

Emil Olsen Rotset  
Felicia Nalbant Nordpoll  
Grete Høiem Mathiassen

## Forprosjekt for infrastruktur ved Breen hyttefelt

Hvordan kan man bevare eksisterende natur i kombinasjon med gode tekniske løsninger ved vegprosjektering, samt modellering, dimensjonering og plassering av VA for Breen hyttefelt?

Bacheloroppgave i Byggingeniør - Vann og Miljøteknikk & Vegbygging,  
planlegging og drift

Veileder: Andreas Longva & Robin Sætre

Medveileder: Marius Iversen

Mai 2023



Emil Olsen Rotset  
Felicia Nalbant Nordpoll  
Grete Høiem Mathiassen

## **Forprosjekt for infrastruktur ved Breen hyttefelt**

Hvordan kan man bevare eksisterende natur i  
kombinasjon med gode tekniske løsninger ved  
vegprosjektering, samt modellering, dimensjonering  
og plassering av VA for Breen hyttefelt?

Bacheloroppgave i Byggingeniør - Vann og Miljøteknikk & Vegbygging,  
planlegging og drift

Veileder: Andreas Longva & Robin Sætre

Medveileder: Marius Iversen

Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden





## FORORD

Denne oppgaven markerer avslutningen på et spennende, krevende og tverrfaglig bachelorløp. Oppgaven er også en avslutning på vår treårige utdanning innen *Vegbygging, planlegging og drift* og *Vann- og miljøteknikk* ved Norges tekniske og naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Ålesund. Bacheloroppgaven er skrevet for Ikon Arkitekt & Ingeniør, et tverrfaglig konsulentfirma med lokal forankring i Midt-Norge. Ikon er valgt med ønske om å lære mer om bærekraftige løsninger, da de jobber med slike prosjekt og hadde en ideell oppgave. Samarbeidet har vært profesjonelt og vi har fått et godt inntrykk av bedriften.

Vi ønsker å takke våre veiledere ved NTNU, Andreas Longva og Robin Sætre, for god oppfølging og veiledning gjennom hele perioden. Ønsker også å rette en takk til Torodd Skjerve Nord som har vært til stor hjelp. Videre ønske vi å takke Ikon Arkitekt & Ingeniør som har gitt oss muligheten til å jobbe med et fremtidsrettet og bærekraftig prosjekt. En ekstra takk til vår veileder Marius Iversen som har bistått med både kunnskap, erfaring og gode råd, dette har vært viktig for utformingen av oppgaven.

Ålesund, 22.05.2023



Emil O. Rotset



Felicia N. Nordpoll



Grete H. Mathiassen

## SAMMENDRAG

Ikon Arkitekt & Ingeniør skal utarbeide et teknisk forprosjekt for Breen hyttefelt som skal erstatte deler av eksisterende reguleringsplan. Denne oppgaven ser på infrastrukturen i hyttefeltet, med fokus på bevaring av eksisterende natur i kombinasjon med gode tekniske løsninger. Arbeidet er blitt utført gjennom vegprosjektering, samt modellering, dimensjonering og plassering av vann og avløp. Oppgaven ble valgt basert på den tverrfaglige sammensetningen til gruppen, samt interesser og kunnskap innhentet gjennom utdanningen.

Under arbeidet med vegprosjekteringen er det brukt digitale verktøy, samt håndbøker og veiledere til å modellere forskjellige løsninger. Alternativene ble vurdert opp mot hverandre, hvor det til slutt ble valgt en veg med god kombinasjon mellom naturinngrep og tekniske løsninger. Det er i tillegg gjort et grovt kostnadsestimat for utbyggingen basert på masserapporter og erfaringsbaserte priser.

Modellering, ved hjelp av Mike Urban SWMM, er tatt i bruk for overvannshåndtering. Det er valgt å håndtere overvannet lokalt, uten ledningsnett. Beregningene for spillvann og drikkevann tar i bruk både digitale verktøy og tradisjonelle metoder. Dimensjoner for bufferbasseng og vannledninger er beregnet og modellert ved hjelp av Mike Urban EPANET, med hensyn på trykksituasjon og tilgjengelige mengder. Det er beregnet mengder og selvreis for spillvann ved hjelp av tradisjonelle beregningsmetoder. For ledningsnett er det vurdert ulike metoder, med fokus på naturbevaring, funksjonalitet og pris, hvor det til slutt ble en kombinasjonsløsning mellom fjellboring og isolerte rør. Løsningen er vist gjennom forslagsskisser utarbeidet i AutoCAD.

## ABSTRACT

Ikon Arkitekt & Ingeniør will prepare a technical preliminary project for Breen cabin area, which shall replace parts of the existing zoning plan. This thesis focuses on the infrastructure in the cabin area, with an emphasis on preserving the existing nature in combination with good technical solutions. The work has been carried out through road engineering, as well as modeling, dimensioning and placement of water and sewage systems. The task was chosen based on the interdisciplinary composition of the group, as well as interests and knowledge acquired through the education.

During the road engineering work, digital tools, as well as manuals and guidelines were used to model different solutions. The alternatives were evaluated against each other, and ultimately, a road with a good combination of natural interventions and technical solutions was chosen. Additionally, a rough cost estimate for the development is made based on mass reports and experience-based prices.

Modeling, using Mike Urban SWMM has been adopted for stormwater management. It has been chosen to manage the stormwater locally, without a pipe network. Calculations for wastewater and drinking water utilize both digital tools and traditional methods. Dimensions for the buffer basin and water pipelines have been calculated and modeled using Mike Urban EPANET, considering pressure conditions and available quantities. Calculations have been made for both quantities and self-cleaning for wastewater, based on traditional calculation methods. For the pipe network, various methods have been considered, focusing on nature conservation, functionality, and cost. Ultimately, a combination between rock drilling and insulated pipes was chosen. The solution is illustrated through sketches prepared in AutoCAD.

## TERMINOLOGI

### *BEGREPER*

<b>Antroposentrisk periode:</b>	Geologisk tidsperiode der menneske er primær påvirker for geologi, økosystem og klima.
<b>Biokjemisk oksygenforbruk:</b>	Mål på mengden oksygenforbrukende materiale i vann. Bestemmes ved å måle reduksjonen i oksygen i en vannprøve som er hensatt i mørket ved bestemt tid og temperatur. 5 står for antall døgn.
<b>Bæreevnegruppe</b>	Bæreevnemessig inndeling av undergrunnen i grupper fra 1 til 7 for dimensjoneringsformål.
<b>Dimensjonerende nedbør:</b>	Statistikk for nedbør som brukes i planlegging og dimensjonering av ulike typer infrastruktur for håndtering av overvann (Dyrrdal, 2021).
<b>Felleskum:</b>	Kum hvor stikkledninger for henholdsvis drikkevann og spillvann kobles på fordelingsledningene som er koblet til hovedledningen for planområdet.
<b>Felles KartDatabase</b>	Felles kartdatabase er en samling av noen av de mest detaljerte kartdataene i Norge. Det består av vektordata som kan brukes til prosjektering, saksbehandling eller geografiske analyser (Granum, 2020).
<b>Fordelingsledning:</b>	Ledning som går mellom kummer fra hovedledning og felleskummer for både spillvann og drikkevann.
<b>Fordrøyning:</b>	Samlebetegnelsen på tiltak som går ut på å forsinke overflateavrenning gjennom oppsamling (Kunduraci, 2016).
<b>Frostfri dybde:</b>	Dybden under telens innvirkning. I Norge er dette mellom 0,8 til 3 meter, alt ettersom hvor i landet man befinner seg (Thue, 2019).
<b>Hydraulisk radius:</b>	Begrep som brukes ved utregninger i forbindelse med ikke-sirkulære strømningskanaler (Store norske leksikon, 2023).

<b>Hydrogram</b>	Utviklingskurve som viser hvordan vannføringen varierer som konsekvens av en regnhendelse (Myhr, 2021).
<b>Hyetogram:</b>	Grafisk representasjon som viser fordeling av nedbørintensitet over tid.
<b>Intersepsjon</b>	Proessen hvor nedbør blir oppsamlet og holdt igjen av bladverket og andre deler av vegetasjonen, før den videre siver ned i jorden eller fordamper til atmosfæren.
<b>IVF-kurver:</b>	Brukes for å presentere dimensjonerende nedbør. Kurvene beskriver nedbørintensiteten (I) som for ulike varigheter (V) kan forventes å forekomme med en viss hyppighet/frekvens (F). Kan også fremstilles i tabell. Brukes ofte ved planlegging og utforming av infrastruktur (Søndenaa, 2017).
<b>Kjemisk oksygenforbruk:</b>	Mål for innhold av kjemisk nedbrytbart organisk stoff i vann. Bestemmes ved tilsetting av overskudd av et oksidasjonsmiddel.
<b>Konsentrasjonstid:</b>	Tida det tar for vannet å renne fra de fjerneste delene av feltet til utløpet i et nedbørsfelt.
<b>Nedbørfelt:</b>	Hydrografisk inndeling av vassdrag der utløpet er ett punkt, eller eventuelt i havet ved kystfelt. Hensikten med feltet er at all nedbøren som treffer innenfor dette feltet renner ut i et felles utløp, med unntak av vannet som infiltreres til grunnen eller fordamper.
<b>NEVINA:</b>	Karttjeneste fra NVE som beregner nedbørsfeltet, feltparametere og indekser for et fritt valgt punkt i et vassdrag (NVE, 2020).
<b>Personekvivalent:</b>	Den forurensnings-, eller vannmengden som representerer en persons utslipp/forbruk (Oppdal kommune, 2017)
<b>Regnbed</b>	Type infiltrasjonsbasseng. Utformes som en vegetert forsenkning i terrenget der overflaten til bedet lagrer vannet før det infiltreres til grunnen eller overvannsnettet via et filtermedium (Kunduraci, 2016).

<b>Returperiode/ Gjentaksintervall:</b>	Uttrykker hyppigheten og gir et estimat av hvilken nedbørintensitet som kan forventes å bli overskredet én gang i løpet av en gitt tidsperiode.
<b>Saprobiering:</b>	Ved stor tilførsel av organisk materiale fra kloakk kan vann «råtne». Dette kalles saprobiering og forårsakes av bakterier og sopp som bryter ned organisk materiale samt forbruker oksygen (Arendal kommune, 2018).
<b>Sedimenterbare stoff:</b>	Stoff med en slik partikkelstørrelse og -densitet at det kan skilles fra vann ved sedimentering; prosess der suspendert stoff skilles fra væske ved gravitasjon (Norsk Vann , u.å.).
<b>Separatsystem:</b>	Når avløpssystemet legges i to ulike nettvert; et for spillvann og et for overvann.
<b>Sporingsanalyse</b>	Sporingsanalyse brukes for å analysere kjørebanen som kreves for et kjøretøys svingradius.
<b>Suspendert stoff:</b>	Vannets innhold av oppslemmet, partikulært materiale, Kan deles inn i sedimenterbare stoff og svevestoff (Norsk Vann , u.å.).
<b>Telefarlighetsklasse</b>	En jordarts telefarlighet, angitt fra T1 (ikke telefarlig) til T4 (meget telefarlig).
<b>Årsdøgntrafikk</b>	det totale antallet kjøretøy, i begge retninger, som passerer et snitt på en veg i løpet av et år, dividert med 365.

## *SYMBOLER*

$\pi$	3.14
$\tau$	Skjærspenning
$\gamma$	Spesifikk vekt

## *FORKORTELSER*

BOF	Biokjemisk oksygenforbruk
DN	Innvendig diameter
FKB	Felles kartdatabase
IVF	Intensitet – Varighet – Frekvens
KOF	Kjemisk oksygenforbruk
$k_t$	Konsenstrasjonstid
l/p d	Liter per person per døgn
mVS	Meter vannsøyle, 10 mVS = 1 bar
NEVINA	Nedbørsfelt-Vannføring-INdeks-Analyse
NVE	Norges vassdrags og energidirektorat
pe	Personekvivalent
PE-rør	Plastrør av polyetylen
SS	Suspendert stoff
ÅDT	Årsdøgntrafikk

## Innhold

1	INNLEDNING .....	1
1.1	Bakgrunn for valg av oppgaven .....	1
1.2	Problemstilling .....	1
1.3	Avgrensninger til oppgaven .....	2
1.4	Oppdragsgivers involvering .....	2
2	TEORETISK GRUNNLAG .....	3
2.1	Bærekraftig utvikling .....	3
2.1.1	FNs bærekraftsmål .....	3
2.2	Teknisk forprosjekt .....	4
2.3	Veg .....	4
2.3.1	Håndbøker .....	4
2.3.2	Dimensjonering .....	5
2.3.3	Vegens overbygning .....	5
2.3.4	Vegens linjeføring .....	6
2.3.5	Digitale verktøy .....	8
2.4	Overvann, modellering i Mike Urban SWMM .....	9
2.4.1	LOD-tiltak .....	9
2.4.2	Nedbørshyetogram .....	9
2.4.3	Modellering av delfelt i Mike Urban SWMM .....	10
2.5	Vannforsyning .....	12
2.5.1	Høydebasseng/bufferbasseng .....	13
2.5.2	Trykkkrav .....	13
2.6	Spillvann .....	13
2.6.1	Selvrens .....	15
2.6.2	Lokalt renseanlegg og minirensanlegg .....	15
2.7	VA-gjennomføring .....	15
2.7.1	NoDig .....	15
2.7.2	Isolerte rør .....	16
2.7.3	Konvensjonell graving .....	16
3	METODE OG DATAGRUNNLAG .....	17
3.1	Forundersøkelser .....	17
3.1.1	Enkel grunnundersøkelse .....	17
3.1.2	Artsmangfold .....	18
3.1.3	Overordnede planer .....	19
3.1.4	Befaring .....	19
3.2	Veg .....	20
3.2.1	Data .....	20
3.2.2	Gjennomføring .....	20
3.3	Overvann, modellering i Mike Urban SWMM .....	24



3.3.1	Nedbørsdata .....	25
3.3.2	Delfelt .....	28
3.3.3	Simulering og databehandling .....	32
3.4	Vannforsyning .....	32
3.4.1	Personer i forsyningsområdet og variasjonskoeffisienter .....	32
3.4.2	Forbruksvariasjon .....	34
3.4.3	Ledninger, rørdimensjoner & ruhet .....	34
3.4.4	Elementer i modellen .....	35
3.4.5	Oppsett av modellen i Mike Urban EPANET .....	36
3.5	Spillvann .....	38
3.5.1	Dimensjonerende forbruk .....	38
3.5.2	Selvrens .....	39
3.5.3	Lokalt renseanlegg .....	39
3.6	VA-gjennomføring .....	40
3.6.1	Økonomisk argumentasjon .....	40
4	RESULTATER .....	42
4.1	Veg .....	42
4.1.1	Vegens utforming .....	42
4.1.2	Dimensjonering .....	43
4.1.3	Parkeringsplasser og møteplasser .....	46
4.1.4	Vegmasser .....	46
4.1.5	Kostnader .....	47
4.2	Overvann, modellering i Mike Urban SWMM .....	48
4.3	Vannforsyning .....	50
4.3.1	Dimensjonerende mengder .....	50
4.3.2	Bufferbasseng .....	50
4.3.3	Resultater fra Mike Urban EPANET .....	50
4.4	Spillvann .....	53
4.4.1	Dimensjonerende forbruk .....	53
4.4.2	Selvrens .....	54
4.4.3	Lokalt renseanlegg .....	54
4.5	VA-gjennomføring .....	54
4.5.1	Skisse .....	54
4.5.2	Hovedledning; materiale og økonomisk argument .....	56
5	DRØFTING .....	58
5.1	Veg .....	58
5.1.1	Valg av vegtrase .....	58
5.1.2	Dimensjonering .....	60
5.1.3	Parkeringsplasser og møteplasser .....	62
5.1.4	Massebalanse .....	62
5.2	Overvann, modellering i Mike Urban SWMM .....	63

5.2.1 Feilkilder og usikkerhet ved modellering.....	63
5.2.2 Forbedringer av modellen .....	64
5.2.3 Drøfting av simuleringsresultat .....	65
5.3 Vannforsyning .....	66
5.3.1 Beregningsgrunnlag og forbruk .....	66
5.3.2 Bufferbasseng .....	66
5.3.3 Simulering - trykksituasjon og soneinndeling .....	66
5.3.4 EPANET Modell – usikkerheter og forbedringspotensialer .....	67
5.4 Spillvann .....	67
5.4.1 Dimensjonerende forbruk .....	67
5.4.2 Selvrens .....	68
5.4.3 Lokalt renseanlegg .....	68
5.5 VA-gjennomføring .....	69
5.5.1 Konvensjonell graving eller andre metoder? .....	69
5.5.2 Stikkledning og fordelingsledning .....	69
5.5.3 Hovedtrasé .....	70
5.5.4 Feilkilder knytt til økonomisk vurdering .....	72
5 KONKLUSJON .....	73
Referanser.....	75
VEDLEGG.....	80

## FIGUROVERSIKT

Figur 2-1 skisse av en vilkårlig overbygning hentet fra håndbok N200.....	5
Figur 2-2 eksempel på hvordan elementene i horisontalkurvaturen kan kombineres .....	7
Figur 2-3 Prinsippskisse for breddeutvidelse for en 2-feltsveg .....	7
Figur 3-1: A1: Oversiktsbilde. A2: Planområdet. Hentet 21.01.23 .....	17
Figur 3-2 A1: Løsmassekart. A2: Aktsomhetsområde. Hentet 21.01.23.....	18
Figur 3-3 GRANADA. Grunnvannsborehull og oppkommer, hentet 16.02.23 .....	18
Figur 3-4 Plankart tilhørende kommuneplanens arealdel.....	19
Figur 3-5 Reguleringskart for Breen hyttefelt .....	19
Figur 3-6 Generert nedbørsfelt til bunnen av hyttefeltet (rødt punkt), hentet fra nevina.nve.no 21.02.23.....	24
Figur 3-7 Avrenningslengde hentet fra høydedata.no, 21.02.23 .....	25
Figur 3-8 Nomogram for å finne tilrenningstid i terreng.....	26
Figur 3-9 Hyetogram som viser regnintensitet med 5 minutt tidsintervall.....	28
Figur 3-10 Delfelt C1 og C2 basert på NEVINA og avrenning normalt på høydekurvene.....	29
Figur 3-11 Forbruksvariasjon over et døgn, med timesfaktor for hver enkelt time gjennom døgnet.....	34
Figur 3-12 Skisse av sone 1 og sone 2 for drikkevann.....	36
Figur 3-13 Oppsett av forenklet modell EPANET .....	37
Figur 3-14 Forbruksverdier fra de forskjellige nodene og brukt verdi i EPANET-modell .....	37
Figur 4-1 A1: Plantegning av prosjektert veg i 2D. A2: Prosjektert veg i 3D-visning.....	42
Figur 4-2 Vegens kurvatur.....	43
Figur 4-3 Vegtraséens lengdeprofil .....	44
Figur 4-4 Normalprofil av skjæringsskråning mot fjellskjæring .....	44
Figur 4-5 A1: Fjellskjæring. A2 og A3: Rekkverk. A4: Bruovergang .....	45
Figur 4-6 Skisse av dimensjonert overbygging .....	45
Figur 4-7 Parkeringsplass/møteplass P1 til P6 .....	46
Figur 4-8 Massebalanse for veganlegget .....	47
Figur 4-9 Differansen i total innstrømningsrate .....	49
Figur 4-10 trykk i de forskjellige nodene i sone 1 .....	51
Figur 4-11 trykk i de forskjellige nodene i sone 2.....	51
Figur 4-12 Vannivå i bufferbassenget gjennom et maksdøgn med 4 timer brannvannstapping .....	52
Figur 4-13 Trykket gjennom hele forsyningsnettet kl. 09:00 .....	52
Figur 4-14 AutoCAD skisse av mulig spillvannsløsning .....	55
Figur 4-15 AutoCAD skisse av mulig løsning for drikkevann.....	56
Figur 4-16 Excel-utklipp av økonomisk argumentasjon .....	57
Figur 5-1 Vegtrasé, alternativ 1 med forstørrede bilder til høyre.....	59
Figur 5-2 Vegtrasé, alternativ 2 med forstørrede bilder til høyre.....	60
Figur 5-3 A1: Profil 0-80. A2: Profil 220-260. A3: Profil 430-480.....	61

Figur 5-4 Krysning av eksisterende bekk ved parkeringsplass P1 .....	62
Figur 5-5 Eksempelskisse av felleskum for drikkevann (A1) og spillvann (A2) .....	70
Figur 5-6 Alternativ for gjennomføring av VA i borehull. Laget i GeoGebra 17.04.23 .....	71

## TABELLOVERSIKT

Tabell 2-1 Maks og minimal døgnfaktor samt maks timefaktor (VA/Miljø-blad, 2016) .....	12
Tabell 2-2 Tegnforklaring til formel ( 1 ) og ( 2 ) .....	12
Tabell 2-3 Definisjon av rensegrad for primær- sekundær og tertiærrensing .....	14
Tabell 3-1 Tegnforklaring formel 4 til 7 .....	27
Tabell 3-2 Imperviousness for hvert delfelt, før utbygging, etter utbygging og med grønne tak .....	30
Tabell 3-3 Areal for veg, møteplasser, parkeringsplasser og hytter. ....	30
Tabell 3-4 Depresjonslagring for hvert delfelt, før og etter utbygging .....	31
Tabell 3-5 Manning's ruhetskoeffisient (M) før og etter utbygging .....	31
Tabell 3-6 Variasjonskoeffisienter brukt i denne oppgaven .....	32
Tabell 3-7 Sammensetning av vannbruket i en husholdning .....	33
Tabell 3-8 Estimert vannlekkasje per meter kommunal ledning (Statistisk Sentralbyrå, 2023). ....	33
Tabell 3-9 Omgjøring fra kubikk per ledningsmeter per år, til liter per person per døgn. ....	33
Tabell 3-10 Dimensjoner til de ulike ledningene, samt tegnforklaring til EPANET-modell .....	36
Tabell 4-1 Horisontalkurveradius og breddeutvidelse .....	43
Tabell 4-2 Antall felt og areal per parkeringsplass .....	46
Tabell 4-3 Totale masser for veganlegget .....	47
Tabell 4-4 Grovt kostnadsestimat for prosjektert veganlegg .....	48
Tabell 4-5 Resultat hentet fra simuleringsrapport i SWMM med 20 års returperiode .....	49
Tabell 4-6 Prosentvis endring i avrenningskoeffisient og infiltrert nedbør etter utbygging og med tiltak .....	49
Tabell 4-7 Toppunkt for grafene maksimal vannføring .....	49
Tabell 4-8 pe-beregning for hyttefelt med 50 hytter og 6 sengeplasser per hytte .....	53
Tabell 4-9 Tegnforklaring og verdier .....	53
Tabell 4-10 Materiale og dimensjon for hovedtrasé hentet fra produktkatalog .....	57

## 1 INNLEDNING

### 1.1 Bakgrunn for valg av oppgaven

Bakgrunn for valg av bacheloroppgaven har sitt utgangspunkt i egenskaper, ferdigheter og interesser hos gruppe medlemmene. Gruppen er satt sammen av to studenter fra retningen *Vann- og miljøteknikk* og en student fra *Vegbygging, planlegging og drift*. Det ble dermed lagt vekt på en tverrfaglig prosjekteringsoppgave med fokus på bærekraft, natur og teknisk gode løsninger innen veg og VA. Med et slikt prosjekt utfordres studentene på ingeniørens ansvar når det kommer til å tenke helhetlig ved å kombinere miljømessige og tekniske løsninger. Et tverrfaglig konsulentfirma med nettopp bærekraft som fokus er Ikon Arkitekt & Ingeniør, og ble dermed en naturlig bedrift å skrive for.

