täby grönt – Grönplan
Täby kommuns planeringsvision är att bevara halva Täby grönt. I grönplanen, som antogs 2007, pekas en grön kil ut i anslutning till detaljplaneområdet. I angränsning till Roslagsbanan i höjd med Täby anstalt ligger Angarn- och Bogesundskilen, en av kilarna i Stockholms regionala grönstruktur. Kilens södra spets utgörs av naturreservatet Rönninge by- Skavlöten i Täby som är Täby kommuns viktigaste friluftsområde. Idag utgör dock E 18 och Roslagsbanan en barriär och orsakar störningar i form av buller i de sydöstra delarna av området. Området vid E18/Roslagsbanan är I RUFS utpekat som ett svagt grönt samband, klass 1. Det finns även grönytor med rekreativt värde längs Hägernäsviken som är en del i grönkilsstrukturen mellan Angarn- och Bogesundskilen.

Detaljplaner, områdesbestämmelse och förordnanden

S 92 – Ändring av stadsplan för kv. Hytten, Vingen, Flottören, och Flygbåten m.fl.
Stadsplan för flerbostadshus söder om Hägernäs station vid kv. Hytten m.fl. samt järnvägsområdet vid Hägernäs station, planen vann laga kraft den 18 juni 1971. Mark som är planlagd för park samt idrottändamål berörs då järnvägen breddas söderut och en ny pendlarparkering planeras vid Hägernäs station.

D 117 – Detaljplan för Roslagsbanan delen vid Hägernäs station
Detaljplan för Roslagsbanan vid Hägernäs station som vann laga kraft den 28 februari 1995. Mark som är planlagd för park berörs då järnvägen breddas söderut.

S 178 – Detaljplan för F2-området i Södra Hägernäs
Detaljplan för F2-området i södra Hägernäs som vann laga kraft den 17 juli 2002. Planen omfattar bostäder, småindustri och kontor. Mark som är planlagd för park och gatumark berörs då järnvägen breddas söderut, nya planskilda korsningar planeras vid Täby anstalt samt en ny pendlarparkering vid Hägernäs station.

S 180 – Stadsplan för lokalanstalt inom stadsdelen Hägernäs
Stadsplan för Täby anstalt som vann laga kraft den 1 augusti 1980. Mark som är planlagd för park och gatumark berörs då järnvägen byggs ut till dubbelspår. Befintlig plankorsning i detaljplanen flyttas och en ny planskild korsning planeras med parkeringsplatser i anslutning till fastigheten söder om järnvägen.

Miljökonsekvensbeskrivning

Detaljplanen bedöms inte medföra risk för betydande miljöpåverkan. Någon miljökonsekvensbeskrivning (MKB) har därför inte upprättats för detaljplanen. Se vidare under rubriken *Bedömning av miljöpåverkan*. För järnvägsplaner är MKB obligatoriskt och AB SL har upprättat en MKB för den aktuella järnvägssträckan. MKB-rapporten har varit underlag för redovisningen av miljöaspekterna i denna planbeskrivning.

Kommunala beslut i övrigt

Täby kommun och AB SL skrev den 24 oktober 2011 under en avsiktförklaring för utbyggnaden av dubbelspår för samtliga sträckor i etapp 2 Roslagsbanan. Avsiktsförklaringen ligger till grund för arbetet och syftar till att parterna ska ha en gemensam syn på utbyggnaden.

Pågående och kommande planering i området

Arninge resecentrum
Norr om planområdet vid Arninge arbetar Trafikverket med att ta fram en vägplan med tillhörande miljökonsekvensbeskrivning (MKB) för byggande av Arninge resecentrum. Täby kommun upprättar samtidigt en detaljplan för området och SL tar fram en järnvägsplan för Roslagsbanan, sträckan Hägernäs – Ullna Kvarnväg. Syftet med projektet är att utveckla handelsområdet och öka tillgängligheten för samtliga trafikanter i området.

FÖRUTSÄTTNINGAR, FÖRÄNDRINGAR OCH KONSEKVENSER

Järnväg och bebyggelseområden

Befintlig järnväg och bebyggelse
Roslagsbanans gren mellan Stockholm och Åkersberga öppnade år 1901 och bebyggelsen har till stor del formats som stationssamhällen utmed Roslagsbanan vilket innebär att många fastigheter ligger nära den befintliga banan. Mellan Hägernäs och Vaxholmsvägen finns ett varierat landskap med villor och flerbostadshus direkt söder om Hägernäs station och ett rekreationsområde med kolonilotter i anslutning till Rönningesjön norr om stationen. Roslagsbanan passerar vidare under E18 och fortsätter norrut, med Hägernäsviken på östra sidan och Täby anstalt på västra sidan, och fortsätter sedan mot Arninge.

Bild 3 och 4. Passage under E18 (t.v.), källa: MKB Hägernäs-Ullna kvarnväg, SLL. Plankorsning vid Flygstigen (t.h.), källa Täby kommun.

Befintlig spåranläggning mellan Hägernäs station och Täby anstalt omfattar enkelspår förutom vid Hägernäs station där det redan idag finns dubbelspår. Maxhastigheten på sträckan är 80 km/h. Fyra plankorsningar finns idag på sträckan inom planområdet, två i anslutning till Hägernäs station, en vid Flygstigen samt en vid Täby anstalt.

Föreslagen järnvägsutbyggnad
Det tillkommande spåret förläggs i huvudsak söder och delvis öster om det befintliga spåret. För att skapa utrymme för ett nytt spår breddas järnvägsområdet 5-10 meter. Öster om Hägernäs station justeras spårläget för

befintligt spår ca 2.8 meter i sidled för att skapa plats åt två spår i den befintliga passagen under E18 (se bild 3). Spåren projekteras för hastigheten 120 km/h förutom öster om Hägernäs station, där järnvägen passerar under E18 och går i en snäv kurva. Där begränsas hastigheten till 70 km/h.

Vid Hägernäs station kommer möjligheten att passera över järnvägen vid båda plattformsändarna att tas bort men tillträde till plattformen kommer att finnas kvar från söder på östra sidan av plattformen. Nuvarande anslutning till den västra sidan av plattformen rivs och passagen över plattformen till koloniområdet stängs.

En gång- och cykelbro kommer istället att anläggas över stationen med anslutning till plattformen med både hiss och trappor. Plattformen vid Hägernäs station kommer att byggas om och förlängas söderut. Den kommer att breddas och blir som mest ca 11,6 meter bred. Plattformen breddas för att skapa utrymme för en trappa och en hiss mellan plattformen och den nya gång- och cykelbron.

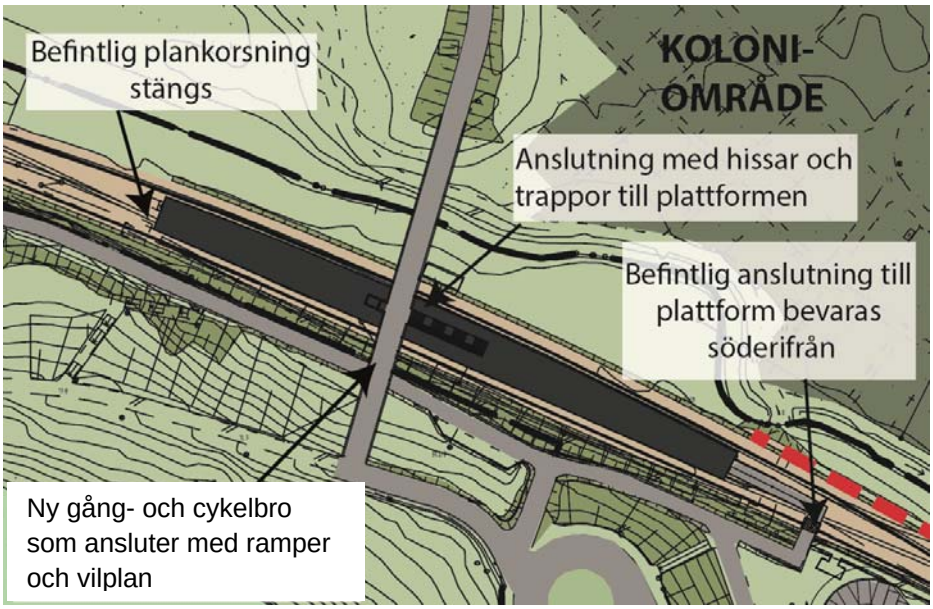


Bild 5. Passager vid Hägernäs station, utdrag ur illustrationsplan.

Ett nytt teknikhus placeras väster om Hägernäs station, söder om järnvägen. Den befintliga korsningen vid Flygstigen stängs och plankorsningen vid Täby anstalt rivs och ersätts med en vägtunnel samt en ny plankorsning för högre bilar som varutransporter och dylikt.

Tillgänglighet
Utbyggnaden till dubbelspår möjliggör för en stabil och tät tågtrafik vilket innebär kortare restider och en mer tillgänglig kollektivtrafik. Trafikförvaltningen har i sina tekniska riktlinjer för den nya anläggningen bl.a. angett att vid utformning av anslutande vägar samt gång- och cykelvägar skall största möjliga tillgänglighet eftersträvas.

Byggnadskultur och gestaltning
För Roslagsbanans utbyggnad har Trafikförvaltningen tagit fram ett gestaltningsprogram som beskriver riktlinjerna för gestaltningen av stationer, bullerskyddsskärmar, staket och planskilda korsningar. Målet är att tågresenären ska uppleva en sammanhållen utformning av helhetsmiljön längs med Roslagsbanan och att barriäreffekterna som dubbelspårsutbyggnaden medför kan minskas. Täby kommun har tagit fram ett gestaltningsprogram som behandlar vissa platser eller objekt längs Roslagsbanans sträckning.

Längs med sträckan åtgärdas bullerstörningar med konventionella (höga) bullerskyddsskärmar som blir 1,5 m höga från RÖK (rälsöverkant) vid Gröna Hägerns koloniområde samt 2,0 m höga RÖK vid kvarteret Stupet (till viss del placerad inom planområdet).

Anläggandet av bullerskydd inryms inom användningen järnvägsändamål på detaljplanekartan samt inom egenskapsbestämmelsen plank inom park.

Gång- och cykelbron vid Hägernäs station utformas så att den upplevas lätt och genomsiktlig. Den fria höjden ovan järnvägen om 6,1 meter innebär att bron blir relativt lång. Färgsättningen på brons räcke och annat stål bör göras återhållsam och anpassas till omgivningen.

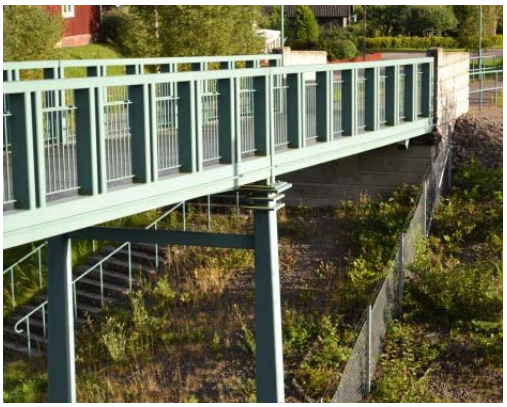


Bild 6 och 7. Bullerskärmar med klätterväxter (t.v.) och exempel på gång- och cykelbro vid Degerön (t.h.) Källa: Roslagsbanan – underlag för järnvägsplanernas gestaltningsprogram, SLL.

Natur

Mark och vegetation
Roslagsbanan mellan Hägernäs och Täby anstalt går igenom ett varierat och relativt kuperat tätortslandskap. Planområdet utgörs till största del av befintlig järnvägsanläggning samt slänter och diken söder och öster om befintligt spår men även av park/närnatur i anslutning till Hägernäs station.

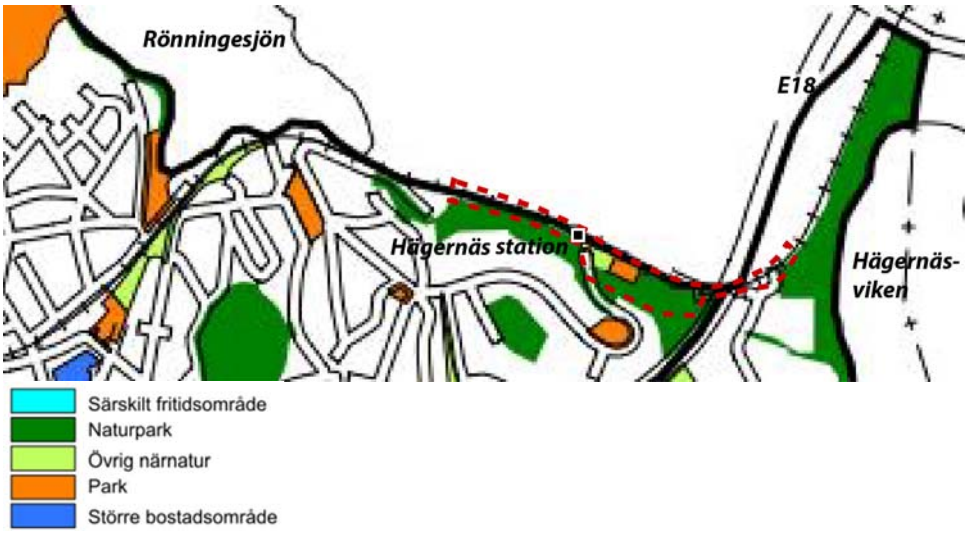


Bild 8. Grönytor inom tätorterna kring Hägernäs station, plangräns markerad med röd streckad linje. Källa: Täby kommuns grönplan (MKB, AB SL).

Norr om flerbostadshusen i Hägernäs finns ett sammanhängande stråk med blandskog. Området är förhållandevis brant och grönytan är klassad som *naturpark* i kommunens grönplan (se bild 9). Kännetecknande för naturparker är bland annat att de ofta är skogsbevuxna och kuperade samt att de innehåller en mångfald av arter.

Norr om Hägernäs station invid Gröna hägerns koloniområde finns ett mindre skogsbevuxet höjdparti. Trädbeståndet utgörs av triviallövträd med förekomst av enstaka barrträd, bland annat en grov, bredkronig tall.

Bild 9 och 10. Hägernäs station från koloniområdet (t.v.) och stationen sedd mot koloniområdet (t.h.), källa: MKB Hägernäs – Ullna kvarnväg, SLL/WSP

Ombyggnaden av spår- och stationsområdet samt parkeringen vid Hägernäs station kommer att medföra ingrepp i skogs- och parkområdena invid stationen.

För att anlägga den nya bron över stationen, samt för att anpassa befintliga gång- och cykelvägar till den nya stationsmiljön, kommer träd att behöva avverkas och berg i den befintliga bergskärningen måste sprängas bort. Med hänsyn till att de värden som finns i området runt stationen är relativt låga, bedöms den direkta påverkan som ombyggnaden av Hägernäs station får på den biologiska mångfalden som liten.

Markbeskaffenhet och geotekniska förhållanden
På den aktuella sträckan löper Roslagsbanan huvudsakligen genom områden med naturligt material (morän och lera). Södra delen av Täbyanstalten ligger inom ett område som enligt SGUs jordartskarta består av lera.

Grundläggningsinventeringen som genomförts har dock visat att Täbyanstalten är grundlagd på morän vilket innebär att Täby anstalt inte riskerar att påverkas av en grundvattensänkning, det samma gäller för E18 över Roslagsbanan där bron är grundlagd på fast mark (berg och morän). Övriga byggnader inom influensområdet ligger även de på fast mark.

Förorenad mark
Från Roslagsbanans spårområde kan föroreningar som tungmetaller och organiska ämnen ha spridits till marken. I områden där det planeras för att schakta bort fyllningsjord ansvarar AB SL för att kompletterande provtagningar. För att säkerställa korrekt hantering görs dessa i samband med att bygghandlingar tas fram till Järnvägsplanen. Hanteringen av massor ska stämmas av med Södra Roslagens miljö- och hälsoskyddskontor (SRMH) som är

tillsynsmyndighet. En skriftlig upplysning ska alltid lämnas till tillsynsmyndigheten så snart en markförorening påträffas. Schakt i förorenad jord är anmälningspliktig verksamhet enligt miljöbalkens regler.

Risk för skred/höga vattenstånd
Strax innan Hägernäs station, ligger järnvägen så lågt i terrängen att det vid högt vattenstånd finns risk att spåret översvämmas. De pågående klimatförändringarna och en förväntad fortsatt tillkomst av hårdgjorda ytor inom Rönningesjöns tillrinningsområde innebär att höga vattennivåer och översvämningar kommer att bli vanligare. I projekteringen för järnvägen tas hänsyn till klimatförändringar som kan komma att innebära större vattenmängder som följd. Översvämningsskyddet för banan behöver åtgärdas i takt med att de hydrologiska förhållandena ändras då risken för översvämning och därmed olyckor ökar.

Naturmiljö
Tallskogen norr om spåret och strax öster om Hägernäs station är ett naturområde av kommunalt intresse (klass 3). Tallskogen har ett tydligt inslag av lövträd, många gamla och grova träd samt ett stort inslag av både stående och liggande död ved. Tallskogen har av Skogsstyrelsen pekats ut som ett naturvärde. Utpekandet innebär att området bedöms hysa stora naturvärden men att dessa inte är tillräckligt höga för att området ska klassas som en nyckelbiotop. Området bedöms inte bli påverkat av dubbelspårsutbyggnaden.

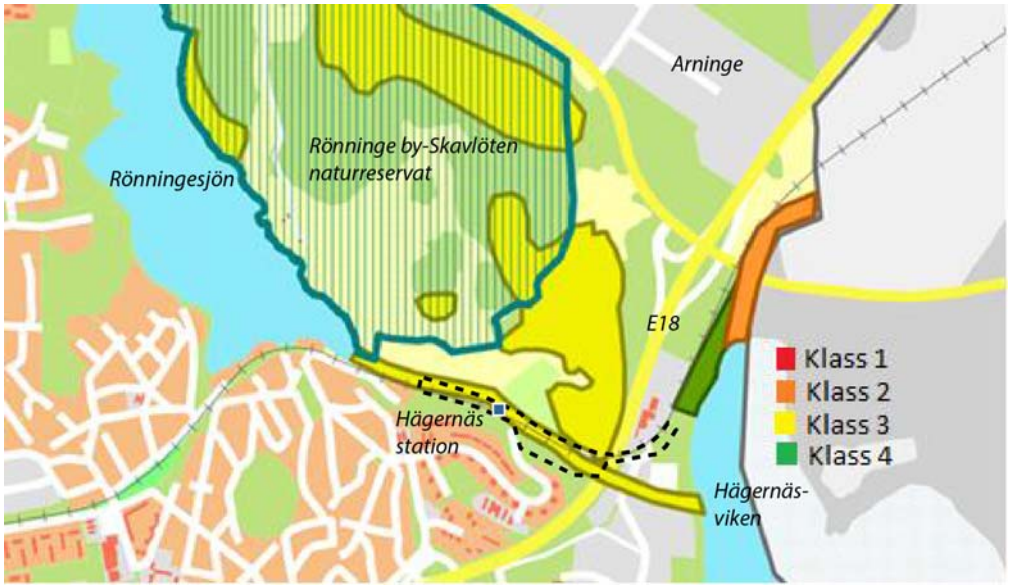


Bild 11. Naturvärden i anslutning till Hägernäs station, plangränsen visas som svart streckad linje. Källa: Täby kommuns grönplan.

Norr om Hägernäsviken finns en alsumpskog som utgör ett naturområde av lokalt Intresse (klass 4). Alsumpskogen är en strandskog med klibbal på socklar på blöt mark med varierande vattenstånd. Klibbalsbeståndet utgör en cirka 350 meter lång och 30-40 meter bred bård söder om banvallen längs med Hägernäsviken. Många av träden har en diameter på över 20 cm och några få har ännu grövre stammar. På torrare partier finns inslag av björk.

Rönningebäcken som rinner från Rönningesjön och mynnar i Hägernäsviken, utgör ett naturområde av kommunalt intresse (klass 3). Bäcken och dess omgivning påverkas mest av att den gamla trumman under järnvägen ska bytas mot en ny järnvägsbro. Den nya bron kommer dock att inrymma en småviltspassage vilket gör att spridningsvägarna för de växter och djur som finns i området förbättras.

Av de särskilt värdefulla naturområden som redovisas i Täby kommuns grönplan berörs området runt Rönningebäcken direkt av järnvägsutbyggnaden.

Då nya in- och utfarter till Täbyanstalten behöver anläggas kommer möjligheten att parkera inom befintlig fastighet att minska i den utsträckningen att en ny parkeringsplats behöver anläggas. Parkeringen placeras i anslutning till anstalten söder om järnvägsspåren. Området består av naturmark men är påverkad av infrastruktur som E18 och järnvägen. I området finns inga kända höga naturvärden.

E18 och Roslagsbanan utgör idag avbrott i Angarn-Bogesundskilen och en ny dragning av Roslagsbanan till Arninge samt anläggandet av nya parkeringsplatser i anslutning till Täbyanstalten medför att avbrottet i den gröna kilen breddas. För att kompensera för avbrottet ska en plantering anläggas i samband med anläggandet av ny parkering för anstalten.

Friluftsliv
Tillgängligheten för friluftslivet till Hägernäsviken bedöms inte försämras. I anslutning till befintlig vägkorsning vid Flygstigen föreslås en ny gång- och cykelväg parallellt med Hägernäsviken vilket ökar allmänhetens tillgänglighet till området.

Vattenområden

Yt- och grundvatten
Dubbelspårsutbyggnaden berör dels Rönningebäcken och dels Hägernäsviken som är en del av havsfjärden Stora Värtan. Dessutom finns i närheten av utbyggnaden ett större grundvattenmagasin, Täby-Danderyd.

Den miljöpåverkan som järnvägsbyggande och järnvägstrafik generellt sett kan befaras förorsaka på yt- och grundvatten är framförallt olika typer av utsläpp, t.ex. i samband med olyckor och oförsiktighet. Vanligt är att grundvattennivåer kan behöva förändras vid olika schaktningsarbeten. För dubbelspårsutbyggnaden kan det komma att krävas att viss grundvattensänkning görs i samband med att underfarten till Täbyanstalten anläggs.

Rönningebäcken som rinner från Rönningesjön och mynnar i Hägernäsviken går idag i en kulvert under järnvägen. Sträckningen på bäcken måste justeras något i närheten av Roslagsbanan där kulverten ersätts av ny järnvägsbro.

Påverkan på grund- och ytvattnet under driftskedet bedöms sammantaget bli marginell.

Gator och trafik

Gatunät och korsningar
Plankorsningen vid Flygstigen kommer att stängas och en ny anslutning till koloniträdgårdarnas parkeringsplatser föreslås via Arninge och grusvägen som ligger parallellt med E18. Vägen är idag en grusväg för gång och cykel och kommer att anpassas för biltrafik. Gång och cykeltrafikanter hänvisas till den nya gång- och cykelbron över Hägernäs station.
Befintlig plankorsning vid Täbyanstalten stängs och ersätts med en plankorsning i nytt läge samt en planskild korsning. En gång- och cykeltunnel som även personbilar, ambulanser med flera kan använda anläggs sydväst om befintlig plankorsning. Cirka 10 meter öster om befintlig plankorsning anläggs en ny plankorsning för höga fordon som inte kan använda sig av tunneln.

Inga obevakade plankorsningar kommer att finnas kvar.

Bild 12. Gestaltningsförslag: Lövsalen. Förslag på gestaltning av tunneln under E18 med projektion av diffust, abstrakt mönster som med sitt rörelse- och skuggspel tillsammans med ljudet från trafiken skapar en intressant upplevelse. Källa: Roslagsbanan: gestaltningsprogram för nya passage och bullerskärmar. Temagruppen Sverige AB

Parkering

Vid Täby anstalt föreslås en ny säkrare trafiklösning med en planskild korsning, detta innebär att nya ramper m.m. behöver anläggas på norra sidan av järnvägsspåren. De parkeringsplatser som behöver flyttas från anstaltens fastighet på grund av den nya trafiklösningen placeras söder om spåren i direkt anslutning till fastigheten.

I anslutning till Hägernäs station föreslås en parkering med ca 30-parkeringsplatser, som kan utökas med 40-50 nya platser om behov uppstår. Som ett led i detta kommer Flygstigen, som idag endast är en bussgata, att klassas om till lokalgata.

En utredning togs fram 2014-10-24 av ÅF, ”Trafik- och parkerings-PM”, i syfte att utreda behov av parkering vid Hägernäs station, samt dess konsekvenser i form av bland annat smittrafik genom bostadsområdet.

Gångförbindelsen mellan Hägernäs station och Hägernäs strand är relativt mörk och ligger långt från närmaste bebyggelse. Det är därför viktigt att säkerheten

och tryggheten förbättras för de som ska vistas i denna miljö. En miljö som kan upplevas som otrygg bidrar inte till att göra en kollektivtrafikresa till ett fullgott alternativ till andra färdmedel. Fördelarna med gång- och cykeltrafik jämfört med biltrafik är dessutom stora inte minst ur miljö- och folkhälsoperspektiv. Det är därför angeläget att skapa goda möjligheter för dessa trafikantgrupper. För att förbättra för i första hand gående och cyklister ska belysning och buskage ses över så att inga mörka och otrygga platser förekommer. Generellt bör det längs gator där det förekommer busstrafik anordnas en cykelbana skild från busstrafiken (RiBuss-08).

Trafikutredningen förordar att Täby kommun bygger en infartsparkering som är möjlig att nå både från Hägernäs centrum och från Hägernäs strand, vilket innebär att Flygstigen öppnas för genomgående trafik. Den resulterande ökningen av trafiken på Radarvägen kommer inte att bli stor enligt bedömningen i trafikutredningen, eftersom det område som kan alstra trafiken inte är särskilt stort. Om en del av de skjutsande föräldrarna väljer att parkera vid Hägernäs station är bedömningen att trafikökningen blir mycket liten.

Initialt kan en viss söktrafik uppstå om antalet parkeringsplatser inte räcker för behovet. Behovet av antalet parkeringsplatser är dock svårt att uppskatta. Trafikutredningen föreslår därför att man inte bygger ut infartsparkeringen på hela den tillgängliga ytan. Förslagsvis kan 30 platser anläggas till att börja med. Skälet är att investeringskostnaden upplevs som onödig om parkeringen inte används i tillräckligt hög grad. Om behov finns kan man komplettera med 45 ytterligare platser vid ett senare tillfälle. Detaljplanen reglerar inte utbyggnadstakten av en parkering, utan ger möjlighet för en parkering med maximalt ca 75 parkeringsplatser.

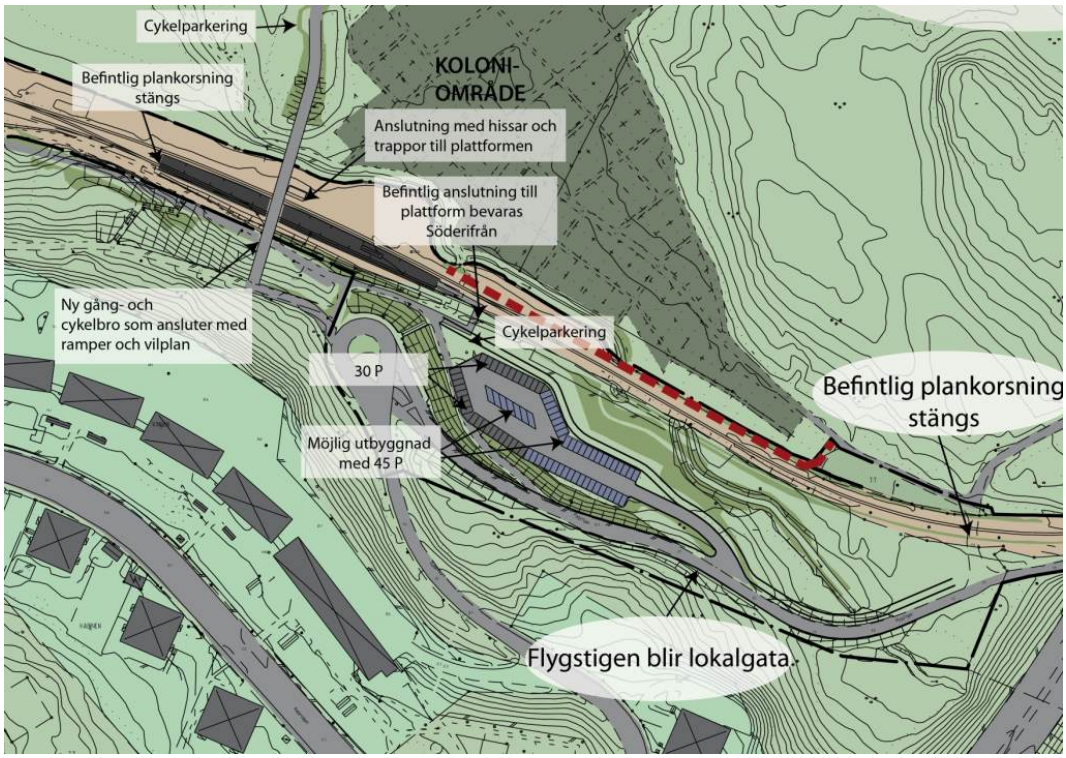


Bild 13. Visar föreslagen situation vid Hägernäs station med cykelparkering och infartsparkering för 30 parkeringsplatser med möjlig utbyggnad till ca 75 platser, utdrag ur illustrationsplanen.

De cykelparkeringar som planeras i anslutning till stationen ska utformas med tak och fastlåsningsmöjligheter. I Stockholmsregionen har man på många platser anlagt cykelpumpar i anslutning till kollektivtrafikhållplatser. Detta är en åtgärd som har rönt mycket uppskattning från cyklisterna.

Gång- och cykelvägar

Över Hägernäs station planeras en gång- och cykelbro med hiss- och trappanslutning till stationens plattform. Brons södra ände ansluter till en befintlig cykelväg som kommer att göras tillgänglig med ramper och vilplan. I anslutning till den norra änden kommer en ny, cirka 300 meter lång anslutning till det övergripande cykelnätet att byggas. Denna gång- och cykelväg förläggs väster om koloniområdet Gröna hägern och tillgänglighetsanpassas i anslutning till bron.

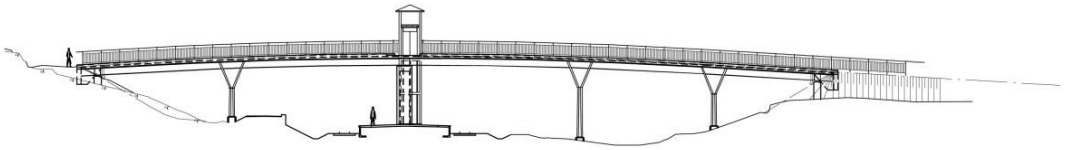


Bild 14. Ny gång- och cykelbro över Hägernäs station med anslutning till plattformen via hiss och trappor. Källa: MKB Hägernäs-Ullna Kvarnväg, SLL/WSP

Den nya gång- och cykelbron kommer att ingå i det regionala cykelnätet (se bild 16). En omdragning av den befintliga gång- och cykelvägen norr om Hägernäs station gör samtidigt att koloniområdet avlastas från cykeltrafik som inte har koloniområdet som mål. Passagerna över järnvägen blir säkrare men avståndet mellan dem ökar jämfört med idag.

Samtidigt som trygghetsaspekter beaktas i utbyggnaden av gång- och cykelvägen mellan Hägernäs strand och Hägernäs station ska hänsyn tas till de naturvärden som finns i och med att gc-vägen anläggs inom ett område som i den Regionala utvecklingsplanen (RUFS) finns utpekat som ett svagt grönkilssamband.

Från tunnelpassagen under E18 planeras en förlängning av befintlig cykelväg längs med Hägernäsviken och järnvägsspåret. Cykelvägen ska kunna kopplas samman med ett tänkt regionalt cykelstråk vid Vaxholmsvägen. Denna sträckning sammanfaller även med en framtida cykelstrada (en regional snabbcykelväg). Utbyggnaden av denna regleras inte inom denna detaljplan.

