

Filnamn: OLP4-04-025-42000-0\_0-0032

Projektnamn

Skapat av (Leverantör)

Godkänt datum

Rev Datum

Ostlänken

Annemarie Briel Adele Wallin

2023-08-31

-

Ärendenummer

Granskat av (Leverantör)

Sidor

Version

TRV 2019/65712

Johan Kjellin

1(99)

\_.5

Godkänt av (Leverantör)

Henrik Tham



TRAFIKVERKET

## **OSTLÄNKEN**

### **OLP4 SÖDERTÄLJE - TROSA**

### **LÅNGSJÖN - SILLEKROG**

### **Bandel 506, KM 14+700 - 27+860**

### **Bilaga C, Teknisk beskrivning Vattenverksamhet 4.2**

### **Bilaga C.4, PM Beräkningar ytvatten 4.2**

### **Ansökan om tillstånd enligt 11 kap. miljöbalken**

## **MILJÖPRÖVNING**



## Innehållsförteckning

Sammanfattning.....	5
1 Inledning och syfte .....	6
2 Metod.....	6
2.1 Flödesberäkning .....	6
2.1.1 Avrinningsområden mindre än 0,5 km <sup>2</sup> .....	6
2.1.2 Avrinningsområden större än 0,5 km <sup>2</sup> men mindre än 10 km <sup>2</sup> .....	6
2.1.3 Avrinningsområden större än 10 km <sup>2</sup> men mindre än 20 km <sup>2</sup> .....	6
2.1.4 Avrinningsområden större än 20 km <sup>2</sup> .....	7
2.1.5 Osäkerheter och antaganden .....	7
2.2 Konsekvensklass .....	7
Konsekvensklass 1.....	8
Konsekvensklass 2 .....	9
Konsekvensklass 3 .....	10
2.3 Modellering .....	11
2.3.1 Inmätningar .....	11
2.3.2 Framtagande av avrinningsområden .....	11
2.3.3 Programvara .....	11
3 Vattendrag och större diken .....	13
3.1 Dike Nybygget, km 14+850 .....	13
3.1.1 Geografiska förutsättningar .....	13
3.1.2 Tekniska förutsättningar .....	14
3.1.3 Modelleringsförutsättningar .....	15
3.1.4 Resultat.....	16
3.1.5 Utredning regn i tråg.....	19
3.1.6 Slutsats.....	20
3.2 Tunnelpåslag arbetstunnel, km 15+900 .....	21
3.2.1 Geografiska förutsättningar .....	21
3.2.2 Modelleringsförutsättningar .....	22
3.2.3 Resultat .....	24
3.2.4 Slutsats .....	25
3.3 Dike till Norasjön, km 19+450.....	26
3.3.1 Geografiska förutsättningar.....	26
3.3.2 Tekniska förutsättningar .....	27



3.3.3	Modelleringsförutsättningar .....	30
3.3.4	Resultat befintlig situation.....	31
3.3.5	Åtgärdsförslag översvämningsskydd.....	34
3.3.6	Utredning potentiell vattenvolym i Tullgarntunneln .....	41
3.3.7	Slutsats .....	41
3.4	Dike Vagnhärad, km 20+000 .....	42
3.4.1	Geografiska förutsättningar.....	42
3.4.2	Tekniska förutsättningar .....	43
3.4.3	Modelleringsförutsättningar .....	44
3.4.4	Resultat .....	46
3.4.5	Slutsats.....	50
3.5	Trosaån, km 23+050 .....	51
3.5.1	Geografiska förutsättningar .....	51
3.5.2	Tekniska förutsättningar .....	53
3.5.3	Modelleringsförutsättningar .....	54
3.5.4	Resultat .....	55
3.5.5	Konsekvensutredning Trosaån.....	58
3.5.6	Byggskedet .....	60
3.5.7	Slutsats.....	60
3.6	Våtmark uppströms Rensjön, km 25+500.....	61
3.6.1	Geografiska förutsättningar .....	61
3.6.2	Tekniska förutsättningar.....	61
3.6.3	Modelleringsförutsättningar .....	65
3.6.4	Resultat .....	67
3.6.5	Slutsats .....	69
3.7	Dike som avvattnar Rensjön, km 26+050.....	70
3.7.1	Geografiska förutsättningar.....	70
3.7.2	Tekniska förutsättningar .....	71
3.7.3	Modelleringsförutsättningar.....	72
3.7.4	Resultat.....	75
3.7.5	Slutsats .....	79
3.8	Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön, km 27+250.....	80
3.8.1	Geografiska förutsättningar .....	80
3.8.2	Tekniska förutsättningar.....	81
3.8.3	Modelleringsförutsättningar .....	82
3.8.4	Resultat .....	84



3.8.5	Konsekvensutredning tillflöde till dike som avvattnar Rensjön.....	85
3.8.6	Slutsats.....	89
4	Referenser .....	90
5	Appendix – Avrinningsområden .....	91
5.1	Dike Nybygget/Lindefältet, km 14+850.....	91
5.2	Dike till Norasjön, km 19+450.....	92
5.3	Dike Vagnhärad, km 20+000 .....	93
5.4	Trosaån, km 23+050.....	94
5.5	Trumma, km 24+300.....	95
5.6	Våtmark uppströms tunnelpåslag, km 25+500 .....	96
5.7	Dike som avvattnar Rensjön, km 26+050 .....	97
5.8	Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön, km 27+250/27+550.....	98
6	Appendix - Genomledningar järnväg .....	99

Filnamn: OLP4-04-025-42000-0\_0-0032

Projektnamn

Skapat av (Leverantör)

Godkänt datum

Rev Datum

Ostlänken

Annemarie Briel Adele Wallin

2023-08-31

-

Ärendenummer

Granskat av (Leverantör)

Sidor

Version

TRV 2019/65712

Johan Kjellin

5(99)

\_.5

Godkänt av (Leverantör)

Henrik Tham



TRAFIKVERKET

## Sammanfattning

Denna bilaga beskriver hantering av naturflöde igenom den planerade järnvägsanläggningen gällande dimensionering av genomledningar samt konsekvensutredning av större flöden än dimensionerande.

## 1 Inledning och syfte

Inom ramen för järnvägsprojektet Ostlänken, delen Långsjön–Sillekrog, har ytvattenmodellering gjorts av ett antal större och mindre vattendrag som kommer att korsas av den nya järnvägen. Vattennivåerna i dessa vattendrag har modellerats i 1D eller 2D med hänsyn till medelvattenföringen samt ett antal högvattenföringar med syftet att bland annat dimensionera genomledningar samt utreda vattenutbredning, eventuella översvämningrisker och befintliga samt framtida dämningar vid trummor och broar. Modelleringarna för järnvägstrummor som utfördes i HEC-RAS visas i enskilda kapitel och konsekvensutredningarna för resterande järnvägstrummor i tabellformat i appendix. Bilderna och beräkningar har tagits fram under systemhandlingen.

Beräkningar har gjorts för både befintlig situation och planerad anläggning. Översvämningrisker har utretts för den planerade anläggningen som för omgivande intressen såsom markavvattningsföretag och vid behov har skyddsåtgärder utretts.

## 2 Metod

Modelleringen av hydrologiska och hydrauliska förhållanden har gjorts för befintliga förhållanden utan järnvägsanläggning samt för ny situation med planerad järnvägsanläggning. Modelleringen har även innefattat berörda planerade servicevägar, räddningsvägar och omläggning av befintliga vägar.

### 2.1 Flödesberäkning

Flödesberäkningar har gjorts utefter klimatrapport, Trafikverket, 2019. Ett utdrag från denna finns presenterat nedan samt några specificeringar om metodval. Där justeringar/specifiseringar av dessa metoder gjorts är det redovisat under respektive vattendrag/vattenområde. Som kontroll av högre flöden än dimensionerande har även en faktor om 1,5 gånger 50-års flödet ansatts vilket, med reservation för stora variationer, kan anses utgöra en grov schablon för storleksordning av ett 1000-års flöde.

#### 2.1.1 Avrinningsområden mindre än 0,5 km<sup>2</sup>

Nederbörd har beräknats enligt Dahlström (2010) med varaktighet enligt uppskattad koncentrationstid. Flöden har beräknats med rationella metoden vid konsekvensklass 1 (för beskrivning av konsekvensklass se kapitel 2.2) och genom modellering med HEC-HMS (U.S. Army Corps of Engineers, 2010 b) vid konsekvensklass 2 där det inte varit uppenbart att minimikrav på dimension varit styrande.

#### 2.1.2 Avrinningsområden större än 0,5 km<sup>2</sup> men mindre än 10 km<sup>2</sup>

Flöden har beräknats med Trafikverkets publikationer Avvattnings teknisk dimensionering och utformning – MB 310 (TDOK 2014:0051, kap 2.4.3) där stationär modellering genom överslagsberäkningar har bedömts vara rimligt, dvs. med begränsad magasinering kapacitet jämfört med flödet. En klimatkoefficient om 1,05 har då använts. I områden med stora magasinervolymer och där långvariga flödessituationer är dimensionerande såsom vid större sjöar och låglänta områden har transient modellering gjorts och flöden/hydrografer beräknats genom skalning av tidsserier från S-HYPE. I fall med måttlig, men inte oväsentlig, magasinering kapacitet där i stället skyfall bedömts vara dimensionerande har en hydrograf tagits fram genom det hydrologiska programmet HEC-HMS för att beräkna flöden utifrån aktuell regnklass. Ytavrinning har där bestämts med hjälp av infiltrationskurvor (CN curves) enligt TR 55 metoden (USDA, 1986). För konsekvensklass 3 har flöden för regnklass 3 i samtliga fall beräknats med HEC-HMS. Vid beräkning av flöden genom simulering av regntillfällen har klimatkoefficienter enligt ostlänkens klimatrappor använts.

#### 2.1.3 Avrinningsområden större än 10 km<sup>2</sup> men mindre än 20 km<sup>2</sup>

För konsekvensklass 2 har flöden beräknats med Trafikverkets publikationer VVMB 310 Hydraulisk dimensionering (2008:61) eller Avvattnings teknisk dimensionering och utformning – MB 310 (TDOK 2014:0051). En områdesspecifik klimatkoefficient om 1,05 har använts med utgångspunkt från beräknade klimatkoefficienter i beställd flödesdata för Moraån från SMHI, 2016. Klimatkoefficienten representerar medianökningen av flödet för år 2050 inom

Projektnamn	Skapat av (Leverantör)	Godkänt datum	Rev Datum
Ostlänken	Annemarie Briel Adele Wallin	2023-08-31	-
Ärendenummer	Granskat av (Leverantör)	Sidor	Version
TRV 2019/65712	Johan Kjellin	7(99)	_.5
	Godkänt av (Leverantör)		
	Henrik Tham		

klimatscenariot RCP 8.5. Samma faktor har även använts för klimatkompensering av flöden i övriga vattendrag med avrinningsområde i samma storleksordning som Moraån längs sträckan.

### 2.1.4 Avrinningsområden större än 20 km<sup>2</sup>

Beställda flödesdata från SMHI har använts förutom i fall där endast översiktliga flödesberäkningar krävdes på grund av att flöden inte var dimensionerande för anläggningens utformning. I de fallen har i stället flödesuppskattning gjorts genom VVMB310 (TDOK 2008:61).

### 2.1.5 Osäkerheter och antaganden

Resultaten och slutsatserna från modelleringar beror av hur parametrar och randvillkor ansatts. Viktiga parametrar är exempelvis Mannings tal som beskriver flödesmotstånd och val av infiltrationshastighet såsom infiltrationskurva (CN curve). Parametrarna varierar över tid och även mellan säsongerna, bland annat beroende på växtlighet. Generellt har parametrar här ansatts något konservativt med högt flödesmotstånd och låg infiltration. Osäkerheten i modellresultaten är inte fullständigt känd, men generellt förväntas osäkerheten i modellresultaten vad gäller vattennivåer vara i storleksordningen  $\pm 0,2$  meter. Dock kan betydligt högre osäkerhet förväntas vid mycket extrema händelser såsom vid regnklass 3.

## 2.2 Konsekvensklass

Anläggningsdelar har dimensionerats utifrån tre konsekvensklasser enligt klimatrapporten, Trafikverket, 2019. Ett utdrag av denna följer här:

Konsekvensklass 3 gäller vid:

- Uppenbar risk för allvarliga personskador.
- Mycket stor återställningskostnad.
- Allvarlig och bestående miljöskada.
- Allvarliga störningar av transportförsörjningen.

Konsekvensklass 3 ska alltid tillämpas för tunnel, tråg och skärning om det finns risk för stående vatten och något av de övriga kriterierna utöver "Allvarliga störningar av transportförsörjningen" enligt ovan uppfyllt. Om det finns ytterligare anläggningsdelar som uppfyller nämnda kriterier ska dessa klassas som konsekvensklass 3 i samråd med Trafikverket.

Konsekvensklass 1 gäller vid:

- Mycket låg risk för personskada.
- Mycket liten återställningskostnad.
- Tillfällig och lindrig miljöskada.
- Små störningar av transportförsörjningen.

Konsekvensklass 2, omfattar de fall som ligger mellan gränserna för konsekvensklass 1 och 3. Merparten av Ostlänkens alla delar utreds inom ramen för konsekvensklass 2. Vid konsekvensklass 2 görs en konsekvensutredning och om det krävs betydande skyddsåtgärder görs även en kostnad-nyttoanalys. Resultatet av konsekvensutredningen vägleder till utformningen av anläggningen i stort och kostnads-nyttoanalysen bestämmer utformningen av den specifika konstruktionsdelen. I kostnadsnyttoanalysen uppskattas positiva effekter i samhället (nyttor) och negativa effekter i samhället (kostnader) i ekonomiska termer för olika handlingsalternativ, i det här fallet olika alternativ för anläggningens utformning och nivå.

Konsekvensutredningen för konsekvensklass 2 har gjorts enligt Trafikverket, 2019. Utöver de högre flöden än dimensionerande som anges i rapporten har även ett flöde om  $1,5 \times 50$ -års-flödet testas för att se påverkan på anläggningen. Detta flöde kan, mycket grovt uppskattat, antas motsvara storleksordningen av ett flöde med storleksordningen 1000 års återkomsttid.

Vid konsekvensklass 3 görs en konsekvensutredning för att säkerställa att konsekvenserna av de dimensionerande händelserna är acceptabla och vid behov görs även en kostnad-nyttoanalys på motsvarande sätt som vid konsekvensklass 2. Konsekvensutredningen för konsekvensklass 3 innefattar alltid en analys av BHF (beräknat högsta flöde) vid större vattendrag och/eller regnklass 3 vid mindre avrinningsområden. BHF är en beräkning av ett extremt högt flöde där alla naturliga faktorer som bidrar till ett högt flöde samverkar, till exempel snösmältning, nederbörd, vattenmättad mark etc. Regnklass 3 är ett mycket extremt skyfall av motsvarande storlek som det regn som föll vid översvämningen i Köpenhamn år 2011.

Nedan redovisas dimensioneringskriterier för konsekvensklasser gällande havsnivå (HBH = högsta beräknade havsvattenstånd), flöden (HQ = högvattenföring) och skyfall. Havsnivå har dock vid inledande utredning visat sig inte vara relevant för denna delsträcka utifrån järnvägens höga läge kontra havet. Vilken konsekvensklass som järnvägsgenomledningar får är särskilt motiverad i respektive kapitel.

### Konsekvensklass 1

Klimatparameter	Byggskede	Driftskede före 210	Driftskede efter 2100
<b>Havsnivå</b>	HBH, Ingen klimatkorrigering	HBH 2100, Ingen klimatkorrigering	HBH 2100, Klimatkorrigering +0,81 m
<b>Flöde</b>	HQ50, Ingen klimatkorrigering	HQ50, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (Havsnivå +0,57 m)	HQ50, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (Havsnivå +1,38 m)
<b>Skyfall</b>	50-årsregn, Ingen klimatkorrigering	50-årsregn, Klimatfaktor 25 %	50-årsregn, Klimatfaktor 38 %



## Konsekvensklass 2

Klimatparameter	Byggskede	Driftskede före 2100	Driftskede efter 2100	
	Minsta dimensionering:	HBH, Ingen klimat-korrgering	HBH 2100, Ingen klimatkorrigering	HBH 2100, Klimatkorrigering +0,81 m.
<b>Havsnivå</b>	Konsekvens-utredning:	-	HBH 2100, Ingen klimatkorrigering. Osäkerhetsmarginal +0,5 m	HBH 2100, Klimatkorrigering +0,81 m. Osäkerhetsmarginal +1 m
	Minsta dimensionering:	HQ50, Ingen klimat-korrigering	HQ50, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (Havsnivå +0,57 m)	HQ50, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (Havsnivå +1,38 m)
<b>Flöde</b>	Konsekvens-utredning:	Minst HQ100 och HQ200, Ingen klimatkorrigering	Minst HQ100 och HQ200, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (Havsnivå +0,57 m)	Minst HQ100 och HQ200, Vattendragsspecifik klimatkorrigering. (Havsnivå +1,38 m)
	Minsta dimensionering:	50-årsregn, Ingen klimat-korrigering	50-årsregn, Klimatfaktor 25 %	50-årsregn, Klimatfaktor 38 %
<b>Skyfall</b>	Konsekvens-utredning:	Minst 100- och 200-årsregn, Ingen klimat-korrigering	Minst 100- och 200-årsregn, Klimatfaktor 25 %	Minst 100- och 200-årsregn, Klimatfaktor 38 %



### Konsekvensklass 3

För konsekvensklass 3 ska en konsekvensutredning visa att de konsekvenser som uppstår vid BHF och/eller regnklass 3 är acceptabla. Eventuella skyddsåtgärder dimensioneras enligt samma arbets sätt som för konsekvensklass 2.

Klimat-parameter	Byggskede	Driftskede före 2100	Driftskede efter 2100	
<b>Havsnivå</b>	Minsta dimensionering:	HBH, Ingen klimatkorrigering	HBH 2100, Ingen klimatkorrigering. Osäkerhetsmarginal +0,5 m	HBH 2100, Klimatkorrigering +0,81 m. Osäkerhetsmarginal +1 m
	Konsekvensutredning:	-	-	-
<b>Flöde</b>	Minsta dimensionering:	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2
	Konsekvensutredning:	BHF, Ingen klimatkorrigering	BHF, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (HBH 2100)	BHF, Vattendragsspecifik klimatkorrigering (HBH 2100 + 0,81 cm)
<b>Skyfall</b>	Minsta dimensionering:	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2	Dimensioneras enligt konsekvensklass 2
	Konsekvensutredning:	Regnklass 3, Ingen klimatkorrigering	Regnklass 3, Klimatfaktor 25 %	Regnklass 3, Klimatfaktor 38 %

## 2.3 Modellering

### 2.3.1 Inmätningar

Bestämmande sektioner, broar och trummor har mätts in med RTK-GPS med en noggrannhet på 0,03 m i plan och höjd. Både fast botten och slambotten har mätts in;

- Slambotten motsvarar den nuvarande dikesbotten vid orensat tillstånd
- fast botten motsvara den nivå där lösare bottensediment övergår till fastare botten. Det tolkas som ursprunglig botten, dvs. vid rensat tillstånd.
- Skillnaden mellan vattennivåer för rensat respektive orensat tillstånd påverkar främst låga och medelhöga vattennivåer, medan påverkan vid extremflöden är mindre.

### 2.3.2 Framtagande av avrinningsområden

Avrinningsområdet för Trosaån har hämtats ifrån SMHI. För resterande vattendrag och våtmarker har de beräknats från en höjddata från Lantmäteriet med upplösning på 1,04 m × 1,04 m.

### 2.3.3 Programvara

Hydraulisk modellering har utförts i beräkningsprogrammet HEC-RAS, som även används av bland andra SMHI. Skyfallsberäkningar har utförts i beräkningsprogrammet HEC-HMS. Avrinningsområden och annan analys av höjddata har utförts i Esri ArcMap med tillägget ArcHydro.

#### 2.3.3.1 Hydraulisk modellering i HECRAS

Medel och medelhög vattenföring för Dike till Norasjön, Trosaån, Dike som avvattnar Rensjön och Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön har modellerats i 1D utifrån inmätningar av vattendragsbotten och dikesslänter vid bestämmande sektioner (Tyréns, 2019) samt från scannade höjddata för omgivande mark (Lantmäteriets nya nationella höjddata, NNH). Högre vattenföringar för dessa vattendrag och samtliga vattenföringar för resterande vattendrag har modellerats i 2D med programmet HEC-RAS (U.S. Army Corps of Engineers, 2010 a) utifrån NNH-data. För höga flöden ger NNH-data en acceptabel osäkerhet vid översvämning utifrån att bottennivåns exakta läge då inte påverkar kapaciteten i någon större utsträckning. Syfte med modelleringarna är att bland annat dimensionera genomledningar samt utreda vattenutbredning, eventuella översvämningssrisker och befintliga samt framtida dämningar vid trummor och broar.

Manningskoefficienten har uppskattats utifrån fältundersökningar och foton med hjälp av Chow, V. T. (1959). Där det har varit möjligt har vattenhastigheter mätts och Manningskoefficient kalibrerats med dessa. Manningskoefficienten varierar över årstiderna, och generellt har Manningskoefficienten för sommarsäsongen använts som konservativt antagande.

#### 2.3.3.2 Hydraulisk modellering i HY-8

För dimensionering av genomledningar och beräkning av vattennivåer vid genomledningar under anläggningen som inte är kopplade till tydliga befintliga vattendrag eller våtmarker har modelleringsverktyget HY-8 använts. Parametrar baserade på en uppskattad trumlängd och låga lutningar på trumma och dike nedströms har använts för kontroll av minsta dimension. Inga diken/vattendrag bedöms ha lägre lutning än nedanstående antagande. För genomledningar större än minsta dimension (ø 800) har separat längd och lutning bestämts.

Följande parametrar har använts:

- Trumlängd: 50 m
- Lutning trumma: 0,5 ‰
- Lutning på dike nedströms: 0,5 ‰
- Manningskoefficient: 0,035

Projektnamn	Skapat av (Leverantör)	Godkänt datum	Rev Datum
Ostlänken	Annemarie Briel Adele Wallin	2023-08-31	-
Ärendenummer	Granskat av (Leverantör)	Sidor	Version
TRV 2019/65712	Johan Kjellin	12(99)	_.5
	Godkänt av (Leverantör)		
	Henrik Tham		



### 2.3.3.3 Hydrologisk modellering i HEC-HMS av hydrograf för konsekvensklass 3

Flöden har beräknats genom modellering med HEC-HMS (U.S. Army Corps of Engineers, 2010 b) för de fall som beskrivs i kapitel 2.1. Antaganden för dessa modelleringar listas nedan.

- Ett konsekvensklass 3 regn beskrivet i klimatrapporten enligt följande har antagits:
  - CDS (Chicago Design Storm)-regn med 6 timmars varaktighet
  - Ett centralt block på 10 minuter med en regnmängd på 71 mm
  - Total regnmängd på 200 mm.
- Jordarter och markanvändning har tagits från SMHI öppna data för avrinningsområden. I verkligheten kan dock markanvändningen förändras med årstiderna och över längre tidsperioder på grund av olika mänskliga aktiviteter såsom jordbruk eller utbyggnad, eller indirekt på grund av exempelvis klimatförändringar som ändrar vegetationen.
- Avdunstning under regnhändelsen har antagits vara försumbar.

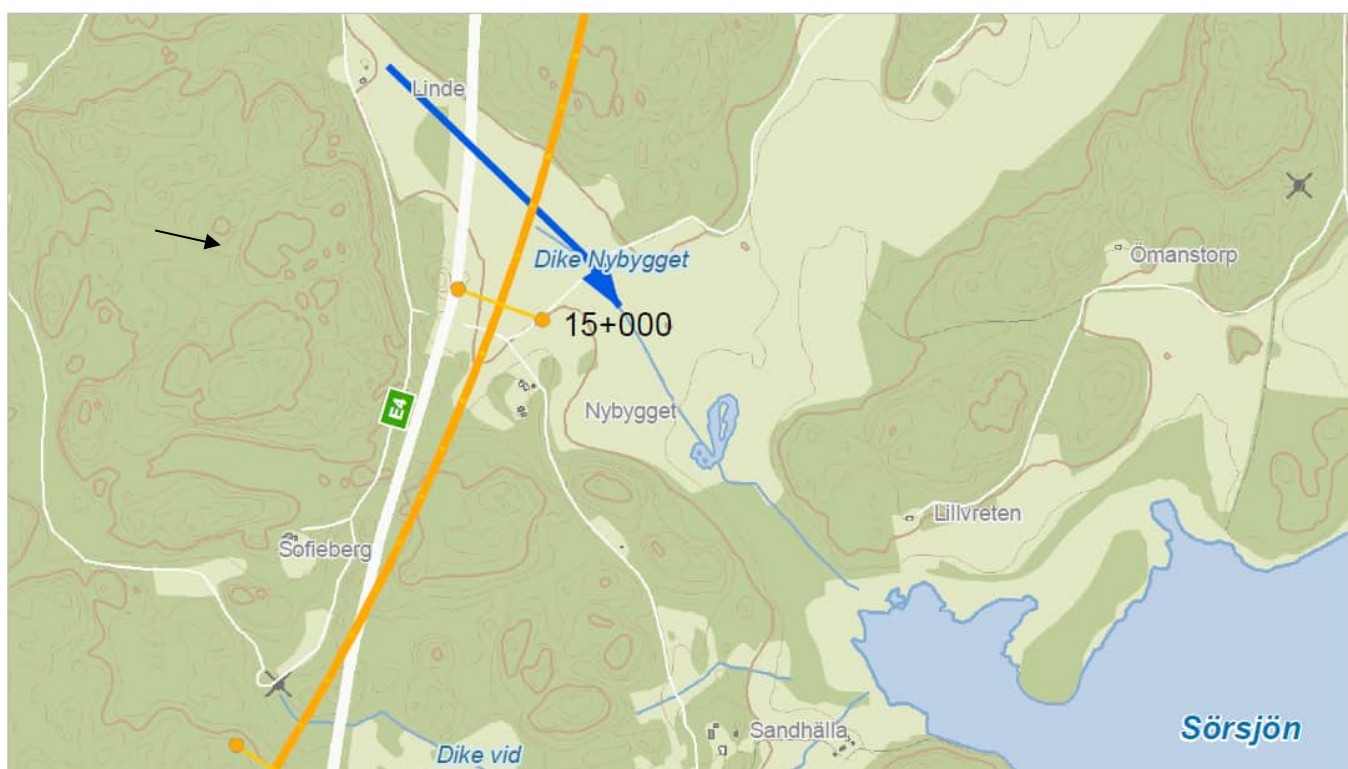


### 3 Vattendrag och större diken

#### 3.1 Dike Nybygget, km 14+850

##### 3.1.1 Geografiska förutsättningar

Avrinningsområdets storlek är 0,47 km<sup>2</sup> och består delvis av skogsmark och jordbruksmark (Appendix 5.1). Motorvägen (E4) löper genom avrinningsområdet och vatten från den västra sidan rinner i en djup kulvert under E4 till den östra sidan. Diket är delvis kulverterat och avvattnas mot sydost till Sörsjön enligt Figur 1. Figur 2 visar en bild på Dike Nybygget direkt uppströms kulverteringen.



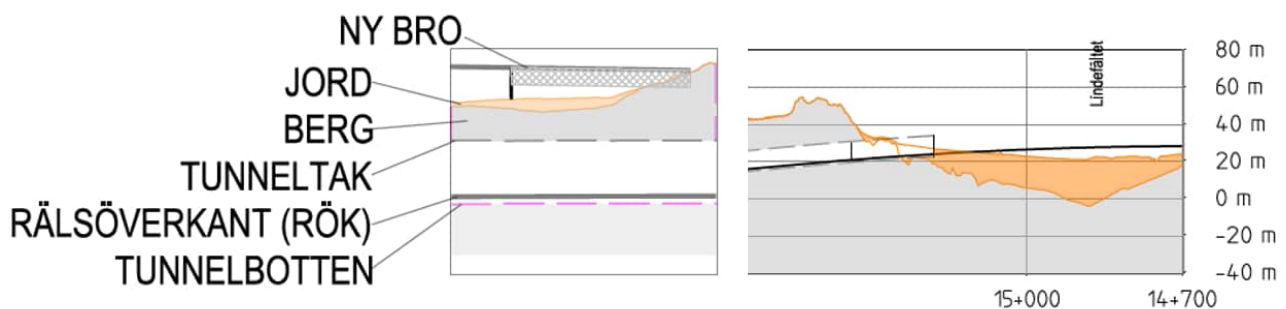
Figur 1 Topografisk karta över Dike Nybygget (© Lantmäteriet). Blå pil symboliserar strömningsriktningen.



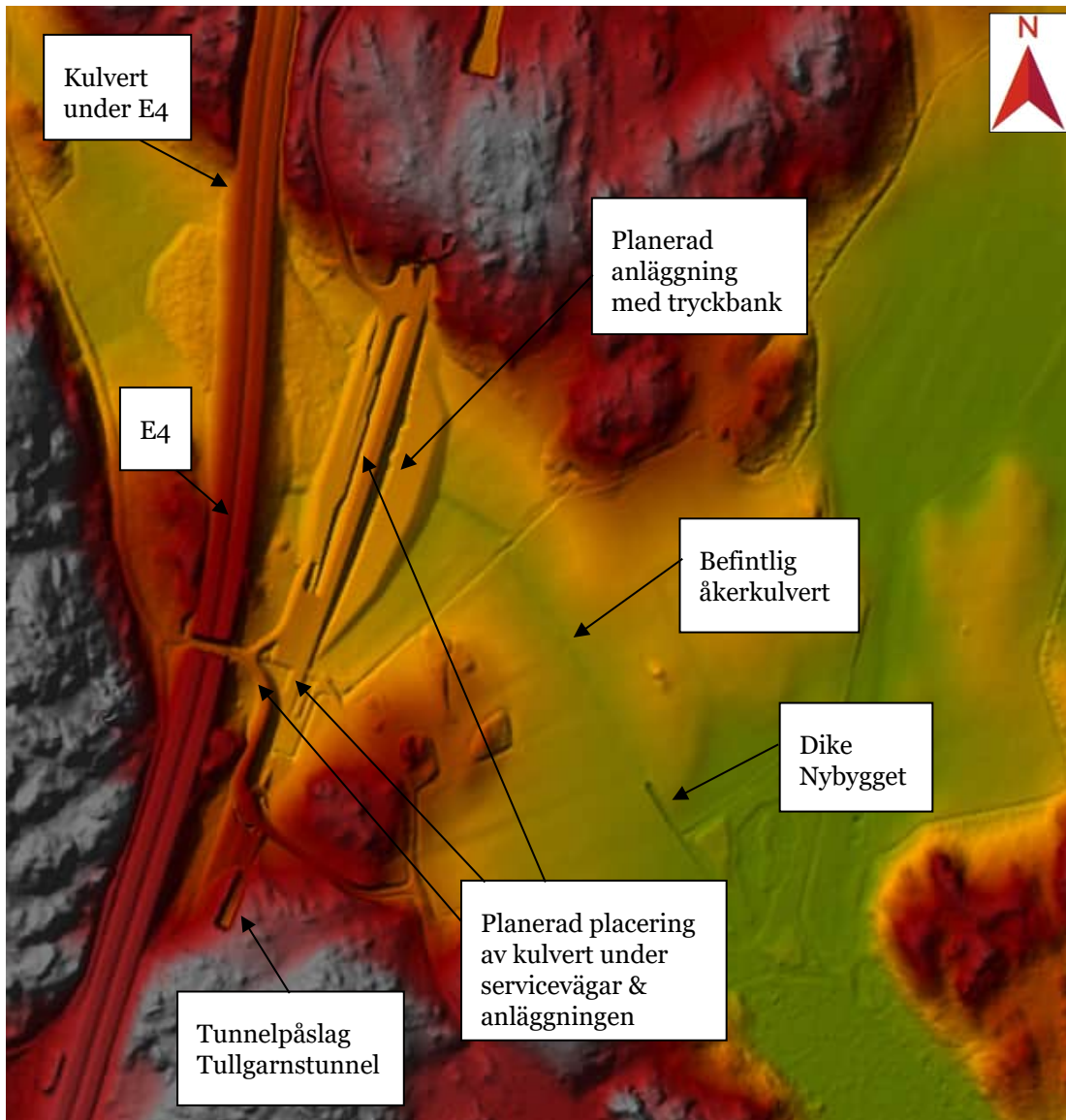
Figur 2 Bild på Dike Nybygget direkt uppströms kulverteringen. Orange pil symboliserar strömningsriktningen.

### 3.1.2 Tekniska förutsättningar

Den planerade järnvägsanläggningen går på bank över Lindöfältet där den skär avrinningen till Dike Nybygget. En profil av järnvägsanläggningen visas i Figur 3 och Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen i Figur 4.



Figur 3 Profil av planerad järnvägsanläggning vid Lindöfältet. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 4 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

### 3.1.3 Modelleringsförutsättningar

I Tabell 1 visas analyserade peak-flöden för det aktuella avrinningsområdet.

Tabell 1 Peak-flöden som användes i beräkningarna vid Dike Nybygget (Lindefältet). Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet.

Återkomsttid flöden	Peak Flöde [m <sup>3</sup> /s]
Regnklass 3+38 %	8,6
HQ50+25%	0,66

Mannings tal (n) redovisas i Tabell 2. Randvillkor är normalvattenståndet nedströms, baserat på vattendragets lutning. Modelleringen gjordes med programmet HEC-HMS och SCS-Curve Number method. En kalibrering av modellen gjordes inte på grund av att data för höga flöden saknades. Däremot gjordes en validering med volymkontroll och jämförelse med höjmodellen för rimlighet.

Tabell 2 Randvillkor för modellen vid Dike Nybygget (Lindefältet).

<b>Nedströms randvillkor lutning [%o]</b>	1
<b>Mannings n hela lågpunkt [-]</b>	0,06

Vid km 14+900 finns risk för inflöde av vatten till tullgarnstunneln. Tunneln är 4 km lång och har en lågpunkt i mitten vilket medför stora risker vid vatteninflöde och därför ska dimensionering här göras enligt konsekvensklass 3. Avrinningsområden väster om E4 avvattnas vid kraftiga skyfall österut genom vägtunneln väster om påslaget till järnvägstunneln. Huvuddelen av avrinningsområdet väster om E4 avvattnas dock genom en kulvert under E4 några hundra meter norr om tunnelpåslaget och denna kulvert kommer att förlängas under järnvägens tryckbank. Vid stora flöden mot järnvägsanläggningen från E4 tunneln finns tydlig risk för att bruksnivån överstigs och att järnvägsanläggningen översvämmas och eroderar sönder. Vidare finns då risk för inflöde av vatten till järnvägstunneln. För att förhindra dessa översvämningar och skador på järnvägsanläggningen planeras följande åtgärder:

- Grävning av en kanal/dike nedströms järnvägen för att undvika dämning
- Anläggning av dubbla kulvertar under järnvägen som var och en har kapacitet för regnklass 3 (se Tabell 3)
- Kravställning på anläggning av erosionsskydd (se inringade områden Figur 9)
- En kulvert anläggs under ersättningsvägen med kapacitet för regnklass 3

En samhällsekonomisk kostnadsnyttoanalys har genomförts som visar att nyttan av dessa åtgärder vida överstiger kostnaden.

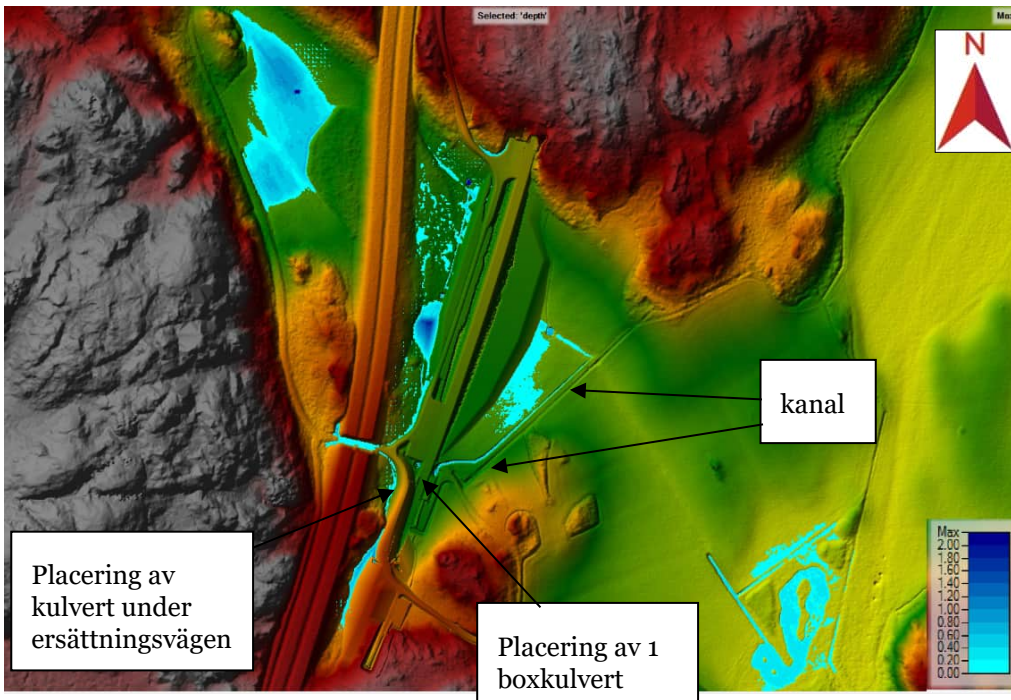
Tabell 3 Designlösning för avvattning vid Dike Nybygget (Lindefältet).

Km, nedspår	Dimension [mm]	Truurlängd [m]	VG in	VG ut	Lutning
14+858	1200	138	+19,8	+19,5	0,002
15+059	2 boxkulvertar à 1950×1600 bredvid varandra	21	+22,2	+22,2	0,002

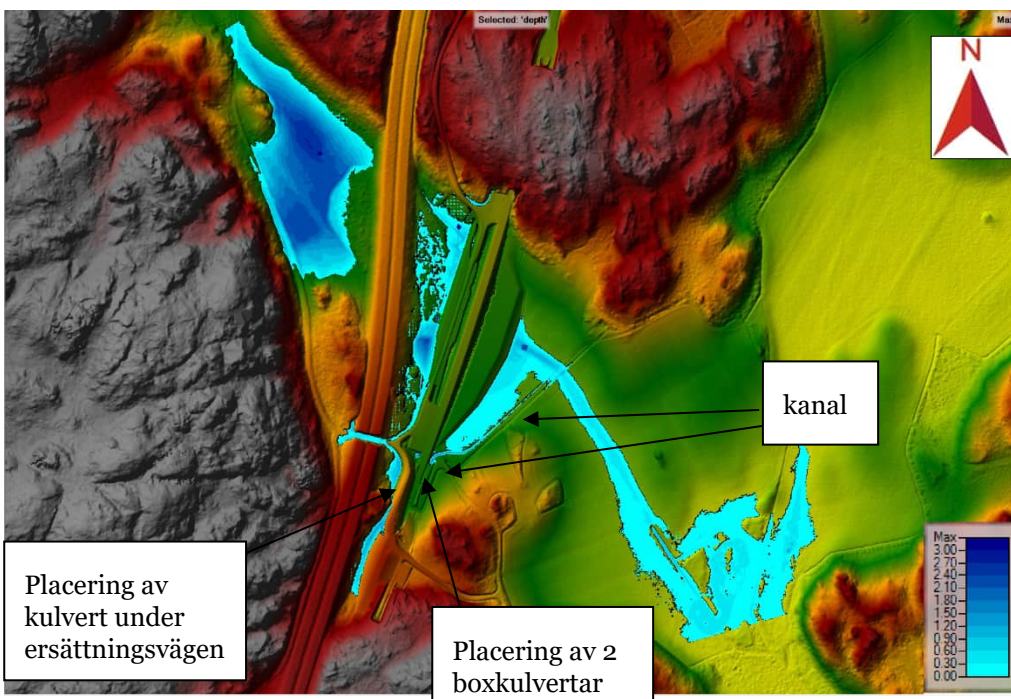
### 3.1.4 Resultat

Översvämningsskyddsåtgärder vidtas vid norra tunnelpåslaget till tullgarnstunneln km 14+900 för att förhindra att bruksnivån överstigs och att vatten rinner ned i tunneln. Skyddsåtgärderna utgörs av kanal nedströms järnvägen, erosionsskyddad stabil ersättningsväg samt kulvertar dimensionerade för regnklass 3. Resultaten visas i Figur 5 för ett HQ50 med en klimatafaktor på 1,25 med en boxkulvert under järnvägen vid km 15+059, i Figur 6 för ett regnklass 3 med en klimatafaktor på 1,38 med en boxkulvert under järnvägen vid km 15+059, i Figur 7 för ett HQ50 med en klimatafaktor på 1,25 med två boxkulvertar under järnvägen vid km 15+059 och i Figur 8 för ett regnklass 3 med en klimatafaktor på 1,38 med två boxkulvertar under järnvägen vid km 15+059.