Ordet bærekraft brukes stadig i ulike sammenhenger, og det er kanskje viktigere enn noen gang at det inkluderes i alle prosjekt. FNs 17 bærekraftsmål skal blant annet stoppe klimaendringene innen 2030 (FN-Sambandet, 2023). For å realisere dette må alle nye prosjekt, små og store, ta utgangspunkt i bærekraftsmålene slik at situasjonen ikke forverres. Blant de 17 målene er det spesielt to som utpeker seg når det kommer til prosjektering av infrastruktur for hyttefelt; nr. 6: Rent vann og gode sanitærforhold og nr. 15: Livet på land. Disse skal vektlegges og brukes som grunnlag for noen av beslutningene i oppgaven. Utbygging av hyttefelt er i seg selv verken miljøvennlig eller bærekraftig, men når det først skal bygges kan man med mindre naturinngrep bevare mer av naturen, i håp om at det kan være et lite steg mot en bærekraftig fremtid.

### 1.2 Problemstilling

Gruppe medlemmene har stått relativt fritt til å definere en problemstilling innenfor prosjektets rammer. Ikon Arkitekt & Ingeniør skal utarbeide et teknisk forprosjekt for Breen hyttefelt som erstatning for deler av eksisterende reguleringsplan. Nordmenn reiser ofte til hyttene sine for å komme nærmere naturen, men samtidig med et ønske om luksus i form av elektrisitet og innlagt vann- og avløpssystemer. Det blir stadig mindre urørt natur på kloden, noe som hemmer en bærekraftig fremtid. Så, hva kan vi som nyutdannede ingeniører gjøre for å redusere de negative konsekvensene ved utbygging? Dette har ledet til problemstillingen:

**Hvordan kan man bevare eksisterende natur i kombinasjon med gode tekniske løsninger ved vegprosjektering, samt modellering, dimensjonering og plassering av VA for Breen hyttefelt?**

Følgende delmål ligger til grunn for å besvare problemstillingen:

- Vegplanlegging
  - Utarbeide en teknisk funksjonell veg med tanke på naturinngrep og arealutnyttelse.
  - Modellere veganlegg og parkeringsplasser i modelleringsverktøyet Novapoint.
  - Dimensjonering av vegtrasé, overbygning, sideterreng, samt parkering- og møteplasser.
  - Utføre en mengdeberegning av masser, samt utarbeide et kostnadsestimat.
- Vann og avløp
  - Anbefale ledningstrase for hele anlegget, kum-plassering, riggplasser, brannhydranter, bufferbasseng, renseanlegg og hytteplassering ved hjelp av skisse i AutoCAD.
  - Velge materiale og dimensjon på ledninger basert på beregninger for vann- og spillvannsförbruk, samt plassering av brannuttak med tilstrekkelig tappekapasitet.
  - Modellere overvannshåndtering i Mike Urban SWMM.
  - Modellere drikkevann og sjekke vanntrykk i Mike Urban EPANET.
  - Planlegge spillvannshåndtering med lokalt renseanlegg.
  - Velge metode for gjennomføring av drikkevann, spillvann. Både med tanke på teknisk gode løsninger, naturinngrep og prisestimat.

### 1.3 Avgrensninger til oppgaven

Prosjektet avgrenses til infrastruktur som veg og VA slik det er presentert i kapittel 1.2. Det inkluderer ikke prosjektering av hyttetomtene da dette ville gitt for stort arbeidsomfang. Hyttene plasseres slik gruppen anser det som gunstig med tanke på veg, VA, natur og terreng, uten videre undersøkelser. Materiale og dimensjon for spillvannsledninger begrenses til hovedtrasé. Det ble også diskutert å inkludere modellering av VA løsningen i Novapoint for illustrasjon, men grunnet usikkerhet i arbeidsomfanget ble det ikke en del av bacheloroppgaven. Videre avgrenses oppgaven av informasjon fra kart, befaring og eksisterende data. Det er gjort antagelser ved manglende informasjon. Når det kommer til kostnadsberegninger, er det laget et grovt prisestimat for veg og VA. Beregningene for VA er avgrenset til hovedtraséen hvor formålet er å se om ett av alternativene skiller seg ut.

### 1.4 Oppdragsgivers involvering

Ikon Arkitekt & Ingeniør har bistått med en hovedveileder som har ansvar for det aktuelle prosjektet, i tillegg til at flere av de ansatte ved bedriften har vært tilgjengelig ved behov. Kommunikasjonen har stort sett foregått over Teams, da bedriften holder til i Trondheim. Oppdragsgiver har også bistått med SOSI-filer, plantegninger for eksisterende VA, samt tegninger over deres løsning på prosjektet.

## 2 TEORETISK GRUNNLAG

### 2.1 Bærekraftig utvikling

I 1987 ble sluttrapporten *Vår felles framtid* lagt frem av Brundtlandkommisjonen der «bærekraftig utvikling» ble det nye begrepet (Olerud, Tjernshaugen, & Andersen, 2023). Sluttrapporten la frem hvordan miljø, økonomi og sosial utvikling har en tett kopling og definerte bærekraftig utvikling som en utvikling der menneske oppfyller egne behov, uten negativ virkning for framtidige generasjoner. Fra definisjonen ser man at menneskets velferd står i sentrum, noe som samsvarer med den antroposentriske perioden vi befinner oss i. Boken *Sustainable Engineering Principles and Practice* viser til at denne velferden kan måles etter tre typer goder og tjenester:

1. Fra økosystemet: kommer direkte fra naturen og har ingen direkte markedsverdi. Eksempel er mineral, vann, sollys, luft og sykdomsregulering.
2. Samfunnsmessige: inkluderer individ eller grupper, noen av godene har pengeverdi. Slike goder kan for eksempel være arbeid, utdanning, rettssystem, myndigheter og kultur.
3. Økonomiske: goder og tjenester med pengeverdi og som omsettes på markedet. Eksempelvis utsyr, energiforsyning, industriell avfallsbehandling, mat og transportmiddel.

Man må først ha tilgang på goder og tjenester fra økosystemet før man kan få samfunnsmessige goder og deretter økonomiske. Dermed er et godt økosystem grunnleggende for all velferd. Viktigheten av å bevare naturen kommer tydeligere frem i definisjonen fra American Institute of Chemical Engineers, Sustainable Engineering Forum: “Sustainability occurs when we maintain or improve the material and social conditions for human health and the environment over time without exceeding the ecological capabilities that support them” (Bakshi, 2019, s. 52).

#### 2.1.1 FNs bærekraftsmål

FNs 17 bærekraftsmål er verdens felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, nedkjempe ulikheter og stoppe klimaendringene innen 2030 (FN-Sambandet, 2023). Det første steget mot en bærekraftig utvikling handler om å ta vare på naturen og tilgjengelige ressurser. Nedenfor er en oversikt over to utvalgte bærekraftsmål med høy relevans for utbyggingen av hyttefelt.

**Nr. 6: Rent vann og gode sanitærforhold;** «Sikre bærekraftig vannforvaltning, tilgang til vann og gode sanitærforhold for alle». Målet er i stor grad rettet mot de som ikke har tilgang på helsemessig rent drikkevann og gode sanitærforhold ved sin primærbolig og dekker ikke fritidsboliger. Men, det finnes spesielt ett delmål utbygging bør forholde seg til: Delmål 6.3 skal sørge for en bedre

vannkvalitet ved å blant annet halvere andelen ubehandlet spillvann. For å følge dette delmålet er må spillvann for all nybygg håndteres på riktig måte.

**Nr. 15: Livet på land;** «Beskytte, gjenopprette og fremme bærekraftig bruk av økosystemer, sikre bærekraftig skogforvaltning, bekjempe ørkenspredning, stanse og reversere landforringelse samt stanse tap av artsmangfold». Utbygging av hyttefelt må spesielt forholde seg til delmål 15.2 og 15.4. 15.2 skal fremme innføringen av en bærekraftig forvaltning av all slags skog, stanse avskoging, gjenopprette forringede skoger, og i betydelig grad øke gjenreising og nyplanting av skog på globalt nivå innen 2020. Delmål 15.4 skal bevare økosystemer i fjellområder, inkludert det biologiske mangfoldet der, slik at de skal bli bedre i stand til å bidra til en bærekraftig utvikling innen 2030.

## 2.2 Teknisk forprosjekt

Plan- og bygningsloven er sentral for all arealforvaltning og byggevirkosomhet i Norge. Lovens kapittel 12 sier at det skal foreligge en reguleringsplan for bruk, vern og utforming av arealer og fysiske omgivelser (Lovdata, 2008). Et teknisk forprosjekt gjennomføres i startfasen av utbyggingsprosjekt, og benyttes for å vurdere lønnsomhet og gjennomførbarhet. Forprosjektet skal dermed legge grunnlaget for utarbeiding av reguleringsplan, og skal inneholde en detaljert kartlegging av tekniske og økonomiske aspekter, samt alternative løsninger og konsekvenser (Statens Vegvesen, 2021).

## 2.3 Veg

Vegplanlegging innebærer utarbeiding av alle nødvendige planer for å bygge nye veger, samt utbedre eksisterende veganlegg. Planlegging av veg skjer på ulike plannivå, og må ofte gjennom juridiske planer som kommunedelplan før utbyggingen kan igangsettes (Alena Høye, 2018). Underkapitlene omhandler hvilke aspekter som benyttes ved prosjektering av veg, møteplass og parkeringsplass, samt hvilke standarder og digitale verktøy som er tatt i bruk.

### 2.3.1 Håndbøker

Statens vegvesens håndbøker er et viktig styringsverktøy og hjelpemiddel ved utforming og dimensjonering av alle offentlige veg- og trafikkanlegg. Håndbøkene inkluderer vegnormaler, retningslinjer og veiledninger som legger føringer for planlegging, prosjektering og utbygging. Vegnormalene er hjemlet i lovverket og stiller krav til vegens tekniske utforming, både for Statens Vegvesen og andre myndigheter. Retningslinjene er også hjemlet i lovverket, men gjelder kun for riksveg, Statens Vegvesen, konsulenter og entreprenører som utfører oppdrag for Statens Vegvesen.



Veiledninger er hjelpedokumenter som angir utdypende fagstoff utover det som oppgis i vegnormalene (Statens Vegvesen, 2022).

### 2.3.2 Dimensjonering

#### *Dimensjoneringsklasser*

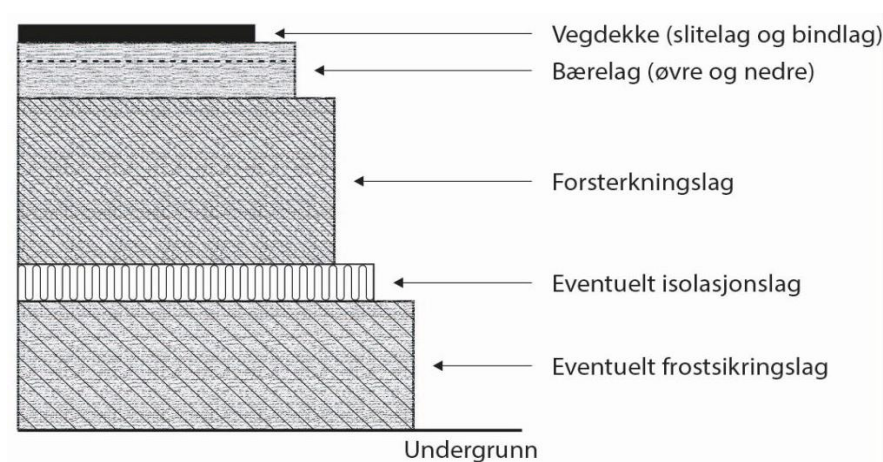
Dimensjoneringsklasse er en standardisert måte å klassifisere en veg på, og brukes for å sikre at vegen blir trafiksikker og stabil. Det norske vegnettet deles inn i hovedveger og øvrige hovedveger, hvor hver av disse videre deles inn i ulike dimensjoneringsklasser. Hver klasse har en tilhørende prosjekteringstabell, fra håndbok N100, som stiller krav til hvordan vegen skal utformes. (Vegdirektoratet, 2014).

#### *Private veger*

Vegloven §1. tilsier at «Offentlig veg er veg eller gate som er open for allmenn ferdsel og som blir halden ved like av stat, fylkeskommune eller kommune. Alle andre vegar eller gater blir i denne lova å rekne som private.» (Lovdata, 1964). Ved utforming av private veger gjelder ikke kravene gitt i Statens Vegvesens håndbøker (Statens Vegvesen, 2022). I mange tilfeller foreligger det en kommunal vegnormal med spesifikke krav og retningslinjer for private veger (Sætre, 2022).

### 2.3.3 Vegens overbygning

Vegens overbygning består av flere lag sammensatt av ulike typer stein- og asfaltmaterialer. Overbygningen skal fordele laster fra trafikken til undergrunnen for å unngå skadelige deformasjoner som slaghull eller setninger, i tillegg må den tåle ulike klimapåkjenninger og opprettholde tilstrekkelig bæreevne gjennom hele året. For å oppfylle disse kravene vil de ulike lagene ha hver sin funksjon i den totale konstruksjonen (Aurstad, 2016). Lagene består av vegdekke, bærelag, forsterkningslag, og eventuelt isolasjonslag og fiberduk (Statens Vegvesen, 2022). Figur 2-1 viser et eksempel på en overbygning.



Figur 2-1 skisse av en vilkårlig overbygning hentet fra håndbok N200

Vegdekke skal gi jevn og god overflate, samt sørge for friksjon under tørre og våte forhold. Dekketype bestemmes ut fra bruksområde, trafikkmengde og dominerende påkjønning. Bærelaget regulerer bæreevnen til veggen og vil være utsatt for høye spenningsnivå under tunge trafikklaster. Bærelagstype bestemmes dermed ut fra trafikkmengde samt andel tunge kjøretøy langs strekningen. Forsterkningslaget skal virke som et lastfordelende lag mellom overbygningen og de underliggende mindre bæredyktige massene. Ved å bygge opp forsterkningslaget, bærelaget og dekket er vegens bæreevne sikret. Likevel kan frost trenge ned i undergrunnen som kan føre til telehiv. Det må da legges inn et frostsikringslag som benyttes dersom tykkelsen på overbygningen ikke når ned til frostfri dybde. Frostsikring dimensjoneres basert på stedlige forhold med hensyn på frostmengde og årsmiddeltemperatur (Statens Vegvesen, 2022).

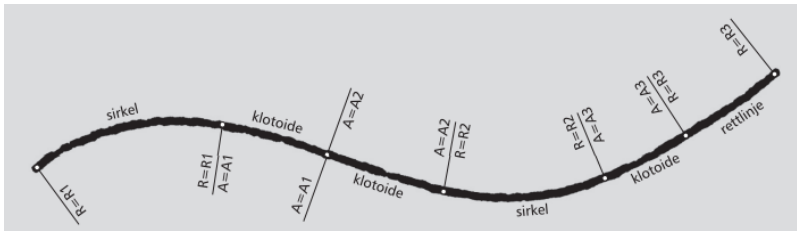
Veger med liten trafikkmengde kan benytte grusdekke i stedet for asfaltdekke. Grusdekke består av mekanisk stabilisert grus som innebærer et bærelag uten bindemiddel. Dette kan være grusmateriale som knust berg (Fk) eller knust grus (Gk) (Statens Vegvesen, 2022). Grusdekket skal sikre trygg fremkommelighet samt redusere nedbrytning av vegkroppen forårsaket av trafikk og klima. Materialvalg har dermed stor betydning for konstruksjonens kvalitet og levetid, og det er viktig å benytte materialer med liten vannømfintlighet. I de dypeste lagene av vegkonstruksjonen vil bruk av grove, åpne materialer være fordelaktig, og hindre at vann suges opp i overliggende lag (Aurstad, 2016).

#### 2.3.4 Vegens linjeføring

Vegens linjeføring utarbeides ved hjelp av horisontal- og vertikalkurvatur. Kurvaturen er avgjørende for beliggenhet og innvirkning på terrenget, samt trafikantens sikkerhet og kjørekomfort (Vegdirektoratet, 2014).

##### *Horisontalkurvatur*

Horisontalkurvatur består av elementene rettlinje, sirkel og klotoider. Sammensetningen av disse danner vegens kurvatur i det horisontale planet. Figur 2-2 viser et eksempel på hvordan elementene kan kombineres (Vegdirektoratet, 2014). Rettlinje gir god sikt og dermed muligheter for forbikjøring, men gjør det vanskeligere å vurdere fart og avstand til motgående kjøretøy. Sirkelkurven er en geometrisk kurve med konstant krumning. En veg som består av kurver med liten variasjon i kurveradius og kurvelengde gir økt trafiksikkerhet samt en estetisk god veglinje, så lenge den passer inn i terrenget. Klotoider er en overgangskurve hvor dens geometri gir konstant vinkelhastighet ved kjøring med konstant fart. Klotoiden benyttes for å skape en jevn overgang fra én krumning til en annen (Vegdirektoratet, 2014).



Figur 2-2 eksempel på hvordan elementene i horisontalkurvaturen kan kombineres

### Vertikalkurvatur

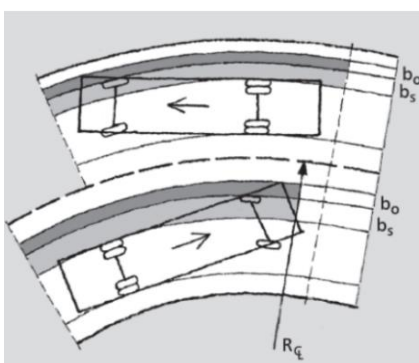
Vertikalkurvaturen består av rette linjer og vertikalkurver som sirkel, parabel og klottoide. Sammensetning av elementene danner vegens kurvatur i det vertikale planet, og er avgjørende for stigningsgraden (Vegdirektoratet, 2014). Høy- og lavbrekkskurver beskrives som toppunkt og bunnpunkt i vertikalkurvaturen. Høybrekkskurver dimensjoneres ut fra siktkrav ved kjøring i dagslys, mens lavbrekkskurver dimensjoneres fra krav til kjørekomfort (Vegdirektoratet, 2014).

### Overhøyde

Overhøyde er kjørebanelens tverrfall i horisontalkurvaturen til vegen. Tverrfallet består av takfall og ensidig fall. Takfall er symmetrisk fra vegens senterlinje, og benyttes på rette strekker for å sikre vannavrenning fra vegbanen. Dette reduserer vanninntrengingen i vegens overbygning. Ensidig fall er mot én side, og benyttes i svinger for å ta opp sidekraft ved kjøring i kurver. Maksimal overhøyde er 8% for å unngå at stillestående kjøretøy glir sidevegs på glatt føre (Vegdirektoratet, 2014).

### Breddeutvidelse

Kjøretøy behøver mer plass i kurver enn på rette strekk. Plassbehovet øker da deler av kjøretøyet blir hengende utenfor hjulene, i tillegg til at det tar mer plass grunnet sponing. Breddeutvidelse er derfor økning av kjørefeltsbredde i kurver. Desto krappere kurvatur desto større breddeutvidelse er tiltrent. Breddeutvidelsen avhenger av dimensjonerende kjøretøy samt horisontalkurvatur, og utgjør summen av sporingsøkning ( $b_s$ ), overheng ( $b_o$ ) og fast styringstilleg på 0,15 m. Figur 2-3 viser en prinsippskisse for breddeutvidelse. Det er utarbeidet en tabell i håndbok V120 som viser nødvendig breddeutvidelse basert på horisontalkurveradius og dimensjonerende kjøretøy.



Figur 2-3 Prinsippskisse for breddeutvidelse for en 2-feltsveg

### *Stigningsgrad og sikt*

Stigningsgrad er forholdet mellom høydeforskjell og horisontal avstand i vegens lengderetning, og sier noe om hvor bratt vegen er. Stigningsgraden bestemmes etter krav til sikkerhet, kapasitet, framkommelighet og kjørekomfort. Siktforhold er avgjørende for vegens kvalitet og sikkerhetsnivå. Det stilles ulike krav basert på hvilken dimensjoneringsklasse vegen faller under. Siktkravene påvirker blant annet minste horisontalkurveradius, minste vertikalradius i høybrekk, siktforhold i kryss og avkjørsler, samt utformingen av vegens sideterreng (Vegdirektoratet, 2014).

### *2.3.5 Digitale verktøy*

Bygningsinformasjonsmodellering (BIM) er digitale 3D-modeller med informasjon om konstruksjoner med tilhørende tekniske installasjoner. Dette er et verktøy hvor man oppretter en intelligent 3D-modell for å kommunisere og gjøre gode beslutninger mellom flere aktører i en byggeprosess, og kan bidra til mer effektiv og enklere samhandling under prosjekteringen (Nilssen & Stick, 2022).

