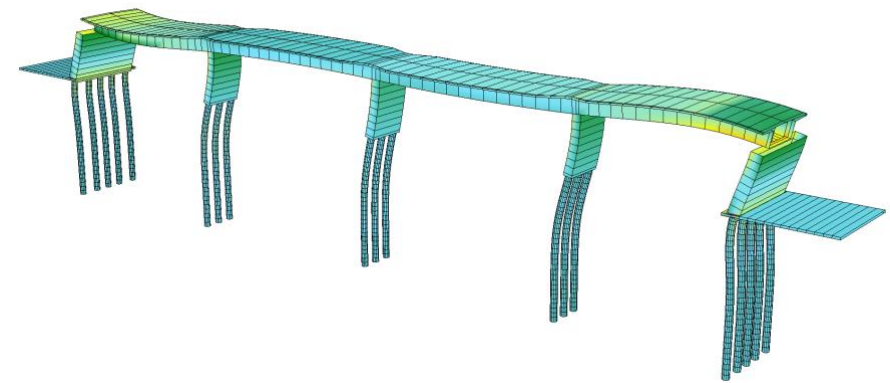


# Utformningar av integrerade stöd med grova stålrörspålar för järnvägsbroar



**Klara Petersson & Mattias Qvarfordt**

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2024

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

Division of Structural Engineering  
Faculty of Engineering, LTH  
P.O. Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

## **Utformningar av integrerade stöd med grova stålrörspålar för järnvägsbroar**

Designs of integrated supports with large steel pipe piles for railway bridges

Klara Petersson & Mattias Qvarfordt

2024

Rapport TVBK-5303  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-24/5303+SE

Examensarbete  
Handledare: Ivar Björnsson  
Maj 2024

## Abstract

The purpose of this thesis is to examine, based on a reference object, how bridges with integrated supports with steel pipe piles can be designed to meet strict deformation requirements for high-speed trains.

The use of integrated supports is extensive, for instance in the USA and England. The main advantages of integrated supports are that bridges can be designed without bearings and joints, which is beneficial from a maintenance perspective. The supports are compatible with pile foundations, where drilled large steel pipe piles are an attractive option. Compared to pile driving, drilling is more time-efficient, and the installation can be done with greater precision. During the period 2026–2037, over 80% of the planned infrastructure investments in Sweden involve railways. Therefore, it was deemed interesting to investigate the use of integrated supports with drilled large steel pipe piles for railway bridges.

The reference object is a two-track railway bridge over Hölje Å south of Lund. The foundation is made with driven concrete piles, and there are bearings between the supports and the superstructure. The considered bridge was built in 2022 and it has a sister bridge built in 1976. The newer bridge has significantly larger dimensions and thus uses more material than the older bridge, which is one reason it was chosen as the subject of analysis.

Three alternative designs of the reference object's substructure were analyzed. The first design involved replacing the existing supports with integrated supports of drilled large steel pipe piles and providing end screens at the bridge ends. The second design involved retaining the existing abutments and providing them with viscoelastic dampers. The intermediate supports were replaced with integrated supports. The third alternative design involved replacing all existing supports with integrated supports and providing the end supports with friction slabs. Structural analyses were performed using the finite element program SOFiSTiK, and deformations were compared with current requirements for braking and acceleration forces according to Eurocode. The analyses showed that the first two alternatives were unsuitable. With the third alternative design, deformation requirements could be met with an acceptable geometry.

Approximate calculations of the climate impacts were made for the existing bridge and the third alternative design. Excavation quantities and material usage were compared, and total quantities of carbon dioxide equivalents were calculated for the two substructures. The alternative design resulted in less material consumption but required a larger excavation quantity, which overall resulted in a smaller amount of carbon dioxide equivalents than for the actual design. An alternative solution theoretically would have resulted in less environmental impact.

The results showed that drilled large steel pipe piles are well-suited for use with integrated supports, but constraint forces need to be carefully considered. The formulation of the deformation requirements for braking and acceleration forces in Eurocode mean that they can be interpreted in various ways, which may lead to uncertainties. The solution with integrated supports and friction slabs worked as intended during analysis, suggesting that it should be further investigated.



## Sammanfattning

Syftet med denna uppsats är att utifrån ett referensobjekt undersöka hur broar med integrerade stöd grundlagda på stålrörspålar kan utformas för att uppfylla högt ställda deformationskrav för höghastighetståg.

Användningen av integrerade stöd är stor i bland annat USA och England. De främsta fördelarna med integrerade stöd är att de innebär att broar kan utformas utan lager och fogar. Detta är fördelaktigt ur en underhållssynpunkt. Stöden är kompatibla med pålgrundläggning, där borrade grova stålrörspålar är ett attraktivt alternativ. Jämfört med slagning av pålar är borring mer tidseffektivt och neddrivningen kan göras med större precision. Under perioden 2026–2037 berör över 80% av de planerade infrastrukturinvesteringarna i Sverige järnväg. Det ansågs vara av intresse att undersöka användningen av integrerade stöd med borrade grova stålrörspålar för järnvägsbroar.

Referensobjektet är en tvåspårig järnvägsbro över Höje Å söder om Lund. Grundläggningen är gjord med slagna betongpålar och det finns lager mellan stöd och överbyggnad. Den beaktade bron byggdes 2022 och den har en systerbro som är byggd 1976. Den nyare bron har betydligt grövre dimensioner och således mer materialåtgång än den äldre bron, vilket är en anledning till att den valdes som analysobjekt.

Tre alternativa utformningar av referensobjektets underbyggnad analyserades. Den första utformningen innebar att de befintliga stöden ersattes med integrerade stöd med borrade grova stålrörspålar och broändarna försågs med ändskärmar. Den andra utformningen innebar att de befintliga ändstöden behölls och försågs med viskoelastiska dämpare. Mellanstöden ersattes med integrerade stöd. Den tredje alternativa utformningen innebar att alla befintliga stöd ersattes med integrerade stöd och ändstöden försågs med friktionsplattor. Analys av strukturerna gjordes i finita element-programmet SOFiSTiK och deformationer jämfördes med gällande krav för broms- och accelerationskraft enligt Eurokod. Analyserna visade att de två första alternativen var olämpliga. Med den tredje alternativa utformningen kunde deformationskraven uppfyllas av en acceptabel geometri.

Överslagsmässiga klimatkalkyler gjordes för den befintliga bron och den tredje alternativa utformningen. Schaktmängder och materialåtgång jämfördes, och totala mängder koldioxidekvivalenter beräknades för de två underbyggnaderna. Den alternativa utformningen gav mindre materialåtgång men krävde större schaktmängd, vilket sammanvägt innebar en mindre mängd koldioxidekvivalenter än för den verkliga utformningen. En alternativ lösning hade teoretiskt medfört mindre miljöpåverkan.

Resultaten visade att borrade grova stålrörspålar lämpar sig väl för användning av integrerade stöd, men tvångskrafter behöver beaktas noggrant. Formuleringen av deformationskraven för broms- och accelerationskraft i Eurokod innebär att de kan tolkas på olika sätt, vilket kan leda till osäkerheter. Lösningen med integrerade stöd och friktionsplattor fungerade som avsett vid analys, vilket tyder på att den bör utredas vidare.



## Förord

Detta examensarbete är det sista momentet på vägen mot varsin civilingenjörsexamen inom Väg- och Vattenbyggnad. Arbetet har genomförts på avdelningen för konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola och i samarbete med Centerlöf & Holmberg i Malmö.

Vi vill rikta ett stort tack till vår handledargrupp: Ivar Björnsson på LTH och Thomas Kamrad och Johan Hovarp på Centerlöf & Holmberg. Tack för er tid, ert tålamod, er vägledning, ert förtroende, och såklart, tack för ölen! Vi vill även tacka våra nära för er stöttning under arbetets gång. Sist men inte minst vill vi ta tillfället i akt att tacka varandra. Vi hade inte kunnat göra detta själva.

Malmö, maj 2024

*Klara Petersson & Mattias Qvarfordt*





# Innehållsförteckning

<b>Abstract</b> .....	<b>i</b>
<b>Sammanfattning</b> .....	<b>iii</b>
<b>Förord</b> .....	<b>v</b>
<b>1 Introduktion</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrund .....	1
1.2 Syfte och frågeställningar .....	2
1.3 Avgränsningar .....	3
1.4 Disposition .....	4
<b>2 Teori</b> .....	<b>5</b>
2.1 Integralbroar .....	5
2.1.1 Ändskärmsbro .....	6
2.1.2 Traditionellt landfäste med dämpare .....	7
2.1.3 Rambro med friktionsplattor .....	7
2.2 Trafiklast och krav på järnvägsbroar .....	8
2.2.1 Trafiklast på järnvägsbroar .....	9
2.2.2 Deformationskrav för järnvägsbroar .....	11
2.3 Mothållande jordtryck .....	12
2.3.1 Ändskärmsbro .....	13
2.3.2 Traditionellt landfäste med dämpare .....	16
2.3.3 Rambro med friktionsplattor .....	16
2.4 Borrade grova stålörspålar .....	19
2.4.1 Allmänt .....	19
2.4.2 Dimensionering .....	20
2.5 Modellering av jordmassor kring pålar .....	21
<b>3 Metod</b> .....	<b>23</b>
3.1 Övergripande metodbeskrivning .....	23
3.2 Global modell .....	24
3.2.1 Skapa modell .....	24
3.2.2 Lastpåläggning och lastkombinering .....	25
3.2.3 Resultattolkning .....	25
3.3 Lokal modell för knäckningsanalys .....	25
3.3.1 Skapa modell och påläggning av snittkrafter .....	25
3.3.2 Knäckningsanalys och första och andra ordningens analyser .....	26
3.4 Klimatkalkyl .....	26
<b>4 Globala modeller</b> .....	<b>27</b>
4.1 Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar .....	28
4.1.1 Beräkning av ändskärmens höjd .....	28
4.1.2 Slutsats .....	29

4.2	<i>Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare</i> .....	30
4.2.1	Ändringar i modellen .....	30
4.2.2	Pålar .....	32
4.2.3	Mothållande jordtryck mot landfäste.....	33
4.2.4	Analys och resultat .....	34
4.2.5	Diskussion och slutsatser.....	35
4.3	<i>Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor</i> .....	36
4.3.1	Ändringar i modellen .....	36
4.3.2	Pålar .....	38
4.3.3	Viljordtryck mot ramben .....	39
4.3.4	Förhöjt jordtryck mot ramben .....	39
4.3.5	Friktionsplattor .....	44
4.3.6	Diskussion och slutsatser.....	46
<b>5</b>	<b>Lokal modell för knäckningsanalys och påldimensionering</b> .....	<b>47</b>
5.1	<i>Material och geometri</i> .....	47
5.2	<i>Snittkrafter i påltopp</i> .....	50
5.3	<i>Knäckningsmodell</i> .....	52
5.4	<i>Kapacitetsberäkningar</i> .....	53
5.4.1	Brottgränstillståndet .....	53
5.4.2	Bruksgränstillståndet .....	55
5.5	<i>Kontroll</i> .....	56
5.5.1	Brottgränstillståndet .....	56
5.5.2	Bruksgränstillståndet .....	57
<b>6</b>	<b>Klimatkalkyl</b> .....	<b>59</b>
6.1	<i>Materialåtgång</i> .....	59
6.1.1	Verklig lösning.....	59
6.1.2	Alternativ lösning.....	60
6.2	<i>Schaktmassor</i> .....	60
6.2.1	Verklig lösning.....	60
6.2.2	Alternativ lösning.....	60
6.3	<i>Resultat</i> .....	61
<b>7</b>	<b>Resultat</b> .....	<b>63</b>
7.1	<i>Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar</i> .....	63
7.2	<i>Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare</i> .....	63
7.3	<i>Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor</i> .....	63
<b>8</b>	<b>Diskussion</b> .....	<b>65</b>
8.1	<i>Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar</i> .....	65
8.2	<i>Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare</i> .....	65
8.3	<i>Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor</i> .....	66
<b>9</b>	<b>Slutsatser</b> .....	<b>69</b>

<b>Referenser .....</b>	<b>71</b>
<b>Bilaga A – Sammanfattning av geotekniskt PM för bro över Höje Å .....</b>	<b>73</b>
<i>A.1 Geodata .....</i>	<i>73</i>
A.1.1 Stöd 1 – Norra landfästet.....	73
A.1.2 Stöd 2 – Norra mellanstödet .....	73
A.1.3 Stöd 3 – Mellersta stödet.....	74
A.1.4 Stöd 4 – Södra mellanstödet.....	74
A.1.5 Stöd 5 – Södra landfästet.....	75
<i>A.2 Beräkning av bäddmodul och gränstryck.....</i>	<i>75</i>
A.2.1 Stöd 1 – Norra landfästet.....	75
A.2.2 Stöd 2 – Norra mellanstödet .....	77
A.2.3 Stöd 3 – Mellersta stödet.....	77
A.2.4 Stöd 4 – Södra mellanstödet.....	78
A.2.5 Stöd 5 – Södra landfästet.....	78
<b>Bilaga B – Beräkning av storlek på temperaturintervall samt broms- och accelerationslast.....</b>	<b>79</b>
<i>B.1 Beräkning av storlek på temperaturintervall .....</i>	<i>79</i>
<i>B.2 Beräkning av storlek på broms- och accelerationslast.....</i>	<i>79</i>
<b>Bilaga C – Beräkning av effektiv styvhet för påltvärsnitt.....</b>	<b>81</b>



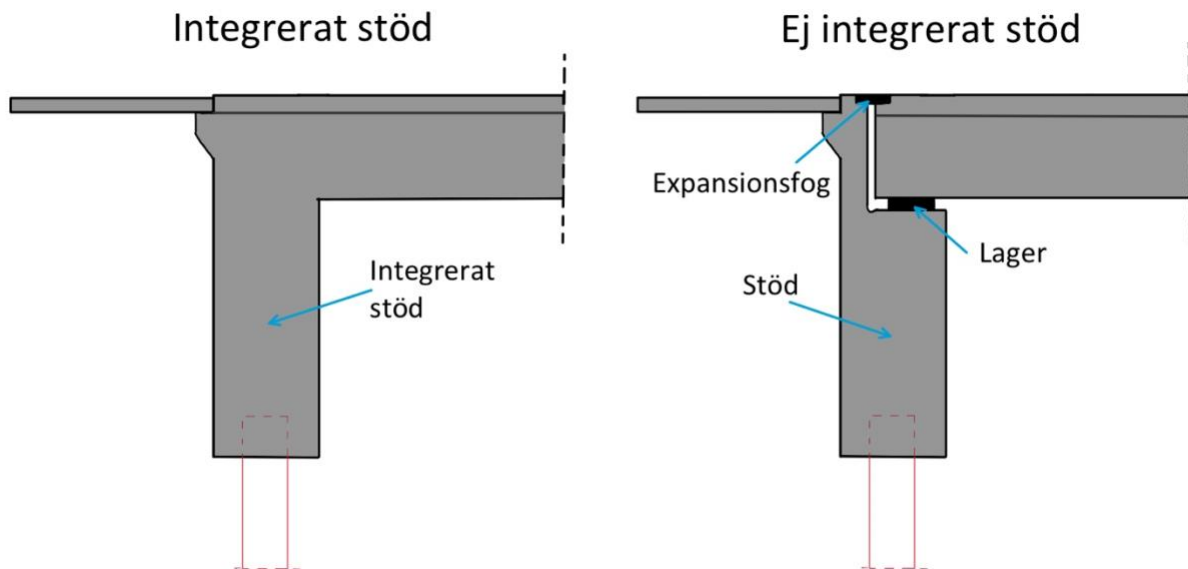
# 1 Introduktion

## 1.1 Bakgrund

Trafikverket förvaltar idag cirka 21 000 broar och 190 tunnlar, vilka har ett värde på cirka 150 miljarder kronor [1]. Cirka 4 000 av broarna är järnvägsbroar. Över 80% av de planerade infrastrukturinvesteringarna för perioden 2026–2037 berör järnväg [2]. Ett fokusområde i södra Sverige är nya stambanor för höghastighetståg.

Järnvägsbroar för höghastighetståg utsätts för stora horisontella krafter och har tillhörande stränga deformationskrav, vilket till stor del är på grund av inbromsning och acceleration. Storleken på krafterna kan betyda att dimensioner på delar av broar, exempelvis grundläggning, blir grövre. Ett sådant exempel hittas i järnvägsbroarna över Höje Å strax söder om Lund. En av de två broarna byggdes 1976 och den andra blev färdig 2022 som en del av utbyggnaden till fyra spår mellan Malmö och Lund. Broarna är byggda helt i betong. Grundläggningen av broarna är gjord med slagna betongpålar med standardtvärsnitt ingjutna i bottenplattor. Betongpålarna är slagna delvis snett vilket innebär att de kan ta upp de horisontalkrafter som belastar bron eftersom de vid dimensionering endast antas ta last axiellt. Underbyggnaden, framför allt grundläggningen, hos den nyare bron har betydligt grövre dimensioner än den äldre. Detta innebär naturligt en avsevärt större materialåtgång hos den nya bron trots att den äldre bron utsätts för samma belastning. Storleken på de broms- och accelerationskrafter som järnvägsbroar idag måste dimensioneras för är alltså starkt bidragande till att materialåtgången ökar. Det kan anses intressant, både miljömässigt och ekonomiskt, att hitta utformningar som klarar av de horisontella krafterna på ett mer materialeffektivt sätt. Således utgör den nyare bron över Höje Å referensobjektet för detta arbete.

En alternativ utformning kan innebära användning av integrerade stöd. Detta innebär att överbyggnad och stöd är byggda som en enhet, utan fogar och lager. För ett broutförande i betong, vilket är vanligt för integralbroar, innebär detta att stöd och överbyggnad är sammangjutna. Kopplingen blir således momentstyv. I Figur 1.1 illustreras principiellt hur en bro med integrerade stöd skiljer sig från ett traditionellt utförande med lager. Broar med integrerade stöd är vanligt förekommande i exempelvis USA, Kanada och Storbritannien. Det finns många anledningar till att broar med integrerade stöd används frekvent. Exempelvis är byggtiden relativt kort och uppförandet enkelt, vilket bland annat beror på mindre masshantering och snabbare pålning [3]. Integralbroar har också lägre underhållskostnad, vilket beror på att det inte finns några lager eller fogar. Det kan vara nödvändigt att byta ut lager på grund av slitage. Fogar kan tillåta att vatten, som kan vara förorenat med exempelvis vägsalt, tränger ner och påskyndar naturlig nedbrytning av material.



Figur 1.1: Principskiss av integrerat stöd och traditionellt utförande med lager.

Att använda snedslagna betongpålar, som för broarna över Höje Å, är en vanlig metod i Sverige. Metoden har dock vissa nackdelar. Brist på precision vid slagning av pålarna innebär att de sällan hamnar på exakt avsedd plats. Vidare är det vanligt att slagna betongpålar skadas under installation. Dessa aspekter leder till ökat beräkningsarbete och en utdragen byggprocess. Genom att använda pålar som kan drivas ned med större precision och som är mindre känsliga mot skador vid installation kan byggtider och kostnader reduceras. En sådan påltyp är stålrörspålar. De kan drivas ner genom borrhning och kan vara kompatibla med integrerade stöd då de har en betydande momentkapacitet. Det är vanligt att grundläggningen av integrerade stöd utförs med pålar som gjuts samman med stöden.

I Sverige har integrerade stöd använts i mindre omfattning, vilket till stor del beror på praxis. Eftersom brotypen inte är beprövad i samma omfattning saknas erfarenhet och en etablerad beräkningsmetod, och mer traditionella broar har byggts i stället. För att minska fundamentarbete, materialåtgång och underhållskostnader är det av intresse att undersöka hur broar med integrerade stöd av borrade stålrörspålar lämpar sig för de broar som byggs i Sverige i nutid.

## 1.2 Syfte och frågeställningar

Syftet med denna uppsats är att utifrån ett referensobjekt undersöka hur broar med integrerade stöd med stålrörspålar kan utformas för att uppfylla högt ställda deformationskrav för höghastighetståg. De strikta deformationskraven och de stora broms- och accelerationskrafterna blir ofta dimensionerande. Det är av stor vikt att säkerställa trafiksäkerhet och erforderlig komfort hos passagerare.

Den nyare bron över Höje Å utgör referensobjektet för denna rapport. Bron har en äldre systerbro med mindre dimensioner. Ett mål med arbetet är att undersöka hur alternativa utformningar av den nyare bron hade kunnat reducera materialmängder och negativ klimatpåverkan.

De frågeställningar som behandlas i följande uppsats är:

- Hur kan underbyggnad och grundläggning av järnvägsbroar med integrerade stöd utformas utan dilatationsfogar i spåren för att uppfylla de gällande deformationskraven för broms- och accelerationskrafter?
- Är det lämpligt ur ett produktionsperspektiv att använda borrade stålrörspålar tillsammans med integrerade stöd?
- Kan användning av integrerade stöd med borrade grova stålrörspålar leda till minskad materialanvändning och mer effektiv produktion?
- I vilken utsträckning kan miljöpåverkan reduceras av en alternativ utformning av referensobjektet?
- Vilka utmaningar och begränsningar finns i normerna för att realisera lösningarna?

### 1.3 Avgränsningar

I denna rapport finns flera aspekter och faktorer som inte beaktades.

Alla alternativa utformningar av underbyggnaden byggde på användning av integrerade stöd. Inga andra brotyper undersöktes.

Endast broar med överbyggnad helt i betong undersöktes, vilket innebär att exempelvis samverkanskonstruktioner bortsågs från trots att de skulle kunna vara lämpliga för utförandet.

Ingen genomgående kontroll av hela konstruktionen gjordes. Dimensionering begränsades till kontroll av krav på deformationer kopplade till horisontella krafter, såsom bromskraft och temperaturlast, samt dimensionering av stålpålarna.

För global modellering av interaktion mellan jord och påle användes en ideal elastoplastisk modell.

Dynamiska effekter på broar som kan uppkomma av höghastighetståg beaktades endast med dynamikfaktor. Utmattningsbegränsningar bortsågs från.

Klimatkalkylen som gjordes är förenklad och utgör således inte en fullgod livscykelanalys.



## 1.4 Disposition

Kapitel 2 är ett teoriavsnitt. Det första delavsnittet handlar om integralbroar. Brotypen förklaras med funktionssätt, fördelar och nackdelar och tre olika sätt att utforma ändstöden presenteras. Det andra delavsnittet berör trafiklast och krav som används vid dimensionering av järnvägsbroar enligt Eurokod. Vertikala lastmodeller och horisontella laster beskrivs. Deformationskrav enligt Eurokod presenteras. I det tredje delavsnittet beskrivs hur ändstöd kan utformas för att ta upp horisontella krafter med mothållande jordtryck. Tre olika utformningar beskrivs: ändskärmar, traditionella landfästen försedda med dämpare och ramben med friktionsplattor. Det fjärde delavsnittet handlar om borrade grova stålrörspålar. Påltypen beskrivs övergripande och viktiga aspekter vid dimensionering presenteras. Det femte och sista delavsnittet beskriver hur jordmassorna kring pålarna kan modelleras med diskreta fjädrar.

Kapitel 3 beskriver metoden för arbetet. En övergripande metodbeskrivning presenteras i ett flödesdiagram. Arbetet kan delas upp i tre delar: global modell, lokal modell och klimatkalkyl. De globala modellerna bygger på ett referensobjekt, vilket presenteras i kapitlet.

Kapitel 4 beskriver de tre globala modeller som gjorts. Modellernas syfte är att olika alternativa utformningar av referensobjektets underbyggnad ska kunna undersökas. Den första modellen är en ändskärmsbro med integrerade stöd. Den andra modellen har integrerade mellanstöd och traditionella landfästen försedda med dämpare. Den tredje modellen har integrerade stöd med friktionsplattor. De globala modellerna jämförs mot gällande krav enligt Eurokod och om kraven anses uppfylla görs vidare analys i lokala modeller.

Kapitel 5 innehåller analys i lokal modell. Den lokala modellen är en modell för knäckningsanalys av de grova stålrörspålar. Knäckningsanalys och analys enligt andra ordningens teori gjordes av en påle. Snittkrafter längs pålen erhöles och användes för att säkerställa att påltvärsnittet hade tillräcklig kapacitet.

Kapitel 6 innehåller en klimatkalkyl där en utvald alternativ geometri jämförs med referensobjektets faktiska geometri. Klimatkalkylen bygger på schaktmängder och materialåtgång i underbyggnaden. Koldioxidekvivalenter beräknades och jämfördes.

Kapitel 7 presenterar resultat kopplade till rapportens syfte och frågeställningar.

Kapitel 8 innehåller en diskussion av resultaten.

Kapitel 9 presenterar slutsatser.

## 2 Teori

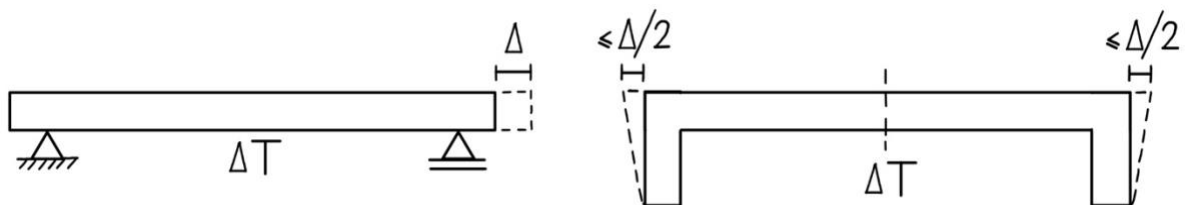
### 2.1 Integralbroar

Integralbroar har byggts i USA sedan ungefär 1960-talet och utförandet kan anses vara vanligt i många delstater. Det finns dock inte någon vedertagen metod eller exakt teori att utföra dimensioneringen efter, vilket även är fallet i Sverige [3]. I de områden där man byggt många broar med integrerade stöd har man i stället utgått från erfarenheter.

Det finns många fördelar med att använda integrerade stöd. En av de främsta är att de tillåter att broar utförs utan lager och fogar, vilket är positivt eftersom dessa kan göra broar mycket underhållskrävande. Broar med integrerade stöd kan ta upp stora horisontella krafter eftersom de har en god förmåga att fördela lasten jämnt över stöden [4]. Användningen av integrerade stöd medför dock även utmaningar som huvudsakligen berör horisontella rörelser i bron [5]. Temperaturvariationer och trafiklast är vanliga laster på broar som ger upphov till horisontella rörelser och ökat tvång i konstruktionen. Upprepade horisontella rörelser kan leda till kompaktering av materialet utanför ändstöden.