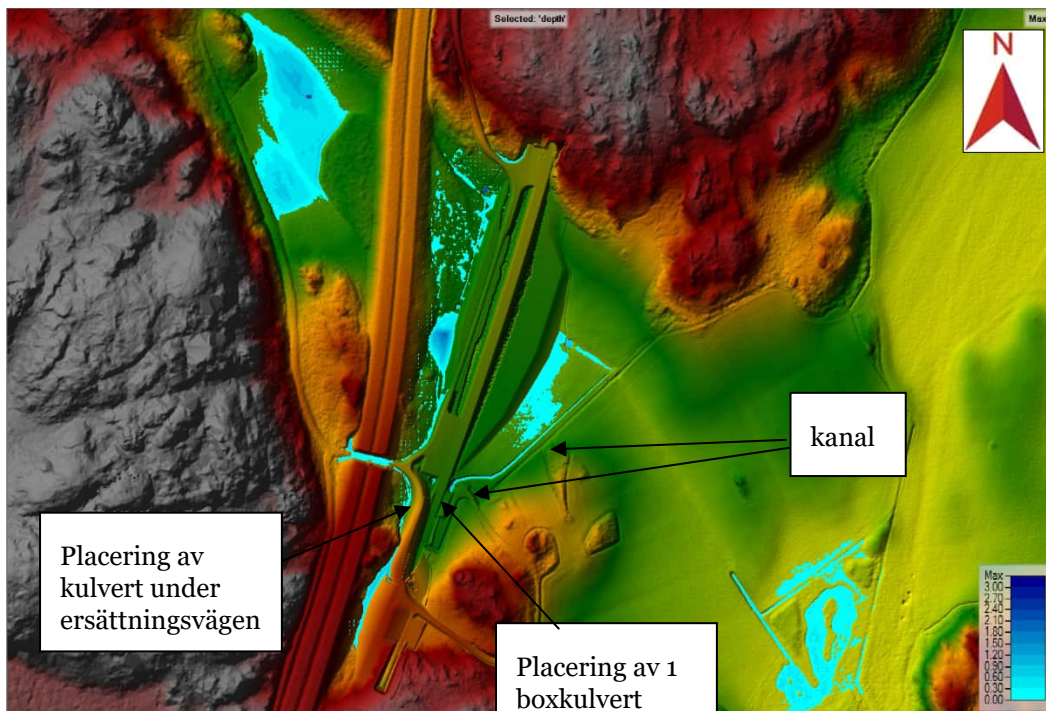


Figur 5 Vattenutbredning vid ett HQ50 med klimatfaktor på 1,25 efter genomförande av skyddsåtgärder. Scenario med en boxkulvert under järnvägsanläggningen vid km 15+059.

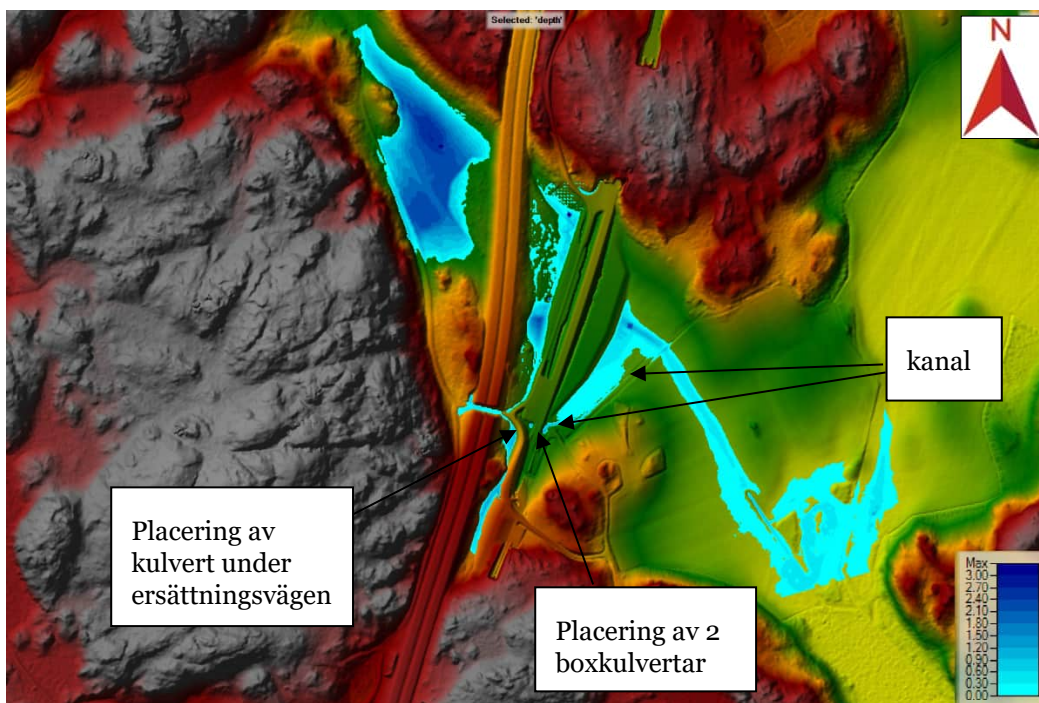


Figur 6 Vattenutbredning vid ett regnklass 3 med klimatfaktor på 1,38 efter genomförande av skyddsåtgärder. Scenario med en boxkulvert under järnvägsanläggningen vid km 15+059.

Det har även utförts simulationer för scenariet med två lika stora boxkulvertar under anläggningen vid tunnelpåslaget km 15+059 för att skapa ett redundanta system för högst säkerhetsnivå. Om den ena skulle blockeras kan den andra ändå avvattna ett regnklass 3 med en klimatfaktor på 1,38. Se resultat Figur 7 för ett HQ50 med en klimatfaktor på 1,25 och i Figur 8 för regnklass 3 med en klimatfaktor på 1,38.



Figur 7 Vattenutbredning vid ett HQ50 med klimatfaktor på 1,25 efter genomförande av skyddsåtgärder. Scenario med två boxkulvertar under järnvägsanläggningen vid km 15+059.

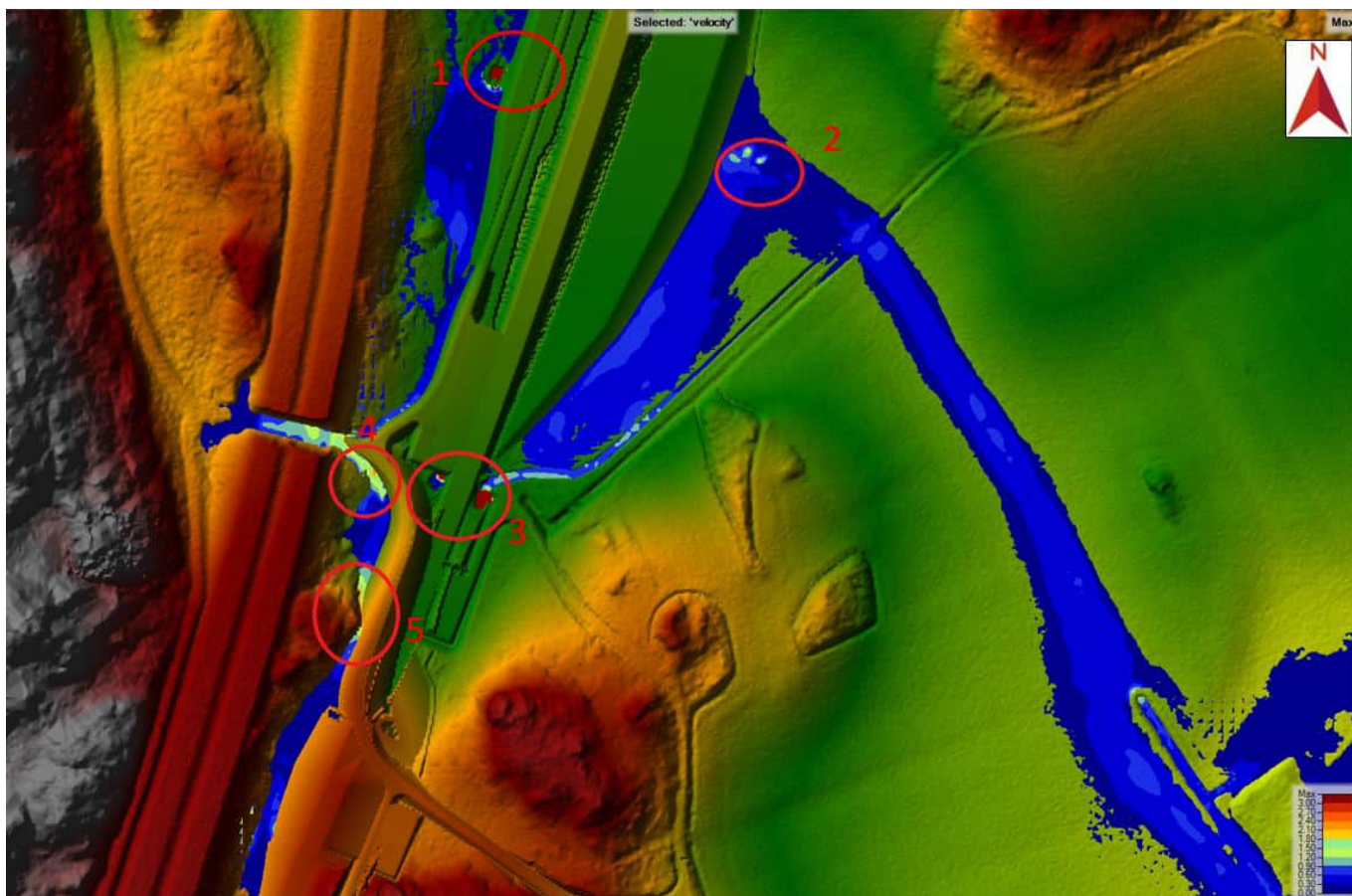


Figur 8 Vattenutbredning vid ett regnklass 3 med klimatfaktor på 1,38 efter genomförande av skyddsåtgärder. Scenario med två boxkulvertar under järnvägsanläggningen vid km 15+059 som representerar den förslagna designen.

Vid den slutligt valda designen som inkluderar skyddsåtgärderna för Linddefältet med två boxkulvertar bredvid varandra vid km 15+059 och ett regnklass 3 med en klimatfaktor på 1,38 när vattennivån uppströms dem, på västra sidan av järnvägen (markerad i Figur 8), en vattennivå på ca + 23,8 m. Därmed nås inte bruksnivån, som ligger på + 24,1 m vid det stället.

Där kulvertar går under tryckbank kommer markförstärkning att behövas på grund av sättningsrisk.

I Figur 9 visas en översiktlig bild av flödes hastigheter för Lindefältet. De röd inringade områden visar en grov uppskattning av högre flödes hastigheter där erosionsskydd krävs för att säkerställa stabilitet och minska risk för igensättning av genomledningar.



Figur 9 Översiktlig bild av flödes hastigheter för Lindefältet. Röd inringade är platser med förhöjda flödes hastigheter där erosionsskydd krävs.

### 3.1.5 Utredning regn i tråg

Vid norra och södra tunnelpåslagen till Tullgarnstunneln lutar trågen mot tunneln. Trågen är täta och den nederbörd som faller inom tråget kommer därmed att rinna in mot tunneln. Tullgarnstunneln har därtill en lågpunkt i mitten där vatten kommer att samlas tills det pumpats ut. Avrinningen i tråget kommer att ske i materialet utmed trågbotten av betong eftersom dräneringssystem inte byggs i tråget. Riskutredning har gjorts utifrån två aspekter:

- Risk för översvämning i Tullgarnstunnelns lågpunkt
- Risk för sättningar/erosionsproblem vid strömning längs trågbotten

Beräkningar visar att även det mest extrema scenariet med 500 m<sup>3</sup> kan inträffa utan att skador uppstår i tunnelns lågpunkt. För att fylla lågpunkten i Tullgarnstunneln till ett vattendjup om 0,5 m krävs mer än 4000 m<sup>3</sup> vatten. Vid beräkningarna har dock antagits att släckvattensituationer inte inträffar samtidigt som de mest extrema regnscenarierna, då sannolikheten för detta bedömts vara försvinnande liten.

Vidare har bedömningar gjorts av materialets stabilitet vid strömningarna i tråget och utifrån materialets grova dimension bedöms inga risker för erosion föreligga, vare sig över tid eller vid de mest extrema regnscenarierna.

Beräkningar av olika skyfallscenarier (6 h CDS regn) visar att flöden och ackumulerade volymer som uppstår av nederbörd i trågen är i storleksordningarna enligt i Tabell 4, med vissa variationer mellan de olika platserna:

*Tabell 4 Potentiellt flöde och volym vatten in i norra påslaget av Tullgarns tunneln vid olika återkomsttider.*

Återkomsttid	Flöde [l/s]	Ackumulerad volym [m <sup>3</sup> ]
1	20	50
10	40	90
100	90	200
10 000	130	500

### 3.1.6 Slutsats

Vid km 14+900 finns risk för inflöde av vatten till tullgarnstunneln samt risk för överspolning av järnvägen. Tunneln är 4 km lång och har en lågpunkt i mitten vilket medför stora risker vid vatteninflöde och därför ska dimensionering här göras enligt konsekvensklass 3. Avrinningsområden väster om E4 avvattnas vid kraftiga skyfall österut genom vägtunneln väster om påslaget till järnvägstunneln. Översvämningsskyddsåtgärderna som vidtas för att förhindra att bruksnivån överstigs och att vatten rinner ned i tunneln samt påverkar anläggningen utgörs av kanal/dike nedströms järnvägen, kulvert som anläggs under ersättningsvägen med kapacitet för regnklass 3 samt dubbla kulvertar som var och en är dimensionerad för regnklass 3. En samhällsekonomisk kostnadsnyttoanalys har genomförts som visar att nyttan av dessa åtgärder överstiger kostnaden. Vid in- och utlopp av järnvägstrummorna samt vid västra sidan av ersättningsvägen ska erosionsskydd anläggas.

Vid den slutligt valda designen för Lindefältet med två boxkulvertar bredvid varandra vid km 15+059 och ett regnklass 3 med en klimatfaktor på 1,38 når vattennivån uppströms, på västra sidan av järnvägen, en vattennivå på ca + 23,8 m och når därmed inte bruksnivån som ligger vid + 24,1 m vid det stället.

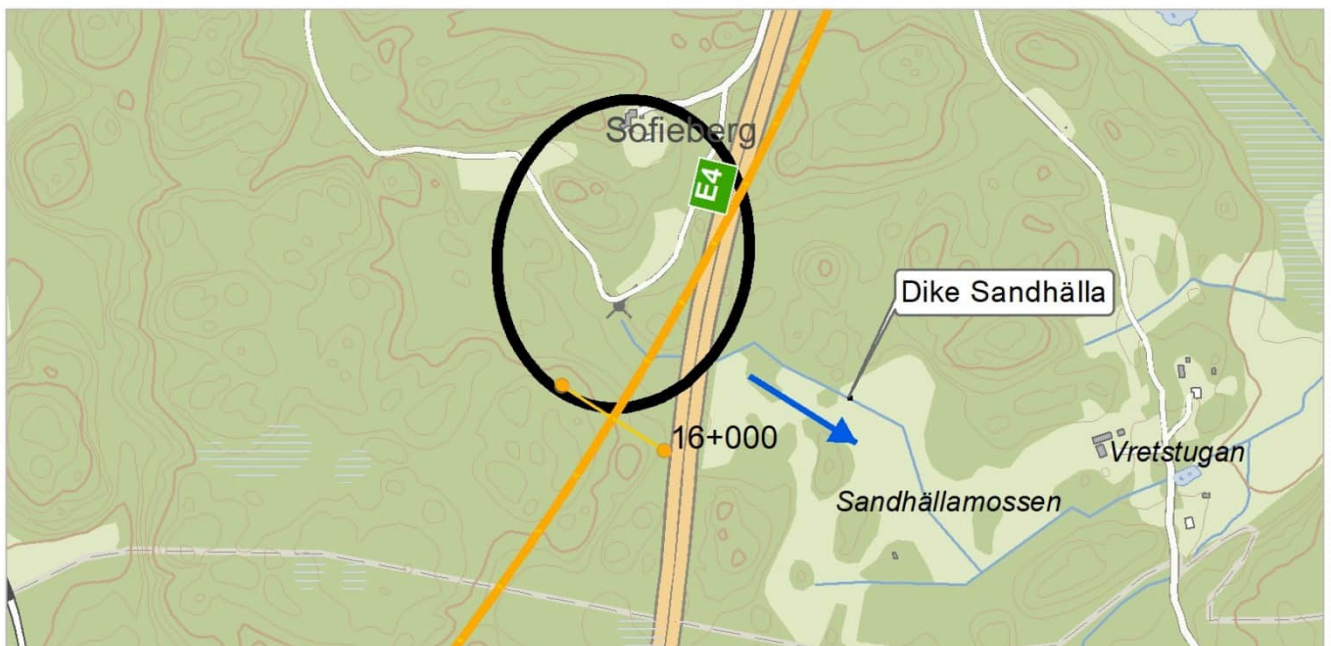
En analys av extrem nederbörd i det tunneltråg som leder in i Tullgarnstunneln lågpunkt har gjorts. Utredning av volymer vid tunnels lågpunkt samt sättningsrisk och erosionsproblem vid strömning längs trågbotten visar att även det mest extrema scenariet med 500 m<sup>3</sup> ackumulerad regnvolymer kan inträffa utan att skador uppstår i tunnelns lågpunkt.



## 3.2 Tunnelpåslag arbetstunnel, km 15+900

### 3.2.1 Geografiska förutsättningar

Området norr om det planerade tunnelpåslaget av arbetstunneln vid km 15+900 är en naturlig sänka på väster sida om E4. Diken bredvid befintlig skogsväg avvattnas till dike Sandhälla, som rinner under E4 österut genom en trumma med diameter 0,8 m (se Figur 10). En bild på området visas i Figur 11. Avrinningsområdet är 0,4 km<sup>2</sup> stort. Arbetstunneln bedöms kunna kvarstå i driftskedet och har kontakt med järnvägens huvudtunnel vilken har en lågpunkt i mitten, och därmed är mycket känslig för vatteninströmning.



Figur 10 Topografisk karta över området vid tunnelportal arbetstunnel km 15+900 (© Lantmäteriet). Svart oval symboliserar det kritiska området och blå pil flödesriktningen.



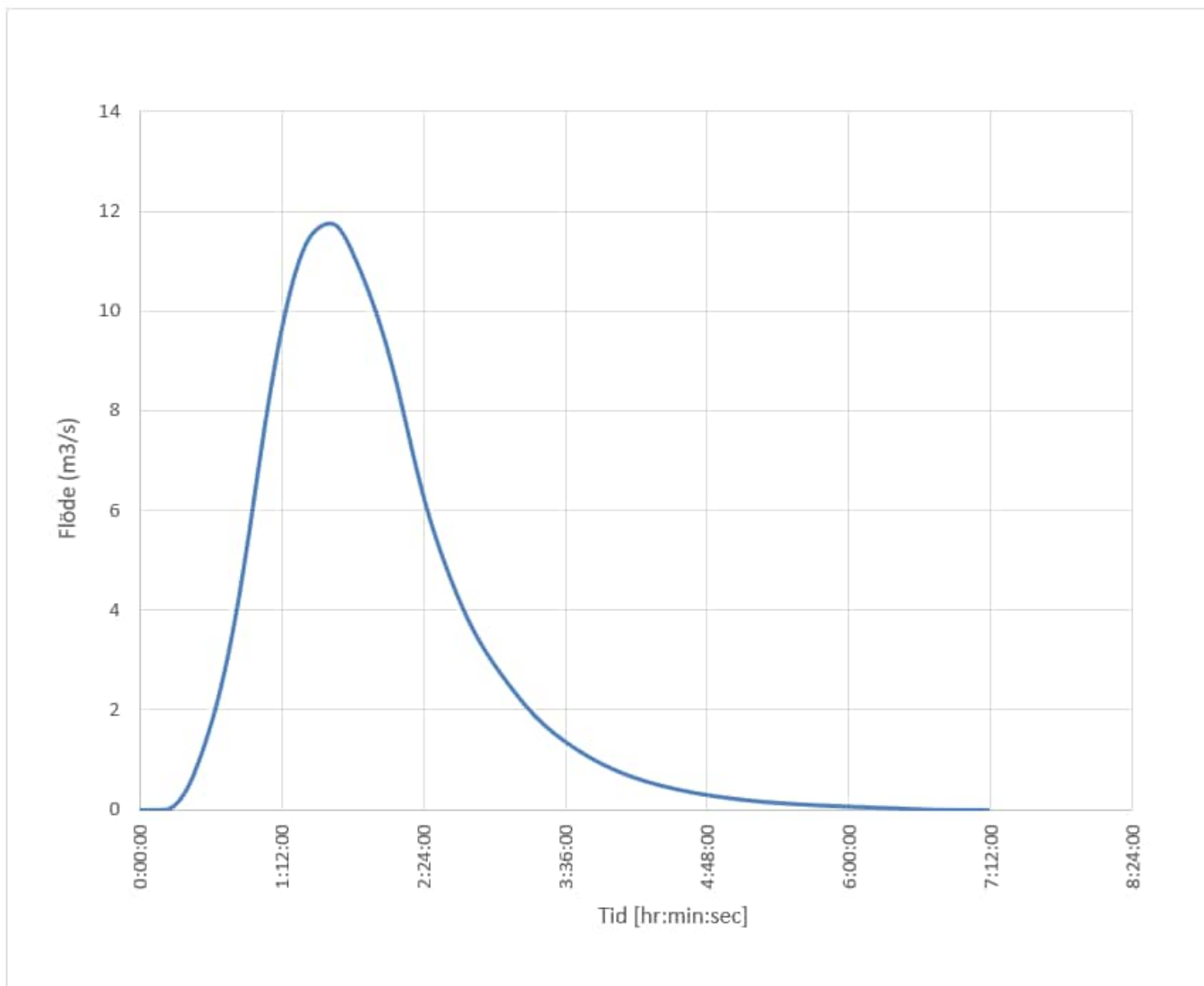
Figur 11 Bild på området vid km 15+900, fotograferad mot norr från ungefärlig början av det planerade tunnelpåslaget.

### 3.2.2 Modelleringsförutsättningar

I Tabell 5 redovisas det analyserade peak flödet för det aktuella avrinningsområdet och i Figur 12 hydrografen för det dimensionerande flödet.

Tabell 5 Peak-flöden som användes i beräkningarna för området vid arbetstunnelpåslag km 15+900. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet.

Återkomsttid flöden	Peak Flöde [m <sup>3</sup> /s]
Regnklass 3+25 %	12,0



Figur 12 Hydrograf för det dimensionerande flödet för Regnklass 3 med en klimatafaktor på 1,25. CN (curve number) = 68. Scenariot bygger på ett 6-timmars regn.

Mannings tal (n) redovisas i Tabell 6. Randvillkoren är normalvattenståndet nedströms, baserat på vattendragets lutning. Eftersom skyfall är dimensionerande vid den här platsen har modelleringen av flödet gjorts med programmet HEC-HMS och SCS-Curve Number method. En kalibrering av modellen gjordes inte på grund av att data för höga flöden saknades. Däremot gjordes en validering med volymkontroll och jämförelse med höjdmodellen för rimlighet.

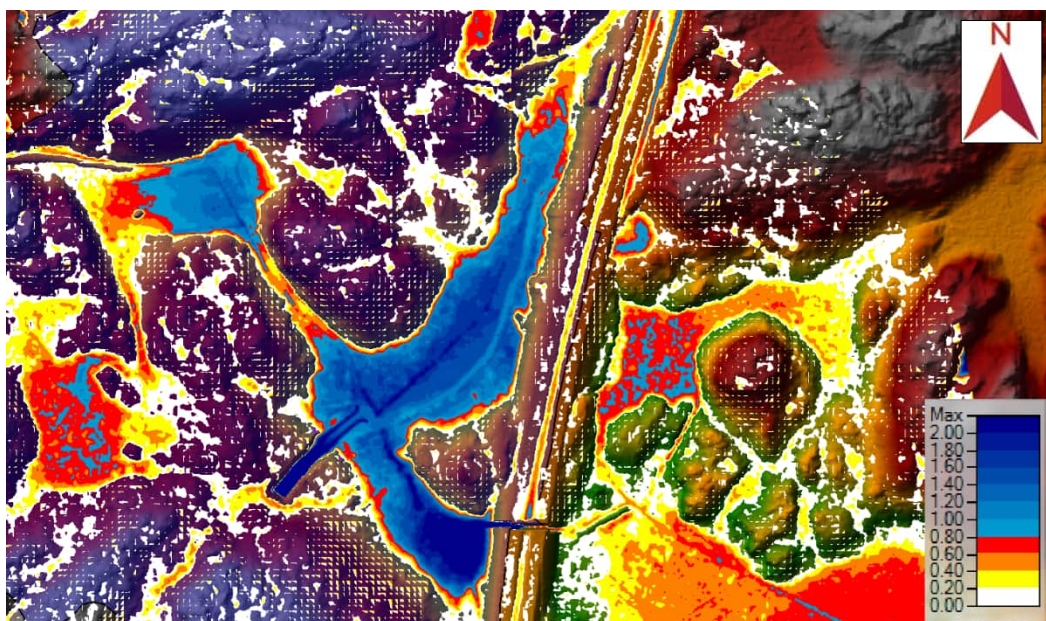
Tabell 6 Randvillkor för modellen vid km arbetstunnelpåslag, km 15+900.

<b>Nedströms randvillkor lutning [%]</b>	1
<b>Mannings n hela lågpunkt [-]</b>	0,06



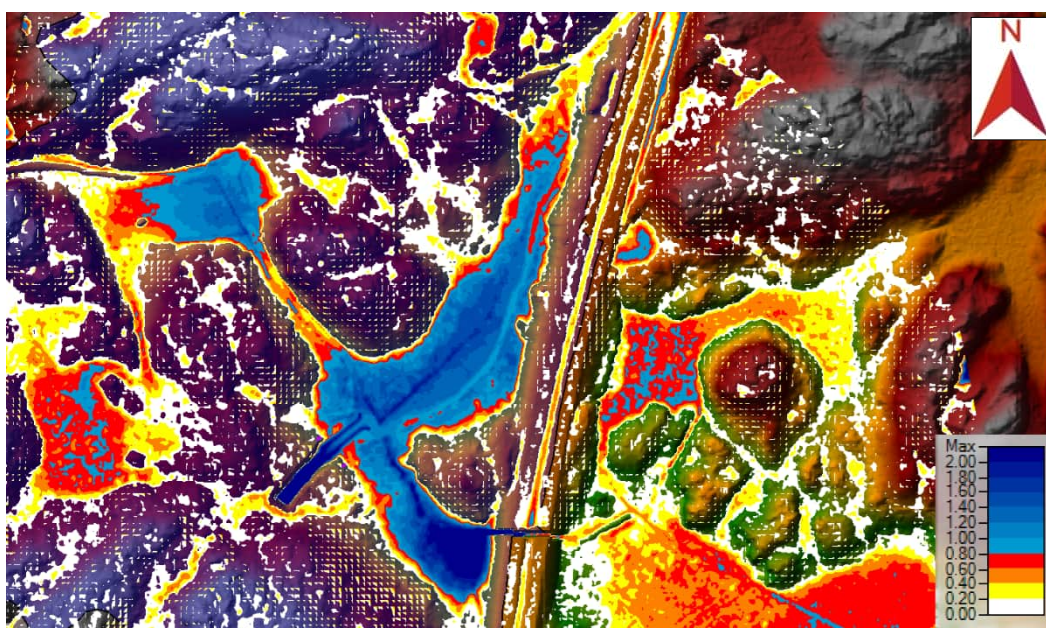
### 3.2.3 Resultat

Området har klassats med konsekvensklass 3 eftersom vatteninflöde till tunnel med lågpunkt riskeras. Klimatfaktorn 1,25 valdes. Befintlig situation med nuvarande trumma under E4 (Figur 13) visar att ett sådant regntillfälle skulle leda till en stor översvämning på grund av bakvatteneffekt och därmed intrång av vatten i den planerade arbetstunneln.



Figur 13 Utbredning regnklass 3 med klimatfaktor på 1,25 med befintlig trumma med dimension 0,8 m under E4.

För att se om två trummor med en dimension på 0,8 m diameter under E4 skulle kunna vara en åtgärd har fastställts att skillnaden i djupet vid tunnelpåslaget är enbart ca 0,15 m (jämförelse Figur 13 och Figur 14). På detta sätt har man kunnat identifiera att den stora mängden av bakvatten leder till att detta inte kan lösa avvattningen vid tunnelpåslaget utan att det måste skyddas på annat sätt. Norra delen av området ligger lågt och fylls med vatten vid intensiva regn.

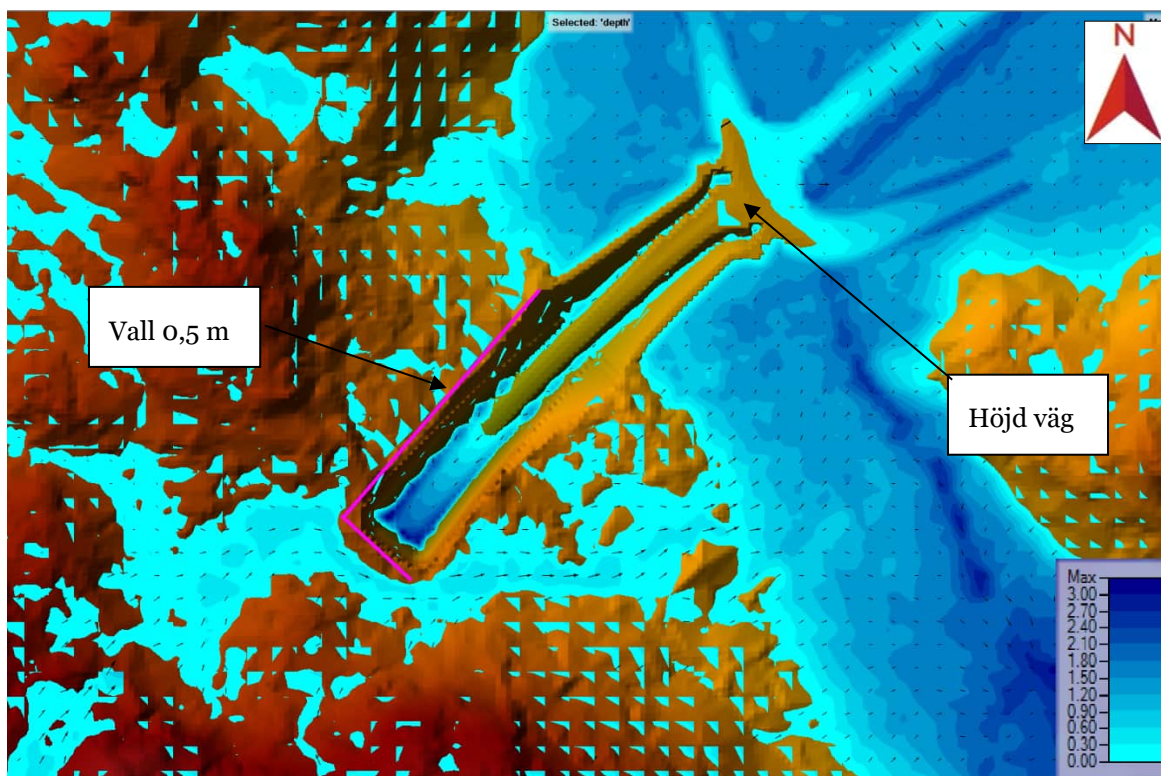


Figur 14 Utbredning regnklass 3 med klimatfaktor på 1,25 med två trummor med dimension 0,8 m diameter under E4.





Förslag att höja den befintliga vägen och skydda tunnelmynningen och invallning (ca 0,5 m vall) mot vatten som kan strömma in från sydvästra sidan med 0,5 m höjd har projekterats och resultat vid ett regnklass 3 med 1,25 visas i Figur 15.



Figur 15 Utbredning regnklass 3 med klimatafaktor på 1,25 med projekterad höjning av vägen och en 0,5 m hög vall (rosa) runt övre delen av tunnelportalen för att undvika inflöde från västra sidan.

I ramen av konsekvensutredningen har beslut om åtgärd fattats även med bakgrund av övriga kostnads-nyttanalyser som har gjorts vid tunneln, vilka tyder på att denna skulle vara uppenbart lönsam om det finns risk för vatten i huvudtunneln i driftskedet.

### 3.2.4 Slutsats

Området norr om den planerade tunnelpåslaget för arbetstunneln vid km 15+900 har klassats med konsekvensklass 3 eftersom det finns risk för inflöde till arbetstunneln och att denna i sin tur står i kontakt med huvudtunneln. Utredningen visar att åtgärder med rimliga ökning av genomledningskapaciteten under nedströms liggande E4 inte löser problemen och därför har åtgärd föreslagits med höjning av den framtida servicevägen direkt framför tunnelpåslaget och en ca 0,5 m vall runt tunnelpåslaget för att förhindra vatten från högre delen av avrinningsområdet sydväst om tunneln att rinna in i tunneln.



### 3.3 Dike till Norasjön, km 19+450

#### 3.3.1 Geografiska förutsättningar

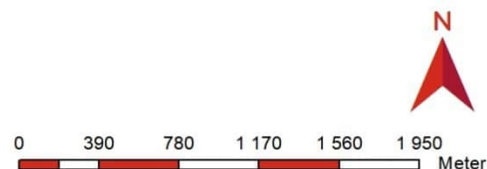
Diket till Norasjön rinner från Kvarnsjön österut via Norasjön och vidare ut i Östersjön (se Figur 16). En bild på diket visas i Figur 17. Den planerade anläggningen korsar diket mellan Kvarnsjön och Norasjön strax uppströms E4. Diket till Norasjön är till stor del grävt och nivåerna är reglerade i markavvattningsföretag (Figur 20).

Avrinningsområdet är 6,52 km<sup>2</sup> stort (Appendix 5.2). På platsen förekommer idag tidvis översvämningssproblem på grund av begränsad kapacitet i diket.



➡ Strömningsriktning

— Spårlinje



© Lantmäteriet, Geodatasamverkan

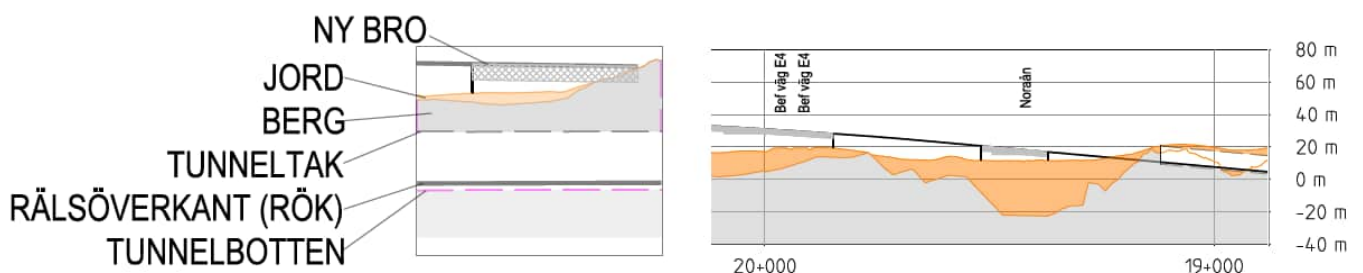
Figur 16 Topografisk karta över dike till Norasjön (© Lantmäteriet). Blå pilar symboliserar strömningsriktningen.



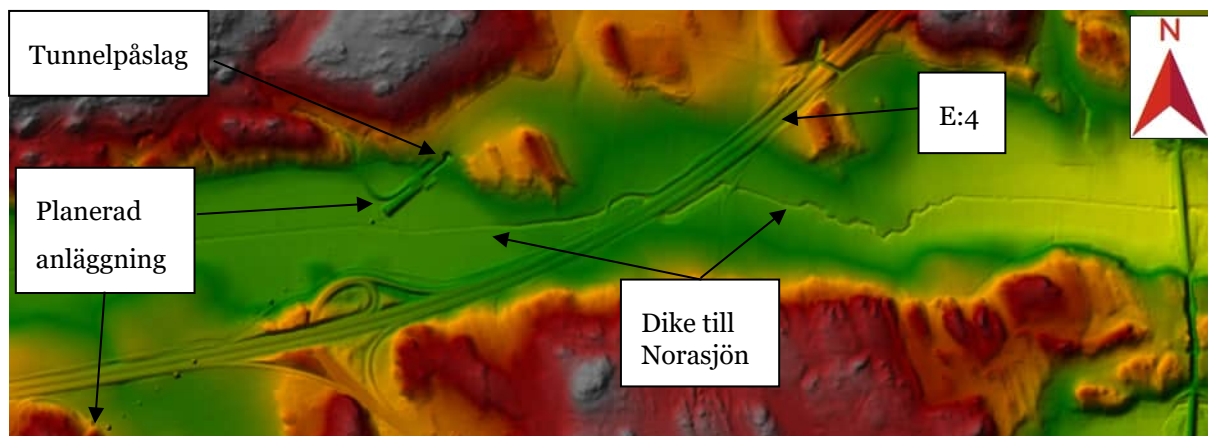
Figur 17 Bild på dike till Norasjön. Orange pil symboliserar strömningsriktningen. Till vänster i bakgrunden syns E4.

### 3.3.2 Tekniska förutsättningar

Då järnvägen planeras att ledas in i tunnel i norra delen av dalgången är det extra viktigt att utreda översvämningsrisker i området. I Figur 18 visas profilen av den planerade järnvägsanläggningen vid diket till Norasjön.



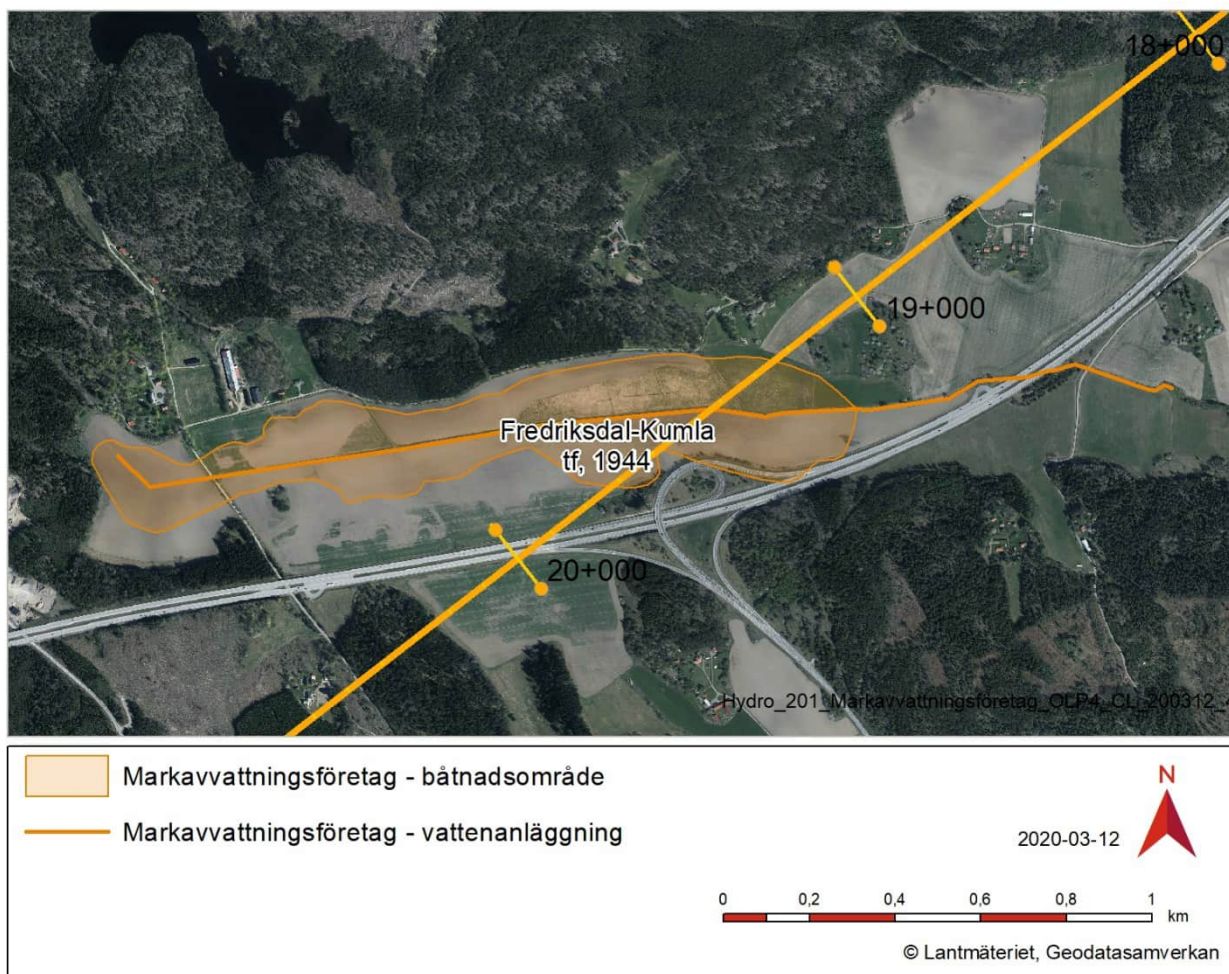
Figur 18 Profil av planerad järnvägsanläggning vid diket till Norasjön. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 19 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

Järnvägen korsar ett tidigare område, som sedan mitten av 1900-talet avvattnas genom torrlägningsföretaget *Fredriksdal-Kumla torrlägningsföretag 1944*. I Figur 20 visas båtudsområdet för torrlägningsföretaget, aktnummer D\_2\_0383. Längre nedströms finns ytterligare markavvattningsföretag som dock inte påverkar vattennivåerna vid den aktuella platsen.

Enligt företagets ursprungliga akter är det dimensionerat för flöden om 80 l/s ha, vilket för området som helhet blir 0,664 m<sup>3</sup>/s. Någon återkomsttid på flödet anges ej, men vid äldre markavvattningsanläggningar beräknades ofta högvattenföring som flöden med mellan 2 och 5-års återkomsttid, vilket kan ge en indikation om återkomsttiden. Medelvattenföring uppges vara 1/10 av högflödet. Bottenbredden är satt till 0,5 m och minsta lutning till 0,5 ‰. Vattendjupen anges till 0,12 m vid medelvattenföring och till 0,88 m vid högvattenföring.



