

# OV-plan massetak

## Grønbogen fjelltak

Oppdragsgiver	Korsvoll maskin AS
Kommune	Dovre
Gård- og bruksnr.	83/1, 93/1
Prosjektnr.	22221
Dato	02.04.2024
Revisjonsnr.	0



## Dokumentinformasjon

Oppdrag	Grønbogen fjelltak
Oppdragsgiver	Korsvoll maskin AS
Kontaktperson oppdragsgiver	Ola Korsvoll
Oppdragsleder Nordplan	Øyvind Sødal
Faglig ansvarlig	Léo Carpentier
Rapport utført av	Léo Carpentier
Navn på bygg/tiltak/delprosjekt	Detaljregulering Grønbogen fjelltak
Adresse	Adresse
Kommune, gårds- og bruksnr.	Dovre/83/1, 93/1
Bygningstype/tiltakstype	Fjelltak
Prosjektfase	Reguleringsplan
Dokumentnummer	49-52-0102_22221

Rev. Nr.	Dato	Beskrivelse	EK	SK

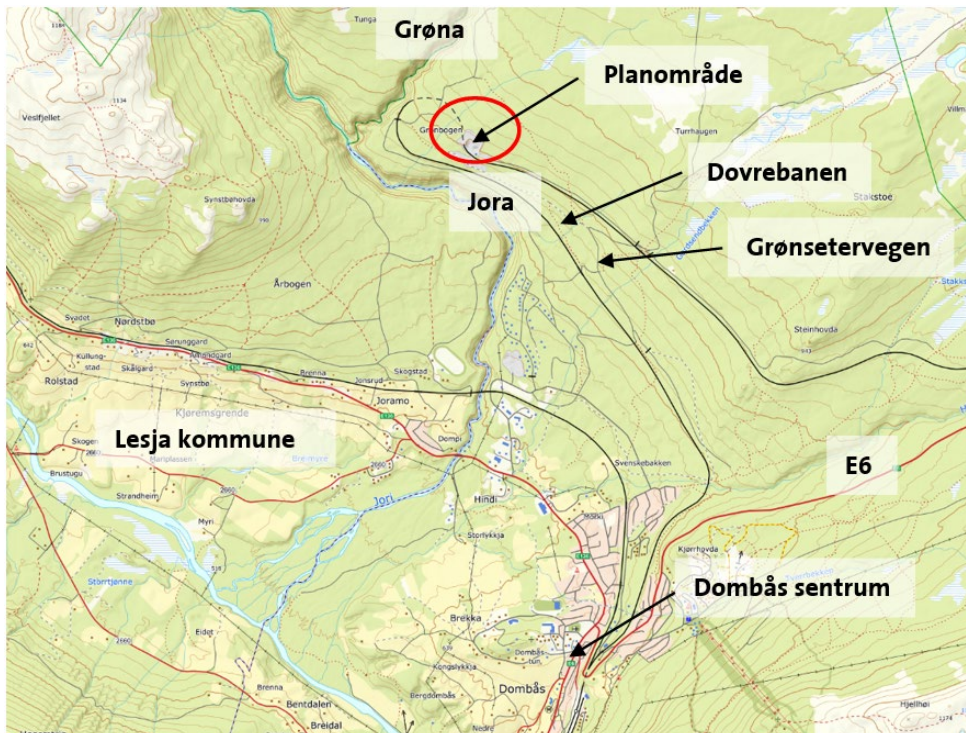
# Innhold

Innledning.....	4
1 Metoden for overvannsberegninger .....	5
2 Eksisterende OV-håndtering .....	7
2.1 Eksisterende OV-rør og avskjærende grøfter .....	7
2.2 Dimensjonerende avrenning og kapasitetsvurdering .....	9
2.2.1 Stikkrenne DN1000 .....	9
2.2.2 Stikkrenne DN400 - øst .....	11
2.2.3 Stikkrenne DN600.....	12
2.2.4 Stikkrenne DN400 – vest .....	12
2.2.5 Kulvert 1,2 x 0,6 m under jernbanen.....	14
3 Tiltak for sedimentering.....	15
3.1 Suspensert stoff – Definisjon, grenseverdi og skadepotensial.....	15
3.2 Metoden for dimensjonering av sedimenteringsanlegg .....	15
3.2.1 Steg 1 – Valg av dimensjonerende vannføring .....	15
3.2.2 Steg 2 – Dimensjonerende partikkelstørrelse .....	16
3.2.3 Steg 3 – Beregning av areal og utforming.....	16
3.2.4 Steg 4 – Beregning av vandybde med iterasjon .....	17
3.2.5 Sedimenteringsanlegg for avrenning fra fjelltaket.....	17
3.3 Sedimenteringsanlegg for avrenning fra masselager .....	19
3.4 Plassering og prinsippsnitt.....	20
4 Diskusjon.....	22
5 Konklusjon .....	23
Referanser.....	24

## Innledning

Nordplan AS er engasjert av Korsvoll Maskin AS for å utarbeide en overvannplan (OV-plan) i forbindelse med detaljregulering av et fjelltak og masselagringsplass i Dovre kommune. Planområdet ligger om lag 4 km nordvest for Dombås sentrum, like øst og nord for elvene Grøna og Jora, og på nord- og sørsida av Dovrebanen, se Figur 1 og Figur 2.

Rapporten tar for seg en analyse av avrenningsmønster samt eksisterende OV-anlegg i planområdet. Det er foreslått tiltak for å avgrense avrenning av ikke forurenset overvann inni massetaket og for å hindre utslipp av finstoff ut av området ved å lede OV til sedimenteringsanlegg.



Figur 1 – Planområdets lokalisering

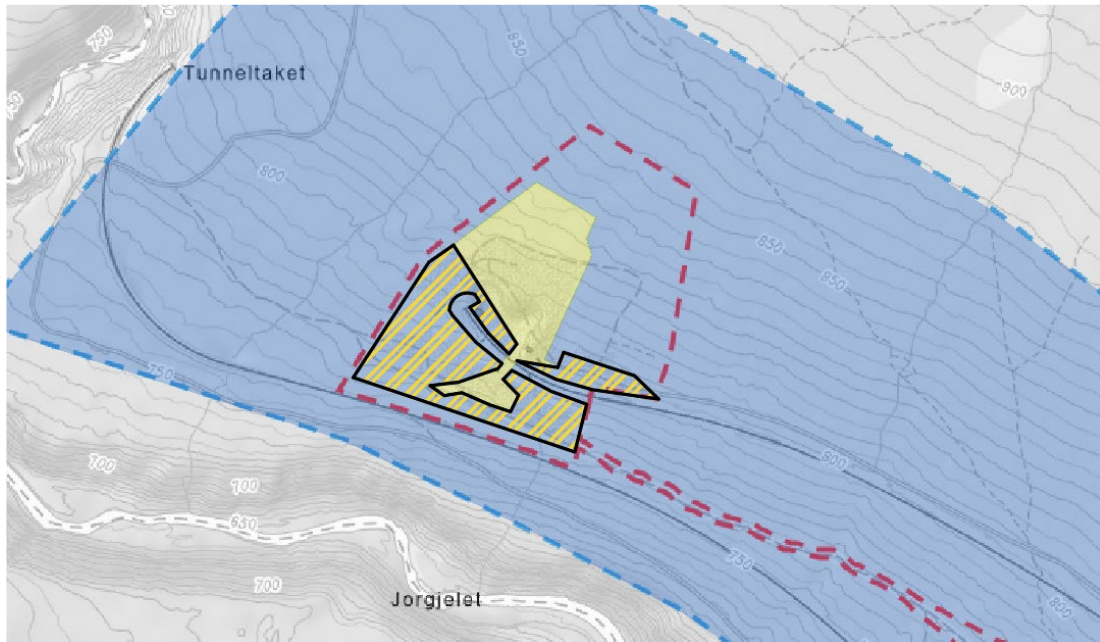


Figur 2 – Flyfoto over planområdet (rød strek)



Området nord for øvre jernbane består i hovedsak av et fjelltak med lagring for produserte masser mens området mellom øvre og nedre jernbane et massedeponi for bla. løsmasse som ligger over berget i fjelltaket, se Figur 3. I uttaket er det enkelte plasser 8 m overdekning med løsmasse over fjell.