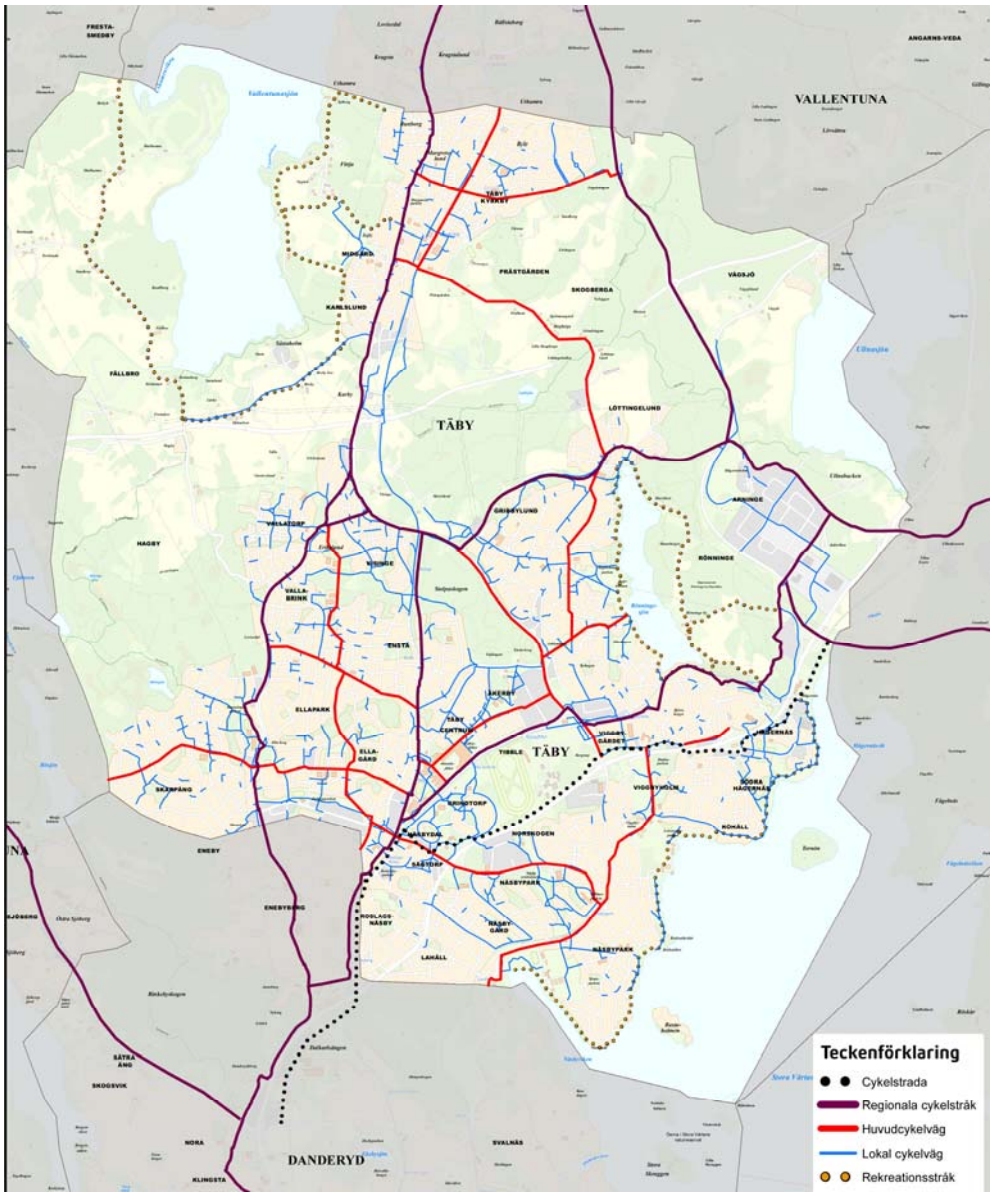


Bild 15. Karta över Täbys framtida cykelnät Källa: Täby cykelplan, antagen i kommunfullmäktige 2014-06-10.

Fornlämningar och kulturmiljö

Strax öster om Hägernäs station, där spåren passerat E18, finns Hägernäs bytomt. Platsen är registrerad i Riksantikvarieämbetets fornminnesregister och är klassad som bevakningsobjekt. Den forna bytomten kommer att påverkas av en dubbelspårsutbyggnad.

Norr om planområdet vid Rönningesjön har kommunen pekat ut ett område som är värdefullt för kulturmiljö och kulturlandskapet. I området finns den välbevarade Rönninge by som är ett populärt besöksmål för kommunens invånare. Området påverkas i varierande grad av tågbuller. Den nya parkeringen vid stationen kan samnyttjas av pendlare och besökare till Rönninge by.

I de mer bebyggda delarna kring spåret har de historiska spåren av landsbygden försvunnit allteftersom ny bebyggelse tillkommit. På vissa håll kan man ana gamla vägsträckor utefter Roslagsbanan. En dubbelspårsutbyggnad kommer att påverka avläsbarheten av det kulturlandskap som föregick 1900-talets bebyggelse. Inga riksintresseområden för kulturmiljövården enligt kap 3 berörs av spårutbyggnaden. Inte heller några kulturmiljöer av kommunalt intresse finns längs sträckan.

Friytor

Lek och rekreation

I planområdets närhet finns rekreationsområden vid Rönninge by samt Hägernäsviken och idag finns ett par möjligheter att ta sig mellan områdena. En dubbelspårsutbyggnad kommer innebära tätare trafik på spåren och något färre möjligheter att korsa spåren i plan. Den planskilda passagen vid Hägernäs station kommer dock tillsammans med ett utbyggt gång- och cykelvägnät att innebära fortsatt möjlighet att passera spåret på ett säkert sätt.

En lekplats finns vid Radarvägen inom Norra Hägernäs, drygt 200 meter söder om Hägernäs station. Parken rustades upp våren 2011.

Störningar

Buller

Utmed Roslagsbanan kommer åtgärder genomföras för att klara riktvärdena för buller vid fastigheter i spårområdets närhet. En bullerutredning har genomförts i samband med framtagandet av järnvägsplanen.

Idag är en kriminalvårdsanstalt i direkt anslutning till detaljplanens planområde utsatt för bullernivåer som överskrider det gällande riktvärdet vid väsentlig ombyggnad av infrastruktur (som är 70 dB(A)).

Vid den skarpa kurvan öster om Hägernäs station uppkommer s.k. kurvskrik när

tågen passerar, vilket är störande för de närboende. Vid en fastighet överskrids även de riktvärden som finns för bullrets omfattning över dygnet, den s.k. ekvivalenta ljudnivån. Störande tågbuller tränger också in i naturreservatet vid Rönninge by liksom i koloniområdet vid Hägernäs station.

Utbyggnaden innebär att järnvägen kommer breddas mot befintliga fastigheter i söder samtidigt som en ökad trafik och högre hastighet medför ökat buller. Med de bullerskyddsskärmar som planeras sänks dock bullernivåerna väsentligt i hela området inklusive koloniområdet Gröna Hägern jämfört med idag. För bostadshusen klaras riktvärdena helt men för kriminalvårdsanstalten går det inte att sänka bullret tillräckligt mycket enbart med hjälp av skärmar vid spåren. Som komplement planeras fönsteråtgärder, dessa åtgärder genomförs i samråd med fastighetsägaren. Målsättningen är att alla bostäder ska klara riktvärden både för buller i inomhusmiljö och på uteplats.

Sträckan kommer att utrustas med höga (traditionella) skärmar för att förbättra ljudnivån. Bullerskydd i form av höga skärmar kommer att anläggas vid koloniområdet vid Hägernäs inom detaljplaneområdet samt vid kvarteret Stupet i angränsning till planområdet i väster (se placering på illustrationsplanen).

Bullerskyddsåtgärderna ingår i järnvägsplanen och AB SL svarar för genomförandet.

Vibrationer
Vibrationer från järnvägstrafik kan påverka boende i järnvägens närhet genom störningar och obehag.

De områden där risk för vibrationer föreligger hanteras med geotekniska åtgärder inom AB SLs projekt.

Teknisk försörjning

Järnvägsutbyggnaden medför inget ökat behov av teknisk försörjning men innebär att befintliga ledningar för spillvatten och dagvatten påverkas. Nya ledningar dras i möjligaste mån inom allmän plats. Där det inte är möjligt och där ledningar behöver korsa banvallen läggs de på järnvägens kvartersmark.

Vatten och avlopp
Korsande och längsgående VA-ledningar i anslutning till spårområdet tillhör Täby

kommun. Befintlig trumma för Rönningebäcken byggs om till öppen å under en ny järnvägsbro. Kommunen har en dagvattentunnel som behöver förstärkas i samband med dubbelspårsutbyggnaden. Skyddsrör på kommunens vattenledning behöver förlängas, och en tömningsbrunn på vattenledningen behöver flyttas.

SL har ett antal dagvattenledningar mellan dränbrunnar som behöver ersättas samt ett antal trummor som behöver förlängas/ersättas. Flera diken läggs om/ersätts med trumma. Ullnaån läggs i en ny trumma under järnvägen. Nya trummor och diken anläggs under och längs med den nya vägen norr respektive söder om järnvägen vid krossen. Det mesta av dagvattnet infiltreras i banvallen, överskottsvatten leds ut i järnvägsdiken eller ansluts till kommunens dagvattensystem.

El
Fortum har ett antal el-kablar som korsar planområdet. Viss omläggning av dessa kommer att behöva ske. Det finns oklarheter om befintliga skyddsrör är i stål och kan förlängas eller ska bytas. Nya skyddsrör i stål kommer att läggas under banvallen. Omskarvning av ledningar kommer troligtvis att krävas. Eventuellt behöver elkablar läggas om på nytt djup i angöringsväg till anstalten.

Eon har en högspänningskabel (10 kV) som behöver läggas om i nytt skyddsrör. Samtidigt planerar man att lägga ner tomrör för el både där och i tillkommande väg under järnvägsbro.

Tele
Skanova har längsgående ledning i spår samt korsande ledning. Om ledningen är i drift kan den läggas om i befintlig väg samt i ny angöring till anstalten. På flera ställen behöver befintliga skyddsrör för kopparledningar och fiberkablar förlängas.

Bedömning av miljöpåverkan

Buller från tågtrafiken är Roslagsbanans mest betydande miljöaspekt. Andra är järnvägens barriäreffekt och risken att äldre slipers medfört markföroreningar. Utbyggnaden till dubbelspår kommer att medföra fler tåg men eftersom utbyggnaden också omfattar bullerskydd kommer ljudnivåerna från tågen att bli väsentligt lägre i den omgivande bebyggelsen jämfört med idag. Barriäreffekten ökar till viss del eftersom flera möjligheter att korsa banan stängs. AB SL kommer att sätta upp stängsel och bullerskärmar längs hela den planlagda sträckan vilket

omöjliggör passage för större djur som inte kan nyttja småviltspassagen. De nya gång- och cykelpassager som anläggs kommer dock att bli betydligt säkrare och minska risken att oskyddade trafikanter skadas.

När förorenad mark påträffas kommer dessa massor att tas om hand vilket minskar risken för föroreningsspridning. Utbyggnaden av kollektivtrafiken underlättar för fler att åka tåg och därmed kan bilresandet minska. Utbyggnadens samlade miljöpåverkan bedöms som övervägande positiv.

AB SL redovisar järnvägsplanens miljökonsekvenser i sin MKB. Detaljplanen omfattar den planändring som behövs för järnvägsplanen mellan Hägernäs och Vaxholmsvägen samt de nya parkeringsplatserna vid Hägernäs station och Täbyanstalten. Därför är bedömningen att för den nu aktuella detaljplanen behövs ingen miljökonsekvensbeskrivning. Detaljplanen i sig bedöms inte medföra betydande miljöpåverkan i lagens mening.

ORGANISATORISKA FRÅGOR

Tidplan

Detaljplanen upprättas med normalt förfarande. Samråd hölls under maj 2014, granskning december 2014 till januari 2015. Detaljplanen bedöms kunna tas upp för antagande i Kommunfullmäktige i april 2015.

Genomförandetid

Detaljplanen har en genomförandetid på 10 år från det datum beslut om antagande vunnit laga kraft.

Ansvarsfördelning

Ägare till Roslags-Näsby 2:1, AB SL, ansvarar för genomförandet av utbyggnaden och åtgärder kring dubbelspårsutbyggnaden av Roslagsbanan och därmed för att lösa in mark för järnvägsanläggningen i nödvändig omfattning. Täby kommun ansvarar i vissa fall för att lösa in mark där kommunala anläggningar påverkas.

Huvudmannaskap

Detaljplanen omfattar allmän platsmark vid och kring Flygstigen samt vid parkeringen vid Hägernäs station. Kommunen är huvudman för allmän platsmark, vatten- och avloppsledningar inom planområdet.

Avtal

En avsiktsförklaring har tecknats mellan AB SL och Täby kommun vilken ligger till grund för arbetet med systemhandling, järnvägsplan och detaljplan och syftar till att parterna ska ha en gemensam syn på utbyggnaden av dubbelspår för samtliga sträckor i etapp 2.

Ett genomförandeavtal samt ett markavtal ska tecknas mellan AB SLs och Täby kommun. Genomförandeavtalet reglerar utbyggnaden av Roslagsbanan, ingående kommunaltekniska anläggningar samt ansvars- och kostnadsfördelning mellan parterna. Markavtalet reglerar fastighetsrättsliga frågor som fastighetsreglering, tillfälligt nyttjande av mark och säkerställande av rättigheter mellan AB SL och Täby kommun. Genomförandeavtalet ska tecknas före detaljplanens antagande.

FASTIGHETSRÄTTSLIGA FRÅGOR, KONSEKVENSER

Berörda fastigheter

De fastigheter som berörs av förändring avseende markanvändning, förutom AB SLs järnvägsfastighet Roslags-Näsby 2:1 och Hägernäs 7:8 redovisas i tabell nedan.

Fastighets-beteckning	Förändring av mark
Hägernäs 7:6	Kommunalägd fastighet med mark som idag är allmän platsmark planläggs som kvartersmark då en ny plankorsning och en planskild korsning anläggs vid Täby anstalt. Marken är avsedd att kunna användas för parkering och utfart för Täby anstalt. Flygstigen som går över fastigheten planläggs från bussgata till lokalgata.

Hägernäs 7:7	Kommunalägd mark som i anslutning till Hägernäs station planläggs för parkering. Flygstigen som går över fastigheten planläggs från bussgata till lokalgata. Mark som idag är planlagd för allmän plats blir kvartersmark då järnvägen breddas söderut.
Rönninge 3:1	Mark tas i anspråk när järnvägsområdet utökas, mark som idag ej är planlagd blir kvartersmark för järnvägstrafik. En mindre del mark planläggs för allmän plats med ändamål park och mark intill Rönninge 3:4 planläggs för kvartersmark kriminalvård.
Rönninge 3:4	Mark tas i anspråk när järnvägsområdet utökas. Ny utfart förläggs under järnvägen, befintlig utfart vid plankorsning flyttas något norrut. Parkering för Rönninge 3:4 planläggs söder om spåret.

Observera att fler fastigheter än de som omnämns ovan kan beröras av järnvägsplanen för Roslagsbanan, sträckan Hägernäs - Ullna kvarnväg, som tas fram av Stockholms läns landsting. Se järnvägsplanen för information.

Fastighetsbildning

Planen föranleder ett antal mindre fastighetsförändringar för järnvägens utbyggnad och genomförande. Ombildning av berörda fastigheter sker enligt detaljplanen.

Ledningsrätt, servitut

För att möjliggöra passager för allmän gång- och cykeltrafik längs tågsträckan, x-området i detaljplanen, kommer servitut upplåtas till förmån för kommunen. Detta regleras i genomförandeavtal och markavtal mellan AB SL och Täby kommun.

Inom z_1- och z_2-område i detaljplanen ges möjlighet för ägare av Täby anstalt att säkra rättighet till utfart genom tex servitut. Inom z_3 avsätts område som ska vara tillgängligt för motortrafik, E18.

Inom u-områden på kvartersmark kan Täby kommun och andra ledningshavare trygga sina ledningar med ledningsrätt eller servitut. Säkerställande av rättigheter för respektive ledningshavares ledningar i järnvägsmarken ska enligt genomförandeavtalet på AB SLs initiativ ske genom upprättande av avtal.

Allmänt

Fastighetsbildnings- och ledningsrättsåtgärder kan ske efter det att beslut om antagande av detaljplanen vunnit laga kraft. Förrättningskostnaderna debiteras efter en av staten fastställd taxa. Ansökan ställs skriftligen till Lantmäterimyndigheten i Täby kommun, 183 80 Täby.

EKONOMISKA FRÅGOR

Plan- och genomförandeekonomi

De kostnader som uppstår för planläggning och genomförande regleras genom avsiktsförklaring och plankostnadsavtal mellan AB SL och Täby kommun.

Inlösen, ersättning

AB SL och Täby kommun kommer att söka lantmäteriförrättning för att lösa in den mark som behövs permanent för järnvägen och kommunala anläggningar. AB SL och Täby kommun avser att i första hand träffa frivilliga överenskommelser om markförvärv. De frivilliga överenskommelserna ligger till grund för lantmäterimyndighetens beslut om marköverföringar och servitutsupplåtelser. De ersättningsprinciper som tillämpas är desamma som vid expropriation.

I de fall en frivillig överenskommelse inte kan träffas med en fastighetsägare eller rättighetshavare kan AB SL eller Täby kommun få frågan prövad vid lantmäterimyndigheten om tvångsvis inlösen av mark eller upplåtelse av servitut. Lantmäterimyndigheten värderar marken och de intrång som sker i samband med marköverföringen och upplåtelse av servitut.
Lantmäterimyndigheten kan, inom en lantmäteriförrättning och under särskilda förutsättningar, besluta om ersättning för byggskador.

Bilaga 3

TÄBY

PLANBESKRIVNING
2015-03-06 Dnr SBN 208/2013-20

TEKNISKA FRÅGOR

Tekniska utredningar

Tekniska utredningar för buller, Trafik- och parkerings-PM, miljöteknisk markundersökning, riskanalys och miljökonsekvensbeskrivning har tagits fram i samband med järnvägsplanen Hägernäs - Ullna kvarnväg.

Ledningar

Järnvägsplanens genomförande medför flytt eller omläggning av ledningar inom järnvägsmarken. Detta beskrivs närmare i järnvägsplanen. I samband med omläggningar kommer SL se över befintliga avtal och ledningsrätter med respektive ledningsägare och teckna nya avtal med de ledningshavare som inte har avtal.

MEDVERKANDE TJÄNSTEMÄN

Planen är framtagen av Stadsbyggnadskontorets planavdelning genom Karin Stare, Tor Hagman och Christine Forsberg. Plankonsult i granskningsskede har varit Maria Hjort, Grontmij. Karttekniker för detaljplanen är Anna Kask och Annelie Mellin, frågor rörande genomförande har formulerats i samråd med Jenny Lindgren.

STADSBYGGNADSKONTORET

Karin Stare
Översiktsplanerare

Jenny Lindgren
Exploateringsingenjör

Lasteffekt i brottgränstillstånd 1

Nedan följer beräkning av lasteffekterna M_{Ed}, V_{Ed} och N_{Ed} samt största reaktionskraften R_{max}. Beräkningen inleds med att ta fram dimensionerande lastkombination och därefter tas dimensionerande lastfall och resulterande lasteffekter fram med hjälp av MATLAB. Dessa resultat kontrolleras till sist med handberäkning.

Framtagning av dimensionerande lastkombination

Enligt Eurokod (SS-EN 1990) används följande lastkombinationer för beräkning i brottgränstillstånd (ekvation 6.10a och 6.10b).

$$\begin{cases} \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_P P" + "\gamma_{Q,1}\psi_{0,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i} Q_{k,i} & (6.10a) \\ \sum_{j\geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_P P" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i} Q_{k,i} & (6.10b) \end{cases}$$

Indata för egentyngd och variabla laster hämtas från bilaga 9 och redovisas i tabell 1 nedan.

Tabell 1. Indata för egentyngd och variabla laster. Dessa är framtagna i tidigare beräkning. Y-led är i brons längdriktning och x-led vinkelrätt denna.

Indata			
Permanenta laster	Egentyngd	Gk [kN/m]	26,86
Variabla vertikala laster	Vertikal vindlast	Qvind [kN/m]	3,77
	Jämnt utbredd last	Qfk [kN/m]	24,73
	Servicefordon	Qsv [kN]	120
Variabla horisontella laster	Horisontell trafiklast	Qflk [kN]	181,48
	Horisontell vindlast_y	Fwy [kN]	82,59
	Horisontell vindlast_x	Fwx [kN]	330,35

De partialkoefficienter och faktorer för kombinationsvärde som används i ekvation 6.10a och 6.10b hämtas ur bilaga A2 i SS-EN 1990 och redovisas i tabell 2 nedan.

Tabell 2. Partialkoefficienter och faktorer för kombinationsvärde för lastkombinationer i uttrycken 6.10a och 6.10b (SS-EN 1990).

Partialkoefficienter	Ogynnsam egentyngd	γG	1,35
	Gynnsam egentyngd	γG	1
	Reduktionstal (vid ogynnsam)	ξ	0,89
	Ogynnsam variabel last	γQ	1,50
	Ogynnsam väg-/gång-/cykeltrafik	γQ	1,35
	Gynnsam variabel last	γQ	0

Faktorer för kombinationsvärde	Axellast	Ψ01	0,75
	Utbredd last	Ψ02	0,40
	Vindlast	Ψ03	1

Lasterna, partialkoefficienterna och faktorerna för kombinationsvärde ger, enligt ekvation 6.10a och 6.10b, följande kombinationsvärden (se tabell 3).

Tabell 3. Kombinationsvärden enligt uttryck 6.10a och 6.10b utifrån laster, partialkoefficienter och faktorer för kombinationsvärde i tabell 1 och 2.

Kombinationsvärden						
	Egentyngd	Vertikal vindlast	Jämnt utbredd last	Servicefordon	Horisontell trafiklast	Horisontell vindlast
6.10 a	γG*Gk [kN/m]	γQ*Ψ03*Qvind [kN/m]	γQ*Ψ02*Qfk [kN/m]	γQ*Ψ01*Qsv [kN]	γQ*Ψ01*Qflk [kN]	γQ*Ψ03*Fwy [kN]
Ogynnsamma laster	36,27	5,65	13,35	121,50	183,75	123,88
Gynnsamma laster	26,86	0	0	0	0	0

6.10 b	ξ*γG*Gk [kN/m]	γQ*Ψ03*Qvind [kN/m]	γQ*Ψ02*Qfk [kN/m]	γQ*Ψ01*Qsv [kN]	γQ*Ψ01*Qflk [kN]	γQ*Ψ03*Fwy [kN]
Ogynnsamma laster	32,28	5,65	13,35	121,50	183,75	123,88
Gynnsamma laster	26,86	0	0	0	0	0
Huvudlast (γQ*Qi)	-	5,65	37,09	180,00	272,22	123,88

För att förenkla beräkning tas moment- och tvärkraftsfördelning samt reaktionskrafter fram enbart med vertikala laster. Momenttillskott och normalkraft av horisontella laster utförs således i enskild beräkning.

Utifrån tabell 3 ses att största stödmoment, tvärkraft och reaktionskrafter bör uppstå i kombination 6.10b med ogynnsam egentyngd och vertikal vindlast samt då den jämnt utbredda lasten är huvudlast (benämns hädanefter kombination 1). Detta eftersom den jämnt utbredda lasten blir påtagligt större som huvudlast i 6.10b än som ogynnsam last i 6.10a, samtidigt som egentyngden är relativt oförändrad i 6.10b jämfört med i 6.10a. Möjligen skulle samma kombination fast med servicefordon istället för jämnt utbredd last vara dimensionerande (benämns hädanefter kombination 2). Den jämnt utbredda lasten och

servicefordonet tillhör olika lastgrupper (grupp 1 respektive 2) och belastar inte brobaneplattan samtidigt. Kombination 1 och 2 visas i tabell 4.

Störst fältmoment skulle kunna uppträda i kombination 1 eller 2. Testas bör dock även en kombination där egentyngden och vertikal vindlast är gynnsamma tillsammans med att den jämnt utbredda lasten är huvudlast, alternativt att servicefordonet är huvudlast. Detta ger upphov till kombination 3 respektive fyra som också redovisas i tabell 4 nedan.

Tabell 4. Kombinationer ur uttryck 6.10a och 6.10b som utifrån tabell 3 ansetts resultera i dimensionerande lasteffekter.

	Ger största stödmoment och tvärkraft?		
	6.10 b	Kombination 1 (grupp 1)	
Egentyngd	ξ*γG*Gk [kN/m]	32,28	ogynnsam
Vertikal vind	γQ*Ψ0*Qvind [kN/m]	5,65	ogynnsam
Jämnt utbredd last	γQ*Qfk [kN/m]	37,09	huvudlast
Servicefordon	γQ*Ψ0*Qsv [kN]	0	

	6.10 b	Kombination 2 (grupp 2)	
Egentyngd	ξ*γG*Gk [kN/m]	32,28	ogynnsam
Vertikal vind	γQ*Ψ0*Qvind [kN/m]	5,65	ogynnsam
Jämnt utbredd last	γQ*Ψ0*Qfk [kN/m]	0	
Servicefordon	γQ*Qsv [kN]	180	huvudlast

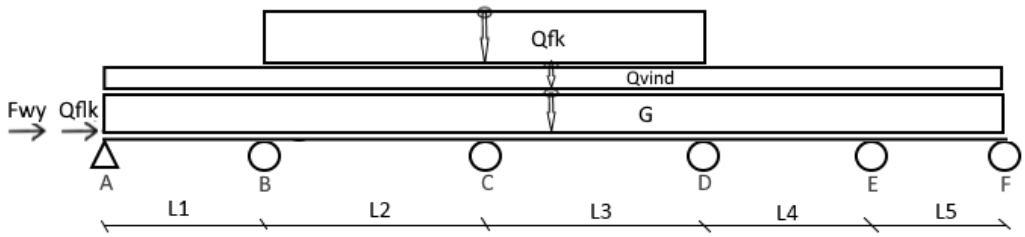
	Ger största fältmoment?		
	6.10 b	Kombination 3 (grupp 1)	
Egentyngd	ξ*γG*Gk [kN/m]	26,86	gynnsam
Vertikal vind	γQ*Ψ0*Qvind [kN/m]	0	gynnsam
Jämnt utbredd last	γQ*Qfk [kN/m]	37,09	huvudlast
Servicefordon	γQ*Ψ0*Qsv [kN]	0	

	6.10 b	Kombination 4 (grupp 2)	
Egentyngd	ξ*γG*Gk [kN/m]	26,86	gynnsam
Vertikal vind	γQ*Ψ0*Qvind [kN/m]	0	gynnsam
Jämnt utbredd last	γQ*Ψ0*Qfk [kN/m]	0	
Servicefordon	γQ*Qsv [kN]	180	huvudlast

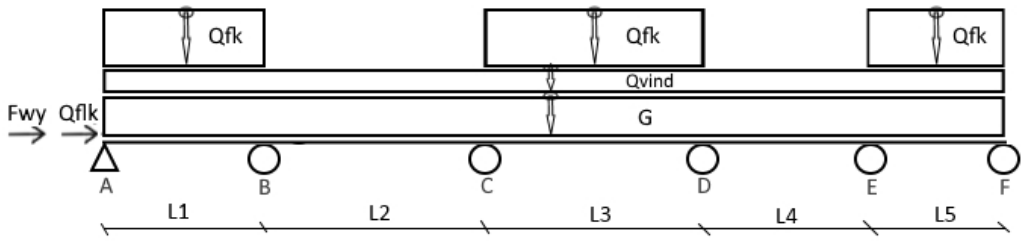
Beräkning av lasteffekt av vertikala laster

De fyra kombinationerna i tabell 4 anses alltså dimensionerande och prövas i olika lastfall på brobaneplattan. Med hjälp av MATLAB kan varje lastkombination prövas i en stor mängd olika lastfall. Den jämnt utbredda lasten provas i varje fack samt över flera fack på alla möjliga sätt. Servicefordonet prövas, som punktlast, i varje stöd samt på flera ställen i varje

fack. I MATLAB framkommer att både största stöd- och fältmoment, tvärkraft, och reaktionskraft fås med lastkombination 1. Fältmomentet blev störst för ett lastfall där den jämnt utbredda lasten placerades i fack ett, två och tre (benämns lastfall 2). Resterande största värden framkom för ett lastfall där den istället placerats i fack två och tre (benämns lastfall 1). Lastfall 1 och 2 visas i figur 1 och 2 nedan.



Figur 1. Lastfall 1. Den jämnt utbredda lasten, Qfk, placeras i fack två och tre. Lastfall 1 tillsammans med lastkombination 1 är dimensionerande för störst stödmoment, tvärkraft och reaktionskraft.



Figur 2. Lastfall 2. Den jämnt utbredda lasten, Qfk, placeras i fack ett, tre och fem. Lastfall 2 tillsammans med lastkombination 1 är dimensionerande för störst fältmoment.

Värden på största stöd- och fältmoment (exklusive momenttillskott), tvärkraft och reaktionskraft redovisas under ”maxresultat” i tabell 5 nedan.

Tabell 5. Största lasteffekter och störst reaktionskraft. Ej inklusive momenttillskott på grund av horisontella laster.

6.10 b	Kombination 1		Maxresultat		
ξ*γG*Gk [kN/m]	32,28	ogynnsam	Reaktionskraft [kN]	1428	(lastfall 1)
γQ*Ψ03*Qvind [kN/m]	5,65	ogynnsam	Tvärkraft [kN]	716	(lastfall 1)
γQ*Qfk [kN/m]	37,09	huvudlast	Stödmoment [kNm]	-2253	(lastfall 1)
γQ*Ψ01*Qsv [kN]	0		Fältmoment [kNm]	1419	(lastfall 2)

Kontroll med hjälp av handberäkning

I bilaga 15 visas den MATLAB-kod som användes för att få fram resultaten (med indata från lastkombination 1 och 2). I bilaga 5, 6 och 7 redovisas handberäkningar för att kontrollera resultaten. Handberäkningen utförs i beräkningsprogrammet Mathcad och generaliseras för utbredda laster och punktlaster mitt i varje fack. I bilaga 5 kontrolleras att maxresultat gällande reaktionskraft, tvärkraft och stödmoment för lastkombination 1 och lastfall 1 är korrekta. Denna beräkning inkluderar kontinuerliga kontroller för att bekräfta att

handberäkningen i sig stämmer. I bilaga 6 kontrolleras att maxresultat gällande fältmoment för lastkombination 1 och lastfall 2 är korrekt. För denna beräkning redovisas bara resultatet av handberäkningen då samma Mathcad-kod som i bilaga 5 används, men med en ny indata. I bilaga 7 kontrolleras att fältmomentet för lastkombination 2 med ett lastfall där servicefordonet placeras mitt i fack tre är korrekt (benämns i bilaga 7 som lastfall 3). Denna beräkning redovisas för att bekräfta att MATLAB-koden stämmer även avseende beräkning med servicefordon. Sammanfattningsvis visar handberäkningarna att resultaten ovan är korrekta.

Beräkning av momenttillskott och normalkraft

Med handberäkning tas momenttillskott och normalkraft på grund av horisontella laster fram och resultaten visas i tabell 6. Momenttillskottet fås då lasterna verkar med en excentricitet bestående av halva limträhöjden samt beläggningen. Ogynnsamma kombinationsvärden enligt 6.10b används (se tabell 3). Fullständiga beräkningar återfinns i bilaga 5.

Tabell 6. Momenttillskott och normalkraft på grund av horisontella laster.