Figur 20 Båtnadsområde och dikningsföretag Fredriksdal-Kumla i Trosa-Vagnhärad socken.

### 3.3.2.1 Brokonstruktioner

Utöver den dämning som sker i själva åfåran så utgörs de tydligast bestämmande sektionerna vid höga flöden av nedströms liggande broar, varav bron under E4 ligger närmast korsningen av järnvägen. Bild över befintlig bro under E4 redovisas i Figur 21. Ritningen i BatMan, stämmer ej med inmätt befintlig bro och befintlig bro tycks vara äldre än broritningen från år 2016. Enligt Trafikverket är inte bron bytt på senare år och det finns inte heller några planer på att byta den inom närmaste tiden. Modelleringen har därför utgått från den inmätta bron (valvformad med bredd 2,2 m och höjd 2,5 m). Längre nedströms finns även en bro för en mindre landsväg. Alla konstruktioner syns i profilerna i Figur 24 och Figur 25.



Figur 21 Befintlig bro under E4. Bron är rörformad.

### 3.3.3 Modelleringsförutsättningar

Avrinningsområdet (se Appendix 5.2) har beräknats med GIS-analys och flöden har beräknats enligt MB 310 (TDOK 2014:0051) samt som skyfall med klass 3 regn och i enlighet med de projektspecifika klimatanpassningsdokument som tagits fram i projektet Ostlänken (OLP0-08-025-4000-0\_0-0022). Konsekvensklassen har bedömts till 3 vilket innebär att anläggningen även testas för regnklass 3 som dimensionerande vattenföring utifrån risk för vatten i tunnel med lågpunkt. Det har använts en klimatfaktor på 1,38 på grund av bedömningen att dimensionera åtgärdsförslagen för detta skulle vara mer lönsamt än att påbygga i efterhand.

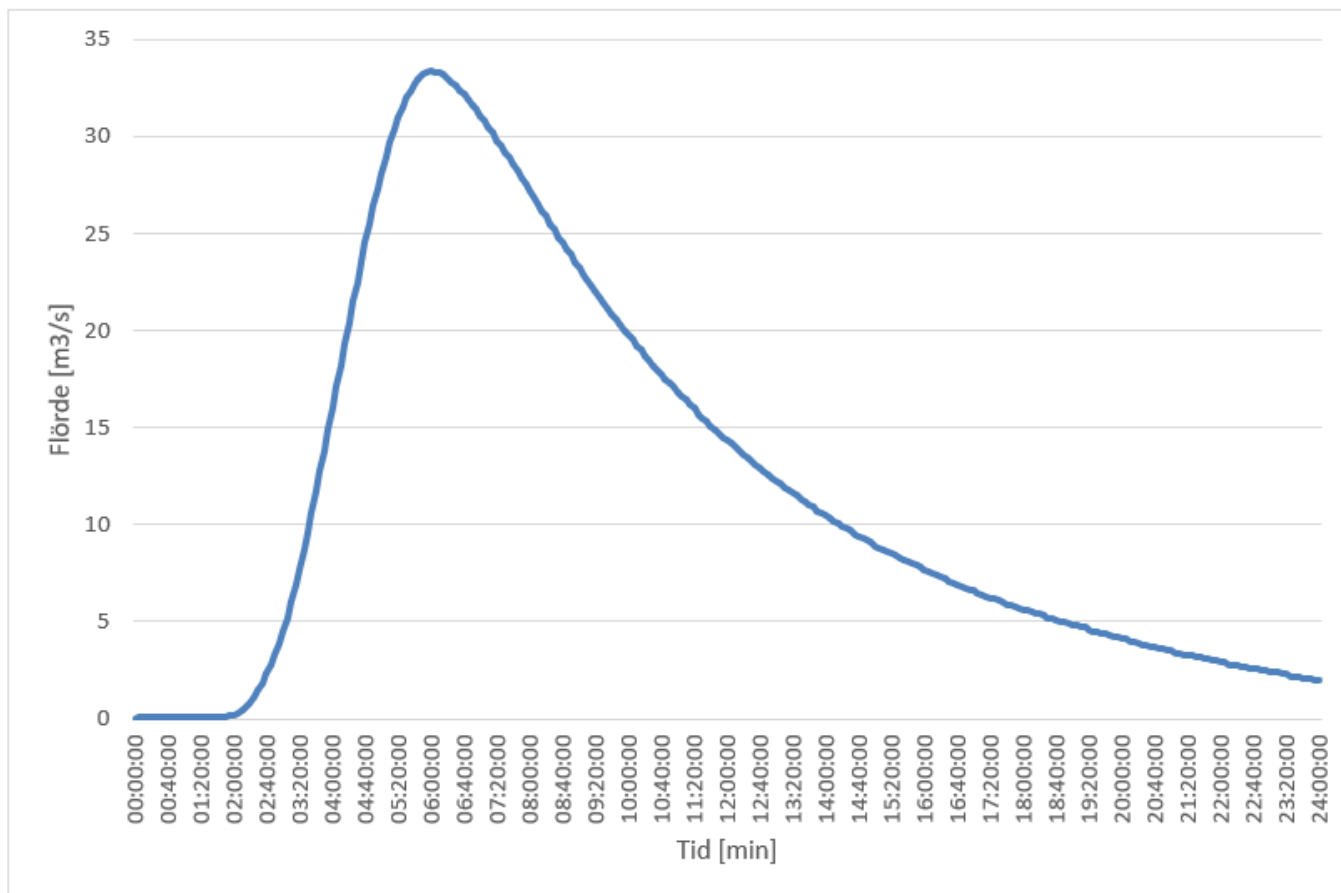
En stationär 1D modellering har gjorts för de lägre, men varaktiga, flödena. För skyfallsanalysen har en transient 2D modell med hydrograf gjorts.

Tabell 7 redovisar flöden för det aktuella broläget, samt hydrografen (Figur 22) för regnklass 3 och randvillkor för modellen i Tabell 8.

Tabell 7 Flöden som användes i modelleringen.

Den grå markerade raden redovisar dimensionerande flöde/regn.

Återkomsttid flöden	Flöde [m <sup>3</sup> /s]
MQ	0,05
MHQ	0,37
HQ50	1,8
HQ100	2,0
1,5×HQ50	2,7
HQ50 +5%	1,9
<b>Regnklass 3 + 38%</b>	<b>Se hydrograph (Figur 22)</b>



Figur 22 Hydrograf vid läget för järnvägs korsningen vid nederbörd enligt regnklass 3 med en klimaffaktor på 1,38. Scenariot bygger på ett 6-timmars regn.

Slamnivån i diket var ca 0,5 meter över fastbotten då inmätningen skedde.

Tabell 8: Randvillkor för modellen

<b>Nedströms randvillkor lutning [%]</b>	5
<b>Mannings n åfåra [-]</b>	0,05
<b>Mannings n bank/svämplan [-]</b>	0,06

### 3.3.4 Resultat befintlig situation

Resultaten visar att vattnet sannolikt riskerar att rinna in i tunneln för befintlig situation vid regnklass 3, samt att det även finns risk för inflöde redan vid 50-års flöde (Tabell 9 och Figur 23). Kritisk nivå för järnvägen vad gäller inflöde till tunneln har bedömts till ca +12.00 m. Med befintlig situation menas det att järnvägen är inkluderad i modellen men inga åtgärdsförslag.

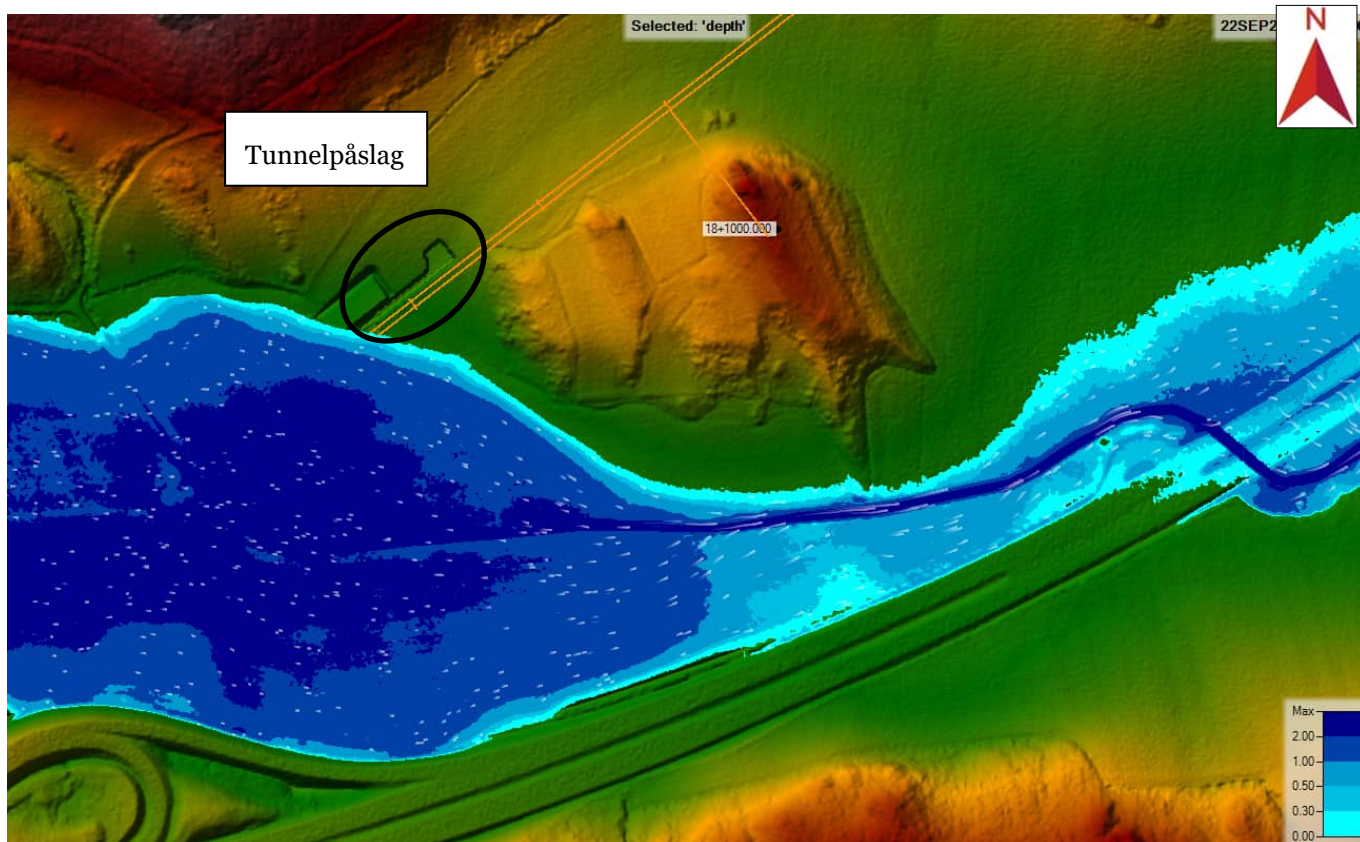
Tunneln är lång, ca 4 km, och har en lågpunkt på mitten varför vatteninflöde skulle åsamka stor skada och risk för människoliv. Skyddsåtgärder har utretts vid befintlig såväl som framtida klimatsituation. Utifrån riskerna har objektet här klassats som högsta riskklass vattenmässigt (klass 3) och riskanalyser har därför inkluderat ett extremt



scenario med regn motsvarande Köpenhamnsregnet 2011 med en klimatfaktor på 1,38 utifrån möjliga framtida klimatförändringar.

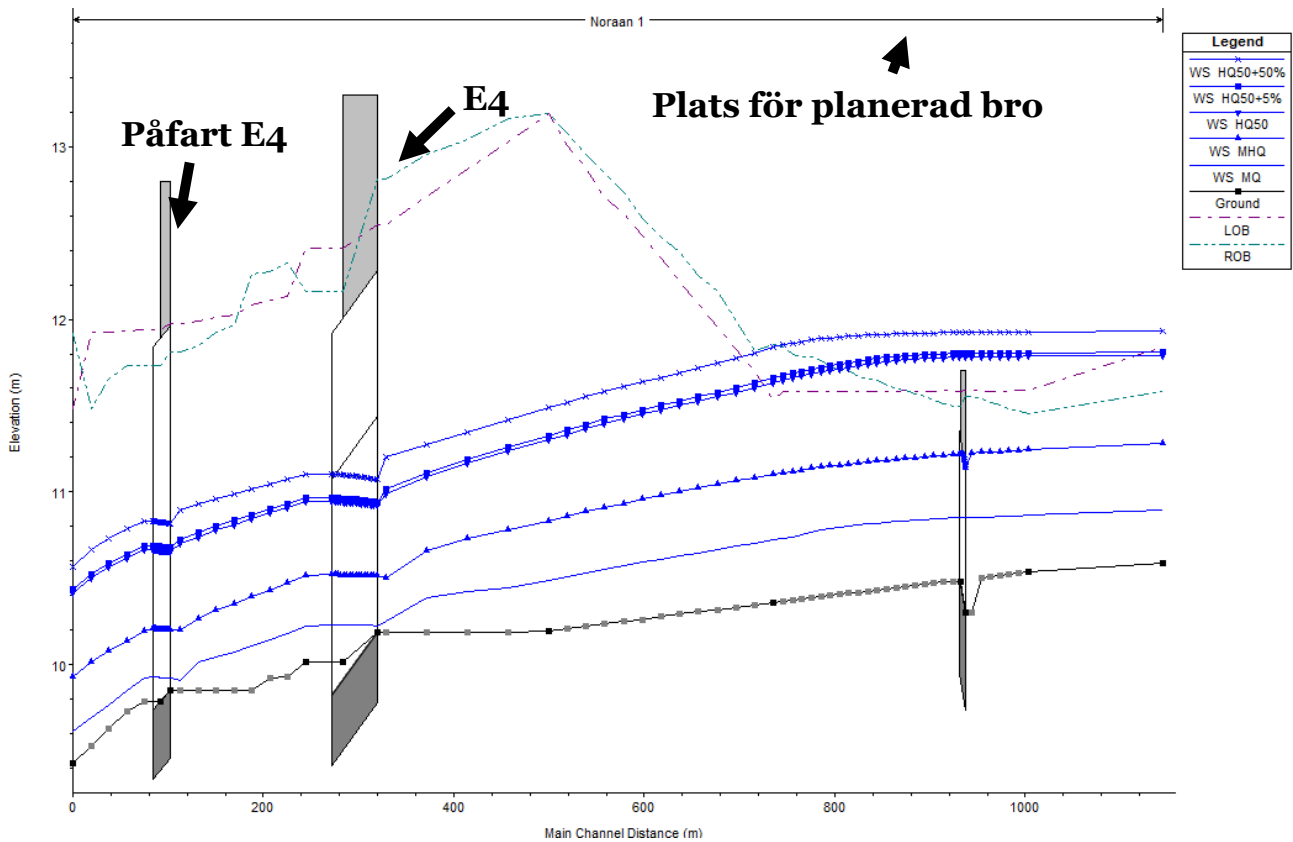
Tabell 9 Modellerade vattenstånd och vattenhastigheter vid befintlig situation vid järnvägs korsningen. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flöde och respektive vattenstånd och flöde hastighet 5 m uppströms den planerade anläggningen. När vattnet når nivån ca. +12,0 m finns risk för inflöde i tunneln.

Befintlig situation		
Bruksnivå: +17,9 m vid vattendrag; Tunnelpåslag: ca. +12,0 m		
Flöde	Vattenhastighet [m/s]	Vattennivå [m]
MQ	0,12	+10,7
MHQ	0,28	+11,2
HQ50	0,19	+11,8
HQ50+5%	0,19	+11,8
1,5×HQ50	0,17	+11,9
<b>Regnklass 3 +38%</b>	0,06	+13,7

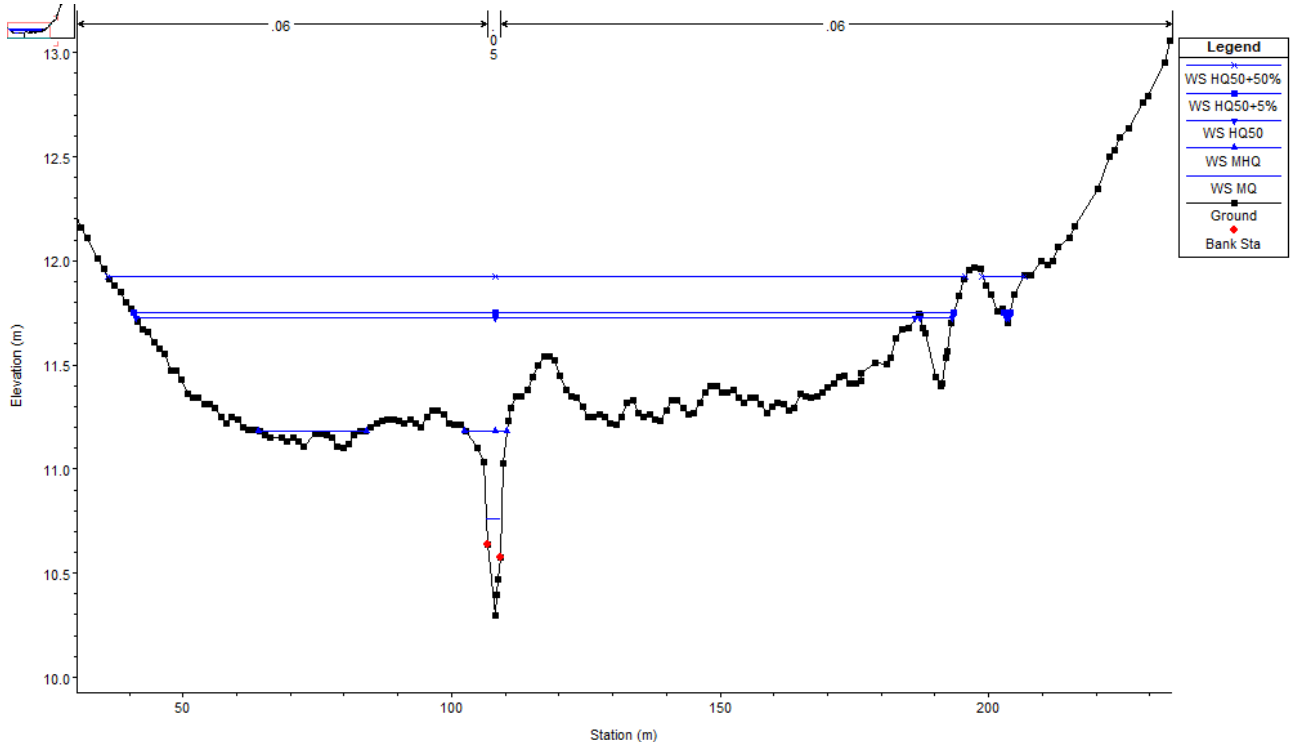


Figur 23 Figur över maximal utbredning vid dimensionerande flöde regnklass 3. Pilarna visar strömningsriktning. Vid höga flöden dämmer broarna under E4 och landsväg vilket gör att vattnet rinner över E4.





Figur 24 Profil på dike till Norasjön vid befintlig situation. Lila strecket (LOB) representerar det vänstra dikeskrönet och gröna (ROB) det högra dikeskrönet.



Figur 25 Tvärsnitt vid broläget av planerad järnvägsanläggning för befintliga förhållanden.



### 3.3.5 Åtgärdsförslag översvämningsskydd

Följande åtgärdsförslag har tagits fram:

- Höjning av spårprofilen
- Sänkning av vattendraget och nya broar under E4 och landsväg
- Invallning och tätning av tunnelpåslaget

#### 3.3.5.1 Åtgärdsförslag 1: Höjning av spårprofilen (avfört alternativ)

Höjning av spårprofilen har avförts tidigt av tydliga ekonomiska och tekniska skäl. Övriga två alternativ har jämförts i teknikövergripande utredningar samt utifrån kostnadskalkyler.

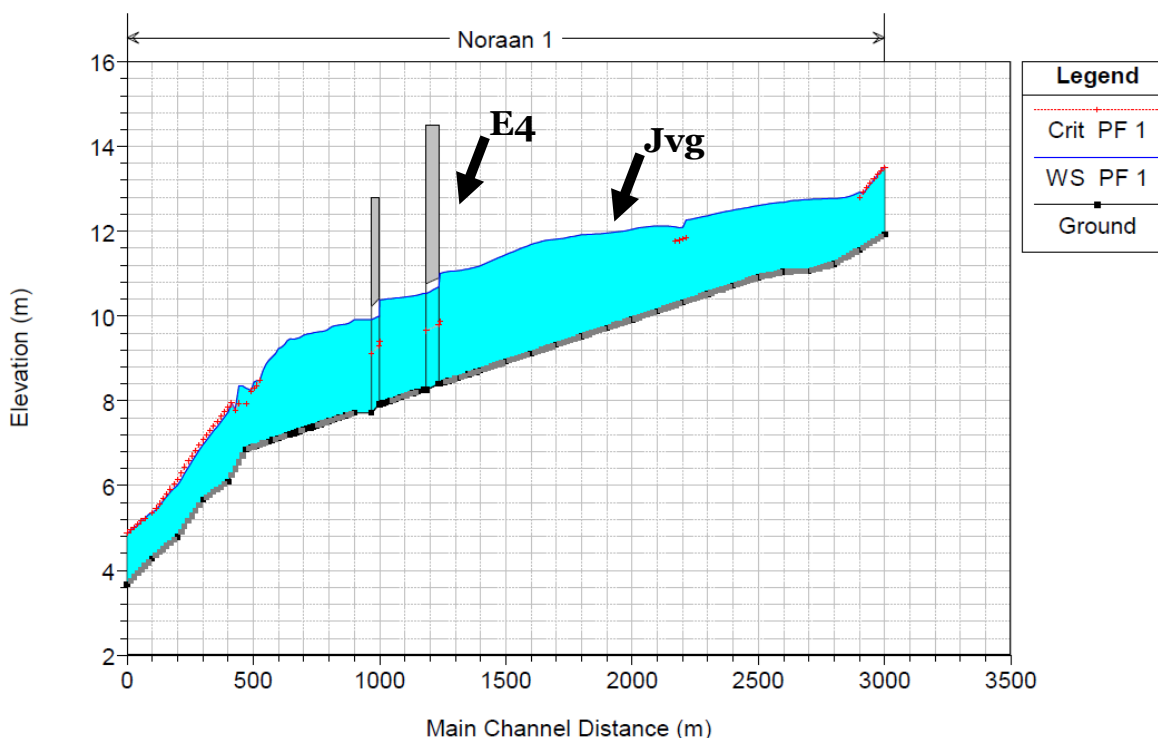
#### 3.3.5.2 Åtgärdsförslag 2: Urgrävning och nya broar under E4 och landsväg (avfört alternativ)

Utgrävning och sänkning av diket samt byte av broar under E4 och landsväg:

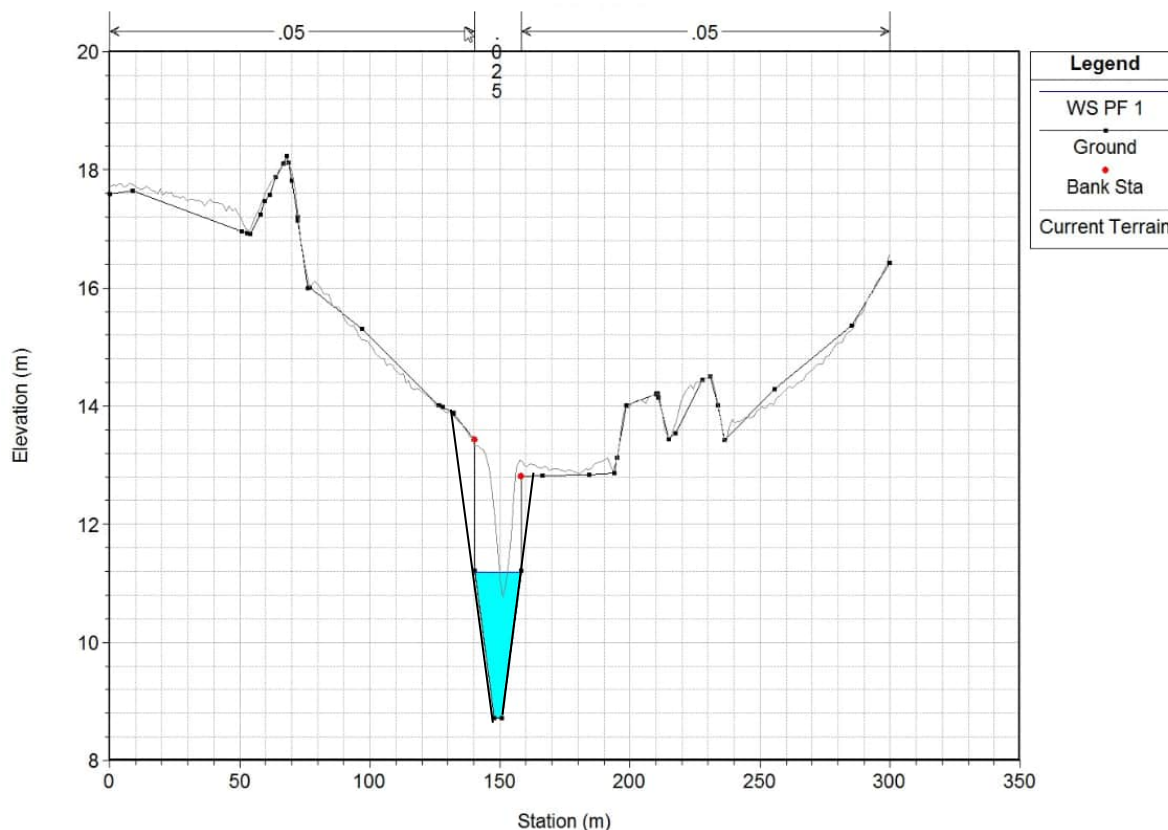
- Sänkta vattennivåer till  $< +12,00$  m
- Schakt: ca 1 km dikesfördjupning och breddning, djupaste sektionen ca 5 m under mark  
Total schaktvolym: ca 50 000 m<sup>3</sup>
- Dyraste alternativet

Nya vägbroar: 2 st, under E4 samt landsväg med spann 6,5 m och höjd 2,5 m.

Förslaget har avförts på grund av kostnadsskäl och att sektionen skulle bli mycket djup (Figur 26 och Figur 27).



Figur 26 Vattendragsprofil efter utgrävning.



Figur 27 Djupaste sektionen efter utgrävning, ca 70 m uppströms E4.

### 3.3.5.3 Åtgärdsförslag 3.1: Vall kring tunnelmynning (avfört alternativ)

Vall kring tunnelmynningen har efter utredningen också visat sig vara ett möjligt alternativ, och till en lägre kostnad och miljöpåverkan än sänkning av vattendraget. Detta alternativ blev därför valt till fortsatt detaljutredning. Lösningar har projekterats och diskuterats i teknikövergripande möten, där bland annat landskapsarkitektur och geotekniska frågor har vägts mot andra aspekter.

Banken tätas kring konstruktionen. Eventuellt krävs justering av brokonstruktionen och tråglängden (Figur 28). En mindre avstyrvningsvall byggs runt tunnelmynningen och avskärande diken anläggs uppströms mynningen (Figur 29). Krönnivån på vallen har ansatts med ca +14,00 m.



Figur 28 Skiss med skyddsvall med krönnivå på ca. +14,00 m under järnvägsbron och runt tunnelmyningen.



Figur 29 Alternativ lösning: Skiss med tät vall integrerad i banvallen med krönnivå på ca. +14,00 m.

Detta alternativ ändrades dock till nedanstående lösning med tätning av tryckbank utifrån att det av geotekniska skäl krävs en tryckbankslösning.

#### 3.3.5.4 Åtgärdsförslag 3.2: Tätning av tryckbank (valt alternativ)

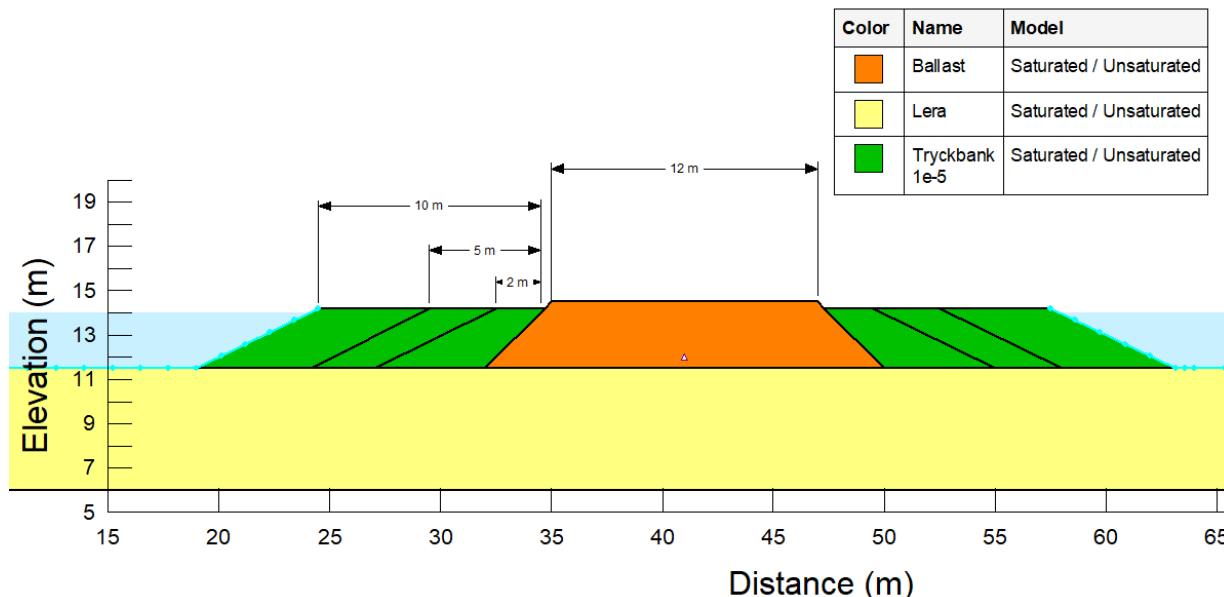
Utifrån behovet av tryckbank har tättningsförslaget justerats till en tät tryckbank kring tunnelpåslaget samt en tät spont i järnvägsbanken. Nedan redovisas beräkning av tättningsbehov i banken.

##### **Modellgeometri**

Inflödet av vatten modellerades för tryckbankar med bredderna 2, 5 och 10 m. Detta för att se hur breda tryckbankarna behövde vara för att inläckaget till järnvägsbanken skulle vara mindre än 100 l/min. Tryckbankens nivå sattes till +14,2 m. Järnvägsbankens nivå sattes till +15 m. De resulterande flödena från beräkningen



multipliserades med 85 för att representera inflödet från tryckbankar på en sträcka av 85 m. Figur 30 sammanfattar de olika scenarier som har testats.



Figur 30 Modellgeometri

### Parametrar

Inläckaget genom tryckbankarna till järnvägsbanken beräknades med en tidsberoende modell under ett dygn. Materialparametrar och randvillkor som användes sammanfattas i Tabell 10 och Tabell 11. Beräkningarna gjordes under antagandet att en vattenansamling med nivå +14 m var stående mot tryckbankarna under 24 timmar.

Tabell 10 Materialparametrar

Material	Hydraulisk konduktivitet [m/s]
Tryckbank 1e-5	$1 \times 10^{-5}$
Tryckbank 1e-7	$1 \times 10^{-7}$
Ballast/kross	$1 \times 10^{-3}$
Lera	$1 \times 10^{-9}$

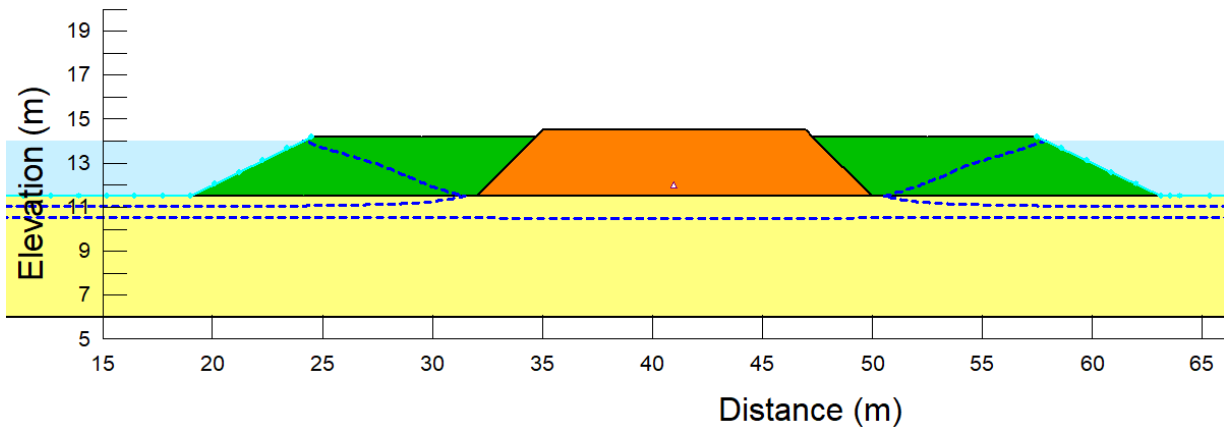
Tabell 11 Randvillkor

Randvillkor	Färg	Typ	Värde
Vattenyta	Ljusblå	Water Total Head	+14 m
Grundvattenyta	Mörkblå	Water Total Head	+10,5 m
Dränering	Lila	Water Rate	0 m <sup>3</sup> /s

### Resultat

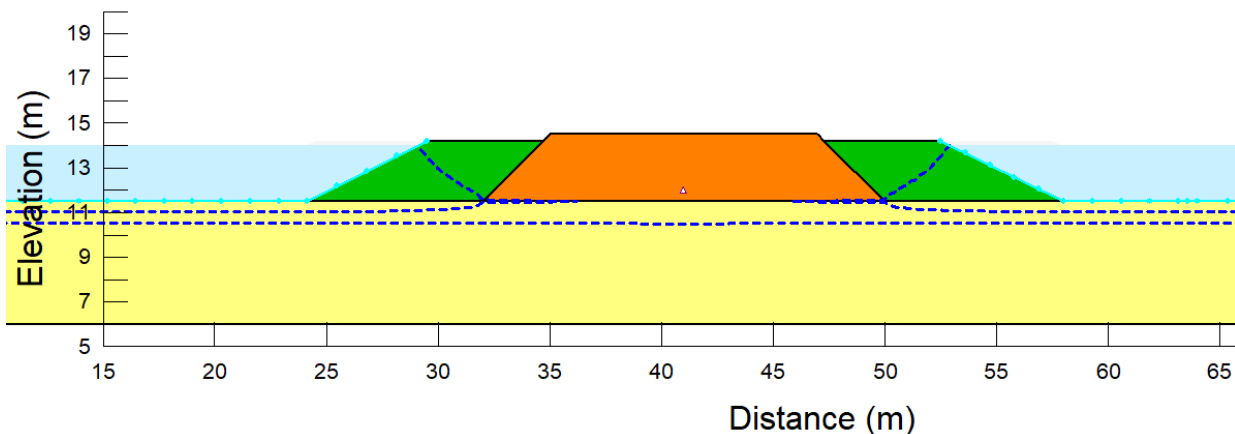
#### Konduktivitet i tryckbank $1 \times 10^{-5}$ m/s

Beräkning av flödet till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-5}$  m/s i 10 m breda tryckbankar visas i Figur 31. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $5 \times 10^{-18}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar.



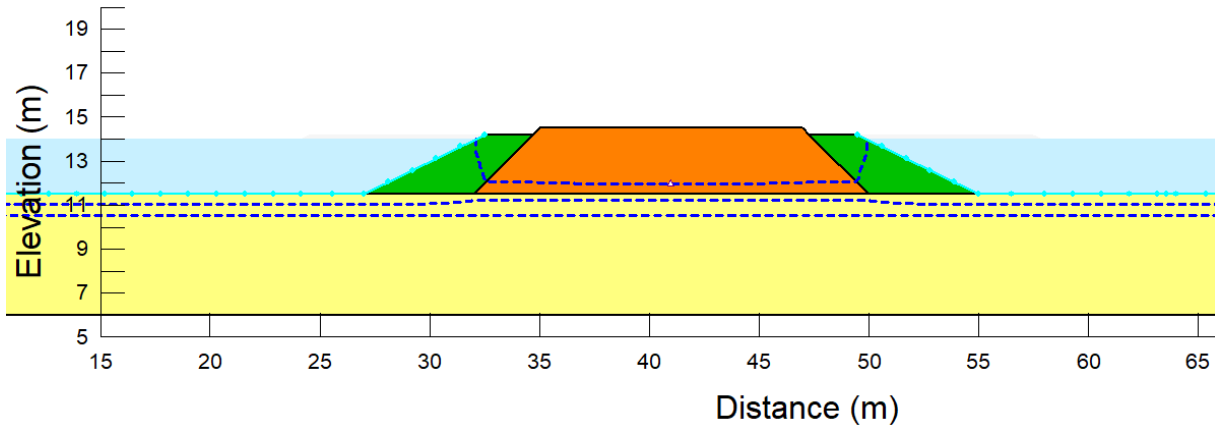
Figur 31 Tryckbank 10 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

Beräkning av flödet till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-5}$  m/s i tryckbankar med bredd 5 m visas i Figur 32. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $2 \times 10^{-17}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar.



Figur 32 Tryckbank 5 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

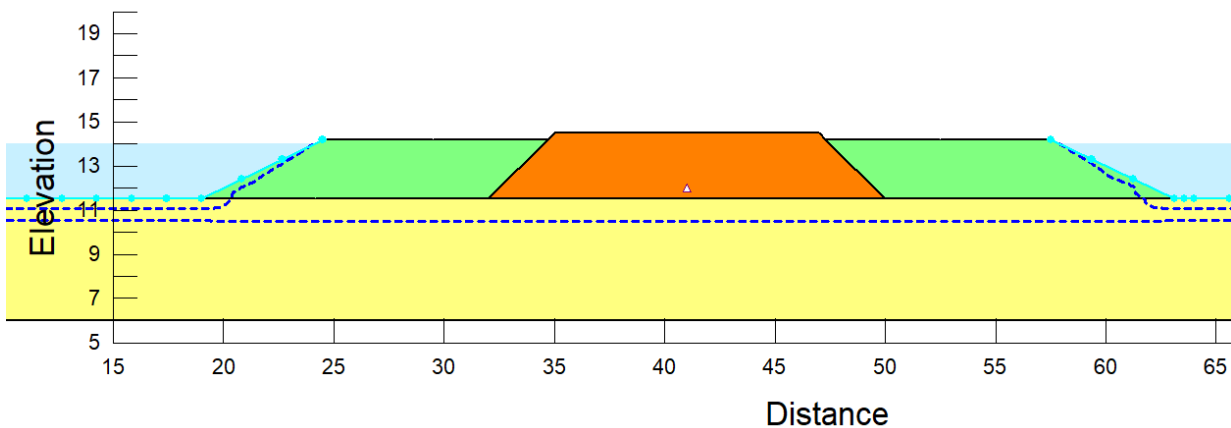
Beräkning av flödet till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-5}$  m/s i tryckbankar med bredd 2 m visas i Figur 33. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $3 \times 10^{-13}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar. Det sker dock en viss vatteninträngning, vilket syns i Figur 33 där portryckslinjen har gått in i järnvägsbanken och en vattensamling finns vid botten av denna.



Figur 33 Tryckbank 2 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

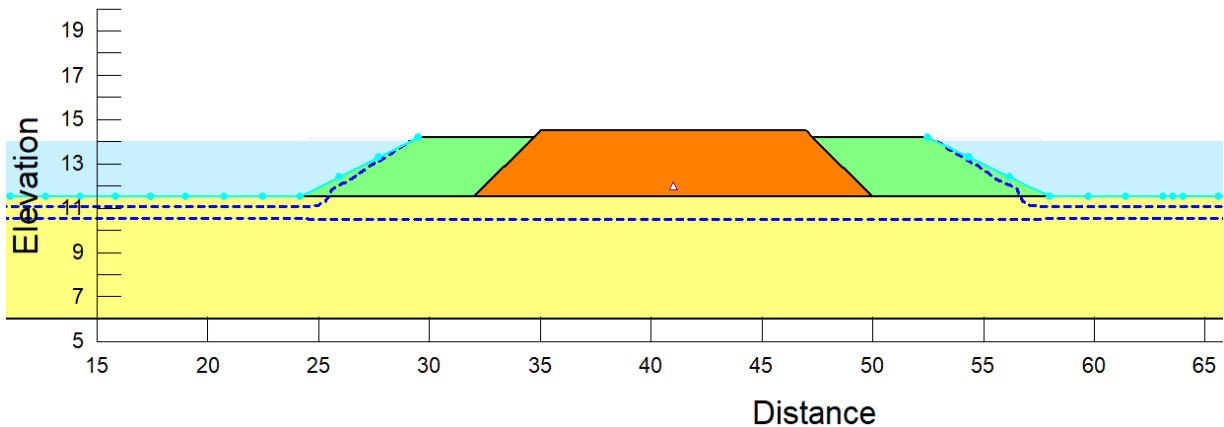
### Konduktivitet i tryckbank $1 \times 10^{-7}$ m/s

Beräkning av flödet till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-7}$  m/s i tryckbankar med bredd 10 m visas i Figur 34. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $5 \times 10^{-18}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar.