Temperaturvariationer leder till längdändringar i bron. När stöden är integrerade innebär variationerna att tvångsspänningar uppstår i pålarna eftersom hela bron rör sig som en enhet. Storleken på tvångsspänningarna beror både på storleken på stödrörelserna, underbyggnadens styvhet och på jordens fasthet [3]. Ju styvare jorden är, desto högre blir spänningarna.

Hur stora temperaturrörelserna blir beror framför allt på längden på bron, men även på de ingående materialen. Vidare beror temperaturrörelsernas storlek på vilken typ av statiskt system som används. Jämfört med ett statiskt bestämt system uppvisar ett statiskt obestämt system något mindre temperaturrörelser [5]. Detta illustreras i Figur 2.1.



Figur 2.1: Temperaturrörelser i statiskt bestämda och obestämda system.

En följd av tvångsspänningarna och rörelserna som uppstår av temperaturvariationer är att längden på broar med integrerade stöd begränsas. I USA är en vanlig längdbegränsning 120 meter, men den längsta bron med integrerade landfästen utan expansionsfogar som byggts är 358 meter lång och finns i Tennessee [3]. Bron är en vägbro i betong. I Tennessee har integrerade samverkansbroar byggts 120 meter långa och integrerade betongbroar har byggts 240 meter långa. I Sverige är den rekommenderade längden för integralbroar begränsad till 60–70 meter [5]. Vidare är längdbegränsningen för ändskärmsbroar ca 90 meter i södra Sverige [3].

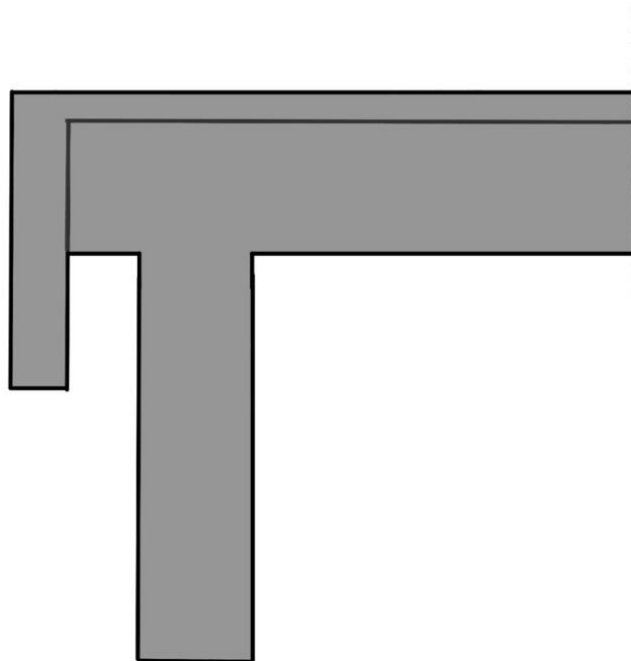
Att bestämma storleken på temperaturvariationerna är avgörande eftersom de har stor påverkan på påkänningarna som uppstår i bron och pålarna. Temperaturvariationer sker både under dygnet och under året. Det är vanligt att bortse från de dagliga temperaturvariationerna [3].

Broms- och accelerationskrafter belastar bron i dess längdriktning och ger upphov till horisontella rörelser. Rörelserna tas upp i alla integrerade stöd. Olika utformningar på ändstöden innebär att olika mekanismer kan användas för att ta upp de horisontella krafterna. Några utföranden presenteras i kommande avsnitt.

### 2.1.1 Ändskärmsbro

I Figur 2.2 visas en principskiss av ett integrerat ändstöd på en ändskärmsbro.

Ändskärmsbroar kan utformas med traditionella stöd med lager, men även med integrerade stöd. Ändskärmarna tillåter att horisontalkrafter i brons längdriktning, exempelvis broms- och accelerationskrafter, tas upp genom ett förhöjt jordtryck mot ändskärmen. Det förhöjda jordtrycket uppstår då bron rör sig mot jorden, varpå jorden motverkar rörelsen genom ett mothåll. I fallet med en ändskärmsbro med integrerade stöd samverkar stöd och pålar tillsammans med ändskärmarna för att uppta horisontalkrafter.

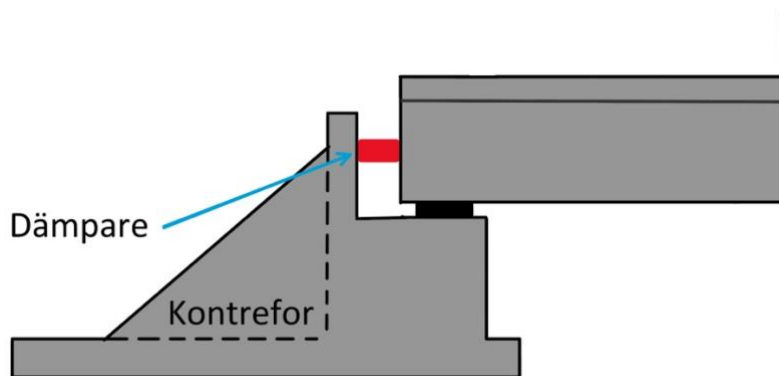


Figur 2.2: Principskiss av ett integrerat ändstöd för en ändskärmsbro.

### 2.1.2 Traditionellt landfäste med dämpare

Det är möjligt att kombinera integrerade och traditionella stöd. Exempelvis kan mellanstöden vara integrerade och ändstöden vara försedda med lager. I Figur 2.3 visas en principskiss av hur ett landfäste kan utformas med en viskoelastisk dämpare. Dämparen, tillsammans med integrerade mellanstöd, utgör bronns motstånd mot horisontalkrafter. Långsamma rörelser i bronns längdriktning, exempelvis utvidgningar och kontraktioner orsakade av temperaturändringar, tillåts av dämparen. Inget motstånd mot rörelsen uppstår eftersom mediet i dämparen kan röra sig obehindrat. Detta innebär att mindre tvångsspänningar uppstår i konstruktionen. För snabba rörelser, exempelvis då bron belastas med en broms- eller accelerationskraft, uppstår ett motstånd i dämparen. Kraften förs från dämparen till landfästet. I fallet att landfästet utsätts för en rörelse kan visst mothåll tillgodoräknas från den bakomliggande jorden.

En fördel med integralbroar är att de kräver mindre underhåll än traditionella utföranden. En nackdel med att användning av dämpare är att de kan kräva mycket underhåll.



Figur 2.3: Traditionellt landfäste med dämpare.

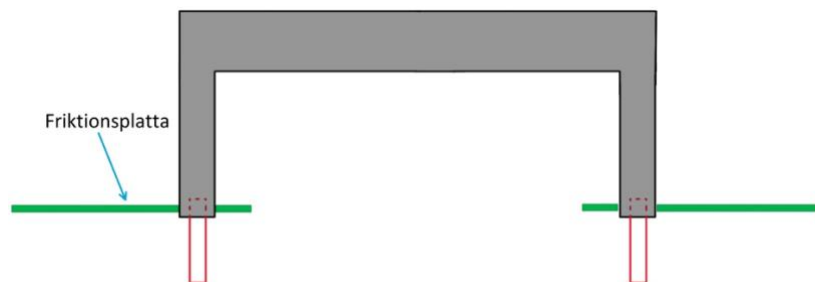
### 2.1.3 Rambro med friktionsplattor

I Figur 2.4 visas en principskiss av en rambro, vilket är den enklaste typen av en integralbro. Rambroar motstår horisontella rörelser delvis genom ökat jordtryck, likt ändskärmsbroar.



Figur 2.4: Principskiss av rambro.

I Figur 2.5 illustreras hur en rambro kan utformas med integrerade stöd på grundlagda med grova stålrörspålar samt friktionsplattor, vars syfte är att öka kapaciteten för upptagning av horisontalkrafter. Friktionsplattan är en platta i betong gjuten kring rambenet, ovanpå vilken det ligger ett fyllnadsmaterial. Då en horisontell kraft i längdriktningen belastar bron utvecklas friktionskraft mellan plattans underkant och det underliggande materialet. Se Figur 2.6 för hur lasten förs från rambenen till friktionsplattorna. Detta hindrar att rambenet rör sig i nivå med friktionsplattan och de totala deformationerna som utvecklas av horisontalkraften reduceras. Ovanför friktionsplattan utvecklas ett ökat jordtryck mot rambenet då det rör sig mot jorden. Nivån för friktionsplattan kan justeras för att snittkrafter och deformationer ska hålla önskad storlek.



Figur 2.5: Principskiss av rambro med grova stålrörspålar och friktionsplattor (elevation).



Figur 2.6: Lastöverföring friktionsplattor (planskiss).

## 2.2 Trafiklaster och krav på järnvägsbroar

Lasterna som verkar på järnvägsbroar kan delas upp i två olika huvudgrupper: permanenta laster och variabla laster. De permanenta lasterna utgörs till största del av konstruktionens egen tyngd, men även laster som jord- och vattentryck, differentialsättningar, krypning och förspänning kan vara aktuella. De variabla lasterna är exempelvis vertikal och horisontell trafiklast, vindlast, snölast, ökat jordtryck och laster som uppstår under byggnation. Olyckslaster kan vara kollisionlaster och explosionslaster, men även exempelvis förlust av ett bärande element.

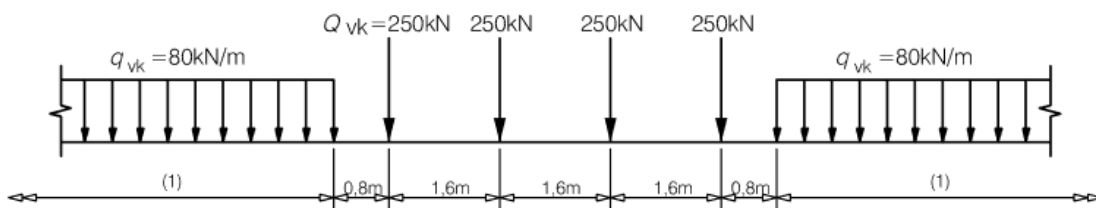
I följande avsnitt presenteras några av dessa laster översiktligt. Detaljerade beskrivningar av lasterna återfinns i [6].

## 2.2.1 Trafiklast på järnvägsbroar

### 2.2.1.1 Vertikala laster

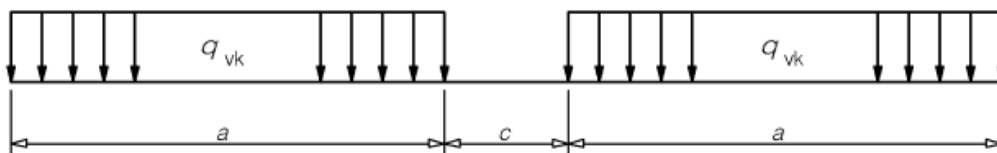
För järnvägsbroar behöver laster från järnvägstrafiken beskrivas. För detta finns lastmodeller. De lastmodeller som används för att modellera den vertikala trafiklasten i Sverige är LM71, SW/0, SW/2, HSLM och "tomvagnar" [6]. Även specialfordon finns, exempelvis en spårbytesmaskin [7]. Det är viktigt att notera att lastmodellerna inte beskriver verkliga laster, utan endast syftar till att simulera den statiska belastningen från de fordon som trafikerar bron [6].

LM 71 är en lastmodell som representerar den statiska effekten av vertikal belastning för normal järnvägstrafik [6]. Det är en förenklad modell som ämnar återskapa effekten av ett tungt godståg. Modellen består av fyra punktlaster mellan två utbredda laster. Punktlasterna kan tänkas representera ett tungt lok. De utbredda lasterna kan göras godtyckligt långa. Lastmodellen och tillhörande karakteristiska lastvärden presenteras i Figur 2.7. De karakteristiska lastvärdena ska multipliceras med en faktor  $\alpha$  och en dynamikfaktor  $\phi$  [6]. Värdet  $\alpha = 1,33$  gäller, utom på Malmbanan och för sträckor med tung massgodstrafik [8]. Dynamikfaktorn förklaras i avsnitt 2.2.1.3.



Figur 2.7: Lastmodell och karakteristiska värden på vertikala laster för LM 71 [6].

Lastmodellerna SW/0 och SW/2 har i princip samma lastuppställning, vilken visas i Figur 2.8 [6]. Modellen SW/0 representerar vertikal belastning från normal järnvägstrafik och ska appliceras på kontinuerliga balkar. SW/2 representerar tung trafik. I Tabell 2.1 redovisas värden för de specifika modellerna.

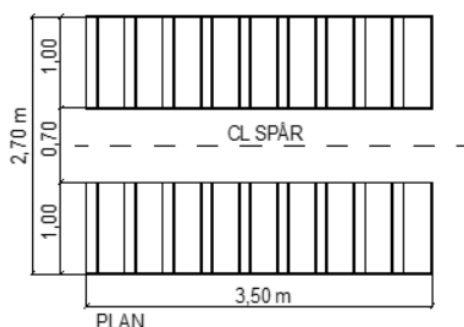


Figur 2.8: Lastmodell SW/0 och SW/2 [6].

Tabell 2.1: Karakteristiska värden på vertikala laster för lastmodeller SW/0 och SW/2 [6].

Lastmodell	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Lastmodellen för spårbytesmaskin ska användas vid dimensionering av broar med spår i ballast [7]. Modellen består av en last på 900 kN jämnt fördelad på två ytor, se Figur 2.9.



Figur 2.9: Lastmodell för spårbytesmaskin [7].

För att representera tåg utan fraktgods används modellen ”tomvagnar”, och för höghastighetståg finns modellen HSLM [6]. Dessa modeller samt modell SW/2 behandlas inte i detta arbete.

### 2.2.1.2 Horisontella laster

Lastmodellerna som beskrivits ovan behandlar hänsyn till vertikala trafiklaster. Horisontella laster orsakade av trafik, såsom broms- och accelerationskrafter, ska också beaktas. Broms- och accelerationskrafter verkar i brons längdriktning i nivå med rälsöverkant. De gällande karakteristiska lastvärdena för broms och acceleration enligt [6] redovisas i Tabell 2.2, där  $L$  är influenslängden för den betraktade bärverksdelen. Detta kan till exempel vara hela längden av en huvudbalk för bromskraft.

Tabell 2.2: Karakteristiska värden på broms- och accelerationskraft.

Kraft	Värde	Enhet	Tillhörande lastmodell
Accelerationskraft $Q_{lak}$	$33 \cdot L < 1000$	kN	LM 71, SW/0, SW/2, HSLM
Bromskraft $Q_{lbk}$	$20 \cdot L < 6000$	kN	LM 71, SW/0, HSLM
Bromskraft $Q_{lbk}$	$35 \cdot L$	kN	SW/2

Om en bro har två eller flera spår med samma tillåtna färdriktning ska två spår antas belastas samtidigt av broms- eller accelerationskraft [6]. Bromskraften på det ena spåret får dock begränsas till 1000 kN [8].

Horisontella krafter kan även verka i brons tvärriktning. Sidkraften tar hänsyn till att fordon exempelvis kan bromsa ojämnt med hjulen eller sladda. Om järnvägen har en krökning uppstår ytterligare en kraft i tvärled i form av centrifugalkraft, vilken angriper en sträcka ovanför spåren i vad som kan tolkas som fordonets tyngdpunkt.

### 2.2.1.3 Dynamikfaktorer

Det kan vara nödvändigt att utreda vilka dynamiska effekter som höghastighetståg orsakar. Dynamisk analys ska utföras på tåg om hastigheten överskrider 200 km/h [6]. Dynamiska effekter beaktas i denna uppsats enbart med dynamikfaktorn  $\phi$  enligt [6]. Syftet med dynamikfaktorn är att hänsyn ska tas till den dynamiska förstoringen av spänningar och svängningar. Hänsyn tas inte till resonanseffekter. Dynamikfaktorn  $\phi$  appliceras på lastmodeller LM 71, SW/0 och SW/2 och utgörs av  $\phi_2$  eller  $\phi_3$  beroende på kvaliteten på spårunderhållet.

För omsorgsfullt underhållet spår:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (2.1)$$

med  $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$ .

För spår med normalt underhåll:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad (2.2)$$

med  $1,00 \leq \phi_2 \leq 2,0$ .

Faktorn  $L_\phi$  är ”bestämmande längd” och kan bestämmas enligt [6]. Det bör noteras att värdena för omsorgsfullt underhållet spår används i Sverige. För lastmodell spårbytesmaskin är dynamikfaktorn  $\phi = 1,2$  [7].

### 2.2.2 Deformationskrav för järnvägsbroar

Deformationskrav för järnvägsbroar berör förskjutning, nedböjning, vridning och skevning. Det finns även krav som behandlar dynamiska aspekter såsom accelerationer, frekvenser och moder. Kraven för järnvägsbroar är speciellt stränga. Detta grundar sig naturligt i trafiksäkerhet, exempelvis för att säkerställa stabilitet i ballasten, men de finns även till för att säkerställa komfort hos passagerare [9]. De gällande kraven beskrivs i exempelvis [6] och [9]. I Tabell 2.3 presenteras de krav som analyser i detta arbete behandlar. De presenterade kraven förutsätter att inga dilatationsanordningar finns för rälsen samt att dimensionerande hastighet är 250 km/h. Kraven kan antas gälla för frekvent lastkombination enligt Eurokod.



Tabell 2.3: Deformationskrav för järnvägsbroar i frekvent lastkombination.

Vad avser kravet?	Tillåten deformation [mm]	Vilken last är kravet kopplad till?	Var hittas kravet?
”Överbyggnadens nedböjning”	L/600	Last från järnvägstrafik	SS-EN 1990, A2.4.4.2.3 (1) [9]
”Relativ förskjutning i längdled mellan ände av överbyggnadsdel och intilliggande landfäste”	5	Acceleration och bromsning	SS-EN 1991-2, 6.5.4.5.2 (1)P [6]
”Förskjutning i längdled av brobanans överyta vid broände beroende på överbyggnadens deformation”	8	Vertikala trafiklaster	SS-EN 1991-2, 6.5.4.5.2 (2)P [6]
”Vertikal förskjutning av brobanans överyta i förhållande till angränsande bärverk”	2	Rörliga laster	SS-EN 1991-2, 6.5.4.5.2 (3)P [6]

### 2.3 Mothållande jordtryck

En vanlig last på broar är jordtryck, vilket är det tryck som jorden åstadkommer mot bron. Jordtryck belastar bron både när den är stilla och då en rörelse uppstår. Vilojordtryck är den permanenta delen av jordtrycket, och det råder då ingen rörelse sker mellan jorden och konstruktionen. Passivt jordtryck utvecklas då konstruktionen rör sig mot jorden, exempelvis då ett fordon bromsar på bron. Aktivt jordtryck utvecklas då konstruktionen rör sig från jorden. Storleken på det totala jordtrycket beror på hur stor rörelse som utvecklas vid belastning. Det största jordtrycket som kan uppkomma vid en rörelse mot jorden är fullt utvecklat passivt jordtryck. Det är av intresse att bestämma hur stort tillskottet i jordtryck är vid en rörelse på grund av exempelvis broms, eftersom detta tryck innebär ett mothåll som hindrar att deformationen utvecklas fullt.

Jordtryck mot en vertikal yta i friktionsjord kan beräknas med följande ekvation:

$$q = \gamma \cdot z \cdot K \cdot B \quad (2.3)$$

där  $\gamma$  är jordens tunghet,  $z$  är djup under markytan,  $K$  är jordtryckskoefficient och  $B$  är den vertikala ytans bredd. Med olika jordtryckskoefficienter kan ekvationen användas för att beräkna antingen vilojordtryck, passivt eller aktivt jordtryck. Aktivt jordtryck kommer inte behandlas vidare eftersom det inte är aktuellt för kommande beräkningar. Nedan redovisas ekvationer för beräkning av jordtryckskoefficienter. Notera att ekvationen för vilojordtryckskoefficienten gäller för plan markyta och att friktion mellan jord och byggdel inte beaktas.

Viljordtryckskoefficient:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_d \quad (2.4)$$

Passiv jordtryckskoefficient:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'_d}{1 - \sin \phi'_d} \quad (2.5)$$

där  $\phi'_d$  är det dimensionerande värdet på den inre friktionsvinkeln:

$$\phi'_d = \arctan \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_M} \quad (2.6)$$

där  $\gamma_M = 1,3$  är en partialkoefficient enligt Eurokod.

Med ovanstående ekvationer kan viljordtryck,  $p_0$ , och fullt passivt jordtryck,  $p_p$ , beräknas. Skillnaden mellan fullt utvecklat passivt jordtryck och viljordtryck benämns framöver  $p_1$ . Ekvationerna kan användas för att beräkna storleken på de mothållande jordtryck som uppstår då de tre alternativen beskrivna i avsnitt 2.1.1–2.1.3 utsätts för en horisontell rörelse. Det är av intresse att veta storleken på de mothållande jordtrycken eftersom de reducerar storleken på deformationerna som berörs av deformationskraven förklarade i avsnitt 2.2.2. De horisontella rörelserna kan uppkomma av horisontella laster, såsom bromslast eller temperaturförändringar. En horisontell rörelse i jorden kan även ske då järnvägstrafik belastar jorden utanför bron, vilket kallas överlast.

Utöver kraven i frekvent lastkombination beskrivna i avsnitt 2.2.2 finns andra krav som måste uppfyllas. I bruksgränstillståndet finns ett krav som berör rörelser som ger ökat jordtryck [7]:

”Om ökat jordtryck orsakat av rörelse mot jorden utnyttjas som upplag för yttre horisontella krafter får rörelse mot jorden i karakteristisk lastkombination inte överskrida den rörelse som ger passivt jordtryck.”

Om passivt jordtryck uppstår i bruksgränstillståndet uppstår plasticitet i jorden och dess kapacitet är förbrukat. Kravet finns till för att säkerställa att det finns tillräcklig kapacitet kvar i brottgränstillståndet.

### 2.3.1 Ändskärmsbro

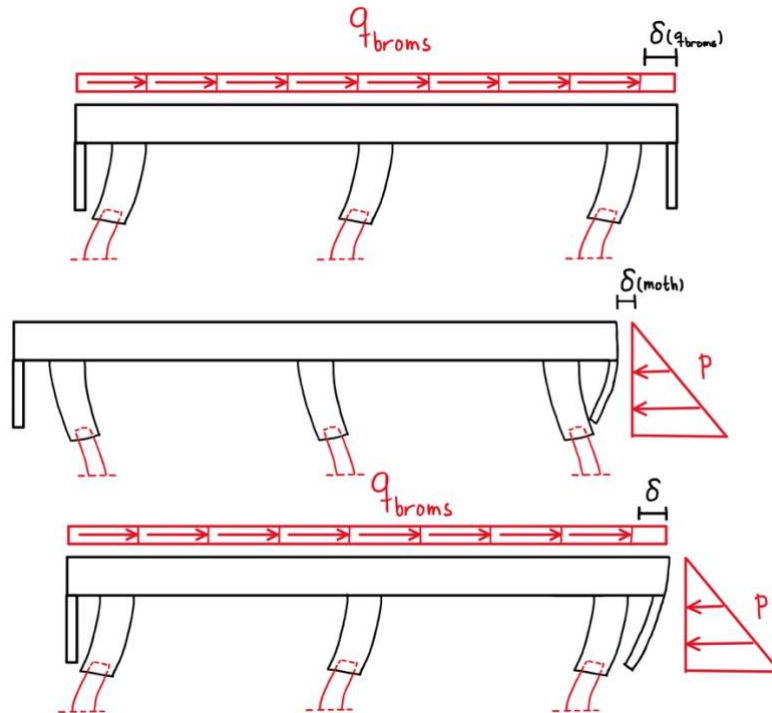
Rörelser i bron mot jorden medför ett ökat jordtryck mot ändskärmen. Ett passivt jordtryck anses vara fullt utvecklat då den horisontella rörelsen mot jorden är  $1/200$  av ändskärmens höjd  $H$  [7]. För rörelser mindre än  $H/200$  interpoleras jordtrycket mellan viljordtryck och fullt passivt jordtryck:

$$p = \delta \frac{200}{H} p_1 \quad (2.7)$$

där  $\delta$  är brons rörelse mot jorden och  $\delta \leq H/200$  ska uppfyllas.

### 2.3.1.1 Tillskott i jordtryck orsakat av broms- eller accelerationslast

Broms- och accelerationslast,  $q_{broms}$  [kN/m] och  $q_{acc}$  [kN/m], orsakar deformationer i broms längdriktning. I ett fall där deformationen kan utvecklas fullt, alltså då jordtryck bortses från, benämns den  $\delta(q_{broms})$ . Det mothållande jordtrycket som uppstår mot ändskärmen hindrar deformationen från att utvecklas fullt. Då benämns deformationen i stället  $\delta$ , och tillskottet i jordtryck som hör till benämns  $p$ . Detta fall illustreras i Figur 2.10.



Figur 2.10: Deformationer från broms, acceleration och mothållande jordtryck för en ändskärmsbro.

Utifrån Figur 2.10 och att fullt passivt jordtryck kan anses vara utvecklat vid rörelsen  $H/200$  [7] kan en kraftjämvikt ställas upp för att bestämma storleken på deformationen  $\delta$ .

$$q_{broms} \cdot L - \delta \frac{200}{H} p_1 = \frac{\delta}{\delta(q_{broms})} q_{broms} \cdot L \quad (2.8)$$

$$\Leftrightarrow \delta = \frac{q_{broms} \cdot L}{\frac{q_{broms} \cdot L}{\delta(q_{broms})} + \frac{200}{H} p_1} \quad (2.9)$$

Tillskottet i jordtryck som hör till deformationen  $\delta$  kan beräknas med ekvation (2.7).

### 2.3.1.2 Tillskott i jordtryck orsakat av överlast

Överlast innebär att en vertikal last på en intilliggande jordmassa ger upphov till en horisontell last på bron, vilket orsakar ett tillskott i jordtryck. Den vertikala lasten kan med vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  räknas om till en horisontell last, vilket är ett antagande på säkra sidan. Det verkliga jordtrycket orsakat av överlast ligger mellan vilo- och aktivt jordtryck.

$$q_h = q_v \cdot K_0 \quad (2.10)$$

Den horisontella lasten kan multipliceras med influensbredden på ytan som den belastar, och på så sätt erhålls överlasten som ger upphov till ett ökat jordtryck. Lasten kan antas spridas i jorden med lutningen 2:1, vilket innebär ett lägre tryck mot ändskärmen vid dess underkant än vid dess överkant.

$$q_{\delta} = q_h \cdot B_{infl} \quad (2.11)$$

På samma sätt som beskrivet i avsnitt 2.3.1.1 kan en jämvikt ställas upp för att bestämma storleken på den deformation som utvecklas då överlasten verkar samtidigt som ett mothållande jordtryck.

$$Q_{\delta} - \delta \frac{200}{H} p_1 = \frac{\delta}{\delta(Q_{\delta})} Q_{\delta} \quad (2.12)$$

$$\Leftrightarrow \delta = \frac{Q_{\delta}}{\frac{Q_{\delta}}{\delta(Q_{\delta})} + \frac{200}{H} p_1} \quad (2.13)$$

Tillskottet i jordtryck som hör till deformationen  $\delta$  kan beräknas med ekvation (2.7).