Momenttillskott och normalkraft pga. horisontella laster	
Mtillskott [kNm]	356,85
Normalkraft [kN]	-307,63

Dimensionerande lasteffekter

Stödmomentet för lastkombination 1 och lastall 1 är i sitt belopp större än fältmomentet för lastkombination 1 och lastfall 2. Momenttillskottet adderas därför till beloppet av stödmomentet (se bilaga 5). Således uppstod samtliga dimensionerande värden på grund av lastkombination 1 och lastfall 1, resultaten visas i tabell 7.

Tabell 7. Slutliga resulterande lasteffekter inklusive största reaktionskraften. Momenttillskott på grund av horisontella laster är inkluderad.

Resulterande lasteffekter	
M_{Ed} [kNm]	2610
V_{Ed} [kN]	716
N_{Ed} [kN]	307,63
R_{max} [kN]	1428

Lasteffekt i brottgränstillstånd 2

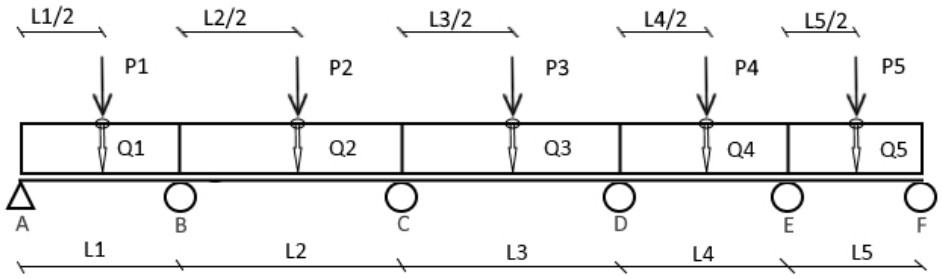
Nedan följer redovisning av handberäkningar av lasteffekt i brottgränstillstånd skriven i beräkningsprogrammet Mathcad. Indata består i denna utskrift av värden för lastkombination 1 och lastfall 1 (preciserade i bilaga 4).

Beräkningsmodell

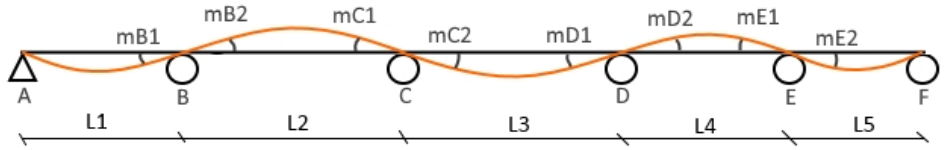
De utbredda lasterna i modellen nedan motsvarar sammanlagda laster av egentyngd, eventuell vindlast eller jämnt utbredd last (folkmassan). Punktlasterna motsvarar ett servicefordon. I de lastfall där servicefordonet är med verkar den bara på ett ställe, övriga punktlaster sätts då till noll. Det bör noteras att servicefordonet även kan verka i andra punkter än mitt i ett fack men då detta innebär en allt för tidskrävande handberäkning används MATLAB till hjälp för att finna de värsta lastfallen. Handberäkningen används sedan för att kontrollera resultaten.

Global beräkningsmodell

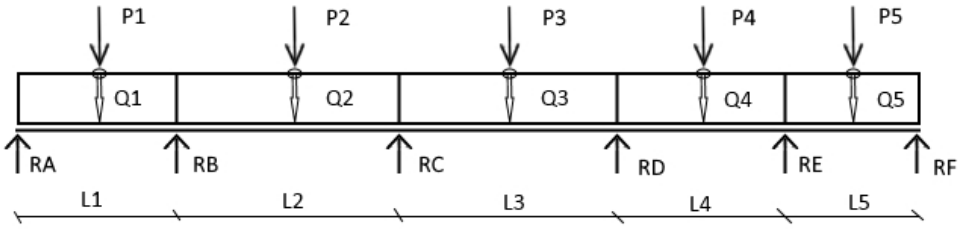
I denna modell har x-axeln satts i brons längdriktning. Noteras bör att detta koordinatsystem endast gäller i denna handberäkning.



Deformationsfigur med vinklar



Frilagd global beräkningsmodell



Indata av laster och spännvidder (här lastkombination 1 och lastfall 1)

Kombinationsvärde av total utbredd laster och punktlaster

Spännvidd

$Q_1 := (32.28 + 5.65)\frac{kN}{m}$ $P_1 := 0kN$ $L_1 := 13.7m$

$Q_2 := (32.28 + 5.65 + 37.09)\frac{kN}{m}$ $P_2 := 0kN$ $L_2 := 17.7m$

$Q_3 := (32.28 + 5.65 + 37.09)\frac{kN}{m}$ $P_3 := 0kN$ $L_3 := 17.7m$

$Q_4 := (32.28 + 5.65)\frac{kN}{m}$ $P_4 := 0kN$ $L_4 := 13.7m$

$Q_5 := (32.28 + 5.65)\frac{kN}{m}$ $P_5 := 0kN$ $L_5 := 10.6m$

Kombinationsvärde för total horisontella last och dess excentricitet

$P_h := (183.75 + 123.88)kN$ $e_h := \left(\frac{0.72}{2} + 0.8\right)m$

Beräkning av stödmoment

Hjälpekvationer

$$a := \frac{Q_1 \cdot \frac{L_1^3}{24} + Q_2 \cdot \frac{L_2^3}{24} + P_1 \cdot \frac{L_1^2}{16} + P_2 \cdot \frac{L_2^2}{16}}{\frac{L_1}{3} + \frac{L_2}{3}} - \frac{Q_2 \cdot \frac{L_2^3}{24} + Q_3 \cdot \frac{L_3^3}{24} + P_2 \cdot \frac{L_2^2}{16} + P_3 \cdot \frac{L_3^2}{16}}{\frac{L_2}{6}}$$

$$b := \frac{\frac{-L_2}{6}}{\frac{L_1}{3} + \frac{L_2}{3}} + \frac{\frac{L_2}{3} + \frac{L_3}{3}}{\frac{L_2}{6}}$$

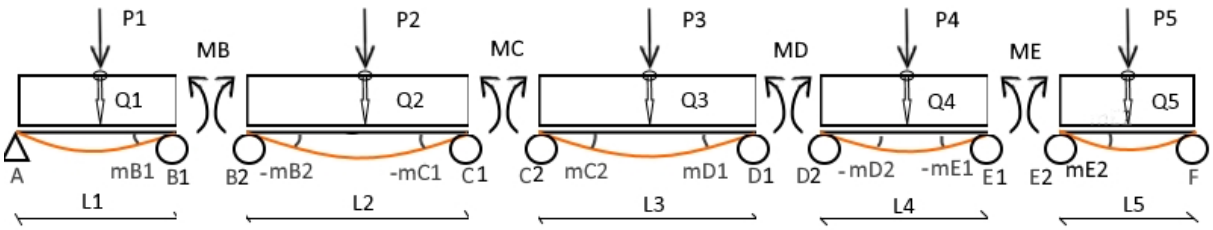
$$cc := \frac{-a}{b} - \frac{6}{24} \cdot \frac{Q_3 \cdot L_3^3 + Q_4 \cdot L_4^3}{L_3} - \frac{6}{16} \cdot \frac{P_3 \cdot L_3^2 + P_4 \cdot L_4^2}{L_3}$$

$$d := \frac{-L_3}{b \cdot L_2} + 2 \cdot \frac{L_3 + L_4}{L_3}$$

Beräknade stödmoment

Beräkning har gjorts utifrån elementarfall B.1, tvåsidig fri uppläggning (bilaga 18) och med följande deformationsvillkor:

mB1-mB2=0 mC1-mC2=0 mD1-mD2=0 mE1-mE2=0



$$M_E := \frac{\frac{-cc}{d} - \frac{6}{24} \cdot \frac{Q_4 \cdot L_4^3 + Q_5 \cdot L_5^3}{L_4} - \frac{6}{16} \cdot \frac{P_4 \cdot L_4^2 + P_5 \cdot L_5^2}{L_4}}{\frac{-L_4}{d \cdot L_3} + 2 \cdot \frac{L_4 + L_5}{L_4}} = -358.857 \cdot kN \cdot m$$

$$M_D := \frac{cc - M_E \cdot \frac{L_4}{L_3}}{d} = -1.331 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

$$M_C := \frac{a - M_D \cdot \frac{L_3}{L_2}}{b} = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

$$M_B := \frac{-M_C \cdot \frac{L_2}{6} - Q_1 \cdot \frac{L_1^3}{24} - Q_2 \cdot \frac{L_2^3}{24} - P_1 \cdot \frac{L_1^2}{16} - P_2 \cdot \frac{L_2^2}{16}}{\frac{L_1}{3} + \frac{L_2}{3}} = -1.409 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Kontroll av stödmoment i deformationsvillkor

Ekvationerna nedan kommer från deformationsvillkoren (ska bli noll).

$$M_B \cdot \frac{L_1}{3} + Q_1 \cdot \frac{L_1^3}{24} + P_1 \cdot \frac{L_1^2}{16} + M_B \cdot \frac{L_2}{3} + M_C \cdot \frac{L_2}{6} + Q_2 \cdot \frac{L_2^3}{24} + P_2 \cdot \frac{L_2^2}{16} = 0 \cdot N \cdot m^2$$

$$M_B \cdot \frac{L_2}{6} + M_C \cdot \frac{L_2}{3} + Q_2 \cdot \frac{L_2^3}{24} + P_2 \cdot \frac{L_2^2}{16} + M_C \cdot \frac{L_3}{3} + M_D \cdot \frac{L_3}{6} + Q_3 \cdot \frac{L_3^3}{24} + P_3 \cdot \frac{L_3^2}{16} = -3.725 \times 10^{-9} \cdot N \cdot m^2$$

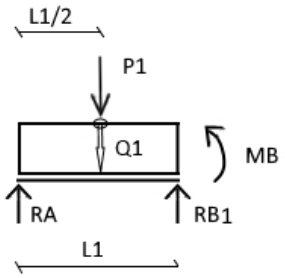
$$M_C \cdot \frac{L_3}{6} + M_D \cdot \frac{L_3}{3} + Q_3 \cdot \frac{L_3^3}{24} + P_3 \cdot \frac{L_3^2}{16} + M_D \cdot \frac{L_4}{3} + M_E \cdot \frac{L_4}{6} + Q_4 \cdot \frac{L_4^3}{24} + P_4 \cdot \frac{L_4^2}{16} = 4.191 \times 10^{-9} \cdot N \cdot m^2$$

$$M_D \cdot \frac{L_4}{6} + M_E \cdot \frac{L_4}{3} + Q_4 \cdot \frac{L_4^3}{24} + P_4 \cdot \frac{L_4^2}{16} + M_E \cdot \frac{L_5}{3} + Q_5 \cdot \frac{L_5^3}{24} + P_5 \cdot \frac{L_5^2}{16} = -4.657 \times 10^{-10} \cdot N \cdot m^2$$

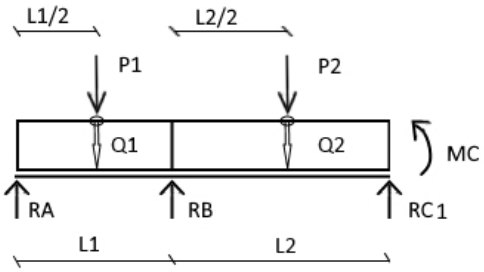
Beräkning av reaktionskrafter

Reaktionskrafter beräknade utifrån jämvikt av snitt i stöd

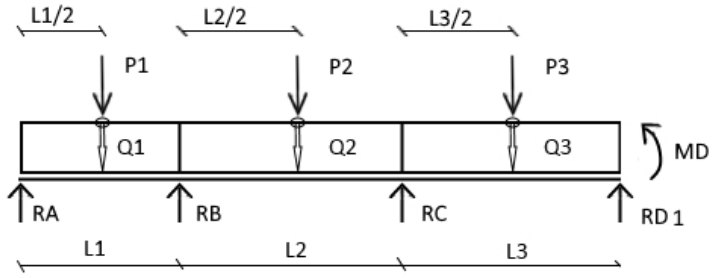
Följande reaktionskrafter är beräknade utifrån momentjämvikt runt snitt i respektive stöd.



$$R_A := \frac{M_B}{L_1} + Q_1 \cdot \frac{L_1}{2} + \frac{P_1}{2} = 156.945kN$$

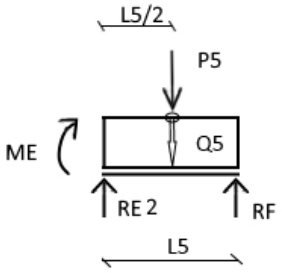


$$R_B := \frac{M_C - R_A \cdot (L_1 + L_2) + Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) + Q_2 \cdot \frac{L_2^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) + P_2 \cdot \frac{L_2}{2}}{L_2} = 978.976\text{kN}$$

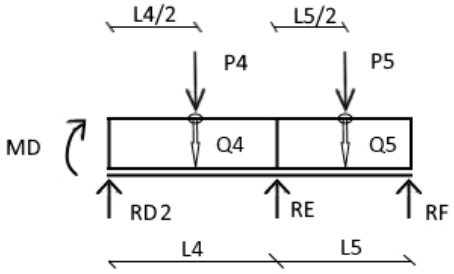


$$R_C := \frac{M_D - R_A \cdot (L_1 + L_2 + L_3) - R_B \cdot (L_2 + L_3) + Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3\right) + Q_2 \cdot L_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + L_3\right)}{L_3} \ldots = 1.428 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

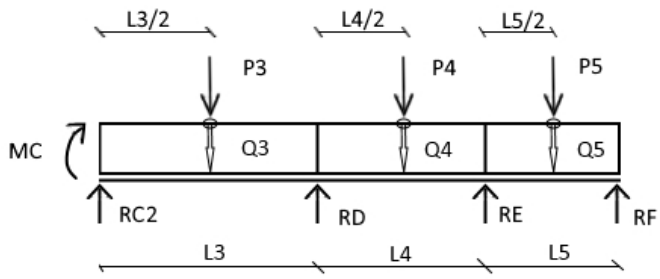
$$+ \frac{Q_3 \cdot \frac{L_3^2}{2} + P_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3\right) + P_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + L_3\right) + P_3 \cdot \frac{L_3}{2}}{L_3}$$



$$R_F := \frac{M_E + Q_5 \cdot \frac{L_5^2}{2} + P_5 \cdot \frac{L_5}{2}}{L_5} = 167.175\text{kN}$$



$$R_E := \frac{M_D - R_F \cdot (L_4 + L_5) + Q_5 \cdot L_5 \cdot \left(L_4 + \frac{L_5}{2}\right) + Q_4 \cdot \frac{L_4^2}{2} + P_5 \cdot \left(L_4 + \frac{L_5}{2}\right) + P_4 \cdot \frac{L_4}{2}}{L_4} = 423.737\text{kN}$$



$$R_D := \frac{M_C - R_F \cdot (L_3 + L_4 + L_5) - R_E \cdot (L_3 + L_4) + Q_5 \cdot L_5 \cdot \left(L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2}\right) + Q_4 \cdot L_4 \cdot \left(L_3 + \frac{L_4}{2}\right)}{L_3} \ldots = 942.645\text{kN}$$

$$+ \frac{Q_3 \cdot \frac{L_3^2}{2} + P_5 \cdot \left(L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2}\right) + P_4 \cdot \left(L_3 + \frac{L_4}{2}\right) + P_3 \cdot \frac{L_3}{2}}{L_3}$$

Kontroll av reaktionskrafter i global jämvikt

Vertikal jämvikt (ska bli noll)

$$R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F - Q_1 \cdot L_1 - Q_2 \cdot L_2 - Q_3 \cdot L_3 - Q_4 \cdot L_4 - Q_5 \cdot L_5 - P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5 = -2.328 \times 10^{-10}\text{N}$$

Momentjämvikt runt stöd F (ska bli noll)

$$R_A \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) + R_B \cdot (L_2 + L_3 + L_4 + L_5) + R_C \cdot (L_3 + L_4 + L_5) + R_D \cdot (L_4 + L_5) \ldots \quad = -3.539 \times 10^{-11} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

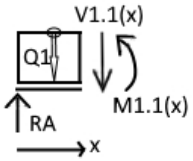
$$+ R_E \cdot L_5 - Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3 + L_4 + L_5\right) - Q_2 \cdot L_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + L_3 + L_4 + L_5\right) - Q_3 \cdot L_3 \cdot \left(\frac{L_3}{2} + L_4 + L_5\right) \ldots$$

$$+ (-Q_4) \cdot L_4 \cdot \left(\frac{L_4}{2} + L_5\right) - Q_5 \cdot \frac{L_5^2}{2} - P_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3 + L_4 + L_5\right) - P_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + L_3 + L_4 + L_5\right) \ldots$$

$$+ (-P_3) \cdot \left(\frac{L_3}{2} + L_4 + L_5\right) - P_4 \cdot \left(\frac{L_4}{2} + L_5\right) - P_5 \cdot \frac{L_5}{2}$$

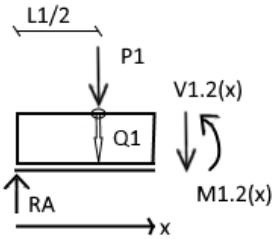
Framtagning av moment- och tvärkraftsfördelning

Fack 1 (mellan södra landfästet och pelare 1)



$$M_{1.1}(x) := R_A \cdot x - Q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

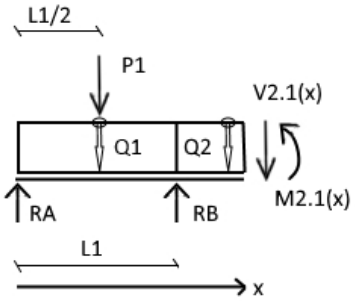
$$V_{1.1}(x) := R_A - Q_1 \cdot x$$



$$M_{1.2}(x) := R_A \cdot x - Q_1 \cdot \frac{x^2}{2} - P_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right)$$

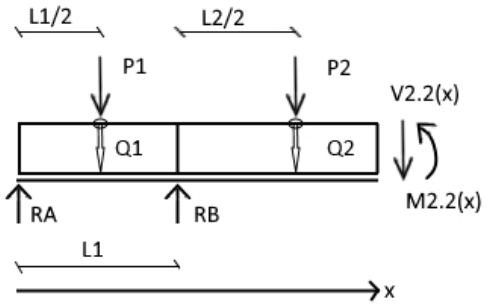
$$V_{1.2}(x) := R_A - Q_1 \cdot x - P_1$$

Fack 2 (mellan pelare 1 och pelare 2)



$$M_{2.1}(x) := R_A \cdot x + R_B \cdot (x - L_1) - Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - Q_2 \cdot \frac{(x - L_1)^2}{2} - P_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right)$$

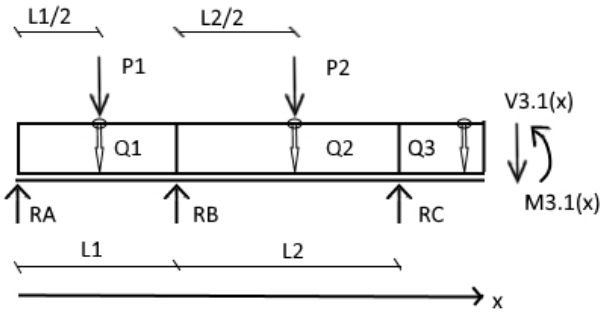
$$V_{2.1}(x) := R_A + R_B - Q_1 \cdot L_1 - Q_2 \cdot (x - L_1) - P_1$$



$$M_{2.2}(x) := R_A \cdot x + R_B \cdot (x - L_1) - Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - Q_2 \cdot \frac{(x - L_1)^2}{2} - P_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - P_2 \cdot \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2}\right)$$

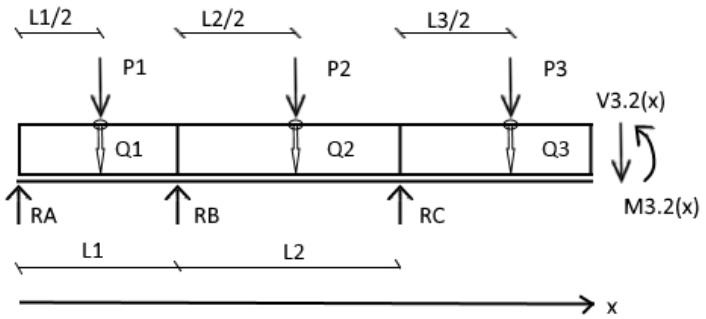
$$V_{2.2}(x) := R_A + R_B - Q_1 \cdot L_1 - Q_2 \cdot (x - L_1) - P_1 - P_2$$

Fack 3 (mellan pelare 2 och pelare 3)



$$M_{3.1}(x) := R_A \cdot x + R_B \cdot (x - L_1) + R_C \cdot (x - L_1 - L_2) - Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - Q_2 \cdot L_2 \cdot \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2}\right) - Q_3 \cdot \frac{(x - L_1 - L_2)^2}{2} \ldots$$
$$+ (-P_1) \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - P_2 \cdot \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2}\right)$$

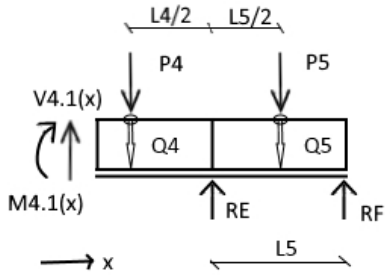
$$V_{3.1}(x) := R_A + R_B + R_C - Q_1 \cdot L_1 - Q_2 \cdot L_2 - Q_3 \cdot (x - L_1 - L_2) - P_1 - P_2$$



$$M_{3.2}(x) := R_A \cdot x + R_B \cdot (x - L_1) + R_C \cdot (x - L_1 - L_2) - Q_1 \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - Q_2 \cdot L_2 \cdot \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2}\right) - Q_3 \cdot \frac{(x - L_1 - L_2)^2}{2} \ldots$$
$$+ (-P_1) \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - P_2 \cdot \left(x - L_1 - \frac{L_2}{2}\right) - P_3 \cdot \left(x - L_1 - L_2 - \frac{L_3}{2}\right)$$

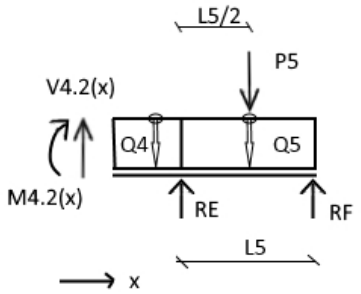
$$V_{3.2}(x) := R_A + R_B + R_C - Q_1 \cdot L_1 - Q_2 \cdot L_2 - Q_3 \cdot (x - L_1 - L_2) - P_1 - P_2 - P_3$$

Fack 4 (mellan pelare 3 och pelare 4)



$$M_{4.1}(x) := R_F \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x) + R_E \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x) - Q_5 \cdot L_5 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x + \frac{L_5}{2}\right) \ldots$$
$$+ (-Q_4) \cdot \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x)^2}{2} - P_5 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2} - x\right) - P_4 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + \frac{L_4}{2} - x\right)$$

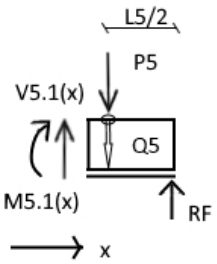
$$V_{4.1}(x) := -R_F - R_E + Q_5 \cdot L_5 + Q_4 \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x) + P_5 + P_4$$



$$M_{4.2}(x) := R_F \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x) + R_E \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x) - Q_5 \cdot L_5 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x + \frac{L_5}{2}\right) \ldots$$
$$+ (-Q_4) \cdot \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x)^2}{2} - P_5 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2} - x\right)$$

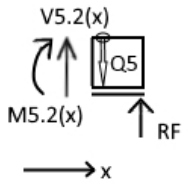
$$V_{4.2}(x) := -R_F - R_E + Q_5 \cdot L_5 + Q_4 \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 - x) + P_5$$

Fack 5 (mellan pelare 4 och norra landfästet)



$$M_{5.1}(x) := R_F \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x) - Q_5 \cdot \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x)^2}{2} - P_5 \cdot \left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2} - x\right)$$

$$V_{5.1}(x) := -R_F + Q_5 \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x) + P_5$$



$$M_{5.2}(x) := R_F \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x) - Q_5 \cdot \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x)^2}{2}$$

$$V_{5.2}(x) := -R_F + Q_5 \cdot (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 - x)$$

Kontroll av momentfördelning

Momenten vid ändstöden ska bli noll. I övrigt ska momentfördelningarna som möts vid punktlasterna respektive vid stöden vara lika.

$$M_{1.1}(0) = 0 \cdot kN \cdot m$$

$M_{1.1}\left(\frac{L_1}{2}\right) = 185.188 kN \cdot m$ $M_{1.2}\left(\frac{L_1}{2}\right) = 185.188 kN \cdot m$

$M_{1.2}(L_1) = -1.409 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_{2.1}(L_1) = -1.409 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_B = -1.409 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{2.1}\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) = 1.107 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_{2.2}\left(L_1 + \frac{L_2}{2}\right) = 1.107 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{2.2}(L_1 + L_2) = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_{3.1}(L_1 + L_2) = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_C = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.1}\left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2}\right) = 1.146 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_{3.2}\left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2}\right) = 1.146 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3) = -1.331 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3) = -1.331 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ $M_D = -1.331 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{4.1}\left(L_1 + L_2 + L_3 + \frac{L_4}{2}\right) = 44.902 kN \cdot m$ $M_{4.2}\left(L_1 + L_2 + L_3 + \frac{L_4}{2}\right) = 44.902 kN \cdot m$

$M_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -358.857 kN \cdot m$ $M_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -358.857 kN \cdot m$ $M_E = -358.857 kN \cdot m$

$M_{5.1}\left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2}\right) = 353.298 kN \cdot m$ $M_{5.2}\left(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2}\right) = 353.298 kN \cdot m$

$M_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 0 \cdot kN \cdot m$

Kontroll av tvärkraftsfördelning

$|V_{1.1}(0)| = 156.945 kN$ $R_A = 156.945 kN$ (Skal bli lika)

$|V_{1.2}(L_1)| + |V_{2.1}(L_1)| = 978.976 kN$ $R_B = 978.976 kN$ (Skal bli lika)

$|V_{2.2}(L_1 + L_2)| + |V_{3.1}(L_1 + L_2)| = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$ $R_C = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$ (Skal bli lika)

$|V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3)| + |V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3)| = 942.645 kN$ $R_D = 942.645 kN$ (Skal bli lika)

$|V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4)| + |V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4)| = 423.737 kN$ $R_E = 423.737 kN$ (Skal bli lika)

$|V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5)| = 167.175 kN$ $R_F = 167.175 kN$ (Skal bli lika)

Beräkning av maximalt fältmoment

Lasteffekt i brottgränstillstånd 2

Maximalt fältmoment i respektive fack tas fram genom att för varje momentfördelning hitta vändpunkten i grafen (dvs. där derivatan av momentet är noll) och kontrollera om denna punkt ligger i rätt intervall. Maximalt fältmoment kommer uppstå före punktlasten, vid punktlasten eller efter punktlasten i respektive fack.

Fack 1

Startvärde $x_{1mitt} := \frac{L_1}{2} = 6.85m$

x-värden då derivatan av momentet är noll:

$x_{1.1} := \text{Maximize}(M_{1.1}, x_{1mitt}) = 4.138m$

$x_{1.2} := \text{Maximize}(M_{1.2}, x_{1mitt}) = 4.138m$

Fältmomenten vid dessa x om det ligger i rätt intervall samt fältmomentet mitt i facket:
(fältmomentet sätts till noll om x inte ligger i rätt intervall)

$M_{1.1max} := \text{if}(0 \le x_{1.1} \le x_{1mitt}, M_{1.1}(x_{1.1}), 0) = 324.7 kN \cdot m$

$M_{1mitt} := M_{1.1}(x_{1mitt}) = 185.188 kN \cdot m$

$M_{1.2max} := \text{if}(x_{1mitt} \le x_{1.2} \le L_1, M_{1.2}(x_{1.2}), 0) = 0 \cdot kN \cdot m$

Maximalt fältmoment i fack 1 blir då:

$M_{1fältmax} := \max(M_{1.1max}, M_{1mitt}, M_{1.2max}) = 324.7 kN \cdot m$

Fack 2

$x_{2mitt} := L_1 + \frac{L_2}{2} = 22.55m$

$x_{2.1} := \text{Maximize}(M_{2.1}, x_{2mitt}) = 21.915m$

$x_{2.2} := \text{Maximize}(M_{2.2}, x_{2mitt}) = 21.915m$

Fältmomenten vid dessa x om det ligger i rätt intervall samt fältmomentet mitt i facket:
(fältmomentet sätts till noll om x inte ligger i rätt intervall)

$M_{2.1max} := if(L_1 \le x_{2.1} \le x_{2mitt}, M_{2.1}(x_{2.1}), 0) = 1.122 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{2mitt} := M_{2.1}(x_{2mitt}) = 1.107 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{2.2max} := if(x_{2mitt} \le x_{2.2} \le L_1 + L_2, M_{2.2}(x_{2.2}), 0) = 0 \cdot kN \cdot m$

Maximalt fältmoment i fack 2 blir då:

$M_{2fältmax} := max(M_{2.1max}, M_{2mitt}, M_{2.2max}) = 1.122 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Fack 3

Finn möjliga x-värden som kan ge maximalt fältmoment

$x_{3mitt} := L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2} = 40.25m$

$x_{3.1} := Maximize(M_{3.1}, x_{3mitt}) = 40.944m$

$x_{3.2} := Maximize(M_{3.2}, x_{3mitt}) = 40.944m$

Fältmomenten vid dessa x om det ligger i rätt intervall samt fältmomentet mitt i facket:
(fältmomentet sätts till noll om x inte ligger i rätt intervall)

$M_{3.1max} := if(L_1 + L_2 \le x_{3.1} \le x_{3mitt}, M_{3.1}(x_{3.1}), 0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{3mitt} := M_{3.1}(x_{3mitt}) = 1.146 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{3.2max} := if(x_{3mitt} \le x_{3.2} \le L_1 + L_2 + L_3, M_{3.2}(x_{3.2}), 0) = 1.164 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Maximalt fältmoment i fack 3 blir då:

$M_{3fältmax} := max(M_{3.1max}, M_{3mitt}, M_{3.2max}) = 1.164 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Fack 4

Finn möjliga x-värden som kan ge maximalt fältmoment

$x_{4mitt} := L_1 + L_2 + L_3 + \frac{L_4}{2} = 55.95m$

$x_{4.1} := Maximize(M_{4.1}, x_{4mitt}) = 57.821m$

$x_{4.2} := \text{Maximize}(M_{4.2}, x_{4mitt}) = 57.821\,m$

Fältmomenten vid dessa x om det ligger i rätt intervall samt fältmomentet mitt i facket:
(fältmomentet sätts till noll om x inte ligger i rätt intervall)

$M_{4.1max} := \text{if}(L_1 + L_2 + L_3 \le x_{4.1} \le x_{4mitt}, M_{4.1}(x_{4.1}), 0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{4mitt} := M_{4.1}(x_{4mitt}) = 44.902\,kN \cdot m$

$M_{4.2max} := \text{if}(x_{4mitt} \le x_{4.2} \le L_1 + L_2 + L_3 + L_4, M_{4.2}(x_{4.2}), 0) = 111.292\,kN \cdot m$

Maximalt fältmoment i fack 4 blir då:

$M_{4fältmax} := \max(M_{4.1max}, M_{4mitt}, M_{4.2max}) = 111.292\,kN \cdot m$

Fack 5

<u>Finn möjliga x-värden som kan ge maximalt fältmoment</u>

$x_{5mitt} := L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + \frac{L_5}{2} = 68.1\,m$

$x_{5.1} := \text{Maximize}(M_{5.1}, x_{5mitt}) = 68.993\,m$

$x_{5.2} := \text{Maximize}(M_{5.2}, x_{5mitt}) = 68.993\,m$

Fältmomenten vid dessa x om det ligger i rätt intervall samt fältmomentet mitt i facket:
(fältmomentet sätts till noll om x inte ligger i rätt intervall)

$M_{5.1max} := \text{if}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 \le x_{5.1} \le x_{5mitt}, M_{5.1}(x_{5.1}), 0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{5mitt} := M_{5.1}(x_{5mitt}) = 353.298\,kN \cdot m$

$M_{5.2max} := \text{if}(x_{5mitt} \le x_{5.2} \le L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5, M_{5.2}(x_{5.2}), 0) = 368.407\,kN \cdot m$

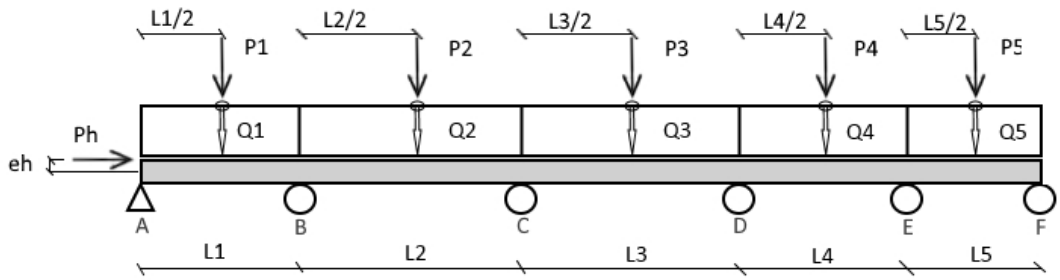
Maximalt fältmoment i fack 5 blir då:

$M_{5fältmax} := \max(M_{5.1max}, M_{5mitt}, M_{5.2max}) = 368.407\,kN \cdot m$

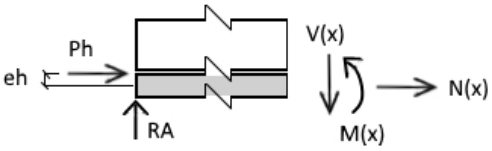
Momenttillskott och normalkraftsfördelning

På grund av horisontella laster som verkar med en excentricitet (på överbyggnadens ovansida) tillkommer ett momenttillskott. Detta momenttillskott beräknas enskilt och adderas därefter på största beräknade fältmoment samt subtraheras på största beräknade stödmoment. De horisontella lasterna består av två punktlaster; en vindlast och en trafiklast från den jämnt utbredda lasten (i detta fall en folkmassa) men för handberäkningen slås dessa samman till en.