Området mellom øvre og nedre jernbane brukes også til lagring av produsert masse, og arealet her har tidligere blitt bruk til asfaltproduksjon med mellomlagring av returafalt for gjenbruk.



Figur 3 – Aktivitetene i planområdet (stripet rødtlinje). I gult er det fjelltak og pukk lager og i området med skravur blå/oransje er det massedeponi for løsmasse.

## 1 Metoden for overvannsberegninger

Det brukes programmet Flomkuben for å kartlegge nedbørsfelt, beregne feltparameter og dimensjonerende avrenning. Det kan simuleres tiltak med endringer for terrenget, avrenningskoeffisient og etablering av nye vannveger.

For beregning av dimensjonerende avrenning er «Den rasjonelle metode» nyttet i programmet.

Avrenning (Q) er gitt ved formelen:

$$Q = C \times i \times A \times kf$$

Q = dimensjonerende avrenning (l/s)

C = avrenningsfaktor

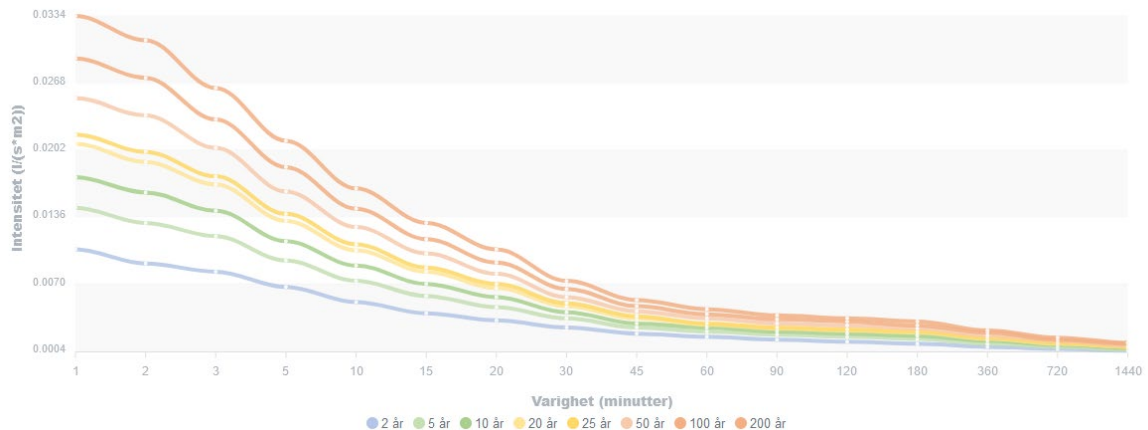
i = dimensjonerende nedbør fra tabell IVF tabell (l/s/ha)

A = areal (ha)

kf = klimafaktor

Dimensjonerende nedbørintensitet bestemmes fra IVF-kurven (intensitet /varighet/frekvens) fra nærmeste nedbørstasjon med lengst mulig historikk. Det er her brukt statistikk fra målestasjon Sunndalsøra III i Sunndal, se Figur 4.

Gitt gjentaksintervall og varighet lik feltets konsentrasjonstid er utgangspunktet for valgt intensitet.



Figur 4 – IVF-kurve Sunndalsnøra III i Sunndal

Konsentrasjonstid er tiden vannet bruker fra ytterkant av nedbørfeltet til aktuelt utløp.

Teoretisk består den består av avrenningstid på markoverflaten og strømningstid i ledninger, kanaler, grøfter o.l. Konsentrasjonstid ( $t_k$ ) beregnes av formelen:

$$t_k = K \times L \times H^{-0,5} + 3000 \times A_{se}$$

$t_k$  = tidsfaktor i minutter,

L = lengde av feltet i m,

H = høydeforskjellen i feltet i m,

$A_{se}$  = andel innsjø i feltet (forholdstall),

K = tidsforsinkelse.

Klimafaktor som er brukt i beregningene er oppgitt i Figur 5.

	Dimensjonerende gjentaksintervall < 50 år	Dimensjonerende gjentaksintervall ≥ 50 år
≤ 1 time	40 %	50 %
>1 – 3 timer	40 %	40 %
>3 – 24 timer	30 %	30 %

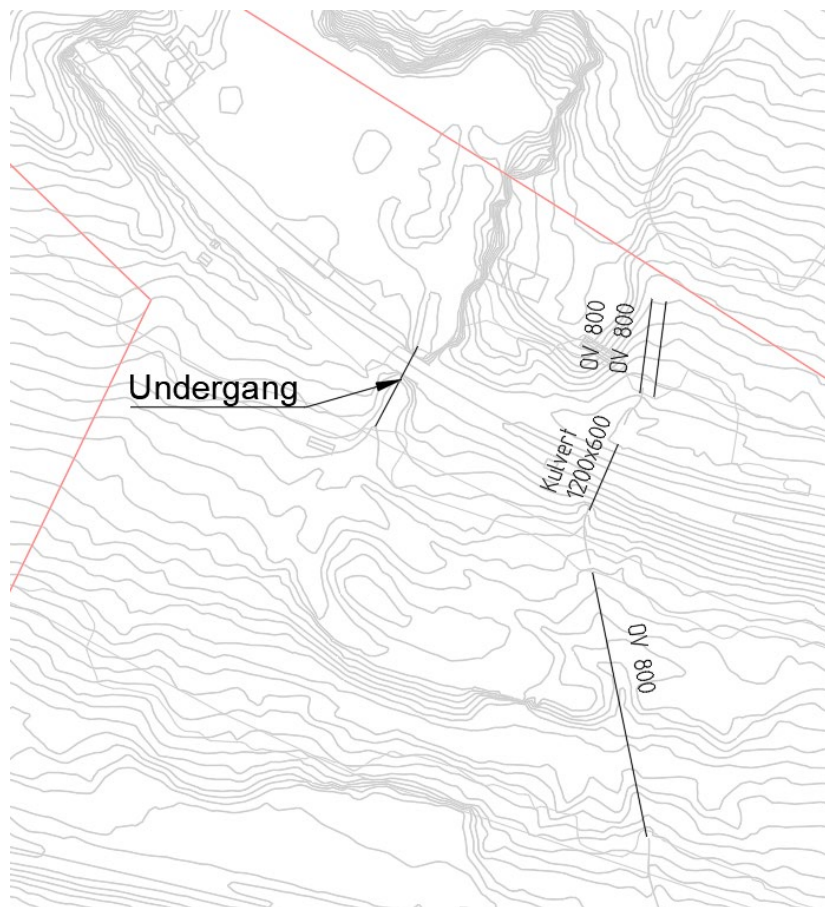
Figur 5 – Klimapåslag i forhold til dimensjonerende varighet og gjentaksintervall

## 2 Eksisterende OV-håndtering

### 2.1 Eksisterende OV-rør og avskjærende grøfter

Det finnes en undergangspassasje under jernbanen hvor avrenning fra fjelltaket krysser jernbanen, se Figur 6 og Figur 7. Avrenning fra uttaksområdet går gjennom den åpningen ifølge dagens topografi på kartgrunnlag.

Bekken ble lagt i rør under gjenfylt område. Oppstrøms kulverten er det lagt to stk OV800 og nedstrøms - ved masselager – ligger bekkeløpet i et OV800. Nedsenking i terrenget mellom de to OV-rørene og kulverten vil kunne fungere som et fordrøyingsbasseng ved stor vannføring.



Figur 6 – Eksisterende OV-rør og undergang ved fjelltaket



Figur 7 – Bildet av undergang under jernbanen med gummibånd for massetransport

Det finnes per i dag ingen avskjærende grøft eller voll som hindrer avrenning av «rent» vann inntil fjelltaket.

Langs vegen inn til masselageret er det kartlagt 3 stikkrenner basert på opplysninger fra oppdragsgiver. De vises på Figur 8.