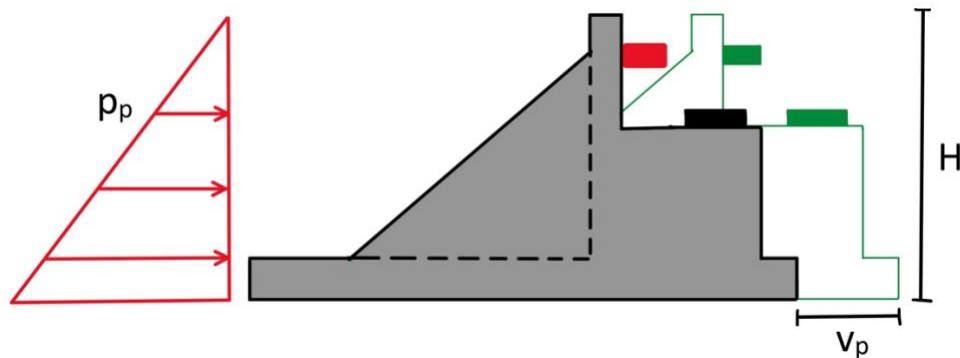
### 2.3.1.3 Tillskott i jordtryck orsakat av temperaturändringar

Ett tillskott i jordtryck kan uppstå då en temperaturförändring orsakar en rörelse i bron. Temperaturrörelser skiljer sig från de rörelser som uppstår då exempelvis en bromslast eller överlast belastar bron. Deformationen orsakad av en bromslast kan reduceras eller hindras då jorden skapar ett mothåll. Temperaturrörelser orsakas inte av laster utan är rörelser som leder till tvång. Således krävs det betydligt större krafter än mothållande jordtryck för att hindra eller reducera rörelsen. Deformationen orsakad av en temperaturändring beräknad för fallet då inget mothåll finns kan följaktligen direkt användas för en förenklad beräkning av tillskottet i jordtryck. För en ändskärmsbro kan ekvation (2.7) användas.

### 2.3.2 Traditionellt landfäste med dämpare

Då landfästet förses med dämpare tillåts att temperaturrörelser utvecklas obehindrat eftersom rörelsen utvecklas långsamt, och således leder de inte till ett ökat jordtryck.

För rörelser orsakade av broms- eller accelerationskraft eller överlast är det möjligt att tillgodoräkna ett visst mothåll från jorden. I fallet att hela landfästet utför en translation rör sig även hela jordmassan ovanpå bottenplattan och ett mothåll skapas mot jorden utanför landfästet. Principen illustreras i Figur 2.11.



Figur 2.11: Tillskott i jordtryck på grund av translation av pålat landfäste.

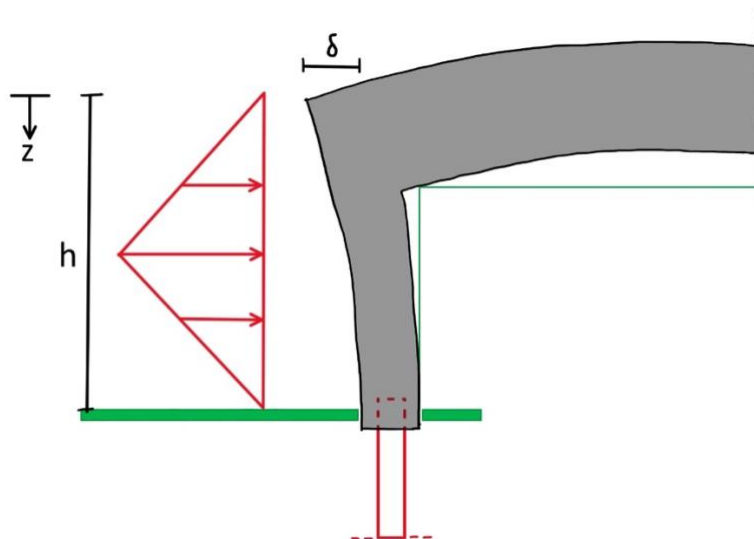
För att passivt jordtryck ska utvecklas krävs att en horisontell rörelse sker. Enligt normer motsvarar deformationen i lös jord mellan 5 och 10% av höjden på den byggnadsdel som utsätts för translationen och motsvarande intervall för fast jord är 3–6% [10]. Principen redovisas nedan för det undre värdet för fast jord, där  $v_p$  är deformationen som krävs för att utveckla passivt jordtryck och  $H$  är höjden på byggnadsdelen.

$$\frac{v_p}{H} = 0,03 \quad (2.14)$$

Genom beräkning av storleken på rörelsen  $v$  som uppstår då strukturen tillåts deformera fritt kan kvoten  $\frac{v}{H}$  beräknas. Om värdet på kvoten är mindre än 3% kan storleken på mothållet bestämmas genom interpolering mellan vilojordtryck och fullt passivt jordtryck.

### 2.3.3 Rambro med friktionsplattor

Som för en ändskärmsbro innebär rörelser i bron mot jorden att jordtrycket ökar mot rambenet. Rambenets rörelse är förhindrad i nivå med friktionsplattan och som störst i nivå med överbyggnadens överkant. Jordtrycket ökar med djupet och rörelsen minskar med djupet på grund av friktionsplattan. Mothållet antas således triangelformat med sitt största värde vid rambenets halva höjd, se Figur 2.12.



Figur 2.12: Form av mothållande jordtryck på ramben med friktionsplatta.

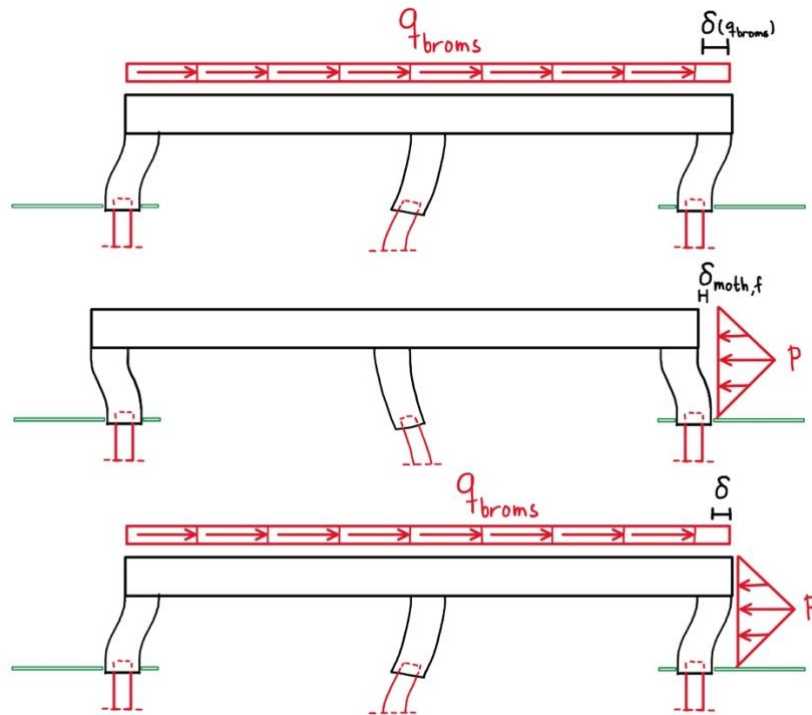
Tillskottet i jordtryck vid konstruktionsdelens halva höjd enligt Figur 2.12 ges av följande ekvation [7]:

$$\Delta p = \frac{c \cdot \gamma \cdot z \cdot \delta}{h} \quad (2.15)$$

där  $c$  är en konstant med värdet 600 då jordtrycket verkar ogynnsamt och värdet 300 då det verkar gynnsamt. Jordtrycket verkar gynnsamt exempelvis då en temperaturökning sker i överbyggnaden och ogynnsamt då det används som mekanism för att ta upp bromslast.  $\gamma$  är tungheten hos fyllnadsmaterialet,  $z$  är djup under markytan,  $\delta$  är deformationen vid konstruktionsdelens överkant och  $h$  är höjden på konstruktionsdelen.

### 2.3.3.1 Tillskott i jordtryck orsakat av broms- eller accelerationslast samt överlast

Figur 2.13 består av tre delfigurer, där den första illustrerar hur en rambro med friktionsplatta deformeras obehindrat då den belastas med broms- eller accelerationslast,  $q_{broms}$  [kN/m] eller  $q_{acc}$  [kN/m]. Den andra delfiguren illustrerar obehindrad deformation från ett mothåll och den tredje illustrerar den deformation som faktiskt utvecklas då jorden utanför rambenet utträttar ett mothållande jordtryck.



Figur 2.13: Deformationer från broms, acceleration och mothållande jordtryck för rambro med friktionsplattor.

För att bestämma storleken på mothållet krävs den faktiska deformationen  $\delta$ . En metod för detta är att bestämma storleken på den obehindrade deformationen orsakad av exempelvis bromslast,  $\delta(q_{broms})$ , och storleken på deformationen orsakad av ett fiktivt mothåll  $q_{moth}$ ,  $\delta_{moth,f}$ . Följande jämvikt kan då ställas upp:

$$\delta = \delta(q_{broms}) - \delta \cdot c \cdot \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{\delta_{moth,f}}{q_{moth}} \quad (2.16)$$

$$\Leftrightarrow \delta = \frac{\delta(q_{broms})}{c \cdot \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{\delta_{moth,f}}{q_{moth}} + 1} \quad (2.17)$$

Med den faktiska deformationen  $\delta$  kan mothållet beräknas med ekvation (2.15). Motsvarande beräkningar kan göras för att bestämma det ökade jordtrycket på grund av överlast. Beräkning av storleken på överlasten presenterades i avsnitt 2.3.1.2.

### 2.3.3.2 Tillskott i jordtryck orsakat av temperaturändringar

Temperaturrelser orsakas inte av en last utan är ett tvång. Den obehindrade deformationen orsakad av en temperaturökning kan således användas direkt för att förenklat beräkna det mothållande jordtrycket med följande ekvation:

$$\Delta p = \frac{c \cdot \gamma \cdot z \cdot \delta_{temp}}{h} \quad (2.18)$$

## 2.4 Borrade grova stålrörspålar

### 2.4.1 Allmänt

Följande avsnitt innehåller en övergripande redogörelse av borrade grova stålrörspålar. Avsnittet bygger huvudsakligen på Pålkommisionens rapport 104, *Borrade stålrörspålar – Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll* [11].

Det är vanligt att borrade stålpålar i huvudsak är spetsbärande och de drivs således ner till fast berggrund. Vanligtvis drivs pålarna ner vertikalt vid borrhning. Borrhningen är fördelaktig då den medför större kontroll av pålarnas placering i horisontalplanet än andra neddrivningsmetoder. Det är möjligt att hålla avvikelserna mellan teoretiskt och verkligt läge inom intervallet  $\pm 10$  mm. Noggrannheten innebär att färre pålar kan användas, och att det är möjligt för pålarna att även fungera som pelare.

Det finns flera olika borrhmetoder och -system. Gemensamt för metoderna är att den s.k. piloten, vilket är en del av borrhuvudet, avlägsnas när borrhningen är utförd. Andra delar, såsom ringborrkrona, kan lämnas kvar.

Att pålarna drivs ner vertikalt innebär att de inte tar upp horisontalkrafter på samma sätt som exempelvis snedslagna pålar, vilka blir axiellt belastade av horisontalkraft. Dock erhåller stålrörspålar en betydande momentkapacitet och styvhet då dimensionerna ökar, vilket innebär att de kan ta upp horisontalkrafter när de böjs.

Det kan krävas att påldelar skarvas samman för att en tillräckligt lång påle ska erhållas. Skarvningen kan göras med svetsning eller med gängor och skarvhylsa. Fördelar och nackdelar finns med båda metoderna. Svetsning ställer högre krav på utförandet. Om utvändigt skarvhylsa med större diameter än borrhkronan används finns risk att hylsan fastnar på större stenar eller block. Om invändigt skarvhylsa används försvaras arbetet med att föra borrhkronan genom rörpålen. Vid dimensionering måste det verifieras att snitt med skarv har tillräcklig lastkapacitet [12].

Utformningen av pålarna kan variera, där den enklaste endast är ett stålrör. Det är möjligt att antingen helt eller delvis återfylla röret med jordmaterial eller betong. Att fylla röret med betong, vilken kan vara armerad, har positiv inverkan på lastbärande förmåga och korrosionsmotstånd. Armering ingjuten i både stöd och påle skapar en fast inspänning och tillåter att kopplingen överför moment. Vidare är fyllnaden av pålen speciellt viktig för dess tvärkraftskapacitet, då denna vanligen begränsas av instabilitetsbrott [13].

Det finns vissa viktiga aspekter som behöver beaktas för betongfyllda rörpålar och borrade rörpålar. De aspekterna är samverkan mellan stål och betong, samt lastfördelningen vid pålens topp och ände, där lasterna förs ner till berget.

Tillräcklig samverkan och vidhäftning kan åstadkommas utan användning av exempelvis svetsbultar på rörets insida, vilket beror på att betongen är innesluten i stålröret. Detta är fördelaktigt eftersom svetsbultar kan innebära problem med att föra ner och ta upp borrhkrona, på samma sätt som invändiga skarvhylsor.

Vid pålens topp är det möjligt att styra lastfördelningen genom att reglera var på tvärsnittet lasten förs på. I fallet att lasten inte påförs pålarna på både betong och stål fördelas lasten ändå till de olika materialen en bit ner längs pålen. Fördelningen beror på respektive axialstyvhet.



Vanligtvis förses påltoppen med en platta vars syfte är att föra last från den ovanliggande konstruktionen till pålen. För utförandet är det viktigt att pålens topp är avjämnad för att säkerställa att lasten påförs jämnt över tvärsnittet. Lastöverföringen från påle till berg beror på om kontakten mellan betongen och berget är fullständig eller inte. Stålröret drivs ner till fast berg genom borrhning, vilket kan medföra ett lager borrhax på berget i röret. Om betongen inte har full kontakt med berget måste all last föras till berget genom stålet.

#### 2.4.2 Dimensionering

Dimensionering av borrhade grova stålrörspålar fyllda med betong görs enligt Eurokod och Pålkommissionens rapporter. Eftersom pålarna utsätts för både normalkraft och moment är det viktigt att beakta samverkan mellan snittkrafterna.

Vid dimensionering av stålpålar ska egenspanningar beaktas [12]. Enligt [12] görs detta genom en reduktion av elasticitetsmodulen med 10%, och även genom en fiktiv initialkrokighet. Utöver den fiktiva initialkrokigheten ska en geometrisk initialkrokighet räknas med. Initialkrokigheternas värde kan bestämmas genom schablon enligt [12], eller genom provning.

##### 2.4.2.1 Tvärsnittskontroll

Då stålrörspålar är betongfyllda dimensioneras tvärsnittet som ett samverkanstvårsnitt. Avsnitt 6.7 i SS-EN 1994-1-1 [14] är då applicerbart. Interaktion för tryck och böjning ska beaktas. Vid bestämning av tvärsnittets tvärkraftskapacitet kan tvärkraften förenklat verka endast på ståltvårsnittet.

##### 2.4.2.2 Knäckningsanalys och andra ordningens effekter

Enligt [12] ska böjmoment beräknas enligt andra ordningens teori i fallet av en tryckbelastad påle. Samma rapport beskriver två modelltyper som kan användas vid beräkning av andra ordningens effekter, modell typ A och modell typ B. Modell typ A innebär att finita element, eller finita differensmetoder, används vid modellering av påle och jord. Modell typ B innebär en förenklad beräkningsmodell som tillåter analytiska lösningar.

##### 2.4.2.3 Korrosion

Korrosion reducerar det effektiva tvärsnittet hos en stålpåle över tid. Korrosionsskydd kan utformas på flera sätt. Målning, kringgjuten betong och extra godstjocklek, rostmån, är några exempel, där rostmån är den vanligaste och i regel mest ekonomiska metoden [11].

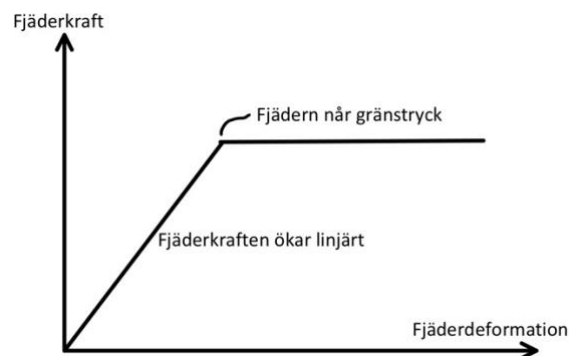
Tvärsnittets tjocklek ska vid dimensionering reduceras med hänsyn till rostmån innan andra lastfall beaktas [15]. Rostmån kan appliceras på tvärsnittet både invändigt och utvändigt. I fallet av en betongfylld stålrörspåle behöver endast utvändigt rostmån beaktas eftersom betongen anses utgöra ett korrosionsskydd [15]. I [15] presenteras dimensionerande värden på rostmån för livslängd 100 år.

## 2.5 Modellering av jordmassor kring pålar

Det finns olika sätt att modellera jordmassor som används för analys av pålar, men i praktiken finns två metoder som huvudsakligen används [13]. Den första metoden bygger på att jorden ses som en kontinuerlig massa, ett kontinuum. Vid användning av den andra metoden beaktas pålen som en balk med upplag av oändligt tätt placerade men inbördes oberoende fjädrar. Modellen är baserad på Winklers modell från 1867 som behandlar balkar på elastiska bäddar. Fjädrarnas styvhet kan varieras utmed pålens längd för att representera olika jordlager.

Jord har elastoplastiska egenskaper, och det är möjligt att beakta dessa egenskaper vid användning av Winklers jordmodell. En metod för detta beskrivs i [13]. När en påle belastas transversellt är jordens respons initialt elastisk och representeras av dess bäddmodul. Bäddmodulen beskriver interaktionen mellan påle och jord. Den betecknas vanligtvis  $k_k$  eller  $k_u$  och har enheten  $N/m^3$ . När jordens gränstryck eller flyttryck,  $q_k$  ( $N/m^2$ ), har uppnåtts ersätts fjädern med en konstant kraft. Kraften motsvarar kraften i fjädern vid gränstrycket, vilket motsvarar att jorden har plasticerats. Det förhindrar att trycket ökar ytterligare, samtidigt som det tillåter att trycket ökar ytterligare i andra noder.

I Figur 2.14 visas en förenklad arbetskurva för en godtycklig jord. Sidomotståndet antas öka linjärt upp till gränstrycket, varefter motståndet blir konstant. Det bör noteras att jordens respons i ett verkligt fall tenderar att bli olinjär då pålar belastas transversellt [13].



Figur 2.14: Förenklad arbetskurva för modellering av jordmassor.

I [7] ges följande ekvationer för beräkning av sidomotståndet mot en påle. Egenskaperna hos friktionsjordar har i verkligheten ett visst tidsberoende, men i detta arbete antas skillnaden vara försumbar och således följs ekvationerna presenterade i [7]. För friktionsjord finns maximalt värde på  $k_k \cdot d$  angivet i [7].

Följande ekvationer gäller för kohesionsjord under långtidsförhållanden.

$$k_k = 50 \frac{c_u}{d} \quad (2.19)$$

$$q_k = 6c_u \quad (2.20)$$

Följande ekvationer gäller för kohesionsjord under korttidsförhållanden.

$$k_k = 200 \frac{c_u}{d} \quad (2.21)$$

$$q_k = 9c_u \quad (2.22)$$

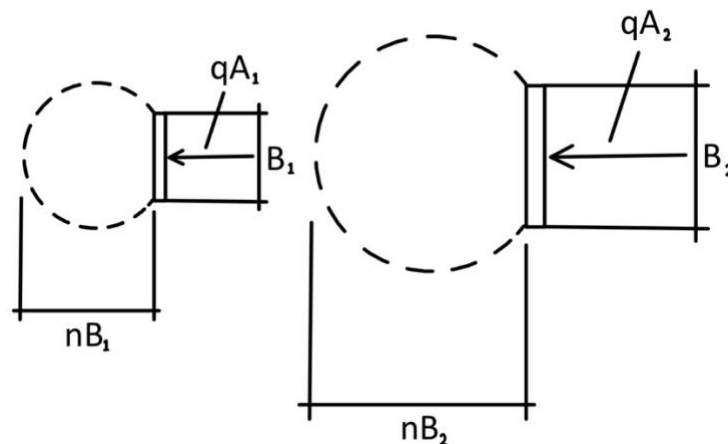
Följande ekvationer gäller för friktionsjord under både kort- och långtidsförhållanden.

$$k_k = \frac{n_h z}{d} \quad (2.23)$$

$$q_k = 3K_{pk} \sigma'_v \quad (2.24)$$

$c_u$  är kohesionsjordens odränerade skjuvhållfasthet och  $d$  är pålens tvärmått.  $z$  är jorddjupet och  $n_h$  är en tillväxtfaktor som beror på friktionsjordens relativa fasthet. Värderna på  $n_h$  presenteras i till exempel [7], och riktlinjer för bestämning av jordens relativa fasthet ges i exempelvis [16].  $K_{pk}$  är den passiva jordtryckskoefficienten för friktionsjord beräknad med karakteristiskt värde på inre friktionsvinkel, och  $\sigma'_v$  är effektiv vertikalspänning.

I ekvationerna för beräkning av bäddmodulerna, ekvationer (2.19), (2.21) och (2.23), ingår påldiametern  $d$ . Upp till gränstrycket är bäddmodulen dock i princip oberoende av påldiametern. När en påle med mindre diameter belastas uppstår ett större tryck på en mindre jordvolym än när en påle med större diameter belastas. Principen illustreras i Figur 2.15. I fallet med en mindre påldiameter fördelas trycket snabbare än i fallet med en större påldiameter. Resultatet blir att bäddmodulerna för de två pålarna blir ungefär lika. Vid uppnått gränstryck blir motståndet betydligt större mot en grövre påle än en slankare på grund av den större diametern.



Figur 2.15: Lastspridning i jorden kring påle.

## 3 Metod

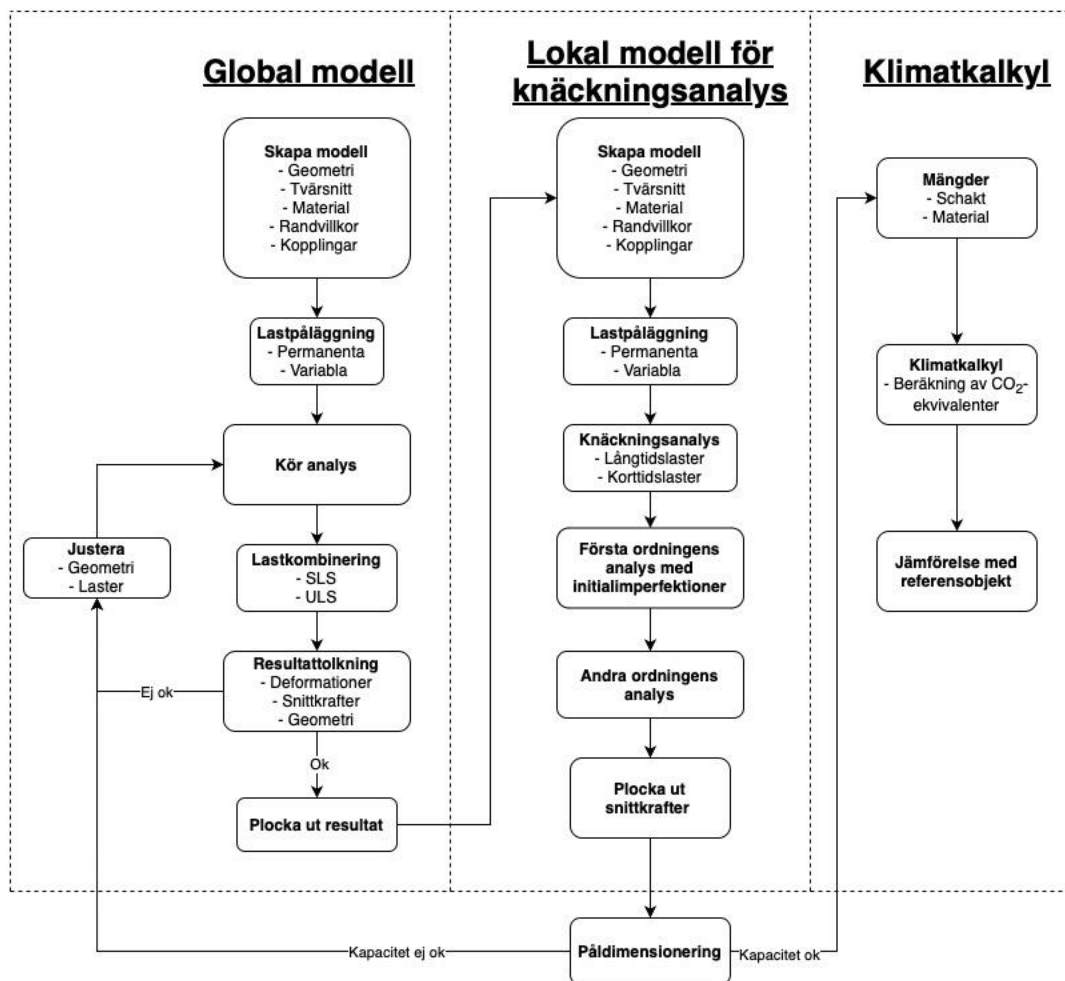
### 3.1 Övergripande metodbeskrivning

Den övergripande metodiken för arbetsgången illustreras i flödesschemat i Figur 3.1. För att olika utformningar av integrerade brounderbyggnader skulle kunna analyseras användes SOFiSTiK, ett program för finita element-analys. Analyserna utgick från ett referensobjekt, en järnvägsbro över Höje Å. Geometrin för referensobjektet justerades för att olika utformningar av brounderbyggnaden skulle kunna studeras. De alternativa utformningarna av underbyggnaden använde grova stålrörspålar. Jorden kring stålrörspålar modellades med linjärelastiska fjädrar. Tre olika modeller analyserades på global nivå och utvärderades enligt Eurokod. Deformationskrav kopplade till horisontella krafter kontrollerades.

För att säkerställa att de grova stålrörspålar hade tillräcklig dimension skapades en separat lokal modell för analys av knäckning och andra ordningens effekter.