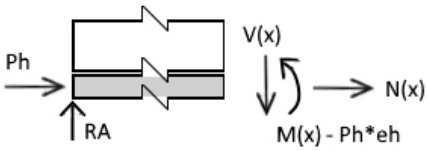
Beräkningsmodell med horisontella krafter inkluderade



Snitt vid godtyckligt x



Då den horisontella punktlasten flyttas till mittlinjen fås följande ekvivalenta modell:



Beräkning av momenttillskott och normalkraftsfördelning

Modellen ovan visar att momenttillskottet som läggs på M(x) blir:

$$M_{tillskott} := P_h \cdot e_h = 356.851\,kN \cdot m$$

Horisontell jämvikt i samma modell ger en normalkraft oberoende av x:

$N_x := -P_h = -307.63kN$

Maximala moment, tvärkraft och reaktionskraft

Maximalt moment

$M_{max.stödmoment} := \min(M_B, M_C, M_D, M_E) = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{max.fältmoment} := \max(M_{1fältmax}, M_{2fältmax}, M_{3fältmax}, M_{4fältmax}, M_{5fältmax}) = 1.164 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Maximal tvärkraft

$V_{max} := \max(V_{1.1}(0), V_{2.1}(L_1), V_{3.1}(L_1 + L_2), V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3), V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4)) = 715.997kN$

$V_{min} := \min(V_{1.2}(L_1), V_{2.2}(L_1 + L_2), V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3), V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4), V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5)) = -711.574$

Maximal reaktionskraft

$R_{max} := \max(R_A, R_B, R_C, R_D, R_E, R_F) = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$

Resultat för lastkombination 1 och lastfall 1

Med följande indata gavs resultaten nedan.

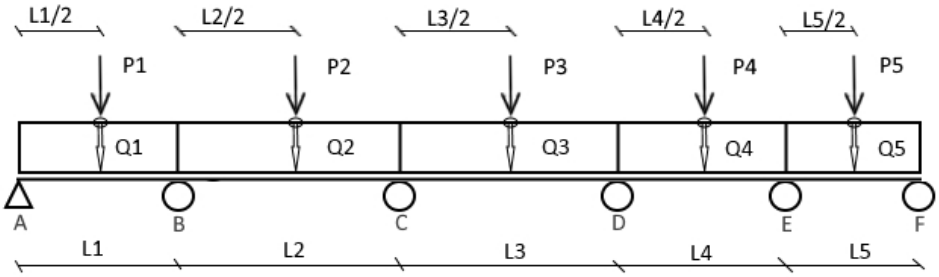
$Q_1 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_1 = 0 \cdot kN$

$Q_2 = 75.02 \frac{kN}{m}$ $P_2 = 0 \cdot kN$

$Q_3 = 75.02 \frac{kN}{m}$ $P_3 = 0 \cdot kN$

$Q_4 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_4 = 0 \cdot kN$

$Q_5 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_5 = 0 \cdot kN$



Lastfallet i brottgränstillstånd 2

Stödmoment

$M_A := M_{1.1}(0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_B = -1.409 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_C = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_D = -1.331 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_E = -358.857 \cdot kN \cdot m$

$M_F := M_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 0 \cdot kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.stödmoment} = -2.253 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Fältmoment

$M_{1fältmax} = 324.7 \cdot kN \cdot m$

$M_{2fältmax} = 1.122 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{3fältmax} = 1.164 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{4fältmax} = 111.292 \cdot kN \cdot m$

$M_{5fältmax} = 368.407 \cdot kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.fältmoment} = 1.164 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Momenttillskott

$M_{tillskott} = 356.851 \cdot kN \cdot m$

Reaktionskrafter

$R_A = 156.945 \cdot kN$

$R_B = 978.976 \cdot kN$

$R_C = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$

$R_D = 942.645 \cdot kN$

$R_E = 423.737 \cdot kN$

$R_F = 167.175 \cdot kN$

Varav maxvärdet är:

Tvärkrafter

$V_{1.1}(0) = 156.945 \cdot kN$

$V_{1.2}(L_1) = -362.696 \cdot kN$

$V_{2.2}(L_1 + L_2) = -711.574 \cdot kN$

$V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3) = -611.857 \cdot kN$

$V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -188.853 \cdot kN$

$V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = -167.175 \cdot kN$

Varav minvärdet är:

$V_{2.1}(L_1) = 616.28 \cdot kN$

$V_{3.1}(L_1 + L_2) = 715.997 \cdot kN$

$V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3) = 330.788 \cdot kN$

$V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = 234.883 \cdot kN$

Varav maxvärdet är:

$R_{max} = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$ $V_{min} = -711.574kN$ $V_{max} = 715.997kN$

Normalkraft

$N_x = -307.63kN$

Maximala lasteffekter och största reaktionskraften

$M_{E.D} := \max\left(\left|M_{max.stödmoment}\right|, M_{max.fältmoment}\right) + M_{tillskott} = 2.61 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ (inklusive momenttillskott)

$V_{E.D} := \max\left(\left|V_{min}\right|, V_{max}\right) = 715.997kN$

$N_{ED} := \left|N_x\right| = 307.63kN$

$R_{max} = 1.428 \times 10^3 \cdot kN$

Lasteffekt i brottgränstillstånd 3

Den handberäkning, skriven i Mathcad, som redovisats i bilaga 5 används för att få resultaten nedan. Indata består av värden för lastkombination 1 och lastfall 2. Dessa värden preciseras i bilaga 4.

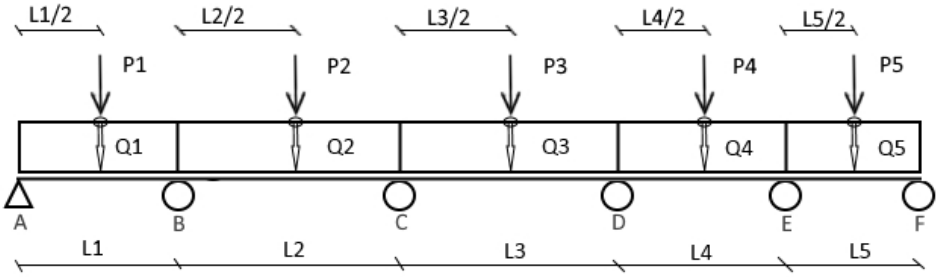
$Q_1 = 75.02 \frac{kN}{m}$ $P_1 = 0 \cdot kN$

$Q_2 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_2 = 0 \cdot kN$

$Q_3 = 75.02 \frac{kN}{m}$ $P_3 = 0 \cdot kN$

$Q_4 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_4 = 0 \cdot kN$

$Q_5 = 75.02 \frac{kN}{m}$ $P_5 = 0 \cdot kN$



Stödmoment

$M_A := M_{1.1}(0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_B = -1.169 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_C = -1.547 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_D = -1.49 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_E = -541.214 kN \cdot m$

$M_F := M_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 0 \cdot kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.stödmoment} = -1.547 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Fältmoment

$M_{1fältmax} = 1.224 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{2fältmax} = 133.372 kN \cdot m$

$M_{3fältmax} = 1.419 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{4fältmax} = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{5fältmax} = 800.424 kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.fältmoment} = 1.419 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Momenttillskott

$M_{tillskott} = 356.851 \cdot kN \cdot m$

Reaktionskrafter

$R_A = 428.538 \cdot kN$

$R_B = 913.593 \cdot kN$

$R_C = 1.024 \times 10^3 \cdot kN$

$R_D = 989.838 \cdot kN$

$R_E = 639.207 \cdot kN$

$R_F = 346.548 \cdot kN$

Varav maxvärdet är:

$R_{max} = 1.024 \times 10^3 \cdot kN$

Tvärkrafter

$V_{1.1}(0) = 428.538 \cdot kN$

$V_{1.2}(L_1) = -599.236 \cdot kN$

$V_{2.2}(L_1 + L_2) = -357.005 \cdot kN$

$V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3) = -660.74 \cdot kN$

$V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -190.543 \cdot kN$

$V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = -346.548 \cdot kN$

Varav minvärdet är:

$V_{min} = -660.74 \cdot kN$

$V_{2.1}(L_1) = 314.356 \cdot kN$

$V_{3.1}(L_1 + L_2) = 667.114 \cdot kN$

$V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3) = 329.098 \cdot kN$

$V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = 448.664 \cdot kN$

Varav maxvärdet är:

$V_{max} = 667.114 \cdot kN$

Normalkraft

$N_x = -307.63 \cdot kN$

Maximala lasteffekter och största reaktionskraften

$M_{E.D} := \max\left(\left|M_{max.stödmoment}\right|, M_{max.fältmoment}\right) + M_{tillskott} = 1.904 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ (inklusive momenttillskott)

$V_{E.D} := \max\left(\left|V_{min}\right|, V_{max}\right) = 667.114 \cdot kN$

$N_{ED} := \left|N_x\right| = 307.63 \cdot kN$

$R_{max} = 1.024 \times 10^3 \cdot kN$

Lasteffekt i brottgränstillstånd 4

Den generella handberäkning, skriven i Mathcad, som redovisats i bilaga 5 används för att få resultaten nedan. Indata består av värden för lastkombination 2 och lastfall 3. Dessa värden preciseras i bilaga 4

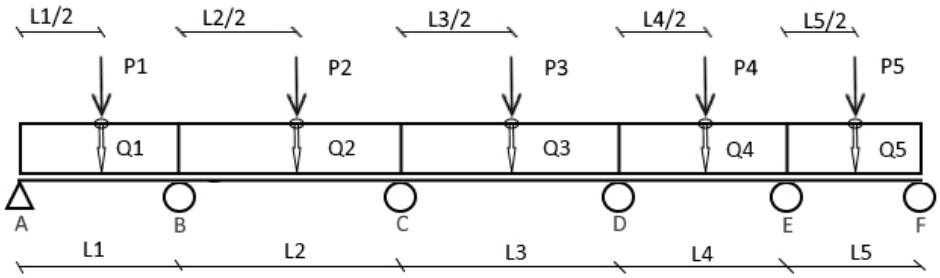
$Q_1 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_1 = 0 \cdot kN$

$Q_2 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_2 = 0 \cdot kN$

$Q_3 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_3 = 180 \cdot kN$

$Q_4 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_4 = 0 \cdot kN$

$Q_5 = 37.93 \frac{kN}{m}$ $P_5 = 0 \cdot kN$



Stödmoment

$M_A := M_{1.1}(0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_B = -861.349 \cdot kN \cdot m$

$M_C = -1.292 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_D = -1.106 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_E = -422.327 \cdot kN \cdot m$

$M_F := M_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 0 \cdot kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.stödmoment} = -1.292 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Fältmoment

$M_{1fältmax} = 511.319 kN \cdot m$

$M_{2fältmax} = 416.4 kN \cdot m$

$M_{3fältmax} = 1.083 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

$M_{4fältmax} = 158.568 kN \cdot m$

$M_{5fältmax} = 342.489 kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.fältmoment} = 1.083 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Momenttillskott

$M_{tillskott} = 356.851 \cdot kN \cdot m$

Reaktionskrafter

$R_A = 196.948 kN$

$R_B = 634.029 kN$

$R_C = 796.231 \cdot kN$

$R_D = 724.876 kN$

$R_E = 450.792 kN$

$R_F = 161.187 kN$

Varav maxvärdet är:

$R_{max} = 796.231 kN$

Tvärkrafter

$V_{1.1}(0) = 196.948 kN$

$V_{1.2}(L_1) = -322.693 kN$

$V_{2.2}(L_1 + L_2) = -360.025 kN$

$V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3) = -415.155 kN$

$V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -209.921 kN$

$V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = -161.187 kN$

Varav minvärdet är:

$V_{min} = -415.155 kN$

$V_{2.1}(L_1) = 311.336 kN$

$V_{3.1}(L_1 + L_2) = 436.206 kN$

$V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3) = 309.72 kN$

$V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = 240.871 \cdot kN$

Varav maxvärdet är:

$V_{max} = 436.206 kN$

Normalkraft

$N_x = -307.63 kN$

Maximala lasteffekter och största reaktionskraften

$M_{E.D} := \max\left(\left|M_{max.stödmoment}\right|, M_{max.fältmoment}\right) + M_{tillskott} = 1.649 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$ (inklusive momenttillskott)

$V_{E.D} := \max\left(\left|V_{min}\right|, V_{max}\right) = 436.206 kN$

$N_{ED} := \left|N_x\right| = 307.63 kN$

$R_{max} = 796.231 kN$

Lasteffekt i brottgränstillstånd i x-led

Den handberäkning, skriven i Mathcad, som redovisats i bilaga 5 används för att få resultaten nedan. Indata består av kombinationsvärde för horisontell vindlast i x-led, Fwx, modulerad som jämnt utbredd last över hela brolängden. Värde på Fwx preciseras i bilaga 4. Kombinationsvärdet är 1,5. Moment- och tvärkraftsdiagram fås med hjälp av MATLAB och redovisas i bilaga 16.

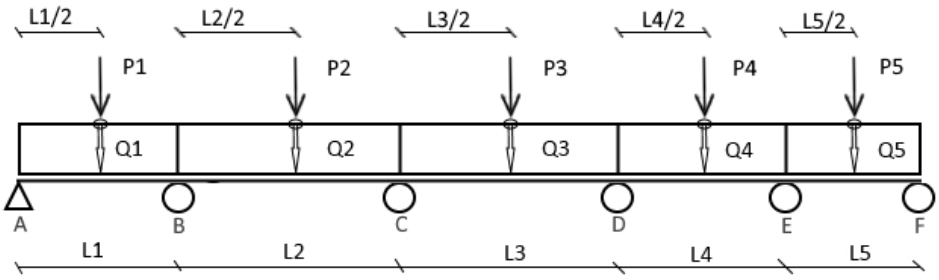
$Q_1 = 6.751 \cdot \frac{kN}{m}$ $P_1 = 0 \cdot kN$

$Q_2 = 6.751 \cdot \frac{kN}{m}$ $P_2 = 0 \cdot kN$

$Q_3 = 6.751 \cdot \frac{kN}{m}$ $P_3 = 0 \cdot kN$

$Q_4 = 6.751 \cdot \frac{kN}{m}$ $P_4 = 0 \cdot kN$

$Q_5 = 6.751 \cdot \frac{kN}{m}$ $P_5 = 0 \cdot kN$



Stödmoment

$M_A := M_{1.1}(0) = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_B = -165.58 kN \cdot m$

$M_C = -186.472 kN \cdot m$

$M_D = -146.058 kN \cdot m$

$M_E = -89.486 kN \cdot m$

$M_F := M_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 0 \cdot kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.stödmoment} = -186.472 kN \cdot m$

Fältmoment

$M_{1fältmax} = 86.418 kN \cdot m$

$M_{2fältmax} = 88.459 kN \cdot m$

$M_{3fältmax} = 98.502 kN \cdot m$

$M_{4fältmax} = 41.88 kN \cdot m$

$M_{5fältmax} = 55.354 kN \cdot m$

Varav maxvärdet är:

$M_{max.fältmoment} = 98.502 kN \cdot m$

Momenttillskott

$M_{tillskott} = 0 \cdot kN \cdot m$

Reaktionskrafter

$R_A = 34.159 kN$

$R_B = 116.898 kN$

$R_C = 122.958 kN$

$R_D = 107.838 kN$

$R_E = 86.339 kN$

$R_F = 27.339 kN$

Varav maxvärdet är:

$R_{max} = 122.958 kN$

Tvärkrafter

$V_{1.1}(0) = 34.159 kN$

$V_{1.2}(L_1) = -58.331 kN$

$V_{2.2}(L_1 + L_2) = -60.927 kN$

$V_{3.2}(L_1 + L_2 + L_3) = -57.464 kN$

$V_{4.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = -42.116 kN$

$V_{5.2}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = -27.339 kN$

Varav minvärdet är:

$V_{min} = -60.927 kN$

$V_{2.1}(L_1) = 58.567 kN$

$V_{3.1}(L_1 + L_2) = 62.03 kN$

$V_{4.1}(L_1 + L_2 + L_3) = 50.374 kN$

$V_{5.1}(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = 44.223 kN$

Varav maxvärdet är:

$V_{max} = 62.03 kN$

Normalkraft

$N_x = 0 \cdot kN$

Maximala lasteffekter och största reaktionskraften

$M_{E.D} := \max(|M_{max.stödmoment}|, M_{max.fältmoment}) + M_{tillskott} = 186.472 kN \cdot m$ (inklusive momenttillskott)

$V_{E.D} := \max(|V_{min}|, V_{max}) = 62.03 kN$

$N_{ED} := |N_x| = 0 \cdot kN$

$R_{max} = 122.958 kN$

Dimensionering av överbyggnad

Dimensioner

Tvärsnitt - broplatta

Höjd, limträbalk: $h_{gl} := 0.720m$

Bredd, limträbalk: $b_{gl} := 0.115m$

Asfaltsbeläggningens tjocklek: $d_{belaggning} := 80mm$

Överbyggnadens totala tjocklek: $d := h_{gl} + d_{belaggning} = 0.8m$

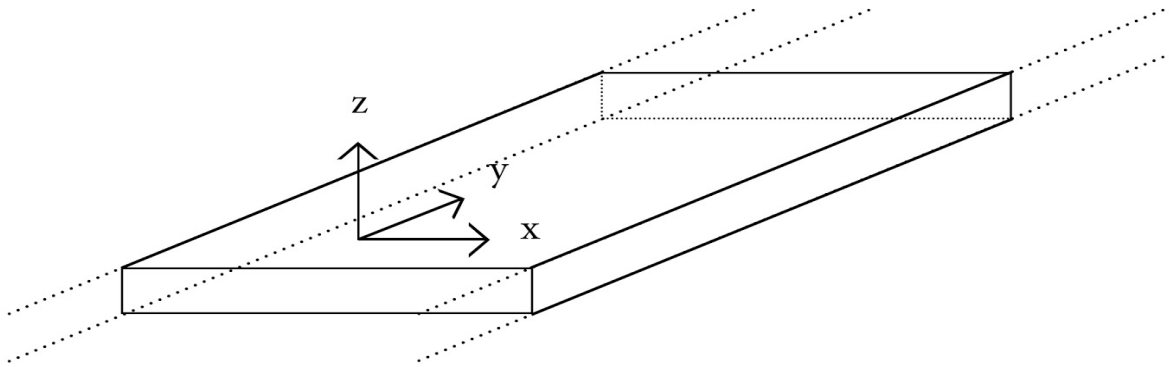
Brobanans längd: $L_{brobana} := 73.4m$

Antal limträbalkar: $n := 43$

Bredd, träplatta: $b := b_{gl} \cdot n = 4.945m$

Yttröghetsmoment, I_x (träplatta): $I_x := \frac{b \cdot h_{gl}^3}{12} = 0.154m^4$

Yttröghetsmoment, I_z (träplatta): $I_z := \frac{h_{gl} \cdot b^3}{12} = 7.255m^4$



Figur 1 Definition av riktningar

Materialparametrar

Höghållfast stål

Densitet: $\rho_{stal} := 7850 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Asfaltsbeläggning

Densitet: $\rho_{k,asfalt} := 2300 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Limträ GL30c

Böjning: $f_{mk,gl} := 30MPa$

Dragning parallellt fibrerna: $f_{tk,gl} := 19.5MPa$

Dragning vinkelrätt fibrerna: $f_{t90k,gl} := 0.5MPa$

Tryck parallellt fibrerna: $f_{ck,gl} := 24.5MPa$

Tryck vinkelrätt fibrerna: $f_{c90k,gl} := 2.5MPa$

Skjuvning: $f_{vk,gl} := 3.5MPa$

Elasticitetsmodul, karaktäristisk: $E_{0.05,gl} := 11300MPa$

Elasticitetsmodul parallellt fibrerna: $E_{mean,gl} := 13600MPa$

Elasticitetsmodul vinkelrätt fibrerna: $E_{90,mean,gl} := 300MPa$

Skjuvmodul: $G_{mean,gl} := 650MPa$

Densitet, limträ, karaktäristisk: $\rho_{k,gl} := 430 \frac{kg}{m^3}$

Partialkoefficient: $\gamma_{M,gl} := 1.25$

Dimensionerande värde för hållfasthet i brottgränstillstånd:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

(T2-12) - Bärande konstruktioner del 1

Dimensionerande värden för elasticitetsmodul och skjuvmodul i bruksgränstillstånd:

$$E_{d,slutlig} = \frac{E_k}{1 + k_{def}}$$

(T2-13) - Bärande konstruktioner del 1

$$G_{d,slutlig} = \frac{G_k}{1 + k_{def}}$$

Omräkningsfaktorn k_{mod} beror av klimatklass och lastvaraktighet. Klimatklass 2 väljs och lastvaraktigheten bedöms som kortvarig.

$$k_{mod} := 0.9$$

För limträ med en höjd, h < 600mm får den dimensionerande hållfastheten i böjning och dragning parallellt fibrerna ökas med en faktor k_h.

$$k_h = \min\left[\left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}, 1.1\right]$$

(T2-15) - Bärande konstruktioner del 1

Omräkningsfaktorn k_{def} tar hänsyn till materialets krypning vid långvariga laster. Denna faktor används för att beräkna elasticitetsmodulen vid långtidsbelastning och beror av klimatklass. Klimatklass 2 väljs.

$$k_{def} := 0.8$$

$$k_{h,gl} := \begin{cases} \min\left[\left(\frac{0.6m}{h_{gl}}\right)^{0.1}, 1.1\right] & \text{if } h_{gl} \le 0.6m \\ 1 & \text{if } h_{gl} > 0.6m \end{cases} = 1$$

Böjning: $f_{md,gl} := k_{mod} \cdot k_{h,gl} \cdot \frac{f_{mk,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 21.6 \cdot MPa$

Dragning parallellt fibrerna: $f_{td,gl} := k_{mod} \cdot k_{h,gl} \cdot \frac{f_{tk,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 14.04 \cdot MPa$

Tryck parallellt fibrerna: $f_{cd,gl} := k_{mod} \cdot \frac{f_{ck,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 17.64 \cdot MPa$

Tryck vinkelrätt fibrerna: $f_{c90d,gl} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c90k,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 1.8 \cdot MPa$

Skjuvning: $f_{vd,gl} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 2.52 \cdot MPa$

Överbyggnadens totala massa

$$m_{platta} := 1.936 \times 10^5 \cdot kg$$

Massa per längdenhet (i y-riktning): $m_{platta,y} := \frac{m_{platta}}{L_{brobana}} = 2.638 \times 10^3 \frac{kg}{m}$

Laster

Egentyngd

$G_{k,broracke} := 2 \cdot 0.5 \frac{kN}{m}$

$G_k := \frac{m_{platta}}{L_{brobana}} \cdot g + G_{k,broracke} = 26.866 \frac{kN}{m}$

Överbyggnadens totala egentyngd

Trafiklast

$q_{fk} := 5 \frac{kN}{m^2}$ *Vertikal trafiklast, folkmassa*

$Q_{sv1} := 80kN$ *Axellaster, servicefordon*

$Q_{sv2} := 40kN$

$Q_{flk} := \max\left[0.1 \cdot b \cdot L_{brobana} \cdot q_{fk}, 0.6 \cdot \left(Q_{sv1} + Q_{sv2}\right)\right] = 181.482kN$

Horisontell trafiklast

Vindlast

Horisontell vindkraft tvärs brobanans riktning:

$\rho_{luft} := 1.25 \frac{kg}{m^3}$ *SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 4.5(1) - rekommenderat värde*

$c_{fx,0} := 1.9$ *SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 8.3.1(1)*

$c_{f,x} := c_{fx,0} = 1.9$ *SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 8.3.1(1)*

$c_e := 2.35$ *SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 4.5 - Figur 4.2*

$v_b := 24 \frac{m}{s}$ *Enligt "Vägverkets författningssamlingar"*

$A_{ref,x} := (d + 2m) \cdot L_{brobana} = 205.52m^2$

SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 8.3.1 - Räknat på en hinderhöjd på 2 m

$F_{wx} := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x} \cdot A_{ref,x} = 330.353kN$

Horisontell vindlast i riktning tvärs brobanan

Horisontell vindlast längs brobanans riktning:

$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 82.588kN$ *SS-EN 1991-1-4:2005, avsnitt 8.3.4*

Vertikal vindlast:

$c_{f,z} := 0.9$

$A_{ref,z} := b \cdot L_{brobana} = 362.963m^2$

$F_{wz} := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = 276.36kN$

Dimensionerande lasteffekter

Indata

$M_{Ed,x} := 2253\,kN\cdot m + 356.85\,kN\cdot m = 2.61\times 10^{3}\cdot kN\cdot m$ *Dimensionerande böjande moment kring x-axeln*

$M_{Ed,z} := 186.47\,kN\cdot m$ *Dimensionerande böjande moment kring z-axeln*

$V_{Ed} := 716\,kN$ *Belopp av dimensionerande tvärkraft*

$N_{Ecd} := 307.63\,kN$ *Dimensionerande tryckande normalkraft*

$N_{Etd} := 307.63\,kN$ *Dimensionerande dragande normalkraft*

$R_{max} := 1428\,kN$ *Dimensionerande reaktionskraft*

Spänningar för tvärsnitt av normalkrafter och moment

Spänning bestäms med Naviers formel enligt:

$\sigma_{t,0,d} := \frac{N_{Etd}}{h_{gl}\cdot b} = 0.086\,MPa$ *Dimensionerande dragspänning*

$\sigma_{c,0,d} := \frac{-N_{Ecd}}{h_{gl}\cdot b} = -0.086\,MPa$ *Dimensionerande tryckspänning*

$\sigma_{m,x,d} := \frac{M_{Ed,x}}{I_x}\cdot\frac{h_{gl}}{2} = 6.109\,MPa$ *Dimensionerande böjspänning kring x-axeln*

$\sigma_{m,z,d} := \frac{M_{Ed,z}}{I_z}\cdot\frac{b_{gl}}{2} = 1.478\times 10^{3}\,Pa$ *Dimensionerande böjspänning kring z-axeln*

$f_{m,x,d} := f_{md,gl}\cdot 1 = 21.6\,MPa$ *Dimensionerande hållfasthet kring x-axeln*

$f_{m,z,d} := k_{mod}\cdot\frac{f_{mk,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 21.6\,MPa$ *Dimensionerande hållfasthet kring z-axeln*

Kontroll av kapacitet i brottgränstillstånd

Momentkapacitet

Villkor för momentbelastning:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

(T3-13) - Bärande konstruktioner del 1

Detta villkor kan även skrivas som:

$$M_{Ed} \leq W \cdot f_{md}$$

(T3-14) - Bärande konstruktioner del 1

För rektangulära tvärsnitt gäller att böjmotståndet definieras som:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

(T3-18) - Bärande konstruktioner del 1

$$W_{gl,x} := \frac{b \cdot h_{gl}^2}{6} = 0.427 \cdot m^3$$

Plattans böjmotstånd runt x-axeln

$$W_{gl,z} := \frac{h_{gl} \cdot b^2}{6} = 2.934 \cdot m^3$$

Plattans böjmotstånd runt z-axeln

$$M_{Rd,gl,x} := W_{gl,x} \cdot f_{md,gl} = 9.229 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Dimensionerande momentkapacitet runt x-axeln.

$$M_{Rd,gl,z} := W_{gl,z} \cdot f_{md,gl} = 6.338 \times 10^4 \cdot kN \cdot m$$

Dimensionerande momentkapacitet runt x-axeln.

$$Kontrollx := \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,gl,x}} = 0.283$$

OK! om mindre än 1

$$Kontrollz := \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,gl,z}} = 2.942 \times 10^{-3}$$

OK! om mindre än 1

if(Kontrollx < 1, "OK!" , "EJ OK!") = "OK!"

if(Kontrollz < 1, "OK!" , "EJ OK!") = "OK!"

Kombinerad böjning med normalkraft

Vid dimensionering skall hänsyn också tas till skev eller kombinerad böjning och inverkan av en normalkraft, vilket i praktiken betyder att summan av de pålagda spänningarna skall vara mindre än materialets hållfasthet. Enligt Eurokod 5 SS-EN 1995-1-1 definieras detta som att ekvationerna (6.17-6.20) nedan skall vara uppfyllda.

$k_m := 0.7$ *(Gäller sågat virke, limträ och LVL)*

6.17 och 6.18. Hållfasthetsvillkor för böjning med inverkan av en dragkraft

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}\right) < 1 \qquad (6.17)$$

$$\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}\right) < 1 \qquad (6.18)$$

6.19 och 6.20. Hållfasthetsvillkor för böjning med inverkan av en tryckkraft. Ingen stabilitetskontroll görs.

$$\left[\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}\right] < 1 \qquad (6.19)$$

$$\left[\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}\right] < 1 \qquad (6.20)$$

Kontroll:

OK om samtliga uttryck understiger 1.

$$Kontroll1 := \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.289$$

$$Kontroll2 := \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{td,gl}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.204$$

$$Kontroll3 := \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.198$$

$$Kontroll4 := \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.283$$

if(Kontroll1 < 1, "OK!" , "EJ OK!") = "OK!"

if(Kontroll2 < 1, "OK!" , "EJ OK!") = "OK!"

if(Kontroll3 < 1, "OK!" , "EJ OK!") = "OK!"

$\text{if}(\text{Kontroll4} < 1, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}) = \text{"OK!"}$

Tvärkraft

Villkor för tvärkraftsbelastning:

$$V_{Ed} \le V_{Rd}$$

(T4-8) - Bärande konstruktioner del 1

Detta villkor kan även skrivas som:

$$V_{Ed} \le \frac{2}{3} \cdot b_{ef} \cdot h \cdot f_{vd}$$

(T4-4) - Bärande konstruktioner del 1

Där b_{ef} är den effektiva bredden som erhålls efter multiplikation med en faktor k_{cr}, vilken tar hänsyn till eventuella sprickor i materialet.