### *SOSI-format*

Samordnet opplegg for stedfestet informasjon (SOSI), er et norsk filformat for lagring og utveksling av geodata. Et SOSI-datasett angir informasjon om terrengets punkter, linjer og flater representert ved sine koordinater. SOSI-filer utgjør dermed grunnlagsdataen for framstilling av 2D og 3D-modeller i digitale modelleringsverktøy (Mæhlum, 2020).

### *Novapoint*

Novapoint er et modelleringsverktøy som gir en komplett løsning innen design og infrastruktur. Programvaren tilbyr prosjektering av blant annet veg, bruer og vann- og avløpsløsninger. Ved å modellere eksisterende vegetasjon og grunnforhold kan man hente ut informasjon om mengder for jord-, fylling- og fjellmasser, samt oppdage eventuelle konsekvenser ved prosjektet i en tidlig fase (Trimble, 2013). Tekla Civil er et tilleggsprogram knyttet til Novapoint levert av Trimble. Programmet gir brukeren mulighet til å effektivt modellere kryss eller rundkjøringer ut fra to eller flere linjekonstruksjoner (Trimble, 2018).

### *AutoCAD*

AutoCAD er en programvare levert av Autodesk. Programmet brukes til å skissere og utvikle 2D-geometri og 3D-modeller som solider, flater og objekter (Autodesk, u.å.). Novapoint krever tilkobling til AutoCAD for å blant annet opprette linjekonstruksjon av veger og avgrensningslinjer til for eksempel parkeringsplasser. AutoCAD brukes også for utarbeiding av plantegninger.

## 2.4 Overvann, modellering i Mike Urban SWMM

Overvann er en fellesbetegnelse på dreinsvann og regnvann fra takflater, vegger og andre plasser som kan samles i overvannsledninger (Store Norske Leksikon, 2020). Utfordringene knyttet til overvannhåndtering blir stadig flere på grunn av mer ekstremvær og utbygging som gir flere tette flater. Oppdal kommunes *Hovedplan avløp og vannmiljø* viser til at Oppdal ligger i et værskille når man ser på oversiktskartene for fremtidige klimaendringer (Oppdal kommune, 2017). Nedbørmengden kan øke med 4,1% i året og kan gi konsekvenser som:

- Større belastning på infrastruktur som ledningsnett for overvann.
- Skred i områder som ikke har vært skredutsatt tidligere.
- Regn kombinert med frost i bakken kan gi oversvømmelser.
- Ekstremnedbør og flom kan føre til forurensning av drikkevann. Grunnvannskildene i Oppdal er mindre utsatt enn overflatekilder.
- Ekstrem korttidsnedbør kan gi flom i små bekker og elver.

Nye prosjekt burde dermed ta høyde for økt nedbørmengde. Det finnes en rekke dataprogrammer for overvannsimulering og modellering. SWMM (Storm Water Management Model) er utviklet av US Environmental Protection Agency. Programmet kan gjøre simuleringer hvor flere komplekse hydrologiske og hydrauliske prosesser beregnes (Vimalan, 2020). Mike Urban er en programvare som bruker SWMM.

### 2.4.1 LOD-tiltak

Lokal overvannsdisponering (LOD) er en metode for å håndtere nedbøren der den faller uten store naturinngrep. Dette oppnås ved å forsinke avrenningen slik at konsekvensene reduseres når nedbørintensiteten og smelting er størst. LOD bruker anlegg eller terrengformasjoner som baserer seg på «Treleddsstrategien» for overvannshåndtering, lansert av Norsk Vann i rapporten *Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering* (Kunduraci, 2016). Strategien beskriver tre hovedmål som blant annet kan redusere flomtopper og skader: 1) Fange opp og infiltrere avrenning fra mindre nedbørshendelser på egen eiendom, 2) Forsinke og fordrøye overvannet ved større nedbørshendelser, på egen eiendom om mulig, og 3) Sikre trygge oversvømmelsesareal eller flomveger for ekstremregn (VA/Miljø-blad, 2018).

### 2.4.2 Nedbørshyetogram

Hyetogram viser fordelingen av nedbørintensitet over tid, og kan konstrueres ved å bruke IFV-kurver eller observert ekstremnedbør. Konstruksjonsprinsippet bygger på at nedbørsvolumet innenfor de

mest intensive minuttene i hyetogrammet skal tilsvare regnvolumet ved en nedbørshendelse med konstant intensitet som varer like lenge (Søndenaa, 2017). Konsentrasjonstid ( $k_t$ ) brukes for å finne regnvarighet som gir dimensjonerende nedbørintensitet. Ved konstruksjon av hyetogrammet er det viktig at tidsintervallet baseres på  $k_t$  slik at dimensjonerende nedbørintensitet representeres. Fordelen med fremstillingen er at den viser intensitetsvariasjoner. Sterke nedbørhendelser har ofte svært høy toppintensitet en stund etter at nedbøren startet, og intensiteten er sjelden konstant.

### 2.4.3 Modellering av delfelt i Mike Urban SWMM

Delfelt eller «Catchment» er område som mottar nedbør. Derfra ledes vannet enten til et annet delfelt eller oppsamlingspunkt. Når et prosjektområde skal deles inn i delfelt, må man ta hensyn til faktorer som arealformål, helling i terrenget (fall) og avrenningslengde for best mulig resultat. Homogene delfelt med likt terrengfall og avrenningslengde gjør det enklere å definere tilhørende parameter. Arealformål er en viktig faktor da dette påvirker grunnens permeabilitet og infiltrasjonsevne. Målet med å definere delfeltene er at nedbøren skal oppføre seg på samme måte, som vil si at alt skal enten renne til samme grøft, sluk eller nytt delfelt.

#### *Delfeltparameter*

##### Width og Slope

Dette er parameter som beskriver henholdsvis avrenningsbredden og helling. Width og Slope brukes i modelleringen fordi utregningene blir gjort basert på et tilnærmet rektangel. Jo mer rektangulært delfelt, jo bedre blir tilnærmingen. Kanaliserte strømmer skal ikke inkluderes i strømningsvegen (flow path). Dermed tilsvarer avrenningslengden avstanden fra toppen av et delfelt til overflateavrenningen samles opp i små bekker. I naturområder vil dette tilsvare ca. 150 m (Gironás, Roesner, & Davis, 2009). Siden det er vanskelig å identifisere avrenningslengdene nøyaktig innenfor et delfelt, blir Width ofte sett på som et kalibreringsparameter hvor verdien kan justeres for å gi godt samsvar mellom observerte og utregnet avrenningshydrografer (Gironás, Roesner, & Davis, 2009).

##### Ugjennomtrengelighet/Imperviousness og Depresjonslagring/Depression storage

Imperviousness viser til prosentdel av delfeltet som er dekket av ugjennomtrengelige overflater. Dette kan være flater som asfalt, tak, og veier. Retningsgivende verdier finnes i Statens vegvesens håndbok 240 Vannhåndtering, tabell 8.3.2-2 (Statens vegvesen, 2022). Depresjonslagring viser til volum på overflaten som fylles opp med vann før overflateavrenningen starter. Eksempel på dette er søledammer, overflatefukting og intersepsjon i vegetasjon.



### Prosent av ugjennomtrengelig areal uten depresjonslagring (% DCIA w/o d. storage)

Delfeltparameteren representerer den øyeblikkelige avrenningen som skjer før depresjonslagrene er fylt. Altså hvor stor del av det impermeable arealet som straks vil få overflateavrenning på grunn av ugjennomtrengelige flater. Eksempel er nedbør som treffer asfalt nærme grøft/sluk, tak med høy helling og ny asfalt uten hull og dammer. Vannet infiltreres ikke i grunnen gjennom disse flatene og ledes direkte til utløp. *User's guide to SWMM 5* viser til en anbefalt verdi lik 25% om ikke spesielle omstendigheter er kjent (James, Rossman, & James, 2010, s. 644).

### Delområde-ruting/Subarea routing

«Subarea routing» viser til hvordan overflatevannet renner innenfor det aktuelle delfeltet. SWMM simulerer et delfelt som et rektangel delt i to deler; gjennomtrengelig og ugjennomtrengelig. «Subarea routing» skal bestemme hvordan disse to delene er plassert i det simulerte rektangelet. I programvaren kan man velge mellom avrenningsmodellene IMPERV, PERV og OUTLET. IMPERV beskriver avrenning fra gjennomtrengelig til ugjennomtrengelig areal før det føres videre til grøft/sluk eller nedstrøms delfelt. PERV viser til avrenning fra ugjennomtrengelig areal til gjennomtrengelig. OUTLET er modellen for avrenning fra både gjennomtrengelig og ugjennomtrengelig areal til utløp.

### Manning's ruhetskoeffisient (M)

Manning's ruhetskoeffisient beskriver motstanden som overflateavrenningen møter. Statens Vegvesen sin håndbok V240 – Vannhåndtering viser til tabell E.5 som gir anbefalte Manningstall for vandige overflater og materialer (Statens vegvesen, 2022).

### Infiltrasjonsmodell

Infiltrasjonsmodellen beregner mengden nedbør som infiltreres i grunnen. Dette bestemmes hovedsakelig basert på løsmasser i prosjektområdet. Horton er en modell i Mike Urban SWMM som er mye brukt i dynamiske simuleringer. Parameter for modellen er:

Maksimum og minimum infiltrasjonsrate (mm/t). Verdiene beskriver henholdsvis infiltrasjonsraten når nedbøren starter; flaten er helt umettet og kan infiltrere mest vann, og ved jordens mettet hydrauliske leveringsevne. Forfallskoeffisient (t) er hastigheten det tar for infiltrasjonsraten å gå fra maksimum til minimum rate. Typiske verder er mellom 2 til 7 timer. Maksimum infiltrasjonsvolum (mm) er maksimalt volum som kan infiltreres. Null mm gir uendelig volum i modellen. DWF regenerering som står for Dry weather flow. Dette er tiden det tar for en fullt mettet jord å bli tørr. Her ligger typisk verdi mellom 2 og 14 dager (James, Rossman, & James, 2010).

## 2.5 Vannforsyning

Vannforbruket har store variasjoner gjennom både året og døgnet. Under de mest intense timene kan forbruket nærmest doble seg, sett opp mot det midlere døgnforbruket. For å jevne ut disse døgnforskjellene benytter man høydebasseng, da unngår man overdimensjonerte rør og pumper til timene med høyt forbruk (Ødegaard, 2014). Varierende forbruksmengder beregnes med koeffisienter for maksimal time- og døgnfaktor samt minimal time- og døgnfaktor (tabell 2-1). Størrelsene på faktorene avhenger av antall personer i forsyningsområdet, og de varierer mer ved mindre tettsteder. Ved økende størrelse på tettstedet nærmer variasjonsfaktorene seg 1,0 (Ødegaard, 2014).

Tabell 2-1 Maks og minimal døgnfaktor samt maks timefaktor (VA/Miljø-blad, 2016)

Områdetype	$f_{maks}$	$f_{min}$	$k_{maks}$
Byer med mer enn 10 000 pe	1,3-1,8	0,5-0,9	
Tettsteder med mer enn 3000 pe	1,3-2,1	0,6-0,8	1,4-2,7
Tettsteder med 1000-3000 pe	1,5-2,3	0,5-0,6	1,7-3,0
Fritidsområde, campingplasser etc	2,0-4,0		2,0-4,0

For beregning av vannforbruk brukes det to formler, en for den maksimale timen ( 1 ) og en for den minimale ( 2 ) (Ødegaard, 2014), for tegnforklaring se tabell 2-2.

$$Q_{maks} = \frac{(P \cdot Q_h \cdot f_{maks} \cdot k_{maks} + P \cdot Q_a \cdot 3 + P \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (1)$$

$$Q_{min} = \frac{(P \cdot Q_h \cdot f_{min} \cdot k_{min} + P \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (2)$$

Tabell 2-2 Tegnforklaring til formel ( 1 ) og ( 2 )

Tegn	Forklaring
$Q_{maks}$	Maksimalt forbruk i den mest forbrukende timen i året (l/s)
$P$	Antall personer i distriktet
$Q_h$	Det spesifikke midlere husholdningsforbruket (l/p d)
$Q_a$	Annet forbruk (l/p d)
$Q_{lekk}$	Lekkasjer (l/p d)
$Q_{min}$	Minimalt vannforbruk i den minst forbrukende timen i året (l/s)
$f_{maks}$ og $f_{min}$	Maksimal og minimal døgnfaktor
$k_{maks}$ og $k_{min}$	Maksimal og minimal timefaktor



### 2.5.1 Høydebasseng/bufferbasseng

I vannverk er det ofte ønskelig med en sikkerhetsreserve dersom det oppstår ledningsbrudd, havari i en pumpe, eller ved nødvendige reparasjoner og vedlikehold. Dette kan løses ved å implementere et bufferbasseng. Bassenget vil også virke trykkstabiliserende siden trykkvariasjonene blir mindre sammenlignet med direkte tilkobling fra pumpe eller kilde. Eventuelle trykkstøt vil også kunne bli betydelig dempet da den frie vannoverflaten i bassenget hindrer det i å forplante seg videre i ledningsnettet (Ødegaard, 2014). Det er som oftest tre volumbehov som bestemmer hvordan man skal dimensjonere et bufferbasseng: Utjevning av timevariasjonene gjennom et døgn ( $M_u$ ), brannreserve ( $M_b$ ) og sikkerhetsreserve ( $M_s$ ). Ved beregninger brukes formel (3), hvor  $M_{tot}$  er bassengets totale utnyttbare volum (VA/Miljø-blad, 2017).

$$M_{tot} = M_u + M_s + M_b \quad (3)$$

Utjevningvolumet beregnes ut fra det maksimale døgnbehovet, og ligger ofte mellom 20-35% av dette volumet. Ved maksimalt døgnforbruk under 1000 m<sup>3</sup> anbefales det 35% (Norsk Vann, 2011). For vann til brannslukking regnes det med en kombinasjon av tid og slukkemengde på 20 l/s (Ødegaard, 2014). For områder med mindre personer enn 1000 og hvor spredningsfaren er lav, kan man gjøre andre vurderinger og sette brannreserven lavere, men ikke under 50 m<sup>3</sup> (Norsk Vann, 2011). Vannvolum til sikkerhetsreserve må vurderes i hvert enkelt tilfelle, men et godt utgangspunkt vil være 0,5 til 1 ganger et middeldøgns forbruk. Det må vurderes om det er sårbare abonnenter, andre forsyningsmåter og hvor raskt eventuelle feil eller skader kan utbedres (Ødegaard, 2014).

### 2.5.2 Trykkkrav

I henhold til Byggeteknisk forskrift skal anlegg dimensjoneres med tilstrekkelige mengder og trykk til å dekke vannbehovet, inkludert sløkkevann. I tettbebygde områder ved påkobling til hovedledning er kravet for minimalt trykk 2,5 bar, eller høyere. For bygg med høyere enn 6,0 bar er det ofte behov for en innvendig reduksjonsventil. Når det foregår brannvannstapping må dimensjonerende vannføring leveres med et trykk på minst 1,0 bar (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

## 2.6 Spillvann

Spillvann defineres som forurenset avløpsvann fra bebyggelse og industri (Norsk Vann, u.å.). Husholdninger skiller mellom svartvann; klosettavløpsvann, og gråvann; kjøkken, bad og vaskerom. Forurensingsforskriften, Del 4, inneholder begrensning av avløpsforurensing, hvor formålet er å beskytte miljøet mot uheldige virkninger av avløpsvannsutslipp. Primær-, sekundær- og

tertiærrensing viser til ulike rensegrader. Tabell 2-3 viser en oversikt over hvilke krav som må oppfylles for hver rensegrad.

Tabell 2-3 Definisjon av rensegrad for primær- sekundær og terciærrensing.

	<b>Primær</b>	<b>Sekundær</b>	<b>Tertiær</b>
BOF <sub>5</sub> -mengden i avløpsvannet reduseres med minst <b>x</b> av det som blir tilført rensanlegget eller ikke overstige <b>y</b> ved utslipp	x: 20 % y: 40 mg O <sub>2</sub> /l	x: 70 % y: 60 mg O <sub>2</sub> /l	Ikke spesifisert
SS-mengden i avløpsvannet reduseres med minst 50% av det som blir tilført anlegget eller ikke overstiger 60 mg/l ved utslipp.	Må oppfylle dette kravet	Ikke spesifisert	Ikke spesifisert
KOF <sub>CR</sub> -mengden i avløpsvannet reduseres med minst 75% av det som blir tilført anlegget eller ikke overstige 125 mg O <sub>2</sub> /l ved utslipp.	Ingen krav	Må oppfylle dette kravet	Ikke spesifisert
Fosformengden i avløpsvannet reduseres med minst 90% av det som blir tilført anlegget	Ingen krav	Ingen krav	Må oppfylle dette kravet
Nitrogenmengden i avløpsvannet reduseres med minst 70% av det som blir tilført anlegget	Ingen krav	Ingen krav	Må oppfylle dette kravet

Som vist i tabell 2-3 er noen av kravene «ikke spesifisert». Dette kommer av at kravene ofte automatisk oppfylles når underliggende krav tilfredsstilles. Eksempelvis vil mengden suspendert stoff blir redusert når BOF og KOF skal reduseres med 70% og 75%.

Krav til rensegrad avhenger av personekvivalent (pe) og resipientens følsomhet. Fra forurensingsforskriften er pe-mengde organisk stoff som brytes ned biologisk med et biokjemisk oksygenforbruk målt over fem døgn, BOF<sub>5</sub>, på 60g oksygen per døgn. Kapittel 12 stiller krav til utslipp av sanitært avløpsvann fra bolighus, hytter og lignede, hvor §12-8 omhandler utslipp til følsomt og normalt område. Avløpsvannet skal minst etterkomme:

- 90 % reduksjon av fosfor og 90% reduksjon av BOF<sub>5</sub> dersom det foreligger brukerinteresser i tilknytning til resipienten,
- 90 % reduksjon av fosfor og 70 % reduksjon av BOF<sub>5</sub> for resipienter med fare for eutrofiering hvor det ikke forekommer brukerinteresser, eller
- 60 % reduksjon av fosfor og 70 % reduksjon av BOF<sub>5</sub> dersom det verken foreligger brukerinteresser eller fare for eutrofiering.

Eutrofiering skyldes økt tilførsel av næringsstoffer som fosfor og nitrogen. Dette øker planteproduksjonen og reduserer oksygenkonsentrasjon, noe som svekker livsgrunnlaget for de naturlige artene. Konsekvensene kan være ubalanse i økosystemet ved at arter tilpasset lavere oksygenkonsentrasjon tar over. Rensing av avløpsvann er også viktig for å hindre spredning av bakterier og sykdom, samt for å unngå at metaller som bly, kadmium, kobber, sink, kvikksølv, jern og aluminium skader fisk og miljø.

I Norge brukes hovedsakelig mekanisk, kjemisk, biologisk, og biokjemisk rensing for avløpsvann. Mekanisk rensing brukes som forbehandling for større anlegg eller til primærrensing for mindre anlegg med gode resipienter. Kjemisk rensing bruker fellingskjemikalier som aluminium, jern og kalk for å fjerne fosfor og partikler fra vannet (Barlindhaug, 2018). I biologiske rensetrinn brytes organiske forurensinger ned ved hjelp av avløpets egne bakterier og tilsatt oksygen. Bakteriene dyrkes enten som fastsittende bakteriekultur på medium med stor overflate (biofilm-renseanlegg) eller suspendert i vannet (aktivslam-renseanlegg) (Vråle & Thaulow, 2018).

### 2.6.1 Selvrens

Selvrens er et sentralt begrep innen spillvann og avløpshåndtering. Selvrensende hastighet regnes som den minste hastigheten gjennom rør for at de partikler avløpsvannet inneholder kan holde seg oppslemmet og ikke avsettes i ledningene (Norsk Vann, u.å.). Selvrens avhenger av fall for tilstrekkelig fart og fyllingshøyde for skjærspenninger. Om rørene er selvrensende finner man ved å regne ut maksimal skjærspenning i bunnen av røret. Krav til selvrens er  $\tau_{\min} = 2 \text{ N/m}^2$  for spillvannsledning og 3-4  $\text{N/m}^2$  for felles- og overvannslending (VA/Miljøblad, 2015).

### 2.6.2 Lokalt renseanlegg og minirensanlegg

Minirensanlegg er nedskalerte renseanlegg som omfatter 5-50 pe. Anleggene er et alternativ for områder med lav pe, følsomme resipienter uten mulighet for infiltrering og stor avstand til kommunale renseanlegg. Det finnes kjemiske, biologiske og biokjemiske minirensanlegg (Hensel & Yri, 2008). Områder med mer enn 50 pe kan bygge lokale og mindre renseanlegg.

## 2.7 VA-gjennomføring

### 2.7.1 NoDig

«Ved minimal eller ingen graving kan gamle rør fornyes og nye rør etableres i urørt terreng.» (Olimb, 2015, s. 11). NoDig-metodene bygger på grøftfrie rørlegging, både for vedlikehold og nye løsninger. Dette gjør at eksisterende rør, uansett tilstand, blir sett på som en ressurs. Metodene kan klassifiseres

i hovedgruppene strukturelle, semi-strukturelle og ikke-strukturelle. Strukturelle metoder brukes hvor renoveringsproduktet, det nye røret, alene kan motstå opptredende krefter gjennom hele levetiden.

Horisontal fjellboring kan brukes for fremføring av alle typer rør ved at det bores et retningsstyrt hull fra A til B gjennom fjell (Olimb anlegg, u.å.). Metoden har høy grad av presisjon samt treffsikkerhet. Det bores først med en pilot som er styrbar i høyden i tillegg til at det blir tatt hyppige målinger for å kontrollere retningen i henhold til prosjektert trasé. Dersom man ønsker borehull større enn piloten kan det monteres en rymmekrone på borstangen som rømmer opp hullet til riktig dimensjon. Borehuller regnes som stabilt i fjell av god kvalitet som rør kan trekkes gjennom.