En jämförande klimatkalkyl gjordes mellan referensobjektet och den mest lämpliga alternativa utformningen.

Vid modellering användes ett analysprogram som bygger på finita elementmetoden (FEM). Metoden innebär att ett analysobjekt delas upp i mindre delområden, vilka kallas finita element. De differentialekvationer som används för att modellera fysiska fenomen inom mekanik antas gälla för de finita elementen i stället för hela objektet. Detta tillåter att approximationer som görs inte behöver vara tillämpbara på hela området, utan endast på de mindre delområdena. Beteendet för varje delområde kan bestämmas, för att sedan sammanfogas så att beteendet för det totala området beskrivs.



Figur 3.1: Flödesschema för metodik.

## 3.2 Global modell

Följande avsnitt beskriver arbetsflödet presenterat i vänstra delen av Figur 3.1.

### 3.2.1 Skapa modell

En modell av ett analysobjekt skapades i FE-programmet SOFiSTiK. Originalmodellen av analysobjektet utgick från existerande konstruktionsberäkningar och gällande ritningar. Material, global geometri och tvärsnitt definierades i modellen, som byggdes upp med balkelement. De olika delarna i modellen kopplades samman, och randvillkor applicerades.

Originalmodellen justerades sedan till de alternativa geometrier som var av intresse för analys. Tre olika alternativa geometrier studerades. Endast underbyggnadens geometri justerades. I den första alternativa geometrin försågs brons ändar med ändskärmar och alla befintliga stöd ersattes med integrerade stöd. För den andra alternativa geometrin behölls de befintliga landfästena och försågs med dämpare. Mellanstöden ersattes med integrerade stöd. Den tredje alternativa utformningen innebar att alla befintliga stöd ersattes med integrerade stöd. De yttersta stöden försågs med friktionsplattor.

### 3.2.2 Lastpåläggning och lastkombinering

För varje modell skapades lastfall för de permanenta och variabla laster som bron belastades av. I avsnitt 2.2.1 beskrevs de trafiklaster som en järnvägsbro dimensioneras för. Vissa av trafiklasterna, bland annat bromslast, ger upphov till deformationer som aktiverar ett ökat jordtryck. Detta innebar att lastpåläggningen blev en iterativ process, där exempelvis bromskraften läts belasta bron och en analys genomfördes. På så sätt kunde deformationer erhållas och det ökade jordtrycket kunde bestämmas. Processen beskrivs i större detalj i exempelvis avsnitt 2.3.1.1.

Olika laster har olika varaktighet och jordens egenskaper är beroende på om den belastas under lång eller kort tid. Vid belastning under lång tid får jorden ett mjukare beteende än då den belastas under kort tid. Detta togs hänsyn till vid lastpåläggning genom att jordens egenskaper läts vara beroende av vilken last som verkade.

De pålagda lasterna lastkombinerades i både bruks- och brottgränstillståndet enligt Eurokod. Tvång såsom temperaturförändringar, krypning och krypning behöver endast beaktas i brottgränstillståndet vid instabilitetsanalys samt vid utmattningsanalys [17]. Om strukturen har tillräcklig duktilitet och rotationsförmåga kan dessa laster bortses från. Således beaktades kombinationer i brottgränstillståndet i stället utan tvång där det ansågs applicerbart.

### 3.2.3 Resultattolkning

Efter lastpåläggning, lastkombinering och en färdig analys gjordes en tolkning av de erhållna resultaten. Deformationer jämfördes mot kraven beskrivna i avsnitt 2.2.2. En bedömning gjordes av storleken på snittkrafter och rimligheten i den använda geometrin. Om resultaten inte bedömdes vara godtagbara justerades modellen och en ny analys genomfördes. Om resultaten bedömdes vara godtagbara togs relevanta snittkrafter ut för användning i vidare analys i lokal modell. Observera att alla tre globala modeller inte beaktades på lokal nivå. Endast om en alternativ lösning bedömdes vara rimlig och acceptabel gjordes vidare analyser. Om lösningen inte bedömdes vara rimlig analyserades en annan geometri.

## 3.3 Lokal modell för knäckningsanalys

Följande avsnitt beskriver arbetsflödet presenterat i den mittersta delen av Figur 3.1.

### 3.3.1 Skapa modell och påläggning av snittkrafter

En lokal modell för knäckningsanalys skapades. Modellen innehöll endast en påle åt gången. Geometri, material och randvillkor exporterades från den globala modellen av det beaktade alternativet. Snittkrafterna i påltoppen som bestämdes enligt avsnitt 3.2.3 lades på modellen.

Eftersom jordmaterialen kring pålarna har olika egenskaper vid belastning av lång- och korttidslaster skiljdes de två modellerna åt i vidare analys.

### 3.3.2 Knäckningsanalys och första och andra ordningens analyser

En enhetslast lades på i påltoppen och en egenvärdesanalys genomfördes. Resultaten från egenvärdesanalysen var knäckklaster och tillhörande knäckmoder, från vilka knäcklängderna kunde bestämmas. Knäcklängderna användes för att bestämma storleken på initialkrokigheten hos pålarna [12]. Initialutböjningen läts ha samma form som första knäckmoden.

Första ordningens analys genomfördes med hänsyn till initialutböjningen. Andra ordningens analys utfördes, och moment enligt andra ordningens teori erhöles. Vid färdiga analyser enligt andra ordningen viktades snittkrafterna längs pålarna från modellerna med kort- och långtidsegenskaper samman. Detta är en förenkling som gjordes för att jordens olika egenskaper vid lång- respektive korttidsbelastning skulle kunna beaktas. Snittkrafterna användes för att dimensionera påltvärsnittet.

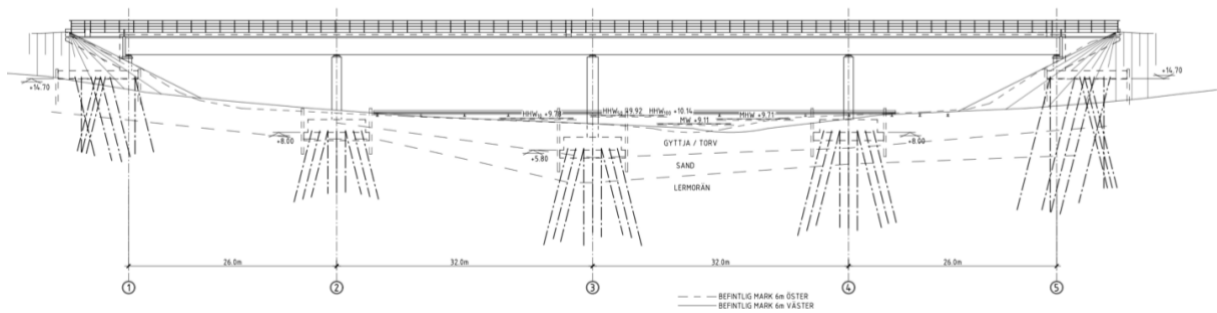
### 3.4 Klimatkalkyl

Följande avsnitt beskriver arbetsflödet presenterat i den högra delen av Figur 3.1.

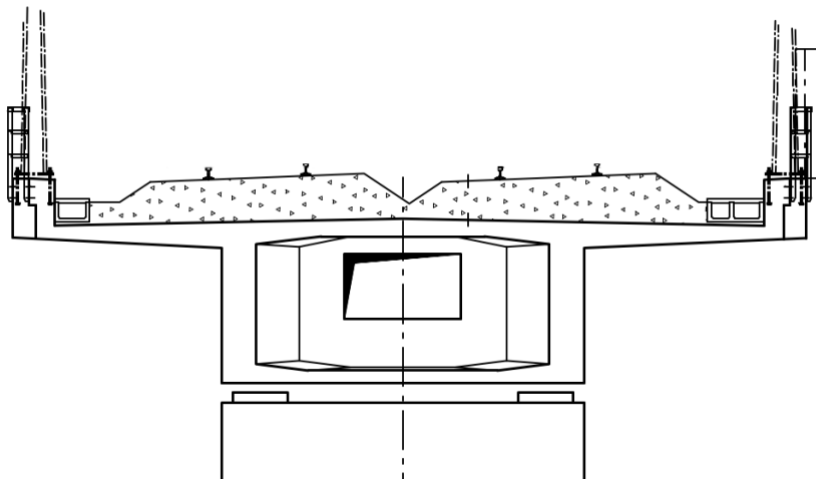
Schaktmängder och materialåtgång för underbyggnaden bestämdes för den färdiga geometrin för den alternativa utformningen. Notera att detta endast gjordes för den utvalda lösningen som beaktades lokalt. Detsamma gjordes för den verkliga geometrin för referensobjektet. Mängden CO<sub>2</sub>-ekvivalenter beräknades för de två alternativen, varefter en jämförelse gjordes.

## 4 Globala modeller

I följande avsnitt beskrivs de tre olika alternativa utformningarna av referensobjektets underbyggnad. I Figur 4.1 visas en elevation av den beaktade bron och tvärsnittet illustreras i Figur 4.2. De tre mellersta stöden är försedda med fixlager och ändstöden är försedda med rörliga lager.



Figur 4.1: Elevation av bro över Höje Å.



Figur 4.2: Tvärsnitt hos bro över Höje Å.



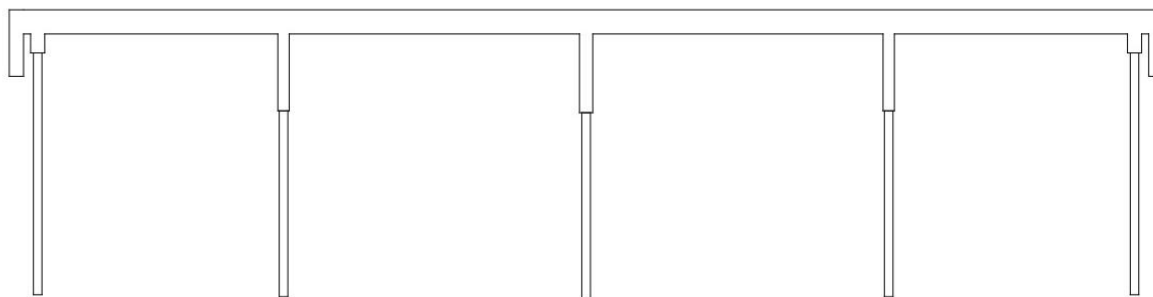
I Tabell 4.1 presenteras viktiga tekniska detaljer för referensobjektet som användes i analyser. Notera att båda spår har samma tillåtna färdriktning. I bilaga A presenteras relevant geodata för marken under bron.

Tabell 4.1: Teknisk data för järnvägsbro över Höje Å.

Parameter	Värde	Enhet
Ballastens tunghet $\gamma_k$	20	kN/m <sup>3</sup>
Ballastens friktionsvinkel $\phi'_k$	45	grader
Ballastens höjd	0,6	m
Centrumavstånd mellan spåren	4,5	m
Längd på yttre fält	26	m
Längd på inre fält	32	m
Längd mellan ändstöd	116	m
Antal spår	2	st
Betongkvalitet	C35/45	-

#### 4.1 Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar

En möjlig alternativ utformning av bron över Höje Å var att byta ut de befintliga stöden mot integrerade stöd och förse bron med ändskärmar. En modellskiss av alternativet presenteras i Figur 4.3. För att bedöma rimligheten i alternativet gjordes en överslagsmässig beräkning av ändskärmens höjd. Den last som bedömdes vara styrande för höjden var temperatur, och således användes temperaturintervallet som grund för beräkningarna.



Figur 4.3: Fall 1 - Modell med integrerade stöd och ändskärmar.

##### 4.1.1 Beräkning av ändskärmens höjd

I avsnitt 2.3 presenterades ett krav för ändskärmsbroar i bruksgränstillståndet. Kravet gäller rörelser som ger ökat jordtryck. I karakteristisk lastkombination får rörelser som ger ökat jordtryck inte överskrida rörelsen som motsvarar fullt passivt jordtryck. I avsnitt 2.3.1 redovisades att rörelsen som ger fullt passivt jordtryck för ändskärmsbroar motsvarar 1/200 av ändskärmens höjd. De laster som ger ökat jordtryck mot ändskärmen är temperaturändringar, broms- och accelerationskrafter samt överlast. En överslagsmässig beräkning av storleken på temperaturrörelserna i bronns överbyggnad gjordes.

För beräkningen behövdes storleken på temperaturintervallet  $\Delta T$  som bron ska dimensioneras för. Storleken på temperaturintervallet var  $\Delta T = 51 \text{ }^\circ\text{C}$ , se bilaga B för beräkning. Stödets styvhet antogs ha en försumbar inverkan på storleken på temperaturrörelserna, vilket innebär att överbyggnaden antogs kunna expandera fritt. Storleken på temperaturrörelsen i en riktning bestämdes. Temperatur utvidgningskoefficienten för betong är  $10^{-5} /^\circ\text{C}$ . Brons längd är 116 meter och rörelsecentrum för antogs ligga i mitten.

$$\delta = \Delta T \cdot 10^{-5} \cdot \frac{L}{2} = 51 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{116}{2} = 0,030 \text{ m} \quad (4.1)$$

Eftersom rörelserna från temperaturskillnaden bör betraktas som dimensionerande användes de för att bestämma en preliminär höjd på ändskärmarna. Då fullt passivt jordtryck utvecklas av en rörelse som motsvarar  $1/200$  av ändskärmens höjd måste ändskärmen vara längre än detta.

$$H = \delta \cdot 200 = 0,030 \cdot 200 = 6 \text{ m} \quad (4.2)$$

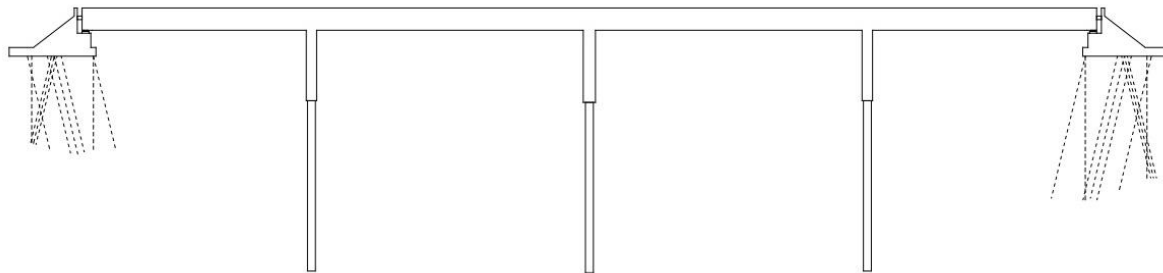
Horisontella rörelser i bron orsakas inte bara av temperaturvariationer utan även av exempelvis bromskraft och överlast. Detta måste beaktas då ändskärmens höjd bestäms.

#### 4.1.2 Slutsats

För att temperaturrörelser inte ska orsaka fullt passivt jordtryck i karakteristisk lastkombination behöver ändskärmens höjd vara minst 6 meter. Utöver detta måste andra laster som orsakar horisontella rörelser beaktas, vilket innebär att ändskärmens höjd kan närma sig 7 meter. Det innebär en konsol som är nästan 7 meter lång, vilket kan antas innebära en betydande mängd armering för att hantera belastningen. Lösningen bedömdes vara ineffektiv med avseende på den tänkta funktionen. Att lösningen var ineffektiv beror till stor del på bronns längd. För en kortare bro hade ändskärm kunnat vara ett bra alternativ men eftersom bron som undersöktes hade en längd på 116 m undersöktes lösningen inte vidare.

## 4.2 Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare

En andra möjlig alternativ utformning av bron över Höje Å var att byta ut de tre mellersta stöden mot integrerade stöd och behålla de befintliga landfästen samt förse dem med dämpare. En modellskiss av alternativet presenteras i Figur 4.4. En beräkning av landfästets och överbyggnadens förskjutningar orsakade av bromskraft gjordes. Förskjutningen jämfördes med det gällande kravet i frekvent lastkombination.



Figur 4.4: Fall 2 - Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare.

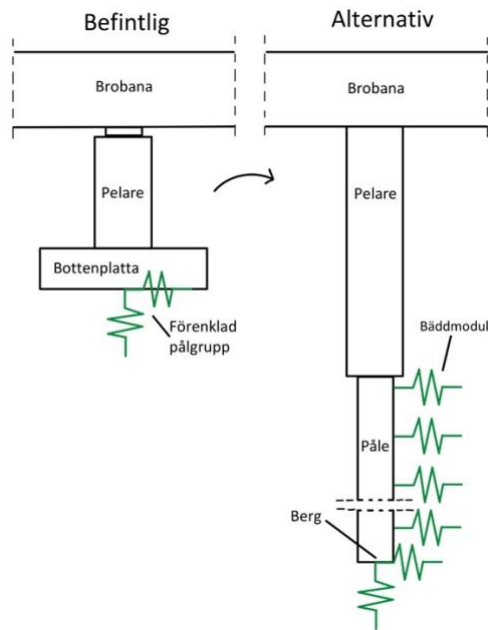
### 4.2.1 Ändringar i modellen

I avsnitt 4 beskrevs utformningen av den befintliga bron, där lager finns mellan överbyggnad och stöd. De tre mellersta stöden justerades, och integrerade stöd skapades i modellen genom att lagren avlägsnades och underbyggnaden fästes direkt i överbyggnaden med fjäderkopplingar med hög styvhet. Både translations- och rotationsfjädrar lades in i alla riktningar för att motsvara en fast inspänning.

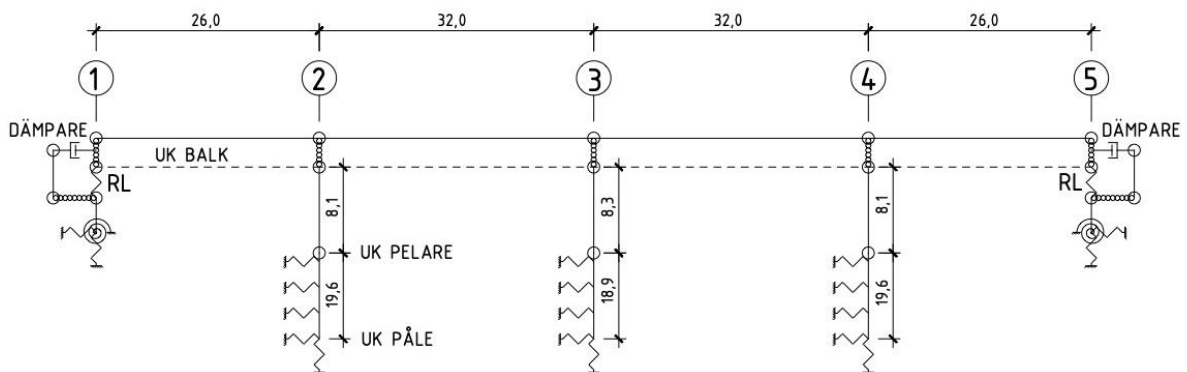
Den verkliga grundläggningen består av snedslagna betongpålar ingjutna i bottenplattor, på vilka stöden står. Bottenplattor och befintliga pålar ersattes i modellen med stålplåtar, vilka fästes momentstyvt till stöden med fjäderkopplingar utformade på samma sätt som de mellan stöd och överbyggnad.

Jorden kring stålplåtarna modellerades med diskreta fjäderelement. Fjäderelementen placerades längs pålarna och tilläts ta last i brons längd- och tvärriktningar. Styvheten hos fjädrarna valdes efter de olika jordlagren och deras egenskaper, se bilaga A. För att ta hänsyn till gränstrycket i jordarna gjordes kontroll av fjäderkrafternas storlek: om kraften i fjädrarna överstiger gränstrycket ersattes fjädern med en punktlast motsvarande gränstrycket. För att modellera att pålarna var spetsbärande och drivna ner till berg användes translationsfjädrar i alla tre riktningar.

Figur 4.5 illustrerar de beskrivna ändringarna för mellanstöden. Bron modellerades med balkelement. En systemskiss visas i Figur 4.6.

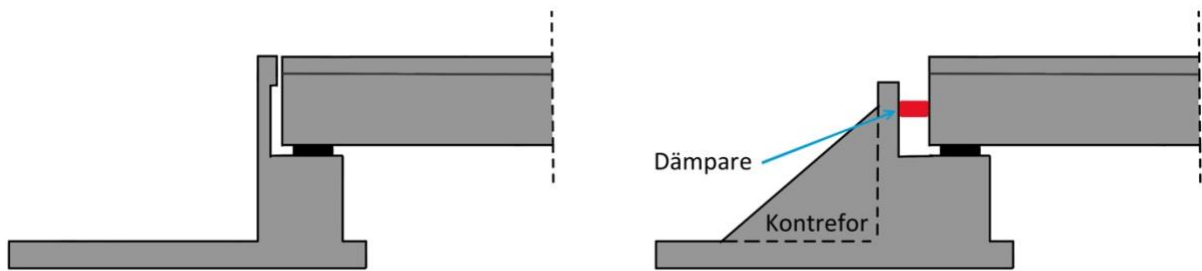


Figur 4.5: Illustration av ändringar på mellanstöd.

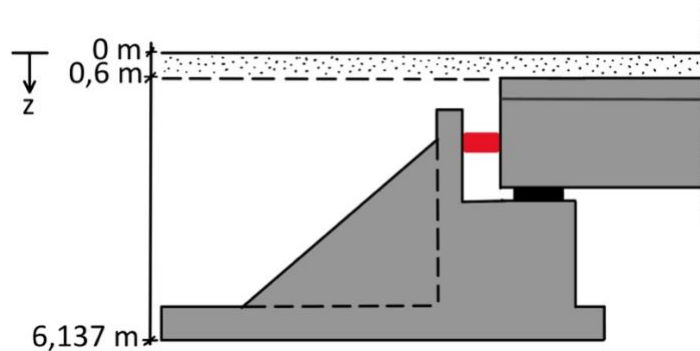


Figur 4.6: Systemskiss för fall 2.

Den befintliga geometrin för de yttre stöden behålls. För att ge bron ökad kapacitet mot horisontalkrafter lades en dämpare till mellan överbyggnad och grusskifte på landfästena. Lösningen innebär att den största delen av broms- och accelerationskraft leds genom landfästet. Således förstärktes det med en kontreför. Ändringen illustreras i Figur 4.7. Dämparen modellerades med en fjäder som var styv för korttidslaster och vek för långtidslaster. För korttidslaster hade fjädern styvheten  $1 \cdot 10^9$  kN/m och för långtidslaster hade den styvheten 0 kN/m. Dessa värden antogs eftersom de innebär att fjädern fick de egenskaper som önskades vid olika belastningar. Ovanpå landfästets bottenplatta antogs en fyllning av sprängsten finns under ballasten. Sprängstenens friktionsvinkel och tunghet antogs vara samma som för ballasten, vilken har egenskaper enligt Tabell 4.1. Djup under markytan för ballast och landfäste presenteras i Figur 4.8.



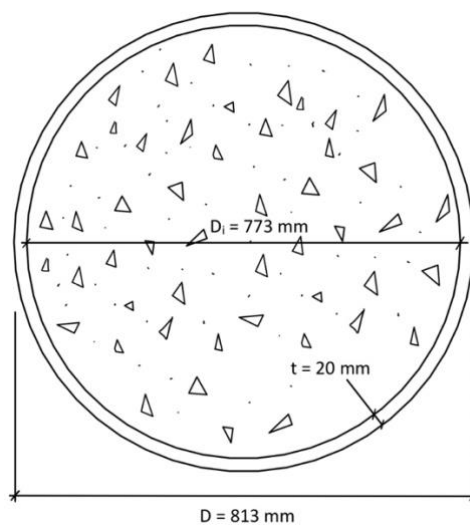
Figur 4.7: Ändring av landstöd för tillägg av dämpare.



Figur 4.8: Djup under markytan för landfäste.

#### 4.2.2 Pålår

Pålarna modellerades med standardtvärsnitt 813x20 fyllt med betong [18]. Ståltyp S440J2H och betong C35/45 användes. Den utvändiga rostmånen bestämdes med hjälp av tabell 4.1 i [15]. Enkla förhållanden antogs och dimensionerande rostmån under grundvattenytan användes. Jordlagerföljden består till majoritet av lermorän och sandjord, se bilaga A, varpå rostmånen bestämdes till 3 mm. Figur 4.9 illustrerar tvärsnittet. Tre pålar användes under varje stöd. De började i nivå med de befintliga bottenplattornas överkant och gick ner till nivå för fast berg.



Figur 4.9: Pål tvärsnitt för fall 2.

#### 4.2.3 Mothållande jordtryck mot landfäste

I följande avsnitt redovisas beräkningar för storleken på det mothållande jordtryck mot landfästena som orsakas av bromskraft på bron.

Överbyggnaden i modellen belastades med en bromskraft  $q_{broms} = 38 \text{ kN/m}$ . Se bilaga B för beräkning av bromskraftens storlek. Bromskraften fördes till landfästena genom dämparna, vilket utsatte dem för obehindrade translationer och rotationer. För att endast beakta translationsdelen av deformationen bestämdes storleken på rörelserna vid landfästernas underkant. Vid bromskraft åt norr erhöles deformationen  $\delta(q_{broms})_n = 9,1 \text{ mm}$ , och vid bromskraft åt söder blev deformationen  $\delta(q_{broms})_s = 9,1 \text{ mm}$ . Då deformationerna hade samma storlek gjordes vidare beräkningar endast för en riktning.

I ett verkligt fall kan inte hela translationen utvecklas eftersom jorden utträttar ett mothållande jordtryck mot landfästet. För att beräkna storleken på det mothållande jordtrycket behövdes storlek på vilojordtryck och fullt passivt jordtryck bestämmas.

##### 4.2.3.1 Vilojordtryck och passivt jordtryck mot landfäste

I följande avsnitt redovisas beräkning av vilojordtrycket mot landfästena. Beräkningarna gjordes i bruksgränstillståndet eftersom deformationskravet för bromskraft gäller för frekvent lastkombination. Således användes karakteristiska värden på friktionsvinkel och tunghet. Egenskaperna redovisas i Tabell 4.1. Eftersom sprängstenen och ballasten har samma egenskaper skiljdes de inte på i beräkningarna. All fyllning låg ovanför grundvattenytan.

Vilojordtrycket mot landfästet kan beräknas med följande ekvationer, presenterade i avsnitt 2.3.

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_k = 1 - \sin 45 = 0,29 \quad (4.3)$$

$$q_0 = \gamma_k \cdot z \cdot K_0 \cdot B = 20 \cdot 6,1 \cdot 0,29 \cdot 11,3 = 406 \text{ kN/m} \quad (4.4)$$

Vidare beräknades det passiva jordtrycket enligt avsnitt 2.3.