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

(T4-9) - Bärande konstruktioner del 1

$k_{cr} := 0.67$

$b_{ef} := k_{cr} \cdot b$

Plattans effektiva bredd

$V_{Rd} := \frac{2}{3} \cdot b_{ef} \cdot h_{gl} \cdot f_{vd,gl} = 4.008 \times 10^3 \cdot kN$

Dimensionerande tvärkraftskapacitet

Kontroll:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.179$$

$$\text{if}\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} < 1, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Brobaneplattans kapacitet vid koncentrerade laster

Effektiv belastningsyta:

(Förenklad metod enligt SS-EN 1995-2:2004 5.1.3)

$b_w := 0.2m$

$\beta_{belaggning} := 45deg$

$\beta_{gl,vinkelratt} := 15deg$

$$b_{w,middle} := b_w + 2 \cdot \left(d_{belaggning} \cdot \tan(\beta_{belaggning}) + \frac{h_{gl}}{2} \cdot \tan(\beta_{gl,vinkelratt}) \right) = 0.553m$$

$a := 0.3m$

$b_{eff} := b_{w,middle} + a = 0.853m$

Lasteffekt på effektiv belastningsyta:

Denna beräkning är gjord med egentyngd som verkar på den effektiva bredden, b_{eff} samt en belastning av halva totaltyngden av servicefordonet. Ingen hänsyn har tagits till eventuell vindlast eller horisontellt verkande belastning. Om verkningsgraden närmar sig 100% görs mer noggranna kontroller.

$$N_{beff} := 0.6 \cdot \frac{Q_{sv1} + Q_{sv2}}{2} = 36kN$$

$M_{Qsv1} := 354kN \cdot m$

Värdena för $M_{Ed,Qsv1}$ och $V_{Ed,beff}$ är hämtade från MATLAB-beräkning. Vid beräkning användes samma kod som i bilaga 5 fast med ovan definierad indata.

$$M_{tillskott} := N_{beff} \cdot \left(d_{belaggning} + \frac{h_{gl}}{2} \right) = 15.84kN \cdot m$$

$$M_{Ed,beff} := M_{Qsv1} + M_{tillskott} = 369.84kN \cdot m$$

$V_{Ed,beff} := 127kN$

$$I_{eff,x} := \frac{b_{eff} \cdot h_{gl}^3}{12} = 0.027m \cdot m^3$$

$$\sigma_{m,d,beff} := \frac{M_{Ed,beff}}{I_{eff,x}} \cdot \frac{h_{gl}}{2} = 5.019MPa$$

$$\sigma_{t,0,beff} := \frac{N_{beff}}{h_{gl} \cdot b_{eff}} = 0.059MPa$$

$$\sigma_{c,0,beff} := \frac{N_{beff}}{h_{gl} \cdot b_{eff}} = 0.059MPa$$

$$\tau_{d,eff} := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed,beff}}{b_{eff} \cdot h_{gl}} = 0.31 \cdot MPa$$

(T4-4) - Bärande konstruktioner del 1

Hållfasthet vid koncentrerade laster:

Enligt SS-EN 1995-2:2004 6.1.1(2) bör dimensionerande böj- och skjuvhållfasthet i brobaneplattan beräknas som:

$$f_{md,deck} = k_{sys} \cdot f_{md,gl}$$

$$f_{vd,deck} = k_{sys} \cdot f_{vd,gl}$$

Där k_{sys} beror av antalet belastade lameller, n_{gl}.

$$n_{gl} := \frac{b_{eff}}{b_{gl}} = 7.417$$

$$k_{sys} := \left(\frac{0.1}{8}\right) \cdot n_{gl} + 1 = 1.093$$

Beräknat ur Figur 6.12 i SS-EN 1995-1-1:2004

$$f_{md,deck} := k_{sys} \cdot f_{md,gl} = 23.603\,MPa$$

$$f_{vd,deck} := k_{sys} \cdot f_{vd,gl} = 2.754\,MPa$$

Kontroll:

$$Kontroll1_{beff} := \frac{\sigma_{t,0,beff}}{f_{td,gl}} + \frac{\sigma_{m,d,beff}}{f_{md,deck}} = 0.217$$

$$Kontroll2_{beff} := \left(\frac{\sigma_{c,0,beff}}{f_{cd,gl}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d,beff}}{f_{md,deck}} = 0.213$$

$$Kontroll3_{beff} := \frac{\tau_{d,eff}}{f_{vd,deck}} = 0.113$$

$$if\left(Kontroll1_{beff} < 1, "OK!", "EJ\ OK!"\right) = "OK!"$$

$$if\left(Kontroll2_{beff} < 1, "OK!", "EJ\ OK!"\right) = "OK!"$$

$$if\left(Kontroll3_{beff} < 1, "OK!", "EJ\ OK!"\right) = "OK!"$$

Dynamik

Brons vertikala egenfrekvens, förenklad analys

Vid beräkning av dynamiska egenskaper på bron har en förenklad modell använts. Varje spann har räknats för sig och antagits fritt upplagda. I enlighet med SS-EN 1995-1-1 2.2.3(6) har medelvärden av elasticitetsmoduler använts vid beräkningar av vibrationer.

Fall 1 (spann 2 och 3):

$L_1 := 17.7 \cdot m$ *Spannets längd*

$B := b = 4.945 m$ *Fri brobredd*

$$f_{n,x,1} := \frac{\pi}{2 \cdot L_1^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_x}{m_{platta,y}}} = 4.465 \cdot Hz$$

Egenfrekvens - OK om $f_n \geq 5Hz$. *Om detta ej uppfylls måste vertikalaccelerationen kontrolleras - SS-EN 1990:2004 A2.4.3.2(2)*

$if(f_{n,x,1} \geq 5Hz, "OK!", "EJ\ OK!") = "EJ\ OK!"$

Verifiering av vertikalacceleration krävs

Fall 2 (spann 1 och 4):

$L_2 := 13.7 m$

$$f_{n,x,2} := \frac{\pi}{2 \cdot L_2^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_x}{m_{platta,y}}} = 7.453 \cdot Hz$$

$if(f_{n,x,2} \geq 5Hz, "OK!", "EJ\ OK!") = "OK!"$

Fall 3 (spann 5):

$L_3 := 10.6 m$

$$f_{n,x,3} := \frac{\pi}{2 \cdot L_3^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_x}{m_{platta,y}}} = 12.45 \cdot Hz$$

$if(f_{n,x,3} \geq 5Hz, "OK!", "EJ\ OK!") = "OK!"$

Vertikala vibrationer orsakade av fotgängare

Fall 1 (spann 2 och 3):

$M := m_{platta,y} \cdot L_1 = 4.669 \times 10^4 \cdot kg$ *Brospannets massa (träplatta)*

$\zeta := 0.01$ *Dämpningsfaktor för träbroar enligt SS-EN 1995-2 7.3.1(2)*

Om en person passerar över bron:

$f_{vert,1} := f_{n,x,1} = 4.465 Hz$

$$a_{vert,1}(f_{vert,1}) := \begin{cases} \frac{200 \cdot kg}{M \cdot \zeta} \cdot \frac{m}{s^2} & \text{if } f_{vert,1} \le 2.5Hz \\ \frac{100 \cdot kg}{M \cdot \zeta} \frac{m}{s^2} & \text{if } 2.5Hz < f_{vert,1} \le 5Hz \\ 0 & \text{if } f_{vert,1} > 5Hz \end{cases}$$

$a_{vert,1}(f_{vert,1}) = 0.143 \frac{m}{s^2}$ *Brons vertikalacceleration då en person passerar över bron*

$$\text{if}\left(a_{vert,1}(f_{vert,1}) < 0.5 \frac{m}{s^2}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Om löpare passerar över bron:

$$a_{vert,run}(f_{vert,1}) := \begin{cases} 0 & \text{if } f_{n,x,1} < 2.5Hz \\ \frac{600 \cdot kg}{M \cdot \zeta} \cdot \frac{m}{s^2} & \text{if } 2.5Hz \le f_{n,x,1} \le 3.5Hz \\ 0 & \text{if } 3.5Hz < f_{n,x,1} \end{cases}$$

$a_{vert,run}(f_{vert,1}) = 0 \frac{m}{s^2}$ *Brons vertikalacceleration då en person passerar över bron*

$$\text{if}\left(a_{vert,run}(f_{vert,1}) < 0.5 \frac{m}{s^2}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Om flera personer passerar över bron:

Då flera personer samtidigt passerar över bron beräknas den vertikala accelerationen som:

$$a_{vert,n} = 0.23 \cdot a_{vert,1} \cdot n \cdot k_{vert}$$

Där n är antalet fotgängare. Enligt Eurokod bör n väljas som:

$n = 13$ *(För en sammanhållen grupp fotgängare)*

$n = 0.6 \cdot A$ *(För en kontinuerlig ström av fotgängare, där A definieras som brospannets ytarea)*

$$A_1 := \frac{B \cdot L_1}{m^2} = 87.526$$

$k_{vert,1} := 1.34 \cdot \frac{f_{vert,1}}{1Hz} - 1.01 = 4.973$ *Beräknat ur figur B.1 i SS-EN 1995-2:2004 B.3*

$k_{vert,2} := -0.4 \cdot \frac{f_{vert,1}}{1Hz} + 2 = 0.214$ *Beräknat ur figur B.1 i SS-EN 1995-2:2004 B.3*

$$k_{vert}(f_{vert,1}) := \begin{cases} 0.33 & \text{if } 0Hz \le f_{vert,1} \le 1Hz \\ k_{vert,1} & \text{if } 1Hz < f_{vert,1} \le 1.5Hz \\ 1 & \text{if } 1.5Hz < f_{vert,1} \le 2.5Hz \\ k_{vert,2} & \text{if } 2.5Hz < f_{vert,1} \end{cases}$$

$k_{vert}(f_{vert,1}) = 0.214$

$a_{vert,13} := 0.23 \cdot a_{vert,1}(f_{vert,1}) \cdot 13 \cdot k_{vert}(f_{vert,1}) = 0.091 \frac{m}{s^2}$

$\text{if}\left(a_{vert,13} < 0.5 \frac{m}{s^2}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$

$a_{vert,0.6A} := 0.23 \cdot a_{vert,1}(f_{vert,1}) \cdot 0.6A_1 \cdot k_{vert}(f_{vert,1}) = 0.369 \frac{m}{s^2}$

$\text{if}\left(a_{vert,0.6A} < 0.5 \frac{m}{s^2}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$

Brons horisontella egenfrekvens och acceleration, förenklad analys

Fall 1 (spann 2 och 3):

$f_{n,z,1} := \frac{\pi}{2 \cdot L_1^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_z}{m_{platta,y}}} = 30.666Hz$

Egenfrekvens - OK om $f_n \ge 2.5Hz$. *Om detta ej uppfylls måste vertikalaccelerationen kontrolleras - SS-EN 1990:2004 A2.4.3.2(2)*

$\text{if}\left(f_{n,z,1} \ge 2.5Hz, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$

Fall 2 (spann 1 och 4):

$f_{n,z,2} := \frac{\pi}{2 \cdot L_2^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_z}{m_{platta,y}}} = 51.188Hz$

$$\text{if}\left(f_{n,z,2} \geq 2.5\text{Hz}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Fall 3 (spann 5):

$$f_{n,z,3} := \frac{\pi}{2 \cdot L_3^{\,2}} \cdot \sqrt{\frac{E_{mean,gl} \cdot I_z}{m_{platta,y}}} = 85.506\,\text{Hz}$$

$$\text{if}\left(f_{n,z,3} \geq 2.5\text{Hz}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Broplattans rörelser i längsled

Konstanter

$\alpha_{tra,T} := 70 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{C}$

Längdutvidgningskoefficient, vinkelrätt träets fiberriktning (rekommenderat värde: 30 - 70).
(SS-EN 1995-1-5)

$\alpha_{tra,II} := 5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{C}$

Längdutvidgningskoefficient, parallellt träets fiberriktning, rekommenderat värde.(SS-EN 1995-1-5)

$\Delta_{fukt} := 5 \frac{mm}{m}$

Rekommenderat värde ur TRVR B3.2.10

$T_{max} := 36C$

$T_{min} := -33C$

Värde för max och min temperatur för brons geografiska läge (SS-EN 1995-1-5)

$\Delta T := T_{max} - T_{min} = 69C$

Rörelser i längsled

Temperatur:

(Bron antas vara fast inspänd i y=0)

$\Delta L_{temp} := \alpha_{tra,II} \cdot \Delta T \cdot L_{brobana} = 25.323mm$

Maximal rörelse för bron i längsled p.g.a. temperaturförändringar.

Fukt:

Fuktrörelser för bron i längsled försummas i enlighet med TRVR-Bro 11

$\Delta L_{fukt} := 0mm$

Normalkraft:

En normalkraft verkar i brons längdriktning och orsakar en töjning i broplattan

$\sigma_N := \frac{N_{Ecd}}{h_{gl} \cdot b} = 8.64 \times 10^4 Pa$

$\varepsilon_N := \frac{\sigma_N}{E_{0.05,gl}} = 7.646 \times 10^{-6}$

Hookes lag

$\Delta L_N := L_{brobana} \cdot \varepsilon_N = 0.561 \cdot mm$

Maximal förlängning i brons längdriktning:

$\Delta L := \Delta L_{temp} + \Delta L_{fukt} + \Delta L_N = 25.884mm$

Rörelser i tvärled

Temperatur:

$\Delta b_{temp} := b \cdot \alpha_{tra,T} \cdot \Delta T = 23.884mm$

Maximal förlängning av lamellplattan i tvärled på grund av temperaturförändringar.

Fukt:

$\Delta b_{fukt} := \Delta_{fukt} \cdot b = 24.725mm$

Maximal längdförändring av lamellplattan p.g.a. fuktkvotsförändringar.

Maximal förlängning i brons tvärriktning:

$\Delta b := \Delta b_{temp} + \Delta b_{fukt} = 48.609mm$

Förspänning, stålstag och ankarsystem

Kontroll av förspänning och stålstag

Kontroll av tryckkraft mellan lameller:

Enligt SS-EN 1995-2:2004 6.1.2(2) bör följande villkor uppfyllas för att säkerställa spännkraften mellan lamellerna så att ingen förskjutning sker

$$F_{v,Ed} \le \mu_d \cdot \sigma_{p,min} \cdot h_{gl}$$

$$F_v := 0.56\sqrt{\left(\frac{Q_{sv1}}{2}\right)^2 + \left(0.6 \cdot \frac{Q_{sv1}}{2}\right)^2} = 26.123\,kN$$

Komposanten av den kraft som genereras av ett servicefordons hjultryck, multiplicerad med en faktor 0.56, vilken kommer ur jämnviktsvillkor.

$b_{wkontroll} := 0.2m$

$\beta_1 := 0.25\pi$

Spridningsvinklar, β_1, β_2 (SS-EN 1995-2:2004 Tabell 5.2)

$\beta_2 := 0.25\pi$

$$l_v := b_{wkontroll} + 2\left(d_{belaggning} \cdot \tan(\beta_1) + \frac{h_{gl}}{2} \cdot \tan(\beta_2)\right) = 1.08m$$

$$F_{v,Ed} := \frac{F_v}{l_v} = 24.188\frac{kN}{m}$$

$\sigma_{p,min} := 0.35MPa$

Minsta värde på kvarstående tryckspänning från förspänning, SS-EN 1995-2:2004 6.1.2(5)

$\mu_d := 0.2$

Dimensioneringsvärde på friktionskoefficient med antagen fuktkvot på ca. 12%

$$\text{if}\left(F_{v,Ed} \le \mu_d \cdot \sigma_{p,min} \cdot h_{gl}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}\right) = \text{"OK!"}$$

Detta betyder att tryckkraften mellan plattans lameller är tillräckligt stor, vilket verifierar ortotropisk plattverkan.

Avstånd mellan stag:

Då broplattans höjd överstiger 500 mm erfordras dubbla stålstag i vertikalled (Crocetti, 2015). Maximalt avstånd mellan stålstagen i brons längsriktning avläses i Figur 9.18 i (Ritter, 2005).

$cc_{stag,max} := 0.750m$

$cc_{stag} := 0.600m$

Sänker värdet för att klara krav på spänning nedan.

Erfordrad stålspänning:

Enligt Ritter bör nedanstående villkor vara uppfyllt:

$$N_{stag} \ge 2.5 \cdot N_{min,stag}$$

Vilket betyder att:

$$\sigma_p \geq 2.5 \cdot \sigma_{p,min}$$

Enligt SS-EN 1995-2:2004 6.1.2(6) får tryckspänningen efter långtidsförluster antas vara större än 0.35 MPa om följande villkor är uppfyllda:
Det initiala försspänningsvärdet är minst 1.0 MPa
Fuktkvoten hos lamellerna vid uppspänning inte är högre än 16%
Variationen i fuktkvot i plattan i bruk begränsas med lämpligt skydd t.ex. ett tätskikt

$\sigma_p := 1MPa$ *Förutsättningarna ovan anses uppfyllda - det initiala förspänningsvärdet sätts till 1MPa*

$N_{stag,tot} := cc_{stag} \cdot h_{gl} \cdot \sigma_p = 432 \cdot kN$ *Kraften i två vertikalt parallella stålstag*

$N_{stag} := \frac{N_{stag,tot}}{2} = 216 \cdot kN$ *Kraften i ett stålstag*

För att säkerställa spänningen $\sigma_{p,min}$ måste stålstagen generera en motsvarande kraft där N_i är den initiala kraften i ett stag och N_t är minimal kraft i ett stag efter lång tid.

$d_{stag} := 0.02m$ *Väljer diameter på stålstag*

$A_{stag} := \frac{\pi \cdot d_{stag}^2}{4} = 3.142 \times 10^{-4} m^2$ *Area, stålstag*

$\sigma_{stag} := \frac{N_{stag}}{A_{stag}} = 687.549MPa$ *Erfordrad spänning i vardera stålstag*

Enligt Ritter (2005) bör spänningen i stagen ej överstiga 70% av stålets brotthållfasthet

$f_u := 1100 \cdot MPa$ *Brotthållfasthet för Dywidag GWS-stålstag*

$if(\sigma_{stag} \leq 0.7 \cdot f_u, "OK!", "EJ OK!") = "OK!"$

Vidare menar Ritter (2005) att kvoten mellan stålarea och motsvarande träarea ej bör överstiga 0,0016

$$if\left(\frac{A_{stag}}{cc_{stag} \cdot \frac{h_{gl}}{2}} < 0.0016, "OK!", "EJ OK!"\right) = "OK!"$$

Dimensionering av mellanläggsplatta

Enligt SS-EN 1995-1-1 6.1.5(1)P ska följande villkor uppfyllas vid tryck vinkelrätt fiberriktning.

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$l_{mellanlaggsplatta} := 0.4m$

$h_{mellanlaggsplatta} := 0.3m$

$d_{mellanlaggsplatta} := 0.05m$

$l_{ef} := l_{mellanlaggsplatta} + \min(30mm, l_{mellanlaggsplatta}) = 0.43m$ (T6-5) - Bärande konstruktioner del 2

$h_{ef} := h_{mellanlaggsplatta} + \min(30mm, h_{mellanlaggsplatta}) = 0.33m$ (T6-5) - Bärande konstruktioner del 2

$A_{ef} := h_{ef} \cdot l_{ef} = 0.142m^2$ *Effektiv kontakarea*

$\sigma_{c,90,d} := \frac{N_{stag}}{A_{ef}} = 1.522 \cdot MPa$

$k_{c,90,d} := 1.3$ *SS-EN 1995-2:2004 6.1.2(9)*

$k_{mod,stag} := 0.6$ *Permanent last*

$f_{c90d,stag} := k_{mod,stag} \cdot \frac{f_{c90k,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 1.2 \cdot MPa$

$\text{if}(\sigma_{c,90,d} < k_{c,90,d} \cdot f_{c90d,stag}, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}) = \text{"OK!"}$

Ankarplattor

Hänsyn ska tas till tryckhållfastheten vinkelrätt fibrerna hos mellanläggsplattan men ankarplattornas dimensioner beräknas ej här utan väljs.

$d_{ankarplatta} := 0.2m$

$A_{ankarplatta} := \frac{\pi \, d_{ankarplatta}^2}{4} = 0.031m^2$

Stumfogar

För ett område med fyra lameller i bredd bör inte mer än en stumfog finnas inom avståndet l_l.

$l_l := \min(2 \cdot cc_{stag}, 30 \cdot b_{gl}, 1.2m) = 1.2m$ *SS-EN 1995-2:2004 6.1.2(10)*

Massberäkningar

$n_{stag} := 24$ *Antalet stålstag som antas erfordras*

$m_{gl} := \rho_{k,gl} \cdot \left(L_{brobana} \cdot b \cdot h_{gl} - n_{stag} \cdot A_{stag} \cdot b\right) = 1.122 \times 10^{5}\ kg$

$m_{asfalt} := \rho_{k,asfalt} \cdot L_{brobana} \cdot b \cdot d_{belaggning} = 6.679 \times 10^{4}\ kg$

$m_{stag} := n_{stag} \cdot A_{stag} \cdot (b + 0.2m) \cdot \rho_{stal} = 3.096 \times 10^{3}\ kg$

$d_{gammal} := 0.025m$

$m_{mellanlaggsplatta} := 2n_{stag} \cdot l_{mellanlaggsplatta} \cdot h_{mellanlaggsplatta} \cdot d_{gammal} \cdot \rho_{stal} = 1.149 \times 10^{4}\ kg$

$m_{.platta} := m_{gl} + m_{asfalt} + m_{stag} + m_{mellanlaggsplatta} = 1.936 \times 10^{5}\ kg$

Total massa för brons överbyggnad

OBS! Sedan dessa beräkningar genomfördes har vissa ändringar gjorts. Mellanläggsplattan utformades först i metall, någonting som senare reviderades till lövträ. Även plattans tjocklek har ökats från 25 mm till 50 mm. Då lövträ har en betydligt lägre densitet än stål borde inga av dessa åtgärder ha ökat överbyggnadens egentyngd och därmed bör ovan genomförda kontroll vara giltiga.

Dimensionering av pelare

Dimensioner

Brobanans längd: $L_{brobana} := 73.4m$

Överbyggnadens totala tjocklek: $d := 0.8m$

Mått i x-axelns riktning (vek): $h_{pelare} := 0.765m$

Mått i y-axelns riktning (styv): $b_{pelare} := 0.765m$

Pelarens höjd: $L_{pelare} := 7m$

Tvärsnittets area: $A_{pelare} := b_{pelare} \cdot h_{pelare} = 0.585m^2$

Materialparametrar

Limträ GL30c

(Värden hämtas ur bilaga 9)

Tryck parallellt fibrerna: $f_{ck,gl} := 24.5MPa$

Böjning: $f_{mk,gl} := 30MPa$

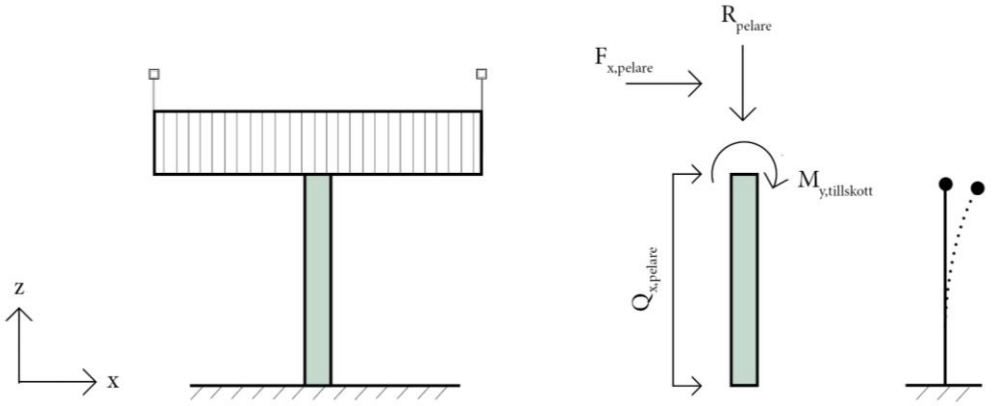
Elasticitetsmodul, karaktäristisk: $E_{0.05,gl} := 11300MPa$

Omräkningsfaktorn k_{mod} *beror av klimatklass och lastvaraktighet. Klimatklass 2 väljs och lastvaraktigheten bedöms som kortvarig.*

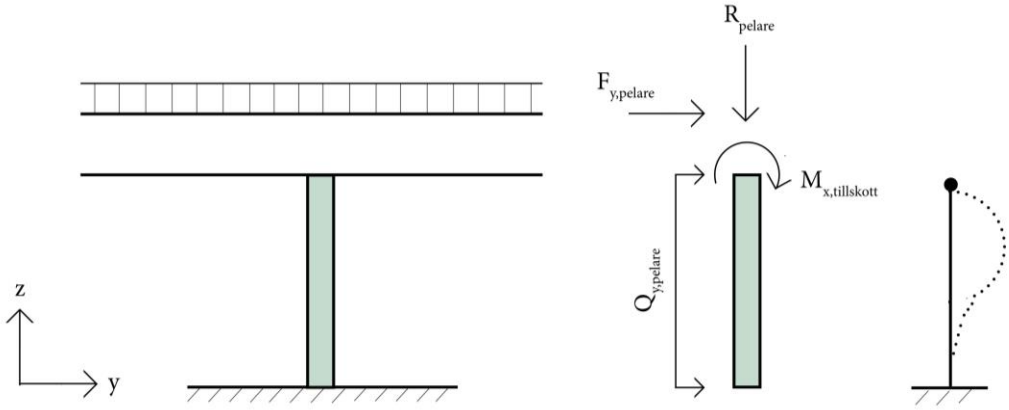
$k_{mod} := 0.9$

Partialkoefficient: $\gamma_{M,gl} := 1.25$

Tryck parallellt fibrerna: $f_{cd,gl} := k_{mod} \cdot \frac{f_{ck,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 17.64MPa$



Figur 1 Beräkningsmodell i xz-plan.



Figur 2 Beräkningsmodell i yz-plan.

Dimensionerande lasteffekter

Dimensionerande reaktionskraft

$R_{max} := 1428kN$

Dimensionerande vindlast

$F_{wx} := 330.353kN$ *Horisontell vindlast i y-led*

$F_{wy} := 82.588kN$ *Horisontell vindlast i y-led*

$A_{ref,x} := L_{brobana} \cdot (2m + d) = 205.52m^2$ Referensarean som vinden angriper, i x-led

Laster på pelaren:

Belastning i z-led:

$$\sigma_{cp,0,d} := \frac{R_{max}}{A_{pelare}} = 2.44\,MPa$$

Ekvivalent spänning

Belastning runt y-axeln:

$$Q_{x,pelare} := \frac{1.5 \cdot F_{wx} \cdot b_{pelare}}{A_{ref,x}} = 1.844 \frac{1}{m} \cdot kN$$

Utbredd last på pelaren i höjdled (multipliceras med partialkoefficient för variabel vindlast)

$$F_{x,pelare} := 122.96\,kN$$

Punktlast som angriper $\frac{(d+2)}{2}$ *m ovanför pelarens topp, värde hämtat från bilaga 8.*

$$M_{y,tillskott} := F_{x,pelare} \cdot \frac{(d + 2m)}{2} = 172.144\,kN \cdot m$$

Moment som tillkommer då punktlasten flyttas ned till pelarens topp.

$$M_{y,pelare} := F_{x,pelare} \cdot L_{pelare} + Q_{x,pelare} \cdot \frac{L_{pelare}^2}{2} + M_{y,tillskott} = 1.078 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Enligt elementarfall - "jämnstyv balk. Fast inspänd konsol"

$$W_{y,pelare} := \frac{b_{pelare} \cdot h_{pelare}^2}{6} = 0.075\,m^3$$

$$\sigma_{mp,y,d} := \frac{M_{y,pelare}}{W_{y,pelare}} = 14.448\,MPa$$

Ekvivalent spänning

Belastning runt x-axeln:

$$Q_{flk} := 181.482\,kN$$

Horisontell trafiklast

$$Q_{y,pelare} := \frac{1.5 \cdot F_{wx} \cdot h_{pelare}}{A_{ref,x}} = 1.844 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$F_{y,pelare} := 1.35 \cdot 0.75 \cdot Q_{flk} + 1.5 \cdot F_{wy} = 307.633 kN$

Punktlast som utgörs av horisontell trafiklast och vindlast som angriper på beläggningens ovansida. Båda lasterna multipliceras här med partialkoefficient och faktor för kombinationsvärde.

$M_{x,tillskott} := F_{y,pelare} \cdot d = 246.106 kN \cdot m$

Moment som tillkommer då punktlasten flyttas ned till pelarens topp.

$$M_{x,pelare} := M_{x,tillskott} \cdot \frac{1}{2} + \frac{Q_{y,pelare} \cdot L_{pelare}^{2}}{8} = 134.351 kN \cdot m$$

Enligt elementarfall - "jämnstyv balk, ensidig fast inspänning"

$$W_{x,pelare} := \frac{h_{pelare} \cdot b_{pelare}^{2}}{6} = 0.075 m^{3}$$

$$\sigma_{mp,x,d} := \frac{M_{x,pelare}}{W_{x,pelare}} = 1.801 \cdot MPa$$

Ekvivalent spänning

Dimensionering

Pelarna dimensioneras för att ta upp laster i vertikal och tvärgående riktning.