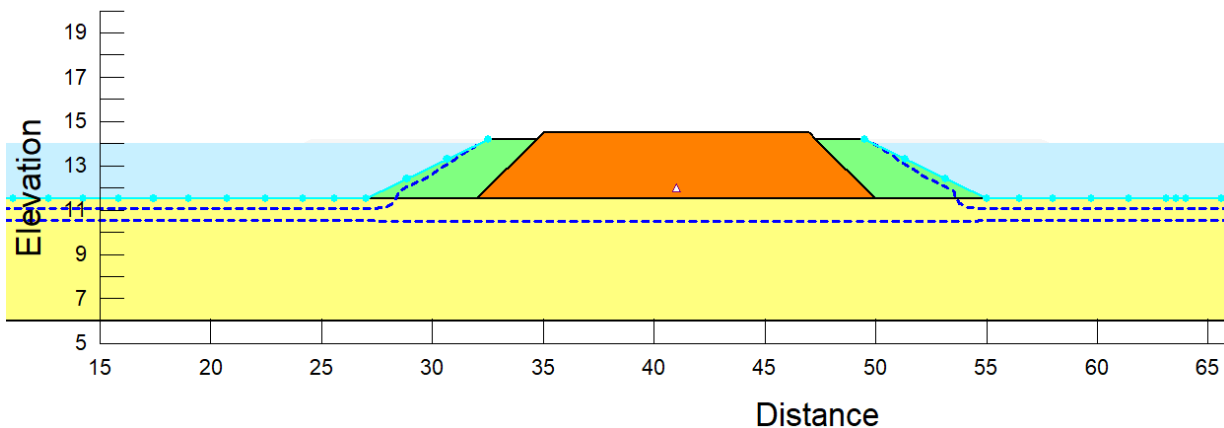
Figur 34 Tryckbank 10 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

Beräkning av flödet till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-7}$  m/s i tryckbankar med bredd 5 m visas i Figur 35. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $2 \times 10^{-17}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar.



Figur 35 Tryckbank 5 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

Beräkning av flödet till in till järnvägsbanken med konduktivitet  $1 \times 10^{-7}$  m/s i tryckbankar med bredd 2 m visas i Figur 36. Flödet till järnvägsbanken beräknades till  $1 \times 10^{-17}$  l/min för tryckbankarna vid tidssteget då vattenmassan stått mot tryckbankarna under 24 timmar.



Figur 36 Tryckbank 2 m bred. Portryckslinjen visas med blå streckad linje. Resultatet gäller för tidssteget då vattenmassan har stått mot tryckbankarna i 24 timmar.

### Slutsats för utformning av tryckbank

Från beräkningarna kan slutsatsen dras att vatten under ett dygn inte hinner tränga in i banken om denna är bredare än 5 m för fallet att konduktiviteten i banken är  $1 \times 10^{-5}$  m/s. Om konduktiviteten minskar till  $1 \times 10^{-7}$  m/s kan banken även vara mindre än 5 m bred utan att vatten tränger in.

Alternativet med tätning av tryckbank och tät spont har efter sammantagen bedömning ansetts vara det bästa skyddsalternativet. Materialet behöver ha en maximal konduktivitet om  $1 \times 10^{-5}$  m/s.



Projektnamn	Skapat av (Leverantör)	Godkänt datum	Rev Datum
Ostlänken	Annemarie Briel Adele Wallin	2023-08-31	-
Ärendenummer	Granskat av (Leverantör)	Sidor	Version
TRV 2019/65712	Johan Kjellin	41(99)	_.5
	Godkänt av (Leverantör)		
	Henrik Tham		

### 3.3.6 Utredning potentiell vattenvolym i Tullgarntunneln

Regnvolymer som kan strömma in i trågen från den öppna trågytan vid ett regnklass 3 med en klimatfaktor på 1,38 vid södra påslaget av Tullgarntunneln är ca 500 m<sup>3</sup>.

Den volymen av vatten som potentiellt kan flöda in i tunnelpåslaget från en översvämning av diket till Norasjön vid samma scenario är ca 260 000 m<sup>3</sup>. För att fylla upp den lägsta delen av tunneln till ett djup av 0,5 m krävs det ca 4100 m<sup>3</sup>, med en antagen makadamkapacitet på 40 % vilket anses som ett rimligt antagande. För att fylla till 2 m djup krävs 14 700 m<sup>3</sup>, med samma antaganden i beräkningar. Även 0,5 m djup stående vatten skulle leda till en allvarlig olycka om tågen kör in i det med full hastighet. Vid jämförelse med den potentiella volymen som kan flöda in i tunneln framgår vikten av skyddsåtgärderna. En kostnad-nyttoanalys som jämför olika alternativ har utförts och kostnadsnyttoanalysen visar att detta skydd med tätning av tryckbanken mot högsta regnklassen (3) är samhällsekonomiskt lönsamt.

### 3.3.7 Slutsats

Resultaten indikerar att högvattennivåerna vid Nora dike ligger högt kontra tunnelpåslaget. Med nuvarande spårprofil, med kritisk nivå för tunnelpåslaget om storleksordning ca +12 m, ligger vattennivån vid ett 50-års flöde endast någon decimeter under den kritiska nivån, ca +11,8 m. Utifrån att beräkningsnoggrannhet på de hydrauliska beräkningarna är ca 0,2 meter kan man inte garantera att inte tunneln vattenfylls vid flöden med 50 års återkomsttid i diket till Norasjön. Utifrån översvämningsrisken i tunneln med lågpunkt har konsekvensklassen valts till 3. Analys med regn enligt klass 3 ger att vattnet då strömmar ned i tunneln, med klimatkompenserat flöde nås maximala vattennivån ca +14,0.

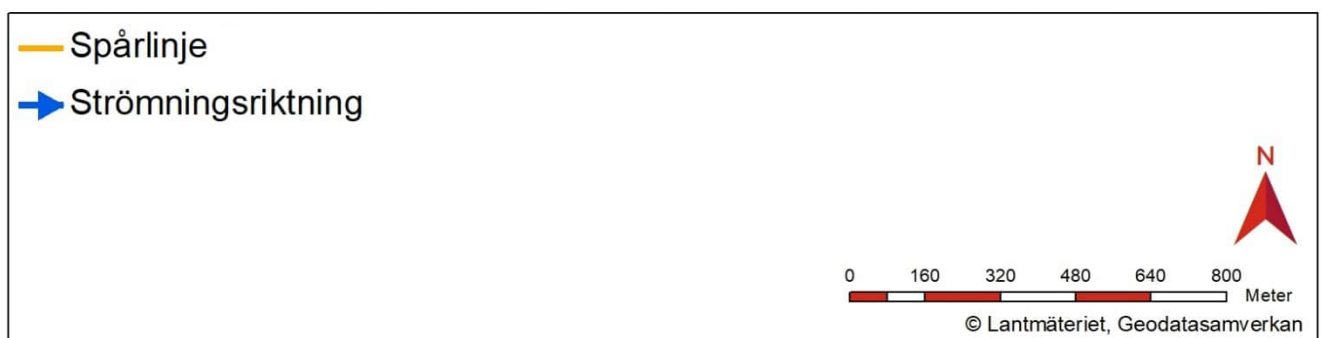
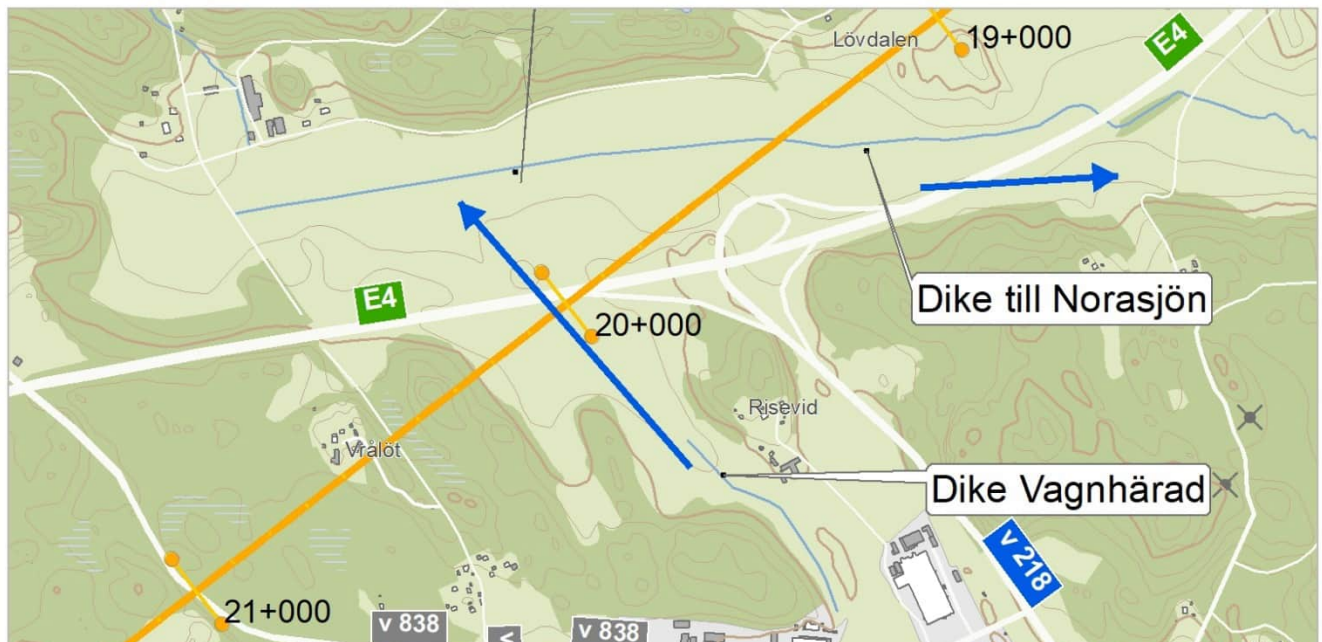
Olika åtgärdsförslag har analyserats; sänkning och breddning av dikesfåran samt tätning, invallning mot tunnelmynningen och utformning av tryckbank i storlek och material som kan klara av ett högt vattenstånd emot den. Av både kostnads- och praktiska skäl har tätning av tryckbanken tillsammans med tät spont valts. Med den lösningen kan översvämning i tunneln undvikas. Kostnadsnyttoanalys visar att åtgärden är lönsam för regnklass 3 och skyddsnivån sätts därför till +14,0.



### 3.4 Dike Vagnhärad, km 20+000

#### 3.4.1 Geografiska förutsättningar

Avrinningsområdet för dike Vagnhärad har en storlek på 1,7 km<sup>2</sup>, se Appendix 5.3. Diket är delvis grävt (heldragen linje i Figur 37) och delvis kulverterat med dimension DN250 under en del av åkern. Under E4 leds vattnet igenom en trumma med dimension DN1000. Diket är ett tillflöde till diket till Norasjön. En bild på dike Vagnhärad visas i Figur 38.



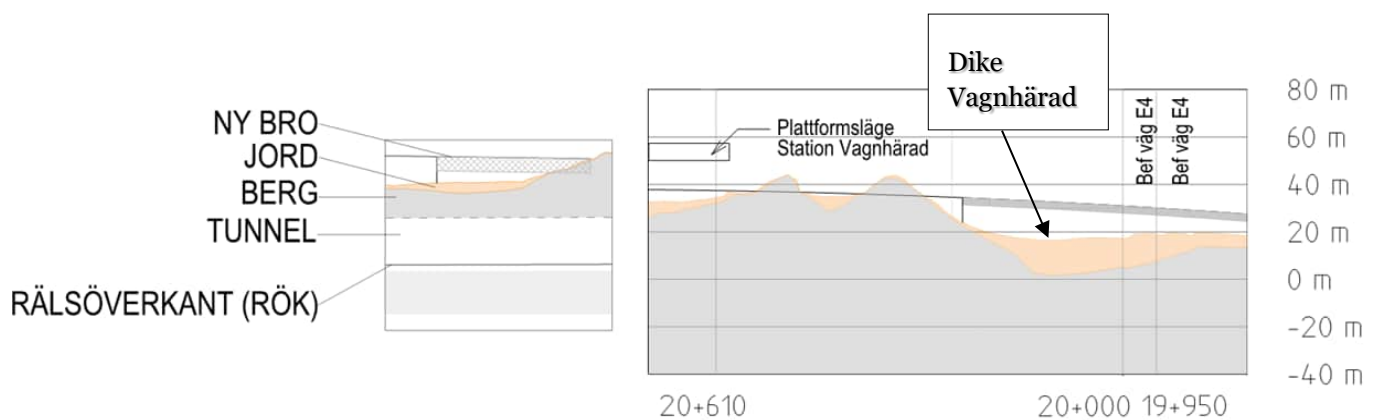
Figur 37 Topografisk karta över dike Vagnhärad (© Lantmäteriet). Blåa pilar symboliserar strömningsriktningen och streckade linjen trumdragningen.



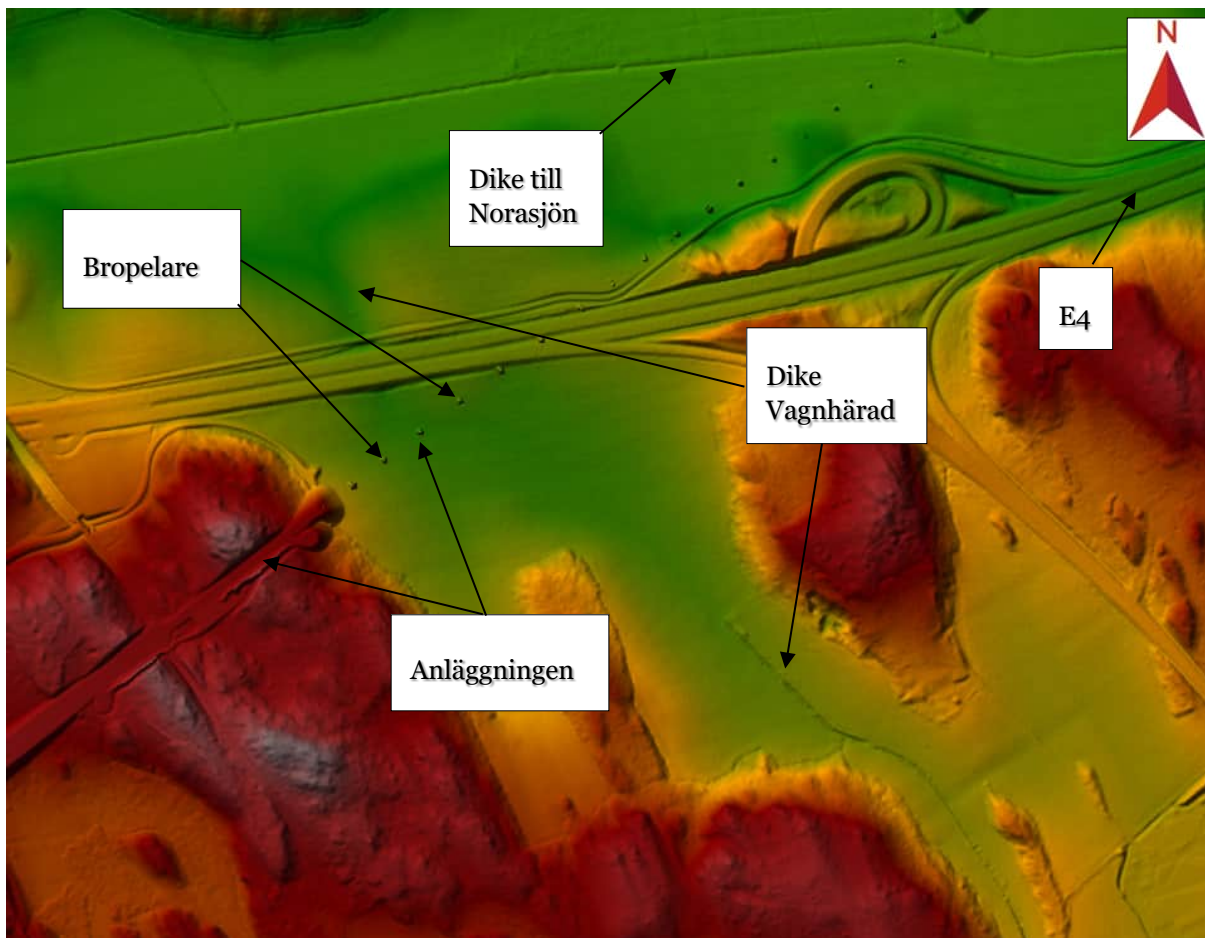
Figur 38 Bild på dike Vagnhärad med strömningsriktning. Strömningsriktningen redovisas med orange pil.

### 3.4.2 Tekniska förutsättningar

Avrinningsområdet av dike Vagnhärad är uppdelad i två delar och knyts samman av en kulvert under E4. Figur 39 visar en profil av den planerade järnvägsanläggningen. Över åkermarken planeras järnvägen att gå på hög bro och korsa E4. Figur 40 visar Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.



Figur 39 Profil på planerad järnvägsanläggning vid dike Vagnhärad. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 40 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

### 3.4.3 Modelleringsförutsättningar

TDOK 2014:0051 har använts för att beräkna flöden i vattendraget (Tabell 12). En områdesspecifik klimatfaktor på 1,05 har använts enligt kapitel 2.1. Flödesberäkningen baseras på avrinningsområdes storlek ca. 1,7 km<sup>2</sup>, sjöprocent 4 %, specifikt medelavrinning 9 l/(s×ha).

Randvillkoren för den hydrauliska modellen presenteras i Tabell 13. Lutning är beräknad utifrån höjddata och Mannings n är bedömda utifrån platsbesök. Stationär modellering har ansetts vara en godtagbar förenkling eftersom vattennivåerna inte är kritiska för järnvägskonstruktionen.

Kulverten av storlek DN 250 har inte tagits hänsyn till i modellen utan laserdatabas har använts i den delen eftersom fokus har lagts på extremscenarier där vatten ändå förväntas spridas över åkern.



Tabell 12 Beräknade flöden för Dike Vagnhärad ( $m^3/s$ ). Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flöde.

	<b>Flöde [<math>m^3/s</math>]</b>
<b>MQ</b>	0,012
<b>MHQ</b>	0,19
<b>HQ50</b>	0,62
<b>HQ50+5%</b>	0,65
<b>HQ100</b>	0,68
<b>HQ200</b>	0,78
<b>HQ50×1,5</b>	0,93

Tabell 13 Randvillkoren för modellen Dike Vagnhärad.

<b>Uppströms randvillkor lutning [‰]</b>	0,01
<b>Nedströms randvillkor lutning [‰]</b>	0,03
<b>Mannings n åfåra [-]</b>	0,04
<b>Mannings n bank/svämplan [-]</b>	0,09

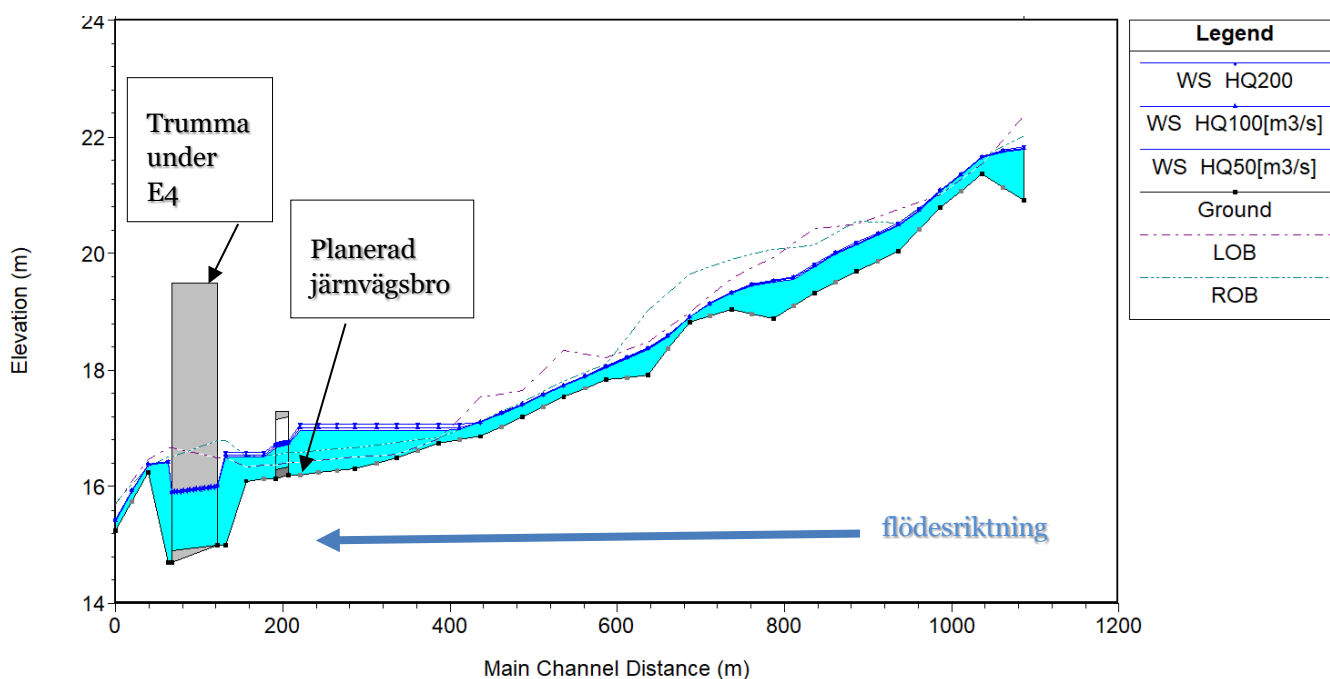


### 3.4.4 Resultat

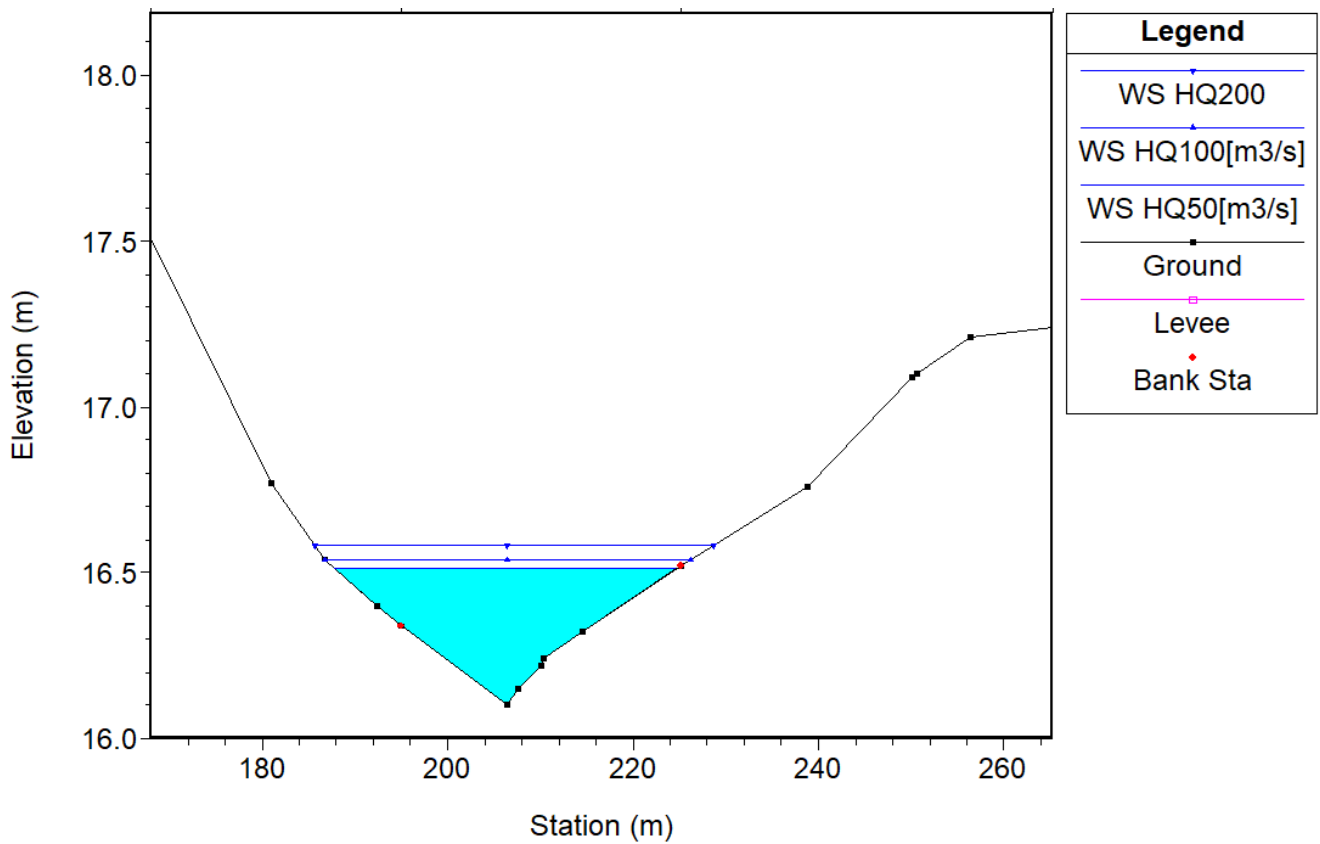
Tabell 14 visar modellerade vattenstånd och vattenhastigheter vid olika återkomsttider. En profil av vattendraget visas i Figur 41 och en tvärsektion av diket, ca 10 m uppströms den planerade järnvägen, finns presenterat i Figur 42 alla med de modellerade vattenstånden. Eftersom järnvägen går på hög bro här har anläggningen ingen påverkan på modellerade vattenstånd.

Tabell 14 Modellerade vattenstånd med och utan anläggning vid järnvägs korsningen för dike Vagnhärad. Den gråmarkerade raden redovisar det dimensionerande flödet och respektive vattenstånd och flödes hastighet 10 m uppströms den planerade anläggningen.

Flöde	Utan anläggning		Med anläggning	
	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]
HQ50	0,1	+16,5	0,1	+16,5
HQ100	0,1	+16,6	0,1	+16,6
1,5×HQ50	0,1	+16,7	0,1	+16,7
HQ50 +5%	0,1	+16,5	0,1	+16,5
HQ200	0,1	+16,6	0,1	+16,6



Figur 41 Profil över dike Vagnhärad med modellerade vattennivåer. Lila strecket (LOB) representerar det vänstra dikeskrönet och gröna (ROB) det högra dikeskrönet.



Figur 42 Tvärsnitt ca. 10 m uppströms den planerade järnvägsbron vid dike Vagnhärad.



### 3.4.4.1 Konsekvensklass

Dike Vagnhärad har bedömts vara konsekvensklass 2, med dimensionerande flöde 50 års återkomsttid, utifrån att en driftstörning skulle kunna påverka anläggningen, men inte i sådan utsträckning att det kan finnas fara för liv, mycket stor återställningskostnad, allvarlig och bestående miljöskada eller allvarliga störningar av transportförsörjningen (se kapitel 2.2).

I Tabell 15 visas en sammanfattning av konsekvensutredningen för dike Vagnhärad.

Tabell 15 Konsekvensutredning dike Vagnhärad, dimensionerade flöde är gråmarkerat

Flöde naturmark Återkomst- tid	Vattennivå [m]  Bruksnivå: +30,0  Underkant bro: +25,6	Översvämning uppstår					
		Anläggningen (serviceväg, teknikgård, järnväg, växlar)	Skogs- mark	Jordbruks- mark	Byggnader	Vägar	Natur- värden
50år +5% 0,65 m <sup>3</sup> /s	+16,5	X	-	X	-	X	-
HQ200 0,78 m <sup>3</sup> /s	+16,6	X	-	X	-	X	-
1,5×HQ50 0,93 m <sup>3</sup> /s	+16,7	X	-	X	-	X	-

- ingen påverkan

\* vattnet håller sig i åfåran

x påverkas

### Anläggningen

Det finns inga risker för skador på järnvägsanläggningen varken vid 200-årsflöden (se Figur 44), 1,5×HQ50 (Figur 45) eller vid dimensionerande flöden (Figur 43) på grund av att den går på hög bro. Underkanten av bron ligger ca 9 m högre än vattennivån av det mest extrema beräkningsscenariot. Bropelare kan dock temporärt stå i vatten med maximalt ca 0,30 m.

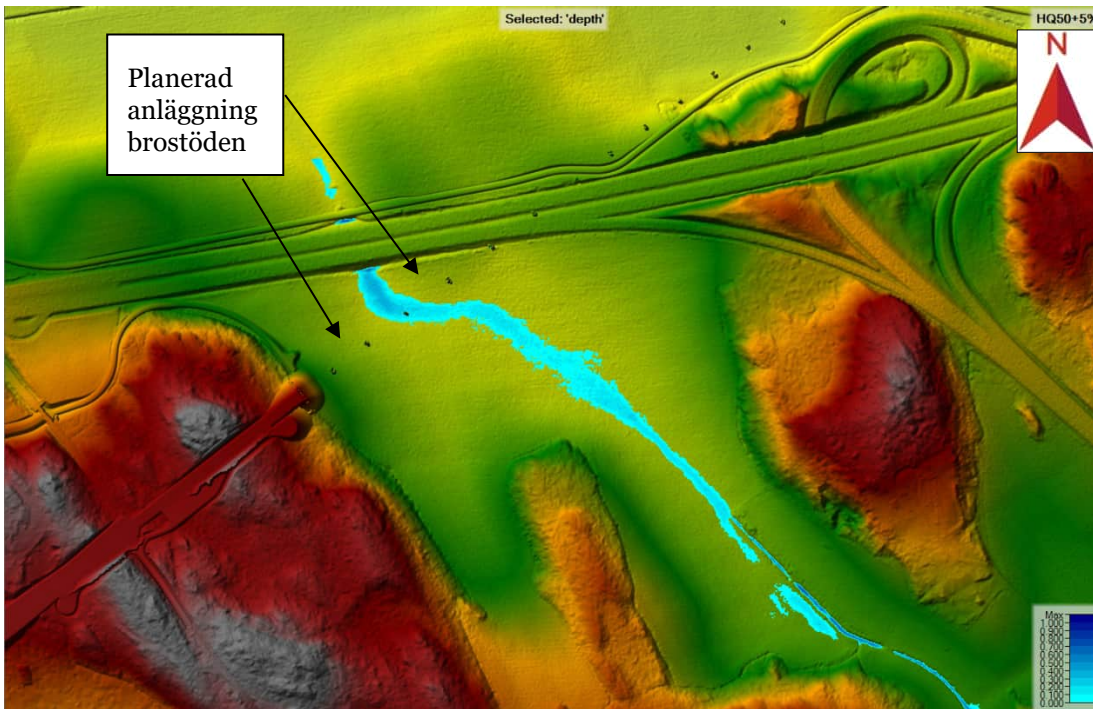
### Jordbruksmark

Jordbruksmark berörs i liten utsträckning vid dimensionerande flöde HQ50 med en klimatkraft på 1,05, HQ200 och 1,5×HQ50 (Figur 43 - Figur 45). Detta beror dock inte på byggnationen av anläggningen utan skulle även kunna hända idag.

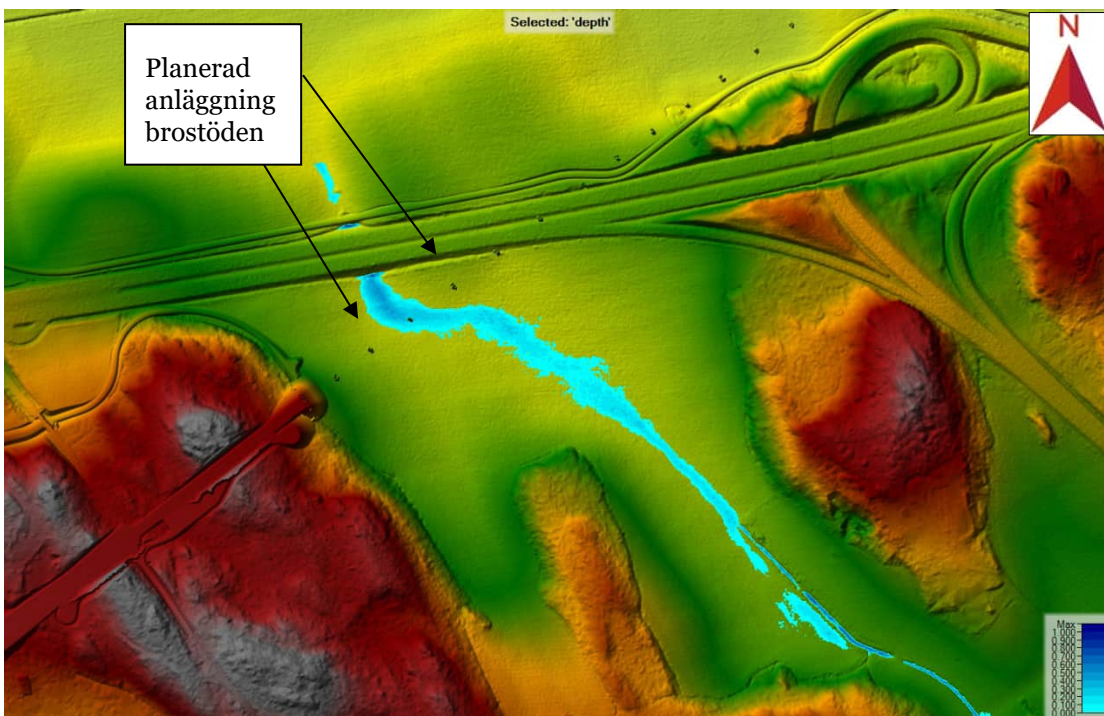
### Vägar

Trumhjässan av den befintliga trumman under E4 överstigs för alla redovisade flöden, med momentant maximum på ca. 0,60 m över trumhjässan och därmed inte vägkrön. Detta beror dock inte på byggnationen av anläggningen utan skulle även kunna hända idag.

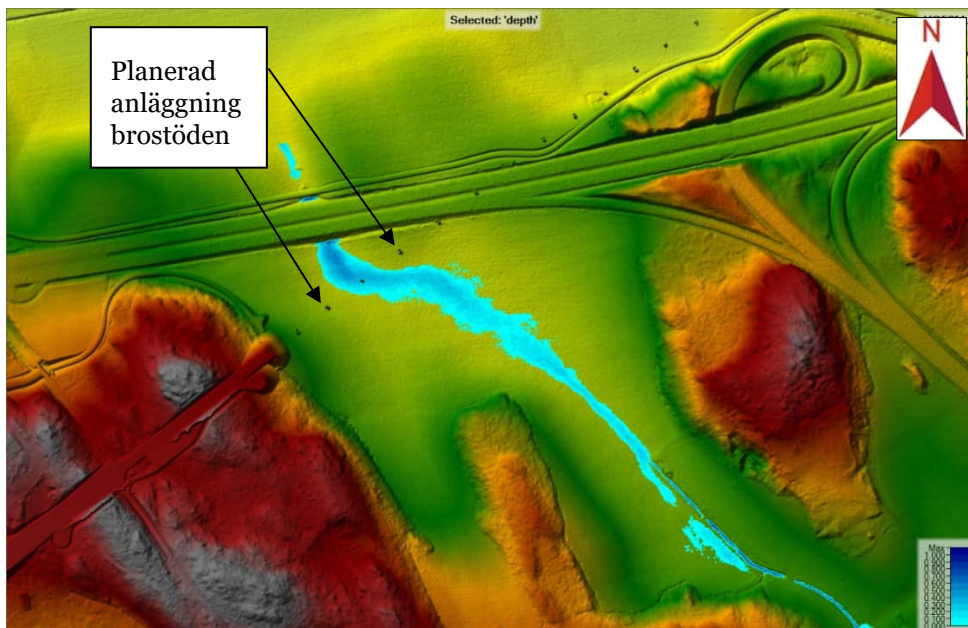




Figur 43 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike Vagnhärad vid ett 50-årsflöde med klimatfaktor på 5 %.



Figur 44 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike Vagnhärad vid ett 200-årsflöde.



Figur 45 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike Vagnhärad vid flödet  $1,5 \times HQ50$ .

### 3.4.5 Slutsats

Efter en utredning för konsekvensklass 2 klarar dike Vagnhärad ett HQ200 och ett HQ50 med en faktor på 1,5 utan att riskera stora skador på järnvägsanläggningen. Brostöden kan beröras temporärt genom att stå i vatten, men bruksnivån nås inte. Jordbruksmarken uppströms trumman under E4 kan dock beröras eftersom flodslätten ligger relativt lågt. Utbredningen beror dock på dimensioneringen av trumman under E4 och inte på den planerade anläggningen. Också vid det dimensionerande flöde (HQ50 med en klimatfaktor på 1,05) kan brostöden temporärt beröras i mindre utsträckning. Ett erosionsskydd bedöms dock inte vara nödvändigt.



### 3.5 Trosaån, km 23+050

#### 3.5.1 Geografiska förutsättningar

Trosaåns avrinningsområde är 540 km<sup>2</sup>, se Appendix 5.4, och består till cirka 40% av skogsmark, 33% jordbruksmark och 12% hedmark. En översiktskarta med den modellerade delen markerad redovisas i Figur 46 och en bild på Trosaån redovisas i Figur 47. Trosaån är reglerad av två dammbyggnader nedströms den planerade bron. Ett markavvattningsföretag, Daga Härad sjösänkingsbolag, kommer att korsas av den planerade järnvägen (Figur 48). Järnvägen går på en mycket hög bro över ån.



Figur 46 Topografisk karta över Trosaån (© Lantmäteriet). Blå pil symboliserar strömningsriktningen.

Filnamn: OLP4-04-025-42000-0\_0-0032

Projektnamn

Skapat av (Leverantör)

Godkänt datum

Rev Datum

Ostlänken

Annemarie Briel Adele Wallin

2023-08-31

-

Ärendenummer

Granskat av (Leverantör)

Sidor

Version

TRV 2019/65712

Johan Kjellin

52(99)

\_.5

Godkänt av (Leverantör)

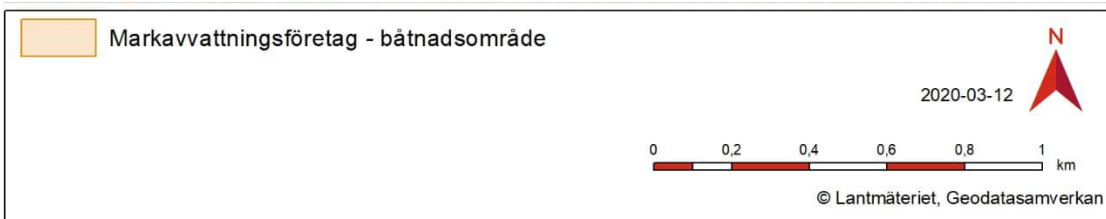
Henrik Tham



TRAFIKVERKET



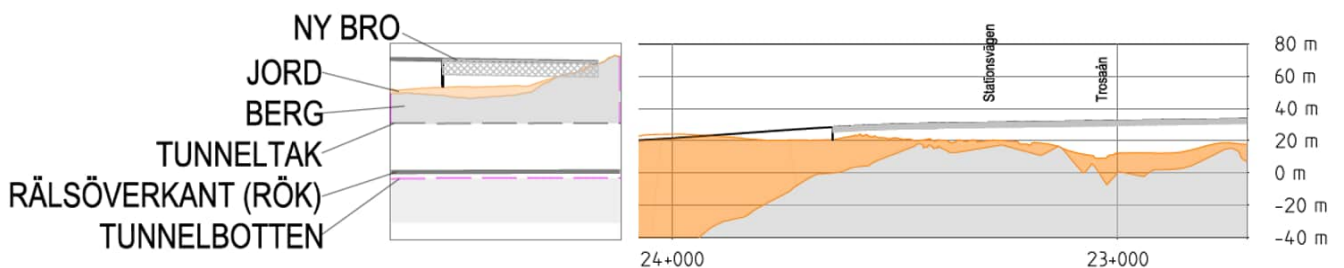
*Figur 47 Bild på Trosaån. Orange pil symboliserar strömningsriktningen.*



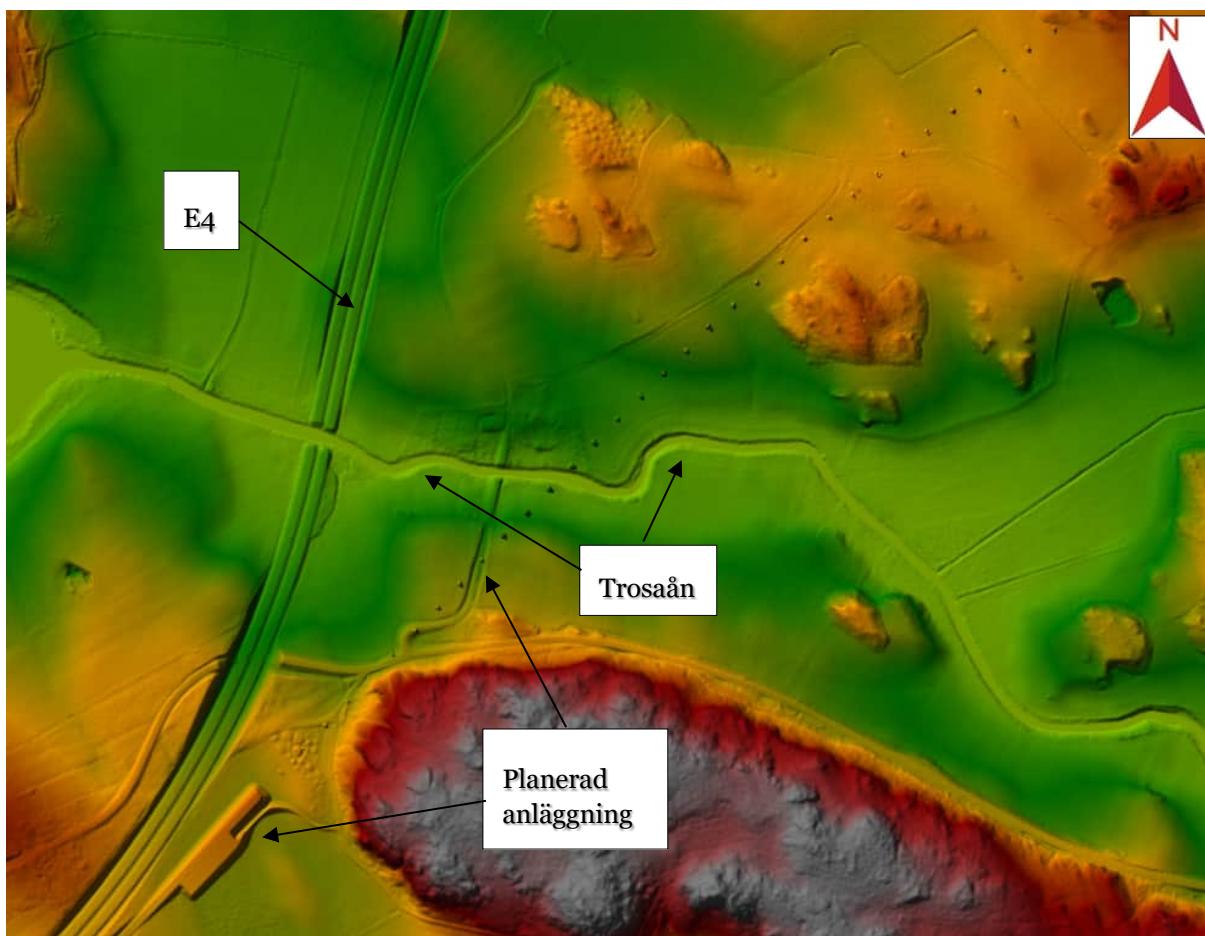
Figur 48 Markavvattningsföretag vid Trosaån.