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'_k}{1 - \sin \phi'_k} = \frac{1 + \sin 45}{1 - \sin 45} = 5,83 \quad (4.5)$$

$$q_p = \gamma_k \cdot z \cdot K_p \cdot B = 20 \cdot 6,1 \cdot 5,83 \cdot 11,3 = 8084 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

I Tabell 4.2 redovisas vilojordtryck och passivt jordtrycket vid olika djup under markytan.

Tabell 4.2: Vilojordtryck och passivt jordtryck på olika djup under markytan.

Läge	Djup [m]	Vilojordtryck [kN/m]	Passivt jordtryck [kN/m]
Överkant ballast	0	0	0
Överkant överbyggnad	0,6	40	790
Underkant bottenplatta	6,137	406	8084

Skillnaden mellan vilojordtryck och passivt jordtryck,  $p_1$ , bestämdes. Värdet på jordtryck vid underkant bottenplatta användes.

$$p_1 = p_p - p_0 = 8084 - 406 = 7678 \text{ kN/m} \quad (4.7)$$

#### 4.2.3.2 Mothållande jordtryck

I avsnitt 2.3.2 beskrevs en metod för att beräkna storleken på det mothållande jordtryck. Eftersom det är möjligt att styra materialet utanför landfästet antogs jordmassan vara fast, snarare än löst packad. Vidare antogs att en horisontell deformation som motsvarar 3% av landfästets höjd genererade fullt passivt jordtryck.

$$\frac{v_p}{H} = 0,03 \Leftrightarrow v_p = 0,03 \cdot H = 0,03 \cdot 6,137 = 0,184 \text{ m} \quad (4.8)$$

Den obehindrade deformationen orsakad av bromslast hade beräknats till  $\delta(q_{broms}) = 9,1$  mm. Kvoten mellan den obehindrade deformationen och deformationen som krävdes för att utveckla fullt passivt jordtryck beräknades. En interpolering gjordes för att bestämma storleken på det mothållande jordtrycket.

$$\frac{\delta(q_{broms})}{v_p} = \frac{9,1}{184} = 0,049 = 4,9\% \quad (4.9)$$

4,9% av skillnaden mellan vilojordtryck och passivt jordtryck,  $p_1$ , utvecklades,

$$p_{moth} = 0,049 \cdot p_1 = 0,049 \cdot 7678 = 378 \text{ kN/m} \quad (4.10)$$

#### 4.2.4 Analys och resultat

Med bromslasten och tillhörande mothållande jordtrycket beräknades den resulterande deformationen i broms längdriktning. Deformationen beräknades för frekvent lastkombination. Kombinationsvärdet,  $\psi_1$ , för accelerations- och bromslaster är 0,8 [9]. Detta gäller även för det mothållande jordtrycket då det orsakas av broms eller acceleration.

Lastvärdena räknades om till dimensionerande i frekvent lastkombination. Beräkningarna redovisas nedan.

$$q_{f,broms} = \psi_1 \cdot q_{broms} = 0,8 \cdot 38 = 30,4 \text{ kN/m} \quad (4.11)$$

$$p_{f,moth} = \psi_1 \cdot p_{moth} = 0,8 \cdot 378 = 302,4 \text{ kN/m} \quad (4.12)$$

För att kunna jämföra deformationen med ett motsvarande gällande krav beräknades den vid överbyggnadens överkant, i brons ände. Deformationen beräknades med de dimensionerande lasterna och det resulterande värdet blev  $\delta_f = 7,6$  mm. Translationen som den intelligande delen av landfästet utsattes för var 7,6 mm, vilket innebar att den relativa förskjutningen var 0 mm.

#### 4.2.5 Diskussion och slutsatser

Tillåten deformation för överbyggnadens ände i längdled är 5 mm, vilket presenterades i avsnitt 2.2.2. Den beräknade deformationen i frekvent lastkombination är 7,6 mm. Det kan konstateras att kravet inte uppfylls.

Mothållande jordtryck orsakat av landfästets translation tillgodoräknades för att deformation av bromskraft skulle bli mindre. Ett antagande gjordes om att fast jord fanns bakom landfästet samt att en rörelse motsvarande 3% av landfästets höjd krävdes för att utveckla passivt jordtryck. Det skulle kunna anses att antagandet innebär att lite för mycket mothåll tillgodoräknas och att antagandet således inte är på säkra sidan. Det visades dock att deformationen inte reducerades tillräckligt mycket av mothållet, vilket innebar att det hade behövts mer mothåll för att deformationen skulle bli godtagbar. En problematik kan inses, eftersom ett större mothåll grundas i en större deformation. En större deformation kan inte tillåtas på grund av deformationskravet, eftersom det då krävs dilatationsfogar i spåren.

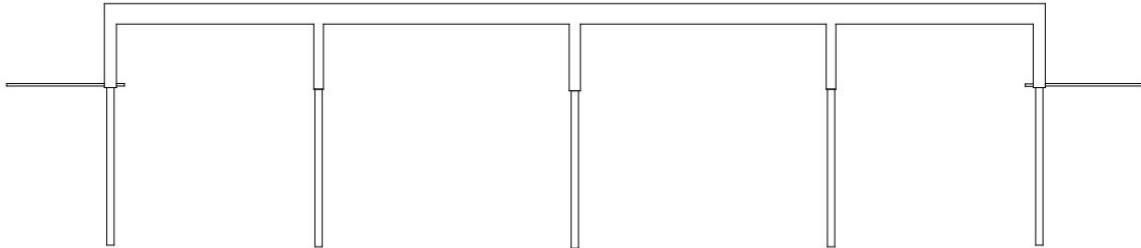
Då överbyggnaden belastades med en bromskraft noterades att landfästet utsattes för både translation och rotation. Mothåll tillgodoräknades endast för translationen. En anledning till det är att translationen utgjorde en större del av den totala rörelsen än rotationen. Vidare spelar formen på det mothållande jordtrycket roll. Av en lika stor translation som rotation blir mothållet för translationen större. Vidare råder det osäkerhet kring hur mycket mothåll av varje typ som får tillgodoräknas vid kombination.

Landfästets translation är beroende av pålgruppens styvhet. Vid modellering behölls den befintliga pålgruppen och den har således inte dimensionerats för att motstå de förändrade krafter och rörelser som den utsattes för. Det är tydligt att en omdimensionering av pålgruppen måste göras om deformationskravet ska kunna uppfyllas. Alternativt hade pålarnas bäddmodul kunnat beaktas. En annan möjlighet hade varit att behålla den befintliga grundläggningen men förse landfästena med dämpare och undersöka om antalet pålar kan reduceras.



### 4.3 Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor

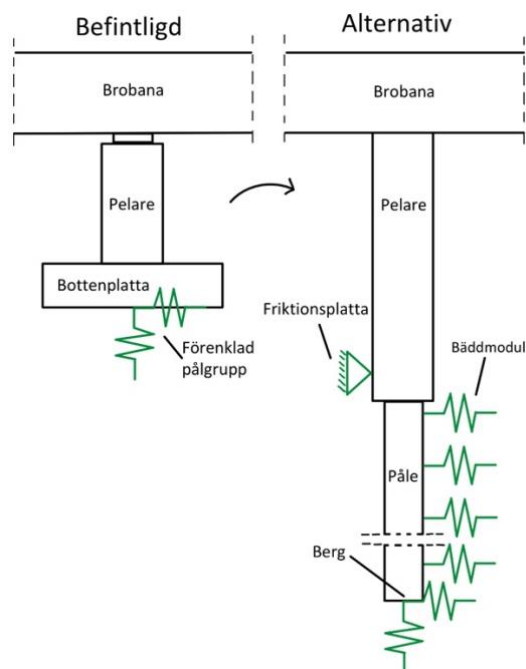
En tredje möjlig alternativ utformning av bron över Höje Å var att byta ut samtliga stöd mot integrerade stöd och förse ändstöden med friktionsplattor. En modellskiss av alternativet presenteras i Figur 4.10. För att bestämma läget för friktionsplattan i höjddled användes deformationskravet för överbyggnaden kopplat till broms- och accelerationskraft. Utifrån plattans läge kunde dess storlek bestämmas.



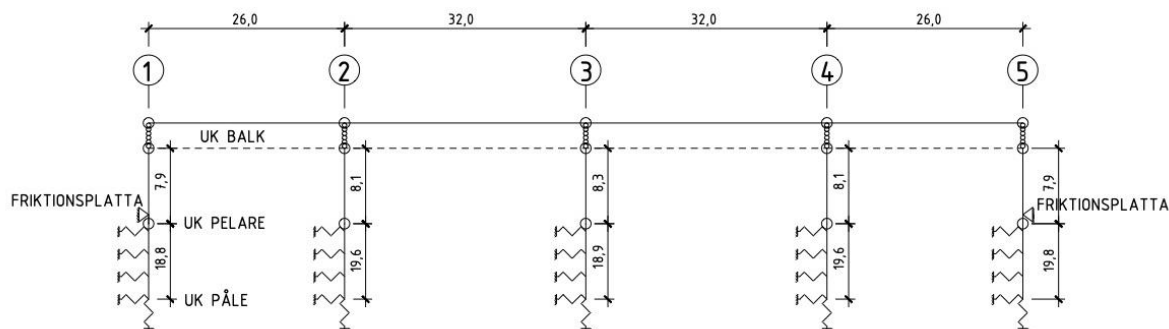
Figur 4.10: Fall 3 - Modell med integrerade stöd och friktionsplattor.

#### 4.3.1 Ändringar i modellen

Samtliga ursprungliga stöd modellerades om till integrerade stöd på samma sätt som beskrivet i avsnitt 4.2.1. Figur 4.11 illustrerar de beskrivna ändringarna. Fjäders för friktionsplattorna placerades endast vid ändstöden. Bron modellerades med balkelement. En systemskiss visas i Figur 4.12.



Figur 4.11: Illustration av ändringar i modellen.

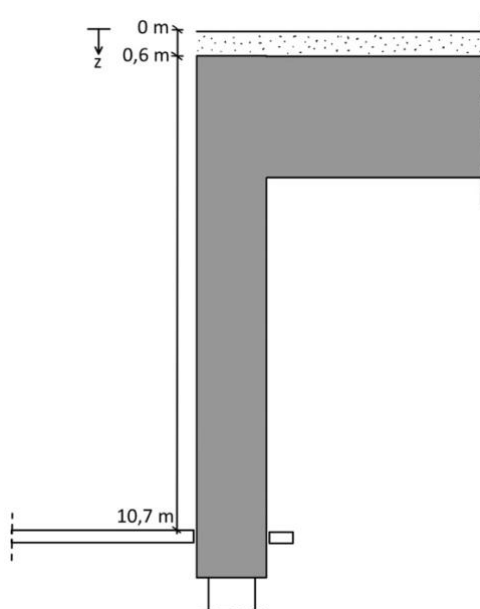


Figur 4.12: Systemskiss för fall 3.

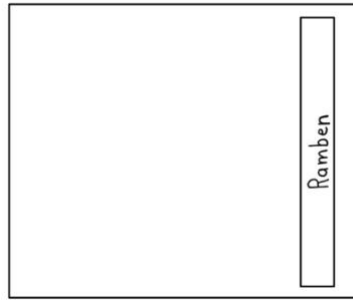
Ändstödens bredd ökades så att de var lika breda som överbyggnaden. Syftet var att ändstöden skulle fungera som ramben. För att ge bron ökad kapacitet mot horisontalkrafter och komplettera stålpålarna försågs de yttre stöden med friktionsplattor. Plattornas tjocklek valdes till 0,3 m. Ovanpå friktionsplattorna antogs fyllning av sprängsten och ballast med egenskaper enligt Tabell 4.1.

Friktionsplattornas läge bestämdes genom en iterativ beräkningsprocess där bron belastades med bromskraft och tillhörande mothållande jordtryck. Plattan placerades så djupt ner att deformationskravet för överbyggnaden kopplat till broms- och accelerationskraft klarades. Kravet presenterades i avsnitt 2.2.2. I följande avsnitt redovisas beräkningar för den slutgiltiga geometrin.

Utformningen av ändstöd och friktionsplatta visas i en principskiss i Figur 4.13. Figur 4.14 illustrerar hur friktionsplattan är gjuten runt rambenet.



Figur 4.13: Geometri för ändstöd med friktionsplatta.

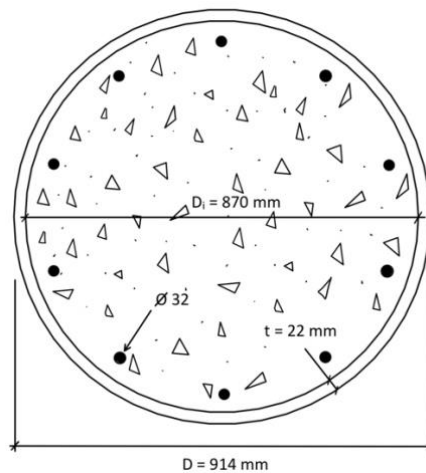


Figur 4.14: Planskiss av friktionsplatta kring ramben.

#### 4.3.2 Pålår

Pålarna modellerades med standardtvärsnitt 914x22 fyllt med betong [18]. Ståltyp S440J2H och betong C35/45 användes. För att ge tvärsnittet mer kapacitet försågs det med 10 armeringsjärn med diameter 32 mm jämnt fördelade inuti stålröret. Armeringsjärnen kan tänkas representera en korg som förs ner i röret tills snittkrafterna har avtagit så mycket att kapaciteten i stål och betong är tillräcklig.

Den utvändiga rostmånen bestämdes med hjälp av tabell 4.1 i [15]. Enkla förhållanden antogs och dimensionerande rostmån under grundvattenytan användes. Jordlagerföljden består till majoritet av lermorän och sandjord, se bilaga A, varpå rostmånen bestämdes till 3 mm. Figur 4.15 illustrerar tvärsnittet.



Figur 4.15: Påltvärsnitt för fall 3.

En förenkling av tvärsnittets geometri gjordes, där armeringsjärnens kapacitet tillgodosågs genom att de räknades om till en ekvivalent tjocklek för stålröret. Den ekvivalenta tjockleken blev 25 mm, utan hänsyn till utvändiga rostmån.

Under de mellersta stöden användes tre pålar. Pålarna läts börja i nivå med de befintliga bottenplattornas överkant och gick ner till nivå för fast berg. Under ändstöden användes fem pålar. Pålarna läts gå ner till fast berg, och nivån för deras överkant läts styras av läget för friktionsplattan.

### 4.3.3 Vilojordtryck mot ramben

I följande avsnitt redovisas beräkning av vilojordtrycket mot rambenen. Vilojordtryck är en permanent last och beaktas i både brott- och bruksgränstillstånd. I bruksgränstillståndet är vilojordtrycket av intresse eftersom deformationskravet för bromskraft gäller för frekvent lastkombination samt för påldimensionering, och i brottgränstillståndet för att plattans storlek skulle kunna bestämmas. Karakteristiska egenskaper för sprängsten och ballast redovisades i Tabell 4.1.

För att bestämma vilojordtrycket mot ramben i brottgränstillståndet krävdes det dimensionerande värdet på friktionsvinkeln.

$$\phi'_d = \arctan \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_M} = \arctan \frac{\tan 45}{1,3} = 37,6^\circ \quad (4.13)$$

Vilojordtryck:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_d = 1 - \sin 37,6 = 0,39 \quad (4.14)$$

$$q_0 = \gamma_k \cdot z \cdot K_0 \cdot B = 20 \cdot z \cdot 0,39 \cdot 11,3 = 88,2 \cdot z \text{ kN/m} \quad (4.15)$$

I Tabell 4.3 redovisas vilojordtrycket vid olika djup under markytan.

Tabell 4.3: Vilojordtryck på olika djup under markytan

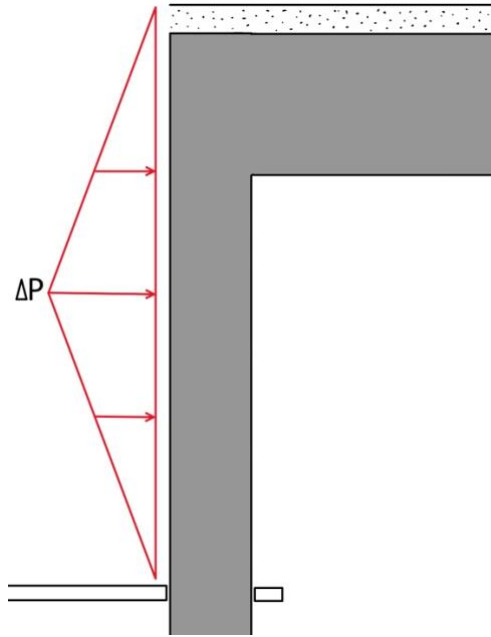
Läge	Djup [m]	Vilojordtryck [kN/m]
Överkant ballast	0	0
Överkant överbyggnad	0,6	52,9
Underkant överbyggnad	3,15	277,8
Överkant friktionsplatta	10,7	943,8

### 4.3.4 Förhöjt jordtryck mot ramben

Det förhöjda jordtrycket som uppstår mot rambenen beräknades för de laster som ger upphov till horisontella rörelser. De förhöjda jordtrycken kunde sedan användas vid lastkombineringar.

I avsnitt 2.3.3 beskrevs en metod för att bestämma storleken på mothållande jordtryck mot ett ramben. Metoden använder ett fiktivt mothåll som viktas mot den obehindrade deformationen av bromslast för att bestämma den faktiska deformationen, och således även storleken på det faktiska mothållet. I följande beräkningar användes ett fiktivt mothåll på  $\Delta P = 100 \text{ kPa}$ .

Friktionsplattan fungerar som ett horisontellt upplag, varpå det mothållande jordtrycket antas ha formen som illustreras i Figur 4.16.



Figur 4.16: Det mothållande jordtryckets form mot ramben med friktionsplatta.

#### 4.3.4.1 Temperaturlast

Deformationer på grund av temperaturrörelser bestämdes med hjälp en analys av FE-modellen. Temperaturlasten  $\Delta T = 51 \text{ }^\circ\text{C}$ , se bilaga B för beräkning, läts belasta bron jämnt fördelat och de obehindrade deformationerna vid ändstöden var  $\delta_{temp} = 29,9 \text{ mm}$ .

Det fiktiva mothållet läts belasta båda sidorna av bron för att motverka expansion. Deformationerna vid ändstöden var  $\delta_{moth,100} = 0,7 \text{ mm}$ , vilket viktades mot deformationen orsakad av temperaturlast för att beräkna den faktiska deformationen. Ekvationen presenterades i avsnitt 2.3.3.1. Konstanten  $c$  i ekvation (2.17) har värdet 600 då jordtrycket verkar ogynnsamt, vilket det antogs göra vid en temperaturökning [7]. Med den verkliga deformationen bestämdes mothållet. Den verkliga deformationen beräknades enligt ekvation (2.17) och mothållet beräknades enligt ekvation (2.15)

$$\delta_{moth} = \frac{\delta_{temp}}{\left(c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\delta_{moth,100}}{\Delta P}\right) + 1} = \frac{29,9 \cdot 10^{-3}}{\left(600 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{0,7 \cdot 10^{-3}}{100}\right) + 1} = 28,6 \text{ mm} \quad (4.16)$$

$$\Delta P_{verklig} = c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta_{moth} = 600 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot 28,6 = 172 \text{ kPa} \quad (4.17)$$

#### 4.3.4.2 Bromslast

Överbyggnaden i FE-modellen belastades med bromskraften  $q_{broms} = 38 \text{ kN/m}$ , se bilaga B för beräkning, i båda riktningar. De resulterande deformationerna var  $\delta_{broms,n} = 7,1 \text{ mm}$  åt norr och  $\delta_{broms,s} = 7,1 \text{ mm}$  åt söder. Då deformationerna hade samma storlek gjordes vidare beräkningar endast för en riktning.

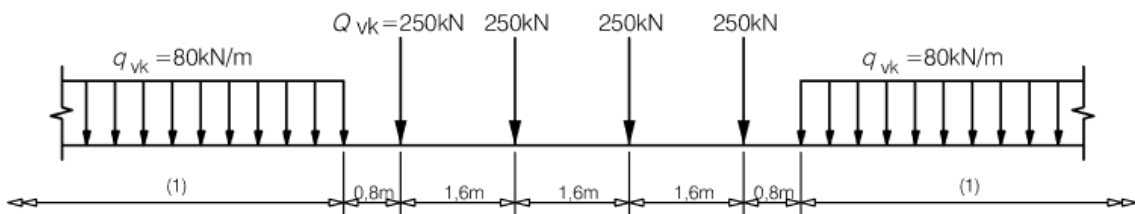
Det fiktiva mothållet läts belasta rambenet med motsatt riktning från bromslasten och deformationen hade storleken  $\delta_{moth,100} = 6,7$  mm. Genom viktning erhöles den faktiska deformationen. Konstanten  $c$  har värdet 300 då jordtrycket verkar gynnsamt, vilket det antogs göra vid upptagning av bromskraft [7]. Att jordtrycket verkade gynnsamt berodde på att de verkliga deformationerna erhöles ett mindre värde om det mothållande jordtrycket var större. Med den verkliga deformationen bestämdes mothållet. Ekvationer (2.17) och (2.15) användes.

$$\delta_{moth} = \frac{\delta_{broms}}{\left(c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\delta_{moth,100}}{100}\right) + 1} = \frac{7,1 \cdot 10^{-3}}{\left(300 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{6,7 \cdot 10^{-3}}{100}\right) + 1} = 5,9 \text{ mm} \quad (4.18)$$

$$\Delta P = c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta_{moth} = 300 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,9 = 17,8 \text{ kPa} \quad (4.19)$$

#### 4.3.4.3 Överlast

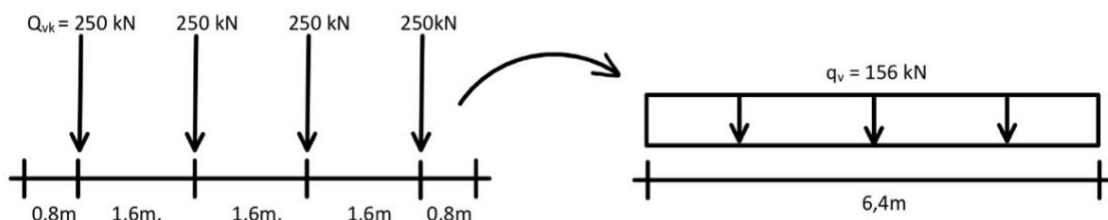
Överlast orsakas av trafiklast, och således utgick beräkningarna från trafiklastmodellen LM 71. En illustrativ bild av LM 71, som består av två utbredda laster och fyra punktlaster, redovisas i Figur 4.17.



Figur 4.17: Lastmodell och karakteristiska värden på vertikala laster för LM 71. [6]

För att förenkla vidare beräkningar räknades punktlasterna om till en utbredd last. Den justerade lastmodellen illustreras i Figur 4.18, och beräkningarna redovisas nedan. Längden  $L$  är avståndet mellan de två utbredda lasterna i Figur 4.17.

$$q = \frac{4Q_{vk}}{L} = \frac{4 \cdot 250}{6,4} = 156 \text{ kN/m} \quad (4.20)$$



Figur 4.18: Förenkling av LM 71.

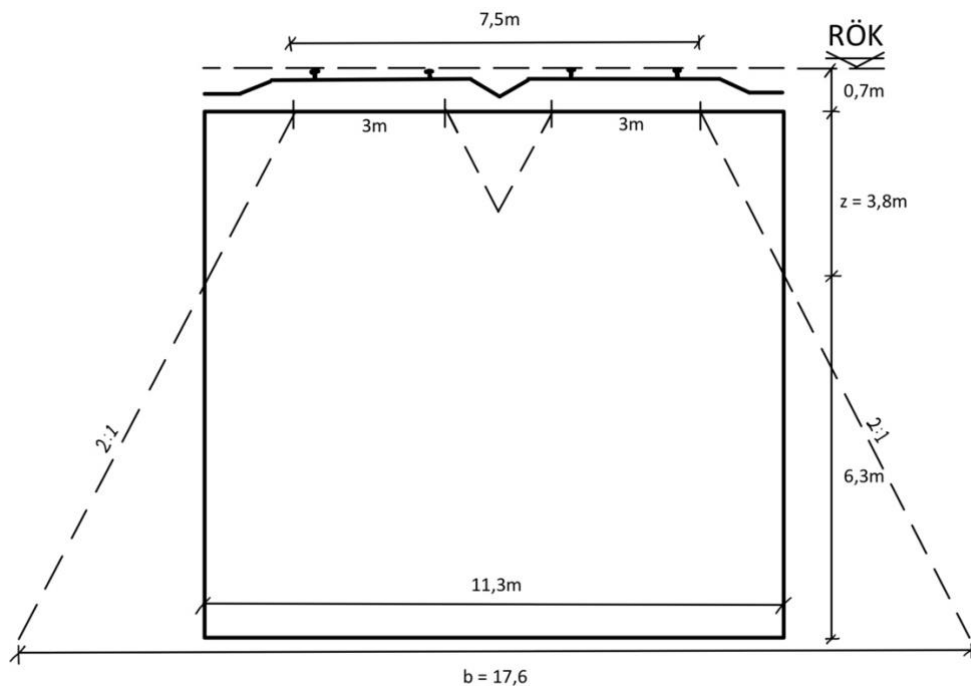
Eftersom punktlasterna innebar en högre last per meter användes den för beräkning av överlasten i stället för de utbredda lasterna med storlek  $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$ . Den totala vertikala lasten för två spår beräknades, med  $\alpha = 1,33$ . Den vertikala lasten multiplicerades med 2 eftersom bron har två spår.

$$q_v = 2 \cdot q \cdot \alpha = 2 \cdot 156 \cdot 1,33 = 416 \text{ kN/m} \quad (4.21)$$

Viljordtryckscoefficienten användes för omräkning från vertikal last till horisontell last. I avsnitt 4.3.3 redovisades beräkning av viljordtryckscoefficienten, vilken har ett värde på  $K_0 = 0,39$  i brottgränstillståndet.

$$q_h = q_v \cdot K_0 = 416 \cdot 0,39 = 162 \text{ kN/m} \quad (4.22)$$

När lasten förs ner mot rambenet via jorden sprids den med ett förhållande på 2:1 enligt Figur 4.19. Lasten antas vara jämnt utbredd på bredden 3 meter på nivån 0,7 m under rälsöverkant [6].