För pelare som utsätts för axiellt tryck och böjning gäller att nedanstående villkor skall vara uppfyllda. Dessa ekvationer liknar de rörande kombinerad böjning med skillnaden att de tar hänsyn till knäckningsrisk.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1$$

(T6-23) - Bärande konstruktioner del 2

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1$$

(T6-24) - Bärande konstruktioner del 2

Där:

$k_m := 0.7$ *(Gäller sågat virke, limträ och LVL)*

Knäckningsrisken beaktas med hjälp av pelarens slankhet, λ .

$$\lambda = \frac{L_c}{i}$$

Pelarens knäcklängder

$L_{c,y,pelare} := 2.25 L_{pelare} = 15.75m$ *Pelarens praktiska knäcklängd (Eulerfall 1).*

$L_{c,x,pelare} := 0.85 L_{pelare} = 5.95m$ *Pelarens praktiska knäcklängd (Eulerfall 3).*

Kontroll av knäckning

$$i_x := \frac{b_{pelare}}{\sqrt{12}} = 0.221m$$

(T6-15) - Bärande konstruktioner del 2

$$i_y := \frac{h_{pelare}}{\sqrt{12}} = 0.221m$$

(T6-16) - Bärande konstruktioner del 2

$$\lambda_x := \frac{L_{c,x,pelare}}{i_x} = 26.943$$

(T6-14) - Bärande konstruktioner del 2

$$\lambda_y := \frac{L_{c,y,pelare}}{i_y} = 71.32$$

(T6-14) - Bärande konstruktioner del 2

$$\lambda_{rel,x} := \frac{\lambda_x}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck,gl}}{E_{0.05,gl}}} = 0.399$$

(T6-18) - Bärande konstruktioner del 2

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck,gl}}{E_{0.05,gl}}} = 1.057$$

(T6-17) - Bärande konstruktioner del 2

$$\beta_c := 0.1$$

För limträ och LVL

$$k_x := 0.5\left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{rel,x} - 0.3\right) + \lambda_{rel,x}^2\right] = 0.585$$

(T6-22) - Bärande konstruktioner del 2

$$k_y := 0.5\left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{rel,y} - 0.3\right) + \lambda_{rel,y}^2\right] = 1.097$$

(T6-21) - Bärande konstruktioner del 2

$$k_{c,x} := \frac{1}{k_x + \sqrt{k_x^2 - \lambda_{rel,x}^2}} = 0.988$$

(T6-20) - Bärande konstruktioner del 2

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.72$$

(T6-19) - Bärande konstruktioner del 2

$$k_{h,pelare,x} := \begin{cases} \min\left[\left(\frac{0.6m}{b_{pelare}}\right)^{0.1}, 1.1\right] & \text{if } b_{pelare} \le 0.6m \\ 1 & \text{if } b_{pelare} > 0.6m \end{cases} = 1$$

(T2-15) - Bärande konstruktioner del 2

$$k_{h,pelare,y} := \begin{cases} \min\left[\left(\frac{0.6m}{h_{pelare}}\right)^{0.1}, 1.1\right] & \text{if } h_{pelare} \le 0.6m \\ 1 & \text{if } h_{pelare} > 0.6m \end{cases} = 1$$

$$f_{m,x,d,pelare} := k_{mod} \cdot k_{h,pelare,x} \cdot \frac{f_{mk,gl}}{\gamma_{M,gl}}$$

$$f_{m,y,d,pelare} := k_{mod} \cdot k_{h,pelare,y} \cdot \frac{f_{mk,gl}}{\gamma_{M,gl}}$$

$$Kontroll1 := \frac{\sigma_{cp,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{cd,gl}} + \frac{\sigma_{mp,y,d}}{f_{m,y,d,pelare}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mp,x,d}}{f_{m,x,d,pelare}} = 0.919$$

$$Kontroll2 := \frac{\sigma_{cp,0,d}}{k_{c,x} \cdot f_{cd,gl}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mp,y,d}}{f_{m,y,d,pelare}} + \frac{\sigma_{mp,x,d}}{f_{m,x,d,pelare}} = 0.692$$

$$\text{if}(Kontroll1 < 1, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}) = \text{"OK!"}$$

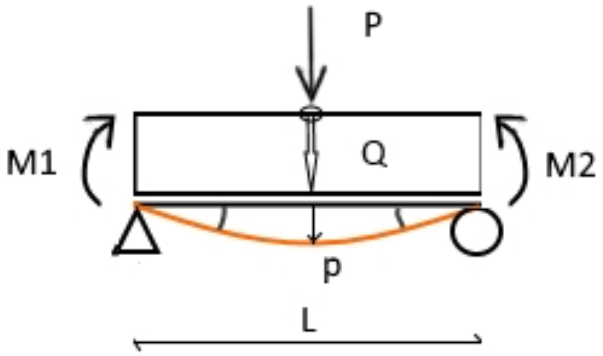
$$\text{if}(Kontroll2 < 1, \text{"OK!"}, \text{"EJ OK!"}) = \text{"OK!"}$$

Beräkning av slutlig nedböjning

Beräkning av nedböjning görs med lastkombination enligt 6.16b ur SS-EN 1990:2002.
Slutlig deformation ges av ekvationerna 2.2-2.5 i SS-EN1995- 1-1. Nedböjning beräknas med medelvärde av elasticitetsmodulen. Vid användande av ekvationerna 2.2-2.5 utesluts ψ_2-värden i ekvation 6.16b och används istället i dessa ekvationer. Beräkning av omedelbar nedböjning görs med hjälp av elementarfall B.1, tvåsidig fri uppläggning (se bilaga 18).

Moment som används i beräkningar nedan är framräknade med hjälp av bilaga 6 med laster definierade enligt nedan. Ur MATLAB-koden i bilaga 17 framgår att maximal nedböjning av jämnt utbredd trafiklast, vindlast samt egentyngd uppstår i fack 3. Den maximala nedböjningen av servicefordon uppstår i fack 2. Värden för maximal nedböjning som presenteras i MATLAB-modellen verifieras nedan.

Beräkningsmodell



Indata

$L_{tot} := 73.4 \cdot m$ $\quad h := 0.72 \cdot m$ $\quad b_{bro} := 4.945 \cdot m$

$K_{def} := 0.8$ $\quad \psi_2 := 0$ $\quad L := 17.7 \cdot m$

$E_m := 13.6 \cdot 10^9 \cdot Pa$ $\quad I := \frac{b_{bro} \cdot h^3}{12} = 0.154 m^4$

$G_g := 26.096 \frac{kN}{m}$ $\quad Q_{sv} := 120 \cdot kN$

$Q_v := \frac{82.588 kN}{L_{tot}} = 1.125 \frac{kN}{m}$ $\quad Q_{fk} := 24.73 \frac{kN}{m}$

Beräkning av nedböjning p.g.a. servicefordon

Maximal nedböjning sker enligt MATLAB (bilaga 17) då servicefordonet placeras i fack 2. Beräkningen nedan är således för detta fall.

$M_{sv1} := -177.321 kN \cdot m$ $\quad M_{sv2} := -167.36 kN \cdot m$

$$u_{inst.sv2} := \left(M_{sv1} + M_{sv2}\right)\cdot\frac{L^2}{16\cdot E_m\cdot I} + Q_{sv}\cdot\frac{L^3}{48\cdot E_m\cdot I} = 3.401\cdot mm$$

Beräkning av nedböjning p.g.a. jämnt utbredd trafiklast

Med hjälp av MATLAB-kod i bilaga 15 har den jämt utbredda trafiklasten applicierats på en rad olika sätt och det största fältmomentet gavs då denna last placeras i fack ett, tre och fem. Eftersom nedböjning beror av moment och böjstyvhet följer nedböjningen momentfördelningens kurva när böjstyvheten är konstant (Lundh, 2000), Därmed kommer nedböjningen bli störst för det lastfall som gav störst fältmoment. Därför läggs den jämnt utbredda trafiklasten i fack ett, tre och fem både i MATLAB-koden och i beräkningen nedan.

$M_{fk1} := -332.756kN\cdot m$ $\qquad$ $M_{fk2} := -446.535kN\cdot m$

$$u_{inst.fk1} := \left(M_{fk1} + M_{fk2}\right)\cdot\frac{L^2}{16\cdot E_m\cdot I} + Q_{fk}\cdot\frac{5\cdot L^4}{384\cdot E_m\cdot I} = 7.814\cdot mm$$

Beräkning av nedböjning p.g.a. egentyngd

Egentyngden är placerad över hela brolängden.

$M_{G1} := -720.797kN\cdot m$ $\qquad$ $M_{G2} := -564.58kN\cdot m$

$$u_{inst.G1} := \left(M_{G1} + M_{G2}\right)\cdot\frac{L^2}{16\cdot E_m\cdot I} + G_g\cdot\frac{5\cdot L^4}{384\cdot E_m\cdot I} = 3.912\cdot mm$$

Beräkning av nedböjning p.g.a. vindlast

Den jämnt utbredda vindlasten är placerad över hela brolängden.

$M_{v1} := -31.074kN\cdot m$ $\qquad$ $M_{v2} := -24.339kN\cdot m$

$$u_{inst.v1} := \left(M_{v1} + M_{v2}\right)\cdot\frac{L^2}{16\cdot E_m\cdot I} + Q_v\cdot\frac{5\cdot L^4}{384\cdot E_m\cdot I} = 0.169\cdot mm$$

Beräkning av slutlig nedböjning

Värden för initiala utböjningar ovan stämmer överens med maximala nedböjningar beräknade i MATLAB-modell för nedböjningar. Kontroll av överensstämmande därmed OK!

Nedböjningen för egentyngd, vindlast respektive utbredd trafiklast är störst i fack 3.
Faktorn för kombinationsvärdet, psi2, är dessutom noll vilket medför att den slutliga nedböjningen för den jämnt utbredda trafiklasten och för servicefordonet är samma som för de initiala.
Nedböjningen för servicefordonet är störst i fack 2. Då nedböjningen av den utbredda trafiklasten är större än den för servicefordonet dras slutsatsen att den sammanlagda nedböjningen blir störst i fack 3.

Beräkning av slutlig nedböjning enligt ekvation 2.2-2.5.

$u_{fin.G1} := u_{inst.G1} \cdot \left(1 + K_{def}\right) = 7.041 \cdot mm$

$u_{fin.v1} := u_{inst.v1} \cdot \left(1 + \psi_2 \cdot K_{def}\right) = 0.169 mm$

$u_{fin.fk1} := u_{inst.fk1} \cdot \left(1 + \psi_2 \cdot K_{def}\right) = 7.814 mm$

$u_{fin1} := u_{fin.G1} + u_{fin.fk1} + u_{fin.v1} = 15.024 mm$

Dimensionering av ändstöd

Koefficienter

$k_o := 0.36$ *Vilotryckskoefficient (föreläsning Sören Lindgren, 11 februari 2016)*

$\gamma := 20 \cdot \frac{kN}{m^3}$ *Tunghet, grus (föreläsning Sören Lindgren, 11 februari 2016)*

$\rho_b := 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$ *Tunghet, betong (föreläsning Sören Lindgren, 11 februari 2016)*

Dimensioner

$b_v := 5000 \cdot mm$

$b_{vi} := 400 \cdot mm$

$b_1 := 200 \cdot mm$

$b_2 := 374 \cdot mm$

$b_3 := 126 \cdot mm$

$b_4 := 137.5 \cdot mm$

$b_5 := 700 \cdot mm$

$b_{syll} := 225 \cdot mm$

$b_6 := b_4 \cdot 2 + b_{syll} = 500 \cdot mm$

$b_7 := 1200 \cdot mm$

$b_8 := 300 \cdot mm$

$b_{bo} := 7000 \cdot mm$

$b_{bro} := 4945 \cdot mm$

$b_{tr} := 300 \cdot mm$

$h_v := 2500 \cdot mm$

$h_1 := 750 \cdot mm$

$h_2 := h_v - h_1 = 1.75 \times 10^3 \cdot mm$

$h_3 := 2500 \cdot mm$

$h_4 := 250 \cdot mm$

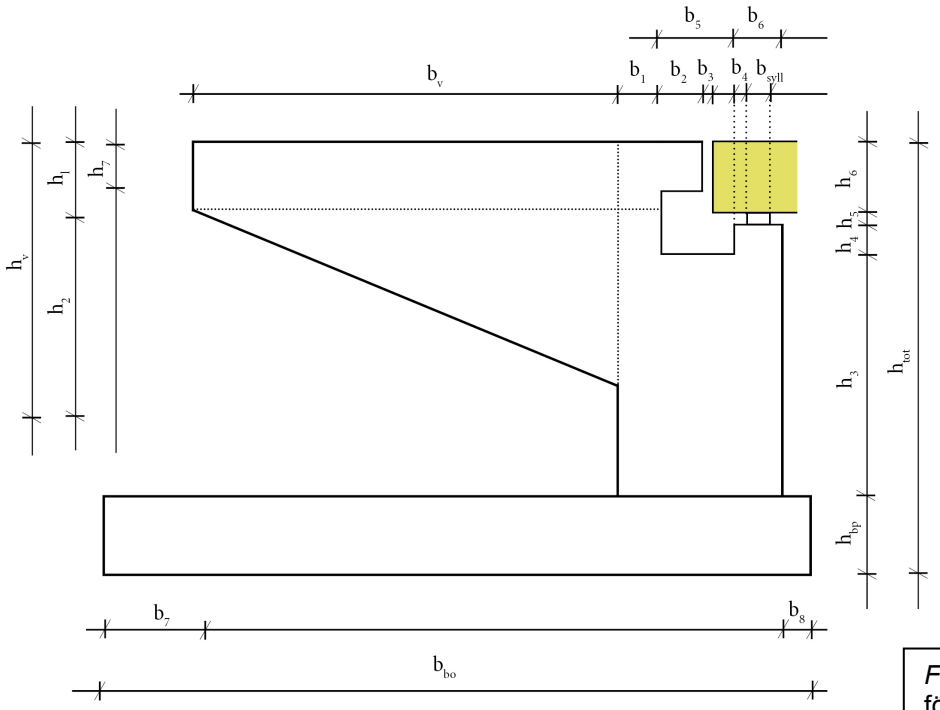
$h_5 := 115 \cdot mm$

$h_6 := 720 \cdot mm$

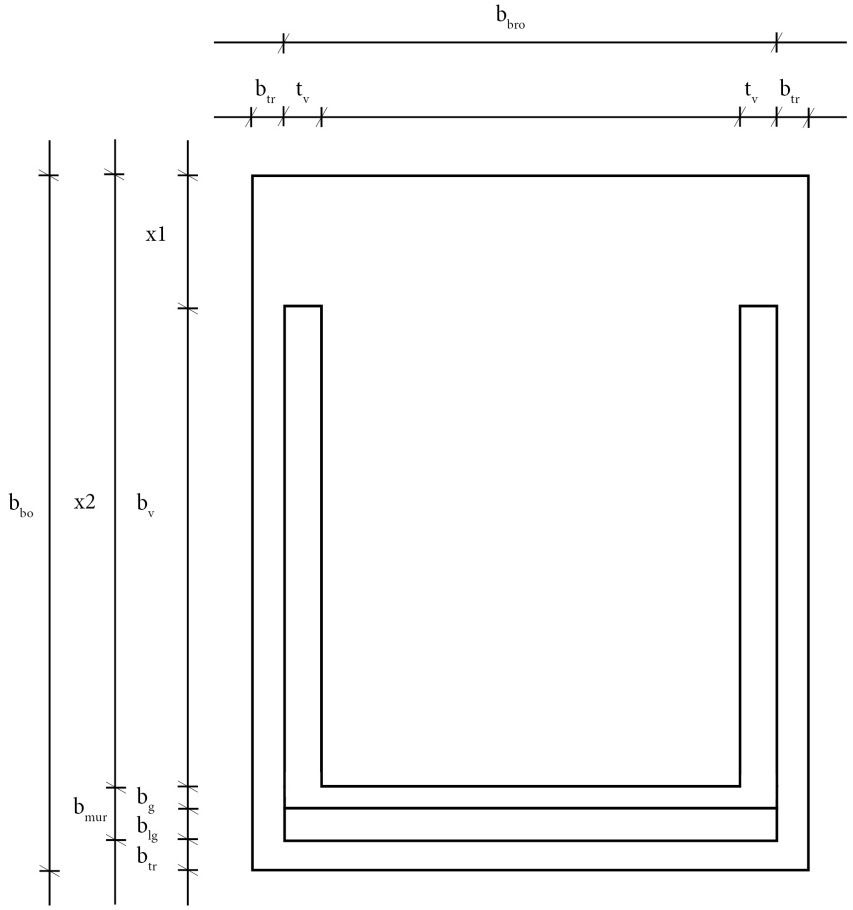
$h_7 := 500 \cdot mm$

$h_{bp} := 800 \cdot mm$

$h_{tot} := h_{bp} + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 = 4.385 \times 10^3 \cdot mm$



Figur 1. Beräkningsmodell för dimensionering för ändstöd, från sidan sett.



Figur 2. Beräkningsmodell för dimensionering för ändstöd, ovanifrån sett.

Tyngd

$$E_{ving} := \left(b_v \cdot h_1 + \frac{b_v \cdot h_2}{2}\right) \cdot b_{vi} \cdot \rho_b \cdot 2 = 162.5\,kN$$

Vingmurens egentyngd

$$E_{front} := \left[\begin{array}{l} b_1 \cdot (h_3 + h_4 + h_5 + h_6) + b_2 \cdot h_7 \ldots \\ + b_5 \cdot h_3 + b_6 \cdot (h_3 + h_4) \end{array}\right] \cdot b_{bro} \cdot \rho_b = 498.085\,kN$$

Frontmurens, lagerpallens och grusskiftets egentyngd

$$E_{bott} := (b_{bro} + 2 \cdot b_{tr}) \cdot b_{bo} \cdot h_{bp} \cdot \rho_b = 776.3\,kN$$

Bottenplattans egentyngd

$$ABC := E_{ving} + E_{front} + E_{bott} = 1.437 \times 10^3 \cdot kN$$

Total egentyngd

Tyngdpunkt

$$A_x := \left[\left(b_7 + \frac{b_v}{2}\right) \cdot b_v \cdot h_1 + \left[\left(b_7 + \frac{2 \cdot b_v}{3}\right) \cdot \frac{b_v \cdot h_2}{2}\right]\right] \cdot b_{vi} \cdot \rho_b \cdot 2 = 674.167\,kN \cdot m$$

Vingmurens tyngdpunkt

$$\begin{aligned} B_x := & \left[b_1 \cdot (h_3 + h_4 + h_5 + h_6) \cdot \left(b_v + b_7 + \frac{b_1}{2}\right)\right] \cdot b_{bro} \cdot \rho_b \ldots \\ & + \left[b_2 \cdot h_7 \cdot \left(b_1 + b_v + b_7 + \frac{b_2}{2}\right)\right] \cdot b_{bro} \cdot \rho_b \ldots \\ & + \left[b_5 \cdot h_3 \cdot \left(b_v + b_7 + b_1 + \frac{b_5}{2}\right)\right] \cdot b_{bro} \cdot \rho_b \ldots \\ & + \left[b_6 \cdot (h_3 + h_4) \cdot \left(b_v + b_7 + b_1 + b_5 + \frac{b_6}{2}\right)\right] \cdot b_{bro} \cdot \rho_b \end{aligned} = 3.42 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Frontmurens, lagerpallens och grusskiftets tyngdpunkt

$$C_x := (b_{tr} + b_{tr} + b_{bro}) \cdot b_{bo} \cdot h_{bp} \cdot \rho_b \cdot \frac{b_{bo}}{2} = 2.717 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Bottenplattans tyngdpunkt

$$ABC_x := A_x + B_x + C_x = 6.812 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Global tyngdpunkt

$$X_{tp} := \frac{ABC_x}{ABC} = 4.741\,m$$

Tyngdpunktens avstånd från bottenplattans bakkant

Vertikala laster

$G_{gr} := (b_{bro} - 2 \cdot b_{vi}) \cdot (h_3 + h_4 + h_5 + h_6) \cdot (b_7 + b_v) \cdot \gamma = 1.843 \times 10^3 \cdot kN$ *Grus*

$OvL := \frac{b_{bro} \cdot 20 \cdot \frac{kN}{m^2}}{b_{bro}} = 20 \cdot \frac{kN}{m^2}$ *Överlast: 20 kN/m2 för bredder upp till 6 m (Vägverkets författarsamling VVFS 2006:61, paragraf 12: Råd)*

$R_{ovL} := OvL \cdot h_{tot} \cdot b_{bro} = 433.676 kN$ *Resultant överlast*

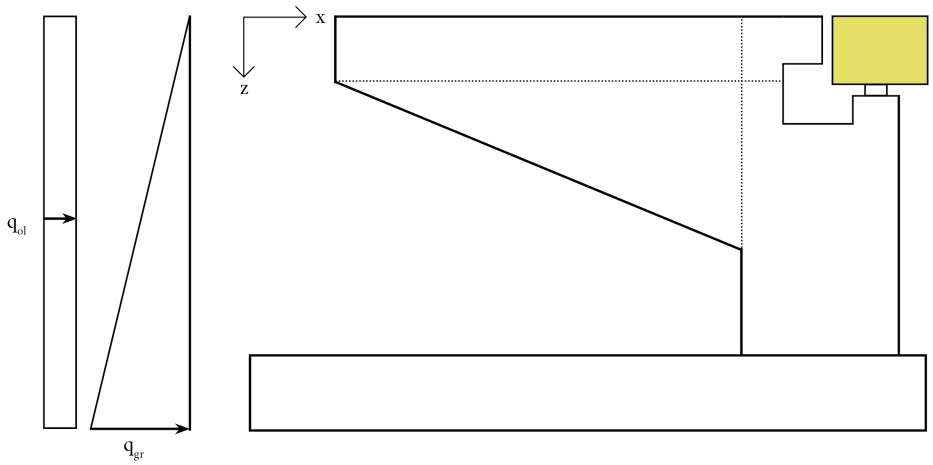
Horisontella laster

$q_{gr} := h_{tot} \cdot k_o \cdot \gamma = 31.572 \frac{kN}{m^2}$ *Horisontell last från grus*

$R_{qgr} := q_{gr} \cdot \frac{h_{tot} \cdot b_{bro}}{2} = 342.301 kN$ *Resultant horisontell last från grus vid z = 2/3*hl*

$q_{ol} := OvL \cdot k_o = 7.2 \cdot \frac{kN}{m^2}$ *Överlast vid z = 1/2 *hl*

$T_{qol} := q_{ol} \cdot h_{tot} \cdot b_{bro} = 156.124 kN$ *Totala överlasten då z=Xtp*



Figur 3. Beräkningsmodell för beräkning av horisontella laster.

Vindlaster

Tvärs brobanan

$F_{vind} := 330.353 \cdot kN$

Vinden som punktlast tvärs brobanan

$Q_{broms} := 181.482 kN$

Bromslast längs brobanan

$Q_{bromsT} := 0.25 \cdot Q_{broms} = 4.537 \times 10^4 N$

Omräkning av bromslasten till en bromslast i tvärriktning

Grundtryck

$\zeta := 0.89$

$\gamma_G := 1.35$

Koefficienter för permanent last (egentyngd, grus)

$\gamma_Q := 1.5$

$\psi := 0.75$

Koefficienter för variabel last (överlast)

$R_A := 341.45kN$

Reaktionskraft som ändstödet belastas av

$T_{eg} := ABC \cdot \zeta \cdot \gamma_G = 1.726 \times 10^3 \cdot kN$

Egenvikt

$T_{gr} := G_{gr} \cdot \zeta \cdot \gamma_G = 2.214 \times 10^3 \cdot kN$

Grus

$T_{ol} := R_{ovL} \cdot \gamma_Q \cdot \psi = 487.886kN$

Överlast

$T_R := R_A + 5 \frac{kN}{m^2} \cdot (b_7 + b_v) \cdot (b_{bro} - 2 \cdot b_{vi}) = 469.945kN$

Reaktionskraft: 5 kN/m2 enligt SS-EN 1991-2:2003, kap. 5.9

$T_{summa} := T_{eg} + T_{gr} + T_{ol} + T_R = 4.898 \times 10^3 \cdot kN$

Total kraft

$$x := \frac{\left[T_{eg} \cdot X_{tp} + T_{gr} \cdot \left[\frac{(b_7 + b_v)}{2}\right] + T_{ol} \cdot \left[\frac{(b_7 + b_v + b_1)}{2}\right] + T_R \cdot \left[b_7 + b_v + b_1 + 0.5 \cdot (b_5 + b_6)\right]\right]}{T_{summa}} = 4.062m$$

Kraftens läge i x-led

$y := 0.5 \cdot b_{bro} = 2.473m$

Kraftens läge i y-led

$x_{grund} := (b_{bo} - x) \cdot 2 = 5.875m$

$y_{grund} := b_{bro} + 2 \cdot b_{tr} = 5.545m$

Dimensioner för grundtryckets angreppsyta

$F_{grund} := \frac{T_{summa}}{x_{grund} \cdot y_{grund}} = 150.35kPa$

Grundtryck

*Grundläggningen behöver stabiliseras då Fgrund överstiger gränsen 100 kPa för fast lera (*EKS10, 20 §, tabell I-2).

Grundläggning av pelare

Betongpåle, spetsburen
Förutsatt pållängd: 15 - 25 m
Beteckning enligt svensk standard: SP1, SS 811103
Mått: 235 x 235 mm
Armering: 4 d 16, Ks60

$B := 4000\,mm$ — Grundplattans dimensioner

$a_2 := 235\,mm$ — Dimensioner på pålarna

$B_k := 250\,mm$ — Antar preliminärt kantavstånd

$Kap := 450\,kN$ — *En påles kapacitet*

$D := 4.5\,a_2 = 1.058 \times 10^3\,mm$ — *Centrumavstånd mellan vertikala pålar (4.5 är en konstant)*

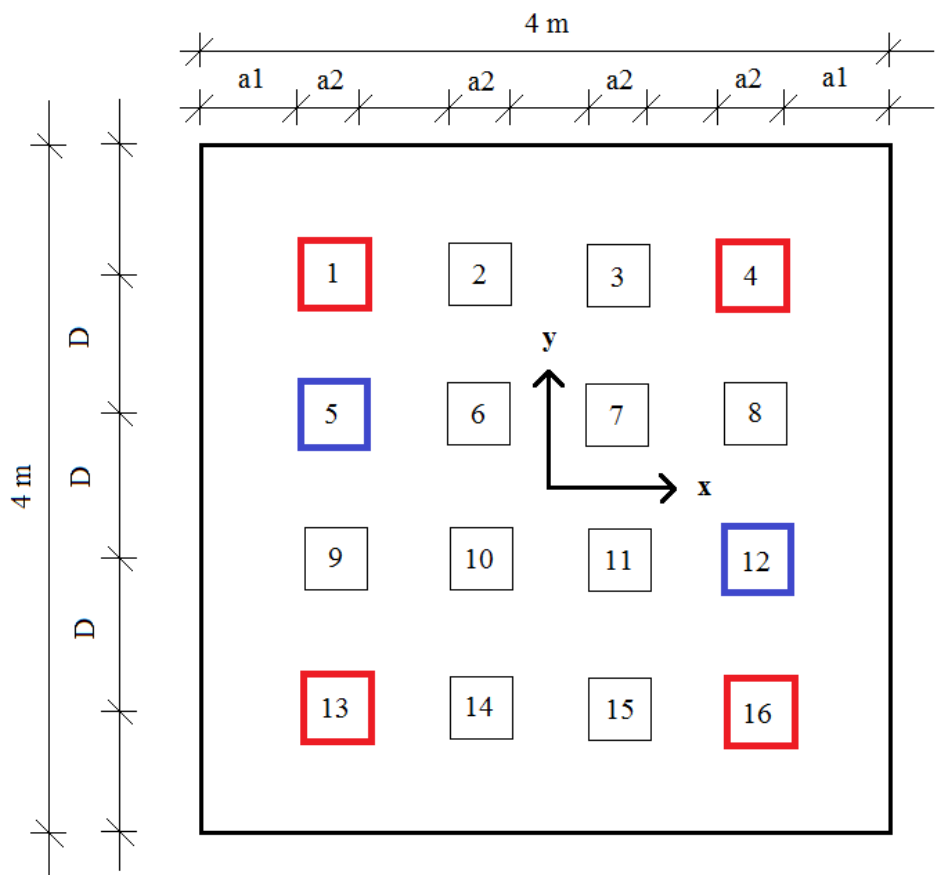
$D_2 := D \cdot \cos\left(16.2 \cdot \frac{\pi}{360}\right) = 1.017\,m$ — *Centrumavstånd mellan sneda pålar*

$n := \left[\frac{(B - 2 \cdot B_k - a_2)}{D}\right] + 1 = 4.087$ — *Maximalt antal pålar per sida. Väljer 4 st.*

$a_1 := \frac{B - 3 \cdot D - a_2}{2} = 0.296\,m$ — *Kantavstånd*

$v := \sin\left(16.2 \cdot \frac{\pi}{360}\right) = 0.276$ — *Väljer pållutning 16 grader*

$v_2 := \tan\left(16.2 \cdot \frac{\pi}{360}\right) = 0.287$



Figur 1. Beräkningsmodell för grundläggning av pelare, ovanifrån sett.

Laster

$F_{x,pelare} := 122.96kN$

Punktlast (vind) som angriper $\frac{(d+2)}{2}$ *m ovanför pelarens topp (hämtat från bilaga 8).*

$Q_{x,pelare} := 1.23 \frac{kN}{m}$

Utbredd last på pelaren i höjdled

$h_{pelare} := 7m$

Pelarens höjd

$H_x := F_{x,pelare} + 1.5 \cdot Q_{x,pelare} \cdot h_{pelare} = 135.875kN$

Horisontella laster i x-led (multipliceras med partialkoefficient för variabel vindlast).

$F_{y,pelare} := 307.633kN$

Punktlast som utgörs av horisontell trafiklast och vindlast som angriper på beläggningens ovansida (hämtas ur bilaga 10)

$Q_{y,pelare} := 1.23 \frac{kN}{m}$

Utbredd last på pelaren i höjdled (hämtas ur bilaga 10)

$H_y := F_{y,pelare} + 1.5 Q_{y,pelare} \cdot h_{pelare} = 320.548 kN$

Horisontella laster i y-led (multipliceras med partialkoefficient för variabel vindlast).

$V_z := 1428 kN$

Vertikala laster i z-led (hämtas ur bilaga 10)

$M_x := 130.585 kN \cdot m$

Moment runt x-led (hämtas ur bilaga 10)

$M_y := 1063 kN \cdot m$

Moment runt y-led (hämtas ur bilaga 10)

$N_x := \frac{H_x}{Kap \cdot v} = 1.095$

$N_{xny} := 2$

Minsta antalet sneda pålar i x-led.
Vi väljer 2 stycken som ligger i position 5 pch 12.

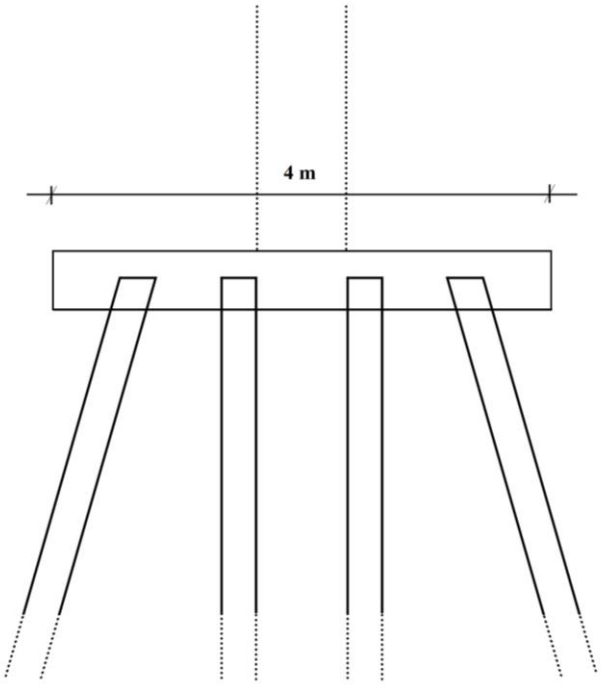
$N_y := \frac{H_y}{Kap \cdot v} = 2.584$

$N_{yny} := 4$

Minsta antalet sneda pålar i y-led.
Vi väljer 4 stycken som ligger i position 1, 4, 13 och 16.

$I_x := 3 \cdot 2 \cdot (0.5D)^2 + 2 \cdot 2 \cdot (1.5D)^2 + 2 \cdot 2 \cdot \left(0.5D_2 + 0.5D\right)^2 = 16.044 m^2$

$I_y := 4 \cdot 2 \cdot (0.5D)^2 + 1 \cdot 2 \cdot (1.5D)^2 + 1 \cdot 2 \cdot \left(0.5D_2 + 0.5D\right)^2 = 9.42 m^2$



Figur 2. Beräkningsmodell för grundläggning av pelare, från sidan sett.