### 3.5.2 Tekniska förutsättningar

Området kommer att korsas av den planerade järnvägen på hög bro. Vid korsning av Trosaån ligger underkanten av bron ca 18 m över medelvattenståndet. I Figur 49 visas en profil av den planerade järnvägsanläggningen vid Trosaån. När det gäller motorvägsbron över Trosaån har höjden av underkant bro, som redovisas i handlingarna till markavvattningsföretaget Daga Härad vattenavledningsföretag 1993, antagits vara RH70. Denna höjd har sedan räknats om till RH2000 genom att addera 16 centimeter. Underkant motorvägsbro antas därför ligga på + 10,4 (RH2000) och underkant vägbro på +10,6 m. En dammbyggnad vid Mölna bro nedströms reglerar Trosaån i detta avsnitt och överfallet med nivå ca +8,2-8,4 m är styrande för nivåerna vid den planerade järnvägsbron.



Figur 49 Profil av planerad järnvägsanläggning vid Trosaån. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 50 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

### 3.5.3 Modelleringsförutsättningar

De flöden som användes i modelleringen har beställts från SMHI (SMHI, 2015) och redovisas i Tabell 16. SMHI har även gjort en beräkning av flödesförändring i förändrat klimat för HQ100 och HQ200 år 2098, där medel för rcp4,5 visar på en flödesminskning med 10% och medel för rcp8,5 visar på oförändrat flöde. För övre kvartilen rcp 8,5 beräknas flödet öka med 15 %, och detta scenario har använts i de hydrauliska beräkningarna för HQ100 som kontroll av klimatscenario. För MHQ och HQ50+5% har en faktorisering enligt TDOK 2014:0051 använts. MQ har beräknats enligt VVMB310 (TDOK 2008:61). I Tabell 17 visas randvillkoren för Trosaåns stationära modell. Informationen om medelvattennivån vid planerad anläggning har erhållits från uppgifter för vattennivåer i Sillen ur akter från Daga Härad vattenavledningsföretag 1993, och omräknats som beskrivet ovan till RH2000 från RH70. Enligt laserscanning för normalnivåer är vattennivån ca 0,1 m meter lägre vid broläget än i sjön Sillen vilket dragits av för bestämning av vattennivån i broläget. Den beräknade vattennivån i broläget har även jämförts med krönnivån av nedströms liggande dammbyggnad vid Mölna bro vilket ger överensstämmande vattennivå (se Figur 46 för plats).



Tabell 16 Flöden för Trosaån. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet.

Återkomsttid flöden	Flöde [m <sup>3</sup> /s]
MQ	3,8*
MHQ	10,3*
HQ50+5%	23,9*
HQ100	25**
HQ100+15%	29**
HQ200	27**
HQ500	30**

\* enligt VVMB310 (TDOK 2008:61)

\*\* enligt SMHI, 2015

Tabell 17 Randvillkor för modellen Trosaån.

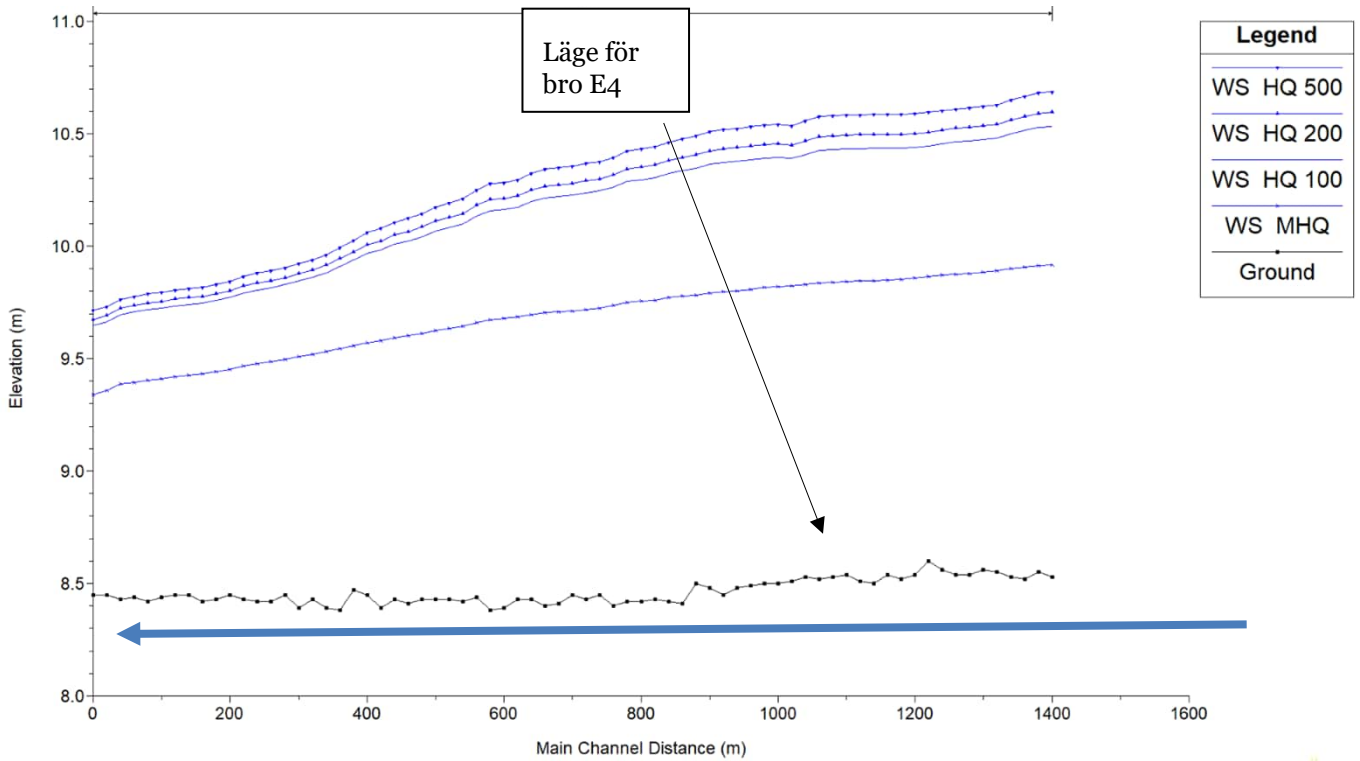
Nedströms randvillkor lutning [‰]	1
Mannings n åfåra [-]	0,04
Mannings n bank [-]	0,09

### 3.5.4 Resultat

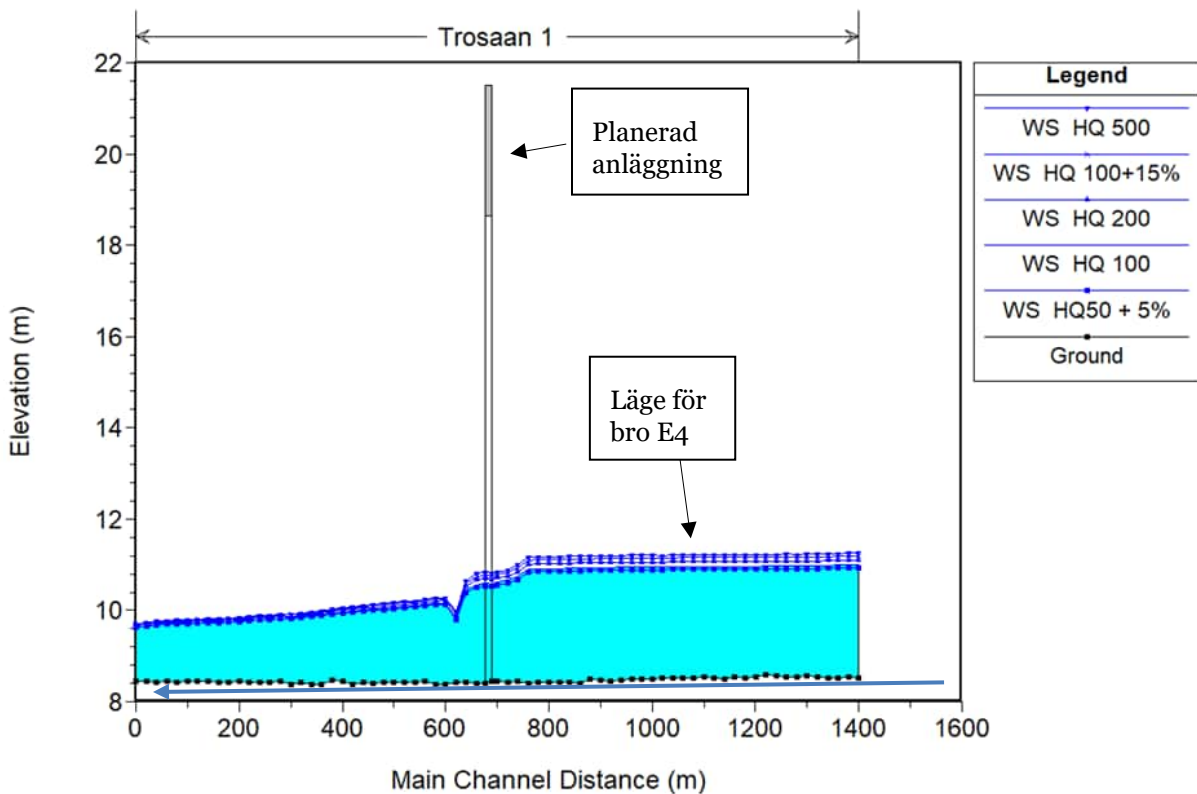
Tabell 18 visar modellerade vattenstånd och vattenhastigheter vid olika återkomsttider. En profil av vattendraget utan anläggning visas i Figur 51 och med anläggningen i Figur 52. En tvärsektion på diket ca 10 m uppströms den planerade järnvägen finns presenterat i Figur 53. I alla figurer inkluderas de modellerade vattenstånden.

Tabell 18 Modellerade vattenstånd med och utan anläggning vid järnvägs korsningen. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet och respektive vattenstånd och flödes hastighet 10 m uppströms den planerade anläggningen.

Flöde	Utan anläggning		Med anläggning	
	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]
MQ	-	+8,5	-	+8,5
MHQ	0,5	+9,7	0,5	+9,7
HQ50+5%	0,8	+10,2	0,8	+10,2
HQ100	0,8	+10,2	0,8	+10,2
HQ100+15%	0,9	+10,3	0,9	+10,3
HQ200	0,9	+10,3	0,9	+10,3
HQ500	0,9	+10,4	0,9	+10,4

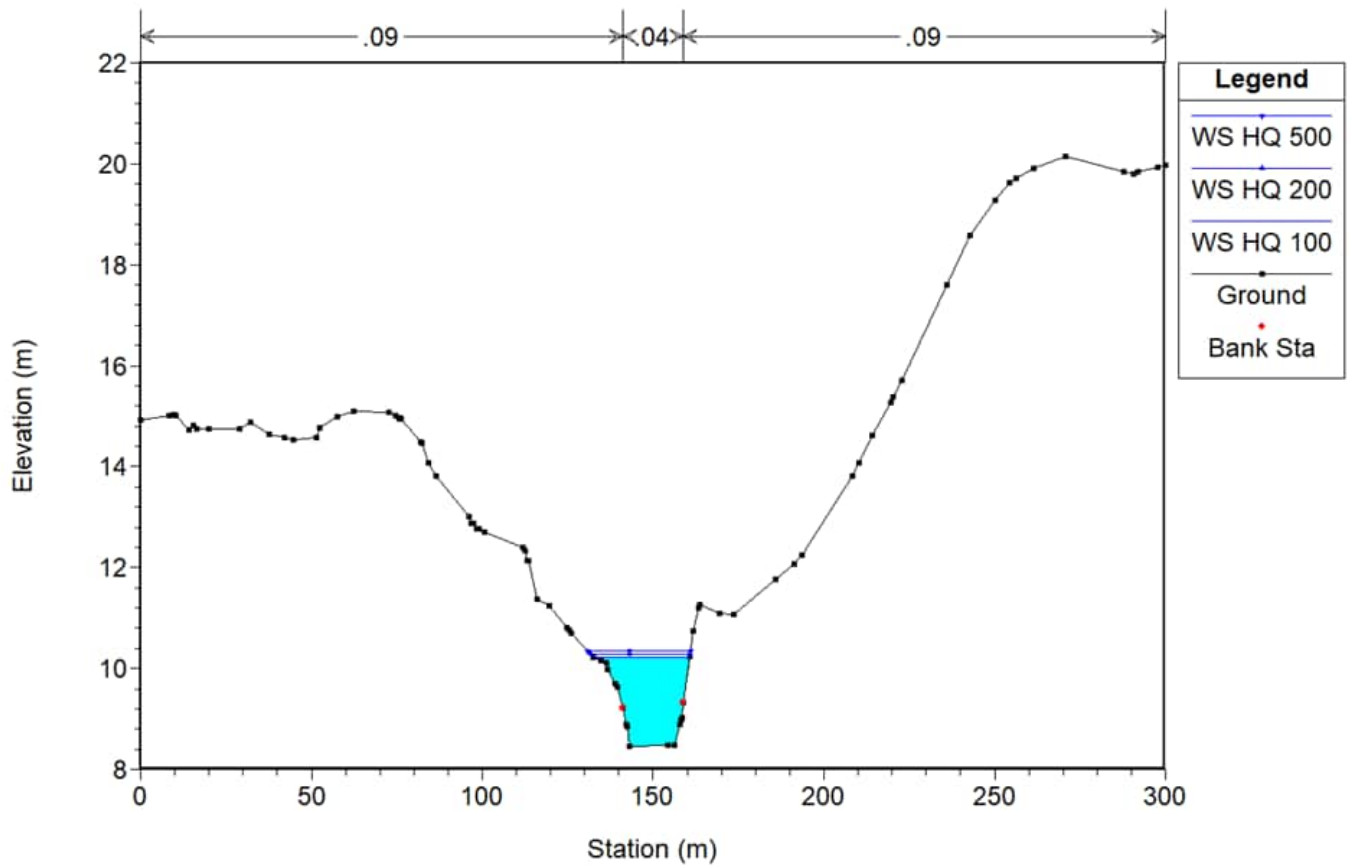


Figur 51 Profil av Trosaån med alla modellerade vattennivåer utan anläggningen.



Figur 52 Profil av Trosaån med alla modellerade vattennivåer med anläggningen. Lila strecket representerar det vänstra dikeskrönet och gröna det högra dikeskrönet.





Figur 53 Tvärsektion av Trosaån cirka 10 m uppströms den planerade järnvägsanläggningen.



### 3.5.5 Konsekvensutredning Trosaån

#### 3.5.5.1 Konsekvensklass

Efter en konsekvensutredning enligt konsekvensklass 2 har Trosaån bedömts att utgöra konsekvensklass 2 på grund av att den planerade järnvägsbron kan bli påverkad vid högre flöden. Dock bedöms det nödvändigt att anlägga ett erosionsskydd vid Trosaåns slänter för att minska risken för personskada, höga återställningskostnader, miljökador och störningar i transportförsörjningen.

I Tabell 19 visas en sammanfattning av konsekvensutredningen för Trosaån.

Tabell 19 Konsekvensutredning Trosaån, dimensionerade flöde är gråmarkerat.

Flöde naturmark Återkomsttid	Vattennivå [m] Bruksnivå: +31,1 Underkant bro: +28,4	Översvämning uppstår					
		Anläggningen (serviceväg, teknikgård, järnväg, växlar)	Skogs- mark	Jordbruks- mark	Byggnader	Vägar	Natur- värden
50år +5% 0,58 m <sup>3</sup> /s	+10,2	-	-	-	-	-	-
HQ100 0,69 m <sup>3</sup> /s	+10,2	x	*	*	*	*	*
HQ200 0,83 m <sup>3</sup> /s	+10,3	x	*	*	*	*	*

- ingen påverkan

\* vattnet håller sig i åfåran

x påverkas

#### Erosionsskydd

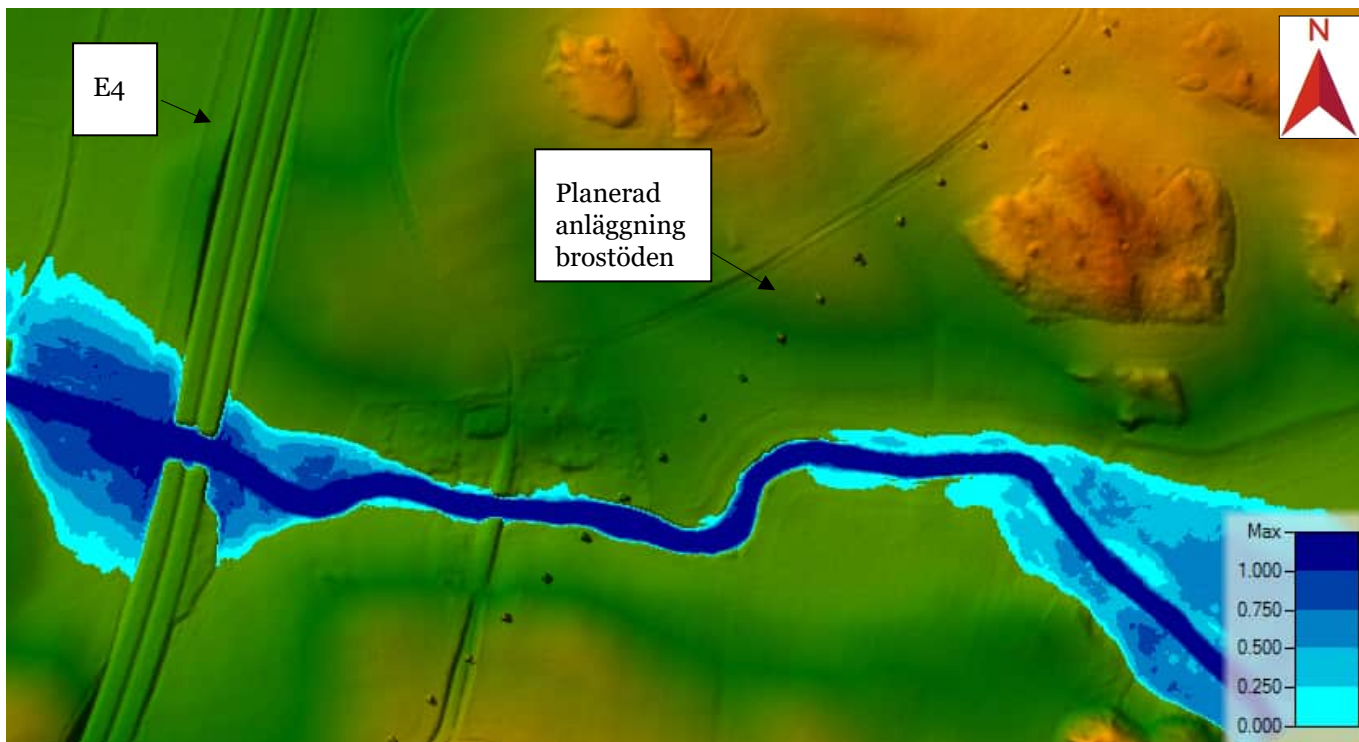
När erosionsskyddet kommer anläggas behöver vattendraget tillfälligt smalnats av med grumlingskydd så att arbetet kan ske utan att grumling sprids. En modellkörning av detta scenario har gjorts, med avskärmning av halva åfåran, vid årshögsta flöde. Resultaten visar att vattennivån stiger något, men håller sig i åfåran och riskera inte heller skada på den planerade anläggningen.

#### Anläggningen

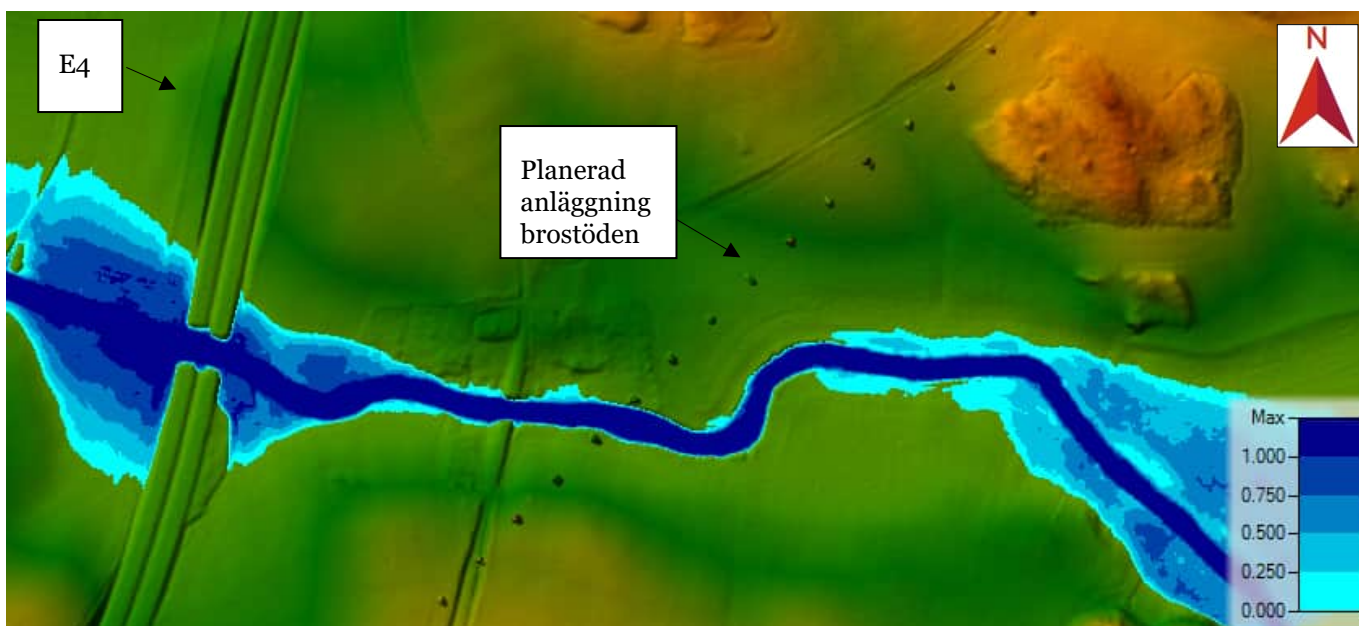
Det kan finnas risker för skador på järnvägsanläggningen vid 100-årsflöden (se Figur 54) eller 200-årsflöden (Figur 55) på grund av erosion. Underkanten av bron nås dock inte och därmed inte bruksnivån. Vattnet håller sig mestadels inom åfåran vid järnvägsbron. Brostöden ligger relativt nära, men nås inte av vattnet. En kombination av material på slänter och relativt höga vattenhastigheter gör att det bedöms att erosionsskydd vid Trosaåns slänter behövs.

## Jordbruksmark

Jordbruksmark uppströms och nedströms kan påverkas vid 100- och 200-årsflöden. Detta dock inte på grund av den planerade järnvägsanläggningen utan utbredningen representerar naturligt svämplan för Trosaån.



Figur 54 Utbredning och vattendjup i blått [m] för Trosaån vid ett 100-årsflöde.



Figur 55 Utbredning och vattendjup i blått [m] för Trosaån vid ett 200-årsflöde.

### 3.5.6 Byggskedet

När erosionsskyddet anläggs behöver vattendraget tillfälligt smalnats av med grumlingskydd såsom spont och/eller siltgardiner. Detta scenario har kontrollerats i programmet HEC-RAS vid årshögsta flöde. Resultaten visar att vattennivån stiger med maximalt några decimeter vid medelhögvattenföring, men håller sig inom åfaran. Höjningen bedöms inte göra skada på den planerade anläggningen eller andra strukturer i vattendraget.

### 3.5.7 Slutsats

Efter en konsekvensutredning enligt konsekvensklass 2 har Trosaån bedömts att utgöra konsekvensklass 2 på grund av att den planerade järnvägsbron kan bli påverkad vid högre flöden såsom HQ200. Det ligger ca 20 meter mellan högsta modellerat vattenstånd och bruksnivån. Dock bedöms det nödvändigt att anlägga ett erosionskydd vid Trosaåns slänter för att minska risken för personskada, höga återställningskostnader, miljöskador och störningar i transportförsörjningen eftersom erosion skulle kunna påverka stabiliteten för brostöden och därmed för brokonstruktionen.



### 3.6 Våtmark uppströms Rensjön, km 25+500

#### 3.6.1 Geografiska förutsättningar

Våtmarken uppströms Rensjön vid tunnelpåslaget km 25+500 har ett relativt litet avrinningsområde på 0,06 km<sup>2</sup> som utgörs av skogsmark (Appendix 5.6). Den avvattnas idag söderut genom dalgången mot Rensjön och därefter vidare mot Brännvreten (blå pilar i Figur 58). Den södra delen av avrinningsområdet avgränsas idag av en mindre väg och vattendraget leds under vägen genom en stenkista.

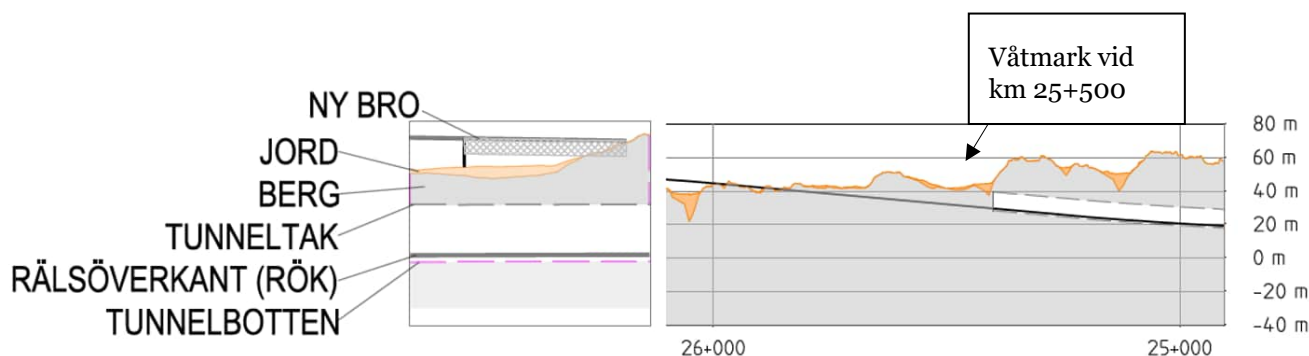
#### 3.6.2 Tekniska förutsättningar

Vid km 25+500 löper den planerade järnvägen i skärning och skär då av ett avrinningsområde i en dalgång, se Figur 56 och Figur 58. Skärningen lutar mot nordöst och övergår i tunnel med fall vidare norrut.

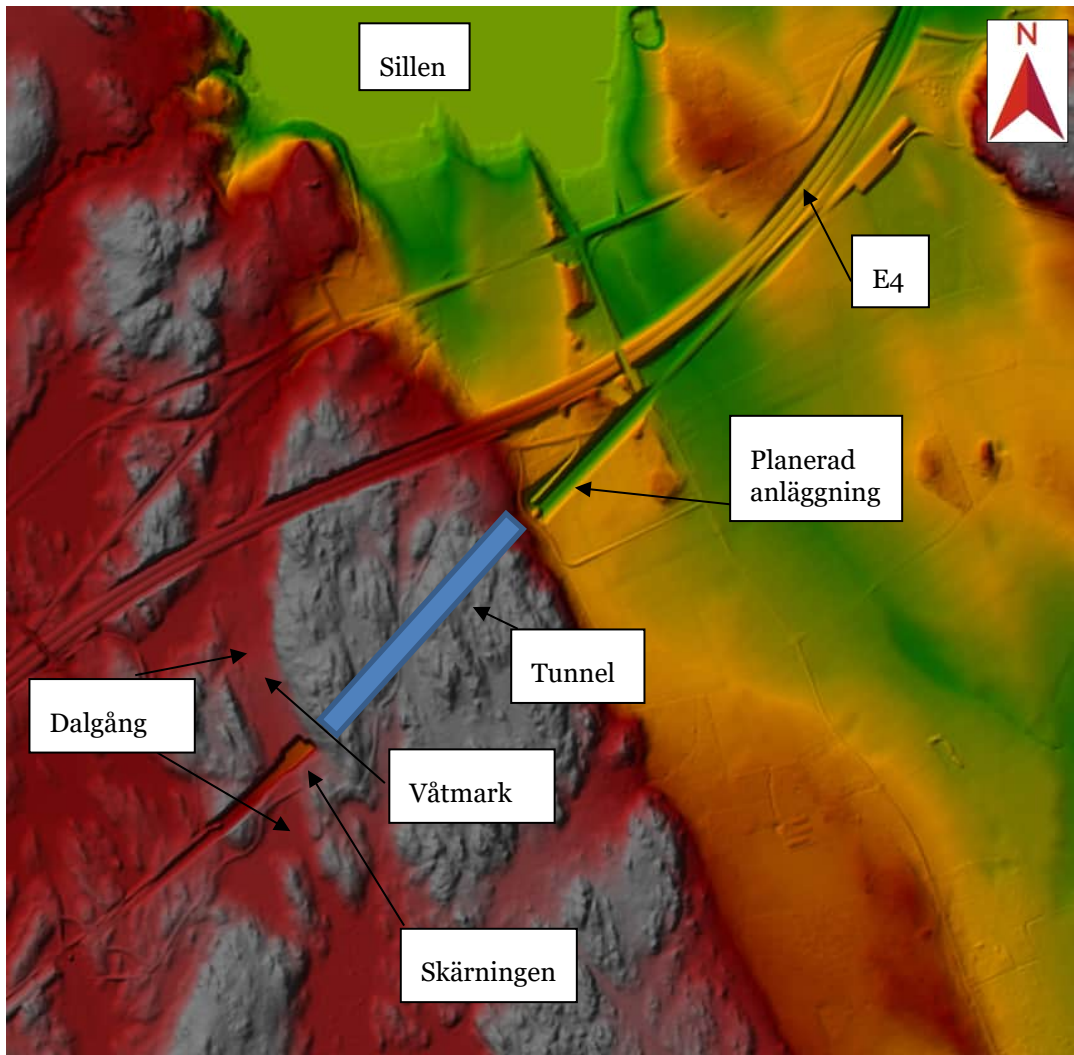
Utan åtgärder skulle vatten kunna rinna fritt ned i skärningen och därmed vidare in i tunneln. Det skulle betyda risk för stillestånd för anläggningen då vatten skulle rinna på spåret med ett djup på ca 0,1 m vid regnklass 3. Nedledning av ytvatten i skärningen kan även innebära risk för erosions-skador i slänten om inte särskilda åtgärder vidtas.

För att förhindra risker och skador har olika hanteringsalternativ övervägts. Skärningen medför även en lokal förändring av hydrologin i området varför även denna aspekt bör vägas in vid val av åtgärder. Nedanstående två huvudalternativ har utretts för hantering av ytvatten (se även Figur 58 och Figur 59):

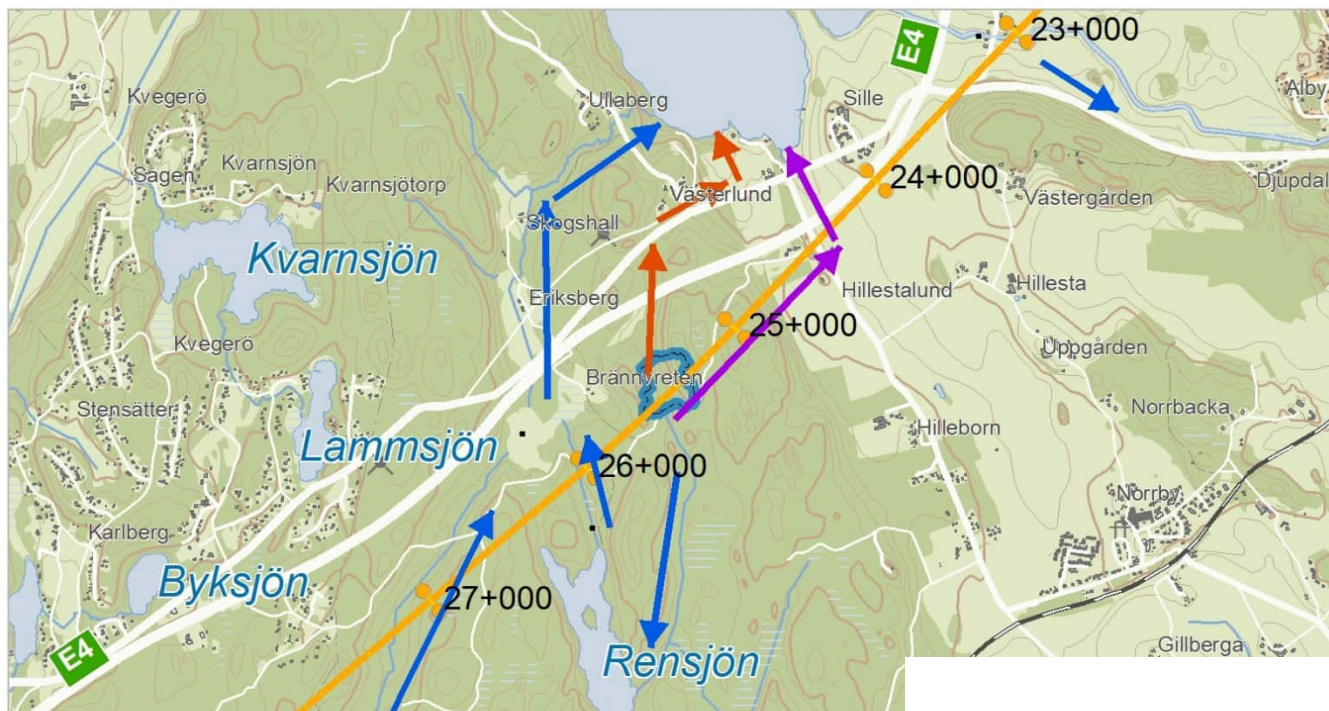
- Alternativ 1: Dikning norrut samt vall vid skärningskrönet
- Alternativ 2: Nedledning av vatten till skärningen och genom tunneln



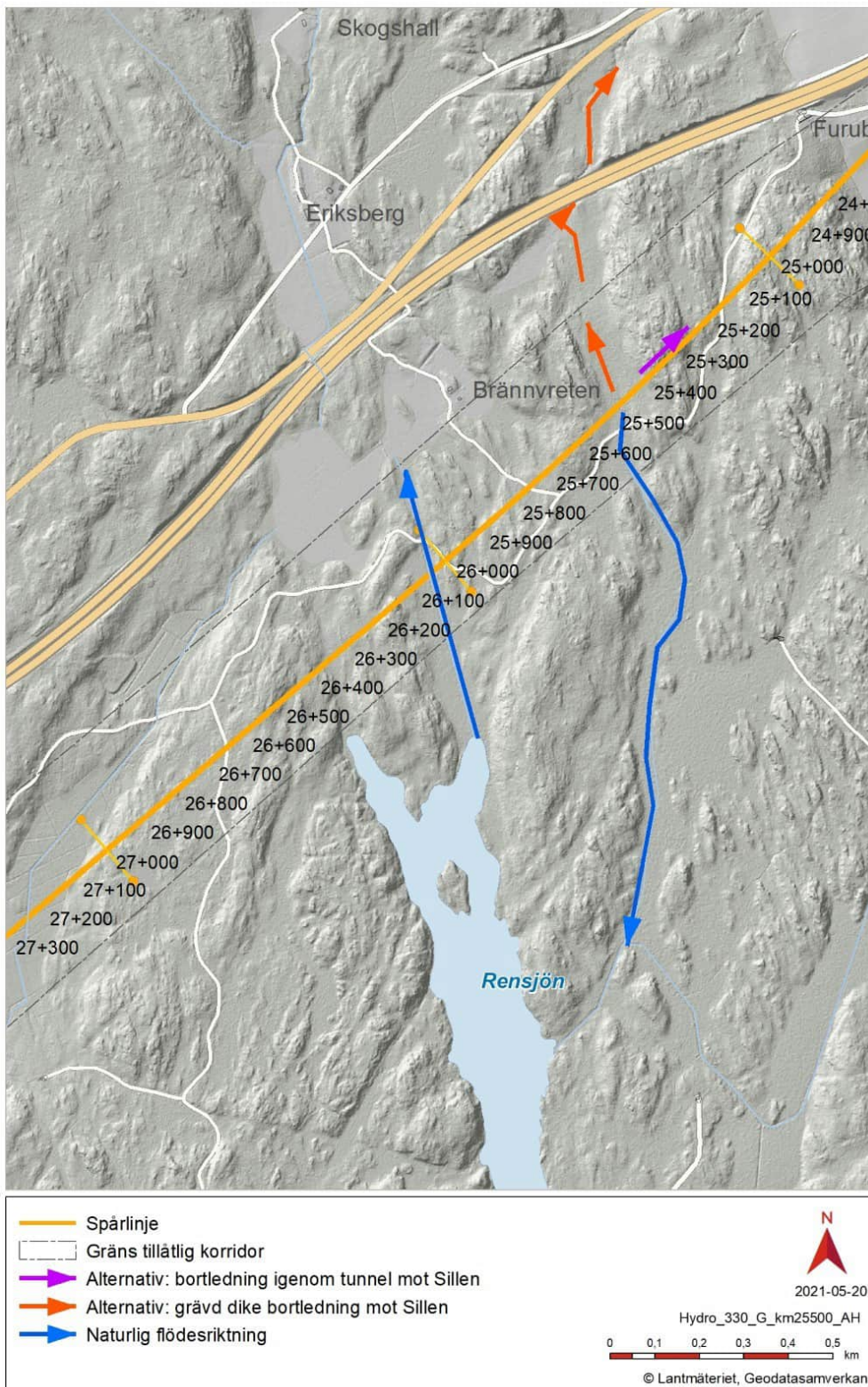
Figur 56 Profil av planerad järnvägsanläggning vid våtmark uppströms tunnelpåslaget km 25+500. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 57 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.



Figur 58 Översiktlig flödessituation vid dikningsalternativ (Alternativ 1). Den blå streckade polygonen visar avrinningsområdet som skärs av, blå pilar visar ytvattnets befintliga väg, ljusbruna pilar visar omledning med dikning norrut och lila pilar visar vattnets väg vid nedledning i den framtida tunneln (Alternativ 2).



Figur 59 Detaljerad redovisning av olika alternativ för ytvattenhantering km 25+500. Samma färgkodning som i Figur 58.



### **Alternativ 1 (valt alternativ)**

Alternativet med ett grävt dike och skyddsvall mot skärningen för byte av avrinningsriktning och att vatten i framtiden rinner norrut genom befintlig trumma under E4 och vidare mot Sillen. Med den lösningen undviks helt flödesbelastning av skärning och tunnel. Figur 58 visar en översiktlig bild av flödessituationen och Figur 59 en mer detaljerad. Figur 59 visar att vattnet i diket inte längre kommer att tillföras Brännvreten utan i stället ledas genom den lilla dalgången i riktning mot Sillen. Storleken av arean som med anläggningen utgår från Brännvretens avrinningsområde är ca 0,03 km<sup>2</sup>, vilket utgör ca. 0,9 % av hela Brännvretens avrinningsområde.

### **Alternativ 2 (aufört alternativ)**

Det andra alternativet innebär att ytvattnet som rinner i dalgången leds ned i skärningen, genom tunneln nordost (lila pilar i Figur 58 och Figur 59) och därefter vidare till recipienten Sillen. Vid detta alternativ skulle vattnet inte tillföras Rensjön och inte heller till Brännvreten.

Alternativ 2 har efter utvärdering avförts utifrån att riskerna med detta alternativ är större och att skyddsåtgärderna för alternativ 1 endast kräver måttliga insatser.

### **3.6.3 Modelleringsförutsättningar**

Randvillkoren för den hydrauliska modellen för *Alternativ 1* presenteras i Tabell 20. Som randvillkor nyttjades vattennivån normalvattennivån både upp- och nedströms. Ungefärliga flöden som kan uppstå vid anläggningen redovisas i Tabell 21.

- Flöden för regnklass 3 beräknades med HEC-HMS
- Flöden för 50-årsregn enligt Dahlström (2010)
- Medelflöde och medelhöflöde beräknades med TDOK 2014:0051.

Modellen har körts stationärt efter att en rimlighetsbedömning utförts för att se att volymen uppströms järnvägstrumman inte är större än vad en stationär modell kan fylla upp.