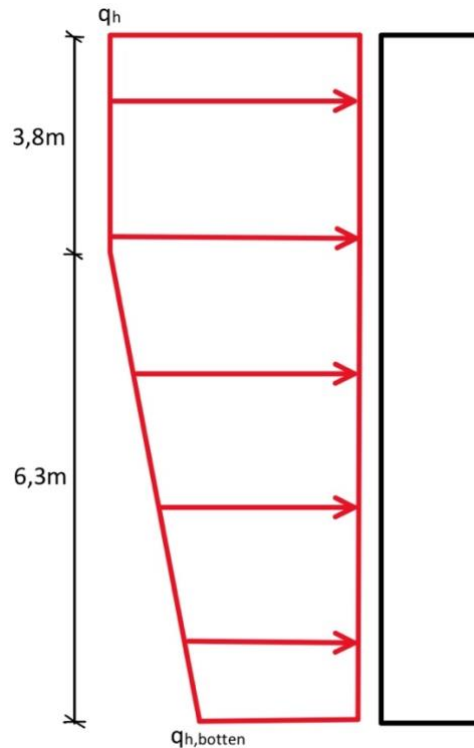
Figur 4.19: Spridning av överlast mot rambenet.

Detta betyder att vid ett visst djup kommer en del av lasten att ”missa” rambenet och tas upp av kringliggande jord vilket leder till minskad belastning mot rambenet. Lastens form visas i Figur 4.20. Nedan redovisas beräkningar av lastvärdet i nivå med friktionsplattan, med beteckningar enligt Figur 4.19.

$$z = 11,3 - 7,5 = 3,8 \text{ m} \quad (4.23)$$

$$b = 7,5 + 2 \cdot \frac{3,8+6,3}{2} = 17,6 \text{ m} \quad (4.24)$$

$$q_{h,botten} = q_h \cdot \frac{11,3}{17,6} = 122 \cdot \frac{11,3}{17,6} = 78 \text{ kN/m} \quad (4.25)$$



Figur 4.20: Överlastens form mot ramben.

Överlasten belastade båda rambenen separat i FE-modellen. De obehindrade deformationerna i båda riktningarna blev  $\delta_{\text{över}} = 1,6 \text{ mm}$ . Vidare beräkningar gjordes endast för en riktning. Det fiktiva mothållet på 100 kPa läts belasta rambenet på motsatt sida bron från överlasten, vilket gav en deformation på  $\delta_{\text{moth},100} = 6,7 \text{ mm}$ . Deformationerna viktades mot varandra för att beräkna den faktiska deformationen. Konstanten  $c$  har värdet 300 då jordtrycket verkar gynnsamt, vilket det antogs göra vid upptagning av överlast [7]. Med den verkliga deformationen bestämdes mothållet. Ekvationer (2.17) och (2.15) användes.

$$\delta_{\text{moth}} = \frac{\delta_{\text{över}}}{\left(c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\delta_{\text{moth},100}}{100}\right) + 1} = \frac{1,6 \cdot 10^{-3}}{\left(300 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{6,7 \cdot 10^{-3}}{100}\right) + 1} = 1,3 \text{ mm} \quad (4.26)$$

$$\Delta P = c \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta_{\text{moth}} = 300 \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,3 = 4 \text{ kPa} \quad (4.27)$$



#### 4.3.5 Friktionsplattor

I följande avsnitt redovisas beräkningar för bestämningen av storleken på friktionsplattorna.

Eftersom friktionskraften byggs upp innan det sker en deformation modellerades plattorna som styva fjäderupplag i FE-modellen. Detta innebar att rörelsen av plattan blev nästintill helt förhindrad och att upplagskraften i fjädern motsvarade den friktionskraft som krävdes för att plattan inte skulle förskjutas. Att använda en fjäder för att modellera friktionsplattorna är en förenkling. Att använda en kraft hade varit en mer realistisk representation. En fjäder underlättade dock beräkningar och gjorde det enkelt att erhålla det som var av intresse, vilket var att bestämma storleken på kraften för att förskjutning av rambenet skulle förhindras.

Den erforderliga lasten för att motverka förskjutning av plattan i brottgränstillståndet och karakteristisk lastkombination i bruksgränstillståndet beräknades i FE-programmet. I Tabell 4.4 och Tabell 4.5 visas ingående laster och lastkombinering för brott- och bruksgränstillstånd.

$$F_{frik,ULS} = 24673 \text{ kN}$$

$$F_{frik,SLS(K)} = 16822 \text{ kN}$$

Tabell 4.4: Ingående laster och lastkombinering i brottgränstillståndet.

Last	Värde [kN]	Kombinationsfaktor [-]	Kombinerat värde [kN]
Krypning, krympning och relaxation	4421	1,35	5968
Egentyngd	-1346	1	-1345
Bromskraft och mothåll	2491	1,2	2989
Överlast och mothåll	1197	1,2	1437
Förspänning	5621	1,35	7588
Viljordtryck	3288	1,1	3617
Temperatur	2947	1,5	4421
<b>Summa</b>	<b>18 619</b>		<b>24 673</b>

Tabell 4.5: Ingående laster och lastkombinering i karakteristisk lastkombination i bruksgränstillståndet.

Last	Värde [kN]	Kombinationsfaktor [-]	Kombinerat värde [kN]
Krypning, krympning och relaxation	4421	1	4421
Egentyngd	-1346	1	-1346
Bromskraft och mothåll	2491	0,8	1993
Överlast och mothåll	898	0,8	718
Förspänning	5621	1	5621
Viljordtryck	2468	1	2468
Temperatur	2947	1	2947
<b>Summa</b>	<b>17 500</b>		<b>16 822</b>

I vidare beräkningar användes endast kraften som krävdes för att plattan inte skulle förskjutas i brottgränstillståndet. Att använda kraften från analys i brottgränstillståndet säkerställde ett resultat på säkra sidan. Den karakteristiska friktionsvinkeln räknades om till ett dimensionerande värde.

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_m}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(45^\circ)}{1,3}\right) = 37,7^\circ \quad (4.28)$$

Friktionskoefficienten beräknades.

$$\mu = \tan(\phi_d) = \tan(37,7) = 0.77$$

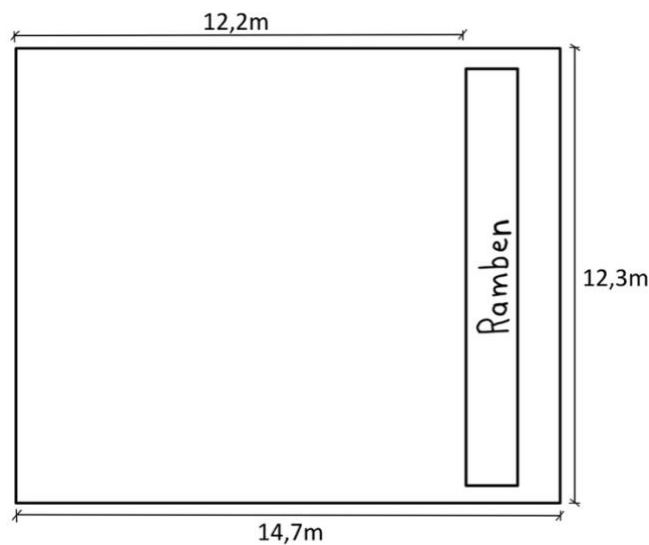
Den horisontella friktionskraften räknades om till erforderlig vertikal last med hjälp av friktionskoefficienten i brottgränstillstånd.

$$F_{frik,V} = \frac{F_{frik,ULS}}{\mu} = \frac{24673}{0,77} = 32043 \text{ kN} \quad (4.29)$$

Utformningen av friktionsplattorna kräver att de gjuts runt rambenen, vilka är 11,3 meter breda. Bredden på friktionsplattan bestämdes således vara 12,3 meter. Höjden på fyllnadsmaterialet ovan på plattan, inklusive ballasten, var ungefär 10,7 meter. Plattans längd beräknades.

$$F_{frik,V} = \gamma \cdot H \cdot B \cdot L \Leftrightarrow L = \frac{F_{frik,V}}{\gamma \cdot H \cdot B} = \frac{32043}{20 \cdot 10,7 \cdot 12,3} = 12,2 \text{ m} \quad (4.30)$$

Slutgiltig geometri för friktionsplattorna presenteras i Figur 4.21.



Figur 4.21: Friktionsplattans geometri.

#### 4.3.6 Diskussion och slutsatser

I ovanstående beräkningar bestämdes friktionsplattans läge utifrån kriteriet att kravet om maximal tillåten deformation hos överbyggnaden av bromskraft precis skulle uppfyllas. Detta innebar att friktionsplattan var placerad så långt ner som möjligt. Placeringens syfte är att skapa så lite moment i rambenet som möjligt, vilket medför att en mindre mängd armering krävs. Att plattan låg på ett större djup innebar att den blev ett mindre styvt upplag för rambenet än om den var placerad högre upp. Friktionsplattan behövde motstå mindre kraft och fick således en mindre area än om den hade varit placerad högre upp.

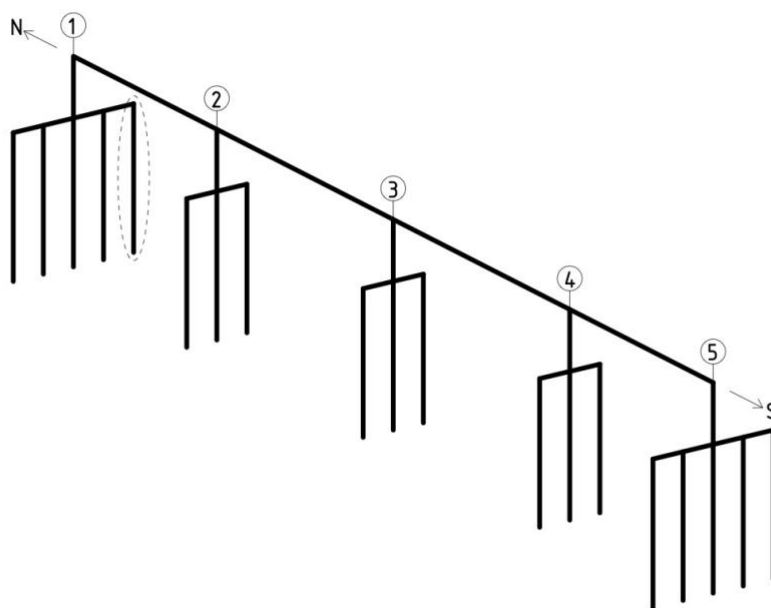
Beräkningen av plattornas storlek gjordes utifrån kravet att ingen förskjutning fick ske i brottgränstillståndet. Det innebar att deras längd blev 12,2 meter. Om beräkningarna hade utgått från att ingen förskjutning fick ske i karakteristisk lastkombination hade plattornas längd blivit 6,4 meter. Skillnaden mellan brott- och bruksgräns är markant. Att uppfylla kravet på ingen förskjutning i brottgränstillståndet ger ett resultat som är på säkra sidan.

Ett mindre konservativt resultat kan erhållas om kravet uppfylls i karakteristisk lastkombination och om plasticitet i rambenen tillåts i brottgränstillståndet. Dimensionerande laster i karakteristisk lastkombination ska kunna uppkomma under konstruktionens livslängd utan att plasticitet eller annan kvarstående skada sker. I ett sådant fall måste friktionsplattorna kunna ta den beräknade lasten utan att förskjutas. Om plasticitet tillåts i brottgränstillståndet kan flytleder utvecklas i rambenen i anslutning till friktionsplattorna, vilket innebär att deformationerna som tvångslasterna ger upphov till kan utvecklas utan att belastningen på plattorna ökar. Detta innebär att mindre plattor behövs, vilket medför mindre schaktmängder.

Övergripande fungerade lösningen på det avsedda sättet. Deformationskravet kunde uppfyllas och det ansågs vara av intresse att göra jämförande analyser mellan den verkliga geometrin och alternativet med friktionsplattan. Således valdes fall 3 för vidare analyser.

## 5 Lokal modell för knäckningsanalys och påldimensionering

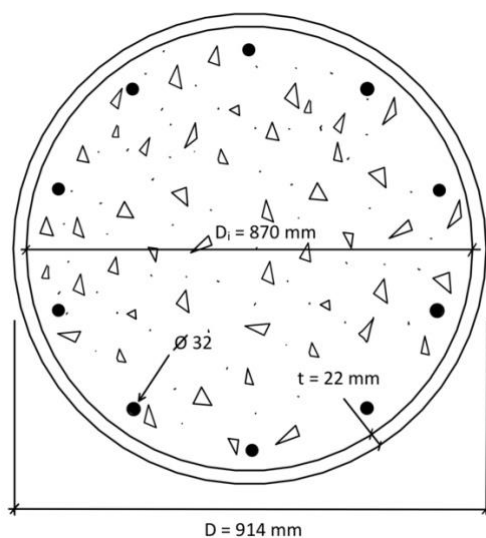
En modell för knäckningsanalys av pålar skapades enligt avsnitt 3.3. Modellen med integrerade stöd och friktionsplattor, fall 3, användes för beräkningar. I följande avsnitt presenteras beräkningar för en påle tillhörande stöd 1, se Figur 5.1. Beräkningar för pålar under resterande stöd utfördes på samma sätt. Pålarna som dimensionerades är spetsbärande betongfyllda stålrörspålar. Fullständig kontakt mellan betong och berg samt jämn lastpåföring på hela tvärsnittet i påltopp antogs.



Figur 5.1: Illustration av vilken påle som studeras.

### 5.1 Material och geometri

Påltvärsnittet är ett samverkanstvärsnitt av stål och betong. I Figur 5.2 redovisas påltvärsnittets geometri. Geometrin förklarades i avsnitt 4.3.2. Påltvärsnittets tvärsnittsdata presenteras i Tabell 5.1. Se bilaga C för beräkning av samverkanstvärsnittets effektiva styvhet. I Tabell 5.2 redovisas materialdata, koefficienter, faktorer och lite relevant tvärsnittsdata för stålet. I Tabell 5.3 redovisas materialdata och koefficienter för betongen.



Figur 5.2: Pålvärsnittets geometri.

Tabell 5.1: Tvärsnittsdata för pålvärsnittet.

Tvärsnittsmått		
Parameter	Värde	Enhet
Ytterdiameter med hänsyn till rostmån, $d_y$	908	mm
Innerdiameter, $d_i$	864	mm
Ekvivalent godstjocklek, $t$	25	mm
Stålvärsnitt		
Area, $A_a$	0,061	m <sup>2</sup>
Tröghetsmoment, $I_a$	0,006	m <sup>4</sup>
Elastiskt böjmotstånd, $W_{a,el}$	0,013	m <sup>3</sup>
Plastiskt böjmotstånd, $W_{a,pl}$	0,017	m <sup>3</sup>
Betongvärsnitt		
Area, $A_c$	0,586	m <sup>2</sup>
Tröghetsmoment, $I_c$	0,027	m <sup>4</sup>
Elastiskt böjmotstånd, $W_{c,el}$	0,063	m <sup>3</sup>
Plastiskt böjmotstånd, $W_{c,pl}$	0,107	m <sup>3</sup>
Samverkanstvärsnitt		
Effektiv styvhet, $EI_{eff,II}$	1213	MNm <sup>2</sup>

Tabell 5.2: Materialdata, koefficienter, faktorer och tvärsnittsdata för stålplåle.

Variabel	Värde	Enhet	Källa	Notis
Sträckgräns $f_y$	440	MPa	SS-EN 1993-1-1 tab. 3.1 [19]	
Elasticitetsmodul $E$	210	GPa	SS-EN 1993-1-1 3.2.6 [19]	
Partialkoefficienter $\gamma_{M0}$ och $\gamma_{M1}$	1	-	SS-EN 1993-1-1 6.1 [19]	
Reduktion av elasticitetsmodul mht egenspänningar	10	%	PK-96:1 3.6.1 [12]	
Egenspänningsgrupp	2	-	PK-96:1 tab. 3.6.1b [12]	Valda standardprofiler enligt [18] är spiralsvetsade
Reduktionsfaktor för inverkan av slagning $\mu_1$	1	-	PK-96:1 3.2.2 [12]	Pålar ej slagna
Reduktion för jord- och bergförhållande av betydelse $\delta_2$	0	-	PK-96:1 3.2.2 [12]	Normalt 0
Reduktion för förekommande integritetskontroll $\delta_3$	0	-	PK-96:1 3.2.2 [12]	Normalt 0
Reduktionsfaktor för installationens påverkan $\mu$	1	-	PK-96:1 3.2.2 (3.2.2b) [12]	Beräknas enligt $\mu = \mu_1 - \delta_2 + \delta_3$
Sträckgräns, dimensionerande värde $f_{yd}$	440	MPa		Beräknas enligt $f_{yd} = \frac{f_{yk} \cdot \mu}{\gamma_M}$
Rostmån, yttre	3	mm		
Pållängd	19,56	m		

Tabell 5.3: Materialdata och koefficienter för betong.

Variabel	Värde	Enhet	Källa
Tryckhållfasthet $f_{ck}$	35	MPa	SS-EN 1992-1-1 tab. 3.1 [17]
Medeltryckhållfasthet $f_{cm}$	43	MPa	SS-EN 1992-1-1 tab. 3.1 [17]
Draghållfasthet $f_{ctk}$	2,2	MPa	SS-EN 1992-1-1 tab. 3.1 [17]
Elasticitetsmodul $E_{cm}$	34	GPa	SS-EN 1992-1-1 tab. 3.1 [17]
Partialkoefficient $\gamma_C$	1,5	-	SS-EN 1992-1-1 tab. 2.1N [17]
Koefficienter för långtidseffekter $\alpha_{cc}$ och $\alpha_{ct}$	1	-	SS-EN 1992-1-1 3.1.6 [17]
Tryckhållfasthet, dimensionerande värde $f_{ck}$	23	MPa	
Draghållfasthet, dimensionerande värde $f_{ctd}$	1,5	MPa	

## 5.2 Snittkrafter i påltopp

Lastkombinationer i brottgränstillståndet och i karakteristisk lastkombination i bruksgränstillståndet användes. Friktionsplattorna fungerar som upplag och hindrar att rörelser ovan plattan fortplantas till pålarna. Bron antogs ha tillräcklig duktilitet och rotationsförmåga. Således beaktades inte tvång för de pålar under stöd med friktionsplattor.

De snittkrafter som beaktades var normalkraft, böjmoment i två riktningar och tvärkraft i två riktningar. Endast tryckande normalkraft i pålarna beaktades. Snittkrafterna som användes redovisas i Tabell 5.4 (brottgränstillståndet) och Tabell 5.5 (bruksgränstillståndet) med globala riktningar. Tabellerna visar det största eller minsta värdet på respektive snittkraft och tillhörande värden på resterande snittkrafter. Global x-riktning är i brons längdriktning från norr till söder och global z-riktning är uppåt i vertikalled.

Notera att vissa av snittkrafterna i Tabell 5.4 är mindre än de i Tabell 5.5 på grund av att tvång har bortsetts från i brottgränstillståndet.

Tabell 5.4: Snittkrafter för knäckningsanalys i brottgränstillståndet.

Lastfall (Max/min snittkraft och tillhörande laster)	Normalkraft $N$ [kN]	Moment kring y-axel $M_y$ [kNm]	Moment kring x-axel $M_x$ [kNm]	Tvärkraft i y-led $V_y$ [kN]	Tvärkraft i x-led $V_x$ [kN]
Max $N$	<b>3663</b>	-570	315	213	213
Max $M_y$	562	<b>469</b>	-86	62	257
Min $M_y$	2000	<b>-3070</b>	154	-100	-798
Max $M_x$	2526	-1153	<b>381</b>	-232	-259
Min $M_x$	273	-1540	<b>-290</b>	175	-314
Max $V_y$	-460	-1492	-267	<b>181</b>	-294
Min $V_y$	2965	-1184	365	<b>-239</b>	-275
Max $V_x$	536	456	-92	67	<b>259</b>
Min $V_x$	2016	-3061	160	-105	<b>-800</b>

Tabell 5.5: Snittkrafter för knäckningsanalys i bruksgränstillståndet.

Lastfall (Max/min snittkraft och tillhörande laster)	Normalkraft $N$ [kN]	Moment kring y-axel $M_y$ [kNm]	Moment kring x-axel $M_x$ [kNm]	Tvärkraft i y-led $V_y$ [kN]	Tvärkraft i x-led $V_x$ [kN]
Max $N$	<b>2610</b>	-866	210	-142	-192
Max $M_y$	620	<b>-67</b>	-49	35	65
Min $M_y$	1109	<b>-4345</b>	86	-57	-1006
Max $M_x$	1876	-1001	<b>255</b>	-155	-230
Min $M_x$	148	-3458	<b>-194</b>	116	-728
Max $V_y$	-345	-3417	-179	<b>121</b>	-714
Min $V_y$	2169	-1022	244	<b>-159</b>	-241
Max $V_x$	606	-73	-52	38	<b>67</b>
Min $V_x$	1118	-4340	90	-59	<b>-1007</b>

För att förenkla beräkningarna beräknades resulterande värde för moment respektive tvärkraft. Det resulterade värdet användes vid lastpåläggning och antogs verka i samma riktning.



### 5.3 Knäckningsmodell

Egenvärdesanalyser gjordes för den beaktade pålen i knäckmodellen med både lång- och korttidsegenskaper hos den omgivande jorden. Jordens bäddmoduler får olika värden beroende på om lasten verkar under lång eller kort tid. Knäcklast  $N_{cr} = 111,9$  MN för långtid och  $N_{cr} = 155,5$  MN för korttid med tillhörande knäckmod erhöles. Med ekvationen för Eulerknäcklasten kunde knäcklängder bestämmas.

Långtidsegenskaper:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{1213 \cdot 10^3}{111,9 \cdot 10^3}} = 10,35 \text{ m} \quad (5.1)$$

Korttidsegenskaper:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{1213 \cdot 10^3}{155,5 \cdot 10^3}} = 8,77 \text{ m} \quad (5.2)$$

Knäcklängderna användes för att bestämma storleken på initialutböjningarna enligt [12]. En skarv antogs inom knäcklängden, och pålen tillhörde egenspanningsgrupp 2 enligt Tabell 5.2. Första knäckmodens form anpassades så att den största utböjningen motsvarade storleken på initialdeformationen.

Långtidsegenskaper:

$$\delta_d = \frac{L_{cr}}{200} + 0,0013 \cdot L_{cr} = \frac{10,35}{200} + 0,0013 \cdot 10,35 = 0,065 \text{ m} \quad (5.3)$$

Korttidsegenskaper:

$$\delta_d = \frac{L_{cr}}{200} + 0,0013 \cdot L_{cr} = \frac{8,77}{200} + 0,0013 \cdot 8,77 = 0,055 \text{ m} \quad (5.4)$$

Första och andra ordningens analyser genomfördes med hänsyn till initialutböjningarna. Beräkningarna gjordes separat för en påle omgiven av jord med korttidsegenskaper och en med långtidsegenskaper. Resultaten från modellerna med lång- respektive korttidsegenskaper viktades samman. Viktningen utgick från den lastkombination som gav störst normalkraft i pålen i karakteristisk lastkombination. Andelen permanent last respektive variabel last beräknades för lastkombinationen och användes som viktningsparameter.

Permanent last:

$$n_{perm} = 24 \%$$

Variabel last:

$$n_{var} = 76 \%$$

## 5.4 Kapacitetsberäkningar

### 5.4.1 Brottgränstillståndet

Dimensionerande värden på materialegenskaper presenterades i Tabell 5.2 och Tabell 5.3. Tvärsnittsdata presenterades i Tabell 5.1.

#### 5.4.1.1 Tvärkraftskapacitet

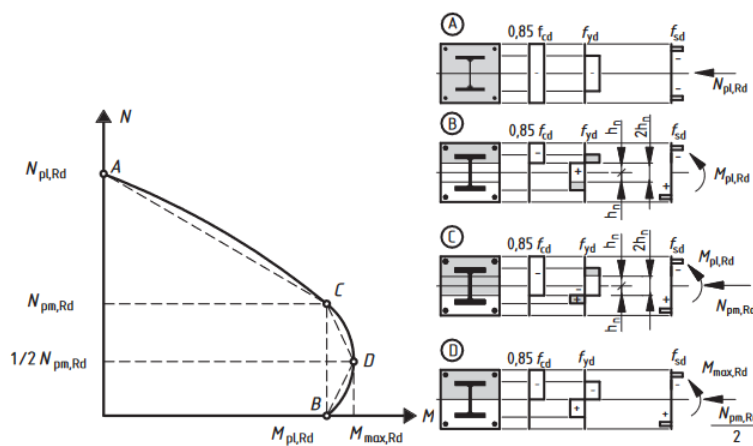
Vid beräkning av tvärkraftskapaciteten beaktades endast stålprofilens bidrag. Stålets skjuvarea och den plastiska bärförmågan bestämdes [19].

$$A_v = \frac{2A_a}{\pi} = \frac{2 \cdot 0,061}{\pi} = 0,039 \text{ m}^2 \quad (5.5)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{0,039 \cdot \left( \frac{440 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 9903 \text{ kN} \quad (5.6)$$

#### 5.4.1.2 Bärförmåga för tryck och enaxlig böjning

I följande avsnitt redovisas framtagning av en kapacitetskurva för tryck och enaxlig böjning för ett samverkanstvårsnitt av stål och betong enligt [14]. I Figur 5.3 visas ett förenklat plastiskt interaktionsdiagram. Notera att de motsvarande spänningsfördelningarna gäller för en kringgjuten stålprofil.



Figur 5.3: Förenklad plastisk interaktionskurva och motsvarande spänningsfördelning [14].

För betongfyllda rör kan en ökning av betongens hållfasthet tillgodoräknas på grund av inneslutningen av betongen. Detta ger ett bidrag till den plastiska bärförmågan för tryck. Tillskottet bortsågs från för att ge ett resultat på säkra sidan eftersom inneslutningseffekten ökar både duktilitet och hållfasthet.

Plastisk bärförmåga för tryck (punkt A):

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 0,061 \cdot 440 \cdot 10^3 + 0,586 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 40624 \text{ kN} \quad (5.7)$$

Betongens bärförmåga i tryck (punkt B och C):

$$N_{pm,Rd} = A_c \cdot f_{cd} = 0,586 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 13680 \text{ kN} \quad (5.8)$$

Den maximala plastiska momentkapaciteten består av stålets och betongens plastiska momentkapaciteter. Vid beräkning av den maximala plastiska momentkapaciteten tillgodoräknades endast betongens tryckta sida.