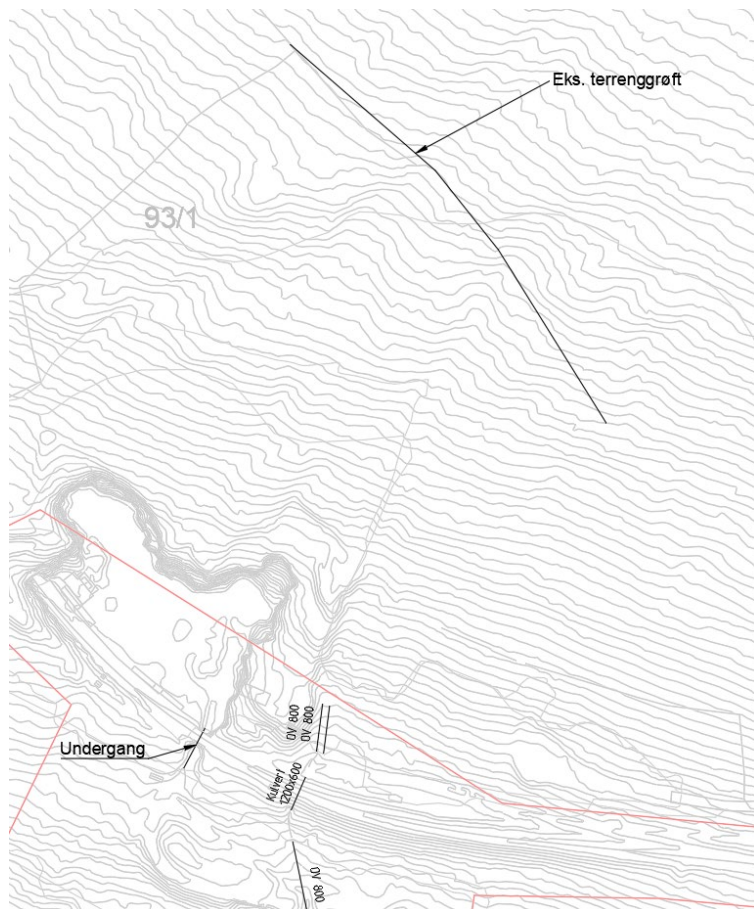
Det er usikkerhet knyttet til plassering av OV400. Beliggenhet er antatt basert på avrenning fra ovenforliggende område.



Figur 8 – Eksisterende OV-rør ved tilkomstvei til masselager



Det finnes ei avskjærende grøft langs veien ovenfor massetaket som hindrer avrenning av «rent» overvann inntil fjelltaket.



Figur 9 – Eksisterende avskjærendegrøft

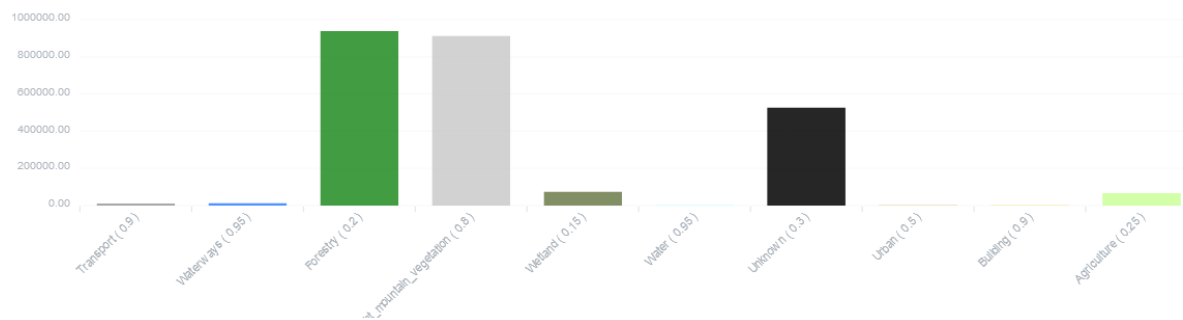
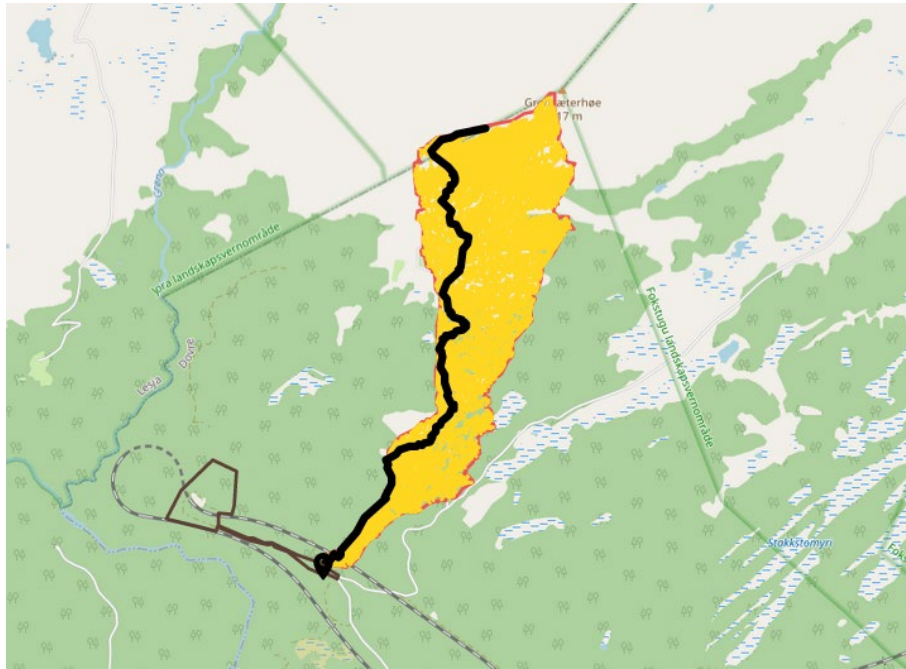
## 2.2 Dimensjonerende avrenning og kapasitetsvurdering

Gjentaksintervall for vurdering av kapasitet til stikkrennene gjennom tilkomstveien er basert på Statens vegvesen sin veiledning (N200). Vegen ligger i sikkerhetsklasse V1 med en antatt ÅDT under 500. Anbefalt returperiode for tverdrenering av vegger med omkjøringsmulighet er 50 år. I dette tilfelle er veien en tilkomstvei til et massedeponi uten vei for omkjøring, men grunneier vil ha omkjøringsmulighet med anleggskjøretøy. 50-års returperiode for nedbørshendelse er lagt til grunn i beregningene.

Det er stor usikkerhet knyttet til nedbørsfeltene ovenfor veien. Det er opplyst av oppdragsgiver at det ligger noen grøfter nord for jernbanen og mellom jernbanen og tilkomstvegen. Det er tatt høyde for stikkrenne under jernbanen og for grøftene som er kjent med det kan forekomme avvik mellom det teoretiske nedbørsfelt og faktisk avrenning.

### 2.2.1 Stikkrenne DN1000

Nedbørsfeltet til stikkrennen DN1000 samt arealbruk og dimensjonerendemengde ved 50-års returperiode vises i Figur 10.