*Tabell 20 Randvillkor för modellen för våtmark uppströms tunnelpåslag, km 25+500.*

<b>Nedströms randvillkor lutning [‰]</b>	10
<b>Mannings n åfåra [-]</b>	0,06
<b>Mannings n bank/svämplan [-]</b>	0,06

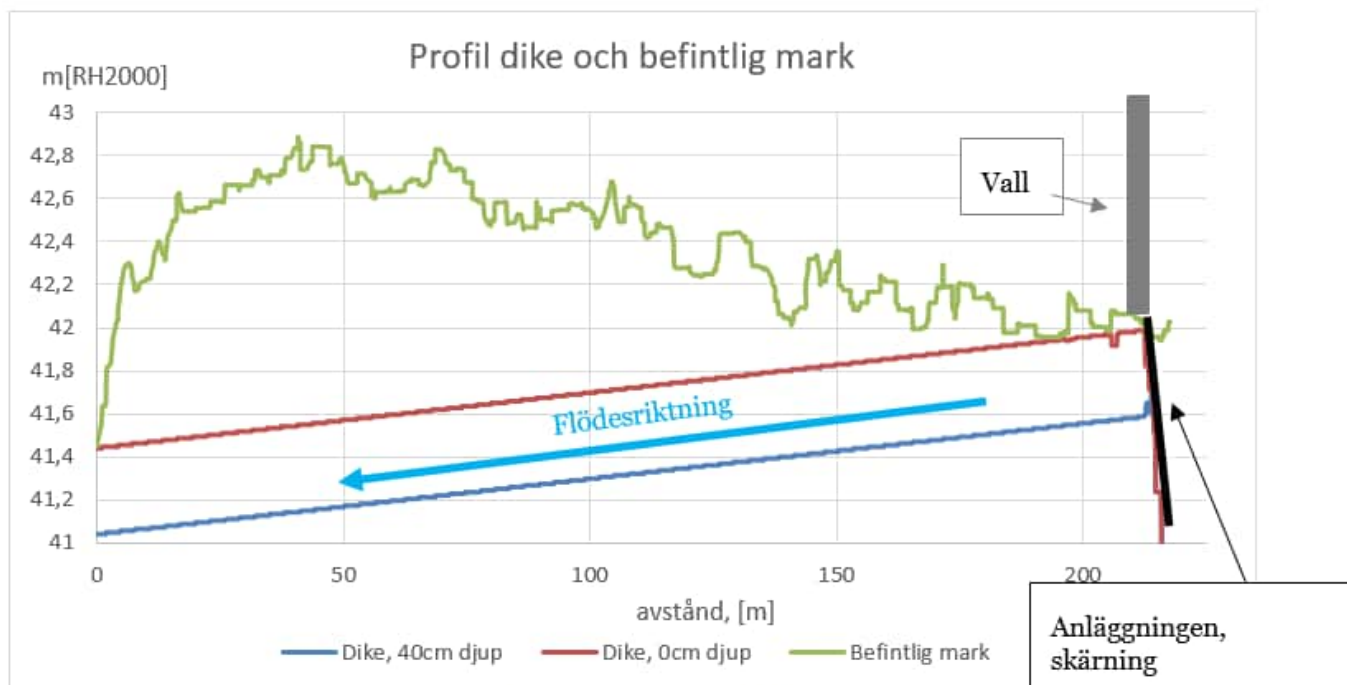


Tabell 21 I modelleringen för våtmark uppströms tunnelpåslag, km 25+500 använda flöden vid olika återkomsttider.

Återkomst-tid	50år	Regn-klass 3	Regn-klass 3+25%	Regn-klass 3+38%	HQ100	HQ100+25%	HQ50+25%	MQ	MHQ
Flöde naturmark [m <sup>3</sup> /s] Alt. 1	0,18	0,78	1,04	1,18	0,20	0,25	0,22	0,0003	0,005
Flöde ledning* [m <sup>3</sup> /s] Alt. 2	0,21	-	-	-	-	-	0,27	-	-
Varaktighet	50 min	6 h	6 h	6 h	50 min	50 min	50 min	-	24 h

\* Vid ledning ned i tunneln blir flödena något kraftigare på grund av skärningen och anläggningen.

I Figur 60 visas bottenprofilen av diktningalternativet där den högra sidan på x-axeln representerar den södra början av diket vid anläggningen och vänstra sidan på x-axeln norra delen av diket. Den gröna linjen i Figur 60 representerar befintlig mark. För att inte diket ska behöva göras onödigt djupt och långt föreslås en skyddsinvallning mot skärningen med järnvägen.



Figur 60 Profil av dikesalternativ (Alt. 1) med två alternativa djup a) blå linje, 0,4 m djup vid skärningen b) orange linje, marknivå vid skärningen.



Sammanställning på dimensionerna hos dikningsförslagen:

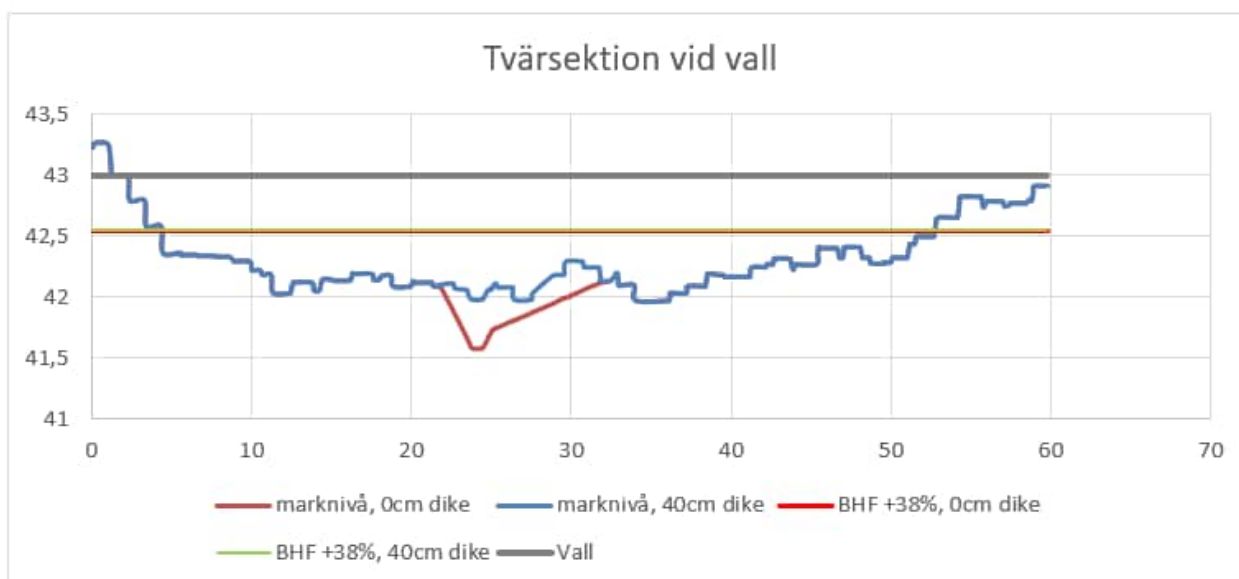
Dimensioner på dike:

- Bottenbredd dike: 0,5 m
- Släntlutning 1:3
- Dikeslängd: 210 m
- a) Start/slut-djup 0,4 m (blåa linje i Figur 60)
  - Volym schakt: 970 m<sup>3</sup>
  - Area 1520 m<sup>2</sup>
  - Lutning på dike: 0,003
- b) Start/slut-djup 0 m (schakt endast för att få lutning och komma igenom höjdryggen; orange linje i Figur 60)
  - Volym schakt 470 m<sup>3</sup>
  - Area 990 m<sup>2</sup>
  - Lutning på dike: 0,003

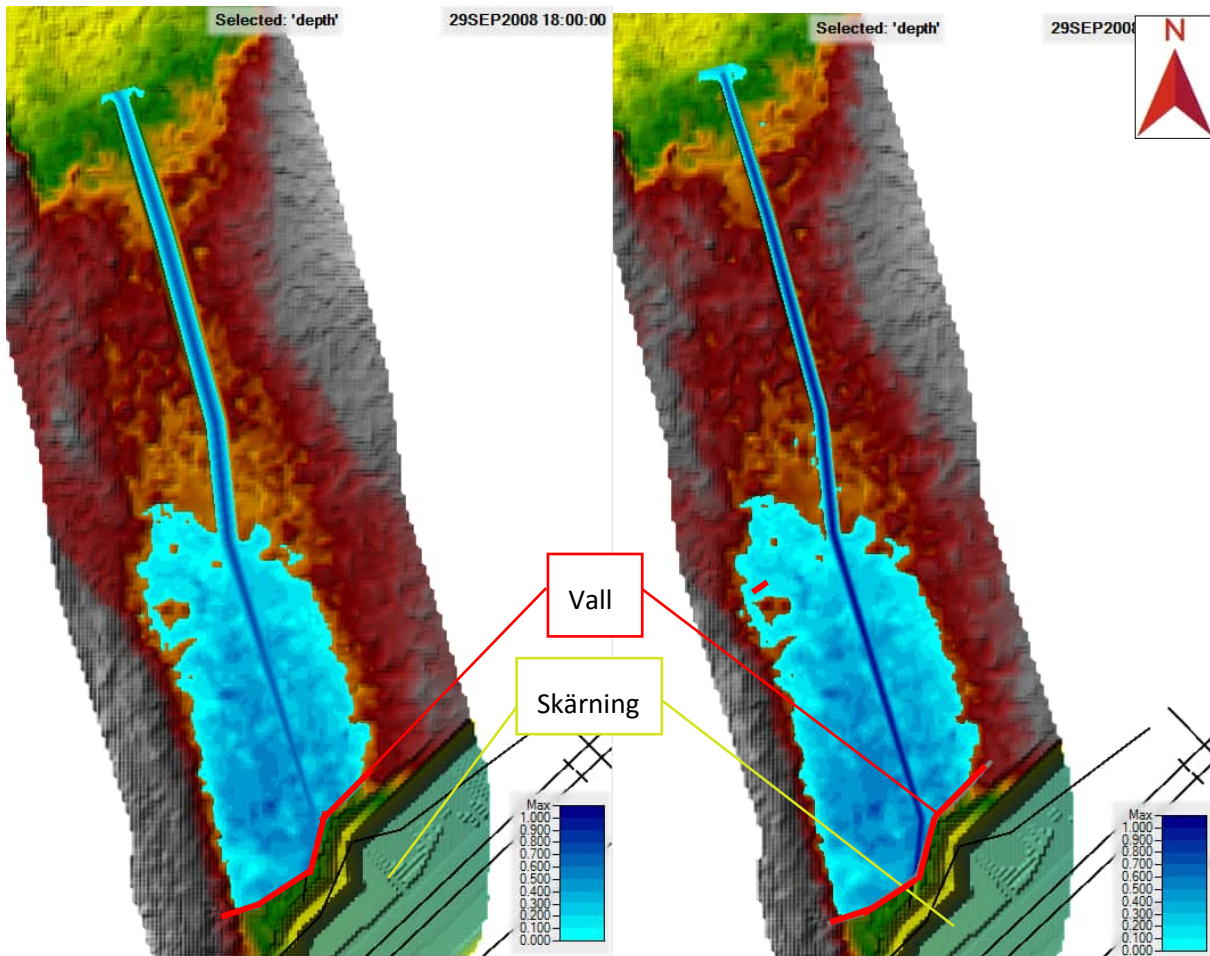
### 3.6.4 Resultat

#### Alternativ 1 (valt alternativ)

Vattenutbredning i dalgången vid ett regnklass 3 flöde (motsvarande Köpenhamnsregn) för olika dikesdjup redovisas i Figur 61 och Figur 62. Vidare visas ungefärlig placering av en vall som skyddar mot att vattnet rinner ned i skärningen vid km 25+500. Vattennivåerna vid vallen finns presenterade i Figur 61. Vallen föreslås ha krönhöjd + 43 m.



Figur 61 Vattennivåer vid ett regnklass 3 +38% vid vall. Diket är inte symmetriskt eftersom vallen går snett över diket, se Figur 62.



Figur 62 Resultat för utbredningen av ytvattnet vid ett klass 3 flöde med en klimaffaktor på 1,38: vänster med dikesdjup 0 m och höger med dikesdjup 0,4 m.

De tillhörande vattenstånderna samt vattenstånd vid andra återkomsttider redovisas i Tabell 22..



Tabell 22 Vattenstånd vid olika återkomsttider för dikningsalternativet (Alt. 1) för våtmark norr om tunnelpåslaget km 25+500.

	Återkomsttid	50år	50år+25%	HQ100	HQ100+25%	Regn- klass 3	Regn- klass 3+25%	Regn- klass 3+38%
	<b>Flöde naturmark [m<sup>3</sup>/s]</b>	0,18	0,22	0,20	0,25	0,78	1,04	1,18
<b>Dikesdjup uppströms skärning: 0 m</b>	<b>Vattennivå uppströms skärning [RH2000]</b>	+ 42,2	+ 42,2	+ 42,2	+ 42,2	+ 42,4	+ 42,5	+ 42,5
	<b>Djup [m]</b>	0,3	0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6
<b>Dikesdjup uppströms skärning: 0,4 m</b>	<b>Vattennivå uppströms skärning [RH2000]</b>	+ 42,1	+ 42,2	+ 42,2	+ 42,2	+ 42,4	+ 42,5	+ 42,5
	<b>Djup (i dike) [m]</b>	0,6	0,6	0,6	0,60	0,8	0,9	1,0
	<b>Djup (mot vall) [m]</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,4	0,5	0,6

### Alternativ 2 (avfört alternativ)

En 500 mm ledning genom tunneln (DN500) skulle ge en kapacitet på ca 0,55 m<sup>3</sup>/s. Summan av naturflöde och ledningsflöde för ett regn med 50 års återkomsttid och 50 min varaktighet är 0,49 m<sup>3</sup>/s och alltså skulle en sådan ledning klara detta flöde. En sådan ledning skulle ej klara ett regnklass 3, men tunneln lutar åt nordost och har ingen lågpunkt i mitten vilket betyder att vattnet skulle ledas bort genom anläggningen och inte samlas i tunneln. Dock skulle sådana höga flöden kunna innebära skaderisker för tunneln samt erosionsrisker för skärningen.

### 3.6.5 Slutsats

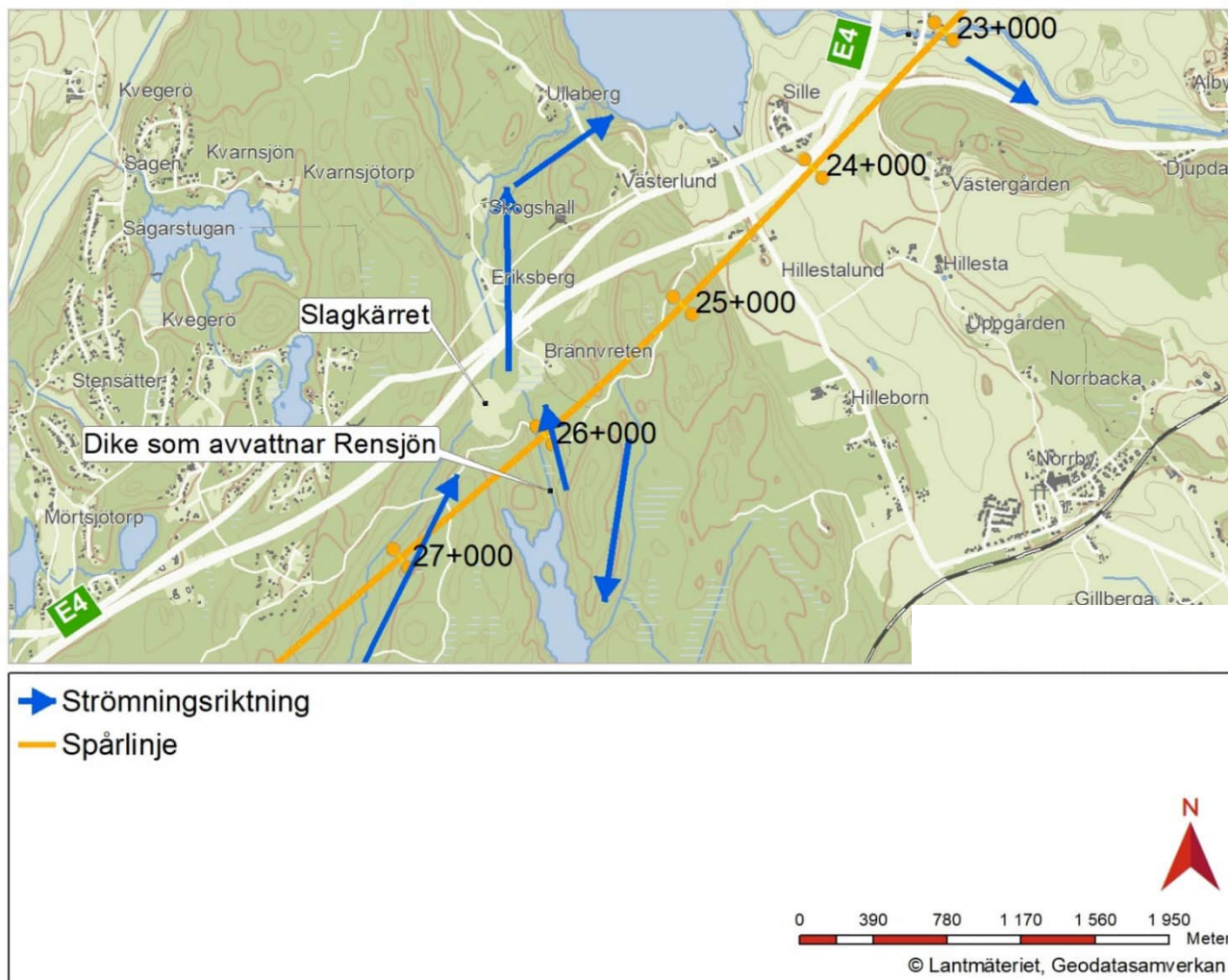
Området norr om tunnelpåslaget har ett avrinningsområde på 0,03 km<sup>2</sup>. Andelen av totala avrinningsområdet som utgår från Brännvretens avrinningsområde är ca 0,9 % vilket är en mycket begränsad förändring. Brännvreten har höga naturvärden kopplade till vattenmiljön, men eftersom flödesskillnaden är liten och dessutom fördröjs idag av Rensjön skulle skillnaden gällande flöde och vattennivåer för Brännvreten sannolikt knappast vara märkbar. Våtmarken norr om tunnelpåslaget bedöms inte ha särskilt höga naturvärden. Utan åtgärder för att skydda anläggningen skulle vatten kunna rinna fritt ned i skärningen och därmed vidare in i tunneln. Konsekvensen skulle vara stillestånd för anläggningen då vatten skulle rinna på spåret med ett djup på ca 0,1 m vid regnklass 3. Nedledningen av ytvattent i skärningen skulle dessutom kräva särskilda lösningar för att inte erosionsrisker ska uppstå. Föreslagen åtgärd är utifrån detta en vall vid järnvägsanläggningen samt ett dike som ska leda bort vattent norrut. Diket har dimensionerats för ett konstant flöde på ca 1,2 m<sup>3</sup>/s vilket motsvarar ett klass 3 regn med en klimatfaktor på 1,38. Åtgärden har valts för att den tekniskt bedöms som den säkraste och tekniskt enklaste lösningen. Från de två dikesdjupsalternativen har det mindre diket med 0 m djup där diket börjar valts eftersom detta alternativ minskar barriäreffekten och även markintrånget. Dimensionering för regnklass 3 och högsta klimatfaktorn har gjorts eftersom dikesutformning blir densamma som för HQ50 med lägre klimatfaktor. Vallhöjden blir dock något högre, men utifrån massöverskott i området har denna inte bedömts som någon betydande merkostnad och därmed har ingen kostnadsnyttoanalys utförts.



### 3.7 Dike som avvattnar Rensjön, km 26+050

#### 3.7.1 Geografiska förutsättningar

Storleken på avrinningsområdet är 3 km<sup>2</sup>, se Appendix 5.7 och består till största delen av skogsmark (92%). De dominerande jordarterna är tunn jord eller kalt berg (40%), morän (28%) och finjord (22%). Rensjön avvattnas till Brännvretens våtmark innan den leds under E4 och vidare till Sillen (se Figur 63). En bild på diket visas i Figur 64.



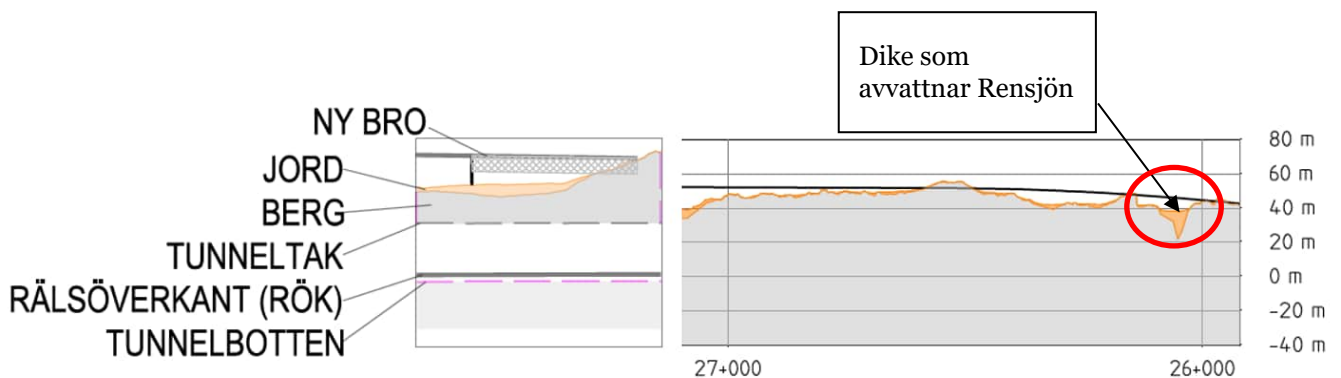
Figur 63 Topografisk karta över dike som avvattnar Rensjön (© Lantmäteriet). Blå pil symboliserar strömningsriktningen.



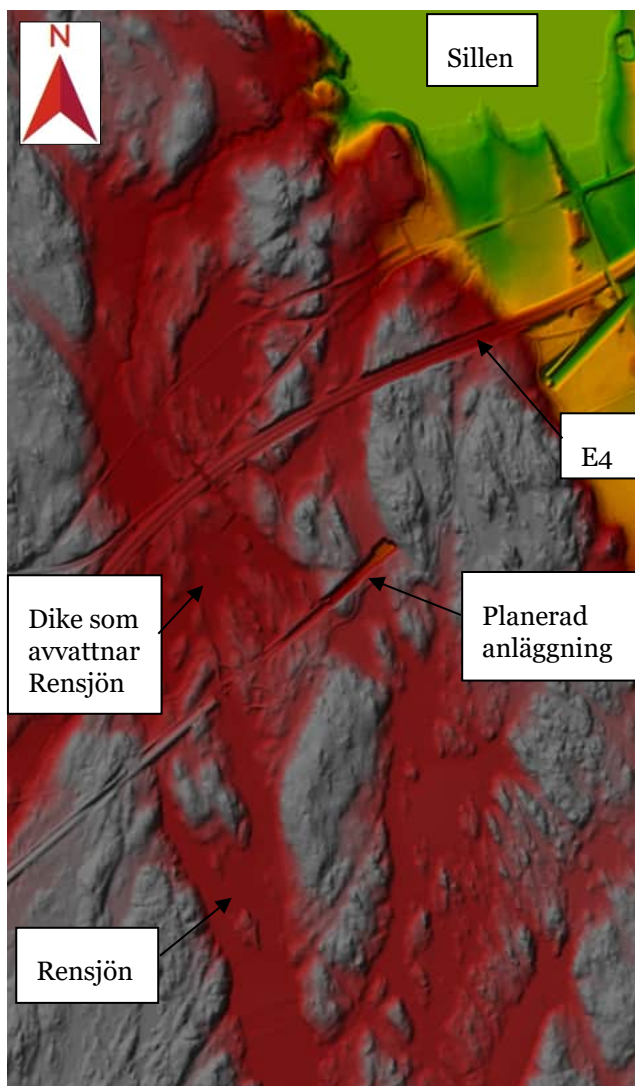
Figur 64 Bild på diket som avvattnar Rensjön. Orange pil symboliserar strömningsriktningen.

### 3.7.2 Tekniska förutsättningar

Järnvägen kommer korsa Dike som avvattnar Rensjön på bro (Figur 65). Vattennivåer längs vattendraget har studerats för olika återkomsttider. På nedströmssidan av diket finns en mindre väg som diket passerar via en gabionkorsning, vilken potentiellt kan blockeras med bland annat kvistar, löv eller likande som följer med vattnet under perioder med höga flöden. I modellen beskrivs denna gabionkorsning därför som "tät". Beräkningar av Regnklass 3 flöden gjordes i programmet HEC-HMS.



Figur 65 Profil av den planerade järnvägsanläggningen, röd oval markerar utredningsområdet. I vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 66 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

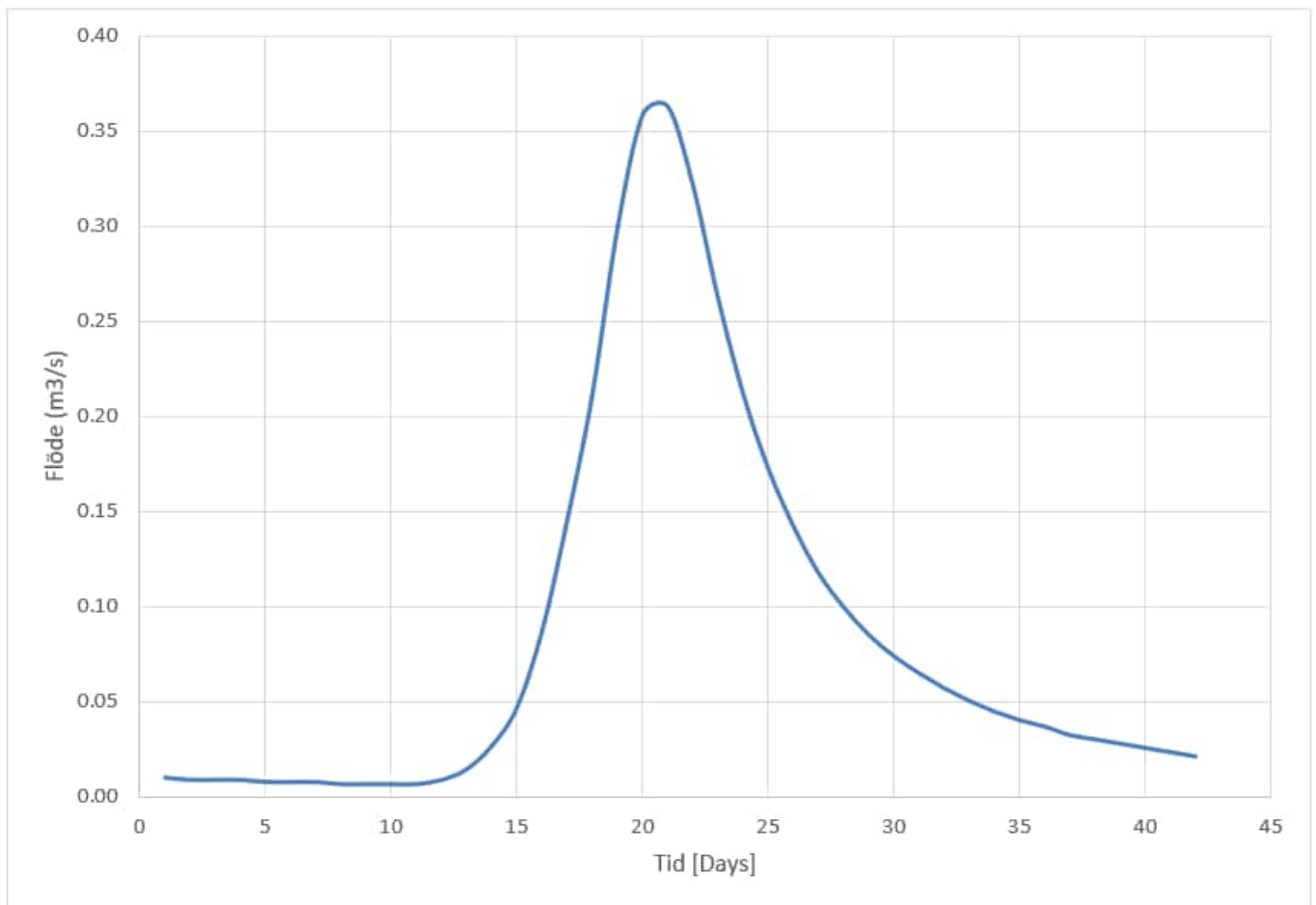
### 3.7.3 Modelleringsförutsättningar

Eftersom Rensjön har en stor magasineringsförmåga har areaskalade mätserier från S-HYPE (SMHI) använts som input för 2D modelleringen, dvs. transient modellering har gjorts. Magasineringskapaciteten i sjön har genom överslagsberäkningar bedömts att vara så stor att kortvariga skyfall inte är dimensionerande utan i stället har långvariga dataserier från S-HYPE använts. Det har inte gjorts en kalibrering på grund av att mätdata för höga flöden saknas, men det har gjorts en validering av de modellerade vattenstånden. De peak-flöden som har använts sammanfattas i Tabell 23 och hydrografen för det dimensionerande flödet i Figur 67. Randvillkoren för den hydrauliska modellen presenteras i Tabell 24. Lutningen är beräknad från höjddata och Mannings  $n$  är bedömda utifrån platsbesök.



Tabell 23 Beräknade peak flöden för Dike som avvattner Rensjön (m<sup>3</sup>/s). Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flöde.

	<b>Flöde [m<sup>3</sup>/s]</b>
<b>MQ</b>	0,03
<b>MHQ</b>	0,17
<b>HQ50</b>	0,35
<b>HQ50+5%</b>	0,36
<b>HQ100</b>	0,38
<b>HQ200</b>	0,43
<b>HQ50×1,5</b>	0,52



Figur 67 Hydrograf för det dimensionerande flödet HQ50 med en klimatfaktor på 1,05.



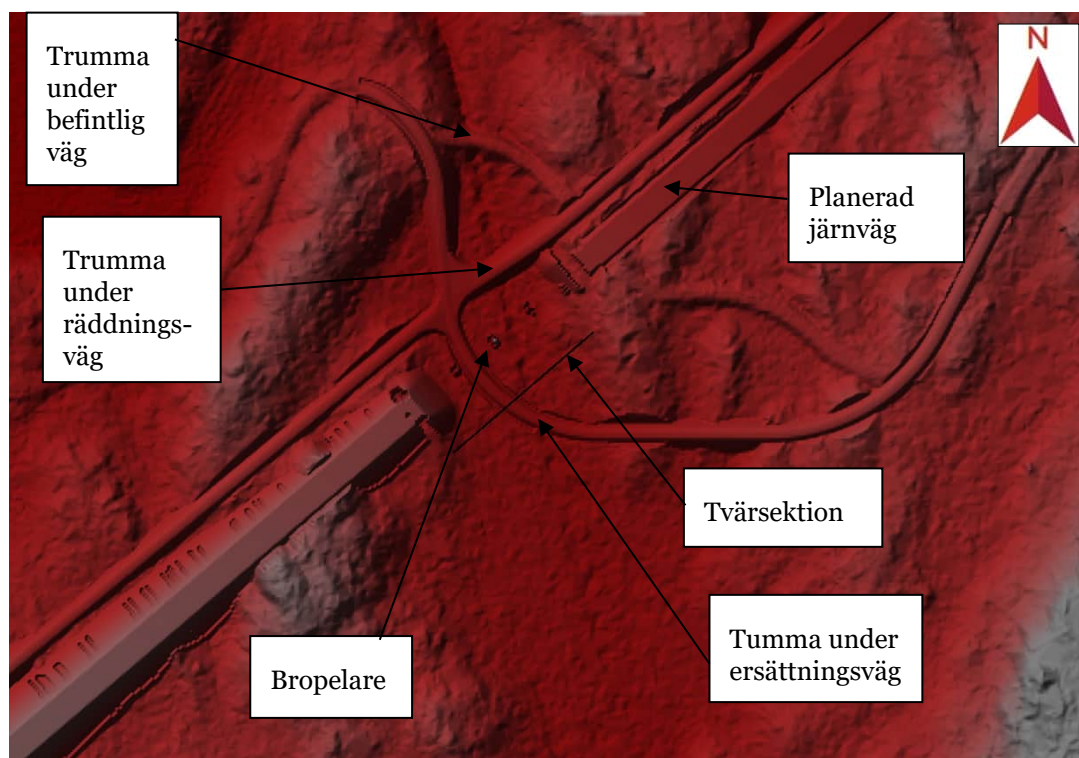
Tabell 24 Randvillkoren för modellen dike som avvattnar Rensjön.

<b>Nedströms randvillkor lutning [%o]</b>	1
<b>Mannings n åfåra/bank/svämplan [-]</b>	0,06

Vattengångar och dimension för trummorna under service- och räddningsvägen samt under den befintliga vägen redovisas i Tabell 25. En tillhörande översiktsbild över inzoomat modellområde redovisas i Figur 68.

Tabell 25 Vattengångar och dimension för trummorna under vägerna vid diket som avvattnar Rensjön.

	<b>Uppströms [m]</b>	<b>Nedströms [m]</b>	<b>Dimension</b>
<b>Trumma under serviceväg</b>	+38,1	+38,0	DN500
<b>Trumma under räddningsväg</b>	+38,1	+38,05	DN500
<b>Trumma under befintlig väg</b>	+38,5	+38,45	DN500



Figur 68 Överblick modellerat område.

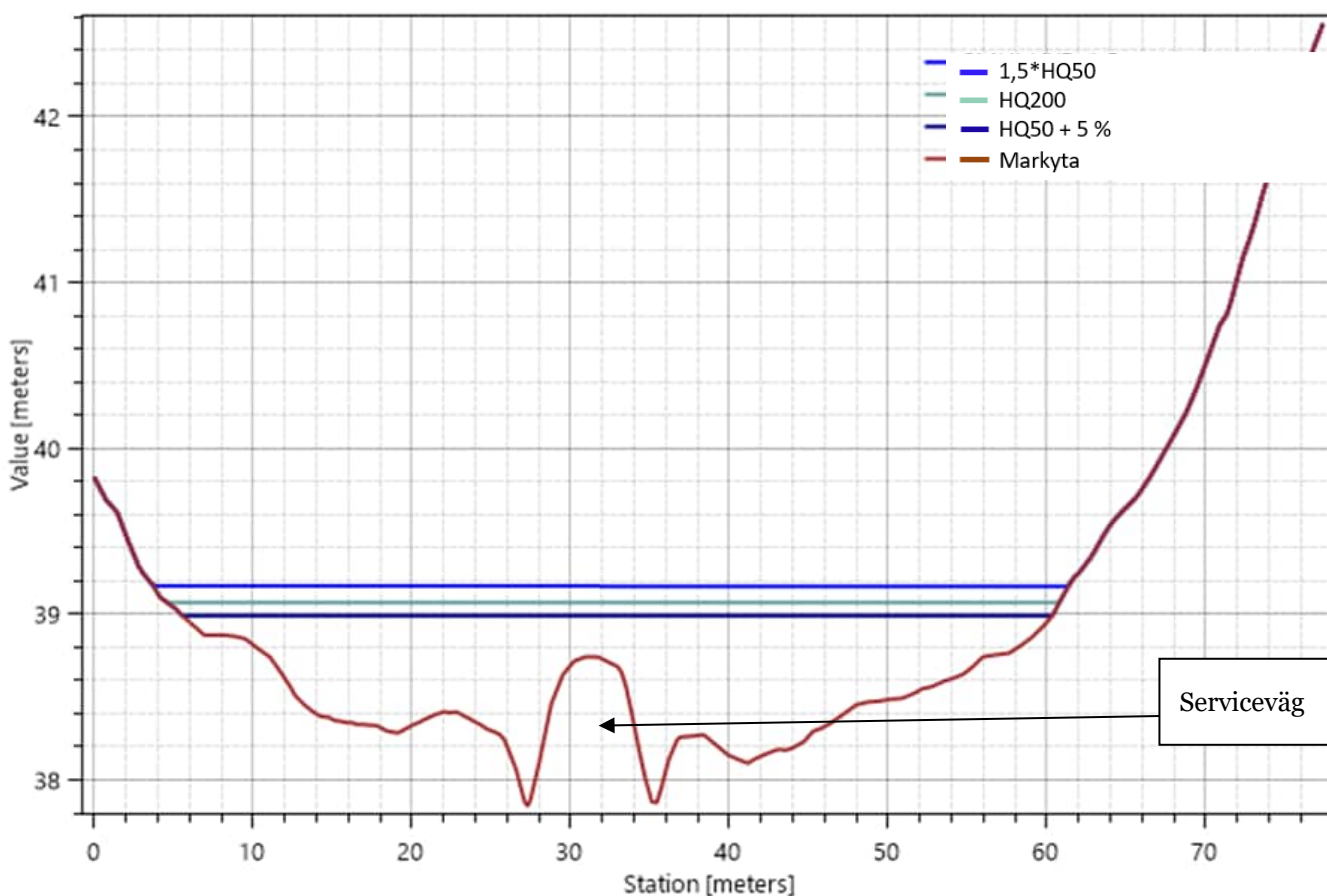


### 3.7.4 Resultat

Tabell 26 visar modellerade vattenstånd och vattenhastigheter vid olika återkomsttider. En tvärsektion av diket ca 10 m uppströms den planerade järnvägen finns presenterat i Figur 69. Tabellen inkluderar alla modellerade vattenstånd.

Tabell 26 Modellerade vattenstånd med och utan anläggning vid järnvägs korsningen vid diket som avvattnar Rensjön. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet och respektive vattenstånd samt flödes hastighet ca. 10 m uppströms den planerade anläggningen. Redovisade hastigheter är något osäkra till följd av bakvatteneffekt.

Flöde	Utan anläggning		Med anläggning	
	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]
MQ	0,01	+37,5	0,01	+37,5
MHQ	0,01	+37,8	0,01	+37,8
HQ50+5%	0,01	+39,0	0,01	+39,0
HQ100	0,01	+39,0	0,01	+39,0
HQ200	0,01	+39,0	0,01	+39,1
1,5×HQ50	0,01	+39,1	0,01	+39,2



Figur 69 Tvärsektion av dike som avvattnar Rensjön ca. 10 m uppströms järnvägs korsningen med modellerade vattenstånd och planerad järnvägsanläggning. Position av tvärsektionen redovisas i Figur 68.



### 3.7.4.1 Konsekvensutredning

Diket som avvattnar Rensjön har bedömts vara konsekvensklass 2, med dimensionerande flöde på 50 års återkomsttid. Bedömningen grundas på att en driftstörning kan påverka anläggningen, men inte i sådan utsträckning att det kan finnas fara för liv, mycket stor återställningskostnad, allvarlig och bestående miljöskada eller allvarliga störningar av transportförsörjningen (se Kapitel 2.2).

I Tabell 27 visas en sammanfattning av konsekvensutredningen för diket som avvattnar Rensjön.

*Tabell 27 Resultat av konsekvensutredningen med modellerade vattennivåer och konsekvenser vid diket som avvattnar Rensjön. Dimensionerade flöde är gråmarkerat. Nivån på underkant bro är +43,7 m och ingen modellerad händelse överstiger denna nivå.*

Flöde naturmark Återkomst- tid	Vattennivå [m] (Bruksnivå: +44,8)  (Underkant bro: +43,7)	Översvämning uppstår					
		Anläggningen (serviceväg, teknikgård, järnväg, växlar)	Skogs- mark	Jordbruks- mark	Byggnader	Vägar	Natur- värden
50år+5 % 0,36 m <sup>3</sup> /s	+39,0	X	X	-	-	X	-
HQ200 0,43 m <sup>3</sup> /s	+39,1	X	X	-	-	X	-
1,5×HQ50 0,52 m <sup>3</sup> /s	+39,2	X	X	-	-	X	-

- ingen påverkan

\* vattnet håller sig i åfåran

x påverkas

### Anläggningen

Till följd av att järnvägsbron är relativt hög finns inga risker för skador på bron varken vid 200-årsflöden (Figur 71), 1,5×HQ50 (Figur 72) eller vid dimensionerande flöden (Figur 70). Bruksnivån och underkant bro nås inte. Redan vid dimensionerande flöden bräddas vattnet dock över servicevägen. Den begränsande sektionen i simuleringen är inte den planerade anläggningen utan trumman under befintlig skogsväg ca. 70 m nedströms järnvägsbron. Trumman är inte dimensionerad för flöden med 50-års återkomsttid.