Maximal plastisk momentkapacitet (punkt D):

$$M_{pl,a,Rd} = W_{a,pl} \cdot f_{yd} = 0,017 \cdot 440 \cdot 10^3 = 7600 \text{ kNm} \quad (5.9)$$

$$M_{pl,ac,Rd} = 0,5 \cdot W_{c,pl} \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,107 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 1254 \text{ kNm} \quad (5.10)$$

$$M_{max,Rd} = M_{pl,a,Rd} + M_{pl,ac,Rd} = 7600 + 1254 = 8854 \text{ kNm} \quad (5.11)$$

För beräkning av den plastiska momentkapaciteten bestämdes avståndet från pålmitt till neutrala lagret vid ren böjning,  $h_n$ , med hjälp av kraftjämvikt. Se Figur 5.3. De plastiska böjmotstånden för stål och betong samt den plastiska momentkapaciteten i området  $2 \cdot h_n$  kring pålmitt beräknades, se Figur 5.3.

Plastisk momentkapacitet (punkt B och C):

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{2 \cdot d_y \cdot f_{cd} + 4 \cdot t_{eff} \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = \frac{13680}{2 \cdot 0,908 \cdot 23,3 \cdot 10^3 + 4 \cdot 0,022 \cdot (2 \cdot 440 - 23,33) \cdot 10^3} = 0,116 \text{ m} \quad (5.12)$$

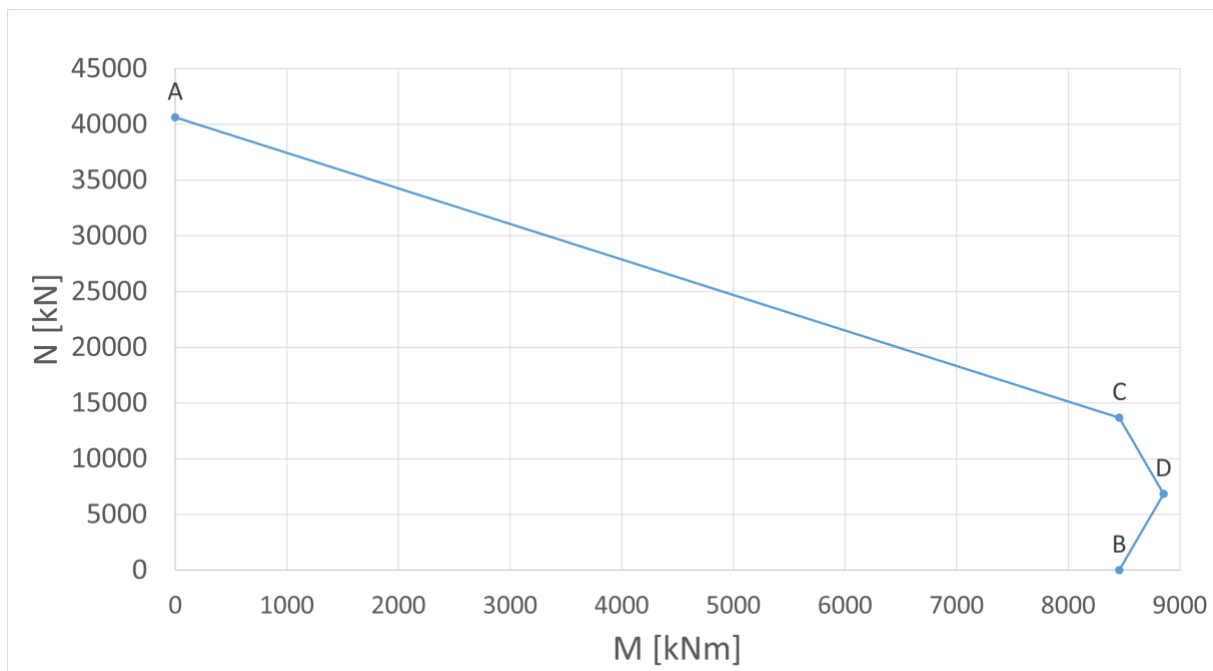
$$W_{pl,c,n} = \frac{(d_y - 2 \cdot t_{eff}) \cdot (2 \cdot h_n)^2}{4} = \frac{(0,908 - 2 \cdot 0,022) \cdot (2 \cdot 0,116)^2}{4} = 0,012 \text{ m}^3 \quad (5.13)$$

$$W_{pl,a,n} = \frac{d_y \cdot (2 \cdot h_n)^2}{4} - W_{pl,c,n} = \frac{0,908 \cdot (2 \cdot 0,116)^2}{4} - 0,012 = 0,001 \text{ m}^3 \quad (5.14)$$

$$M_{n,Rd} = W_{pl,a,n} \cdot f_{yd} + \frac{W_{pl,c,n} \cdot f_{cd}}{2} = 0,001 \cdot 440 \cdot 10^3 + \frac{0,012 \cdot 23,33 \cdot 10^3}{2} = 397 \text{ kNm} \quad (5.15)$$

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} = 8854 - 397 = 8457 \text{ kNm} \quad (5.16)$$

I Figur 5.4 redovisas kapacitetskurvan för tryck och enaxlig böjning. Se Figur 5.3 för beteckningar.



Figur 5.4: Kapacitetskurva för brottgränstillstånd.

#### 5.4.2 Bruksgränstillståndet

##### 5.4.2.1 Bärförmåga för tryck och enaxlig böjning

Elastisk normalkrafts- och momentkapacitet beräknades för stålprofilen. Karakteristiska hållfasthetsvärden enligt Tabell 5.2 användes.

Elastisk normalkraftskapacitet:

$$N_{el,Rd} = A_a \cdot f_{yk} = 0,061 \cdot 440 \cdot 10^3 = 26944 \text{ kN} \quad (5.17)$$

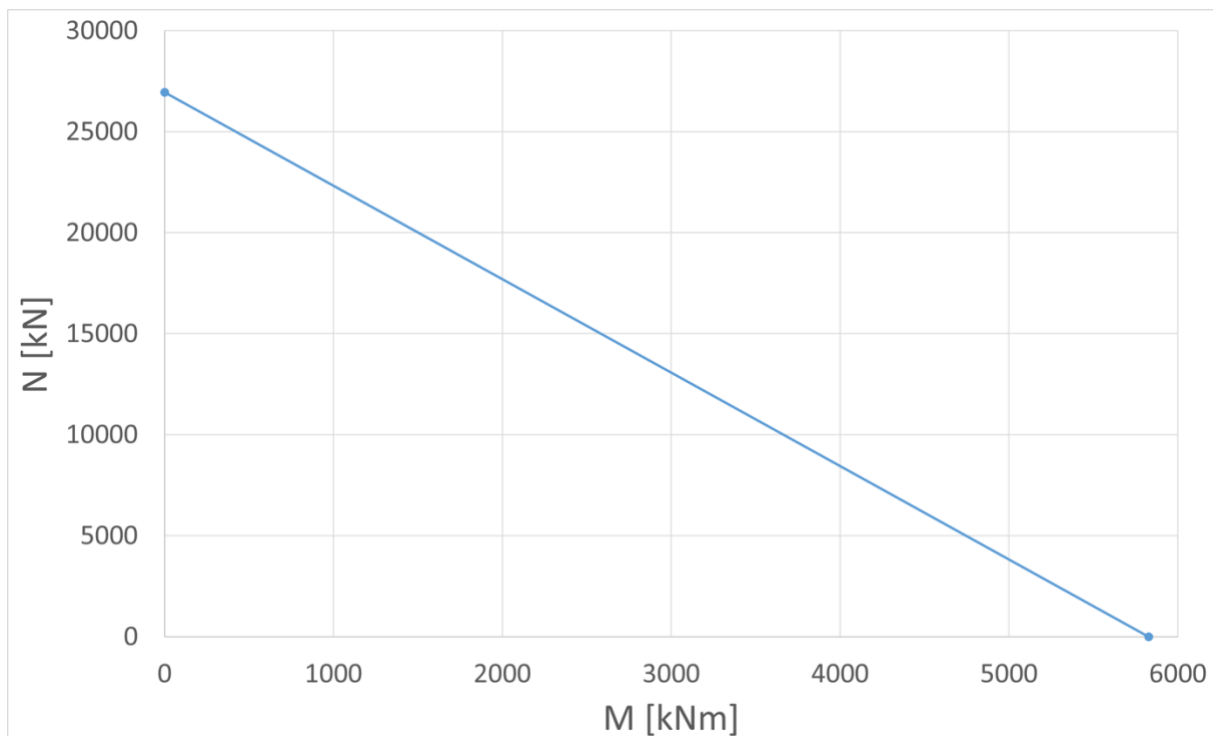
Elastisk momentkapacitet:

$$M_{el,Rd} = W_{a,el} \cdot f_{yd} = 0,013 \cdot 440 \cdot 10^3 = 5827 \text{ kNm} \quad (5.18)$$

För tryck och enaxlig böjning ska följande elastiska interaktionssamband vara uppfyllt:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{el,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} < 1 \quad (5.19)$$

I Figur 5.5 redovisas kapacitetskurvan som motsvarar interaktionssambandet i ekvation (5.19).



Figur 5.5: Kapacitetskurva för bruksgränstillståndet.

## 5.5 Kontroll

### 5.5.1 Brottgränstillståndet

#### 5.5.1.1 Tvärkraftskapacitet

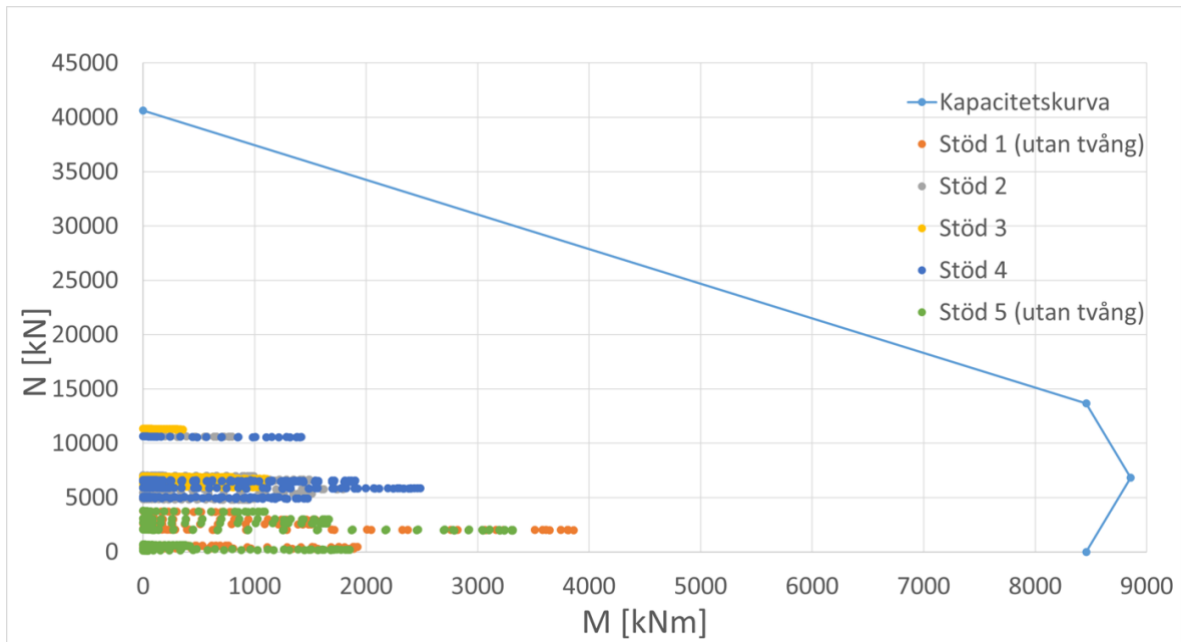
Den plastiska bärförmågan jämfördes med den dimensionerande tvärkraften.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{812}{9903} = 0,08 \quad (5.20)$$

Tvärkraftens inverkan på bärförmågan för tryck och enaxlig böjning ska beaktas om den dimensionerande tvärkraften överstiger 50% av den plastiska bärförmågan. Ur ekvation (5.20) kan det konstateras att tvärkraftens inverkan inte behöver beaktas.

#### 5.5.1.2 Tryck och enaxlig böjning

Figur 5.6 illustrerar framtagna dimensionerande normalkrafter och moment längs pålen enligt andra ordningens teori i förhållande till kapacitetskurvan framtagen i avsnitt 5.4.1.2. Notera att de dimensionerande krafterna för en påle under varje stöd redovisas. Eftersom alla kombinationer av moment och normalkraft ligger innanför kapacitetskurvan är kapaciteten tillräcklig.

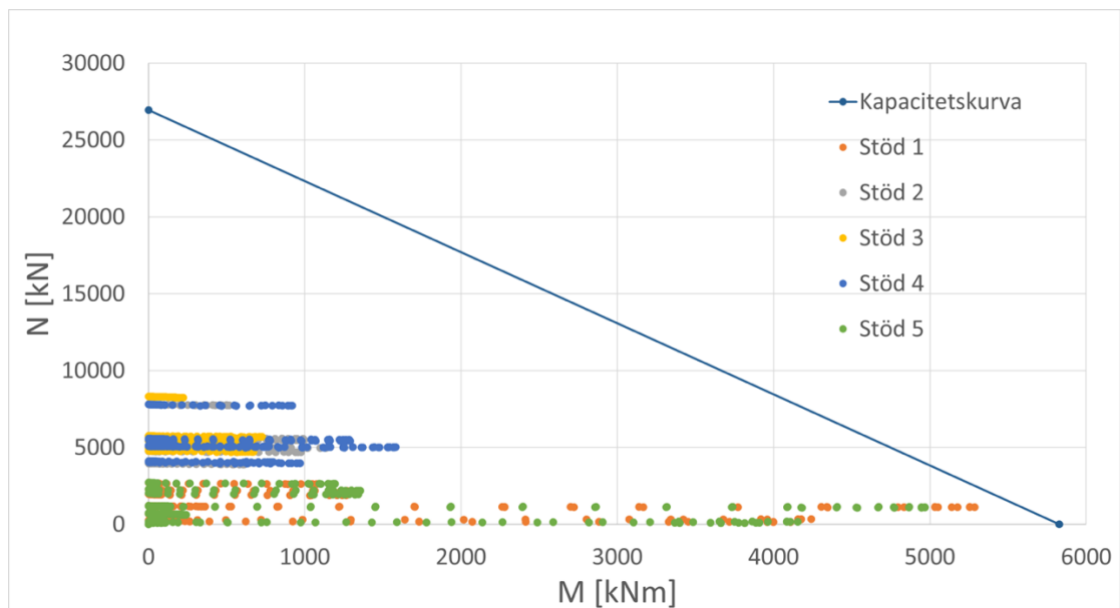


Figur 5.6: Dimensionerande krafter i förhållande till kapacitetskurvan i brottgränstillstånd.

## 5.5.2 Bruksgränstillståndet

### 5.5.2.1 Tryck och enaxlig böjning

Figur 5.7 illustrerar framtagna dimensionerande normalkrafter och moment längs pålen enligt andra ordningens teori i förhållande till kapacitetskurvan framtagen i avsnitt 5.4.2.1. Notera att de dimensionerande krafterna för en påle under varje stöd redovisas. Eftersom alla kombinationer av moment och normalkraft ligger innanför kapacitetskurvan är kapaciteten tillräcklig.



Figur 5.7: Dimensionerande krafter i förhållande till kapacitetskurvan i bruksgränstillstånd.



## 6 Klimatkalkyl

Följande avsnitt innehåller en jämförande klimatkalkyl mellan referensobjektet och den alternativa utformningen för fall 3.

### 6.1 Materialåtgång

Materialmängderna för de två underbyggnaderna beräknades eftersom överbyggnadens utformning antogs vara lika. Beräkning av mängden koldioxidekvivalenter, CO<sub>2e</sub>, gjordes med emissionsfaktorer enligt Boverkets klimatdatabas [20]. De använda emissionsfaktorerna presenteras i Tabell 6.1. Kategori A1-A3 beaktar produktionens påverkan, kategori A4 beaktar påverkan från transporter och kategori A5 beaktar påverkan från byggspill.

Tabell 6.1: Emissionsfaktorer för betong, armering och stål.

Material	A1-A3	A4	A5	Summa
Betong [kg CO <sub>2e</sub> /m <sup>3</sup> ]	325	9,75	9,75	344,5
Armering [kg CO <sub>2e</sub> /ton]	596	79,5	53,64	729,14
Stål [kg CO <sub>2e</sub> /ton]	2520	79,5	126	2725,5

#### 6.1.1 Verklig lösning

I Tabell 6.2 redovisas materialåtgången för den verkliga geometrin. Betongvolym och armeringsmängd är bestämda för brostöd med tillhörande bottenplattor. Stålmängden är beräknad för de kvarstående spantar som finns kring stöd. Endast en tredjedel av stålmängden tillgodoräknades baserat på antagandet att spantar i snitt återanvänds tre gånger.

Tabell 6.2: Materialåtgång för verklig geometri.

Material	Mängd	Enhet
Betong	1190	m <sup>3</sup>
Armering	133	ton
Stål	125,2	ton

Mängden koldioxidekvivalenter beräknades med tabell 14 och 15 och värdet blev 620,7 ton CO<sub>2e</sub>.



### 6.1.2 Alternativ lösning

I Tabell 6.3 redovisas materialåtgången för den alternativa geometrin. Betongvolymen består av brostöd, friktionsplattor och betongfyllning i pålarna. Armeringsmängden är beräknad för brostöd och friktionsplattor. Stålmängden gäller för pålarna.

Tabell 6.3: Materialåtgång för alternativ geometri.

Material	Mängd	Enhet
Betong	740	m <sup>3</sup>
Armering	48,1	ton
Stål	102,1	ton

Mängden koldioxidekvivalenter beräknades med tabell 14 och 16 och värdet blev 568,3 ton CO<sub>2e</sub>.

## 6.2 Schaktmassor

Schaktmängderna för de två underbyggnaderna beräknades. Beräkning av mängden koldioxidekvivalenter, CO<sub>2e</sub>, gjordes. Schaktningen antogs utföras med grävmaskin, vilket innebär 6,89 kg CO<sub>2e</sub>/m<sup>3</sup> schakt [21]. Transport av schaktmassor och återfyllnad beaktades inte vid beräkning.

### 6.2.1 Verklig lösning

Den verkliga lösningen beräknades kräva totalt 1438 m<sup>3</sup> schakt för alla fem stöd. Schaktmängden motsvarar ca 9,9 ton CO<sub>2e</sub>.

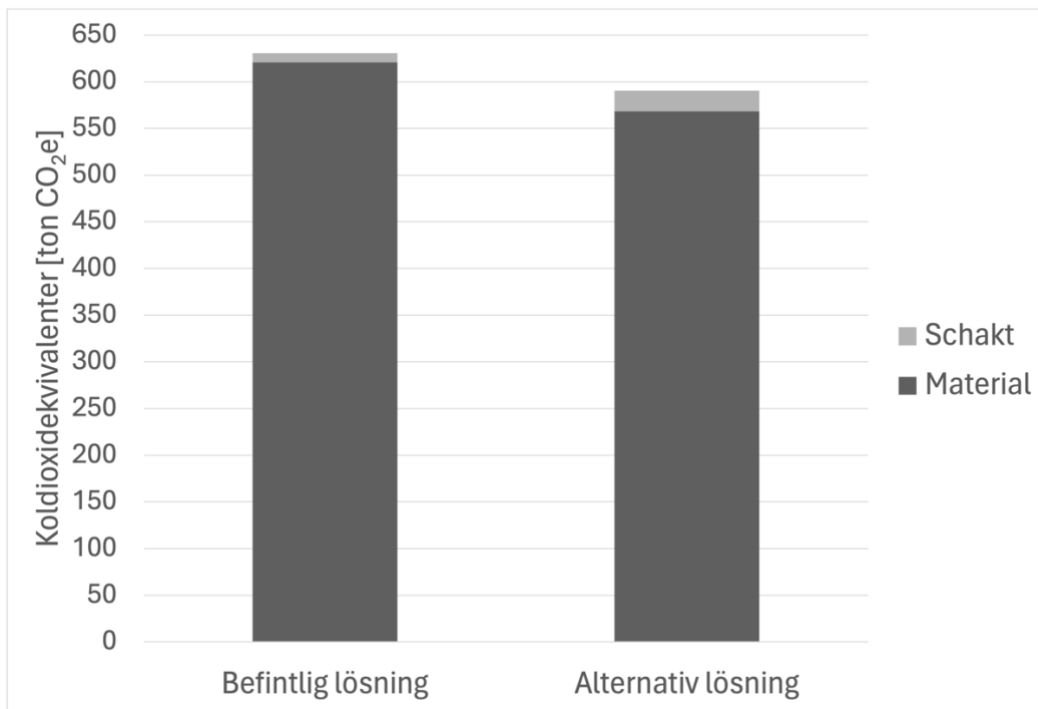
### 6.2.2 Alternativ lösning

För den alternativa lösningen bedömdes de tre mittstöden kräva försumbar schaktning, varpå de inte togs med vid beräkning av total schaktmängd. Vid det norra landfästet krävdes ca 1633 m<sup>3</sup> och vid det södra ca 1600 m<sup>3</sup>, vilket innebär en total schaktmängd på 3233 m<sup>3</sup>.

Schaktmängden motsvarar ca 22,3 ton CO<sub>2e</sub>.

### 6.3 Resultat

Mängden koldioxidekvivalenter för den verkliga lösningen blev 630,6 ton. Motsvarande för den alternativa lösningen blev 608,6 ton CO<sub>2</sub>e. I Figur 6.1 illustreras åtgången av koldioxidekvivalenter för respektive alternativ.



Figur 6.1: Stapeldiagram med åtgång och fördelning av koldioxidekvivalenter.



## 7 Resultat

### 7.1 Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar

Utformningen med integrerade stöd och ändskärmar använde ökat jordtryck mot ändskärmen som mekanism för att ta upp horisontella krafter. Alternativet bedömdes vara olämpligt på grund av storleken på ändskärmarna som krävdes för att säkerställa tillräcklig kapacitet i jorden.

### 7.2 Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare

Utformningen med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare innebar att deformationskraven för broms- och accelerationskraft inte kunde uppfyllas. Alternativet bedömdes därmed vara olämpligt.

### 7.3 Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor

Utformningen med integrerade stöd och friktionsplattor innebar att deformationskraven för broms- och accelerationskrafter kunde uppfyllas.

Geometrin för fall 3 gav en lägre materialåtgång än den verkliga lösningen. Schaktmängderna blev större för fall 3 än för den verkliga utformningen. Den totala klimatpåverkan beräknades vara lägre för den alternativa lösningen.

Borrade stålrörspålar lämpade sig väl för användning på mellanstöd. Ändstöden blev utsatta för stora moment orsakade av tvång. Tvånget bortsågs från vid andra ordningens analys i brottgränstillståndet eftersom friktionsplattan hindrar att stödet, och således även pålarna, rör sig. När tvånget inte beaktades hade pålarna tillräcklig kapacitet i brottgränstillståndet.



## 8 Diskussion

### 8.1 Fall 1 – Modell med integrerade stöd och ändskärmar

Modellen med integrerade stöd och ändskärmar bedömdes i ett tidigt skede vara olämplig. Detta berodde på att det stora temperaturintervallet som brons överbyggnad skulle dimensioneras för i kombination med längden på bron orsakade stora temperaturrelser. Således kunde kravet i karakteristisk lastkombination inte uppfyllas. Ingen plasticitet får uppstå i jorden i karakteristisk lastkombination, vilket innebär att passivt jordtryck inte får nås i bruksgränstillståndet. Kravet finns till för att jordens kapacitet inte ska förbrukas under normal användning. Det måste finnas kapacitet kvar i brottgränstillståndet, vilket är varför ingen plasticitet får uppstå. Enligt normer uppnås passivt jordtryck då den horisontella rörelsen motsvarar 1/200 av ändskärmens höjd. Kravet är troligen på säkra sidan men en fråga kan ändå lyftas om hur realistiskt det är. Geometrin som krävdes för att detta krav skulle uppfyllas innebar att ändskärmen var en 7 meter lång konsol. Detta hade troligen inneburit en betydande mängd armering och det ansågs vara en lösning som inte var värd att gå vidare med.

Temperaturintervallets storlek beräknades ur regler givna i Eurokod. Intervallet sträcker sig från det karakteristiska värdet på lägst temperatur till det karakteristiska värdet på högst temperatur. När temperaturen sjunker och bron kontraherar följer materialet utanför ändskärmarna med rörelsen och kontakten behålls. När temperaturen stiger och bron expanderar belastas jorden av hela temperaturdeformationen. Detta antagande är på säkra sidan men det kan ifrågasättas. Det är troligt att jordmaterialet kompakteras något över tid och att ett visst glapp bildas mellan jord och ändskärm. Ett annat fall som kan uppstå är att vilojordtryck reduceras till aktivt jordtryck vid negativa temperaturer och sedan återgår då temperaturen ökar. Således bör temperaturintervallet kunna reduceras något. Hur stor reduktion som kan göras är dock osäkert och kan variera från fall till fall. En för stor reduktion kan leda till resultat på osäkra sidan. Eftersom ökat jordtryck är den huvudsakliga mekanismen för att ta upp horisontalkrafter är det väsentligt att säkerställa att jorden har tillräcklig kapacitet.

Den längsta bron med integrerade landfästen utan expansionsfogar som har byggts är 358 meter lång. Bron är en vägbro belägen i Tennessee och gjord i betong. Det har alltså visat sig vara möjligt att bygga förhållandevis långa broar med integrerade stöd. I Sverige är den rekommenderade längden för integralbroar begränsad till 60–70 meter. Det bör dock poängteras att längre integralbroar har byggts även i Sverige. Frågor som kan lyftas är hur temperaturintervallet beaktas i andra länder och om inspiration kan hämtas från andra synsätt.

### 8.2 Fall 2 – Modell med integrerade mellanstöd, traditionella landfästen och dämpare

Modellen i fall 2 uppfyllde inte deformationskravet för broms- och accelerationskraft enligt Eurokod. Translationerna som landfästena utsattes för var för stora. Det bör dock beaktas att landfästena som användes för den alternativa geometrin är samma som användes för den verkliga geometrin hos referensobjektet. Överbyggnaden är i det verkliga fallet upplagd på

rörliga lager på landfästena. Pålgrupperna är således inte dimensionerade för horisontalkrafterna som de utsätts för i fall 2. Med en omdimensionering av pålgrupperna hade deformationskravet potentiellt kunnat uppfyllas. En annan frågeställning som kan undersökas är om det hade varit möjligt att behålla den befintliga grundläggningen men förse landfästena med dämpare och på så sätt reducera antalet pålar.