Pålkrafter

Sneda pålar

$$P_{xsned} := \frac{H_x}{N_{xny} \cdot v} + \frac{M_y \cdot D_2}{I_y \cdot 2} = 303.831kN$$

Pålkrafter i x-led

$$P_{ysned} := \frac{H_y}{N_{yny} \cdot v} + \frac{M_x \cdot D_2}{I_x \cdot 2} = 294.87kN$$

Pålkrafter i y-led

Vertikala pålar

$n_{vert} := 10$

Antalet vertikala pålar

$$P_{vertikal2} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot -0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 1.5D}{I_x} = 134.624kN$$

$$P_{vertikal3} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot 0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 1.5D}{I_x} = 253.96kN$$

$$P_{vertikal6} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot -0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 0.5D}{I_x} = 143.231kN$$

$$P_{vertikal7} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot 0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 0.5D}{I_x} = 262.568kN$$

$$P_{vertikal8} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot 1.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 0.5D}{I_x} = 381.904kN$$

$$P_{vertikal9} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot -1.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot -1.5D}{I_x} = 41.11kN$$

$$P_{vertikal10} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot -0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot -0.5D}{I_x} = 151.839kN$$

$$P_{vertikal11} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot 0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot 0.5D}{I_x} = 262.568kN$$

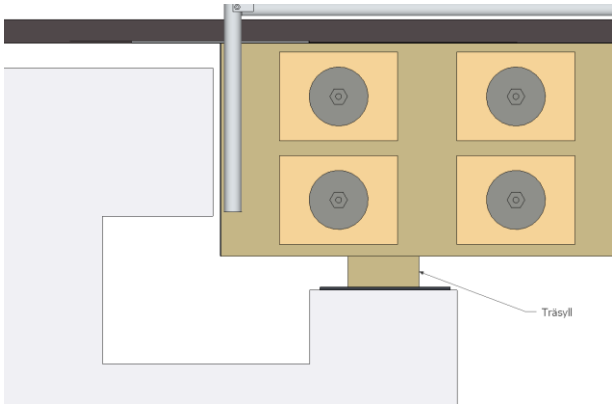
$$P_{vertikal4} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot -0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot -1.5D}{I_x} = 160.446kN$$

$$P_{vertikal5} := \frac{V_z}{n_{vert}} - \frac{H_x}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{H_y}{n_{vert} \cdot v_2} + \frac{M_y \cdot 0.5D}{I_y} - \frac{M_x \cdot -1.5D}{I_x} = 279.782kN$$

Påle nummer 8 tar mest krafter vertikalt.

Dimensionering av syll

Nedan följer beräkningarna för dimensionering av de två syllar som brobaneplattan placeras på. Dessa är i sin tur placerade på ändupplagen, se figur 1.



Figur 1: Placering av brobaneplatta på ändstödets syll.

Indata

Indata är tagen från Bärande Konstruktioner Del 2 och från bilaga 12.

Bärande Konstruktioner Del 2:

- k_{c90}

Bilaga 12:

- $f_{c,90,k,gl}$
- $\gamma_{M,gl}$
- k_{mod}
- F_{c90d}

Indata

$f_{c90k,gl} := 2.5MPa$ $l_1 := 13.7m$ $l_2 := 10.7m$

$\gamma_{M,gl} := 1.25$ $l_b := 0.225m$

$k_{mod} := 0.7$ $b := 4.945m$ $a := 0.1375m$

$k_{c90} := 1.5$

l1 – avstånd från närmaste stöd till yttersida av syll
l2 – avstånd från närmaste stöd till innersida av syll
lb – bredd på syll i y-led
b – bredd på brobanan i x-led
a – sträcka utanför syllen, i y-led
a_1 ansätts till 0 ty syllens effektiva area är dess area

Om $l_1 \geq 2h$ så ansetts k_{c90} = 1.5 annars 1.0

Dimensionerande spänning, f_{c90d}

$$f_{cd} = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$f_{c90d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c90k,gl}}{\gamma_{M,gl}} = 1.4MPa$$

Effektiv längd och area, l_{ef} och A_{ef}

Träsyll

$$l_{ef} := l_b = 0.225m$$

$$A_{ef} := b \cdot l_{ef} = 1.113m^2$$

Brobaneplatta

$$l_{efb} := l_b + 2 \cdot \min\left(30mm, a, l_b, \frac{l_1}{2}\right) = 0.285m$$

$$A_{efb} := b \cdot l_{efb} = 1.409m^2$$

Reaktionskraft

$F_{c90d} := 1372.26kN$

Kontroll enligt Eurokod 5

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

$$k_{c90} \cdot f_{c90d} = 2.1MPa$$

$$\sigma_{c90d} := \frac{F_{c90d}}{A_{ef}} = 1.233MPa$$

OK!

$$\sigma_{c90db} := \frac{F_{c90d}}{A_{efb}} = 0.974MPa$$

OK!

Differens, träsyll och brobaneplatta

$$\frac{\sigma_{c90db}}{\sigma_{c90d}} = 78.947\%$$

Optimal l_b

$$A_{efopt} := \frac{F_{c90d}}{\left(k_{c90} \cdot f_{c90d}\right)} = 0.653m^2$$

$$l_{efopt} := \frac{A_{efopt}}{b} = 0.132m$$

MATLAB-kod: Lasteffekt i brottgränstillstånd

Följande MATLAB-kod innehåller beräkningar av lasteffekter och reaktionskrafter. Indata består av värden för lastkombination 1 och 2. Dessa värden preciseras i bilaga 4. I koden nedan har punktlastens placering generaliserats till att prova samtliga definierade punkter. För den jämnt utbredda lasten visas sex olika lastfall. Fler lastfall har dock tidigare testats med samma MATLAB-kod men de gav inga dimensionerande lasteffekter.

Indata 1
*******Beräkning av lastkombination 2 (grupp 2)********** 2
Geometri 3
Lösning av ekvationssystemet Ka = f 3
Beräkna snittkrafter 3
Plottning av normalkraft 4
Plottning av tvärkraft 4
Plottning av moment 5
********Beräkningen av lastkombination 1 (grupp 1)********** 7
Etablera stvhetsmatris och lastvektor 8
Geometri 8
Lösning av ekvationssystemet Ka = f 9
Beräkna snittkrafter 9
Plottning av normalkraft 9
Plottning av tvärkraft 10
Plottning av moment 11

```
%----------------------------------------
% Kandidatarbete Grupp C
% Uppgifter: Täbybro .
% grupp C
% Senast modifierad: 2016-05-06
%----------------------------------------

close all
clear all
clc
```

Indata

Innehåller materialdata, tvärsnittsdata, elementdata, etc.

```
E = 10.5*10^9;       % Elasticitetsmodul limträ [Pa]
h = 0.720;           % Limträs höjd [m]
b = 4.945;           % Linträs bredd [m]
A = h*b ;            % Limträs area [m^2]
```

```
hs = 0.08;          % Asfalts höjd [m]
bs = 4.945;         % Asfalts bredd [m]
As = hs*bs;         % Asfalts area [m]
I = b*h^3/12;       % Yttröghetsmoment [m^4]
L =73.4;            % Brolängd [m]
L1 = 13.7;          % Spännvidd 1 [m]
L2 = 17.7;          % Spännvidd 2 [m]
L3 = 10.6;          % Spännvidd 3 [m]


GQvindK = (32.28+5.65) ; % Kombinationsvärde för total egentyngd och vertikal
                         % Vindlast[kN/m]

QsvK = 180;          % Kombinationsvärde för axellaster från fordon [kN]

QfkK = 37.09;        % Kombinationsvärde utbredd trafiklast (folkmassa) [kN/m]

FwyK = 123.88;       % Kombinationsvärde för horisontell vindlast [kN]

Qflk1K = 183.75;     % Kombinationsvärde horisontell last från folkmassa
                     % räknat på hela brobana [kN]

Qflk2K = 0.6*120*1.35*0.75; % Kombinationsvärde horisontell last från fordon [kN]
```

*******Beräkning av lastkombination 2 (grupp 2)**********

```
e=4;                 % Antal element i varje spann

for m=1:5*e+1

K=zeros(5*e*3+3,5*e*3+3);    % Styvhetsmatris
f=zeros(5*e*3+3,1);          % Kraftmatris
f(2+(m-1)*3)= -QsvK;         % Belastar med vertikal punktlast
f(5*e*3+1)=Qflk2K+FwyK;      % Belastar med horisontell punktlast

% Elementegenskaper (element properties - ep)
ep = [E A I];                % Styvhet för element
eq=zeros(5*e,2);

        for l=1:e
    eq(l,:)=[0 -GQvindK];               % Utbredd last på spann 1
    eq(e+l,:)=[0 -GQvindK];             % Utbredd last på spann 2
    eq(2*e+l,:)= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 3
    eq(3*e+l,:)= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 4
    eq(4*e+l,:)= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 5
        end

for j=1:e
    ex(j,:)=[L1*(j-1)/e L1*j/e];                          % X-koordinat för spann 1
    ex(e+j,:)=[L1+L2*(j-1)/e L1+L2*j/e];                  % X-koordinat för spann 2
    ex(2*e+j,:)=[L1+L2+L2*(j-1)/e L1+L2+L2*j/e];          % X-koordinat för spann 3
    ex(3*e+j,:)=[L1+L2*2+L1*(j-1)/e L1+L2*2+L1*j/e];      % X-koordinat för spann 4
    ex(4*e+j,:)=[2*L1+2*L2+L3*(j-1)/e 2*L1+2*L2+L3*j/e]; % X-koordinat för spann 5

    ey(j,:)=[0 0];          % Y-koordinat för spann 1
    ey(e+j,:)=[0 0];        % Y-koordinat för spann 2
```

```
    ey(2*e+j,:)=[0 0];      % Y-koordinat för spann 3
    ey(3*e+j,:)=[0 0];      % Y-koordinat för spann 4
    ey(4*e+j,:)=[0 0];      % Y-koordinat för spann 5

end
```

Geometri

Elementfrihetsgrader och randvillkor

```
% Elementdefinition - frihetsgrader
for i=1:e*5
    Edof(i,:)=[i 3*i-2 3*i-1 i*3 i*3+1 i*3+2 i*3+3];
end

% Assemblering
for i=1:length(Edof(:,1)) ;
[Ke,fe] = beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep,eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

% Randvillkor (boundary condition -bc)
bc=[1 0
    2 0
    e*3+2  0
    e*3*2+2 0
    e*3*3+2 0
    e*3*4+2 0
    e*3*5+2 0];
```

Lösning av ekvationssystemet Ka = f

Löser ekvationssystemet med hänsyn till de givna randvillkoren

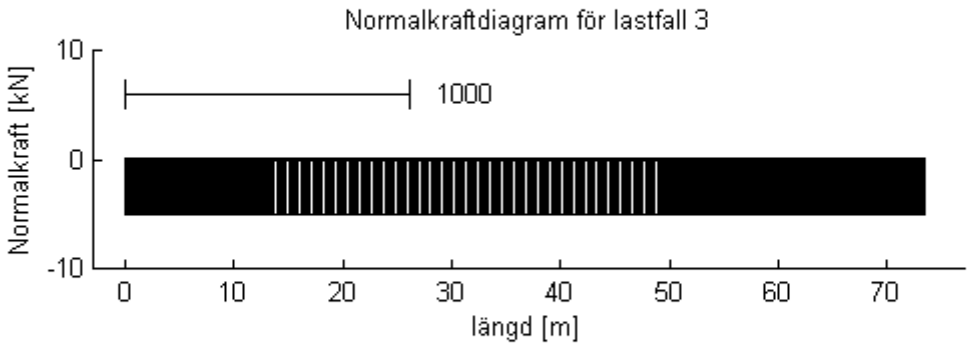
```
[a, r] = solveq(K, f, bc);      % a - vektor med beräknade förskjutningar
                                % r - beräknade reaktionskrafter (= f_b)

Reaktionskrafter(m)= max(r);    % Beräkna maximala reaktionskrafter
```

Beräkna snittkrafter

```
Ed = extract(Edof, a);    % Förskjutningsvektor

es=zeros(21*e*5,3);
for i=1:5*e
es(21*(i-1)+1:21*i,:)=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep,Ed(i,:), eq(i,:),21);    % Beräkna N,V och M
end


if m==11
```

Plottning av normalkraft

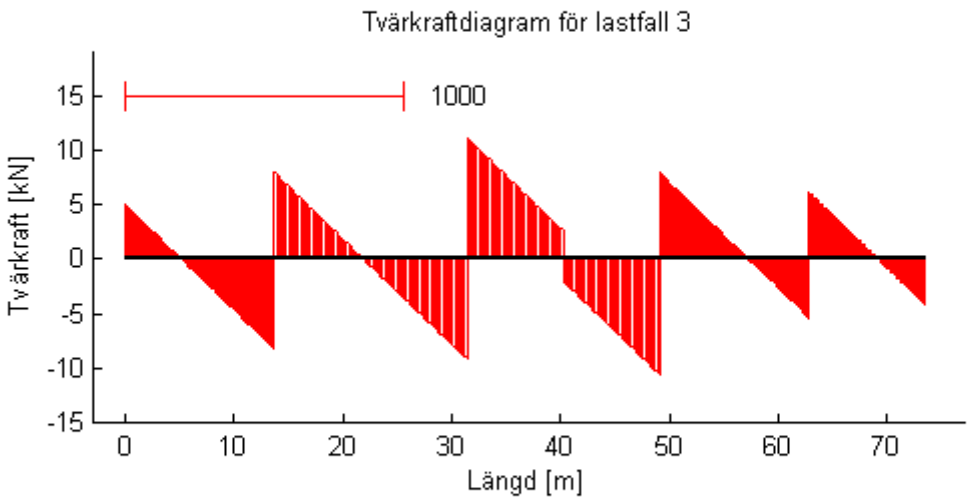
```
figure(1);
plotpar=[1 1];
sfac=scalfact2(ex(1,:),ey(1,:),es(21*(2-1)+1:21*2,1),1.5);

for i=1:5*e
eldia2(ex(i,:),ey(i,:),es(21*(i-1)+1:21*i,1),plotpar,sfac);
end

axis([-3 77 -10 10]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 6],1);
title('Normalkraftdiagram för lastfall 3')
xlabel('längd [m]')
ylabel('Normalkraft [kN]')
```



Plottning av tvärkraft

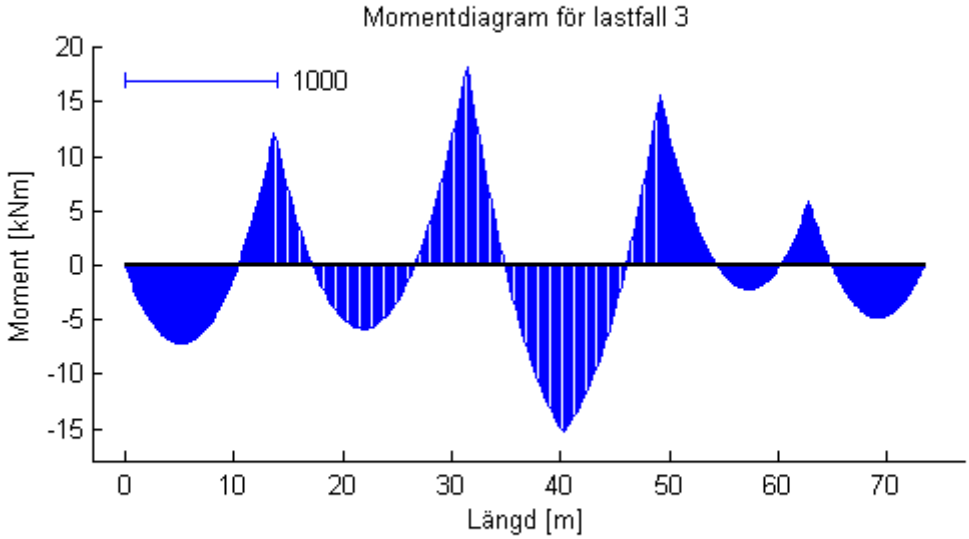
```
figure(2)
plotpar=[4 1];
sfac=scalfact2(ex(2,:),ey(2,:),es(21*(2-1)+1:21*2,2),0.5);

for i=1:5*e
eldia2(ex(i,:),ey(i,:),es(21*(i-1)+1:21*i,2),plotpar,sfac);
end
axis([-3 77 -15 19]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 15],4);
title('Tvärkraftdiagram för lastfall 3')
```

```
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Tvärkraft [kN]')
```



Plottning av moment

```
figure(3)
plotpar=[2 1];
sfac=scalfact2(ex(2,:),ey(2,:),es(21*(2-1)+1:21*2,3),2.1);

for i=1:5*e
eldia2(ex(i,:),ey(i,:),es(21*(i-1)+1:21*i,3),plotpar,sfac);
end

axis([-3 77 -18 20]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 17],2);
title('Momentdiagram för lastfall 3')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
```




```
end


% Beräkna max normalspänningen beroende på punktlasts läge
MaxN(m)= max(es(:,1)/A);
MinN(m)= min(es(:,1)/A);

% Beräkna max tvärkraft beroende på punktlasts läge
MaxT(m)= max(es(:,2));
MinT(m)= min(es(:,2));

% Beräkna max moment beroende på punktlasts läge
MaxM(m)= max(es(:,3));
MinM(m)= min(es(:,3));
end

fprintf('Lastkombination 2: Servicefordonet huvudlast\n')
fprintf('\tStörsta Reaktionskraften  =   %3.2f[KN]\n\n', max(Reaktionskrafter));
fprintf('\tMaximal positiv tvärkraft =    %3.2f[KN]\n', max(MaxT));
fprintf('\tMaximal negativ tvärkraft =   %3.2f[KN]\n\n', min(MinT));
fprintf('\tMaximalt stödmoment =   %3.2f[KNm]\n\n', min(MinM));
fprintf('\tMaximalt fältmoment =    %3.2f[KNm]\n\n', max(MaxM));
fprintf('\tMaximal positiv normalkraft =    %3.2f[KN/m]\n', max(MaxN));
fprintf('\tMaximal negativ normalkraft =   %3.2f[KN/m]\n\n\n', min(MinN));
```

```
Lastkombination 2: Servicefordonet huvudlast
              Största Reaktionskraften  =   870.82[KN]
```

MATLAB-kod - Lasteffekt i brottgränstillstånd

```
Maximal positiv tvärkraft =    483.11[KN]
Maximal negativ tvärkraft =   -488.49[KN]

Maximalt stödmoment =   -1298.70[KNm]

Maximalt fältmoment =    1082.79[KNm]

Maximal positiv normalkraft =    55.27[KN/m]
Maximal negativ normalkraft =   55.27[KN/m]
```

********Beräkningen av lastkombination 1 (grupp 1)**********

```
for x=1:6

     if x==1
       eq1=[0 -GQvindK-QfkK];           % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK-QfkK];           % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK-QfkK];          % Utbredd last på spann 3
       eq4= [0 -GQvindK-QfkK];          % Utbredd last på spann 4
       eq5= [0 -GQvindK-QfkK];          % Utbredd last på spann 5


    elseif x==2
       eq1=[0 -GQvindK];           % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK-QfkK];      % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK-QfkK];     % Utbredd last på spann 3
       eq4= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 4
       eq5= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 5

    elseif x==3
       eq1=[0 -GQvindK-QfkK];        % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK];             % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 3
       eq4= [0 -GQvindK];            % Utbredd last på spann 4
       eq5= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 5


    elseif x==4
       eq1=[0 -GQvindK];             % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK-QfkK];        % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 3
       eq4= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 4
       eq5= [0 -GQvindK];            % Utbredd last på spann 5

    elseif x==5
       eq1=[0 -GQvindK];             % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK-QfkK];        % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 3
       eq4= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 4
       eq5= [0 -GQvindK-QfkK];       % Utbredd last på spann 5

   elseif x==6
       eq1=[0 -GQvindK];           % Utbredd last på spann 1
       eq2=[0 -GQvindK-QfkK];      % Utbredd last på spann 2
       eq3= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 3
```

```
        eq4= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 4
        eq5= [0 -GQvindK];          % Utbredd last på spann 5


end


    ex11=[0 L1];                        % X-koordinat för spann 1
    ex12=[L1 L1+L2];                    % X-koordinat för spann 2
    ex13=[L1+L2 L1+2*L2];               % X-koordinat för spann 3
    ex14=[L1+2*L2 2*L1+2*L2];           % X-koordinat för spann 4
    ex15=[2*L1+2*L2 2*L1+2*L2+L3];      % X-koordinat för spann 5

    ey11=[0 0];     % Y-koordinat för spann 1
    ey12=[0 0];     % Y-koordinat för spann 2
    ey13=[0 0];     % Y-koordinat för spann 3
    ey14=[0 0];     % Y-koordinat för spann 4
    ey15=[0 0];     % Y-koordinat för spann 5

    ep1 = [E A I];           % Styvhet för element
    K1 = zeros(18,18);       % Styvhetsmatris
    f1 =zeros(18,1);         % Kraftmatris
    f1(16)=Qflk1K+FwyK;      % Horisontell kraft från folkmassa+vind
```

Etablera styvhetsmatris och lastvektor

```
[Ke1,fe1] = beam2e(ex11,ey11,ep1,eq1);        % Styvhetsmatris för element 1
[Ke2,fe2] = beam2e(ex12,ey12,ep1,eq2);        % Styvhetsmatris för element 2
[Ke3,fe3] = beam2e(ex13,ey13,ep1,eq3);        % Styvhetsmatris för element 3
[Ke4,fe4] = beam2e(ex14,ey14,ep1,eq4);        % Styvhetsmatris för element 4
[Ke5,fe5] = beam2e(ex15,ey15,ep1,eq5);        % Styvhetsmatris för element 5
```

Geometri

Elementfrihetsgrader och randvillkor

```
% Elementdefinition - frihetsgrader
for i=1:5
    Edof1(i,:)=[i     3*i-2 3*i-1 i*3 i*3+1 i*3+2 i*3+3];
end

%%Assemblering

[K1,f1]=assem(Edof1(1,:),K1,Ke1,f1,fe1);
[K1,f1]=assem(Edof1(2,:),K1,Ke2,f1,fe2);
[K1,f1]=assem(Edof1(3,:),K1,Ke3,f1,fe3);
[K1,f1]=assem(Edof1(4,:),K1,Ke4,f1,fe4);
[K1,f1]=assem(Edof1(5,:),K1,Ke5,f1,fe5);


% Randvillkor (boundary condition -bc)
bc1=[1 0
    2 0
    5 0
    8 0
```

```
    11 0
    14 0
    17 0];
```

Lösning av ekvationssystemet Ka = f

Löser ekvationssystemet med hänsyn till de givna randvillkoren

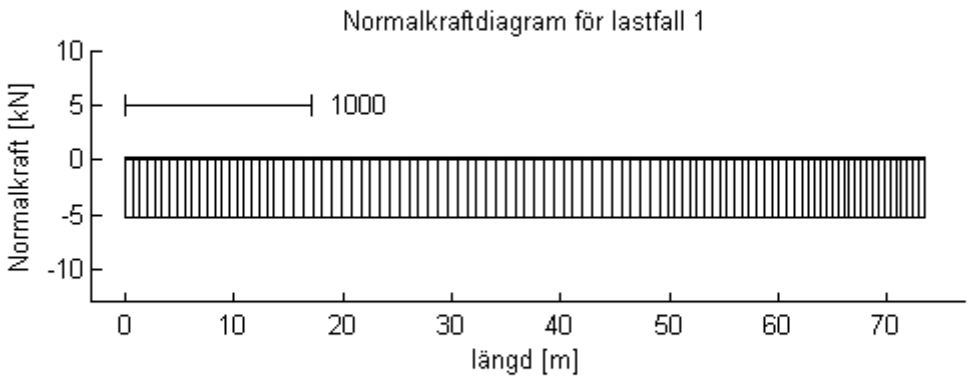
```
[a1, r1] = solveq(K1, f1, bc1);      % a - vektor med beräknade förskjutningar
                                     % r - beräknade reaktionskrafter (= f_b)

Reaktionskrafter1(x)= max(r1);       % Beräkna maximala reaktionskrafter
```

Beräkna snittkrafter

```
Ed1 = extract(Edof1, a1);    % Förskjutningsvektor

es11 = beam2s(ex11, ey11, ep, Ed1(1,:), eq1, 21);       % Beräkna N,V och M span 1
es12 = beam2s(ex12, ey12, ep, Ed1(2,:), eq2, 21);       % Beräkna N,V och M span 2
es13 = beam2s(ex13, ey13, ep, Ed1(3,:), eq3, 21);       % Beräkna N,V och M span 3
es14 = beam2s(ex14, ey14, ep, Ed1(4,:), eq4, 21);       % Beräkna N,V och M span 4
es15 = beam2s(ex15, ey15, ep, Ed1(5,:), eq5, 21);       % Beräkna N,V och M span 5

if x==2
```

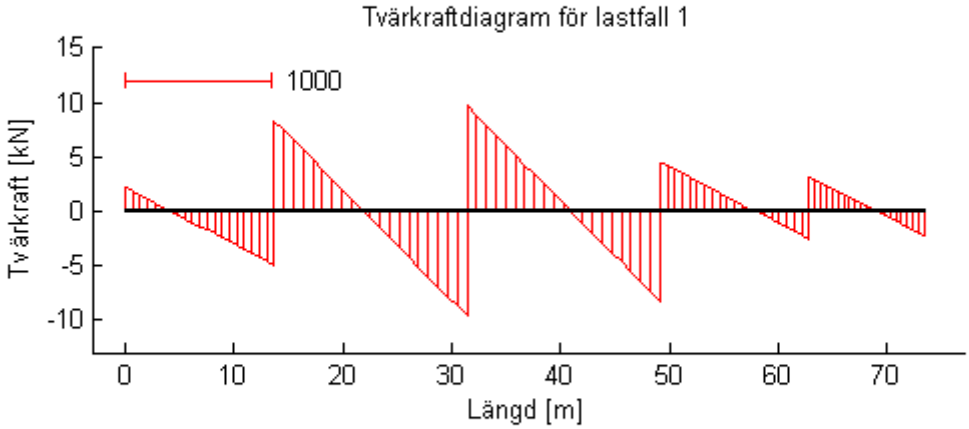
Plottning av normalkraft

```
figure(4)
plotpar=[1 1];
sfac=scalfact2(ex15,ey15,es15(:,1),0.5);
eldia2(ex11,ey11,es11(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex12,ey12,es12(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex13,ey13,es13(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex14,ey14,es14(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex15,ey15,es15(:,1),plotpar,sfac);
axis([-3 77 -13 10]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 5],1);
title('Normalkraftdiagram för lastfall 1')
xlabel('längd [m]')
ylabel('Normalkraft [kN]')
```



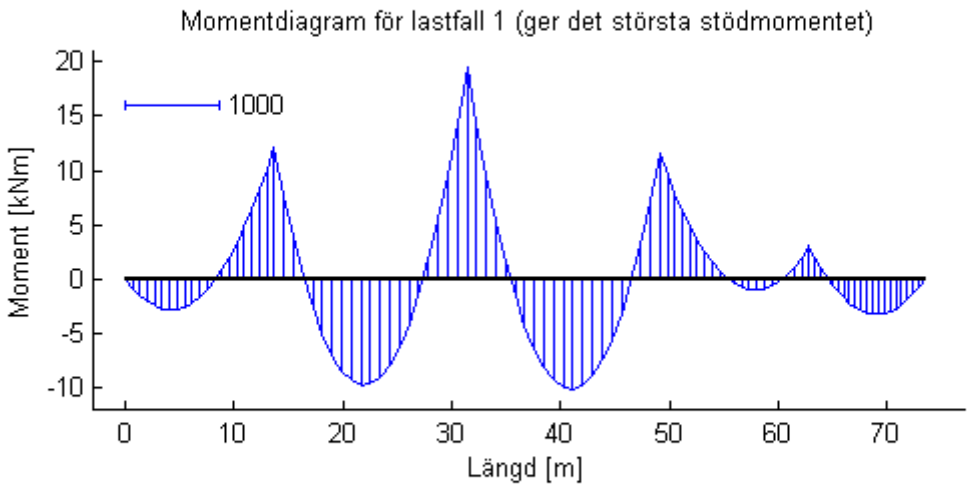
Plottning av tvärkraft

```
figure(5)
plotpar=[4 1];
sfac=scalfact2(ex15,ey15,es15(:,2),0.3);
eldia2(ex11,ey11,es11(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex12,ey12,es12(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex13,ey13,es13(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex14,ey14,es14(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex15,ey15,es15(:,2),plotpar,sfac);
axis([-3 77 -13 15]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 12],4);
title('Tvärkraftdiagram för lastfall 1')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Tvärkraft [kN]')
```



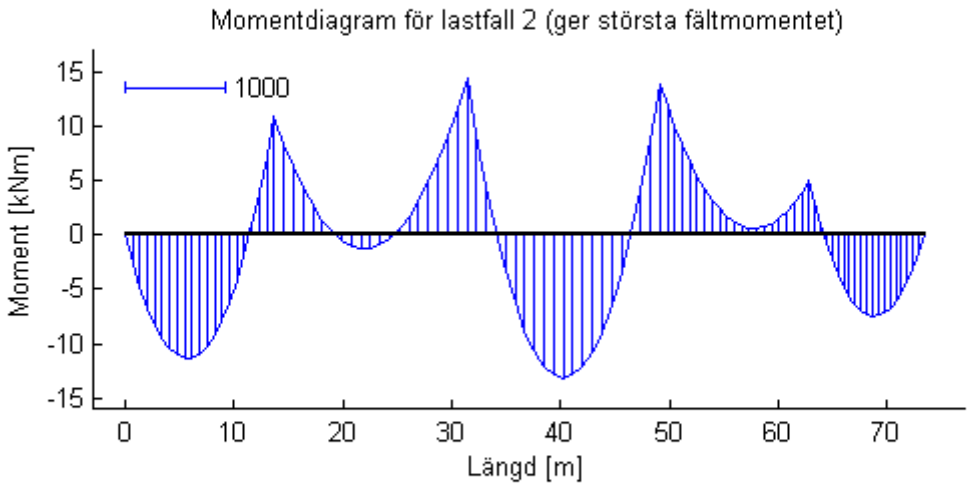
Plottning av moment

```
figure(6)
plotpar=[2 1];
sfac=scalfact2(ex15,ey15,es15(:,3),0.3);
eldia2(ex11,ey11,es11(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex12,ey12,es12(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex13,ey13,es13(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex14,ey14,es14(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex15,ey15,es15(:,3),plotpar,sfac);
axis([-3 77 -12 21]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 16]);
title('Momentdiagram för lastfall 1 (ger det största stödmomentet)')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
```




```
end

if x==3
figure(7)
plotpar=[2 1];
sfac=scalfact2(ex15,ey15,es15(:,3),0.7);
eldia2(ex11,ey11,es11(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex12,ey12,es12(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex13,ey13,es13(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex14,ey14,es14(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex15,ey15,es15(:,3),plotpar,sfac);
axis([-3 77 -16 17]);
pltscalb2(sfac,[1e3 0 13.5]);
title('Momentdiagram för lastfall 2 (ger största fältmomentet)')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
end


% Beräkna max normalkraft beroende på punktlasts läge
v=0;
for i=[es11(:,1),es12(:,1),es13(:,1),es14(:,1),es15(:,1)]
v=v+1;
MaxNN1(v)=max(i);
MinNN1(v)=min(i);
end
MaxN1(x)=max(MaxNN1);
MinN1(x)=min(MinNN1);
```

```
% Beräkna max tvärkraft beroende på punktlasts läge
v=0;
for i=[es11(:,2),es12(:,2),es13(:,2),es14(:,2),es15(:,2)]
v=v+1;
MaxTT1(v)=max(i);
MinTT1(v)=min(i);
end
MaxT1(x)=max(MaxTT1);
MinT1(x)=min(MinTT1);

% Beräkna max moment beroende på punktlasts läge
v=0;
for i=[es11(:,3),es12(:,3),es13(:,3),es14(:,3),es15(:,3)]
v=v+1;
MaxMM1(v)=max(i);
MinMM1(v)=min(i);
end
MaxM1(x)=max(MaxMM1);
MinM1(x)=min(MinMM1);
```




```
end

fprintf('Lastkombination 1: Jämnt utbredd last huvudlast\n')
fprintf('\tStörsta Reaktionskraften  =   %3.2f[KN]\n\n', max(Reaktionskrafter1));
fprintf('\tMaximal positiv tvärkraft =    %3.2f[KN]\n', max(MaxT1));
fprintf('\tMaximal negativ tvärkraft =   %3.2f[KN]\n\n', min(MinT1));
fprintf('\tMaximalt stödmoment =   %3.2f[KNm]\n\n', min(MinM1));
fprintf('\tMaximalt fältmoment =    %3.2f[KNm]\n\n', max(MaxM1));
```

```
fprintf('\tMaximal positiv normalkraft =    %3.2f[KN/m]\n', max(MaxN1));
fprintf('\tMaximal negativ normalkraft =   %3.2f[KN/m]\n\n\n', min(MinN1));
```

```
Lastkombination 1: Jämnt utbredd last huvudlast
             Största Reaktionskraften  =   1427.57[KN]

             Maximal positiv tvärkraft =    711.57[KN]
             Maximal negativ tvärkraft =   -716.00[KN]

             Maximalt stödmoment =   -2252.75[KNm]

             Maximalt fältmoment =    1419.35[KNm]

             Maximal normalkraft =    307.63[KN/m]
```

Published with MATLAB® R2013b

MATLAB-kod: Lasteffekt i brottgränstillstånd i x-led

Följande MATLAB-kod innehåller beräkningar av lasteffekter och reaktionskrafter. Indata består av värden för horisontell vindlast i x-led. Detta värde preciseras i bilaga 4.