### 2.7.2 Isolerte rør

Pipelife Norge er Norges største produsent og leverandør av plastrørsystemer. På nettsiden deres står det: «Pipelifes fleksible frostsikre rørsystem gir deg muligheten til å få transport av vann- og avløp, uten store naturinngrep og minimale kostnader, både for eksisterende og ny bebyggelse.» (Pipelife, u.å.). Med isolerte rør kan man i mange tilfeller unngå graving og sprenging da rørene legges naturlig i terrenget. Det presenteres to løsninger for isolerte rør: isothermorør og isovarmerør hvor begge kan brukes for drikkevann og avløp.

Isothermrør brukes for trykkavløp i områder uten tilstrekkelig fall og hovedsakelig som stikkledninger og fordelingsledninger når det kommer til drikkevann. Dersom vannet fryser åpnes vannkranen og varmekabelen blir skrudd på slik at vannet tines etter kort tid. Isovarmrør brukes normalt sett som hovedledninger for både vann og avløpsrør, samt stikkledninger for avløp med selvføll. Isotherme rør leveres med Easy REG som er et energibesparende styringssystem for stikkledninger. Det styres med termostat og tinetrinnet har en automatisk tilbakestilling til drift etter endt tine tid (Pipelife, u.å.). Dette gjør at ledningene kan fjernstyres, samt ikke bruker mer energi enn nødvendig.

### 2.7.3 Konvensjonell graving

Konvensjonell graving fjerner eksisterende masser for etablering av VA-grøft. Grøftkonstruksjonen tilpasses grunnforhold, grøftedybde og plassforhold (VA/Miljøblad, 2016). Ledningsgrøfter kan deles inn i sonene overdekning, beskyttelseslag, sidefylling, ledningssone, øvre fundament og nedre fundament. Med øvre og nedre fundament menes henholdsvis kvartsirkelstøtten på røret og fundamentet under rørstemmen. Ved flere rør i samme grøft vil nødvendig grøftetversnitt avhenge av rørdimensjon og krav til fri avstand mellom rørene. VA-Miljøblad nr. 5 viser en tabell for plassbehov/grøftbredde nødvendig for ulike rørdimensjoner (VA/Miljøblad, 2016).

### 3 METODE OG DATAGRUNNLAG

Kapittelet tar for seg hvilke metoder og datagrunnlag som er brukt for å utarbeide løsninger på oppgavens problemstilling. Dette innebærer forundersøkelser, samt hvilke fremgangsmåter, utregninger og dokumentasjon som er tatt i bruk gjennom prosjekteringen.

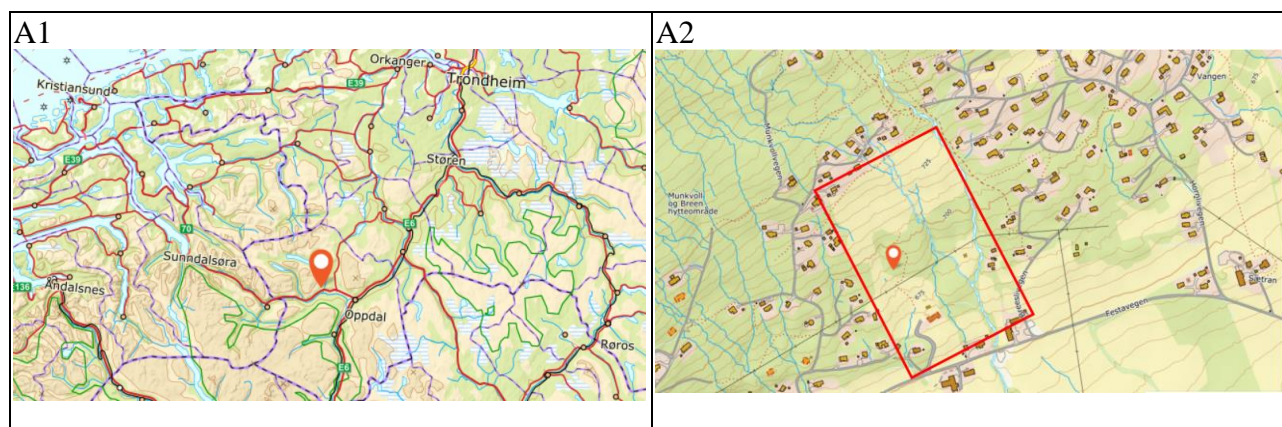
#### 3.1 Forundersøkelser

##### 3.1.1 Enkel grunnundersøkelse

Planområdet er en del av Munkvoll og Breen hytteområde, nordvest for Oppdal sentrum i Trøndelag fylke som vist på oversiktsbilde A1, figur 3-1 (Kartverket, 2023). Hyttefeltet ligger ved foten av Storhornet og vest for Breesbekken, se A2.

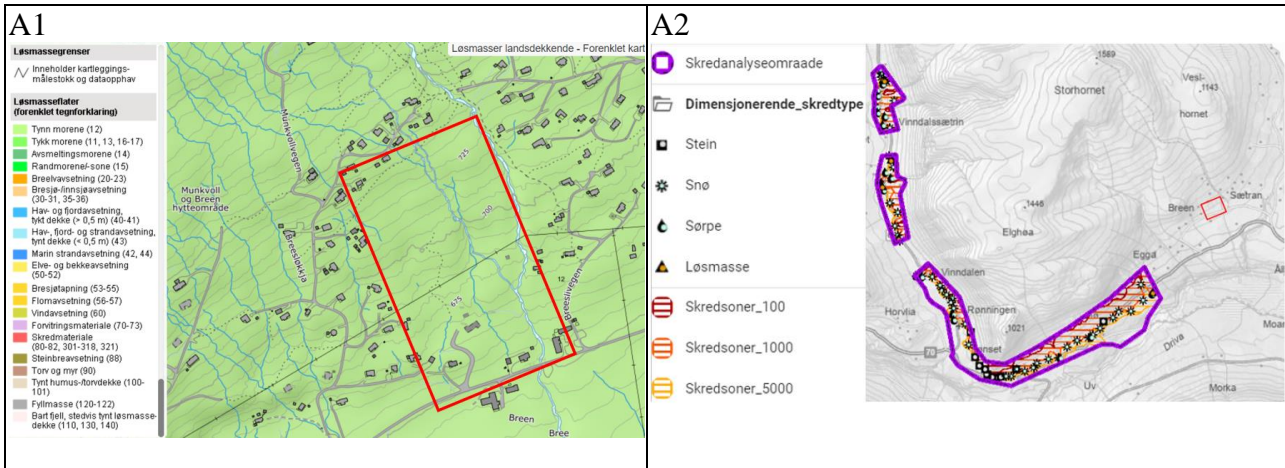
For å vurdere løsmassene i prosjektområdet er det tatt utgangspunkt i kart fra Norges geologiske undersøkelse (NGU) sin løsmassedatabase, A1 figur 3-2. Kartet viser at planområdet er preget av tynn morenemasse, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunnen. Morene regnes som en jordart bestående av usortert materiale av blokk, stein, sand, silt og leire, ført med isbre eller dirkete avleiret (Store norske leksikon, 2020). Nasjonal database for grunnundersøkelser, har ingen registrerte undersøkelser eller borehull i området (NADAG, 2021). For å finne mektigheten av morenemassene og eventuell kornfordeling må det dermed gjennomføres nærmere geotekniske grunnundersøkelser. Informasjon fra Norges vassdrags og energidirektorat (NVE) sine temakart for Oppdal kommune viser til at hyttefeltet ligger over marin grense, altså er det ikke et aktsomhetsområde for kvikkelire. Ellers er det ikke gjennomført skredanalyse, se A2 figur 3-2.

Nasjonal Grunnvannsdatabase (GRANADA) har fire registrerte borehull som vist på figur 3-3. Det er ikke registret dybde til fjell for borehullet innenfor planområdet, men nordvest, nordøst og øst for dette punktet er det registrert 2 m, 0,70 m og 0,50 m (NGU, 2021). Det tas dermed utgangspunkt i 1-2 m løsmasser videre i oppgaven.



Figur 3-1: A1: Oversiktsbilde. A2: Planområdet. Hentet 21.01.23





Figur 3-2 A1: Løsmassekart. A2: Aktsomhetsområde. Hentet 21.01.23



Figur 3-3 GRANADA. Grunnvannsborehull og oppkommer, hentet 16.02.23

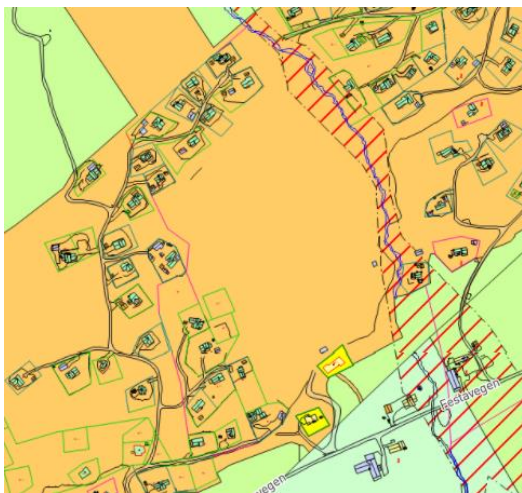
### 3.1.2 Artsmangfold

Bærekraftsmål nr. 15 kan ansees som viktig for problemstillingen med ønske om å sikre en bærekraftig skogsforvaltning. For å stanse tap av artsmangfold og vernet skog har kart fra Artsdatabanken (Artsdatabanken, 2020) og Naturbase kart (Miljødirektoratet, u.å.) blitt studert. Det er gjort funn på tre Granmeis (2020, sårbar) og en Storspove (2015, sterkt truet). Begge er fuglearter og det må vurderes i hvor stor grad det nye hyttefeltet påvirker artene. Med bakgrunn i dette leier Ikon Arkitekt & Ingeniør inn miljøfag som vurderer feltet basert på kartinformasjon og befaringer. Dette må gjøres ved hekketid og blir dermed ikke en del av bacheloroppgaven. Når det kommer til naturvern blir hele området regnet som vernet skog, noe som støtter problemstillingen om å bevare eksisterende natur.

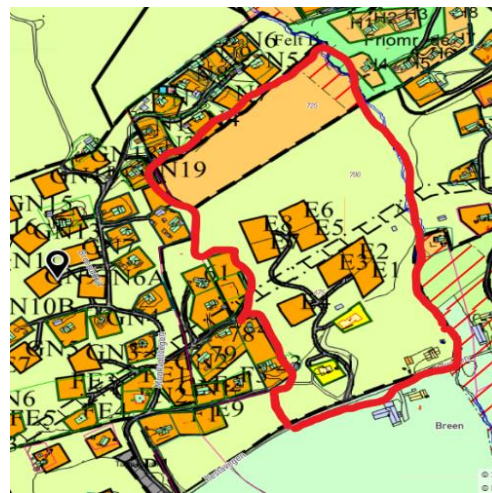
### 3.1.3 Overordnede planer

Forprosjektet må utarbeides i samsvar med overordnede planer som kommuneplanens arealdel for Oppdal kommune. På figur 3-4 vises tilhørende plankart, gjeldende for perioden 2019-2030, hvor fargene på kartet symboliserer ulike arealformål (Norkart, 2019). Planområdet er markert i oransje, som er regulert til fritidsbebyggelse. Arealdelens planbestemmelser fastsetter at Oppdal kommunes VA-norm skal legges til grunn ved utbygging av vann- og avløpsanlegg. I tillegg står det at nye hovedadkomstveger som reguleres til bebyggelse og anlegg ikke skal overstige en stigning på 10%, med unntak av områder for fritidsbebyggelse hvor det tillates maksimal stigning på 12,5% (Oppdal kommune, 2019). I samråd med Oppdal kommune er det innvilget muligheten til å dimensjonere vegen opp til 15% stigning, dersom dette kan begrunnes.

Figur 3-5 viser reguleringskartet for Breen Hytteområde (Norkart, 2019). Området markert i rødt skal erstatte eksisterende reguleringsplan. Figuren viser at det er regulert en vegtrase som strekker seg opp til åtte fritidstomter. Resterende planområde er regulert til jord- og skogbruk. Ifølge bestemmelsene er det kun tillat å føre opp én hytteenhet per tomt, alternativt skal hyttene plasseres i tunform. Deler av reguleringsplanen skal dermed erstattes, da det er ønskelig å forbedre arealutnyttelsen for utbygging av flere hyttetomter (Oppdal kommune, 2003).



Figur 3-4 Plankart tilhørende kommuneplanens arealdel



Figur 3-5 Reguleringskart for Breen hyttefelt

### 3.1.4 Befaring

Prosjektgruppen reiste på befaring til planområdet 16.11.22 da planområdet er dekket av snø gjennom hele bachelorperioden. Formålet var å kartlegge eksisterende situasjon samt få et overblikk over eventuelle utfordringer i området som knauser, vernet skog, elver og stigningsgrad. Befaringen ble gjennomført sammen med to ansatte ved Ikon Arkitekt & ingeniør. Mesteparten av prosjektområdet består av urørt terreng. I enkelte områder er det også fjell i dagen, noe som bekrefter et tynt løsmassedekke over fjellgrunn.

## 3.2 Veg

### 3.2.1 Data

#### *Håndbøker*

Da det ikke stilles nasjonale dimensjoneringskrav for private veger vil håndbøker fra blant annet Statens Vegvesen ikke være juridisk bindende for utformingen av vegen. Det foreligger heller ingen intern vegnorm for Oppdal kommune. Dette gir en ekstra utfordring, da slike veger ofte prosjekteres basert på teknisk erfaring. Selv om det ikke foreligger noen juridiske dimensjoneringskrav brukes en rekke håndbøker som et veiledende verktøy. Håndbøkene er hovedsakelig fra Statens Vegvesen og «Normaler for landbruksveger» (Landbruks- og matdepartementet, 2016). Oppdals kommuneplan stiller imidlertid krav til maksimal stigning på vegen noe som tas høyde for under prosjekteringen.

#### *Vegmodellering*

Digital modellering av vegtraséen gir en realistisk indikasjon på omfanget den får på omkringliggende terreng. For modellering er det hentet inn følgende data: Kartdata, derav SOSI-filer, ortofoto samt en skisse over vernet skog i området. Disse dataene legger grunnlaget for veg-modelleringen. SOSI-filene er hentet fra Sentral Felles Kartdatabase (SFKB). De kan derfor ha mangler eller være utdaterte på enkelte områder, og betraktes som en usikkerhet i oppgaven. Ortofotot er hentet fra «Norge i bilder», som er noe utdatert da det mangler data for en relativt ny bolig i området (Norge i bilder, u.d.). Skissen over vernet skog er tilsendt fra oppdragsgiver.

### 3.2.2 Gjennomføring

#### *Grunnlagsmodeller*

Ved modellering i Novapoint må det først opprettes grunnlagsmodeller som kartgrunnlag, terrengoverflate og fjell i grunnen. De består av informasjonsobjekter hentet fra importerte SOSI-filer. Kartgrunnlaget viser eksisterende forhold som høydekurver, bebyggelse, eiendomsgrenser, elver og veg ved hjelp av streker og punkter. Kartet legges inn i AutoCAD og benyttes som et bakgrunnskart ved skissering og konstruering av veglinjen. Terrengoverflaten er en 3D-simulering av eksisterende terreng i området. Denne benyttes som beregningsgrunnlaget i vegmodellen, og vil automatisk modellere terrenginngrepene på omgivelsene. Fjell i grunnen er en forenklet simulering av dybde ned til fjell i området. Etersom det ikke foreligger detaljerte undersøkelser av grunnen, er det under modelleringen antatt en dybde på 1 meter fra vegetasjonsoverflaten til fjellgrunn.

#### *Vegtraséen*

For å komme i gang med plassering av vegtraséen ble det gjennomført en idémyldringsfase. Hvert gruppelem tegnet en grov skisse av ulike vegtraséer i 2D-plan for å illustrere hvordan vegnettet



ville ligge. Dette la et godt sammenligningsgrunnlag for å tidlig kunne oppdage fordeler og ulemper med de ulike traséforslagene. Det var imidlertid enkelte ideer som ikke var mulig å gjennomføre, hovedsakelig grunnet tette høydekurver. Noen av skissene, eller en kombinasjon av flere, ble modellert som 3D-modeller i Novapoint, og ga et nærmere bilde på vegen i terrenget. Dette ble gjort ved å opprette en linjekonstruksjon i AutoCAD for deretter å lage en vegoppgave i Novapoint. Modelleringen var avgjørende for å danne en oversikt over mulige løsninger. Etter nøye vurderinger og flere skisseforslag ble den endelige løsningen for vegtraséen valgt.

### *Dimensjonering av veg*

Dimensjonering innebærer valg av vegbredde, breddeutvidelse, horisontal- og vertikalkurvatur, dimensjonerende kjøretøy, stigning, sideterreng, tverrfall og overbygning. Utformingen er gjort på grunnlag av praktiske hensyn samt anbefalinger fra diverse håndbøker.

#### Vegbredde og kurvatur

Vegen faller i utgangspunktet ikke under noen dimensjoneringsklasse, da den er privat, men det er tatt utgangspunkt i enkelte krav for dimensjoneringsklassen øvrige lokalveger, L2. Dette er veger som betjener grender og områder med spredt bebyggelse med en ÅDT  $\leq 300$  (Statens Vegvesen, 2022). Her står det at vegen skal prosjekteres som en enfelts-veg med bredde på 3,5-4,5 meter, inklusive skuldre. Horisontal- og vertikalkurvaturen er utarbeidet med fokus på vegens stigningsgrad samt områdets arealutnyttelse, og følger dermed ikke kravene gitt i håndbok N100.

#### Breddeutvidelse

For å ivareta vegens trafiksikkerhet er håndbok V120 benyttet for å finne nødvendig størrelse på breddeutvidelse i vegens kurvatur. Det er gjennomført sporingsanalyser for å avgjøre hvilke svinger som må utvides. Hensikten med breddeutvidelsen er: 1) Gjøre det mulig for to personbiler å passere hverandre i svingene, og 2) Sikre trygg framkommelighet for dimensjonerende kjøretøy. Vegens dimensjonerende kjøretøy er satt til lastebil for utrykningskjøretøy, brøytebiler samt kjøretøy i byggeperioden. Breddeutvidelsen baseres også på horisontalkurveradius, og bestemmes ut fra tabell 4.1 i håndbok V120 (Vegdirektoratet, 2014).

#### Stigning

Ved dimensjonering av vegens stigning vektlegges færrest mulig naturinngrep, kjørekomfort og trafiksikkerhet. Dette er faktorer som kan være motstridende i bratt terreng da mindre stigning gir mer skjæring. Som tidligere nevnt kan vegen dimensjoneres opp til 15% stigning dersom dette kan argumenteres for. Med fokus på trafikantens kjørekomfort og sikkerhet er det imidlertid en

målsetning å holde seg under dette, spesielt i kurvene, og heller øke stigningen på rette strekker hvor trafikanten kan ha litt større hastighet.

### Vegens sideterreng

Vegens sideterreng er utformet for å sikre god drenering og trafikkikkerhet. På grunn av vegens høye stigningsgrad og krappe kurvatur, følger utformingen av sideterreng aktuelle krav i håndbok N200 og N101. Sideterreng består av grøfter, skråninger, fjellskjæringer og vegsikringsutstyr. Valg av grøfteutforming er basert på tabell 2.5.1-1 i håndbok N200, som anbefaler ulike dreningssystem ut ifra trafikkmengde og hastighet (Statens Vegvesen, 2022). For fartsgrense under 80 km/t og ÅDT mindre enn 1500 anbefales en åpen sidegrøft med dybde minst 0,35 m under overbygningen for å sikre drenering av hele vegkroppen. Krav i håndbok N101 gjelder ved utforming av skråninger mot fjellskjæring og fyllingsskråninger. Der sideterreng benyttes som beskyttelse mot påkjørsel farlige sidehindre, som fjellskjæring, skal skjæringskråningen bygges med helning 1:1,5-1:2,0 med en minimums skråningshøyde beskrevet i tabell 3.2.2-2 håndbok N101 (Statens Vegvesen, 2022). Ved fyllingsskråninger brattere enn 1:2 skal det settes opp rekkverk, hvor det må anlegges et rekkverksrom på minimum 0,75 m (Statens Vegvesen, 2022).

### Overbygning

Vegen vil ha en lav trafikkmengde da det er en adkomstveg til fritidsboliger. Veger med ÅDT mindre enn 100 kan utformes med grusdekke på 5 cm tykkelse, og et vegfundament bestående av bærelag og eventuelt forsterkningslag (Statens Vegvesen, 2022). Dimensjonering av vegfundamentet gjøres i henhold til tabell 3.8-1 i N200 (Statens Vegvesen, 2022). Med et tynt løsmasse-dekke av grus, sand, og morene antas det at grunnen har telefarlighetsklasse 2 (T2). Tabellen viser dermed at vegen faller under bæreevnegruppe 4 som gir dimensjonerende vegfundamenttykkelse på 30 cm. Det benyttes ikke frostsikring da det er mindre krevende å reparere slaghull og setninger ved grusdekke, sammenlignet med asfaltdekke. Dessuten stilles det ingen krav til frostsikring ved telefarlighetsklasse 2 (Statens Vegvesen, 2022). Siden grusdekke ikke inneholder bindemiddel bør steinmaterialene i dekke være mindre enn 19 mm for å forebygge vanninntrenging (Aurstad, 2016). Et annet tiltak er å legge inn et underliggende lag med velgradert materiale, slik at fuktigheten ikke sprer seg videre ned i vegfundamentet. Dette omtales som et fuktmagasinerende lag, og kan oppfylles på tre måter:

1. Økning i grusdekketykkelsen, minimum 7 cm ekstra tykkelse
2. Eget fuktmagasinerende lag, minimum 7 cm tykkelse, bestående av samfengt, velgradert Gk eller Fk i sorteringene 0/16 til 0/32

3. Velgradert bærelag, minimum 15 cm tykkelse, bestående av samfengt, velgradert Gk eller Fk i sorteringene 0/22 eller 0/32 (Statens Vegvesen, 2022).