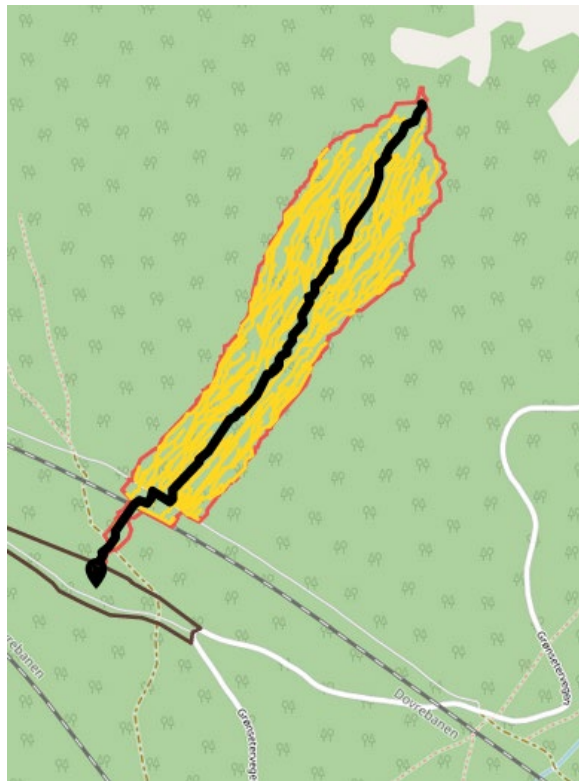
<b>466,024 / 2,545,662</b> Areal (m2)	<b>2549.0 / 5676.0</b> Lengste avrenningsvei (m)
<b>191.7 / 508.2</b> Høydeforskjell (m)	<b>0 / 0.17</b> Sjøprosent (%)
<b>0.24 / 0.44</b> Midlet avrenningskoeffisient (0-1)	<b>104.9 / 93.2</b> Konsentrasjonstid (min) <b>(Feltets egenskaper/ Feltets egenskaper)</b>
<b>18.8 / 24.1</b> Nedbør (mm) <b>(SUNNDALSØRA III, SUNNDAL, Norge)</b>	<b>1 / 1.4</b> Klimapåslag
<b>335.5 / 4794.0</b> Avrenning (l/s)	<b>8610.7 (1440) / 116044.7 (1440)</b> Fordrøyning (m3)(min) <b>(Uttak (l/s): 1/ 1)</b>

Figur 10 – Stikkrenne DN1000 - Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 50-års returperiode. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

En stikkrenne DN1000 med utstikkende ende uten vingemur har en kapasitet på 2,8 m<sup>3</sup>/s. Kapasiteten kan økes opp til 3,5 m<sup>3</sup>/s ved å etablere vingemur ved innløpet som gir en bedre hydraulisk utforming. Det er ikke rapportert av oppdragsgiveren og vegeieren at det er vært utfordringer med kapasitet for denne stikkrennen. Gitt usikkerhet knyttet nedbørsfelts geometri er det ikke vurdert som et kritisk punkt selv om teoretiske beregninger viser at den er underdimensjonert.

### 2.2.2 Stikkrenne DN400 - øst

Nedbørsfeltet til stikkrennen DN400 samt arealbruk og dimensjonerendemengde ved 50-års returperiode vises i Figur 11.



<b>2,209,601 / 129,992</b> Areal (m <sup>2</sup> )	<b>5579.0 / 1121.0</b> Lengste avrenningsvei (m)
<b>507.1 / 144.4</b> Høydeforskjell (m)	<b>0.2 / 0</b> Sjøprosent (%)
<b>0.47 / 0.22</b> Midlet avrenningskoeffisient (0-1)	<b>84.2 / 55.0</b> Konsentrasjonstid (min) (Feltets egenskaper/ Feltets egenskaper)
<b>16 / 18.7</b> Nedbør (mm) (SUNNDALSØRA III, SUNNDAL, Norge)	<b>1 / 1.4</b> Klimapåslag
<b>3323.2 / 165.0</b> Avrenning (l/s)	<b>80668.3 (1440) / 2878.7 (1440)</b> Fordrøyning (m <sup>3</sup> )(min) (Uttak (l/s): 1/ 1)

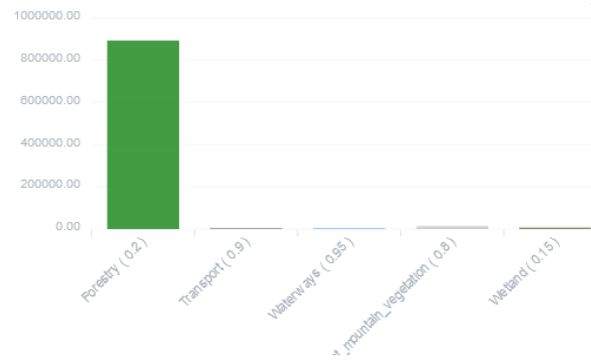
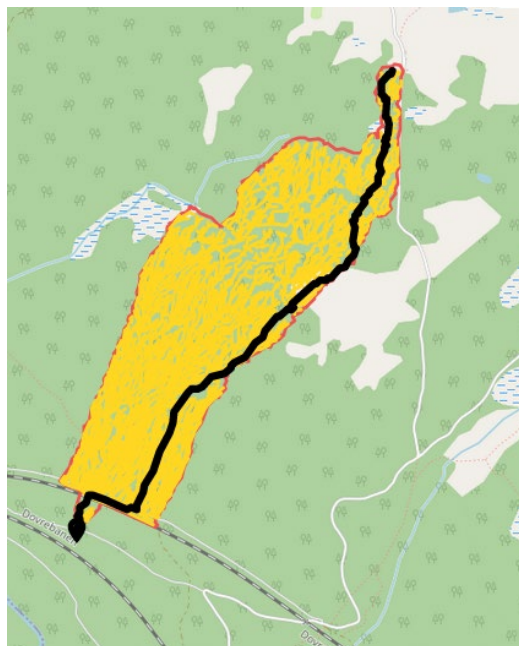
Figur 11 – Stikkrenne DN400 - Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 50-års returperiode. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

Dimensjonerende vannføring etter tiltak er mye mindre enn etter utbygging fordi det er simulert et tiltak for grøfta som avskjærer fra nedbørsfeltet til DN400 ti DN1000.

En stikkrenne DN400 med en sadelhøyde på 80 cm har en kapasitet på 280 l/s. Basert på simulert avrenningsmønster har stikkrennen nok kapasitet.

### 2.2.3 Stikkrenne DN600

Nedbørsfeltet til stikkrennen DN600 samt arealbruk og dimensjonerendemengde ved 50-års returperiode vises i Figur 12.



**Stikkrenne DN600 / 50**  
 Avrenningspunkt / Gjentakintervall (år)

**62.108999, 9.110728**  
 Bredder- og lengdegrad

**8,370 / 921,232**  
 Areal (m²)

**138.0 / 2978.0**  
 Lengste avrenningsvei (m)

**25.9 / 234.8**  
 Høydeforskjell (m)

**0 / 0**  
 Sjøprosent (%)

**0.23 / 0.21**  
 Midlet avrenningskoeffisient (0-1)

**15.7 / 114.7**  
 Konsentrasjonstid (min)  
**(Feltets egenskaper/ Feltets egenskaper)**

**9.1 / 28.2**  
 Nedbør (mm)  
**(SUNNDALSØRA III, SUNNDAL, Norge)**

**1 / 1.4**  
 Klimapåslag

**18.7 / 800.9**  
 Avrenning (l/s)

**73.2 (720) / 19971.4 (1440)**  
 Fordrøyning (m³)(min)  
**(Uttak (l/s): 1/ 1)**

Figur 12 – Stikkrenne DN600 - Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 50 års returperiode. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

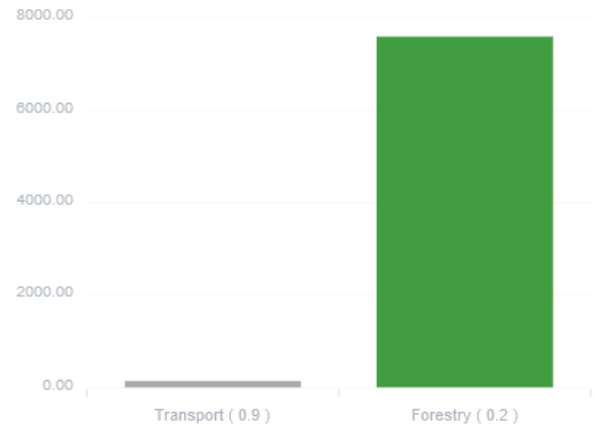
Dimensjonerende vannføring etter tiltak er mye større enn fordi det er simulert et tiltak for eksisterende kulvert under jernbanen.

En stikkrenne DN600 med saddehhøyde på 80cm har en kapasitet på 760 l/s. Basert på simulert avrenningsmønster er stikkrennen noe underdimensjonert. Dette anses som ikke kritisk.

### 2.2.4 Stikkrenne DN400 – vest

Nedbørsfeltet til stikkrennen DN400 lengst vest langs tilkomstveien samt arealbruk og dimensjonerendemengde ved 50-års returperiode vises i Figur 13.