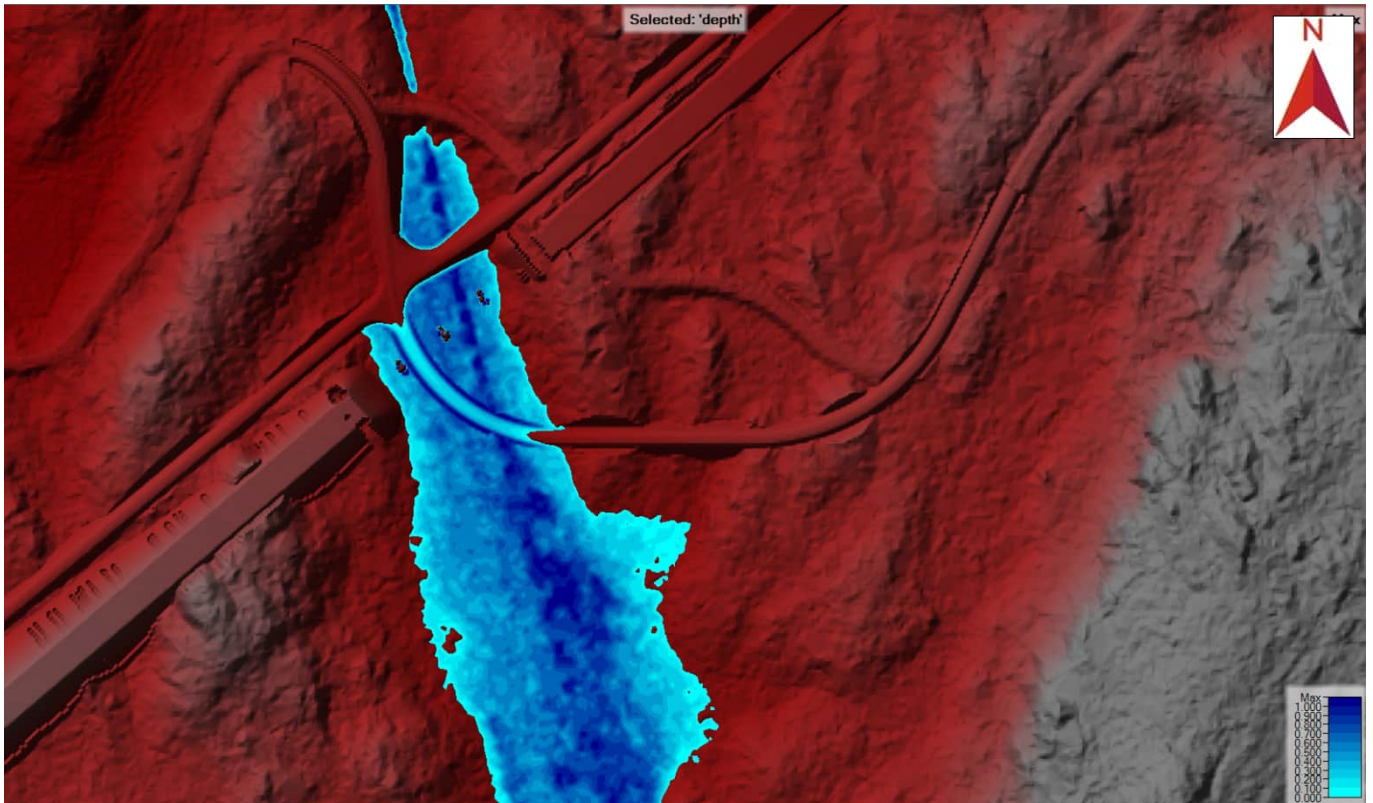
### Skogsmark

Skogsmark i dalgången översvämmas enligt figurerna Figur 70 - Figur 72. Se ovan i avsnittet "Anläggning" för förklaring.

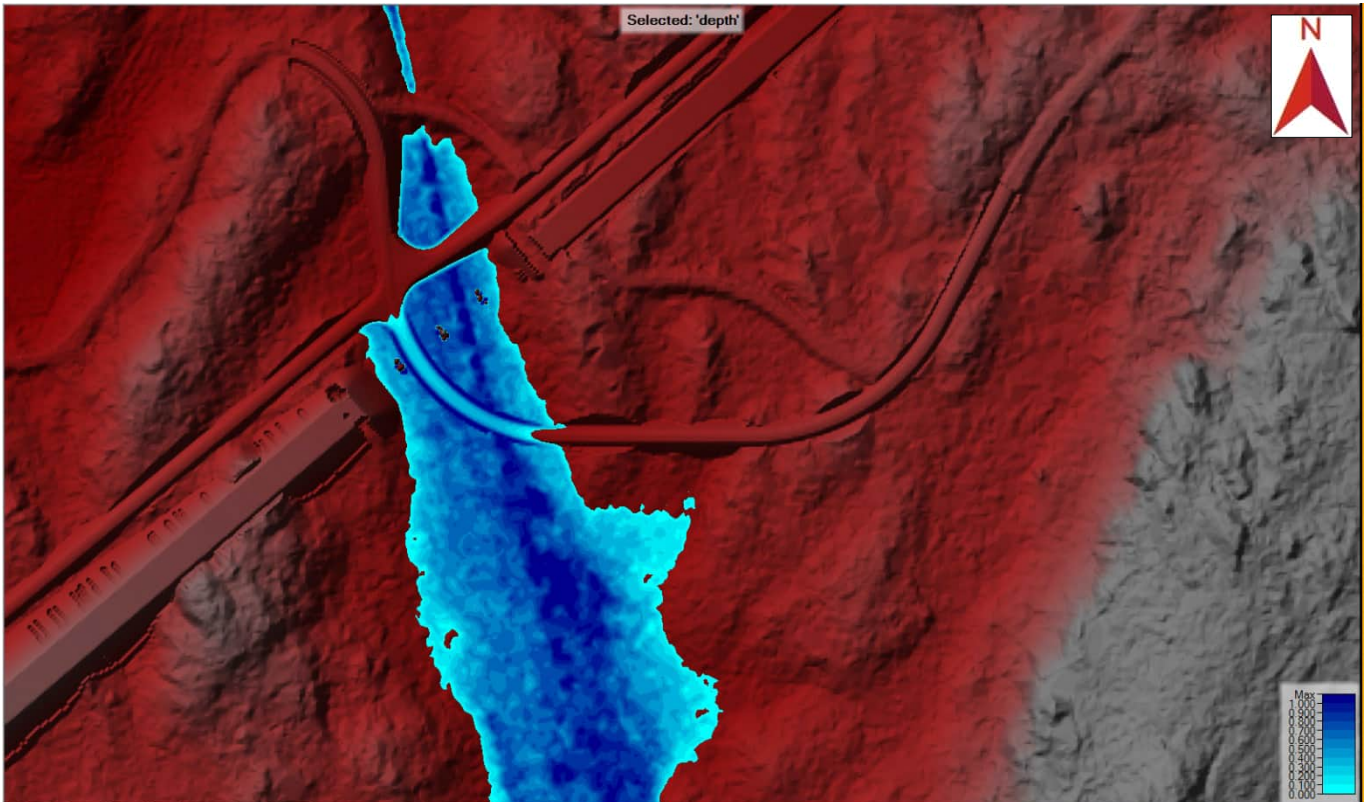


## Vägar

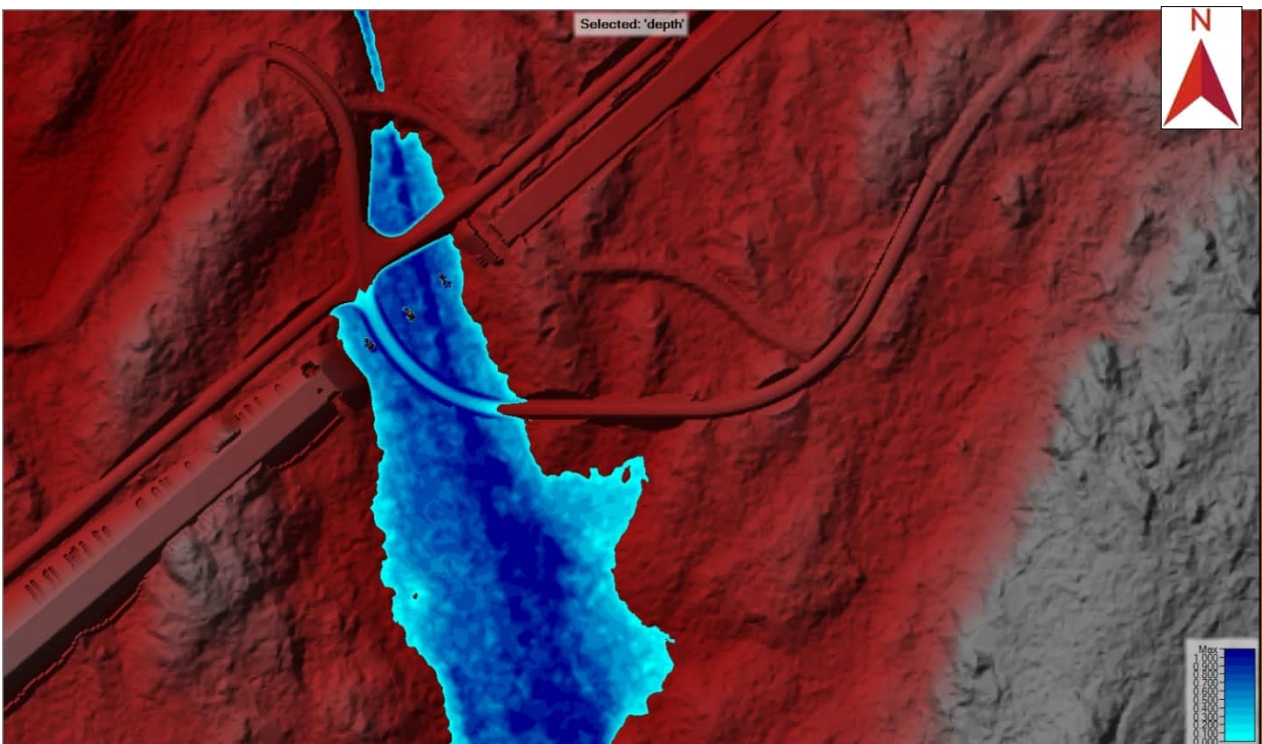
Redan vid ett dimensionerande 50-årsflöde däms vatten upp mot den befintliga skogsvägen ca. 70 m nedströms järnvägsbron. Den överströmmas dock inte.



Figur 70 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike som avvattnar Rensjön vid ett 50-årsflöde med klimatfaktor på 0.05.



Figur 71 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike som avvattnar Rensjön vid ett 200-årsflöde.



Figur 72 Utbredning och vattendjup i blått [m] för dike som avvattnar Rensjön vid flödet  $1,5 \times HQ_{50}$ .

Filnamn: OLP4-04-025-42000-0\_0-0032

Projektnamn	Skapat av (Leverantör)	Godkänt datum	Rev Datum
Ostlänken	Annemarie Briel Adele Wallin	2023-08-31	-
Ärendenummer	Granskat av (Leverantör)	Sidor	Version
TRV 2019/65712	Johan Kjellin	79(99)	_.5
	Godkänt av (Leverantör)		
	Henrik Tham		



TRAFIKVERKET

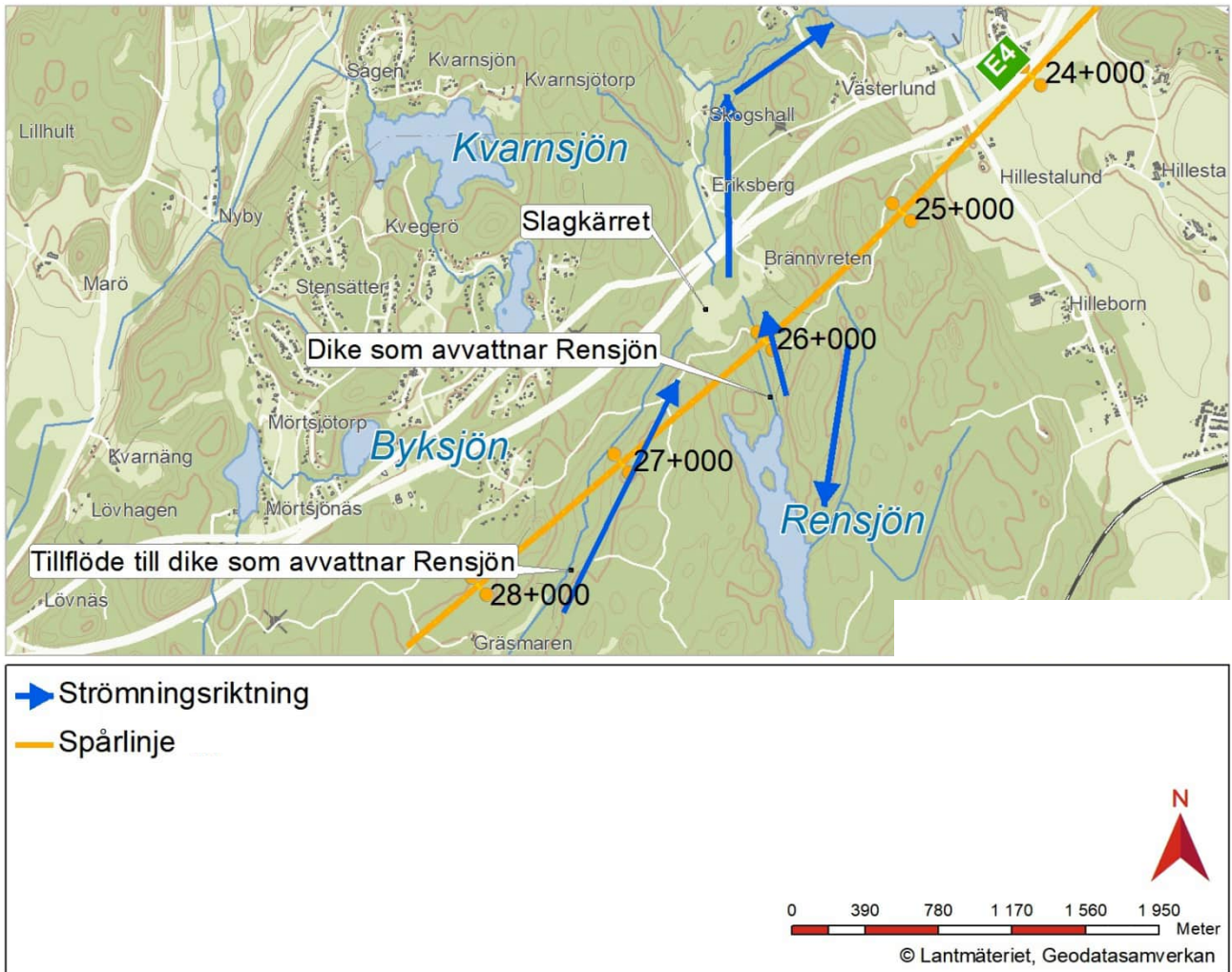
### 3.7.5 Slutsats

Efter en konsekvensutredning enligt konsekvensklass 2 har diket som avvattnar Rensjön bedömts utgöra konsekvensklass 2 på grund av, att den planerade järnvägsbron inte blir påverkad vid högre flöden såsom HQ200. Underkant bro likaså bruksnivån nås inte och därmed finns ingen risk för personskada, ingen återställningskostnad, miljökada och störning i transportförsörjningen. Service- och räddningsvägsbank och -yta anläggs av sådant material som tål återkommande översvämning ca. vartannat år.

### 3.8 Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön, km 27+250

#### 3.8.1 Geografiska förutsättningar

Vattendragets avrinningsområde är 1,5 km<sup>2</sup> stort, se Appendix 5.7, och utgörs främst av skogsmark. Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön rinner in i Slagkärret vid Brännvreten innan den leds under E4 och vidare till sjön Sillen (se Figur 73). En bild på diket visas i Figur 74.



Figur 73 Topografisk karta över tillflöde till dike som avvattnar Rensjön (© Lantmäteriet).  
 Blå pilar symboliserar strömningsriktningen.

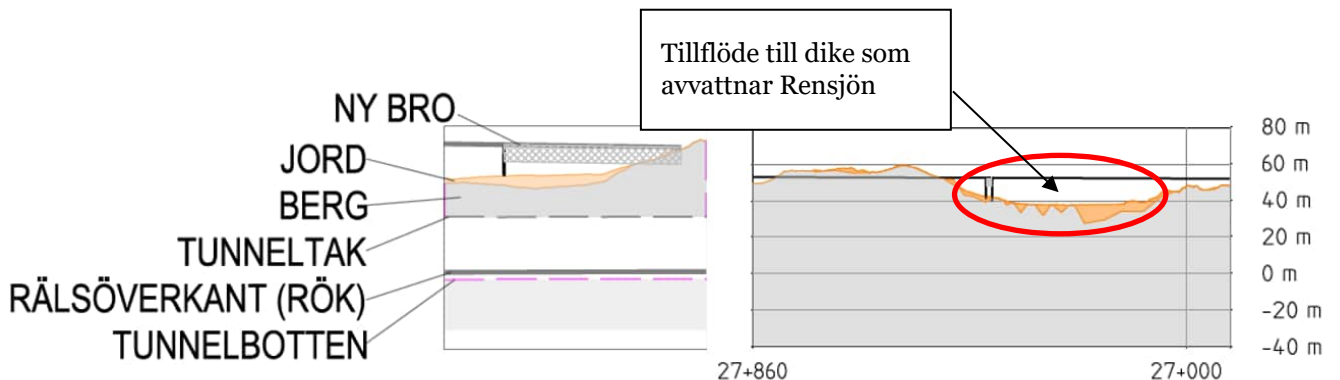




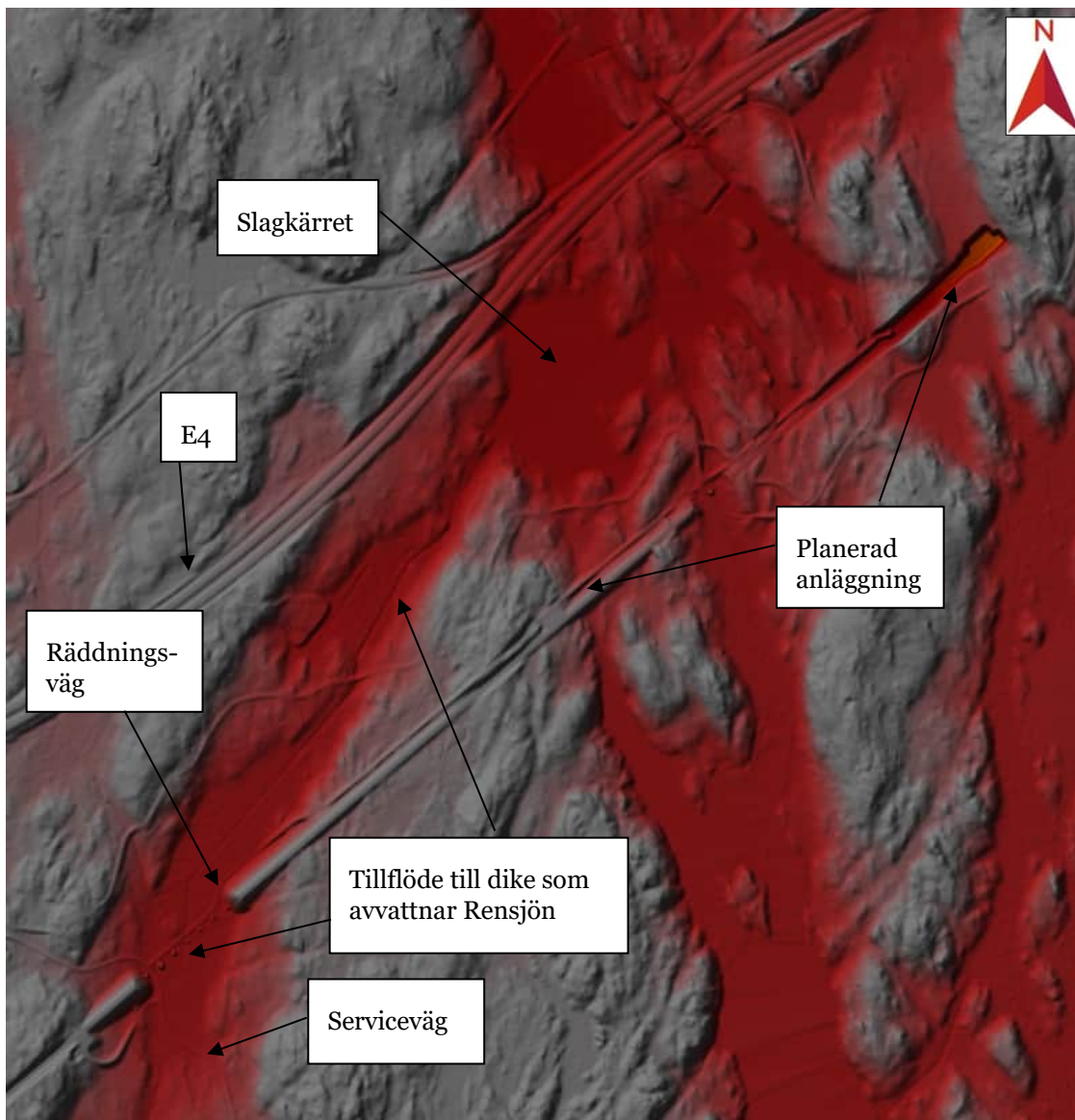
Figur 74 Bild på tillflöde till dike som avvattnar Rensjön. Strömningsriktningen redovisas med orange pil.

### 3.8.2 Tekniska förutsättningar

Figur 75 visar att den planerade järnvägsanläggningen kommer korsa vattendraget på bro. Uppströms bron kommer diket att passera en serviceväg, nedströms bron en räddningsväg och ca 500 m nedströms räddningsvägen den befintliga skogsvägen.



Figur 75 Profil av planerad järnvägsanläggning vid tillflöde till dike som avvattnar Rensjön. I den vänstra delen av figuren visas legenden.



Figur 76 Lantmäteriets NHH-data med den planerade anläggningen.

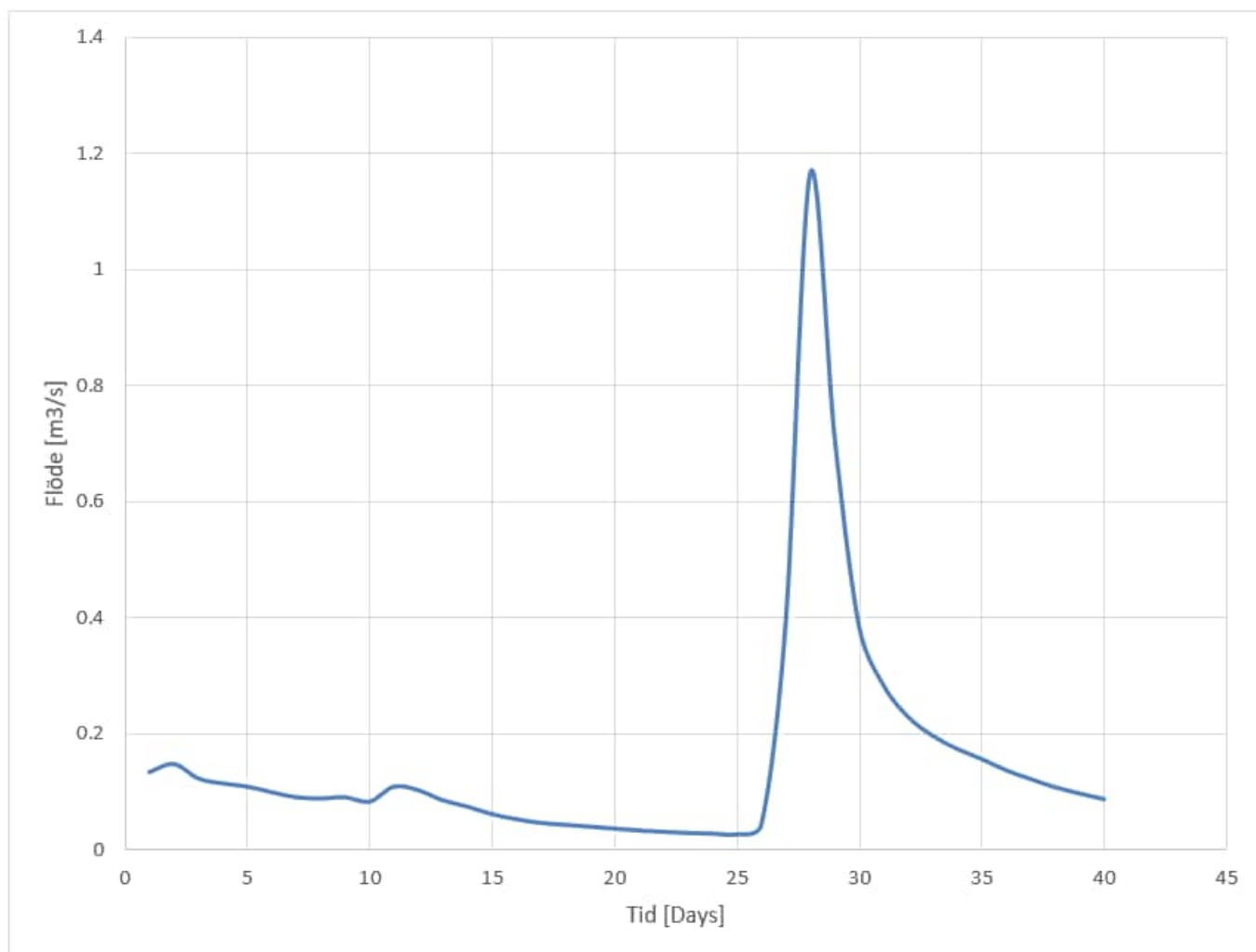
### 3.8.3 Modelleringsförutsättningar

Areaskalade mätserier från S-HYPE (SMHI) har använts som input för 2D modelleringen, dvs. transient modellering har gjorts. Magasineringskapaciteten i dalgången har genom överslagsberäkningar bedömts att vara så stor att kortvariga skyfall inte är dimensionerande utan i stället har långvariga dataserier från S-HYPE använts. Det har inte gjorts en kalibrering på grund av att mätdata för höga flöden saknas, men det har gjorts en rimlighetsuppskattningen av modellerade vattenstånd jämfört med uppskattade befintliga vattennivåer. Peak-flöden som har använts sammanfattas i Tabell 28 och i Figur 77 hydrografen för det dimensionerande flödet.



Tabell 28 Beräknade flöden för dike som avvattnar Rensjön (m<sup>3</sup>/s).  
Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet.

	<b>Flöde [m<sup>3</sup>/s]</b>
<b>MQ</b>	0,02
<b>MHQ</b>	0,4
<b>HQ50</b>	1,1
<b>HQ50+5%</b>	1,2
<b>HQ100</b>	1,2
<b>HQ200</b>	1,4
<b>HQ50×1,5</b>	1,7



Figur 77 Hydrograf för det dimensionerande flödet HQ50 med en klimatkfaktor på 1,05.



Tabell 29 Randvillkoren för modellen tillflöde till dike som avvattnar Rensjön.

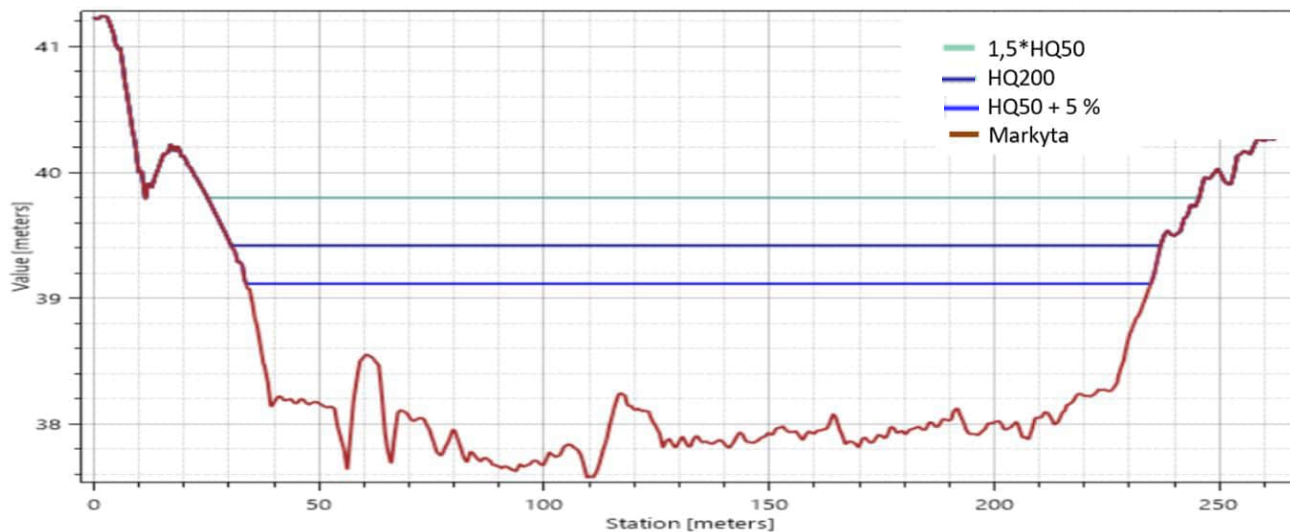
<b>Nedströms randvillkor lutning [%.]</b>	1
<b>Mannings n åfåra [-]</b>	0,05
<b>Mannings n bank/svämplan [-]</b>	0,1

### 3.8.4 Resultat

Tabell 30 visar modellerade vattenstånd och vattenhastigheter vid olika återkomsttider. En tvärsektion av diket ca 10 m uppströms den planerade järnvägen och de modellerade vattenstånden presenteras i Figur 78.

Tabell 30 Modellerade vattenstånd med och utan anläggning vid järnvägs korsningen för dike som avvattnar Rensjön. Den grå markerade raden redovisar det dimensionerande flödet och respektive vattenstånd och flödes hastighet ca. 10 m uppströms den planerade anläggningen.

Flöde	Utan anläggning		Med anläggning	
	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]	Vattenhastighet [m/s]	Vattenstånd [m]
<b>MQ</b>	0,05	+37,3	0,05	+37,3
<b>MHQ</b>	0,1	+37,7	0,1	+37,7
<b>HQ50 +5%</b>	0,1	+39,1	0,1	+39,1
<b>HQ100</b>	0,1	+39,1	0,1	+39,2
<b>HQ200</b>	0,1	+39,4	0,1	+39,4
<b>1,5×HQ50</b>	0,1	+39,7	0,1	+39,8



Figur 78 Tvärsektion av tillflöde till dike som avvattnar Rensjön, ca 10 m uppströms den planerade järnvägsanläggningen.

### 3.8.5 Konsekvensutredning tillflöde till dike som avvattnar Rensjön

#### 3.8.5.1 Konsekvensklass

Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön har bedömts vara konsekvensklass 2, med ett dimensionerande flöde med 50 års återkomsttid. Bedömningen grundas på att en driftstörning skulle kunna påverka anläggningen, men inte i sådan utsträckningen att det kan finnas fara för liv, mycket stor återställningskostnad, allvarlig och bestående miljöskada eller allvarliga störningar av transportförsörjningen (se kapitel 2.2). I Tabell 31 visas en sammanfattning av konsekvensutredningen för dike som avvattnar Rensjön.



Tabell 31 Konsekvensutredning med redovisning av modellerade vattennivåer och konsekvenser vid dike som avvattnar Rensjön, dimensionerade flöde är gråmarkerat. Nivån på underkant bro är +49,7 m och ingen modellerad händelse överstiger denna nivå.

Flöde naturmark Återkomsttid	Vattennivå [m] (Bruksnivå: +51,3) (Underkant bro: + 49,7)	Översvämning uppstår					
		Anläggningen (serviceväg, teknikgård, järnväg, växlar)	Skogs- mark	Jordbruks- mark	Byggnader	Vägar	Natur- värden
50år+5% 1,2 m <sup>3</sup> /s	+40,8	X	X	-	-	X	X
HQ200 1,4 m <sup>3</sup> /s	+41,2	X	X	-	-	X	X
1,5×HQ50 1,7 m <sup>3</sup> /s	+41,2	X	X	-	-	X	X

- ingen påverkan

\* vattnet håller sig i åfåran

x påverkas

### Anläggningen

Till följd av att järnvägsbron är relativt hög finns inga risker för skador på bron varken vid 200-årsflöden (Figur 80), 1,5×HQ50 (Figur 81) eller vid dimensionerande flöden (Figur 79). Bruksnivån nås inte. Redan vid dimensionerande flöden bräddas dock vattnet över servicevägen och räddningsvägen. Begränsande sektion i simuleringen är inte den planerade anläggningen utan trumman under befintlig skogsväg ca. 500 m nedströms anläggningen. Den är inte dimensionerad för flöden med 50-års återkomsttid.

### Skogsmark

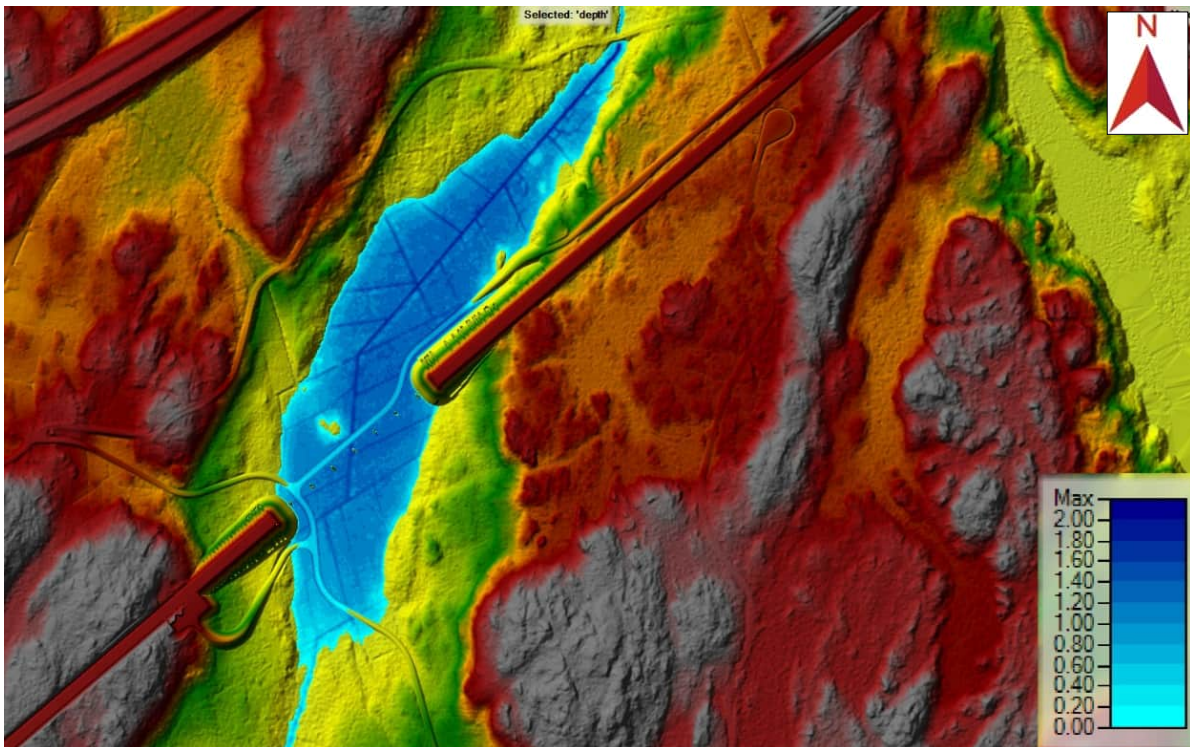
Skogsmark i dalgången översvämmas enligt figurerna Figur 79 - Figur 81. Se ovan i avsnittet "Anläggning" för förklaring.

### Vägar

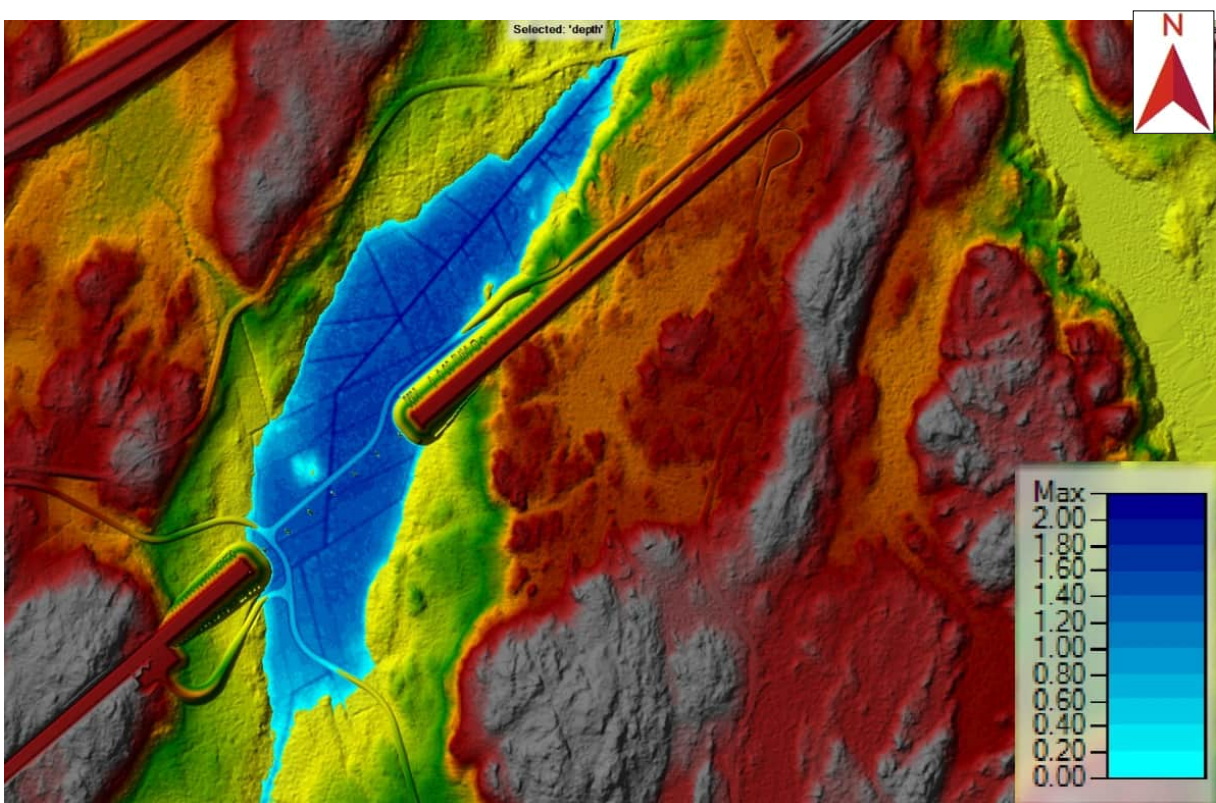
Redan vid det dimensionerande flödet på 50-års återkomsttid däms vatten upp mot skogsvägen ca. 500 m nedströms anläggningen. Den överströmmas dock inte och är utformad så att vatten i viss mån kan rinna igenom vägbanken.

### Naturvärden

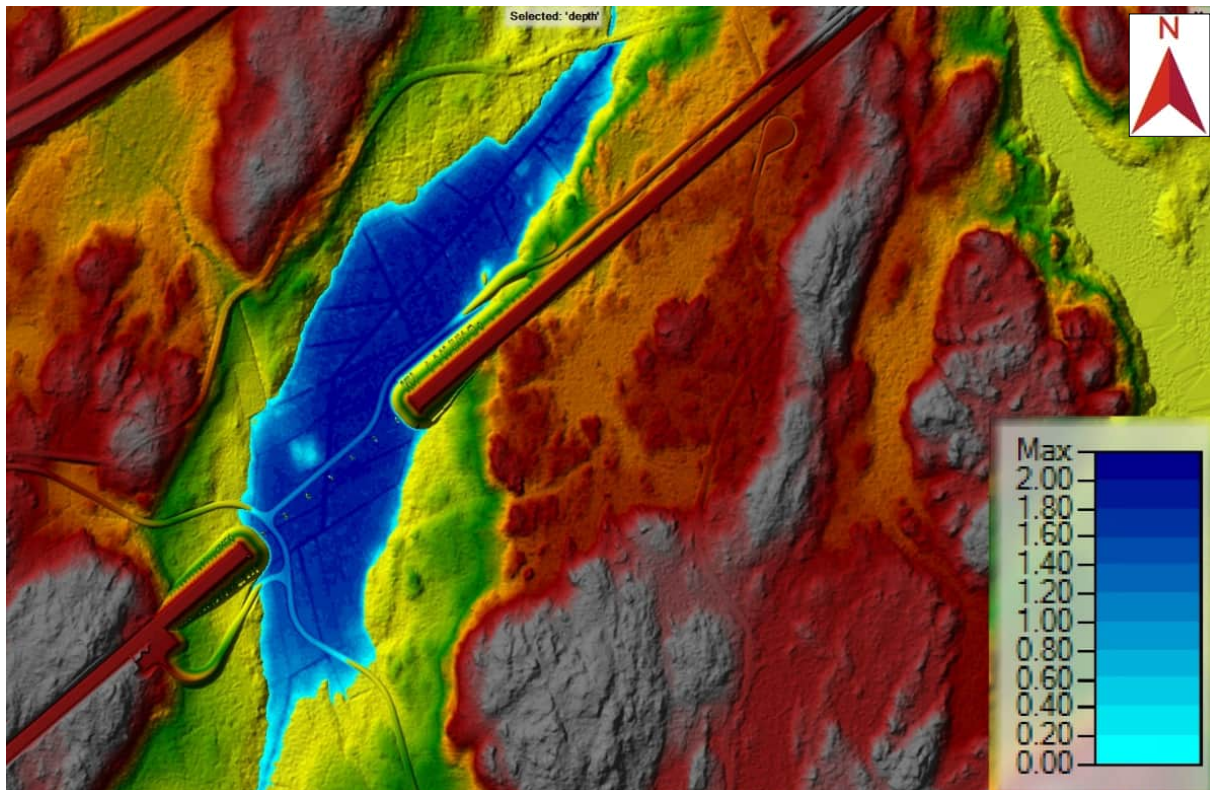
I översvämningsområdet finns påtagliga naturvärden. De bedöms dock inte påverkas negativt av tillfälliga översvämningar.



Figur 79 Utbredning och vattendjup i blått [m] för tillflöde till dike som avvattnar Rensjön vid ett 50-årsflöde med klimatafaktor 1,05.