### *Parkeringsplasser og møteplasser*

For å redusere mengde vegareal i området skal det prosjekteres felles parkeringsanlegg hvor det videre går skogsstier til hver enkelt hytte. Her legges det vekt på at hver hytte har en nærliggende parkeringsone. Utformingen av parkeringsplassene er basert på figur 4.7.1.2-1 i håndbok N100 (Statens Vegvesen, 2022). Utformingskravene varierer ut fra nødvendig bredde og parkeringsvinkel på parkeringsfeltene. Parkeringsvinkelen settes til 90 grader da dette sammenlagt opptar minst areal. Hvert parkeringsfelt skal da ha en bredde på 2,4 m og en lengde på 5 m. I tillegg skal parkeringsplassen ha en innkjøringsbredde på 6,5 m. For å sikre vannavrenning anbefales det et resulterende fall på 2% (Statens Vegvesen, 2022).

Enfelts-veger skal anlegges med møteplasser. Utformingskravene i håndbok N100 vil være svært overdimensjonerte på grunn av lite trafikk og lav fartsgrense, det blir derfor gjort praktiske vurderinger. Møteplassene utformes med tanke på at to personbiler skal kunne passere hverandre samt stoppe langs møteplassen. En gjennomsnittlig personbil har bredde 1,8 m og lengde 4,8 m (Sintef Byggforsk, 2015). Plasseringen av møteplassene skal ta hensyn til sikt. Der det ikke er sikt, bør avstanden mellom plassene ikke overstige 300 m (Landbruks- og matdepartementet, 2016). Med fokus på areal- og naturbesparelse er det valgt å kombinere parkeringsplasser og møteplasser, hvor bredden på parkeringsplassene utvides slik at de også kan benyttes som møteplasser.

### *Massebalanse*

Ved prosjektering er det ønskelig å oppnå balanse mellom masser som må fjernes og tilføres veganlegget. Massene beregnes ved å hente ut mengderapporter for hver enkelt vegmodell i Novapoint, og deretter summere disse. Rapporten viser mengder for jord, fjell, fylling og overbygning. Novapoint genererer imidlertid ikke overbygningsmasser for kryss og parkeringsplasser automatisk. Disse ble beregnet ved å finne arealet til det aktuelle området og multiplisere dette med dybden på overbygningen. En grundig masseberegning bidrar til en mer nøyaktig kostnadsestimering.

### *Kostnader*

Prisestimat av vegen er utarbeidet da dette er et sentralt element i teknisk forprosjekt. Ved prissetting benyttes vanligvis prosesskoder utarbeidet av Statens vegvesen. Kodene er bygget opp med 10 hovedprosesser som dekker hvert sitt element av vegbyggingen, og er videre delt inn i underprosesser. Et eksempel er hovedprosess 2 som tar for seg sprenging og masseflytting. Prosesskoder dekker både anleggsarbeider, drift og vedlikeholdsarbeider, og har som hensikt å lette utarbeidelsen av kostnader

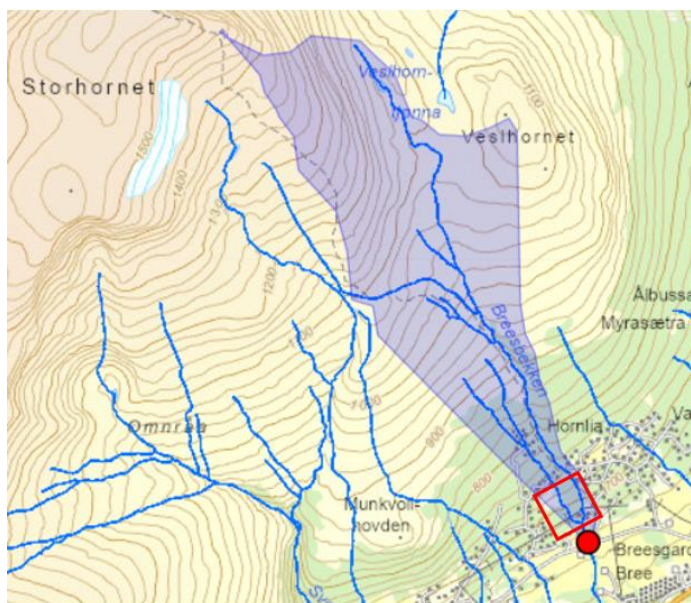
og tilbudsanslag (Statens Vegvesen , 2018). Under prissetting av prosjektert veg er drift og vedlikeholdsarbeider ekskludert. Det anslås kun pris på elementene rundt selve utbyggingen, noe som innebærer blant annet prosjektering, materialkostnader og behandling av stedlige masser.

Vegens kostnadsanslag er basert på erfaringspriser tilsendt fra Ikon Arkitekt & Ingeniør, samt et elementskjema med priser, som tar utgangspunkt i prosesskoder, tilsendt fra veileder ved NTNU, se vedlegg A1. Prosentbaserte priser som anleggskostnader, byggherrekostnader og prosjekteringskostnader er hentet fra telefonsamtaler med Ikon Arkitekt & ingeniør. Tatt i betraktning at dette er priser fra tidligere prosjekt, inkluderes ikke inflasjon. Mengdene for prisanslaget er hentet fra mengderapporter i Novapoint og arealberegninger i AutoCAD.

### 3.3 Overvann, modellering i Mike Urban SWMM

Fremgangsmåte for modelleringen tar utgangspunkt i Oppdals hovedplan for avløp og vannmiljø (Oppdal kommune, 2017), samt undervisningsmaterieell fra BYGA2225 VA Ledningsnett og overvannshåndtering (2022 Vår) (Longva, 2022).

Vegetasjonen i planområdet består av permeable flater og mindre avrenning. Utbyggingen av hyttefeltet vil trolig ha mindre konsekvenser for håndtering av overvann, men det skal likevel vurderes ved hjelp av forenklet beregninger og modellering. Gruppen har valgt å modellere endringer som følge av utbyggingen, i stedet for å se på hele nedbørsfeltet. Forenklingen er gjort siden feltet strekker seg opp til Vesthornet i nord og Storhornet i nordvest, se figur 3-6, og vil dermed være svært omfattende å modellere. Med forenklingen, utgår beregninger av vannmengden i elvene og eventuelle flomsituasjoner. Modellen kan vise endringene utbyggingen fører til og effekten av ulike tiltak.



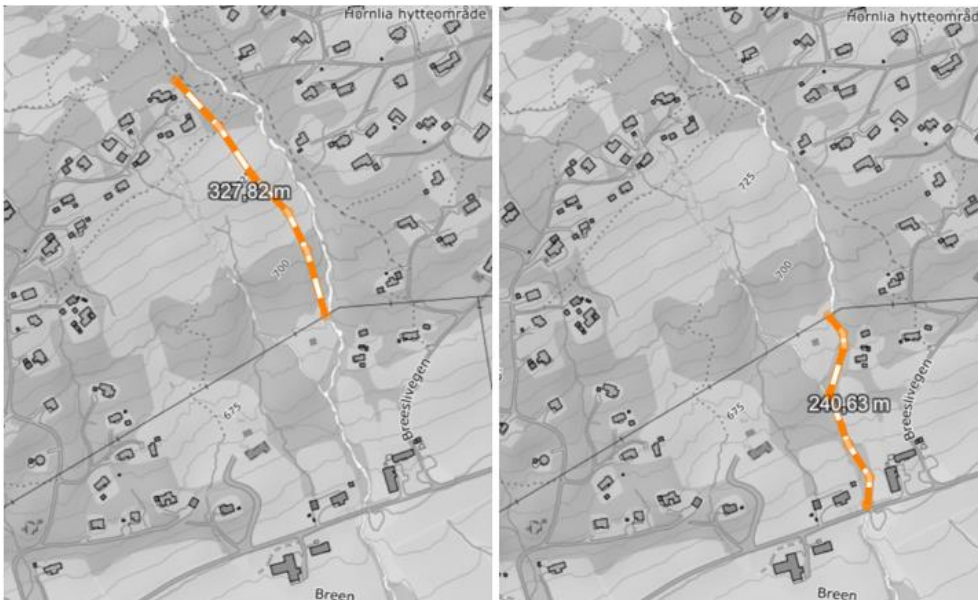
Figur 3-6 Generert nedbørsfelt til bunnen av hyttefeltet (rødt punkt), hentet fra nevina.nve.no 21.02.23

### 3.3.1 Nedbørsdata

For å starte prosjektet i Mike Urban SWMM ble det hentet inn bilder, kart og dimensjonerende nedbør. Kart med høydekurver hentes fra høydedata og bearbeides i ArcGIS. Disse samkjøres i dataprogrammet for riktig plassering og målestokk. Nedbørsdata ble lagt inn med informasjon fra hyetogrammet, som lages ved hjelp av konsentrasjonstiden, returperioden, nedbørsvarigheten og tidsintervallet. Videre ble det bestemt ulike parameter for delfeltene; før utbygging, etter utbygging og med grønne tak som tiltak. Fremgangsmåte og vurderinger er forklart i avsnittene nedenfor.

#### *Konsentrasjonstid ( $k_t$ )*

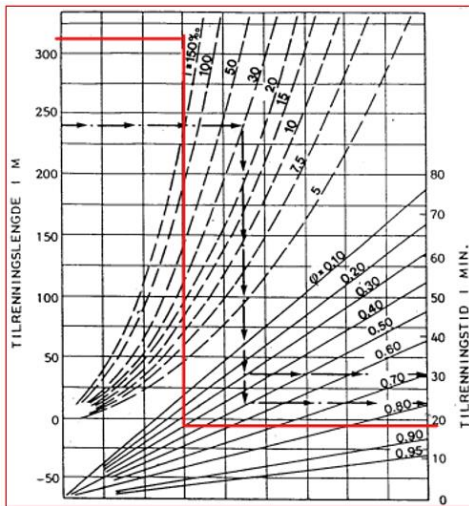
Konsentrasjonstiden er summen av avrenningstid i terreng og bekk. Lengste avrenningslengde regnes fra den nordlige plangrensen til oppsamlingspunktet i sør. Den antatte avrenningslengden er ca. 328 meter på terrengoverflaten før overvannet havner i Breesbekken som vist på figur 3-7.



Figur 3-7 Avrenningslengde hentet fra høydedata.no, 21.02.23

Avrenningskoeffisienten viser forholdet mellom avrenning fra et nedbørsfelt og nedbøren over samme område. For fjellområde med lyng og skog brukes en gjennomsnittlig verdi lik 0,4 (Ålesund kommune, 2020). Konsentrasjonstiden krever informasjon fra avrenningstraseen: lengde (m) og fall (‰) i både terreng og bekk. Det er brukt tilnærmede verdier hentet fra Høydedata (Kartverket, 2023). Avrenningstid i terreng bestemmes fra nomogram som vist på figur 3-8. Merk at terrengfallet er større enn linjen med størst fall. Det er derfor gjort antagelser for hvor linjen med 199‰ vil ligge. De røde strekene er tegnet basert på disse antagelsene. Videre må det antas en fart i Breesbekken for å finne tiden ved hjelp av sammenhengen:  $tid = \frac{strekning}{fart}$ . Fremgangsmåte for å estimere vannhastigheten er forklart nedenfor.





Figur 3-8 Nomogram for å finne tilrenningstid i terrenng

### Manning's formel for åpen kanalstrømning for å estimere vannhastighet

Manning's formel ( 4 ), er brukt for å estimere vannhastigheten i Breesbekken ved å omforme formelen med hensyn på strømningsarealet (A), som vist i formel ( 5 ). Deretter er strømningsarealet (A) brukt sammen med vannføringen (Q) for å finne hastigheten (v), se formel ( 6 ). Vannføringen (Q) finner man fra den rasjonelle formelen, vist som formel ( 7 ). Tegnforklaring til formlene er fremstilt i tabell 3-1.

Grunnet manglene data må enkelte parameter antas. Først må man anta en vannhastighet i bekken for å finne konsentrasjonstiden ( $k_t$ ). Denne brukes for å finne dimensjonerende nedbørintensitet (i). Videre inngår nedbørintensiteten i den rasjonelle formelen som gir vannføringen (Q). Våt perimeter (P) bestemmes ved å anta bekkens bredde ved hjelp av kartmålinger og en sidehelning lik 1:4 estimert fra befaring. For å bestemme Manning's ruhet (n) blir ulike elver med oppgitt verdi studert og antagelsen blir tilsvarende elven med likest karakter (USGS science for a changing world , u.å.). Med disse antakelsene finner man en vannhastighet som kan sammenlignes med den antatte vannhastigheten. Dersom differansen mellom vannhastighetene er stor, må man anta en ny hastighet og gjenta beregningene. Alle verdier og beregninger er vist i Excel, vedlegg B1.

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S} = \frac{1}{n} A \cdot \left[ \frac{A}{P} \right]^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S} \quad (4)$$

$$A = \frac{n^{\frac{3}{5}} Q^{\frac{3}{5}} P^{\frac{2}{5}}}{S^{\frac{3}{10}}} \quad (5)$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (6)$$

$$Q = k \cdot C \cdot i \cdot A_1 \quad (7)$$

Tabell 3-1 Tegnforklaring formel 4 til 7

Tegn	Forklaring
Q	Vannføring ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), finner estimat med rasjonell formel ved å anta en fart
R	Hydraulisk radius (m)
A	Strømningsarealet ( $\text{m}^2$ )
S	Bunnhelning (m/m)
P	Våt perimeter (m)
n	Manning's ruhet, hentet fra (USGS science for a changing world , u.å.)
v	Hastighet (m/s)
k	Klimafaktor (-)
C	Avrenningskoeffisient (-)
i	Dimensjonerende nedbørintensitet (l/s ha), hentet fra IVF-kurve (Norsk klimaserviceseter, 2021).
A <sub>1</sub>	Areal til nedbørsfeltet (ha), hentet fra Høydedata (Kartverket, 2023).

### Hyetogram

#### Returperiode/gjentaksintervall

VA/Miljøblad nr. 125 har en tabell som viser Norsk vanns anbefalte minimums gjentaksintervall for dimensjonerende regn. Her kan det diskuteres om prosjektområdet regnes som «Område med lavt skadepotensiale» siden det er et hyttefelt og bare periodevis befolket eller «Boligområder» siden Hornlia hytteområde er relativt mye utbygd. For å være på den sikre siden blir det tatt utgangspunkt i sistnevnte som gir 20 år returperiode.

#### Dimensjonerende nedbør; nedbørvarighet, klimafaktor og tidsintervall

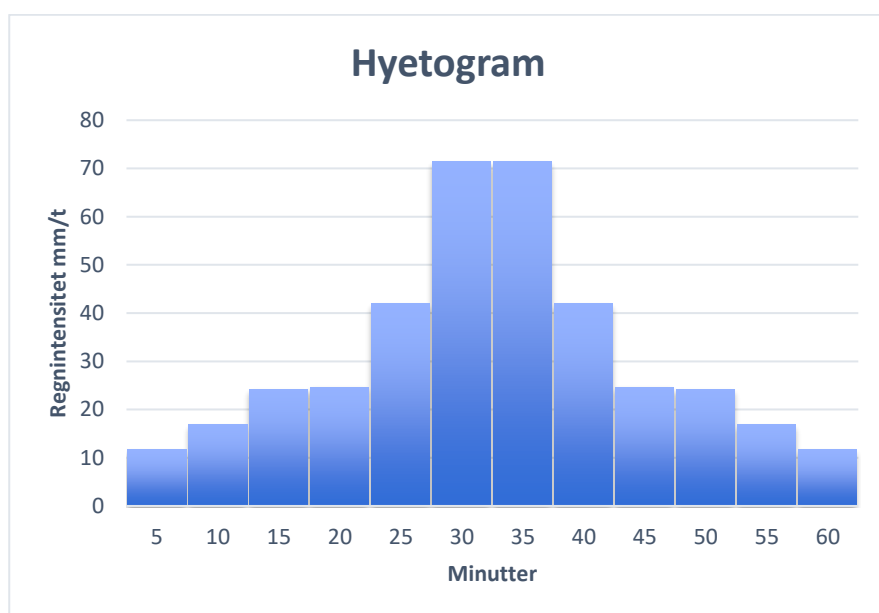
Nedbørsvarigheten velges med utgangspunkt i konsentrasjonstiden og bør være større enn denne for å inkludere den siste nedbøren som treffer det øverste feltet. Fra beregningene blir  $k_t$  19,2 minutter og nedbørsvarigheten settes til 60 minutter. Når det kommer til klimafaktor, er det tatt utgangspunkt i nettsiden «Klimaprofil Sør-Trøndelag» som har en tabell med klimapåslag for kraftig nedbør, avhengig av varighet og dimensjonerende gjentaksintervall (Norsk klimaservicesenter, 2022). Gjeldende for planområder er dimensjonerende gjentaksintervall  $< 50$  år og nedbørsvarighet  $\leq 1$  time, dette gir et klimapåslag på 40%. Tidsintervallet velges også basert på konsentrasjonstiden:  $k_t \geq 2 * \text{tidsintervall}$ . 5 minutter er valgt for å tilfredsstille denne anbefalingen. Siden kurven skal speiles er det hentet ut informasjon om nedbørintensiteten fra IVF-kurven ved 10-minutters tidsintervall.



Formelen for utregning av hvert nivå er vist nedenfor ( 8 ) (Ødegaard, 2014).  $I_{t_2}$  er intensitet ved nedbørsvarighet  $n$ ,  $I_{t_1}$  er intensitet ved varighet  $n-1$ ,  $t_2$  er varighet  $n$ , og  $t_1$  er varighet  $n-1$ .

$$I_{t_2} \text{ til } I_{t_1} = \frac{I_{t_2} t_2 - I_{t_1} t_1}{t_2 - t_1} \quad (8)$$

Med returperioden og nedbørsvarigheten som utgangspunkt er verdier for hyetogrammet funnet ved hjelp av IVF-kurven for Sæter i Kvikne. Utregningene er gjort i Excel, vedlegg B1, og hyetogrammet fremstilt i stolpediagram som vist på figur 3-9. Nedbørintensiteten ble ført i et notat og hentet inn i Mike Urban SWMM (Rain Gage) og brukes dermed som grunnlag for modelleringen.



Figur 3-9 Hyetogram som viser regnintensitet med 5 minutt tidsintervall

### 3.3.2 Delfelt

#### *Inndeling av delfelt*

Kart og høydekurver brukes for å anta hvilken retning vannet renner. NEVINA viser at nedbøren som treffer store deler av planområdet ender i samlingspunktet nord for Festavegen, figur 3-6. Det kan dermed tenkes at dette er et naturlig delfelt med noen justeringer til avrenningen siden området fra NEVINA bare er omtrent. Basert på avrenning, som går mest mulig normalt på høydekurvene, ble det laget en håndskisse som grunnlag for delfeltene C1 og C2. Disse er vist er vist på figur 3-10 hvor nedbøren som treffer henholdsvis C1 og C2 ender opp i utfallsnode 1 og 2. Når det kommer til arealformål er planrådets før-situasjon stort sett preget av skog, og dermed noe delfeltinndelingen kan se bort ifra. Som en forenkling brukes de samme delfeltene for situasjonen etter utbygging, men det gjøres endringer i henhold til delfeltparameter som forklar i avsnittene nedenfor. Ved å bruke samme delfelt antar man at overflateavrenningen etter utbygging fortsatt ender opp i de samme samlingspunktene.



Figur 3-10 Delfelt C1 og C2 basert på NEVINA og avrenning normalt på høydekurvene.

### Delfeltparameter

Etter delfeltinndeling ble det bestemt tilhørende delfeltparameter. Fremgangsmåte og valgte verdier blir forklart under dette delkapittelet.

#### Width og Slope

Formel ( 9 ), ( 10 ) og ( 11 ) beskriver henholdsvis arealvektet gjennomsnittlig avrenningslengde, Width og arealvektet Slope. Siden kanaliserte strømmer ikke inkluderes i *flow path* settes gjennomsnittlig avrenningslengde for begge delfeltene før utbygging til 150 m. Arealvekting brukes der de lengste avrenningslengdene varierer mye innenfor et delfelt. Etter utbygging varierer avrenningslengden noe mer, så arealvektet avrenningslengde er brukt der hvor vannet renner til veg. Delfeltenes areal hentes fra dataprogrammet mens tilnærmet lengder og høyder er tatt fra Høydedata. Utrekninger er gjort i Excel, vedlegg B1.

$$\text{Area weighed avg. flow path} = \frac{(Area_1 \cdot Flow\ path_1) + \dots + (A_x \cdot Fp_x)}{\text{Total area}} \quad (9)$$

$$\text{Flow width} = \frac{\text{Total area}}{\text{Area weighted avg. flow path}} \quad (10)$$

$$\text{Area weighted avg. slope \%} = \frac{(A_1 \cdot \frac{Elevation\ diff_1}{Fp_1}) + \dots + (A_x \cdot \frac{Ed_x}{Fp_x})}{\text{Total area}} \quad (11)$$

### Ugjennomtrengelighet/Imperviousness

Tabell 8.3.2-2: *Avrenningsfaktor for forskjellige overflater* (Statens vegvesen, 2022) er brukt for å bestemme avrenningskoeffisienter for planområdet, se tabell 3-2. Videre er formel ( 12 ) brukt for å finne representerende verdi for hvert delfelt. Naturinngrep etter utbygging er veg, møteplasser, parkeringsplasser og hytter. Basert på veg-modellen i Novapoint og antall hytter som skal bygges er inngrepsarealet estimert og presentert i tabell 3-3. Etter utbygging er det simulert et forenklet tiltak med grønne tak. Takflatenes avrenningskoeffisient endres da fra 0,9 til 0,5 basert på VA-miljøblad nr. 107 (VA/Miljø-blad, 2013). Det er valgt et tak med mose, bergkappe og andre mindre planter. Tykkelsen på vekstlaget er 60-100 mm. Av delfeltparameterne må «Imperviousness» endres. Tanken er at det skal kunne gi en indikasjon på effekten av grønne tak.

$$Imperviousness (\%) = \frac{Runoff\ coefficient_1 \cdot A_1 + \dots + RC_X \cdot A_X}{Total\ area} \cdot 100 \quad (12)$$

Tabell 3-2 Imperviousness for hvert delfelt, før utbygging, etter utbygging og med grønne tak

Delfelt	Avrenningskoeffisient	Areal m <sup>2</sup>	Imperviousness	
C1*	Skogområder (0,2)	39 220 (A <sub>1</sub> )	22,6	
	Åpne naturområder og dyrket mark (0,35)	8 340 (A <sub>2</sub> )		
C2*	Skogområder (0,2)	41 020 (A <sub>1</sub> )	24,2	
	Åpne naturområder og dyrket mark (0,35)	15 840 (A <sub>2</sub> )		
C1	Skogområder (0,2)	34 003 (A <sub>1</sub> )	Uten tiltak	28,7
	Åpne naturområder og dyrket mark (0,35)	9 542 (A <sub>2</sub> )	Med tiltak	27,2
	Gruslagt vegoverflate (impermeabel) (0,85)	2 255 (A <sub>3</sub> )		
	Takflater (tett) (0,9). Grønne tak (0,5)	1 760 (A <sub>4</sub> )		
C2	Skogområder (0,2)	36 371 (A <sub>1</sub> )	Uten tiltak	29,8
	Åpne naturområder og dyrket mark (0,35)	15 754 (A <sub>2</sub> )	Med tiltak	28,2
	Gruslagt vegoverflate (impermeabel) (0,85)	2 495 (A <sub>3</sub> )		
	Takflater (tett) (0,9). Grønne tak (0,5)	2 240 (A <sub>4</sub> )		

C1\* og C2\*: før utbygging. C1 og C2: etter utbygging. Tiltak: grønne tak.