**7,745 / 7,745**  
Areal (m²) ⊖

**30.2 / 30.2**  
Høydeforskjell (m) ⊖

**0.21 / 0.21**  
Midlet avrenningskoeffisient (0-1) ⊖

**9 / 13.5**  
Nedbør (mm) ⊕  
(SUNNDAL SØRA III, SUNNDAL, Norge)

**16.2 / 24.3**  
Avrenning (l/s) ⊕

**141.0 / 141.0**  
Lengste avrenningsvei (m)

**0 / 0**  
Sjøprosent (%) ⊖

**15.1 / 15.1**  
Konsentrasjonstid (min) ⊖  
(Feltets egenskaper/ Feltets egenskaper)

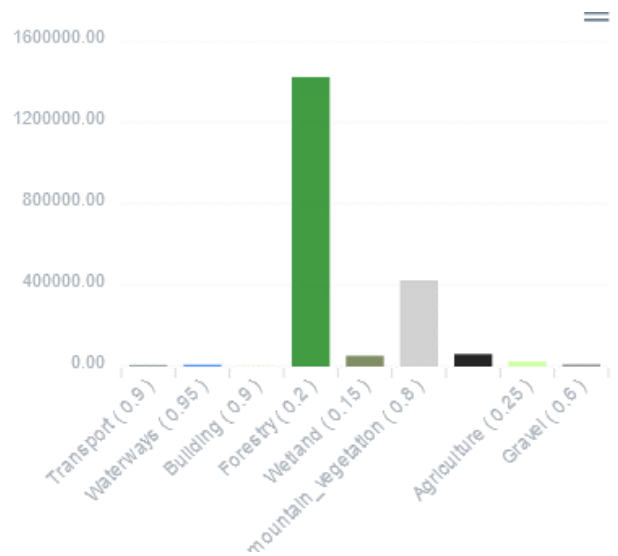
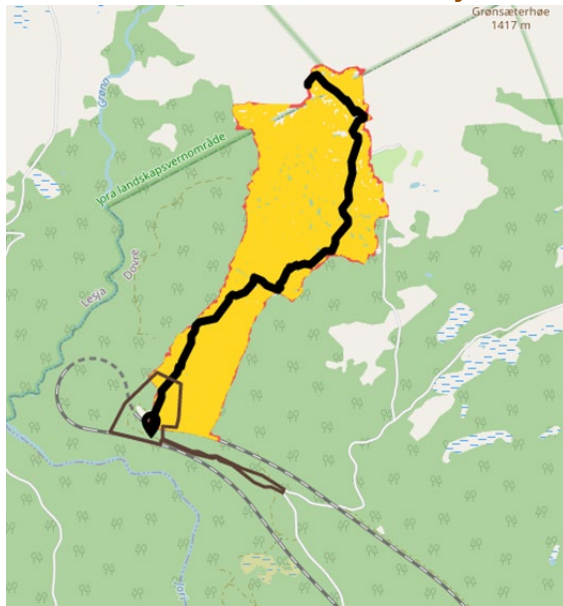
**1 / 1.4**  
Klimapåslag

**55.2 (720) / 83.3 (720)**  
Fordrøyning (m³)(min) ⊕  
(Uttak (l/s): 1/ 1)

Figur 13 – Stikkrenne DN400 - vest - Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 50 års returperiode. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

En stikkrenne DN400 med en saddehøyde på 80 cm har en kapasitet på 280 l/s. Basert på simulert avrenningsmønster har stikkrennen nok kapasitet.

### 2.2.5 Kulvert 1,2 x 0,6 m under jernbanen



**Kulvert 1,2x0,6m jernbanen / 200**  
 Pour Point / Frequency (year)

**62.11133, 9.100991**  
 Latitude-Longitude

**3,113,189 / 2,017,576**  
 Area (m2)

**4655.0 / 4663.0**  
 Longest flowpath (m)

**374.2 / 374.2**  
 Height difference (m)

**0 / 0**  
 Lake percent (%)

**0.30 / 0.34**  
 Average runoff coefficient (0-1)

**127.5 / 118.1**  
 Time of concentration (min)  
 (Watershed properties/ Watershed properties)

**27.3 / 36.1**  
 Precipitation (mm)  
 (SUNNDALSØRA III, SUNNDAL, Norge)

**1 / 1.4**  
 Climate surcharge

**3324.9 / 3450.5**  
 Runoff (l/s)

**96746.2 (1440) / 94742.9 (1440)**  
 Retention (m3)(min)  
 (Outlet (l/s): 1 / 1)

Figur 14 – Rektangulær kulvert 1,2 x 0,6 m - Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 50 års returperiode. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

## 3 Tiltak for sedimentering

### 3.1 Suspendert stoff – Definisjon, grenseverdi og skadepotensial

Suspendert stoff er synlige partikler som kan være både mineral og/eller organisk. De har en størrelse som kan variere fra 0,5 µm til ca. 0,5 mm.

I forurensingsforskriften §30-6 er maks tillatt faststoff/suspendert stoff (SS) i utgangspunktet under 50 mg/l og at utslippet ikke medfører nedslamming av resipient.

Grenseverdier for henholdsvis «dødelige» og «skadelige» mengder sedimenter for fisk i vatnet er definert i Tabell 1.

Tabell 1 Grenseverdi for sediment-eksponering og skadepotensial for fisk [8]

Skadepotensiale	Eksponeringstid	Eksponeringsmengde (konsentrasjon)	Kilde/referanse
Dødeleg	1 – 7 timar	>22.000 / >3.000 mg/l	Newcombe & Jensen (1996)
	1 – 6 dagar	>3.000 / >400 mg/l	
	2 – 7 veker	>400 / >55 mg/l	
Fysiske skader	1 – 7 timar	>403 / >55 mg/l	
	1 – 6 dagar	>55 / >7 mg/l	
	2 – 7 veker	>7 / >3 mg/l	
Indirekte skade (reduert vekst)		50 – 180 mg/l	Herbert & Richards (1963) Sigler (1984) Robertson (2007)
Indirekte skade (adferdsrespons)		60 – 180 mg/l	Robertson (2007)

Grenseverdiene i Tabell 1 tar ikke hensyn til kornstørrelsen og formen på sedimentene i vannet, og det er også noe som må vurderes. I forbindelse med et tunnelprosjekt i Trøndelag, der store mengder bergmasse ble sprengt og flyttet, ble det dokumentert betydelig fiskedød i elven og et settefiskanlegg i nærheten [2]. I dette tilfellet ble eksponeringsmengden målt til så lavt som 5 mg/l. Partiklene var silt som var skarpe og nålformet.

Partikler som dannes ved sprenging av «bløte» bergarter produserer hovedsakelig steinpartikler som har nåleformet og fiberliknende struktur. Partikler som dannes fra harde bergarter får mer kubiske, skarpkantete former ved sprengning.

Bergart i Grønbogen er Trondhemitt som er en lys magmatisk dypbergart som består av kvarts, plagiofeltspat og litt biotitt [3]. Disse mineralene vil danne kubiske partikler som er mindre farlige enn nålformet partikler.

Ved boring i fjellet vil det danne seg steinmel som består av partikler på leirefraksjons størrelse. Fra massedeponi vil det kunne forekomme utvasking av forskjellige partikkelstørrelser fra morenemasse. Den minste fraksjonen vil bestå silt/finsilt.

### 3.2 Metoden for dimensjonering av sedimenteringsanlegg

Det finnes ingen norsk veiledning for dimensjonering av slike sedimenteringsanlegg. Det er i denne rapporten fulgt metode fra Canada's landbruks departement [1].

#### 3.2.1 Steg 1 – Valg av dimensjonerende vannføring

Det er anbefalt å bruke som referanse en 10-års nedbørshendelse [1].

Det er derimot ikke anbefalt å bruke flomtoppen for en 10-årsflom slik at sedimenteringsbassenget kontrollerer strømmen og avsetting av partikler under normale forhold og ikke bare under ekstreme verdier. I veiledningen [1] er det brukt 5% av en 10-års hendelse.