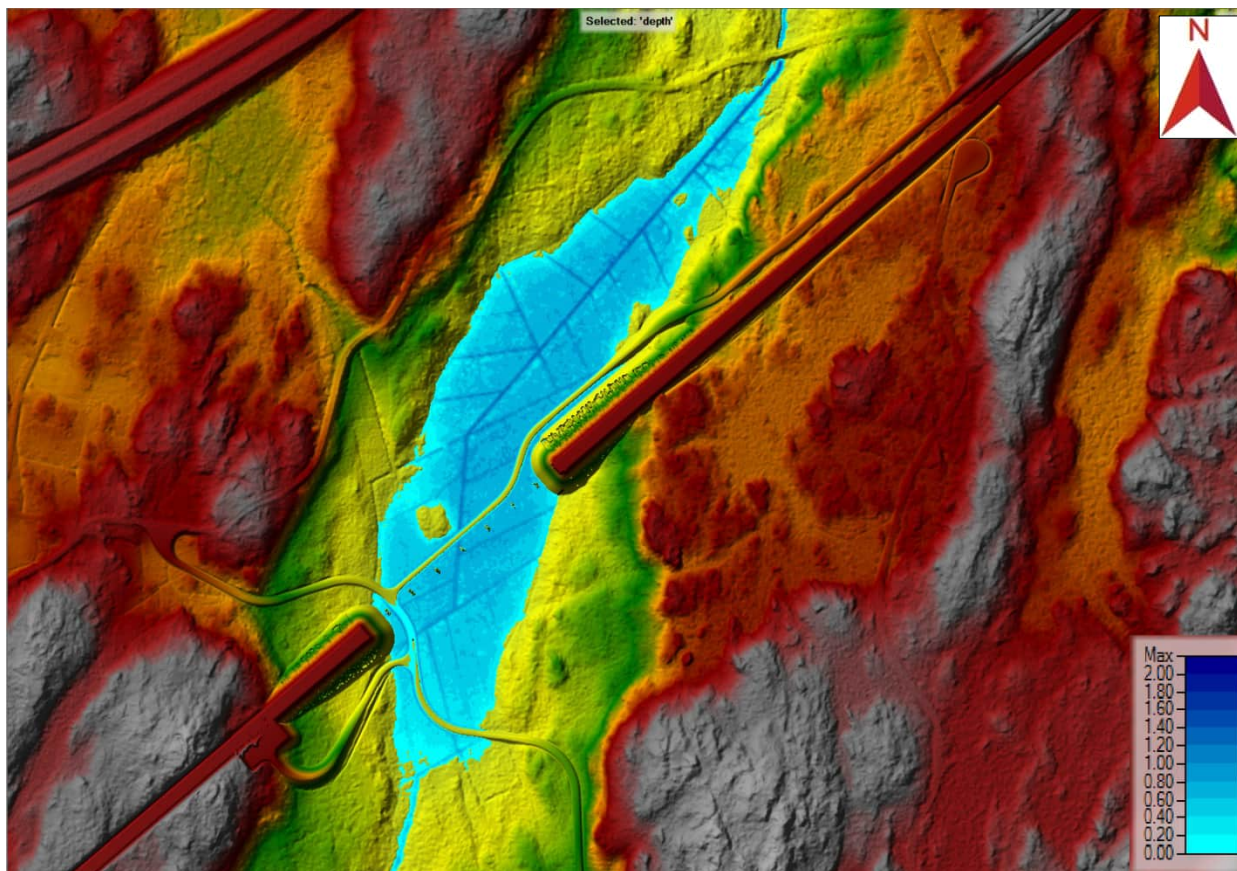
Figur 80 Utbredning och vattendjup i blått [m] för tillflöde till dike som avvattnar Rensjön vid ett 200-årsflöde.



Figur 81 Utbredning och vattendjup i blått [m] för tillflöde till dike som avvattnar Rensjön vid flödet  $1,5 \times HQ_{50}$ .

Eftersom vattendjupet på räddningsvägen blir större än tillåtet för att räddningsfordon ska kunna komma fram har krav satts på att räddningsvägen höjs i den mån att ett flöde med 5-års återkomsttid ska kunna passera trumman. Räddningsvägen konstrueras, höjdsätts, så att räddningsfordon kan komma fram vid flöden med upp till 5 års återkomsttid. Vägen anläggs av material som tål återkommande översvämning och överströmning. Utbredningen visas i Figur 82. Servicevägen under bron översvämmas med ca. 10 cm vid detta scenario. Vattennivån ca 10 m uppströms den planerade anläggningen vid  $HQ_5$  är +38,5 m.





Figur 82 Utbredning och vattendjupet i blått [m] för tillflöde till dike som avvattnar Rensjön vid HQ5 med höjd räddningsväg.

### 3.8.6 Slutsats

Efter en konsekvensutredning enligt konsekvensklass 2 har tillflödet till diket som avvattnar Rensjön bedömts att utgöra konsekvensklass 2 på grund av att den planerade järnvägsbron inte bli påverkad även vid högre flöden såsom HQ200. Underkant bro, såsom bruksnivån, nås inte. Därmed finns ingen risk för personskada, ingen återställningskostnad, ingen miljökada och ingen störning i transportförsörjningen.

Krav har satts på att räddningsvägen höjs i den mån att ett flöde med 5-års återkomsttid kan passera trumman. Ett vattendjup på 30 cm på räddningsvägen bedöms vara acceptabelt för räddningsfordon. Dessutom ska service- och räddningsvägsbank och -yta anläggas av material som tål återkommande översvämning ca. vart femte år.

Filnamn: OLP4-04-025-42000-0\_0-0032

Projektnamn	Skapat av (Leverantör)	Godkänt datum	Rev Datum
Ostlänken	Annemarie Briel Adele Wallin	2023-08-31	-
Ärendenummer	Granskat av (Leverantör)	Sidor	Version
TRV 2019/65712	Johan Kjellin	90(99)	_.5
	Godkänt av (Leverantör)		
	Henrik Tham		



## 4 Referenser

Chow, V. T., 1959: Open-channel hydraulics. McGraw-Hill, New York.

Dahlström B., 2010: Regnintensitet – en molnfysikalisk betraktelse. Svenskt Vatten Utveckling. Rapport Nr 2010-05.

SMHI, 2015: Flödesberäkning för Trosaån. SMHI diarienummer 2015/1844/9.5.

Trafikverket, 2004: BaTMan: Bro och tunnelförvaltning; <https://batman.trafikverket.se/externportal#>.

U.S. Army Corps of Engineers, 2010 a: HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual. Institute For Water Resources, Hydrologic Engineering Center.

U.S. Army Corps of Engineers, 2010 b: HEC-HMS Hydraulic Modeling System, Technical Reference Manual. Institute For Water Resources, Hydrologic Engineering Center.

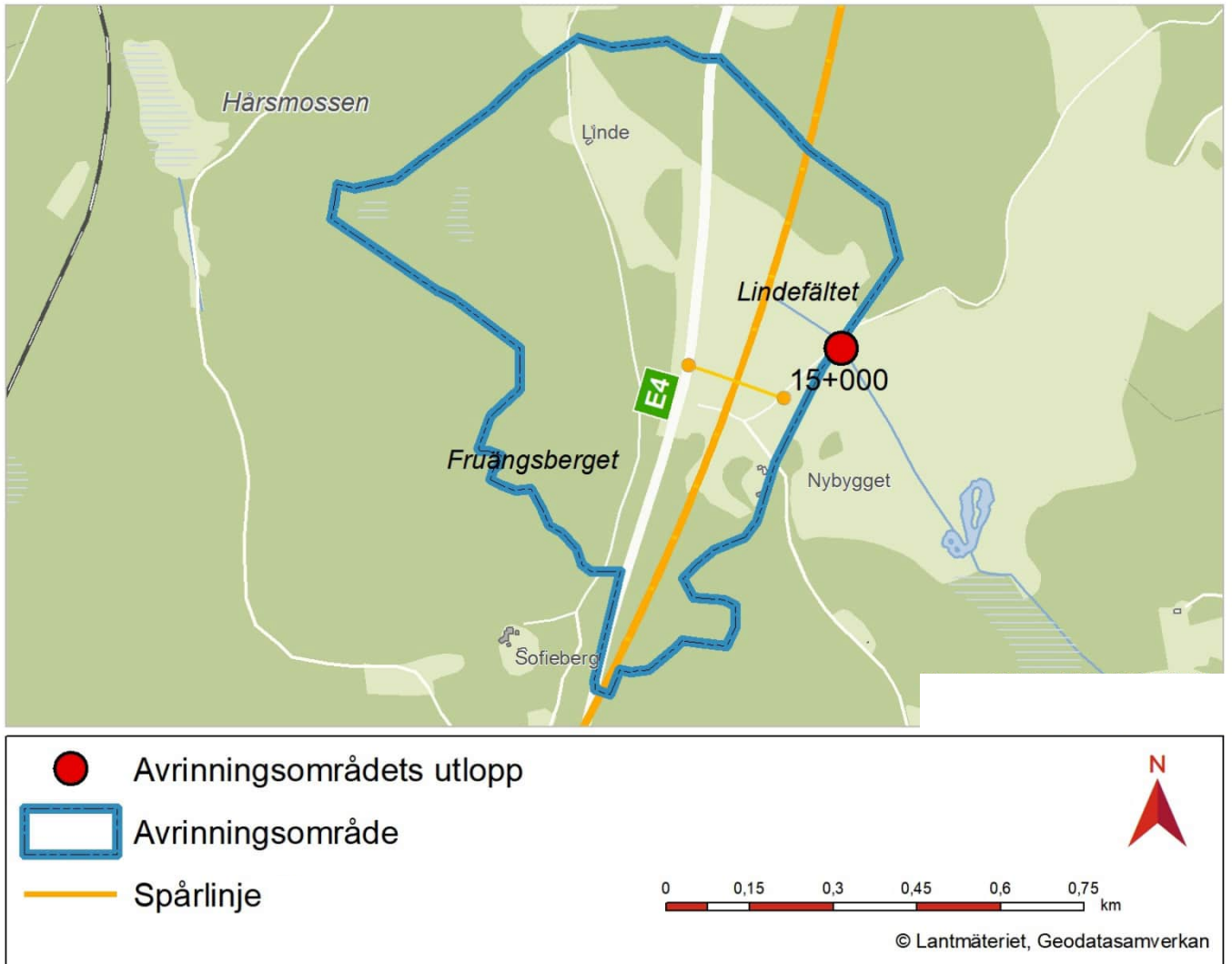
USDA, 1986: Urban Hydrology for small watersheds, TR-55; United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, Conservation Engineering Division.

Trafikverket, 2019. Utrednings-PM Dimensioneringsförutsättningar, klimatsäkring. Trafikverket 2019-03-25.

## 5 Appendix – Avrinningsområden

Avrinningsområden från SMHI är övergripande och de här redovisade avrinningsområden är lokala och specifikt framtagna för utflödespunkter relevanta för projektet. SMHIs avrinningsområden är relevanta för bedömningar av mer storskaliga förändringar medan de projektspecifika är användbara vid bedömningar av lokala förändringar.

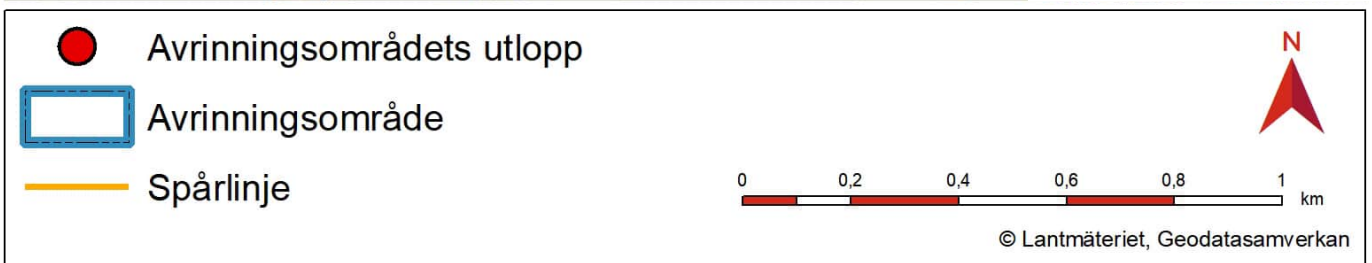
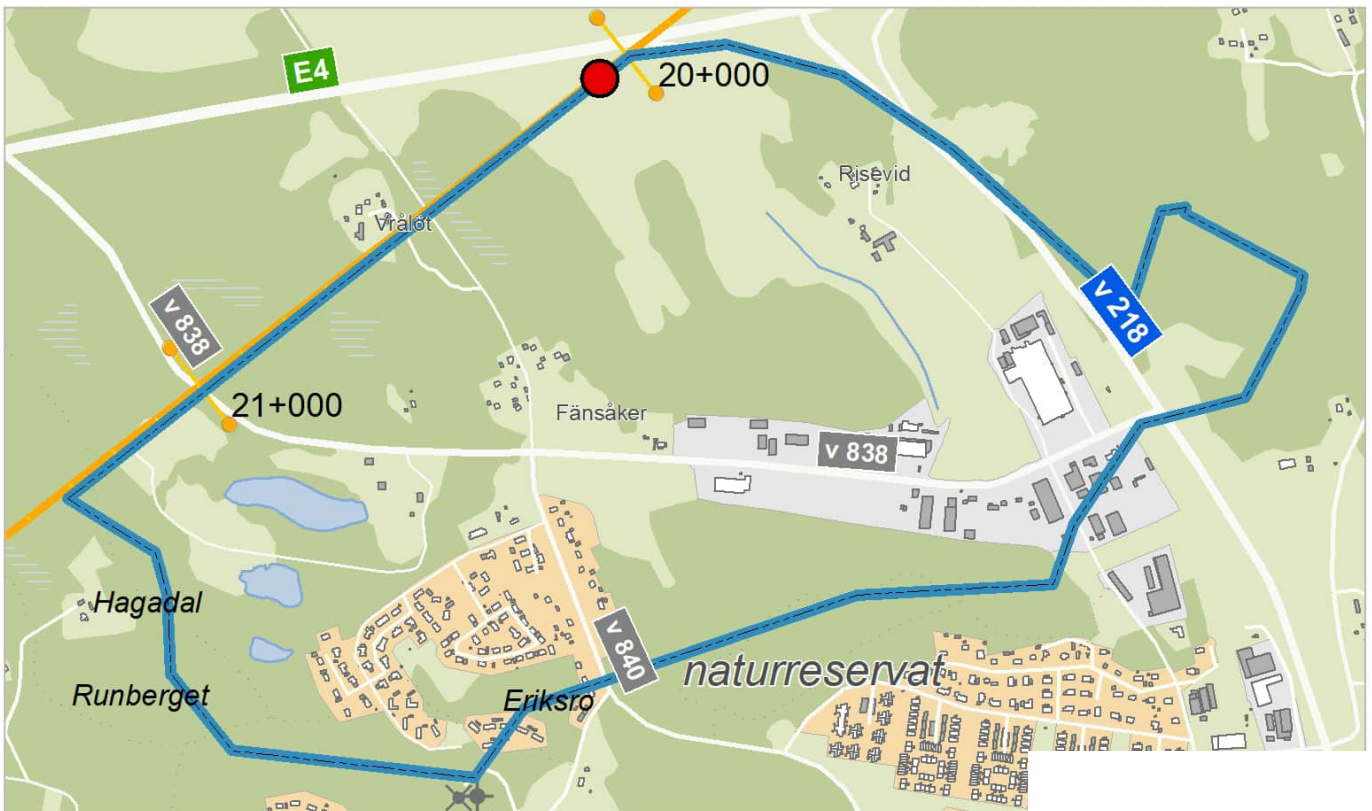
### 5.1 Dike Nybygget/Lindefältet, km 14+850



## 5.2 Dike till Norasjön, km 19+450

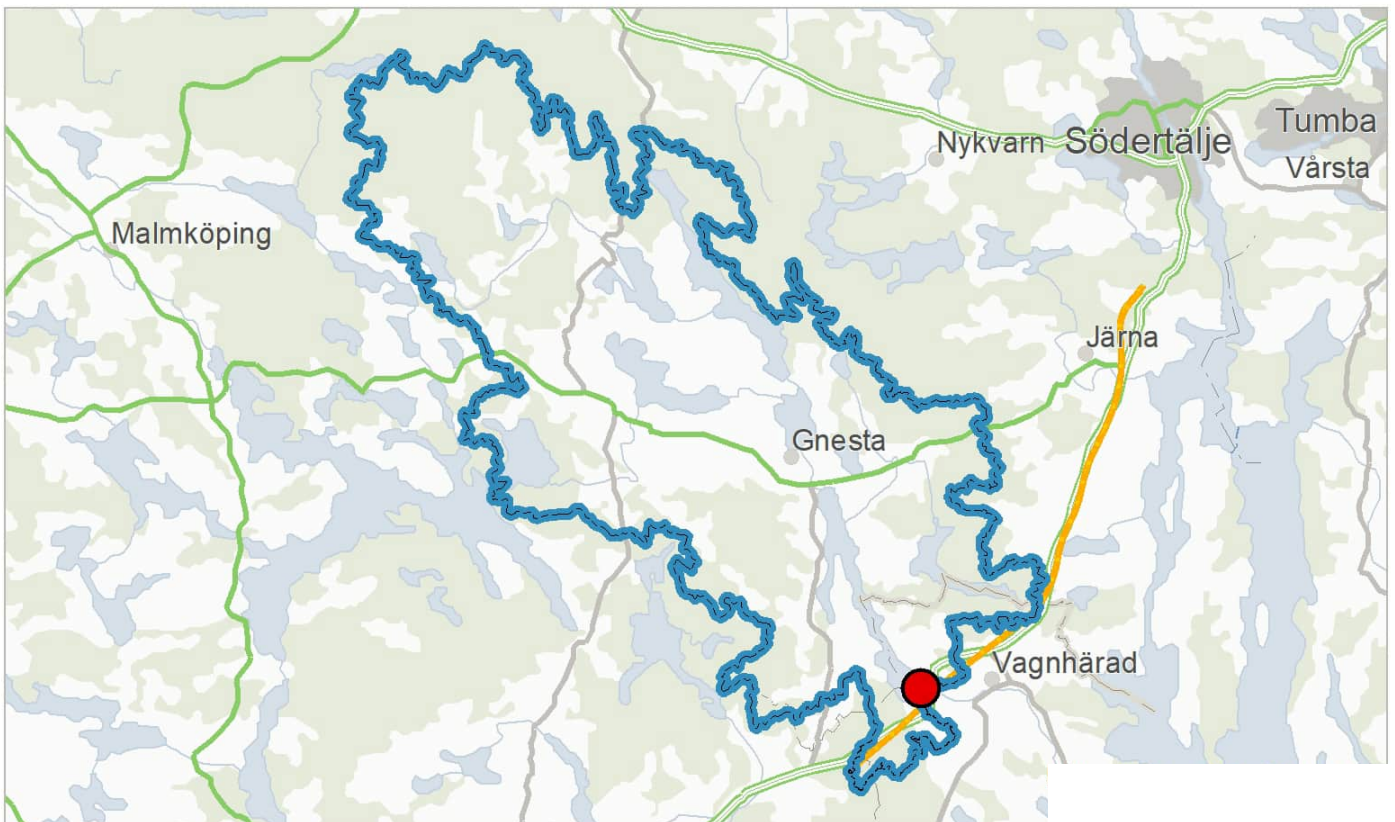





### 5.3 Dike Vagnhärad, km 20+000

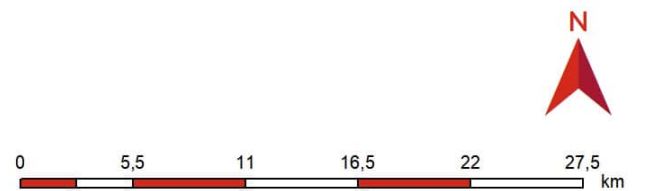




## 5.4 Trosaån, km 23+050

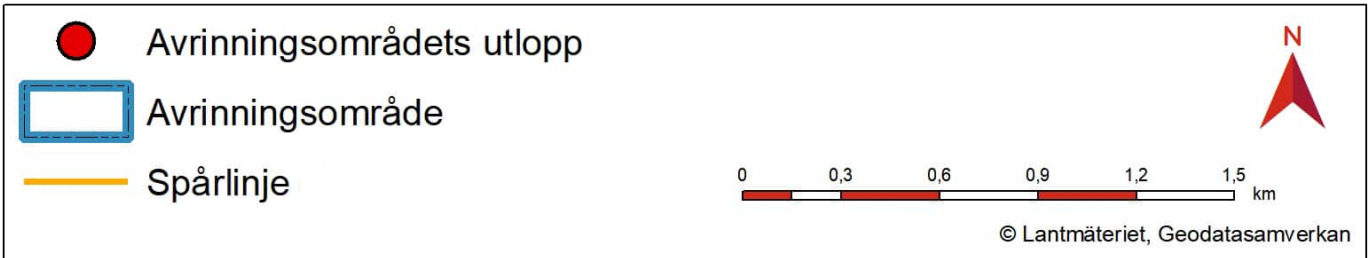
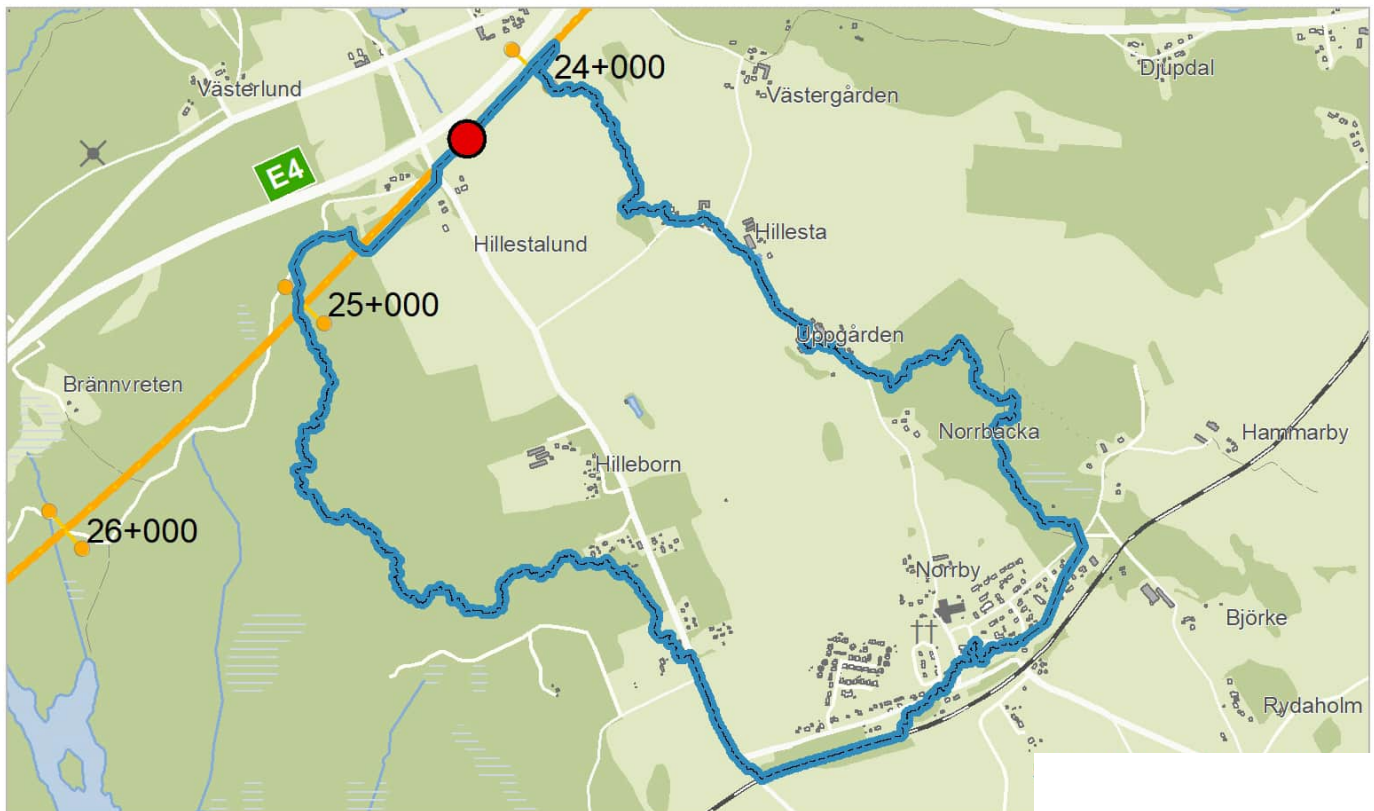


-  Avrinningsområdets utlopp
-  Avrinningsområde
-  Spårlinje



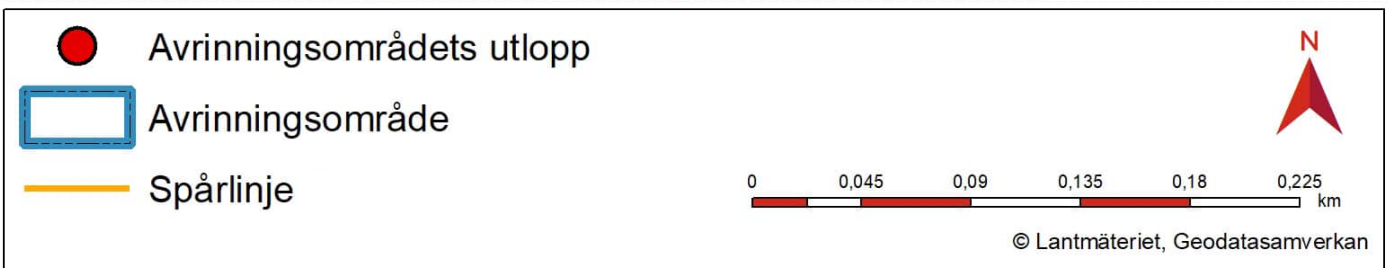
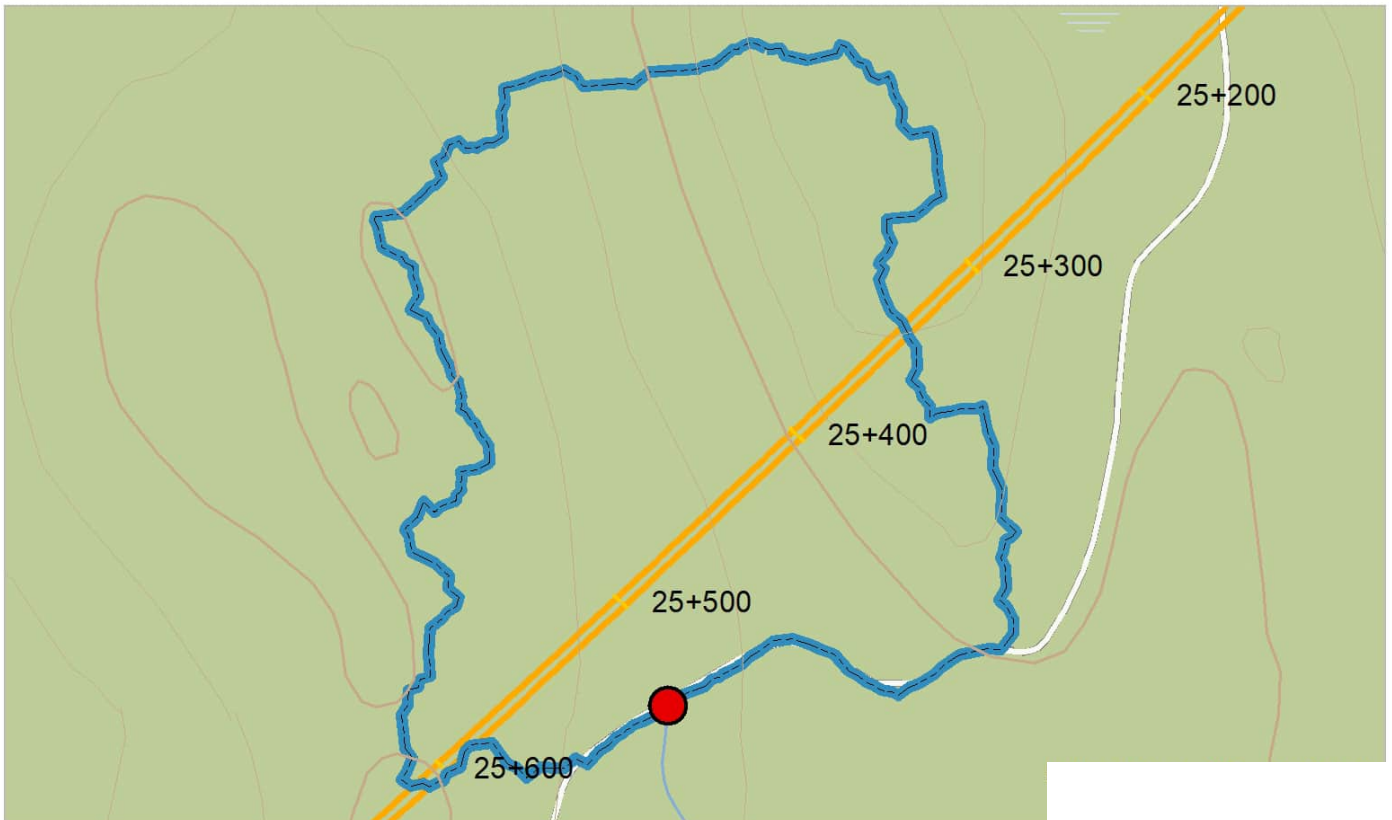
© Lantmäteriet, Geodatasamverkan

## 5.5 Trumma, km 24+300





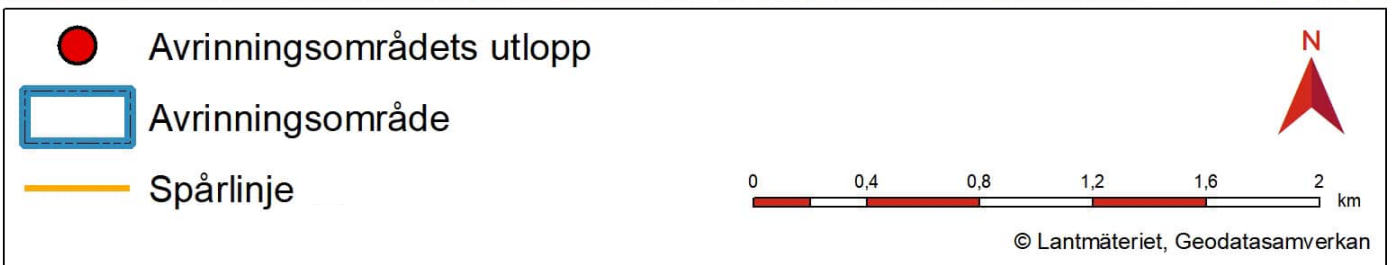
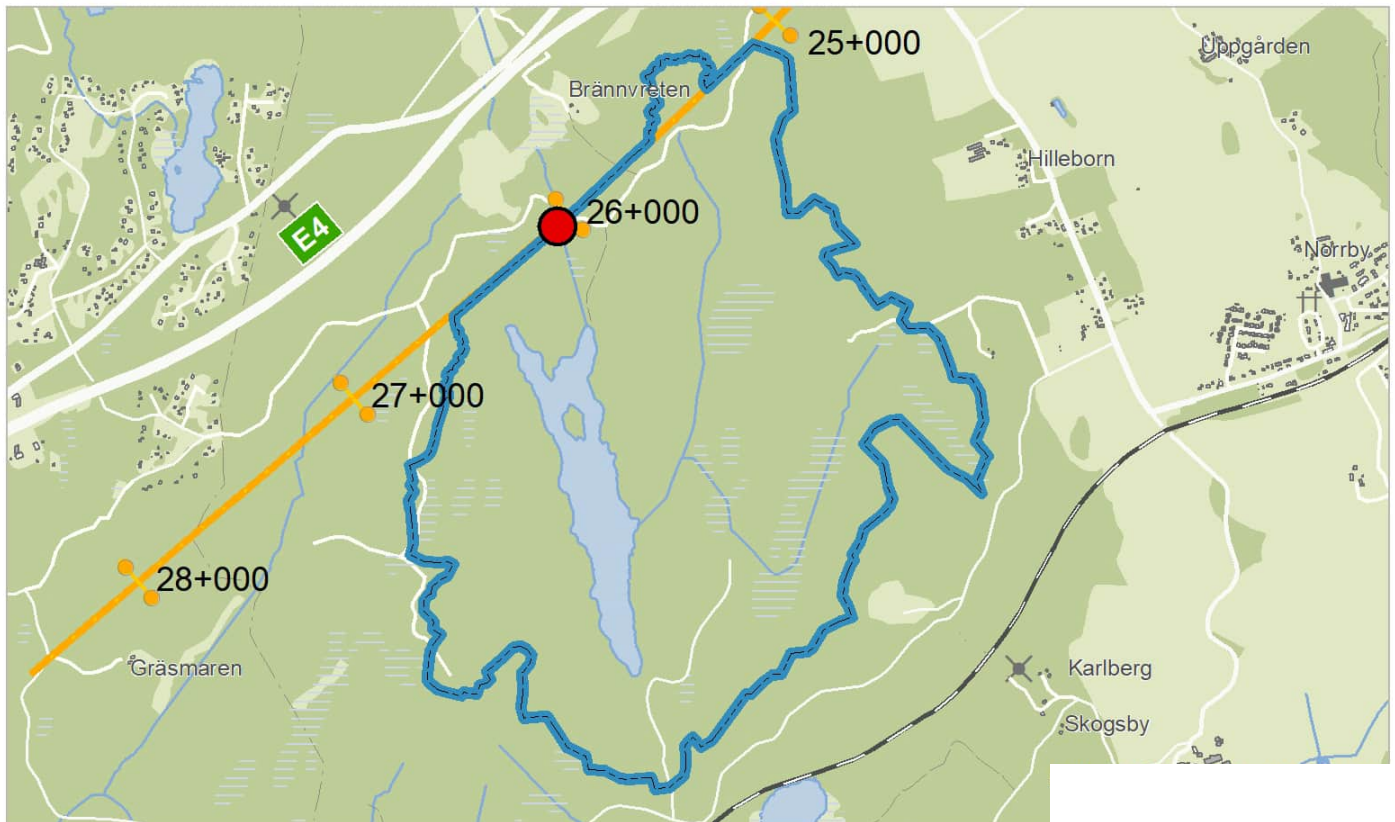
## 5.6 Våtmark uppströms tunnelpåslag, km 25+500



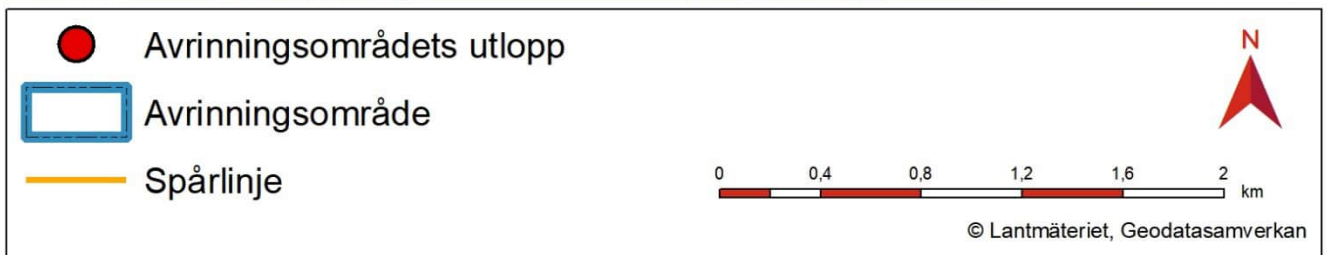
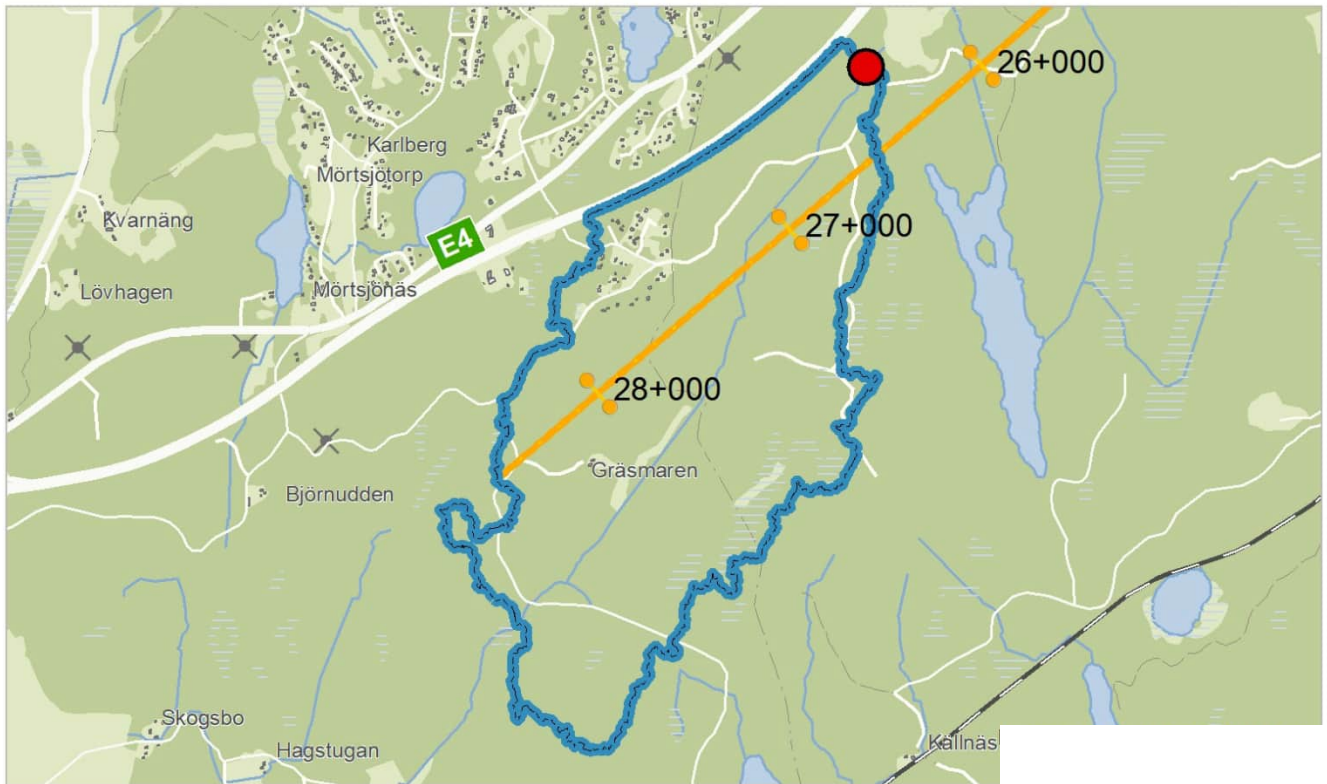




## 5.7 Dike som avvattnar Rensjön, km 26+050



### 5.8 Tillflöde till dike som avvattnar Rensjön, km 27+250/27+550



## 6 Appendix - Genomledningar järnväg

Förutsättningar och dimensionering																		
KM, nedspår	Storlek avrinnings-område [km <sup>2</sup> ]	Dimension [mm]	Nedgrävningsdjup [m]	Trumlängd [m]	Vattengång in [m]	Vattengång ut [m]	MQ [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>50</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Dim. återkomst-tid	Dim. flöde [m <sup>3</sup> /s]	Vattendjup [m]	Vattennivå uppströms vid dim. flöde [m]	Nivå över hjässa vid dim., flöde [m]	Momentanvärde från dim. flöde [m <sup>3</sup> /s]	Vattendjup (från dikesbotten till vattenyta) [m]	Vattennivå uppströms vid momentanvärde för dimensionerande flöde [m]	Höjd över trumljässa momentanvärde från dimensionerande flöde [m]	
20+676	0,015	800	0,15	58	33,76	30,94	0,0001	0,27	50år+1,25 klimatfaktor	0,34	0,73	34,64	-0,22	0,58	1,21	35,12	0,56	
20+847	0,072	800	0,15	58	34,59	31,21	0,0006	0,30	50år+1,25 klimatfaktor	0,37	0,76	35,50	-0,19	0,63	1,35	36,09	0,70	
21+653	0,021	800	0,15	19	35,38	35,36	0,0002	0,28	50år+1,25 klimatfaktor	0,35	0,73	35,54	-0,22	0,60	1,26	36,07	0,61	
24+300	2,690	1200	0,2	37	13,82	13,73	0,0242	0,99	50år+1,05 klimatfaktor	1,24	0,83	14,85	-0,25	2,11	1,27	15,29	0,27	
26+880	0,095	800	0,15	29	47,30	46,81	0,0009	0,30	50år+1,05 klimatfaktor	0,38	0,60	47,85	-0,35	0,64	0,70	48,15	0,15	

Konsekvensutredning											
KM, nedspår	Bruksnivå [m]	RÖK [m]	HQ 200 [m <sup>3</sup> /s]	Vattennivå uppströms vid HQ200 [m]	HQ200 Nivå över hjässa [m]	1,5*HQ50 [m <sup>3</sup> /s]	Vattennivå uppströms vid 1,5*HQ50 [m]	Vattendjup (från dikesbotten till vattennivå) [m]	1,5*HQ50 Nivån över hjässa [m]	Beräkningsmetod flöde	Beräkningsmetod dimension
20+676	36,7	37,7	0,34	34,64	0,08	0,41	34,71	0,80	0,15	MB310 (2014)	MB310 (2014)
20+847	37,2	38,0	0,37	35,50	0,11	0,44	35,62	0,88	0,23	MB310 (2014)	MB310 (2014)
21+653	36,7	37,6	0,35	35,54	0,08	0,42	35,64	0,83	0,18	MB310 (2014)	MB310 (2014)
24+300	16,6	17,7	1,24	15,00	-0,02	1,78	15,13	1,11	-0,09	MB310 (2014)	HEC-RAS <sup>c</sup>
26+880	50,9	51,9	0,38	47,85	-0,25	0,45	47,95	0,65	-0,30	MB310 (2014)	MB310 (2014)