Tabell 3-3 Areal for veg, møteplasser, parkeringsplasser og hytter.

Delfelt	Veg og parkeringsplasser (m <sup>2</sup> )	Hustak (m <sup>2</sup> )
C1	2255	22·80 m <sup>2</sup> = 1 760
C2	2495	28·80 m <sup>2</sup> = 2 240

### Depresjonslagring/Depression storage

Ved dimensjonering av overflateavrenning ble det lagt inn verdier; en for impermeabelt areal, «impervious», og en for permeabelt areal, «pervious». Dette er gjort siden impermeabelt areal som

oftest har mindre kapasitet til depresjonslagring. Typiske verdier for depresjonslagring er hentet fra rapporten *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1* (Rossman, 2015). Tabell 3-4 viser en oversikt over valgte verdier for hvert delfelt.

Tabell 3-4 Depresjonslagring for hvert delfelt, før og etter utbygging

Delfelt	Imperviois (mm)	Perviois (mm)
C1* og C2*	Impervious surfaces: 2,5	Forest litter: 7,6
C1 og C2	Impervious surfaces: 1,9	Forets litter: 7,6

C1\* og C2\*: før utbygging. C1 og C2: etter utbygging.

### Resterende parameter for avrenning

Prosent av ugjennomtrengelig areal uten depresjonslagring (% DCIA w/o d. storage) settes til 25% da det ikke er noen kjente, spesielle omstendigheter (James, Rossman, & James, 2010, s. 644). Delområde-ruting/Subarea routing settes til OUTLET da dette brukes i skogsområde. Skogsområde har ikke klart definerte gjennomtrengelig/ugjennomtrengelig areal. Samme gjelder etter utbygging. Mike Urban SWMM simulerer dermed avrenning fra alle delområdene innenfor delfeltet direkte til «outlet». Verdier for Manning's ruhetskoeffisient (M) hentes fra tabell E.5 i håndbok V240 (Statens vegvesen, 2022). Det ble bestemt ulike verdi for gjennomtrengelige og ugjennomtrengelige flater siden de har ulik motstand. Tabell 3-5 viser valgte verdier.

Tabell 3-5 Manning's ruhetskoeffisient (M) før og etter utbygging

Delfelt	Imperviois	Perviois
C1* og C2*	Tett gress: 15	Skogbunn: 7
C1 og C2	Grus/småstein: 25	Skogbunn: 7

C1\* og C2\*: før utbygging. C1 og C2: etter utbygging.

### Infiltrasjonsmodell

Valg for parameterne i Horton er tatt basert på løsmassekart, hvor hele området er preget av tynn morene, og anbefalinger fra veileder. Siden grunnforholdene ikke endres etter utbygging, er infiltrasjonsmodellen lik før og etter. Verdierne er hentet fra Rossman (2015). Maksimum infiltrasjonsrate kan tilpasses dersom man ønsker å se på et dårligere scenario, altså at jorden ikke er helt tørr ved start. Tørr og sandig jord med liten eller ingen vegetasjon tilsvarer 127 mm/time. Verdien for delvis uttørket jord skal ifølge Hortons infiltrasjonsparameter deles på 1,5 til 2,5. Dersom det er tett vegetasjon skal verdien multipliseres med 2. Dermed forblir maksimal infiltrasjonsrate uendret. Minimum infiltrasjonsrate vurderes til «moderat lav avrenningspotensiale» som tilsvarer 25 mm/time. Maksimum infiltrasjonsvolum settes lik 0 mm siden det gir uendelig volum i modellen. Typiske verdier for forfallskoeffisienten er 2 til 7 timer, så her velges 4 for morenemasser siden annen

informasjon ikke er kjent. DWF regenerering er mest relevant for simuleringer over flere dager, og dermed mindre viktig i denne oppgaven og settes til 7.

### 3.3.3 Simulering og databehandling

Etter å ha tegnet delfeltene ble det lagret tre kopier; før utbygging, etter utbygging og med grønne tak som tiltak. Fra simuleringen er det hentet ut datasett for total innstrømningsrate i nodene og informasjon fra simuleringsrapporten. Formel ( 13 ) og ( 14 ) brukes for å finne avrenningskoeffisient og prosentdel av nedbøren som infiltreres i bakken basert på tall fra simuleringsrapporten. Videre ønsket gruppen å vurdere volumet som skiller situasjonene før og etter utbygging, samt med ett LOD-tiltak. Datasettet gir en sammenheng mellom minutter og intensitet (l/s), så ved hjelp av integralet fant vi volumet som strømmer til nodene i løpet av simuleringstiden. Numerisk integral brukes dersom et problem ikke kan løses på eksakt vis. Siden simuleringen ikke gir et funksjonsuttrykk, er Simpsons metode brukt ved hjelp av koding i Python. Biblioteket SciPy inneholder en samling av funksjoner og verktøy for vitenskapelig beregning, samt numerisk integrasjon (SciPy, u.å.). Ved hjelp av datasettet og diverse koder ble grafer og integral programmert, se vedlegg B2 for Python skript.

$$\text{Runoff coefficient (\%)} = \frac{\text{Surface runoff}}{\text{Total precipitation}} \cdot 100 \quad (13)$$

$$\text{Percentage of precipitation infiltrated} = \frac{\text{Total infiltration}}{\text{Total precipitation}} \cdot 100 \quad (14)$$

## 3.4 Vannforsyning

### 3.4.1 Personer i forsyningsområdet og variasjonskoeffisienter

For forsyningsområdet beregnes det 50 hytter med 6 sengeplasser hver. Dette gir et antall på 300 personer ved fullt belegg. Det benyttes da koeffisientverdier som sammensvarer med tabell 2-1, for fritidsområde. For  $k_{min}$  oppgis det ingen verdi i denne tabellen, men verdien som benyttes i oppgaven er hentet fra figur 7.4 i Vann og avløpsteknikk (Ødegaard, 2014, s. 156). Variasjonskoeffisientene som ble valgt og brukt ses i tabell 3-6.

Tabell 3-6 Variasjonskoeffisienter brukt i denne oppgaven

Faktor	$k_{maks}$	$k_{min}$	$f_{maks}$	$f_{min}$
Verdi	2,8	0,3	2,5	0,4

### Spesifikt midlere døgnforbruk

$Q_h$  fra formel ( 1 ) og ( 2 ) tilsvarer husholdningens behov for å dekke forbruket til vask, toalettspyling, matlaging, drikkevann og hygiene. En omtrentlig sammensetning av mengden vann er hentet fra tabell 7.2 Vann og avløpsteknikk og gjengitt i tabell 3-7 (Ødegaard, 2014).

Tabell 3-7 Sammensetning av vannbruket i en husholdning

Kilde	WC	Kjøkken, oppvask og mat	Tøyvask	Bad/dusj	Sum
Vannbruk i en husholdning (l/p d)	30	40	30	50	150

### Lekkasjetap

Leddet  $Q_{lekk}$  i formel ( 1 ) og ( 2 ) representerer tap via lekkasjer fra ledningsnett. Generelt er det store lekkasjer i det norske ledningsnett, og gjennomsnittet ligger på ca. 32%, men med store variasjoner for de ulike vannverkene (Ødegaard, 2014). For å finne en passende verdi for dette leddet i beregningene er det tatt utgangspunkt i estimert vannlekkasje per meter kommunal ledning per år for Oppdal kommune (tabell 3-8).

Tabell 3-8 Estimert vannlekkasje per meter kommunal ledning (Statistisk Sentralbyrå, 2023).

	Estimert vannlekkasje per meter kommunal ledning per år (m <sup>3</sup> /m/år) (m <sup>3</sup> )				
	2018	2019	2020	2021	2022
5021 Oppdal	4,4	4,1	2,8	2,5	2,6

For  $Q_{lekk}$  er det gjort utregninger i tabell 3-9, hvor det først er gjort om fra kubikkmeter per ledningsmeter per år, til liter per ledningsmeter per år, deretter liter per ledningsmeter per døgn. Det er så gjort en grov antakelse av lengden på ledningsnett i høydedata (Kartverket, 2023), satt til 2000 meter, noe som gir liter per døgn for hele det tenkte ledningsnett. Til slutt er denne verdien fordelt på antall pe for området, noe som ga  $Q_{lekk} \approx 47,5$  l/p d.

Tabell 3-9 Omgjøring fra kubikk per ledningsmeter per år, til liter per person per døgn.

m <sup>3</sup> /m/år	l/m/år	l/m/døgn	l/2000m/døgn	l/p d ( $Q_{lekk}$ )
2,6	2600	7,1	14246,6	47,5

### Beregningsgrunnlag vannforsyning

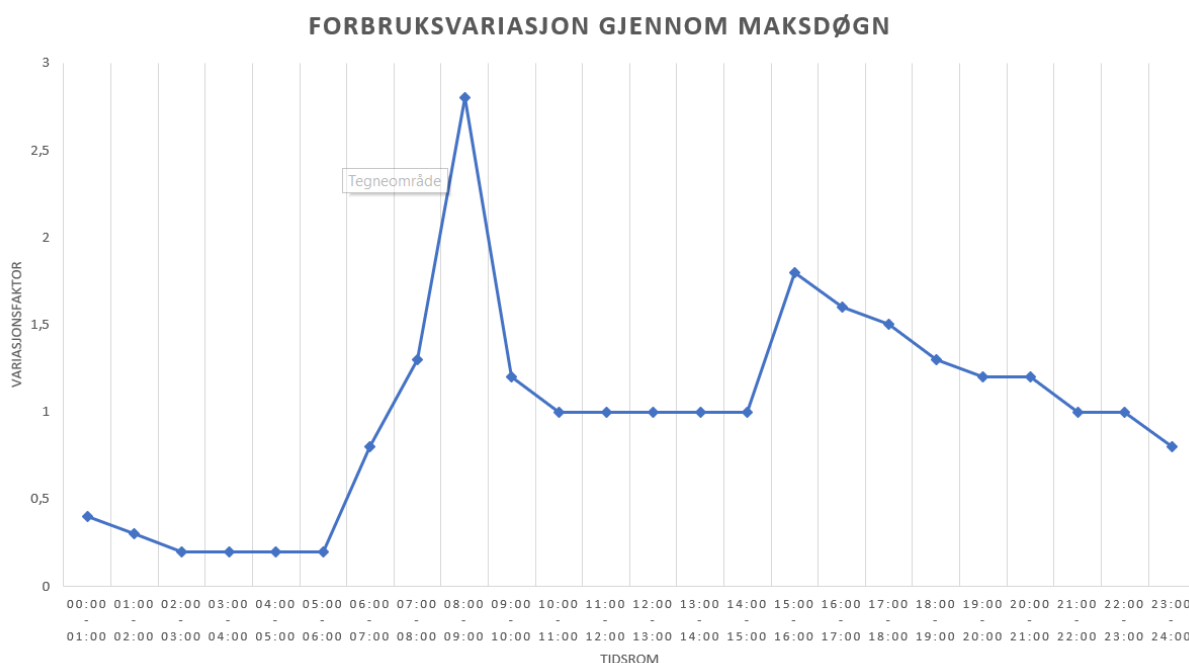
Formel ( 1 ) og ( 2 ) inkluderer «annet forbruk»,  $Q_a$ . Forsyningsområdet inneholder ikke industri og andre offentlige institusjoner, så  $Q_a$  blir ikke tatt med i beregningene. For høydebassenget er det brukt en variant av formel ( 1 ), hvor leddet  $k_{maks}$  er fjernet. Dette er gjort for å kunne beregne  $Q_{døgnmaks}$ :

$$Q_{døgnmaks} = \frac{(P \cdot Q_h \cdot f_{maks} + P \cdot Q_{lekk})}{24 \cdot 60 \cdot 60} \quad (15)$$



### 3.4.2 Forbruksvariasjon

Vannforbruket vil ha stor variasjon gjennom døgnet. Det vanligste er høyt forbruk i morgentimene før jobb, samt på ettermiddagstid etter arbeid (Ødegaard, 2014). Ettersom det er et hyttefelt, og man kan anta at det for det meste vil brukes til rekreasjon, er forbrukstoppen om morgenen flyttet litt frem for å gjenspeile dette. Den mest intense forbrukstimen er satt mellom 08:00 og 09:00, men også med økt forbruk i timen før og etter. Kurven flater så litt ut på formiddagen, før det kommer en ny topp mellom 15:00 og 16:00. Etter dette synker forbruket stødig utover kvelden og frem til natten hvor det er på sitt laveste. Forbruksvariasjonene som er fremstilt og brukt i simuleringen kan leses av i figur 3-11. Variasjonsfaktoren  $k_{maks}$  er lagt til for de forskjellige klokkeslettene, med høyere faktor i de timene det forventes størst forbruk. Sammenlagt blir verdiene av alle faktorene 1. Høyeste maksfaktor er satt til 2,8 og lagt til den mest intense timen, mellom 08:00 og 09:00.



Figur 3-11 Forbruksvariasjon over et døgn, med timesfaktor for hver enkelt time gjennom døgnet

### 3.4.3 Ledninger, rørdimensjoner & ruhet

For vannforsyningen er det tatt utgangspunkt i tre ulike ledninger. Fra bufferbassenget går det en hovedledning ned gjennom planområdet, hovedsakelig langs den planlagte vegtraséen. Ut fra hovedledningen er det tiltenkt fordelingsledninger fra vannkummene langs hovedledningen og ut til vannkummer blant hyttebulkene. Fra denne vil det gå stikkledninger til hver enkelt hytte. Det ble utført flere simuleringer for å finne en passende dimensjon til hoved- og fordelingsledningene. Alle simuleringene ble gjort mens det foregikk brannvannstapping fra en av nodene med brannhydrant. Dette for å sjekke at det ikke oppstår negativt trykk noe sted i ledningsnettet ved verst tenkelig scenario. Dimensjoner under DN 100 mm på hovedledningen ga negativt trykk i de øvre nodene i



området. Den indre diameteren brukt for de ulike ledningene i modellen kan sees i tabell 3-10 og er hentet fra produkter tilgjengelig på markedet.

Det er forskjellige forhold i ledningsnettets som kan påvirke de hydrauliske tapene i nettet, blant annet rørkryss, bend, anboringer, begroing og sediment (Ødegaard, 2014). Tabell 3.1 i boken Vann og avløpsteknikk (Ødegaard, 2014) gir teoretiske og ofte brukte ruheter. For plastrør er anbefalingen 0,1-0,4 mm ruhet. På bakgrunn av denne informasjonen ble verdien 0,25 mm valgt for dette prosjektet.

#### 3.4.4 Elementer i modellen

##### *Tanks*

Tanks er en funksjon som brukes for å simulere vannkilder eller høyde/bufferbasseng. I dette prosjektet er det satt inn en tank med uendelig vann, som går i et kort og glatt rør ned til Node 1 (figur 3-13). Dette er gjort for å simulere det eksisterende påkoblingspunktet nord for planområdet og ligger med et driftstrykk på ca. 1,5 bar. Det er også satt inn en tank som skal tilsvare bufferbassenget som er beregnet for området. Bufferbassenget er lagt inn med en radius på 3 m og en høyde på 5,5 m. Dette ga et volum på 155 m<sup>2</sup>.

##### *Junctions & pipes*

Junctions brukes for å simulere vannkummer i ledningsnettets, og finnes både langs traséen for hovedledningen, og som påkoblingskummer for stikkledninger. Det er også plassert ut junctions som skal tilsvare en enkelt hytte. Junctions er brukt til å legge på forbruksbehovet, slik at det samsvarer med hvor i nettet det hentes ut forskjellig mengde vann. Junctions er også brukt til å måle trykket på forskjellige steder i ledningsnettets, fra hovedledningen og helt ut til en enkelt hytte under forskjellige scenarier. Pipes ble brukt til å koble sammen de ulike nodene i ledningsnettets. Dette inkluderer alle punktene i ledningsnettets hvor det forbrukes vann, samt bufferbassenget og koblingen til det eksisterende vannverkets ledning nord for planområdet. De ulike dimensjonene som ble bestemt gjennom simulering, samt tegnforklaring til modellen kan sees i tabell 3-10.

Tabell 3-10 Dimensjoner til de ulike ledningene, samt tegnforklaring til EPANET-modell

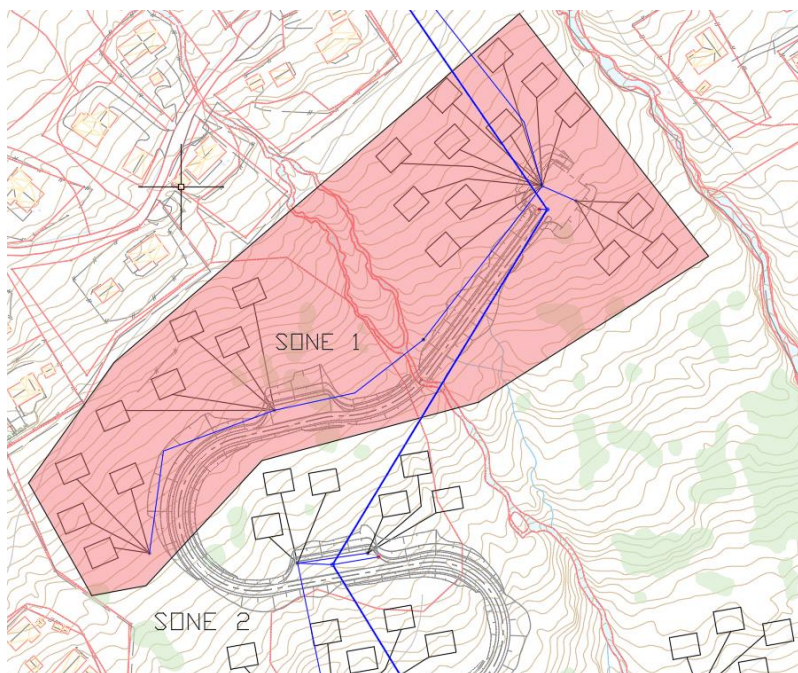
Ledningsstrekke	Materialtype	Type ledning	Diameter d (mm)	Veggykkelse Diffusjon (mm)	Veggykkelse (mm)	Innvendig diameter (mm)
HL_1	PE	Hovedledning	166,3	3,15	14,6	130,8
HL_2	PE	Hovedledning	166,3	3,15	14,6	130,8
HL_3	PE	Hovedledning	166,3	3,15	14,6	130,8
HL_4	PE	Hovedledning	166,3	3,15	14,6	130,8
HL_5	PE	Hovedledning	166,3	3,15	14,6	130,8
ML_1	PE	Fordelingsledning*	63		5,8	51,4
ML_2	PE	Fordelingsledning*	63		5,8	51,4
ML_3	PE	Fordelingsledning*	63		5,8	51,4
ML_4	PE	Fordelingsledning*	63		5,8	51,4
SL_1	PE	Stikkledning**	40		3,7	32,6
SL_2	PE	Stikkledning**	40		3,7	32,6
SL_3	PE	Stikkledning**	40		3,7	32,6
SL_4	PE	Stikkledning**	40		3,7	32,6
SL_5	PE	Stikkledning**	40		3,7	32,6

\* = Isoterm ledning med D=125mm (Ekstra diameter grunnet ytterrør)  
\*\* = Isoterm ledning med D = 70 mm (Ekstra diameter grunnet ytterrør)

### 3.4.5 Oppsett av modellen i Mike Urban EPANET

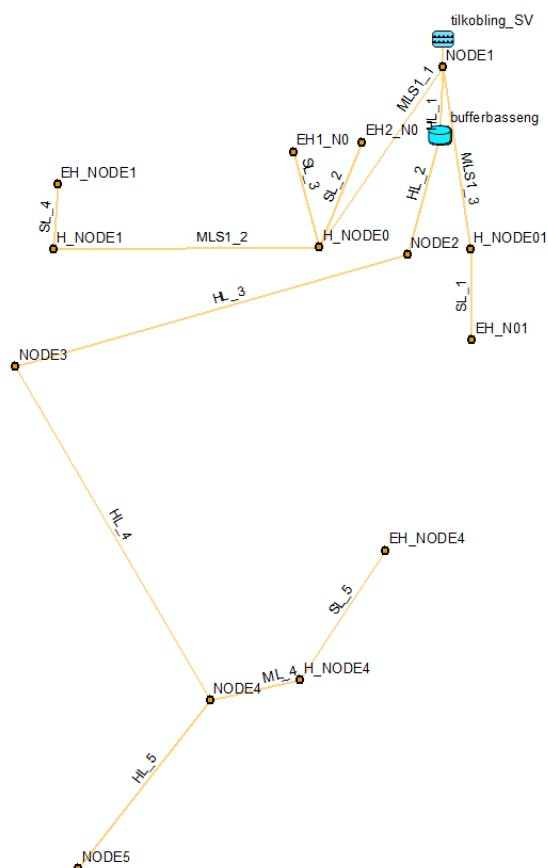
Det ble utarbeidet en forenklet modell over ledningsnettet for vannforsyningen som vist på figur 3-13.