«Den rasjonelle metoden» kan brukes for å beregne tilført vannmengder da nedbørsfelt blir i det fleste tilfeller mindre enn 2 km<sup>2</sup>.

### 3.2.2 Steg 2 – Dimensjonerende partikkelstørrelse

Partikkelstørrelse er avgjørende for synkehastighet. Det kan beregnes med følgende formel (Stoke's lov). Tabell 2 viser synkehastighet og transporthastighet for forskjellige type partikler.

$$V_p = \frac{g \times (pp - pe) \times d^2}{(18 \times h)}$$

Hvor:

- $V_p$  synkehastighet for partikler (m/s)
- $g$  tyngdekraftens akselerasjon (9.81 m/s<sup>2</sup>)
- $pp$  jordpartikkeltetthet (kg/m<sup>3</sup>)
- $pe$  massetetthet av vann (1000 kg/m<sup>3</sup>)
- $d$  diameter av partikler for sedimentasjon (m)
- $h$  dynamisk viskositet av vann ved 4°C (0.0016 Pa.s)

Tabell 2 Fysisk parameter, synkehastighet og transporthastighet for forskjellige type partikler

Particle type	Diameter of particles for sedimentation (mm)	Soil particle density (kg/m <sup>3</sup> )	Sedimentation velocity (Goldman et al., 1986) (Vp, m/s)	Sedimentation time in 1-m water column	Entrainment velocity (Ve, m/s)
Coarse sand	0.5	2700	0.058	17 s	0.37
Medium sand	0.2	2681	0.020	50 s	0.23
Fine sand	0.1	2665	0.007	2 min	0.16
Coarse silt	0.05	2650	0.0019	9 min	0.11
Medium silt	0.02	2633	0.00029	57 min	0.07
Fine silt	0.01	2617	0.000073	3.8 h	0.05
Very fine silt	0.005	2600	0.000018	15.4 h	0.04
Clay	0.002	2325	1.80531E-06	6.4 d	0.02

### 3.2.3 Steg 3 – Beregning av areal og utforming

Arealet for sedimenteringsbassenget dimensjoneres med følgende formel:

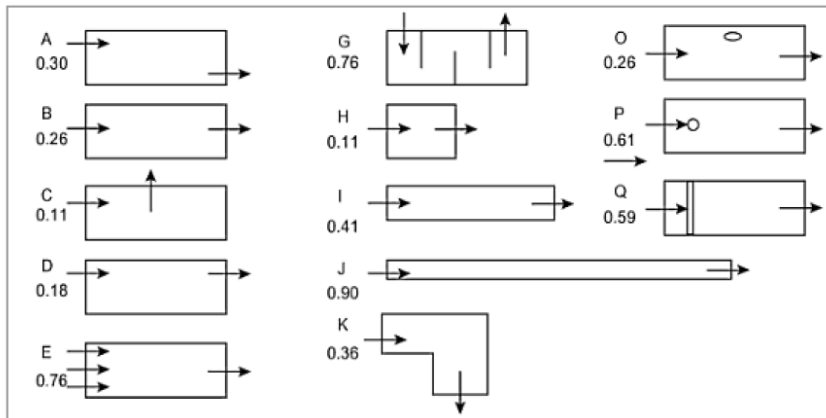
$$A_s = \frac{Q \times \theta}{V_p}$$

Hvor:

- $A_s$  Areal av bassenget (m<sup>2</sup>)
- $\theta$  Turbulensfaktor, varierer fra 1 til 1.5
- $Q$  Dimensjonerende vannføring
- $V_p$  synkehastighet for partikler (m/s)



Det er viktig at det bassenget har en utforming som gir minst mulig turbulens og god avstand mellom innløp og utløp. Anlegget bør en avlang utforming hvor lengde er minst 5 ganger større enn bunnbredde. Figur 15 viser eksempler av utforming og tilhørende virkningsgrad.



Figur 15 – Hydraulisk virkningsgrad for forskjellige utforming. Koeffisient 0 gir dårligst sedimenteringsforhold og 1 gir best virkningsgrad.

### 3.2.4 Steg 4 – Beregning av vandybde med iterasjon

For å kunne beregne vandybde må man først beregne transporthastighet.

$$V_e = [8 \times k \times (s - 1) \times g \times (d \div f)]^{0,5}$$

Hvor:

- $V_e$  Transporthastighet (m/s)
- $k$  konstant basert på partikkel (0,04 til 0,06)
- $s$  Partikkels tetthet (T/m<sup>3</sup>)
- $g$  Gravitasjon (m/s<sup>2</sup>)
- $d$  Diameter av partikkel for sedimentering (m)
- $f$  Konstant basert på overflaten (0,02 til 0,03)

Sedimenteringsdybde i bassenget skal minimum være 0,6 m. Ligningen for å kontrollere at 0,6 m er nok er en andre grads ligning og kan løses med iterasjon.

$$P_s = (Q \div V_e - P_s^2 \times z) \div B$$

Hvor:

- $P_s$  Vandybde for sedimentering (m)
- $Q$  Dimensjonerende vannføring
- $V_e$  Transporthastighet (m/s)
- $z$  Sidehelning (1/m)
- $B$  Bunnbredde

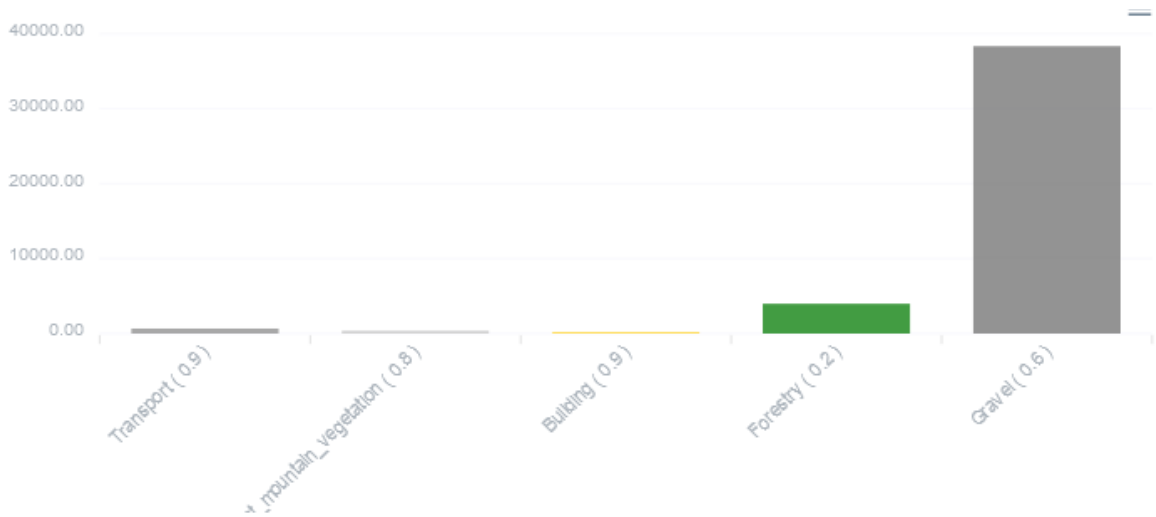
I tillegg til vandybde for sedimentering må det minimum være 0,5 m for lagring av sediment. Det er viktig at sedimenterte partikler får plass til lagring og blir ikke utvasket ved stor nedbørmengde.

### 3.2.5 Sedimenteringsanlegg for avrenning fra fjelltak

Nedbørsfelt, feltparameter og avrenning ved 10-års nedbørshendelse (Q10) er vist i Figur 16. Det brukes 5% av Q10 for dimensjonering av sedimenteringsanlegget.