För fall 2 är det av intresse att lyfta formuleringen av deformationskravet, vilket presenterades i avsnitt 2.2.2. Den största tillåtna deformationen är 5 mm då rälsen saknar dilatationsanordningar. Deformationen är den ”relativa förskjutningen i längdled mellan ände av överbyggnadsdel och intilliggande landfäste”. Landfästets translation var 7,6 mm, men den relativa förskjutningen mellan överbyggnad och landfäste var i princip 0 mm. Det är troligt att det beror på den styva dämparen. Tolkningen som har gjorts av kravet är på säkra sidan, men det bör lyftas att det inte nödvändigtvis är den avsedda tolkningen. För en alternativ tolkning av kravet är det av stor vikt att utreda dämparens funktion och egenskaper i större detalj. Det finns risk att dämpare kräver omfattande underhåll, vilket också kräver hänsyn för vidare analys av fall 2. Sammanfattningsvis kan det konstateras att fall 2 hade varit en möjlig alternativ lösning om den hade utretts vidare.

### 8.3 Fall 3 – Modell med integrerade stöd och friktionsplattor

Analyser visade att integrerade stöd och friktionsplattor var en lämplig utformning av underbyggnad och grundläggning för referensobjektet. Deformationskravet för broms- och accelerationskraft kunde uppfyllas.

Flera olika placeringar av friktionsplattorna i höjddled var möjliga. I den valda lösningen är friktionsplattorna placerade så långt ner som möjligt. Detta minimerar moment i rambenen, vilket ger så liten armeringsmängd som möjligt. Å andra sidan innebär det större masshantering eftersom större schakt måste göras än för en grundare lösning. I en mer detaljerad analys kan materialåtgång och schaktmängd vägas mot varandra för att erhålla en optimerad lösning.

Materialåtgång och schaktmängder jämfördes mellan fall 3 och referensobjektet. Det konstaterades att materialåtgången är avsevärt mindre för fall 3, men schaktmängderna betydligt större. En enkel klimatkalkyl visade att det fanns besparingar att göra om den alternativa utformningen hade använts. Det kan anses att detta bör vara ett incitament till att utreda lösningen vidare.

Storleken på friktionsplattorna bestämdes utifrån kravet att ingen förskjutning av plattorna fick ske i brottgränstillståndet. Detta krav är på säkra sidan, men det skulle kunna anses vara konservativt. Det är av stor vikt att säkerställa tillräcklig kapacitet för karakteristisk lastkombination. Då säkerställs att ingen plasticitet uppstår i bruksgränstillståndet och att konstruktionens funktion upprätthålls under livslängden. I brottgränstillståndet skulle plasticitet kunna tillåtas i rambenen vilket medför att flytleder kan bildas i anslutning till friktionsplattorna. Detta innebär att deformationer orsakade av tvångslaster kan utvecklas utan att ge tillskott till krafterna som påverkar friktionsplattorna. Mindre belastning på plattorna innebär att de kan tillåtas vara mindre, och en mindre area samt mindre schaktmängd krävs då för att säkerställa att de inte förskjuts.

Det finns tidsmässiga besparingar att göra om borrade grova stålrörspålar används i stället för slagna betongpålar. Vid slagning av betongpålarna finns stor risk att de slås av eller inte hamnar på exakt avsedd plats. Detta kan innebära ökat arbete i form av slagning av nya pålar och omberäkningar vilket innebär att vissa delar i byggprocessen blir iterativa och tar längre tid. Dessa problem är inte aktuella vid borrning av stålrörspålar eftersom felmarginalen är betydligt mindre.

Vid dimensionering av påltvärsnitten konstaterades att de lämpade sig väl för användning på mellanstöd. För att tillräcklig kapacitet skulle finnas i pålarna under ändstöden behövde tvång bortses från. Detta är tillåtet enligt Eurokod då tvångslasterna har försumbar inverkan på andra ordningens effekter i pålarna. Det bör dock belysas att endast lösningar med en rad pålar under ett ramben undersöktes. En alternativ uppställning med fler pålar skulle kunna ge större kapacitet. Fler pålar innebär dock även mer material och arbete, varpå en ny klimatkalkyl naturligt behövs.

Att bortse från tvångslaster och tillgodoräkna plastisk kapacitet kan förvärra möjligheterna att använda den beaktade lösningen. Det är i ett gränsområde av vad normerna egentligen tillåter vilket kan väcka oro hos beställare och granskare. Användning av friktionsplattor är inte så väl beprövat och kräver således vidare utredning. En aspekt som kan vara av intresse är att utreda vad som sker i kontaktpunkter mellan stöd och friktionsplatta, inte minst gällande utmattning.





## 9 Slutsatser

Syftet med uppsatsen var att utifrån ett referensobjekt identifiera möjliga utformningar av brounderbyggnader med integrerade stöd grundlagda på stålrörspålar. De högt ställda deformationskraven för höghastighetståg på grund av stora broms- och accelerationslaster användes som utgångspunkt. Referensobjektet var en bro över Höje Å söder om Lund. Följande slutsatser drogs från de gjorda analyserna.

- Användning av en underbyggnad med integrerade stöd med stålrörspålar där ändstöden är försedda med friktionsplattor innebar att deformationskraven för broms- och accelerationslast kunde uppfyllas.
- Det finns potential i en lösning med integrerade mellanstöd och traditionella landfästen försedda med dämpare. Ett exempel på hur lösningen hade kunnat realiserats är en omdimensionering av pålgrupperna under landfästena.
- Jämförande analyser mellan referensobjektet och den alternativa lösningen med integrerade stöd och friktionsplattor visade att materialåtgång och miljöpåverkan kan reduceras. Att utnyttja jorden för upptagande av bromskrafter har positiv inverkan på materialåtgång.
- Teoretiskt kan byggprocessen effektiviseras om borrade stålrörspålar används i stället för slagna betongpålar. Vid fortsatt arbete bör denna aspekt undersökas i mer detalj.
- Borrade grova stålpålar lämpade sig väl för användning i samband med integrerade stöd, men stora snittkrafter orsakade av tvång kan kräva speciell hänsyn.
- Det stora temperaturintervallet som broöverbyggnader ska dimensioneras för kan innebära svårigheter för implementering av integrerade stöd.
- Om deformationskravet i Eurokod kopplat till broms- och accelerationskraft hade tolkats annorlunda hade vissa resultat blivit annorlunda, i huvudsak för fall 2. Detta kan tyda på att kravet är otydligt formulerat.



## Referenser

- [1] Trafikverket (2023). *Så sköter vi broar och tunnlar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall/sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/> [2024-03-11]
- [2] P.-E. Westin & A. Zojaji (2024). *Utveckling av transportinfrastrukturen. Underlagsrapport till Inriktningsunderlag för 2026–2037*. Trafikverkets rapport 2024:005. Borlänge, Sverige.
- [3] H. Pétursson (2000). *Broar med integrerade landfästen*. Lic.-avh. Luleå Tekniska Universitet, Sverige.
- [4] J. Rodriguez, F. Martinez & J. Marti (2011). *Integral Bridge for High-Speed Railway*. Structural Engineering International (Artikel, augusti 2011).
- [5] G. Tlustochowicz (2005). *Optimized Design of Integral Abutments for a Three Span Composite Bridge*. Masteruppsats. Luleå Tekniska Universitet, Sverige.
- [6] Svenska institutet för standarder, SIS (2003). *SS-EN 1991-2 Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar*. Stockholm, Sverige.
- [7] Trafikverket. *TRVINFRA-00227 Bro och broliknande konstruktion, Byggande*. Borlänge, Sverige.
- [8] Boverket (2013). *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*. Boverkets författningssamling BFS 2013:10 EKS 9.
- [9] Svenska institutet för standarder, SIS (2002). *SS-EN 1990 Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Stockholm, Sverige
- [10] Svenska institutet för standarder, SIS (2005). *SS-EN 1997-1 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler*. Stockholm, Sverige.
- [11] H. Bredenberg, B. Berglars, W. Rankka, G. Holmberg, S. Eronen & H. Jokiniemi (2010). *Borrade stålörspålar – Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll*. Pålkommisionens rapport 104. Linköping, Sverige.
- [12] Pålkommisionen (1998). *Dimensioneringsprinciper för pålar – Lastkapacitet*. Pålkommisionens rapport 96:1. Linköping, Sverige.
- [13] P.-O. Svahn & C. Alén (2006). *Transversalbelastade pålar – statiskt verknings sätt och dimensioneringsanvisningar*. Pålkommisionens rapport 101. Linköping, Sverige.
- [14] Svenska institutet för standarder, SIS (2005). *SS-EN 1994-1-1 Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm, Sverige.
- [15] G. Camitz, U. Bergdahl & T.-G. Vinka (2009). *Stålpålars beständighet mot korrosion i jord - En sammanställning av kunskaper och erfarenheter*. Pålkommisionens rapport 105. Linköping, Sverige.

- [16] U. Bergdahl, E. Ottosson & B. Stigsson Malmberg (1993). *Plattgrundläggning*. Linköping, Sverige.
- [17] Svenska institutet för standarder, SIS (2005). *SS-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm, Sverige.
- [18] SSAB (2024). *RD® and RR® large diameter piles*. <https://www.ssab.com/en/brands-and-products/steel-categories/steel-piles-and-pressure-pipes/product-offer/large-diameter-piles> [2024-02-26]
- [19] Svenska institutet för standarder, SIS (2005). *SS-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm, Sverige.
- [20] Boverket (2024). *Boverkets klimatdatabas*. Version 02.05.00. <https://klimatdatabasen.boverket.se/> [2024-04-23]
- [21] Statens Geotekniska Institut, SGI (2023). *Klimatdata för geokonstruktioner*. Linköping, Sverige.

## Bilaga A – Sammanfattning av geotekniskt PM för bro över Höje Å

### A.1 Geodata

I följande avsnitt sammanfattas det geotekniska PM som togs fram för byggnationen av bron över Höje Å. För varje stöd presenteras jordlagerföljd från befintlig marknivå till antaget djup för berggrund, med tillhörande egenskaper.

I det geotekniska PM:et angavs den dimensionerande grundvattennivån till +11 meter för samtliga stöd.

#### A.1.1 Stöd 1 – Norra landfästet

I tabell A.1 redovisas data för jord under det norra landfästet.

Tabell A.1: Data för jord under norra landfästet.

Jordart	Nivå	Oränerat	Dränerat		$\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_k^*$ [MPa]
		$c_u$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c'$ [kPa]		
Fyllning / lermorän	+17 - +11	100	30	10	22/12	30
Lermorän	+11 - +5	200	32	20	22/12	60
Sandjord	+5 - +4	-	34	-	19/11	20
Mycket fast lermorän	+4 - -9	480	34	48	23/13	130

#### A.1.2 Stöd 2 – Norra mellanstödet

I tabell A.2 redovisas data för jord under det norra mellanstödet.

Tabell A.2: Data för jord under norra mellanstödet.

Jordart	Nivå	Oränerat	Dränerat		$\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_k^*$ [MPa]
		$c_u$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c'$ [kPa]		
Fyllning / lermorän	+11 - +10	100	30	10	22/12	30
Torv / sandjord / lermorän	+10 - +6,5	-	28	-	16/6	0,5
Lermorän	+6,5 - -6,5	200	32	20	22/12	60
Mycket fast lermorän	-6,5 - -10	480	34	48	23/13	130

### A.1.3 Stöd 3 – Mellersta stödet

I tabell A.3 redovisas data för jord under det mellersta stödet.

Tabell A.3: Data för jord under mellersta stödet.

Jordart	Nivå	Oränerat	Dränerat		$\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_k^*$ [MPa]
		$c_u$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c'$ [kPa]		
Fyllning / lermorän	+9,8 - +8	100	30	10	22/12	10
Torv / gyttja	+8 - +4	5	-	-	13/3	0,1
Sand	+4 - +1,5	-	34	-	18/11	20
Lermorän	+1,5 - -5	200	32	20	22/12	60
Mycket fast lermorän	-5 - -10	480	34	48	23/13	130

### A.1.4 Stöd 4 – Södra mellanstödet

I tabell A.4 redovisas data för jord under det södra mellanstödet.

Tabell A.4: Data för jord under södra mellanstödet.

Jordart	Nivå	Oränerat	Dränerat		$\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_k^*$ [MPa]
		$c_u$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c'$ [kPa]		
Fyllning / lermorän	+10 - +9	100	30	10	22/12	10
Torv / gyttja	+9 - +5,5	5	-	-	13/3	0,1
Sandjord	+5,5 - +4	-	34	-	19/11	20
Lermorän	+4 - -5	200	32	20	22/12	60
Mycket fast lermorän	-5 - -10	480	34	48	23/13	130

### A.1.5 Stöd 5 – Södra landfästet

I tabell A.5 redovisas data för jord under det södra landfästet.

Tabell A.5: Data för jord under södra landfästet.

Jordart	Nivå	Oränerat	Dränerat		$\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_k^*$ [MPa]
		$c_u$ [kPa]	$\phi'_k$ [°]	$c'$ [kPa]		
Fyllning / lermorän	+17 - +9	100	30	10	22/12	10
Sand	+9 - +5	-	34	-	19/11	20
Lermorän	+5 - +2	200	32	20	22/12	60
Mycket fast lermorän	+2 - -10	480	34	48	23/13	130

## A.2 Beräkning av bäddmodul och gränstryck

I följande avsnitt redovisas beräkningar av bäddmoduler och gränstryck för de olika jordlagren enligt TRVINFRA-00227. Värdena beräknades för både långtids- och korttidsförhållanden för att kunna tillämpas på motsvarande laster. Materialegenskaper för de olika jordlagren och jordlagerföljd presenterades i föregående avsnitt.

### A.2.1 Stöd 1 – Norra landfästet

Nedan redovisas beräkningar för en normalkonsoliderad lera och en friktionsjord. Resterande beräkningar utfördes på samma sätt.

Lagret med fyllning/lermorän beaktades förenklat som en normalkonsoliderad lera. Värdet på  $c_u$  redovisades i tabell A.1. Beräkningar av bäddmodul och gränstryck redovisas nedan.

Långtidsförhållanden:

$$k_{k,lång} = 50 \frac{c_u}{d} = 50 \cdot \frac{100}{d} = \frac{5000}{d} \text{ kN/m}^3 \quad (\text{A.1})$$

$$q_{k,lång} = 6 \cdot c_u = 6 \cdot 100 = 600 \text{ kPa} \quad (\text{A.2})$$

Korttidsförhållanden:

$$k_{k,kort} = 200 \frac{c_u}{d} = 200 \cdot \frac{100}{d} = \frac{20000}{d} \text{ kN/m}^3 \quad (\text{A.3})$$

$$q_{k,kort} = 9 \cdot c_u = 9 \cdot 100 = 900 \text{ kPa} \quad (\text{A.4})$$



Sandjord är en friktionsjord. Den relativa fastheten i jorden antogs vara medelhög utifrån riktlinjer givna i [Plattgrundläggning av SGI], varpå tillväxtfaktorn under grundvattenytan med hjälp av [6] bestämdes vara  $n_h = 4,5 \text{ MN/m}^3$ . Jorddjupet,  $z$ , från befintlig marknivå var 12,5 meter, se tabell A.1. För sand är maximalt värde för  $k_k \cdot d$  under grundvattenytan 7,2  $\text{MN/m}^2$  [6]. För beräkning av effektiv vertikalspänning användes lagertjocklekar och tungheter presenterade i tabell A.1.

Bäddmodul:

$$n_h = 4500 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{A.5})$$

$$k_k d = n_h \cdot z = 4500 \cdot 12,5 = 56250 \text{ kN/m}^2 > 7200 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.6})$$

$$\rightarrow \text{Bestäm } k_k = \frac{7200}{d} \text{ kN/m}^3$$

Gränstryck:

$$K_{pk} = \frac{1+\sin(\phi_k)}{1-\sin(\phi_k)} = \frac{1+\sin(34)}{1-\sin(34)} = 3,54 \quad (\text{A.7})$$

$$\sigma'_v = h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma'_2 + \frac{h_3}{2} \gamma'_3 = 6 \cdot 22 + 6 \cdot 12 + \frac{1}{2} \cdot 11 = 209,5 \text{ kPa} \quad (\text{A.8})$$

$$q_k = 3K_{pk} \sigma'_v = 3 \cdot 3,54 \cdot 209,5 = 2223 \text{ MPa} \quad (\text{A.9})$$

I tabell A.6 redovisas bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid norra landfästet.

Tabell A.6: Bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid norra landfästet.

Jordart	Bäddmodul [ $\text{MN/m}^3$ ]		Gränstryck [kPa]	
	Långtid	Korttid	Långtid	Korttid
Fyllning / lermorän	$\frac{5000}{d}$	$\frac{20000}{d}$	600	900
Lermorän	$\frac{10000}{d}$	$\frac{40000}{d}$	1200	1800
Sandjord	$\frac{7200}{d}$	$\frac{7200}{d}$	2223	2223
Mycket fast lermorän	$\frac{24000}{d}$	$\frac{96000}{d}$	2880	4320

### A.2.2 Stöd 2 – Norra mellanstödet

I tabell A.7 redovisas bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid norra mellanstödet.

Tabell A.7: Bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid norra mellanstödet.

Jordart	Bäddmodul [MN/m <sup>3</sup> ]		Gränstryck [kPa]	
	Långtid	Korttid	Långtid	Korttid
Torv / sandjord / lermorän	$\frac{7200}{d}$	$\frac{7200}{d}$	197	197
Lermorän	$\frac{10000}{d}$	$\frac{40000}{d}$	1200	1800
Mycket fast lermorän	$\frac{24000}{d}$	$\frac{96000}{d}$	2880	4320

### A.2.3 Stöd 3 – Mellersta stödet

I tabell A.8 redovisas bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid det mellersta stödet.

Tabell A.8: Bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid Mellersta stödet.

Jordart	Bäddmodul [MN/m <sup>3</sup> ]		Gränstryck [kPa]	
	Långtid	Korttid	Långtid	Korttid
Fyllning / lermorän	$\frac{5000}{d}$	$\frac{20000}{d}$	600	900
Torv / gyttja	$\frac{250}{d}$	$\frac{1000}{d}$	30	45
Sand	$\frac{7200}{d}$	$\frac{7200}{d}$	487	487
Lermorän	$\frac{10000}{d}$	$\frac{40000}{d}$	1200	1800
Mycket fast lermorän	$\frac{24000}{d}$	$\frac{96000}{d}$	2880	4320

#### A.2.4 Stöd 4 – Södra mellanstödet

I tabell A.9 redovisas bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid södra mellanstödet.

Tabell A.9: Bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid södra mellanstödet.

Jordart	Bäddmodul [MN/m <sup>3</sup> ]		Gränstryck [kPa]	
	Långtid	Korttid	Långtid	Korttid
Fyllning / lermorän	$\frac{5000}{d}$	$\frac{20000}{d}$	600	900
Torv / gyttja	$\frac{250}{d}$	$\frac{1000}{d}$	30	45
Sandjord	$\frac{7200}{d}$	$\frac{7200}{d}$	326	326
Lermorän	$\frac{10000}{d}$	$\frac{40000}{d}$	1200	1800
Mycket fast lermorän	$\frac{24000}{d}$	$\frac{96000}{d}$	2880	4320

#### A.2.5 Stöd 5 – Södra landfästet

I tabell A.10 redovisas bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid södra landfästet.

Tabell A.10: Bäddmoduler och gränstryck för jordlagren vid södra landfästet.

Jordart	Bäddmodul [MN/m <sup>3</sup> ]		Gränstryck [kPa]	
	Långtid	Korttid	Långtid	Korttid
Fyllning / lermorän	$\frac{5000}{d}$	$\frac{20000}{d}$	600	900
Sand	$\frac{7200}{d}$	$\frac{7200}{d}$	1889	1889
Lermorän	$\frac{10000}{d}$	$\frac{40000}{d}$	1200	1800
Mycket fast lermorän	$\frac{24000}{d}$	$\frac{96000}{d}$	2880	4320

## Bilaga B – Beräkning av storlek på temperaturintervall samt broms- och accelerationslast

### B.1 Beräkning av storlek på temperaturintervall

I följande avsnitt beräknas storleken på temperaturintervallet som bron över Höje Å enligt normer ska dimensioneras för.

För beräkningen användes jämnt fördelade temperaturkomponenter. Storleken på temperaturintervallet  $\Delta T$  bestämdes enligt SS-EN 1991-1-5. Brons initialtemperatur  $T_0$  antogs vara  $10\text{ }^\circ\text{C}$ .

Lunds kommun  $\rightarrow T_{max} = 34\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_{min} = -23\text{ }^\circ\text{C}$

Lådbalk av betong  $\rightarrow$  Brotyp 3

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 34 + 2 = 36\text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{B.1})$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -23 + 8 = -15\text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{B.2})$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 36 - 10 = 26\text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{B.3})$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -15 - 10 = -25\text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{B.4})$$

$$\Delta T = \Delta T_{N,exp} - \Delta T_{N,con} = 26 - (-25) = 51\text{ }^\circ\text{C} \quad (\text{B.5})$$

Storleken på temperaturintervallet är  $51\text{ }^\circ\text{C}$ .

### B.2 Beräkning av storlek på broms- och accelerationslast

I följande avsnitt redovisas beräkning av storlek på broms- och accelerationskraft för bron över Höje Å, samt vilket som enligt norm ska användas för beräkningar.

Följande karakteristiska värden på accelerations- och bromskrafter för lastmodeller LM 71, SW/0 och HSLM gäller [5].

Acceleration:

$$Q_{lak} = 33L \leq 1000\text{ kN} \quad (\text{B.6})$$

Broms:

$$Q_{lbk} = 20L \leq 6000\text{ kN} \quad (\text{B.7})$$

Bron är  $116\text{ m}$  lång, vilket gav följande värden på accelerations- och bromskrafter per spår.

Acceleration:

$$Q_{lak} = 33 \cdot 116 = 3828 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \quad (\text{B.8})$$

→ *Ej ok*

Broms:

$$Q_{lbk} = 20 \cdot 116 = 2320 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN} \quad (\text{B.9})$$

→ *Ok*

Således var det bromslasten som var tillåten att använda i beräkningar. Eftersom bron har två spår och samma tillåtna färdriktning får enligt [7] bromslasten på ett spår reduceras till 1000 kN. Den sammanlagda bromskraften på bron per meter beräknades enligt [5] och redovisas nedan. Eftersom lastmodeller LM 71 och SW/0 är aktuella för bron multipliceras bromslasten med faktorn  $\alpha$ , vilken har värdet 1,33 [7].

$$q_{broms} = \alpha \frac{Q_{lbk} + 1000}{L} = 1,33 \frac{2320 + 1000}{116} = 38 \text{ kN/m} \quad (\text{B.10})$$

Storleken på bromslasten var 38 kN/m.

## Bilaga C – Beräkning av effektiv styvhet för påltvärsnitt

Följande avsnitt utmynnar i en effektiv styvhet för påltvärsnittet som beaktas i avsnitt 5. Nödvändig indata för beräkningarna presenteras i tabell C.1.

Tabell C.1: Materialdata och koefficienter för beräkning av påltvärsnittets effektiva styvhet.

Variabel	Värde	Enhet
Medeltryckhållfasthet, betong $f_{cm}$	43	MPa
Elasticitetsmodul, betong $E_{cm}$	34	GPa
Area, betong $A_c$	0,586	m <sup>2</sup>
Tröghetsmoment, betong $I_c$	0,027	m <sup>4</sup>
Elasticitetsmodul, stål $E_a$	210	GPa
Reduktion av elasticitetsmodul mht egenspanningar	10	%
Tröghetsmoment, stål $I_a$	0,006	m <sup>4</sup>
Stålrörets innerdiameter $d_i$	864	mm
Tid vid pålastning $t_0$	28	dagar
Relativ fuktighet $RH$	100	%
Teknisk livslängd	120	år

Betongens kapacitet reduceras över tid på grund av långtidseffekter såsom krypning. För beräkning av en effektiv styvhet var det således nödvändigt att bestämma kryptalet. Nedan redovisas beräkning av kryptalet enligt bilaga B.1 till SS-EN 1992-1-1.

Koefficienter som beaktar inverkan av betongens hållfasthet:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{43}\right)^{0,7} = 0,87 \quad (\text{C.1})$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{43}\right)^{0,2} = 0,96 \quad (\text{C.2})$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{43}\right)^{0,5} = 0,90 \quad (\text{C.3})$$

Reduktionsfaktor som beaktar inverkan av relativ fuktighet:

$$u = \pi d = \pi \cdot 0,864 = 2,714 \text{ m} \quad (\text{C.4})$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,586}{2,714} = 0,432 \text{ m} \quad (\text{C.5})$$

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1-\frac{100}{100}}{0,1\sqrt[3]{0,432}} \cdot 0,87\right) \cdot 0,96 = 0,96 \quad (\text{C.6})$$

Reduktionsfaktor som beaktar inverkan av betongens hållfasthet:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56 \quad (\text{C.7})$$

Reduktionsfaktor som beaktar inverkan av betongens ålder vid pålastning:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+28^{0,2}} = 0,49 \quad (\text{C.8})$$

Koefficient som beskriver krypningens utveckling med tiden:

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa} \geq 35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot (1 + (0,012 \cdot RH)^{18})h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = \\ &= 1,5 \cdot (1 + (0,012 \cdot 100)^{18}) \cdot 0,432 + 250 \cdot 0,90 = 243 \leq \\ &\leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1500 \cdot 0,90 = 1350 \rightarrow \text{Ok!} \end{aligned} \quad (\text{C.9})$$

*Teknisk livslängd* = 120 år

$$t = 365 \cdot 120 = 42720 \text{ dagar} \quad (\text{C.10})$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0}\right)^{0,3} = \left(\frac{42720-28}{243+42729-28}\right)^{0,3} = 1,0 \quad (\text{C.11})$$

Kryptal:

$$\varphi = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) = 0,96 \cdot 2,56 \cdot 0,49 \cdot 1 = 1,2 \quad (\text{C.12})$$

Kryptalet var alltså 1,2, och det kunde användas för att beakta långtidseffekter på betongen. Betongens elasticitetsmodul reducerades.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \frac{34}{1+1,2} = 15,5 \text{ GPa} \quad (\text{C.13})$$

Stålets elasticitetsmodul reducerades med hänsyn till egenspanningar enligt avsnitt 3.6.1 i Pålkommisionens rapport 96:1.

$$E_{ad} = 0,9E_a = 0,9 \cdot 210 = 189 \text{ GPa} \quad (\text{C.14})$$

Den effektiva styvheten hos tvärsnittet beräknades enligt avsnitt 6.7.3.4 i SS-EN 1994-1-1.

$$K_{e,II} = 0,5$$

$$K_0 = 0,9$$

$$\begin{aligned} EI_{eff,II} &= K_0(E_{ad}I_a + K_{e,II}E_{c,eff}I_c) = \\ &= 0,9 \cdot (189 \cdot 10^9 \cdot 0,006 + 0,5 \cdot 15,5 \cdot 10^9 \cdot 0,027) = 1213 \text{ MNm}^2 \end{aligned} \quad (\text{C.15})$$