For å tilfredsstill trykkraft til de øvre hytten er ledningsnettet foreslått delt i to soner (figur 3-12).



Figur 3-12 Skisse av sone 1 og sone 2 for drikkevann

Hyttene i sone 1 kobles direkte til eksisterende ledningsnett via vannkum nord for planområdet, mens hyttene i sone 2 er koblet til hovedledningen fra bufferbassenget. NODE2-NODE5 (figur 3-13) representerer vannkummene langs hovedledningen mellom bufferbassenget og siste vannkum. H\_NODEX representerer noen av felleskummene hvor stikkledninger kobles på.



Figur 3-13 Oppsett av forenklet modell EPANET

Ettersom det er en forenklet modell, er det kun lagt inn noen få enkelthytter representert ved EH\_NODEX. Fellesnevneren for disse er at de ligger enten øverst i området, eller over noden de får vannet sitt fra. Hyttene er tatt med for å sjekke trykket, dersom det er greit trykk, kan man anta at nedenforliggende hytter har like godt, eller bedre trykk. Til nodene er det lagt på et forbruk (demand), beregnet ut fra antall personer tilknyttet gjeldende node samt midlere døgnforbruk og maks døgnfaktor (figur 3-14). Det er også lagt til lekkasjer på fem av nodene for å ta hensyn til lekkasjeleddet i forbruksberegningene. Det ble valgt fem noder å fordele lekkasjetallet per døgn utover. Dersom det skulle vært mer nøyaktig ville modellen vært avhengig av flere noder og ledninger til å fordele lekkasjen på. Dermed ble det gjort en grovfordeling, tilpasset modellen.

Nodebulk / enkelthytte	Sone	PE (Antall hytter*6)	Høyde (elevasjon, m)	Lekkasjer (l/s)	Demand: (PE*150 l/p d*fmax)/86400 + lekkasjer (l/s)	Avrundet verdi brukt Epanet
H_NODE0	1	54	727	0,033	0,267375	0,27
EH1_NO	1	6	734		0,026041667	0,03
EH2_NO	1	6	733		0,026041667	0,03
H_NODE01	1	18	726		0,078125	0,08
EH_NO1	1	6	720		0,026041667	0,03
H_NODE1	1	54	725		0,234375	0,23
EH_NODE1	1	6	730		0,026041667	0,03
NODE2	2	-	-	0,033	0,033	0,03
NODE3	2	78	710	0,033	0,371541667	0,37
NODE4	2	-	-	0,033	0,033	0,03
H_NODE4	2	48	680		0,208333333	0,21
EH_NODE4	2	6	690		0,03	0,03
NODE5	2	48	665	0,033	0,241333333	0,24

Figur 3-14 Forbruksverdier fra de forskjellige nodene og brukt verdi i EPANET-modell

## 3.5 Spillvann

### 3.5.1 Dimensjonerende forbruk

Ved prosjektering av spillvannsledninger i separatsystem må man finne dimensjonerende rørdiameter og vurdere selvrens. For disse utrekningene må følgende parameter undersøkes:

#### *PE-utregning:*

Avløpsanleggets størrelse i pe beregnes på grunnlag av største ukentlige mengde som samlet går til overløp, renseanlegg eller utslippspunkt i løpet av året, med unntak av uvanlige forhold som for eksempel skyldes kraftig nedbør (Lovdata, 2023, ss. § 11-3). For et relativt lite hyttefelt blir variasjonen stor mellom ukene med størst og minst forbruk. Avløpsanlegget skal uansett dimensjoneres for den uken i året med høyest forbruk, for eksempel påskeferien. Utregningene tar utgangspunkt i 50 hytter på 80 kvm med et gjennomsnitt på 6 sengeplasser per hytte. Videre beregnes avløpsanleggets størrelse i pe på grunnlag av største ukentlig belastning i løpet av året. VA-miljøblad nr. 100 viser til at 1 brukerdøgn i hytte med full sanitær standard tilsvarer 1 pe (VA/Miljø-blad, 2018).

#### *Avløpsmengde:*

Avløpsmengden ( $Q_{tot}$ ) bestemmes av midlere spillvannsmengde ( $Q_{mid}$ ) og antall pe, se (16) (16). Midlere spillvannsmengde er hentet fra VA-miljøblad nr. 115 (VA/Miljø-blad, 2016) og settes til 150 l/p d for hyttefelt med fullt sanitæranlegg.

$$Q_{tot} = Q_{mid} \cdot pe \quad (16)$$

#### *Dimensjonerende spillvannsmengde:*

For å finne dimensjonerende spillvannsmengde trenger man kjennskap til pe, avløpsmengde ( $Q_{tot}$ ), maks faktor ( $f_{maks} \cdot k_{maks}$ ), fremmedvann ( $Q_i$ ) og industrivatn, se (17). VA-miljøblad 115 viser til at nye ledninger ikke bør forutsette lavere infiltrasjonsvannmengde ( $Q_i$ ), enn 0,2 l/s per km, med mindre mer nøyaktige målinger ligger til grunn (VA/Miljø-blad, 2016). Det er gjort noen vurderinger når det kommer til  $Q_i$ :

Generelt er det mindre innlekking i kompakte fjell enn konvensjonelle VA-grøfter, samtidig tilsvarer omtrentlig lengde i utrekningen bare hovedledningen. Altså er ikke innlekking fra fordelingsledningene og stikkledningene inkludert da disse bare ligger noen cm under terreng hvor avrenningen er størst og jorden mindre mett. Til tross for at fordelingsledningene og stikkledningene ikke er tatt med blir det vurdert at utregningene inkluderer tilstrekkelig infiltrasjonsvannmengde da det antas mindre enn 0,2 l/s per km for ledninger i fjell. Planområdet tar ikke for seg industrivatn.

$$Q_{dim} = Q_{tot} \cdot f_{maks} \cdot k_{maks} + Q_i + (industrivatn) \quad (17)$$

### *Minste fall på ledningen og dimensjonerende rørdiameter:*

Minste fall på ledningsnettregnes mellom kummene med minst fall. Der er tatt utgangspunkt i skisse for gjennomføring, vedlegg B3, samt høyder og lengder fra Høydedata (Kartverket, 2023).

### 3.5.2 Selvrens

VA-miljøblad nr.79 viser til et formelverk som kan brukes når man skal beregne dimensjonerende vannføring til selvrensberegning, se formel (18).

$$Q_{dim} = \alpha \cdot P \cdot q \cdot f_{min} \quad (18)$$

Formelen tar hensyn til antall personenheter (P), midlere spesifikt døgnforbruk (q), minimal døgnfaktor ( $f_{min}$ ) samt en egen verdi for ( $\alpha$ ) når  $P < 3000$ . Det er så gjort beregninger for  $\tau_{fylt}$  og  $\tau_{maks}$  ved bruk av (19) og (20):

$$\tau_{fylt} = \gamma \cdot R \cdot I \quad (19)$$

$$\tau_{maks} = \tau_{fylt} \cdot 4 \cdot \frac{h}{D} \cdot \left(1 - \frac{h}{D}\right) \quad (20)$$

Ved bruk av formel (19) settes vannets spesifikke vekt ( $\gamma$ ) til  $10000 \text{ N/m}^3$ . Det må videre bestemmes verdier for hydraulisk radius (R) og fallet i energilinjen (I). Når  $\tau_{fylt}$  er beregnet, må man finne ledningens delfylling (h/D) (VA/Miljøblad, 2015). For å beregne h/D til denne oppgaven ble Pipelife sin nettkalkulator *Kapasitetsberegning – delfylt rørledning (avløp)* brukt (Pipelife, 2022). For selvrens ble det først regnet ut en dimensjonerende vannmengde, som deretter ble brukt til å beregne selvrens i ledningen hvor det er minst fall. Det ble gjort to beregninger, en generell beregning med 300 pe, samt en med 20% belegg på hyttene, totalt 60 pe.

### 3.5.3 Lokalt renseanlegg

Gjennomføring av avløpsrensing er vurdert basert på eksisterende situasjon for nabofelt, resipientens rensekrav og brukerinteresse, samt muligheter for tilknytting til kommunalt renseanlegg. Biovac omtaler seg som en ledende leverandør av norskproduserte avløpsanlegg og ble dermed kontaktet for å planlegge renseanlegget. De kunne sende en tegning basert på antall pe, rensekrav og dimensjonerende spillvannsmengde.

### 3.6 VA-gjennomføring

Sentralt for valg av VA-gjennomføring er naturinngrep, teknisk gjennomføring og forenklete prisantagelser. For å velge mellom NoDig, isolerte rør og konvensjonell graving er det gjennomført Teams-møte med rådgiver fra Pipelife og Olimb Anlegg, samtaler med veiledere og egne vurderinger.

Håndskisser av de tre ulike løsningene, samt kombinasjoner er benyttet for å vurdere hva som er mest gjennomførbart. Skissene er tegnet på kart med prosjektert veg og består av hovedtrasé, kummer, riggplasser, felleskummer, fordelingsledninger, stikkledninger, hytteplassering, høydebasseng og renseanlegg. Målet med skissen er å finne en løsning hvor avløpet kan legges med selvføll, unngå store naturinngrep, plassere hyttene med akseptabel avstand til parkeringsplass og finne en god måte å samle stikkledningen på før de kobles på hovedtraséen. Siden det ikke er eksisterende ledninger i planområdet tas det utgangspunkt i strukturelle NoDig-metoder, hvor boremetodene er mest relevant. Oppdal kommune praktiserer 2,4 m som frostfri dybde, så det antas dermed minimum 40 cm fjell. Basert på dette er fjellboring vurdert mest aktuell. Det ble også laget en tabell med materiale og dimensjon for de ulike løsningene hentet fra Pipelife sine produktkataloger (Pipelife, u.å.).

#### 3.6.1 Økonomisk argumentasjon

Basert på tildelt informasjon er det forsøkt å lage et grovt prisanslag for hovedtraséen. Det er ikke tatt med kummer i prisvurdering da omfanget ble for stort. Fordelings- og stikkledninger er ikke inkludert da disse legges med samme løsning for begge tilfellene. Både Pipelife og Olimb Anlegg har vært hjelpelige i prosessen, men det er vanskelig å vurdere metodene likt da den ene er en produktleverandør og den andre entreprenør. En anonymisert entreprenør ble derfor kontaktet for å estimere anleggsarbeid for isolerte rør. Hensikten med de enkle økonomiske vurderingene er å se om et alternativ skiller seg ut og bør påvirke valg av løsning.

Estimatet for fjellboring inkluderer boring med ulike piloter, rymmesteg for å rømme hullet til større dimensjon, riggplasser, rørmateriale og trekking av rør. Isolert løsning inkluderer anleggsarbeid, materiale og omtrentlige driftskostnader i 75 år. Prisene er hentet fra telefonsamtaler, mailutveksling og tilbud fra Pipelife og entreprenør. Tilbudene ligger ikke som vedlegg for å verne om konkurransegrunnlaget.

Driftskostnader avhenger av temperatur og strømpriser. I 2022 målte Oppdal 6 måneder med normaltemperatur under 3°C, og de to månedene nærmest sommertid var ikke mye varmere (Yr, 2023). Det er derfor lagt til grunn 5 måneder ala 30 dager hvor varmekabelen må stå på. For strømprisene er det tatt utgangspunkt i kraftprisen for midt-Norge ved et «høyt scenario» hvor prisen

er 55 euro/MWh (Statnett, 2020). Dette ga en pris på 0,64 kroner per kWh, med valutakurs på 11,63 kroner/euro (avlest 10.05.2023). Ettersom anlegget stort sett driftes i vintertid er det lagt inn en dobling av kraftprisen som et forsiktighetshensyn. For nettleie er det brukt nettleiepriser fra Tensio for 2023, hvor gjennomsnittet for hele året ble 36,6 øre/kWh (Tensio, 2023). Strømpris inkludert avgift og nettleie er satt til 1,65 kr/kWh.

Kostnadene er verken eksakte eller fullstendige, men riktig nok for å se om et alternativ burde velges. Ved å skissere ulike løsninger og diskutere alternativene kom gruppen frem til en løsning som ansees mest hensiktsmessig, gitt at antagelser for grunnforhold og pris stemmer.

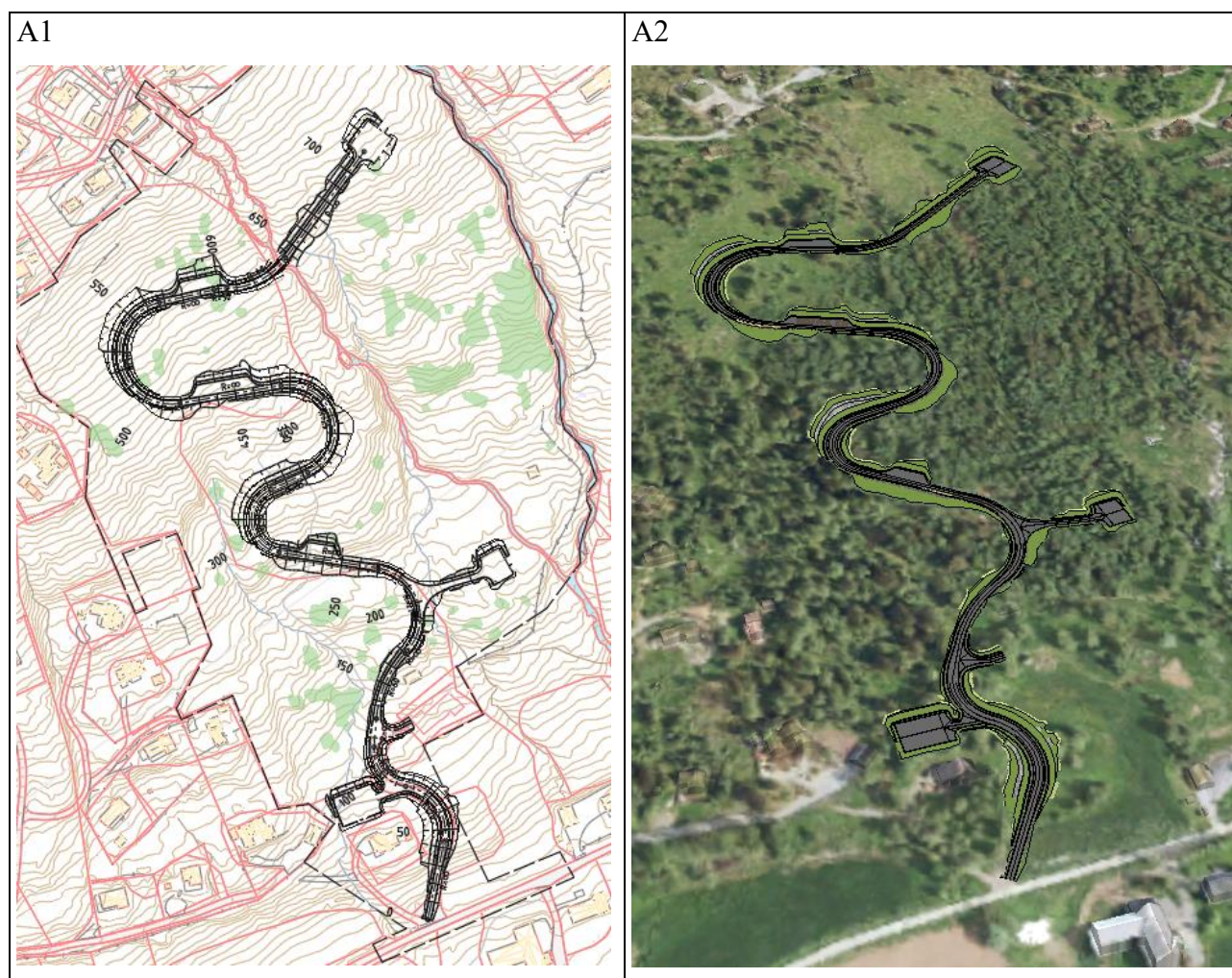


## 4 RESULTATER

### 4.1 Veg

#### 4.1.1 Vegens utforming

Vegtraséen er planlagt og utformet som vist på figur 4-1. Det er lagt stort fokus på å balansere en funksjonell stigningsgrad med minimalt inngrep i det eksisterende naturlandskapet. I tillegg er det forsøkt å unngå de grønne områdene på bilde A1, som symboliserer vernet furuskog. Resultatet av disse hensynene har ført til en vegtrasé med en bratt kurvatur, men som fortsatt oppfyller kravene til en effektiv og trygg transportløsning. Se vedlegg A2 for detaljerte tegninger av vegmodellen, lengdeprofil og normalprofil.

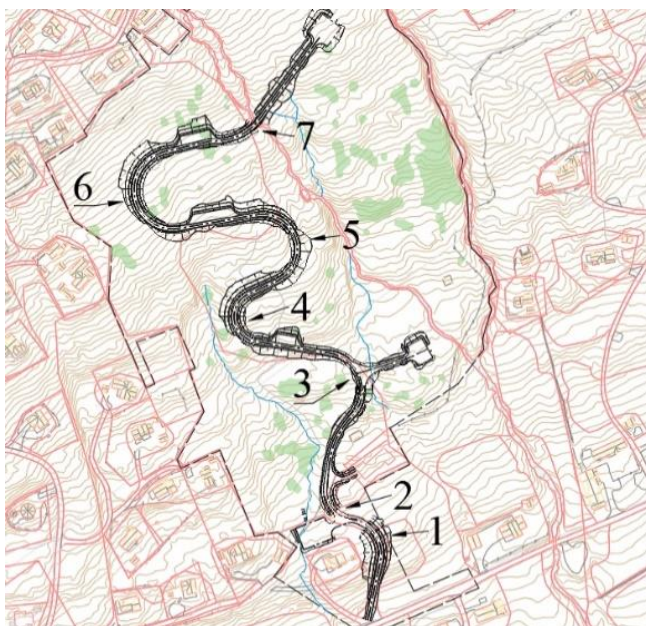


Figur 4-1 A1: Plantegning av prosjektert veg i 2D. A2: Prosjektert veg i 3D-visning

#### 4.1.2 Dimensjonering

##### *Vegbredde, horisontalkurvatur og breddeutvidelse*

Det er ønskelig å invitere til lav fart grunnet høy stigning og bratt kurvatur. Det benyttes derfor en kjørefeltbredde på 3 m, i tillegg til vegskulder på 0,25 m på hver side. Figur 4-2 viser vegens kurvatur i nummerert rekkefølge. Videre presenteres kurvenes horisontalkurveradius og dens nødvendige breddeutvidelse i tabell 4-1.



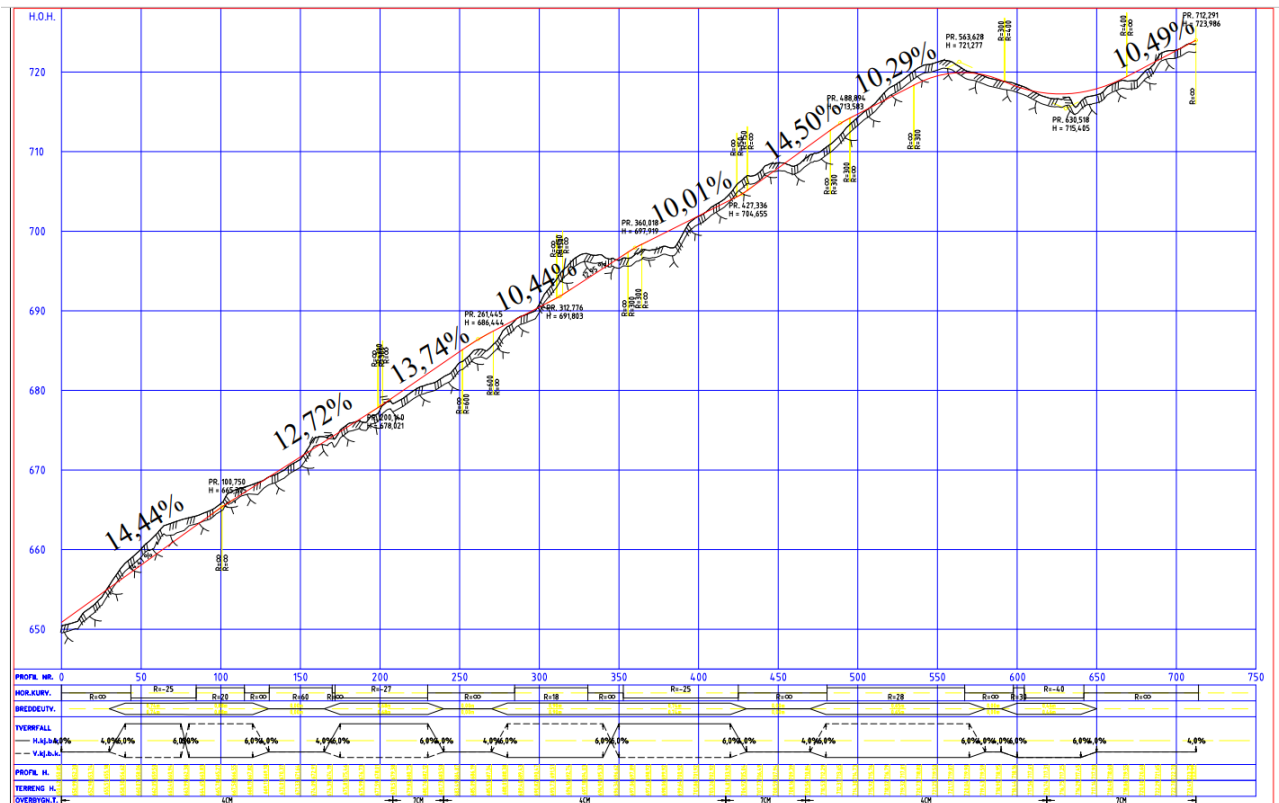
Figur 4-2 Vegens kurvatur

Tabell 4-1 Horisontalkurveradius og breddeutvidelse

Sving	Horisontalkurveradius	Breddeutvidelse
1	25 m	1,475 m
2	20 m	1,75 m
3	27 m	1,365 m
4	18 m	1,8 m
5	25 m	1,475 m
6	28 m	1,31 m
7	40 m	0,92 m

##### *Stigning, vertikalkurvatur og tverrfall*

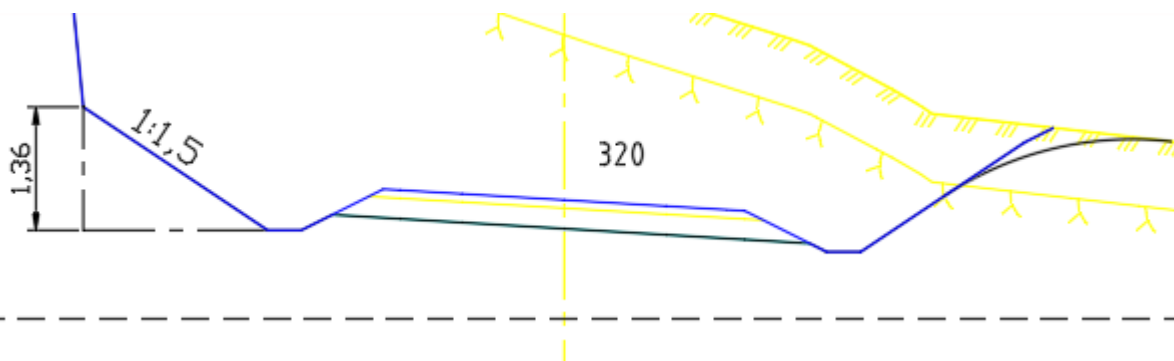
Strekningens lengdeprofil er vist på figur 4-3, og gir detaljert informasjon om vegens stigningsgrad, vertikalkurveradius og tverrfall. For å sikre en jevn og trygg kjøreopplevelse, bestemmes maksimal stigningsgrad i vegens kurvatur til 11%, mens stigningen øker langs rette strekninger der hastigheten kan være litt høyere. Vertikalkurveradiusen langs vegen varierer fra 150 til 300 m. På rette strekninger med takfall er tverrfallet satt til 4%, mens i kurver med ensidig fall øker tverrfallet til 6%.