	<b>59,496 / 43,540</b> Areal (m <sup>2</sup> )		<b>930.0 / 432.0</b> Lengste avrenningsvei (m)
	<b>111.4 / 53.6</b> Høydeforskjell (m)		<b>0 / 0</b> Sjøprosent (%)
	<b>0.29 / 0.57</b> Midlet avrenningskoeffisient (0-1)		<b>47.6 / 11.2</b> Konsentrasjonstid (min) (Feltets egenskaper/ Feltets egenskaper)
	<b>8.7 / 7.7</b> Nedbør (mm) (SUNNDALSØRA III, SUNNDAL, Norge)		<b>1 / 1.4</b> Klimapåslag
	<b>52.3 / 290.4</b> Avrenning (l/s)		<b>957.1 (1440) / 1843.4 (1440)</b> Fordrøyning (m <sup>3</sup> )(min) (Uttak (l/s): 1/ 1)



Figur 16 – Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 10-års returperiode for fjelltaket. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

Det er nødvendig å etablere et sedimenteringsanlegg med et areal på 315 m<sup>2</sup>, en sedimenteringsdybde på 0,6 m og en lagerdybde på 0,5 m (Tabell 3). Volumet til sedimenteringsanlegget (uten sedimentlager) skal ligge på 160 m<sup>3</sup>.

Tabell 3 Dimensjonering av sedimenteringsanlegg for fjelltaket

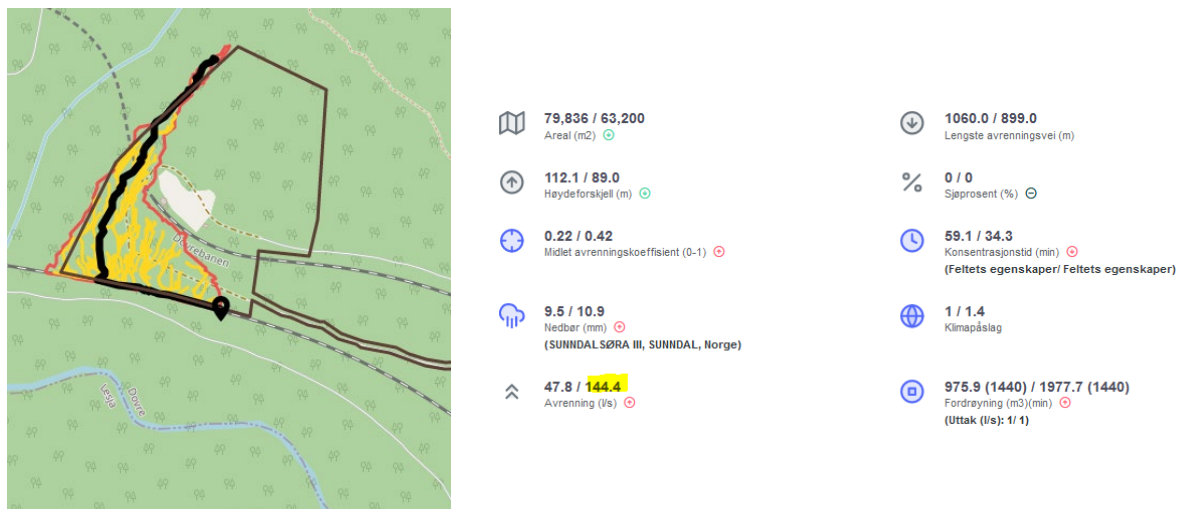
Dimensjonerende vannføring og partikkelstørrelse		
Q10	290	l/s
Qdim (5% av Q10)	14,5	l/s
Turbulens faktor	1,25	
Type partikkel	Finnsilt	
Diameter partikkel	0,01	mm
Synkehastighet	5,79 x 10 <sup>-5</sup>	m/s
Beregning av areal og utforming		
Transporthastighet	0,05	m/s
Bunnbredde	5	m
Sidehelning	1:1,5	m/m

Bunnhelning	1%	
Areal	315	m <sup>2</sup>
Lengde	50	m
Dybde for sedimentering (P <sub>s</sub> )	0,6	m
Dybde for lagring (P <sub>i</sub> )	0,5	m
Volum sedimenteringsbasseng (uten sedimentlager)	160	m <sup>3</sup>

Figur 18 og Figur 20 viser prinsippskisse for utforming og plassering av bassenget.

### 3.3 Sedimenteringsanlegg for avrenning fra masselager

Etter etablering av ei avskjærende grøft vil nedbørsfeltet for masselager vær som vist i Figur 17. Det tar forbehold at avrenning fra fjelltaket blir samlet og ledet til et sedimenteringsanlegg som vist prinsipp planløsning (Figur 20).



Figur 17 – Nedbørsfeltgeometri, feltparameter og avrenning ved nedbørshendelse med 10-års returperiode for masselagringsområdet. (Parameter eller resultat før tiltak / etter tiltak)

Det er nødvendig å etablere et sedimenteringsanlegg med et areal på 160 m<sup>2</sup>, en sedimenteringsdybde på 0,6 m og en lagerdybde på 0,5 m (Tabell 4). Volumet til sedimenteringsanlegget (uten sediment lager) skal ligge på 70 m<sup>3</sup>.

Tabell 4 Dimensjonering av sedimenteringsanlegg for masselagingsområdet

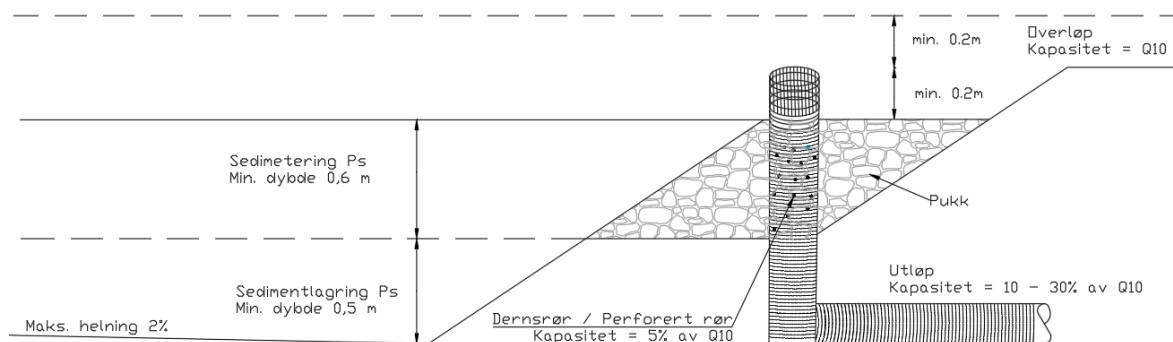
Dimensjonerende vannføring og partikkelstørrelse		
Q10	145	l/s
Q <sub>dim</sub> (5% av Q10)	7,25	l/s
Turbulens faktor	1,25	
Type partikkel	Finnsilt	
Diameter partikkel	0,01	mm
Synkehastighet	$5,79 \times 10^{-5}$	m/s
Beregning av areal og utforming		
Transporthastighet	0,05	m/s
Bunnbredde	2	m
Sidehelning	1:1,5	m/m
Bunnhelning	1%	
Areal	160	m <sup>2</sup>
Lengde	41	m
Dybde for sedimentering (P <sub>s</sub> )	0,6	m
Dybde for lagring (P <sub>i</sub> )	0,5	m
Volum sedimenteringsbasseng (uten sedimentlager)	70	m <sup>3</sup>

Figur 18 og Figur 20 viser prinsippskisse for utforming og plassering av bassenget.

### 3.4 Plassering og prinsippsnitt

Det er svært viktig at sedimenteringsanlegget er prosjektert og utført med god hydraulisk utforming. Vannføring ut av sedimenteringsbassenget må være kontrollert slik at strømningsforhold er egnet til avsetning av suspendert stoff. Figur 18 viser et prinsippsnitt for utforming av utløpsarrangement samt minimum dybde for sedimentering og lagring av sediment. Bassenget må vedlikeholdes og tømmes slik at minimum sedimenteringsdybde er ivarettatt. Det bør legges fiberduk i bunnen for å gjøre skraping av avsatte sedimenter enklere. Endelig valg av løsningen må detaljprosjekteres basert på faktisk terrenghøyde.

Figur 19 viser et eksempel av et sedimenteringsanlegg i Canada som er bygd med utforming tilsvarende prinsippsnittet i Figur 18.