Indata 1
Etablera stvhetsmatris och lastvektor 2
Geometri 2
Lösning av ekvationssystemet Ka = f 3
Beräkna snittkrafter 3
plottning av tvärkraft 3
plottning av moment 4

```
%----------------------------------------
% Kandidatarbete Grupp C
% Uppgifter: Tabybro .
% grupp C
% Senast modifierad: 2016-05-11
%----------------------------------------
close all
clear all
clc
```

Indata

Innehåller typiskt materialdata, tvärsnittsdata, elementdata, etc.

```
E = 10.5*10^9;      %elasticitetsmodul limträ [Pa]
h = 4.945;          %Limträs höjd [m]
b = 0.720;          %Linträs bredd [m]
A = h*b ;           %Limträs area [m^2]
I = b*h^3/12;       %yttröghetsmoment [m^4]
L =73.4;            %Brolängd [m]
L1 = 13.7;          %Spännvidd 1 [m]
L2 = 17.7;          %Spännvidd 2 [m]
L3 = 10.6;          %Spännvidd 3 [m]


GVindT = 330.353*1.5/L; %Kombinationsvärde för horisontell vindlast [kN]


eq1 = [0 -GVindT];          %utbreddlast på span 1
eq2 = [0 -GVindT];          %utbreddlast på span 2
eq3 = [0 -GVindT];          %utbreddlast på span 3
eq4 = [0 -GVindT];          %utbreddlast på span 4
eq5 = [0 -GVindT];          %utbreddlast på span 5


ex1=[0 L1];                       % X koordinat för span 1
ex2=[L1 L1+L2];                   % X koordinat för span 2
```

```
ex3=[L1+L2 L1+2*L2];              % X koordinat för span 3
ex4=[L1+2*L2 2*L1+2*L2];          % X koordinat för span 4
ex5=[2*L1+2*L2 2*L1+2*L2+L3];     % X koordinat för span 5


ey1=[0 0];     %Y koordinat för span 1
ey2=[0 0];     %Y koordinat för span 2
ey3=[0 0];     %Y koordinat för span 3
ey4=[0 0];     %Y koordinat för span 4
ey5=[0 0];     %Y koordinat för span 5


ep = [E A I];           %Styvhet för element
K = zeros(18,18);       %Styvhetsmatris
f=zeros(18,1);          %kraftmatris
```

Etablera styvhetsmatris och lastvektor

```
[Ke1,fe1] = beam2e(ex1,ey1,ep,eq1);   %Styvhetsmatris för element 1
[Ke2,fe2] = beam2e(ex2,ey2,ep,eq2);   %Styvhetsmatris för element 2
[Ke3,fe3] = beam2e(ex3,ey3,ep,eq3);   % Styvhetsmatris för element 3
[Ke4,fe4] = beam2e(ex4,ey4,ep,eq4);   % Styvhetsmatris för element 4
[Ke5,fe5] = beam2e(ex5,ey5,ep,eq5);   % Styvhetsmatris för element 5
```

Geometri

elementfrihetsgrader och randvillkor

```
% Elementdefinition - frihetsgrader
for i=1:5
    Edof1(i,:)=[i     3*i-2 3*i-1 i*3 i*3+1 i*3+2 i*3+3];
end

%%Assemblering

[K,f]=assem(Edof1(1,:),K,Ke1,f,fe1);
[K,f]=assem(Edof1(2,:),K,Ke2,f,fe2);
[K,f]=assem(Edof1(3,:),K,Ke3,f,fe3);
[K,f]=assem(Edof1(4,:),K,Ke4,f,fe4);
[K,f]=assem(Edof1(5,:),K,Ke5,f,fe5);


% Randvillkor (boundary condition -bc)
bc=[1 0
    2 0
    5 0
    8 0
    11 0
    14 0
    17 0];
```

Lösning av ekvationssystemet Ka = f

```
% Löser ekvationsystemet med hänsyn till de givna randvillkoren
[a, r] = solveq(K, f, bc);  % a - vektor med beräknade förskjutningar
                            % r - beräknade reaktionskrafter (= f_b)
```

Beräkna snittkrafter

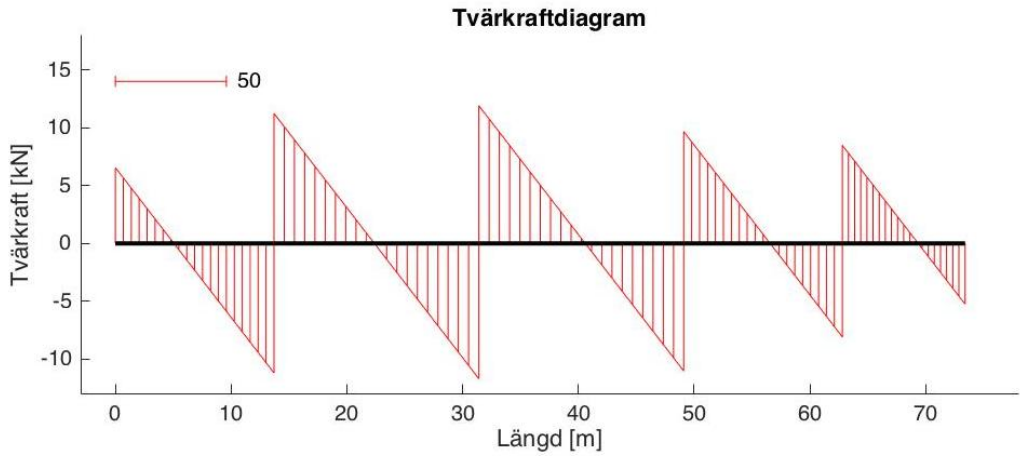
```
Ed1 = extract(Edof1, a);    % Förskjutningsvektor

es1 = beam2s(ex1, ey1, ep, Ed1(1,:), eq1, 21); %Beräkna N,V och M span 1
es2 = beam2s(ex2, ey2, ep, Ed1(2,:), eq2, 21); %Beräkna N,V och M span 2
es3 = beam2s(ex3, ey3, ep, Ed1(3,:), eq3, 21); %Beräkna N,V och M span 3
es4 = beam2s(ex4, ey4, ep, Ed1(4,:), eq4, 21); %Beräkna N,V och M span 4
es5 = beam2s(ex5, ey5, ep, Ed1(5,:), eq5, 21); %Beräkna N,V och M span 5



%Beräkna max tvärkraft
s=0;
for T=[es1(:,2),es2(:,2),es3(:,2),es4(:,2),es5(:,2)];
    s=s+1;
    MaxT(s)=max(T);
    MinT(s)=min(T);
end

%beräkna max moment
s=0;
for M=[es1(:,3),es2(:,3),es3(:,3),es4(:,3),es5(:,3)];
    s=s+1;
    MaxM(s)=max(M);
    MinM(s)=min(M);
end

fprintf('Största Reaktionskraften  =   %3.2f[KN]\n', max(r));
fprintf('Maximal positiv tvärkraft =    %3.2f[KN]\n', max(MaxT));
fprintf('Maximal negetiv tvärkraft =   %3.2f[KN]\n', min(MinT));
fprintf('Maximal fält moment =    %3.2f[KNm]\n', max(MaxM));
fprintf('Maximal stöd moment =   %3.2f[KNm]\n', min(MinM));
```

```
Största Reaktionskraften  =   122.96[KN]
Maximal positiv tvärkraft =    60.93[KN]
Maximal negetiv tvärkraft =   -62.03[KN]
Maximal fält moment =    98.12[KNm]
Maximal stöd moment =   -186.47[KNm]
```

plottning av tvärkraft

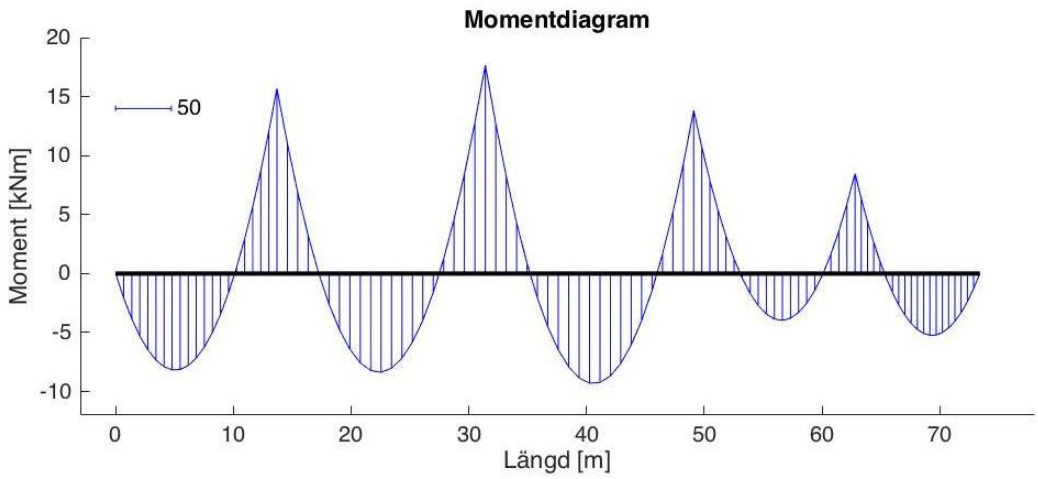
```
figure(1)
plotpar=[4 1];
sfac=scalfact2(ex5,ey5,es5(:,2),0.8);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex5,ey5,es5(:,2),plotpar,sfac);
```

```
axis([-3 78 -13 18]);
pltscalb2(sfac,[5e1 0 14],4);
title('Tvärkraftdiagram')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Tvärkraft [kN]')
```



plottning av moment

```
figure(2)
plotpar=[2 1];
sfac=scalfact2(ex5,ey5,es5(:,3),0.8);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex5,ey5,es5(:,3),plotpar,sfac);
axis([-3 78 -12 20]);
pltscalb2(sfac,[5e1 0 14],2);
title('Momentdiagram')
xlabel('Längd [m]')
ylabel('Moment [kNm]')§
```



Published with MATLAB® R2014b

MATLAB-kod: Lasteffekt i brottgränstillstånd i x-led

MATLAB-kod: Beräkning av nedböjning

Följande MATLAB-kod innehåller beräkningar av nedböjningar. Indata består av värden för karakteristiska laster. Dessa värden preciseras i bilaga 9.

Indata 1
Framtagning av systemegenskaper 2
Geometri 3
Lösning av ekvationssystemet Ka = f 4
Beräkna snittkrafter 4
Redovisning av resultat 4
Nedböjning pga egentyngd + folkmassa kommer att vara dominerande. 4
Etablera stvhetsmatris och lastvektor 5
Geometri 5
Assemblering 5
Randvillkor (boundary condition -bc) 5
Lösning av ekvationssystemet Ka = f 5
plottning av nedböjningdiagram 6

```
%----------------------------------------
% Kandidatarbete Grupp C
% Uppgifter: Täbybro .
% grupp C
% Senast modifierad: 2016-05-06
% Nedanstående matlabprogram beräknar maximal nedböjning av bro för:
% x=1:Godtycklig placering av servicefordon Qsv
% x=2:Ubredd trafiklast i spann 1,3,5
% x=3:Egentyngd,verkar jämnt utbredd på hela bron
% x=4:Vertikal vindlast, verkar jämnt utbredd på hela bron
% Maximal förskjutning i horisontalled för noder registreras för de olika
% belastningsfallen. Konstanten e bestämmer hur många element varje spann
% delas upp i och bestämmer därmed även antalet möjliga
% förskjutningspunkter för bron.
% Programmet används även för att illustrera deformationen för bron när den
% har sin största nedböjning.
%----------------------------------------
close all
clear all
clc
```

Indata

Innehåller materialdata, tvärsnittsdata, elementdata, etc.

```
Em = 13.6*10^9;      %Medelvärde för elasticitetsmodul [Pa]
kdef=0.8;            %kdef för klimatklass 2
```

```
h = 0.72;           %Limträs höjd [M]
b = 4.945;          %Linträs bredd [M]
A = h*b ;           %Limträs area [m^2]
I = b*h^3/12;       %yttröghetsmoment [m^4]
L =73.4;            %Brolängd [m]
L1 = 13.7;          %Spännvidd 1 [m]
L2 = 17.7;          %Spännvidd 2 [m]
L3 = 10.6;          %Spännvidd 3 [m]
gfl=0;              %psi2-värde för samtliga laster.

G = 26.096*10^3;   %Karakteristisk egentyngd [kN/m]
Qsv = 120*10^3;    %Karakteristisk axellast från fordon [kN]
Qfk = 24.73*10^3;  %Karakteristisk utbredd trafiklast (folkmassa) [kN/m]

Qv=82.588*10^3/L;  %Karakteristisk vindlast i vertikalled [kN/m]

e=4;               %Antal element i varje spann
```

Framtagning av systemegenskaper

```
for x=1:4
for m=1:5*e+1
K=zeros(5*e*3+3,5*e*3+3);    %Styvhetsmatris
f=zeros(5*e*3+3,1);          %Kraftmatris


% Elementegenskaper (element properties - ep)
ep = [Em A I];                  % Styvhet för element
eq=zeros(5*e,2);

if x==1
    f(2+(m-1)*3)= -Qsv;
        for l=1:e
    eq(l,:)=[0 0];               %utbreddlast på spann 1
    eq(e+l,:)=[0 0];             %utbreddlast på spann 2
    eq(2*e+l,:)= [0 0];          %utbreddlast på spann 3
    eq(3*e+l,:)= [0 0];          %utbreddlast på spann 4
    eq(4*e+l,:)= [0 0];          %utbreddlast på spann 5
        end

elseif x==2
    for l=1:e
    eq(l,:)=[0 -Qfk];            %utbreddlast på spann 1
    eq(e+l,:)=[0 0];             %utbreddlast på spann 2
    eq(2*e+l,:)= [0 -Qfk];       %utbreddlast på spann 3
    eq(3*e+l,:)= [0 0];          %utbreddlast på spann 4
    eq(4*e+l,:)= [0 -Qfk];       %utbreddlast på spann 5
    end


elseif x==3
    for l=1:e
    eq(l,:)=[0 -G];               %utbreddlast på spann 1
    eq(e+l,:)=[0 -G];             %utbreddlast på spann 2
    eq(2*e+l,:)= [0 -G];          %utbreddlast på spann 3
    eq(3*e+l,:)= [0 -G];          %utbreddlast på spann 4
```

```
    eq(4*e+l,:)= [0 -G];          %utbreddlast på spann 5
    end

elseif x==4
    for l=1:e
    eq(l,:)=[0 -Qv];               %utbreddlast på spann 1
    eq(e+l,:)=[0 -Qv];             %utbreddlast på spann 2
    eq(2*e+l,:)= [0 -Qv];          %utbreddlast på spann 3
    eq(3*e+l,:)= [0 -Qv];          %utbreddlast på spann 4
    eq(4*e+l,:)= [0 -Qv];
    end
end

for j=1:e
    ex(j,:)=[L1*(j-1)/e L1*j/e];                          % X-koordinat för spann 1
    ex(e+j,:)=[L1+L2*(j-1)/e L1+L2*j/e];                  % X-koordinat för spann 2
    ex(2*e+j,:)=[L1+L2+L2*(j-1)/e L1+L2+L2*j/e];          % X-koordinat för spann 3
    ex(3*e+j,:)=[L1+L2*2+L1*(j-1)/e L1+L2*2+L1*j/e];      % X-koordinat för spann 4
    ex(4*e+j,:)=[2*L1+2*L2+L3*(j-1)/e 2*L1+2*L2+L3*j/e]; % X-koordinat för spann 5

    ey(j,:)=[0 0];          %Y-koordinat för spann 1
    ey(e+j,:)=[0 0];        %Y-koordinat för spann 2
    ey(2*e+j,:)=[0 0];      %Y-koordinat för spann 3
    ey(3*e+j,:)=[0 0];      %Y-koordinat för spann 4
    ey(4*e+j,:)=[0 0];      %Y-koordinat för spann 5

end
```

Geometri

Elementfrihetsgrader och randvillkor

```
% Elementdefinition - frihetsgrader
for i=1:e*5
    Edof(i,:)=[i 3*i-2 3*i-1 i*3 i*3+1 i*3+2 i*3+3];
end

% Assemblering
for i=1:length(Edof(:,1)) ;
[Ke,fe] = beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep,eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

% Randvillkor (boundary condition -bc)
bc=[1 0
    2 0
    e*3+2  0
    e*3*2+2 0
    e*3*3+2 0
    e*3*4+2 0
    e*3*5+2 0];
```

Lösning av ekvationssystemet Ka = f

Löser ekvationssystemet med hänsyn till de givna randvillkoren

```
[a, r] = solveq(K, f, bc);      % a - vektor med beräknade förskjutningar
                                % r - beräknade reaktionskrafter (= f_b)
```

Beräkna snittkrafter

```
Ed = extract(Edof, a);    % Förskjutningsvektor
Wins(m)=min(Ed(:,2));     % Största förskjutning

end

Winst(x)=min(Wins)*10^3;   % Vektor som samlar de största förskjutningarna
                           % för varje x
end
```

Redovisning av resultat

```
fprintf('Initiell nedböjning pga servicefordon   =   %3.4f[mm]\n', Winst(1));
fprintf('Initiell nedböjning pga utbredd trafiklast   =   %3.4f[mm]\n', Winst(2));
fprintf('Initiell nedböjning pga egentyngd   =   %3.4f[mm]\n', Winst(3));
fprintf('Initiell nedböjning pga vindlast   =   %3.4f[mm]\n', Winst(4));
```

```
Initiell nedböjning pga servicefordon   =   -3.4009[mm]
Initiell nedböjning pga utbredd trafiklast   =   -7.8143[mm]
Initiell nedböjning pga egentyngd   =   -3.9116[mm]
Initiell nedböjning pga vindlast   =   -0.1687[mm]
```

Nedböjning pga. egentyngd + folkmassa kommer att vara dominerande.

Nedanstående kod används för att illustrera förskjutning för detta lastfall med störst nedböjning.

```
eq1=[0 -G*1.8-Qfk-Qv];           %utbreddlast på spann 1
eq2=[0 -G*1.8-Qv];               %utbreddlast på spann 2
eq3= [0 -G*1.8-Qfk-Qv];          %utbreddlast på spann 3
eq4= [0 -G*1.8-Qv];              %utbreddlast på spann 4
eq5= [0 -G*1.8-Qfk-Qv];          %utbreddlast på spann 5

ex11=[0 L1];                       % X-koordinat för spann 1
ex12=[L1 L1+L2];                   % X-koordinat för spann 2
ex13=[L1+L2 L1+2*L2];              % X-koordinat för spann 3
ex14=[L1+2*L2 2*L1+2*L2];          % X-koordinat för spann 4
ex15=[2*L1+2*L2 2*L1+2*L2+L3];     % X-koordinat för spann 5

ey11=[0 0];     %Y-koordinat för spann 1
ey12=[0 0];     %Y-koordinat för spann 2
ey13=[0 0];     %Y-koordinat för spann 3
ey14=[0 0];     %Y-koordinat för spann 4
ey15=[0 0];     %Y-koordinat för spann 5
```

```
ep1 = [Em A I];           % Styvhet för element
K1 = zeros(18,18);        %Styvhetsmatris
f1 =zeros(18,1);          %kraftmatris
```

Etablera styvhetsmatris och lastvektor

```
[Ke1,fe1] = beam2e(ex11,ey11,ep1,eq1);        % Styvhetsmatris för element 1
[Ke2,fe2] = beam2e(ex12,ey12,ep1,eq2);        % Styvhetsmatris för element 2
[Ke3,fe3] = beam2e(ex13,ey13,ep1,eq3);        % Styvhetsmatris för element 3
[Ke4,fe4] = beam2e(ex14,ey14,ep1,eq4);        % Styvhetsmatris för element 4
[Ke5,fe5] = beam2e(ex15,ey15,ep1,eq5);        % Styvhetsmatris för element 5
```

Geometri

elementfrihetsgrader och randvillkor

```
% Elementdefinition - frihetsgrader
for i=1:5
    Edof1(i,:)=[i     3*i-2 3*i-1 i*3 i*3+1 i*3+2 i*3+3];
end
```

Assemblering

```
[K1,f1]=assem(Edof1(1,:),K1,Ke1,f1,fe1);
[K1,f1]=assem(Edof1(2,:),K1,Ke2,f1,fe2);
[K1,f1]=assem(Edof1(3,:),K1,Ke3,f1,fe3);
[K1,f1]=assem(Edof1(4,:),K1,Ke4,f1,fe4);
[K1,f1]=assem(Edof1(5,:),K1,Ke5,f1,fe5);
```

Randvillkor (boundary condition -bc)

```
bc1=[1 0
    2 0
    5 0
    8 0
    11 0
    14 0
    17 0];
```

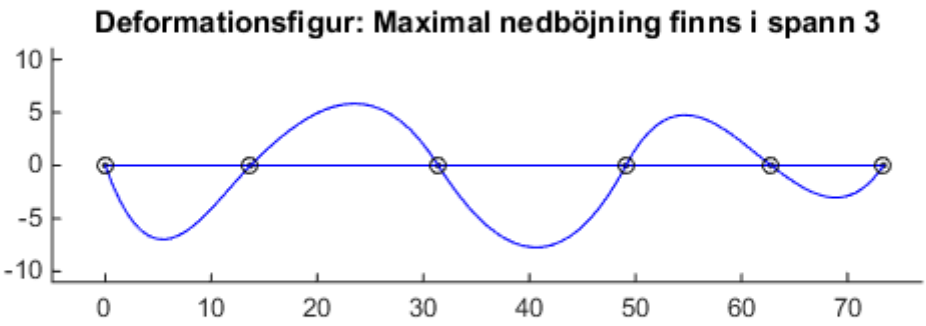
Lösning av ekvationssystemet Ka = f

Löser ekvationssystemet med hänsyn till de givna randvillkoren

```
[a1, r1] = solveq(K1, f1, bc1);      % a - vektor med beräknade förskjutningar
                                     % r - beräknade reaktionskrafter (= f_b)


Ed1 = extract(Edof1, a1);    % Förskjutningsvektor
```

plottning av nedböjningdiagram

```
figure(1);
plotpar=[1 2 0];

eldraw2(ex11,ey11,plotpar);
eldraw2(ex12,ey12,plotpar);
eldraw2(ex13,ey13,plotpar);
eldraw2(ex14,ey14,plotpar);
eldraw2(ex15,ey15,plotpar);

sfac=scalfact2(ex15,ey15,Ed1(2,:),0.15);
plotpar=[1 2 1];

eldisp2(ex11,ey11,Ed1(1,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex12,ey12,Ed1(2,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex13,ey13,Ed1(3,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex14,ey14,Ed1(4,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex15,ey15,Ed1(5,:),plotpar,sfac);

%pltscalb2(sfac,[1e-2 2 8]);
axis([-5 77 -11 11]);
title('Deformationsfigur: Maximal nedböjning finns i spann 3')
```



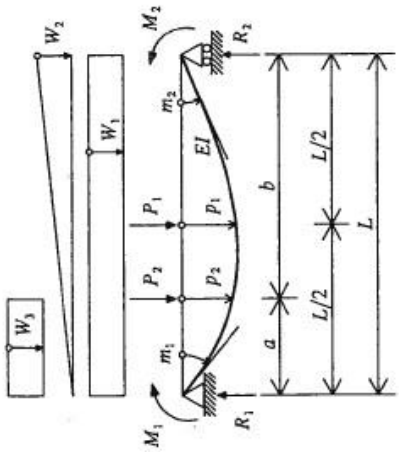
Published with MATLAB® R2014b

Elementarfall

Elementarfall B.1-B.3 nedan är hämtade från Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner BMT015 2008. Institutionen för bygg- och miljöteknik. Avdelningen för konstruktionsteknik. Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg 2008.

APPENDIX B. ELEMENTARFALL FÖR BALKAR MED KONSTANT STYVHET

B.1 Jämnstyv balk. Tvåsidig fri uppläggning.



Snittmomentet under P_1 av M_1, M_2, P_1, W_1, W_2 är

$$\frac{M_1}{2} + \frac{M_2}{2} + \frac{P_1 L}{4} + \frac{W_1 L^2}{8} + \frac{W_2 L^2}{16}$$

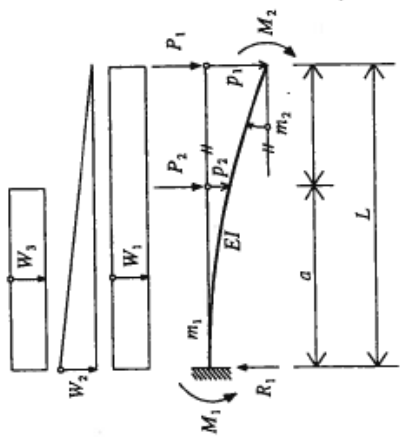
Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{P_2 ab}{L}$

$$\begin{cases} A = \frac{aL^2}{48EI}\left(3 - \frac{4a^2}{L^2}\right) & \text{för } a \le \frac{L}{2} \\ A = \frac{bL^2}{48EI}\left(3 - \frac{4b^2}{L^2}\right) & \text{för } a \ge \frac{L}{2} \end{cases}$$

	$M_1 \cdot$	$M_2 \cdot$	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	$-\frac{1}{L}$	$\frac{1}{L}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{b}{L}$	$\frac{L}{2}$	$\frac{L}{6}$	$a\left(1 - \frac{a}{2L}\right)$
$R_2 =$	$\frac{1}{L}$	$-\frac{1}{L}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{a}{L}$	$\frac{L}{2}$	$\frac{L}{3}$	$\frac{a^2}{2L}$
$m_1 =$	$\frac{L}{3EI}$	$\frac{L}{6EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{bL}{6EI}\left(1 - \frac{b^2}{L^2}\right)$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{7L^3}{360EI}$	$\frac{a^2L}{24EI}\left(2 - \frac{a}{L}\right)^2$
$m_2 =$	$\frac{L}{6EI}$	$\frac{L}{3EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{aL}{6EI}\left(1 - \frac{a^2}{L^2}\right)$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{L^3}{45EI}$	$\frac{a^2L}{24EI}\left(2 - \frac{a^2}{L^2}\right)$
$p_1 =$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{L^3}{48EI}$	A	$\frac{5L^4}{384EI}$	$\frac{5L^4}{768EI}$	–
$p_2 =$	$\frac{bL}{6EI}\left(1 - \frac{b^2}{L^2}\right)$	$\frac{aL}{6EI}\left(1 - \frac{a^2}{L^2}\right)$	A	$\frac{a^2b^2}{3EIL}$	$\frac{aL^3}{24EI}\left(1 - \frac{2a^2}{L^2} + \frac{a^3}{L^3}\right)$	$\frac{aL^3}{360EI}\left(7 - \frac{10a^2}{L^2} + \frac{3a^4}{L^4}\right)$	–

B.1

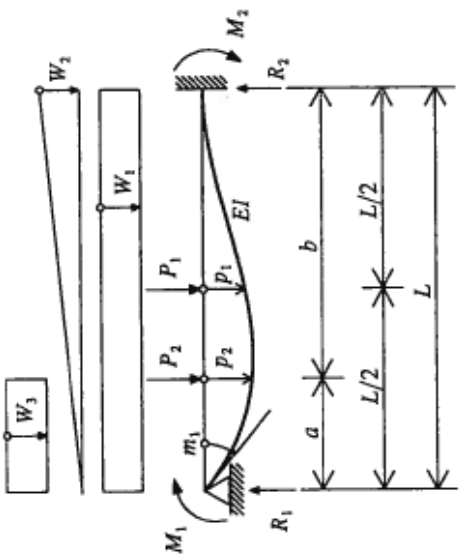
B.2 Jämnstyv balk. Fast inspänd konsol.



	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$M_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	1	1	0	L	$\frac{L}{2}$	a
$M_1 =$	L	a	1	$\frac{L^2}{2}$	$\frac{L^2}{6}$	$\frac{a^2}{2}$
$p_1 =$	$\frac{L^3}{3EI}$	$\frac{a^2L}{2EI}\left(1-\frac{a}{3L}\right)$	$\frac{L^2}{2EI}$	$\frac{L^4}{8EI}$	$\frac{L^4}{30EI}$	$\frac{a^3L}{24EI}\left(4-\frac{a}{L}\right)$
$p_2 =$	$\frac{a^2L}{2EI}\left(1-\frac{a}{3L}\right)$	$\frac{a^3}{3EI}$	$\frac{a^2}{2EI}$	$\frac{a^2L^2}{24EI}\left(6-\frac{4a}{L}+\frac{a^2}{L^2}\right)$	$\frac{a^2L^2}{24EI}\left(10-\frac{10a}{L}+\frac{5a^2}{L^2}-\frac{a^3}{L^3}\right)$	$\frac{a^4}{8EI}$
$m_2 =$	$\frac{L^2}{2EI}$	$\frac{a^2}{2EI}$	$\frac{L}{EI}$	$\frac{L^3}{6EI}$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{a^3}{6EI}$

B.2

B.3 Jämnstyv balk. Ensidig fast inspänning.



Snittmomentet under P_1 av P_1 är $\frac{5P_1L}{32}$

Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{P_2ab^3}{2L^3}\left(2+\frac{a}{L}\right)$

$$\begin{cases} B = \frac{aL^2}{96EI}\left(3-\frac{5a^2}{L^2}\right) & \text{för } a \le \frac{L}{2} \\ B = \frac{b^2L}{96EI}\left(9-\frac{11b}{L}\right) & \text{för } a \ge \frac{L}{2} \end{cases}$$

	$M_1 \cdot$	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	$-\frac{3}{2L}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{b^2}{2L^3}\left(3-\frac{b}{L}\right)$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{10}$	$\frac{a}{8}\left(8-\frac{6a}{L}+\frac{a^3}{L^3}\right)$
$R_2 =$	$\frac{3}{2L}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{a}{2L}\left(3-\frac{a^2}{L^2}\right)$	$\frac{5L}{8}$	$\frac{2L}{5}$	$\frac{a^2}{8L}\left(6-\frac{a^2}{L^2}\right)$
$M_2 =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3L}{16}$	$\frac{a}{2}\left(1-\frac{a^2}{L^2}\right)$	$\frac{L^2}{8}$	$\frac{L^2}{15}$	$\frac{a^2}{8}\left(2-\frac{a^2}{L^2}\right)$
$m_1 =$	$\frac{L}{4EI}$	$\frac{L^2}{32EI}$	$\frac{ab^2}{4EIL}$	$\frac{L^3}{48EI}$	$\frac{L^3}{120EI}$	$\frac{a^2L}{48EI}\left(6-8\frac{a}{L}+\frac{3a^2}{L^2}\right)$
$p_1 =$	$\frac{L^2}{32EI}$	$\frac{7L^3}{768EI}$	B	$\frac{L^4}{192EI}$	$\frac{3L^4}{1280EI}$	–
$p_2 =$	$\frac{ab^2}{4EIL}$	B	$\frac{a^2b^3}{12EIL^2}\left(4-\frac{b}{L}\right)$	$\frac{aL^3}{48EI}\left(1-\frac{3a^2}{L^2}+\frac{2a^3}{L^3}\right)$	$\frac{aL^3}{120EI}\left(1-\frac{2a^2}{L^2}+\frac{a^4}{L^4}\right)$	–