Figur 18 – Prinsippsnitt for utforming av utløp og overløp av et sedimenteringsanlegg, basert på [1]





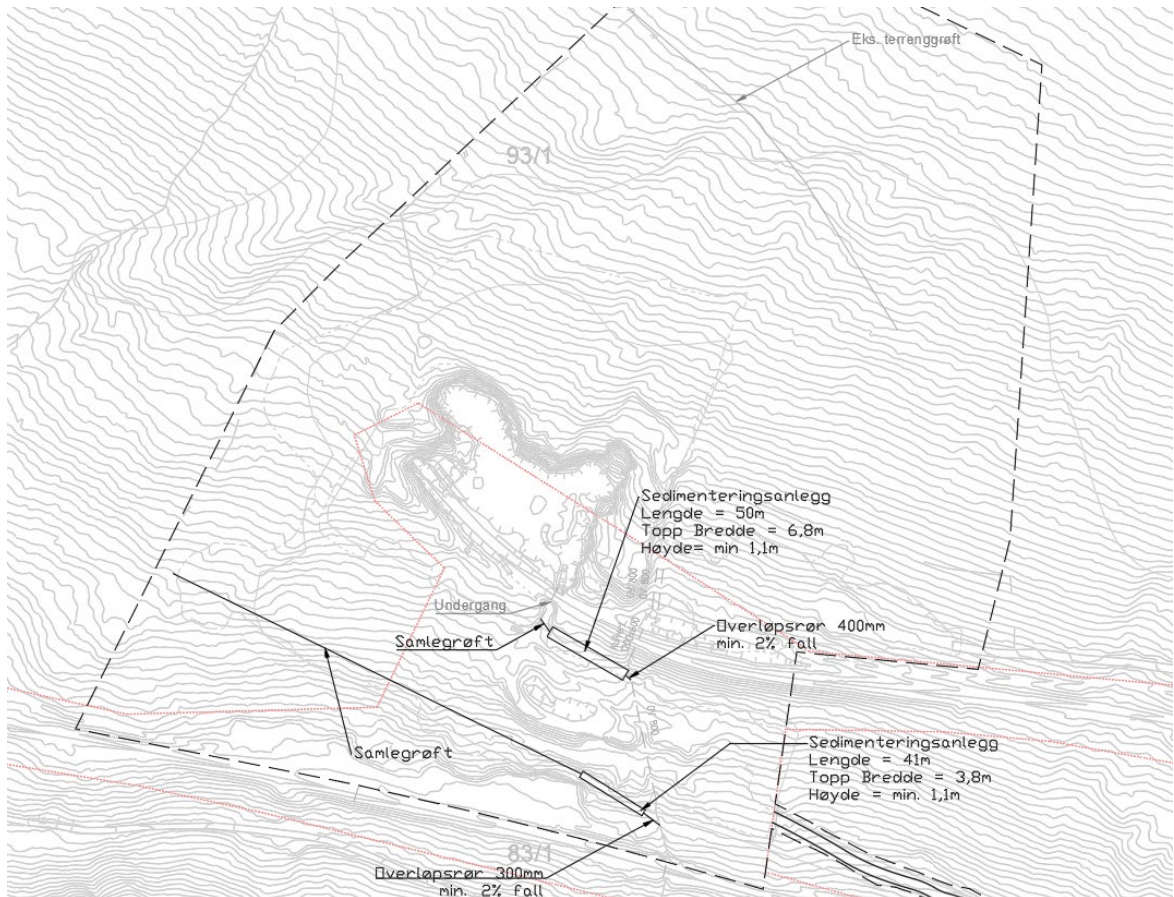
*Figur 19 – Eksempel av et sedimenteringsanlegg, MAPAQ 2012*

Det er anbefalt å etablere to distinkte sedimenteringsanlegg, se Figur 20.

Siden det er lite tilgjengelig plass nord for jernbanen ved foten av fjelltaket er der foreslått å etablere et sedimenteringsbasseng rett sør for øvre delen av jernbanen. Avrenning fra fjelltaket vil renne gjennom gangpassasjen under øvre jernbane og må avskjæres med ei samlegrøft.

For sedimenteringsanlegget for masselagerområdet må det etableres ei samlegrøft nedenfor massedeponiet som avskjærer avrenning og hindrer avrenning av forurenset vann utenfor planområdet. Det må være fall mot sedimenteringsanlegget langs hele grøftetraseen.

Samlegrøftene må dimensjoneres på detaljprosjekteringsnivå når trase og fallforhold er avklart med hensyn til planlagt drift og faktisk terrenghøyde.



Figur 20 – Foreslått plassering av de to sedimenteringsanlegg samt samlegrøft og utløp/overløp

## 4 Diskusjon

Det er brukt GIS-verktøy (integret i programmet Flomkuben) for å analysere avrenning basert på terrengdata fra kartverket, kjente stikkrenner og kulverter. Drenslinjene er kontrollert mot kartlagt vassdrag/vannveier i kartverket sitt topografisk kart og er blitt noe justert. Det ble også lagt inn kulverter fra Bane NOR sin database.

Flomkuben benytter den rasjonelle metoden for beregning av dimensjonerende avrenning. Gyldighetsområdet for den metoden varierer mellom 2 og 5 km<sup>2</sup>. Nedbørsfeltet for eksisterende terrenggrøft og den rektangulære kulverten under jernbanen er henholdsvis ca. 1,6 og 2 km<sup>2</sup>. I dette størrelsesområdet kan den rasjonelle metoden overestimere avrenning, særlig i områder som ikke er urbanisert.

Det er betydelig usikkerhet knyttet til nedbørsfeltets areal og avrenningsmønster. Avrenning er delt i flere bekker og er avskjært med jernbanen, veier eller med ei terrenggrøft ovenfor fjelltaket. En mindre endring i terrenget kan føre til endringer i vannveier. Belastning for kulvertene og stikkrennen kan da være annerledes enn det som er kartlagt.

Det finnes per i dag 4 stikkrenner langs tilkomstvegen til massedeponi. Stikkrenna i øst har for lite kapasitet i forhold til estimert dimensjonerende mengde. Dette er ikke vurdert som veldig kritisk siden det er sannsynlig at nedbørsfeltet og vannføring vil være mindre enn anslått. En eventuell oversvømmelse vil kunne forårsake noen skade på veien, men ingen bygg vil være påvirket av dette.

Avrenning til sedimenteringsanleggene er avgrenset oppstrøms med grøfter og er pålitelig. Foreslått plassering tar høyde for driftsforhold og tilgjengelig plass. Det er svært viktig med

god hydraulisk utforming og dimensjonering av innløp og utløp for at partiklene skal fanges i anlegget og ikke skal skade fisk og andre sårbare arter.

Detaljprosjektering må foreligge ved endringer av driftskonsesjonssøknad.

---

## 5 Konklusjon

---

Nedbørsfelt for planområdet er 4,5 km<sup>2</sup> og starter på Grønsæterhøe 1417 m.o.h. Avrenning er delt i flere bekker som er avskjært med jernbanen eller med ei terrenggrøft ovenfor fjelltaket.

Det må etableres to sedimenteringsanlegg i planområdet. Den ene skal fange partikler fra fjelltaket og den andre fra massedeponiet. Sedimenteringsbassengene er dimensjonert basert på en 10-års nedbørshendelse.

Det finnes 4 stikkrenner som krysser tilkomstveien til massedeponi. Det er usikkerhet knyttet til belastning på disse da nedbørsfeltene er store og noe usikre. Dimensjonerende gjentaksintervall for beregning av vannførings er 50 år. Stikkrennen DN1000 har for liten kapasitet i forhold til dimensjonerende avrenning. Dette er ikke vurdert som veldig kritisk siden det er sannsynlig at nedbørsfeltet og vannføring vil være mindre enn anslått. En eventuell oversvømmelse vil kunne forårsake noen skade for veien, men det er ingen bygg som vil være påvirket av dette.

---

## Referanser

---

[1] - Mikael Guillou (MAPAQ), «Water storage and sedimentation basins: concept and sizing», 2013

[2] - Jørgen Sørensen (NVE), «Rapport nr. 29 Massedeponering av sprengtstein i vann-Forurensingsvirkninger», 1998

[3] – E.I.H. Siggerud (SGS), «Vurdering av geologien Grønbogen vendetunnel, Dovrebanen», 2024