Figur 4-3 Vegtraséens lengdeprofil

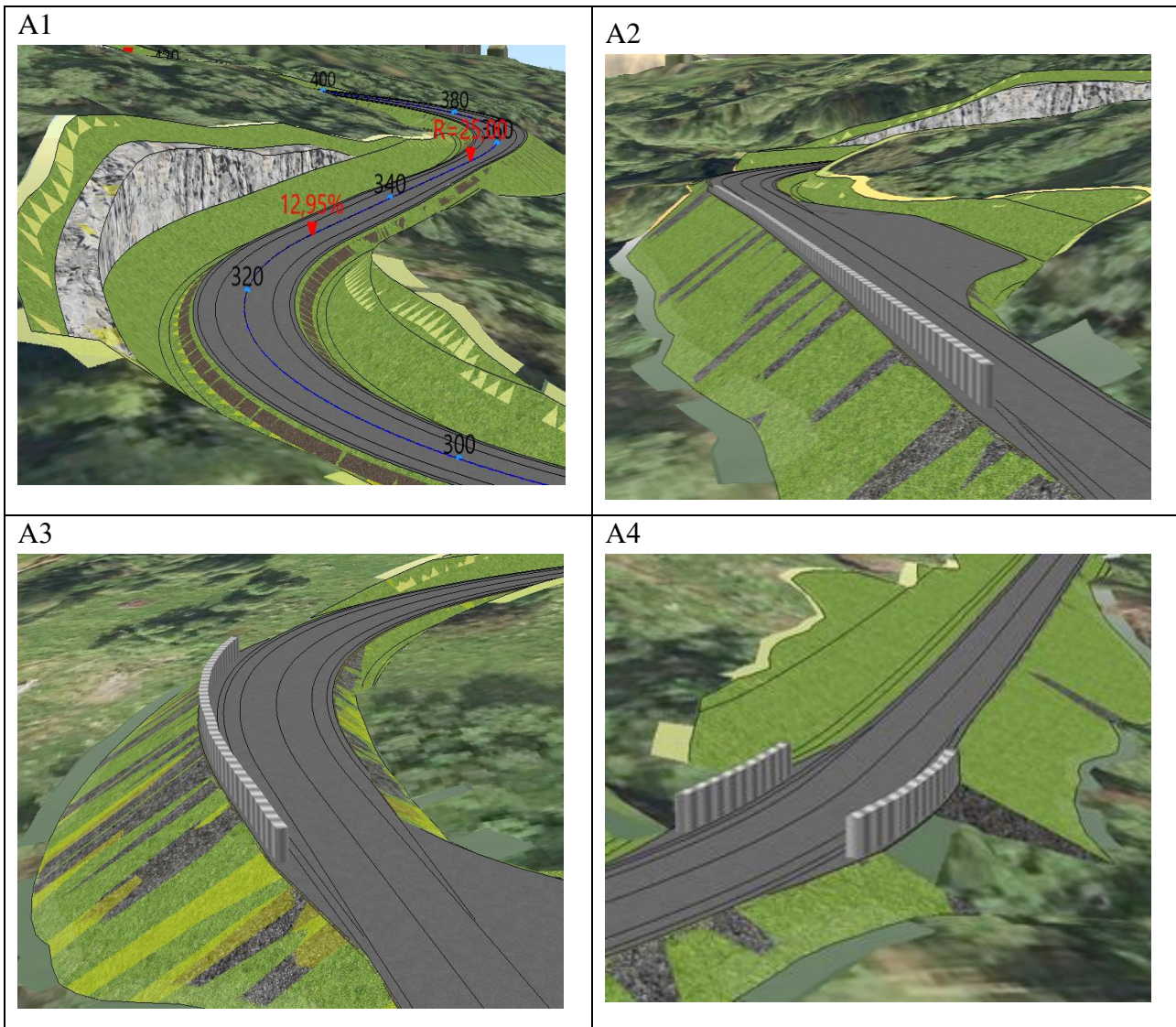
### Sideterreng

Grøftene langs vegen er utformet som åpne grøfter med dybde 35 cm under overbygningen. Dette tilsvarer en total grøftedybde på 0,77 m, med en grøftehelning på 1:2. Ved fjellskjæringer skal det etableres en skjæringskråning med helning 1:1,5 og høyde 1,3 m for å sikre trafikanten mot farlige sidehindre, se teknisk tegning figur 4-4 og modelleringstegning A1 figur 4-5. For å redusere vegens naturinngrep vil fyllingskråningen ha en helning på 1:1,5 ved to områder. Her stilles det da krav til rekkverk med et eget rekkverksrom på minimum 0,75 m. Gjeldende områder er vist på figur 4-5, bilde A2 og A3. I tillegg må det settes opp rekkverk ved krysning av Breesbekken hvor det skal etableres en bruovergang, se bilde A4.



Figur 4-4 Normalprofil av skjæringskråning mot fjellskjæring

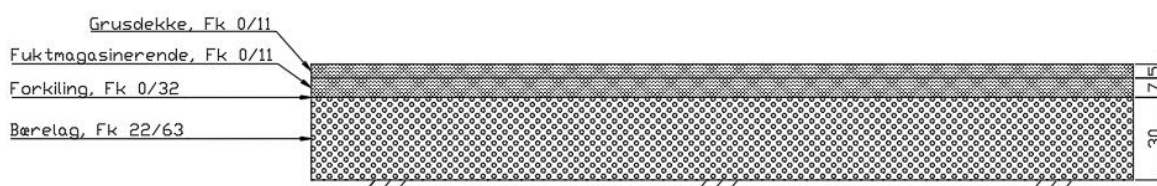




Figur 4-5 A1: Fjellskjæring. A2 og A3: Rekkverk. A4: Bruovergang.

### Overbygning

Overbygningen består av grusdekke, fuktmagasinerende lag og bærelag. For å unngå slitasje fra bildekk og klimapåkjenninger er det viktig at grusdekket er kompakt og godt komprimert. Dette gjøres ved å legge et dekke på 5 cm av knust fjell med en kornstørrelse på 0/11 mm. I tillegg til et fuktmagasinerende lag på 7 cm med samme materialtype. Bærelaget består av 30 cm knust fjell av grovere kornfraksjon på 22/63 mm for å sikre vegens dreneringsevne. Bærlaget må her forkiles slik at finfraksjonene i grusdekket ikke blandes med bærelaget. Figur 4-6 viser en skisse over dimensjonert overbygning.



Figur 4-6 Skisse av dimensjonert overbygning

#### 4.1.3 Parkeringsplasser og møteplasser

Figur 4-7 viser 6 parkeringsplasser. Disse er dimensjonert slik at det er plass til ett kjøretøy per hyttetomt, foruten om P2 og P6 som vil ha to ekstra parkeringsfelt, og P1 som benyttes som gjesteparkering. Hvert parkeringsfelt har bredde lik 2,4 m og lengde lik 5 m. I tillegg har P1, P2 og P6 en innkjøringsbredde på 6,5 m. P3, P4 og P5 er en kombinasjon mellom parkeringsplasser og møteplasser. Det er her lagt til 1,5 m bredde for at en bil skal kunne stanse bak de parkerte kjøretøyene og gi rom for passering. Tabell 4-2 viser antall felt og areal per parkeringsplass.



Figur 4-7 Parkeringsplass/møteplass P1 til P6

Tabell 4-2 Antall felt og areal per parkeringsplass

Parkeringsplass	Antall parkeringsfelt	Arealstørrelse
P1	20	369 m <sup>2</sup>
P2	10	198 m <sup>2</sup>
P3	6	93,6 m <sup>2</sup>
P4	12	187,2 m <sup>2</sup>
P5	9	140,4 m <sup>2</sup>
P6	14	277,2 m <sup>2</sup>

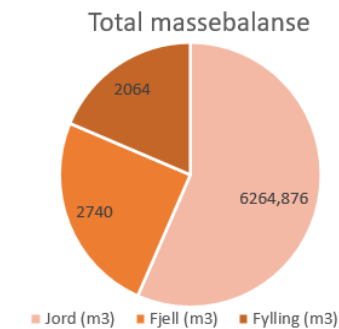
#### 4.1.4 Vegmasser

Tabell 4-3 viser de totale massene for utbygging av veganlegget, inkludert parkeringsplassene. Det graves vekk ca. 9000 m<sup>3</sup> med stedlige jord- og fjellmasser, og tilføres ca. 2000 m<sup>3</sup> fyllingsmasser. Det er med andre ord ikke oppnådd massebalanse, som vist på figur 4-8. Dette krever ekstra kostnader da store deler av massene må transporteres til lager eller deponi. Se vedlegg A3 for detaljerte mengderapporter og utregning.



Tabell 4-3 Totale masser for veganlegget

Sammendrag for massemengder						
	Jord (m3)	Fjell (m3)	Fylling (m3)	Fk 0/11 (m3)	Fk 22/62 (m3)	Fk 0/32 (m3)
Adkomstveg 1	4643	2740	1836	425	1264	236
Adkomstveg 2	18	0	0	2	6	1
Kryss 1	347,24	0	0	20,64	51,6	5,16
Kryss 2	215,636	0	0	25,9	64,7	6,5
Kryss 3	133,6	0	113	25,8	64,7	6,5
P1	280,2	0	23	46	115	11,5
P2	236	0	18	26,8	67,1	6,7
P6	391,2	0	74	36,4	36,4	9
<b>Totale masser</b>	<b>6264,876</b>	<b>2740</b>	<b>2064</b>	<b>608,54</b>	<b>1669,5</b>	<b>282,36</b>



Figur 4-8 Massebalanse for veganlegget

#### 4.1.5 Kostnader

Tabell 4-4 viser et grovt kostnadsestimert for utbygging av vegen, parkeringsplassene og sideterrenget. *Post A – veg i dagen* innebærer anleggskostnader, håndtering av stedlige masser, rør, overbygningsmateriale og vegsikringsutstyr. *Post P – Byggherrekostnader* tar for seg de administrative kostnadene for prosjektering, oppfølging samt en sikkerhetsmargin. Bortkjøring av masser (se punkt «jordmasser til lager» og «sprengt stein til lager») utgjør en stor del av de totale kostnadene, noe som reflekterer tilbake på vegens manglende massebalanse. Når det gjelder punktet «sprengning i linjen» er det lagt på 20% av den opprinnelige prisen, da grunnsprenging, også kalt flåsprenging, er noe som vanligvis bringer med seg større kostnader. Posten «Spesielle kostnader» innebærer en sikkerhetsmargin som skal ta høyde for uforutsette kostnader. Marginen er satt til 10% av totale utbyggingskostnader, og kan forsvares med grundige masseberegninger som reduserer risikoen for uventede utgifter. Totalt vil utbygging av vegen koste omtrent 5,36 MNOK. Med en veglengde på 712 m, tilsvarer dette en meterpris på ca. 7500 kr. Se vedlegg A1 for prisgrunnlag samt utregning.

Tabell 4-4 Grovt kostnadsestimater for prosjektert veganlegg

Kostnader veg						
Prosess	Beskrivelse	Enhet	Mengde	Enhetspris (kr)	Totalpris (kr)	Kommentar
POST A - Veg i dagen						
POST A1 forberedende tiltak og generelle kostnader						
12	Rigg, drift	RS	1	10 %	388684,737	
POST A2 Sprengning og masseflytting						
21,2	Vegetasjonsrydding	m2	7645,8	23	175853,4	
22,1	Sprengning i linjen	m3	2740	230	630200	tillegg på 20% pga. inkl. flåsprenging
25,1	Bortgraving av jordmasser	m3	6164,876	18	110967,768	
25,5	Gjenbruk av jordmasser	m3	650	75	48750	vegetasjonsdekke, torvdekke
25,3	Jordmasser til lager	m3	5514,876	200	1102975,2	
26,1	Sprengt stein fra skjæring til fylling i linjen	m3	2064	89	183696	
26,3	Sprengt stein til lager	m3	676	300	202800	
26,5	Sprengt stein til fyllplass	m3	676	250	169000	
	Tilsåing av løsmassedekke	m2	2895,8	10	28958	
POST A3 Grøfter, kummer og rør						
41,1	Åpne grøfter i løsmasse	m	1424	75	106800	utlegging av jord per m grøft
45,2	Stikkrenner/kulverter rør 400m	m	14	1400	19600	
POST A4 Vegfundament						
	Pukk/kult, Fk 22/120	m3	1669,5	356	594342	
54,1	Bærlag av knuste steinmaterialer, Fk 0/32	m3	282,36	450	127062	
POST A5 Vegdekke						
61,1	Oppgrusing (legging av grusdekke)	m2	608,54	450	273843	
POST A6 Vegutstyr og miljøtiltak						
75,2	Rekkverk av metallskinner	m	80	1400	112000	
Sum Post A					4275532,105	
Post P - Byggherrekostnader						
	Byggherrekostnader	RS		8 %	310947,7896	byggeplanlegging, oppfølging, ledelse
	Prosjektering, prosjektadm.	RS		10 %	388684,737	Prosjektering, prosjektadm.
	Spesielle kostnader	RS		10 %	388684,737	Sikkerhetsmargin
Sum Post P					1088317,264	
Totalsum					5363849,369	Grovt anslag

## 4.2 Overvann, modellering i Mike Urban SWMM

Simuleringene i SWMM gir et notat hvor man kan lese av resultat fra modelleringen. Tabell 4-5 viser en oversikt over total mengde nedbør, overflateavrenning, avrenningskoeffisient, total infiltrasjon og hvor stor prosentandel av nedbøren som infiltreres. Tabell 4-6 viser endring av avrenningskoeffisient og infiltrert nedbør fra før utbygging sammenlignet med etter utbygging og etter tiltak. Økt avrenning og redusert infiltrasjon er omtrent 6% etter utbygging. Med grønne tak som tiltak er dette redusert til omtrent 4,5%.



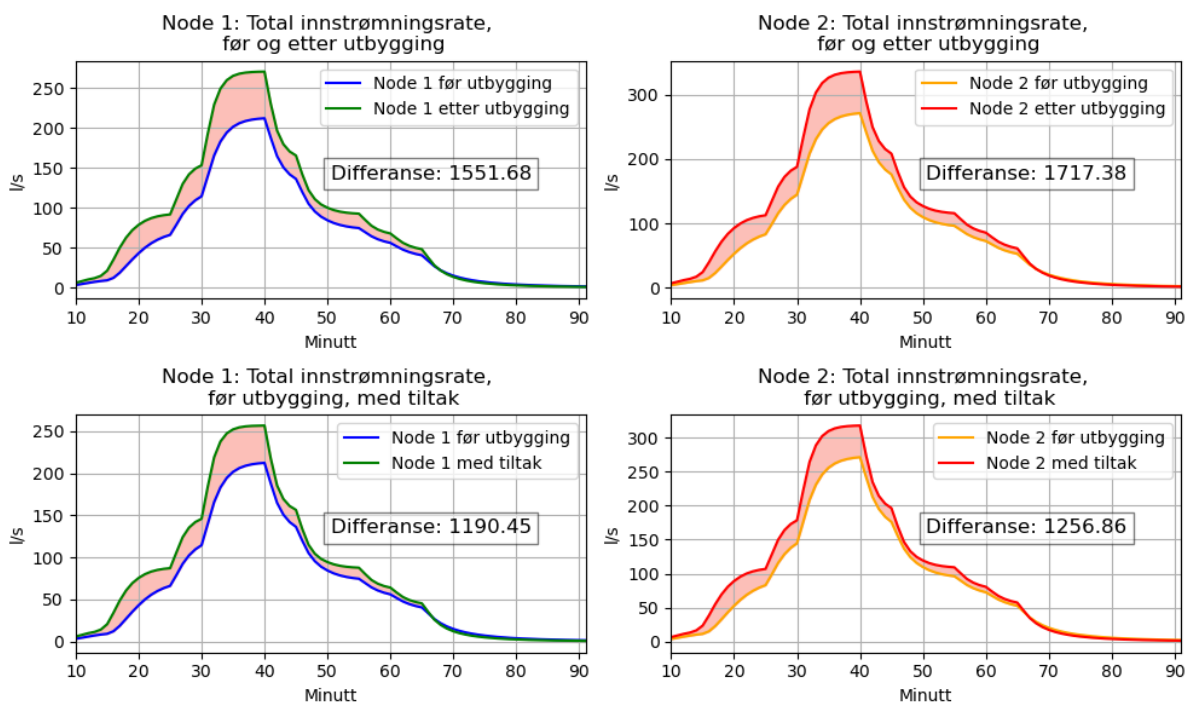
Tabell 4-5 Resultat hentet fra simuleringsrapport i SWMM med 20 års returperiode

Simuleringsresultat						
		Total Precipitation	Surface Runoff	Runoff Coeff. (%)	Total infiltration	% Percipitation infiltrated
Før utbygging	C1*	31,80	6,77	21,29	24,61	77,39
	C2*	31,80	7,24	22,77	24,11	75,82
Etter utbygging	C1	31,80	8,72	27,42	22,67	71,29
	C2	31,80	9,06	28,49	22,32	70,19
Med grønne tak	C1 (0,5)	31,80	8,27	26,01	23,15	72,80
	C2 (0,5)	31,80	8,57	26,95	22,83	71,79

Tabell 4-6 Prosentvis endring i avrenningskoeffisient og infiltrert nedbør etter utbygging og med tiltak

Endring		Runoff Coeff. (%)	Precipitation infiltrated (%)
Etter utbygging	C1	6,13	6,10
	C2	5,72	5,63
Grønne tak med avrenningskoeffisient lik 0,5	C1 (0,5)	4,72	4,59
	C2 (0,5)	4,18	4,03

Figur 4-9 viser total innstrømningsrate for nodene. Det er gjort to sammenligninger per node: før utbygging sett sammen med etter utbygging, og før utbygging sett sammen med grønne tak. Differansen før og etter utbygging er omtrent 1,55 m<sup>3</sup> i node 1 og 1,72 m<sup>3</sup> i node 2. Med grønne tak reduseres differansen til omtrent 1,19 m<sup>3</sup> og 1,26 m<sup>3</sup>. Tabell 4-7 viser en oversikt over toppunkt for grafene siden enkeltverdier ikke kommer tydelig frem.



Figur 4-9 Differansen i total innstrømningsrate

Tabell 4-7 Toppunkt for grafene maksimal vannføring

Node	Maksimal vannføring (l/s)		
	Før utbygging	Etter utbygging	Grønne tak
1	212,3	270,5	256,5
2	270,5	335,7	317,7

## 4.3 Vannforsyning

### 4.3.1 Dimensjonerende mengder

Ved å benytte formel ( 1 ), ( 2 ) uten  $Q_a$  og ( 15 ) ble det beregnet verdier for henholdsvis  $Q_{maks}$ ,  $Q_{døgnmaks}$  og  $Q_{min}$ .

$$Q_{maks} = \frac{(300p \cdot 150 \frac{l}{pd} \cdot 2,5 \cdot 2,8 + 300p \cdot 47,5 \frac{l}{pd})}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 3,811 \text{ l/s}$$

$$Q_{døgnmaks} = \frac{(300p \cdot 150 \frac{l}{pd} \cdot 2,5 + 300p \cdot 47,5 \frac{l}{pd})}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 1,467 \text{ l/s}$$

$$Q_{min} = \frac{300p \cdot 150 \frac{l}{pd} \cdot 0,4 \cdot 0,3 + 300p \cdot 47,5 \frac{l}{pd}}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 0,227 \text{ l/s}$$

### 4.3.2 Bufferbasseng

For bassenget i denne oppgaven, regnes volumet ut med hensyn på to av de tre volumbehovene, brannreserve og utjevningsvolum, dette gir følgende dimensjoner:

$$M_u = \frac{1,467 \frac{l}{s} \cdot 86400 \text{ s/d}}{1000 \text{ l/m}^3} \cdot 0,35 = 44,36208 \text{ m}^3 \approx 44 \text{ m}^3$$

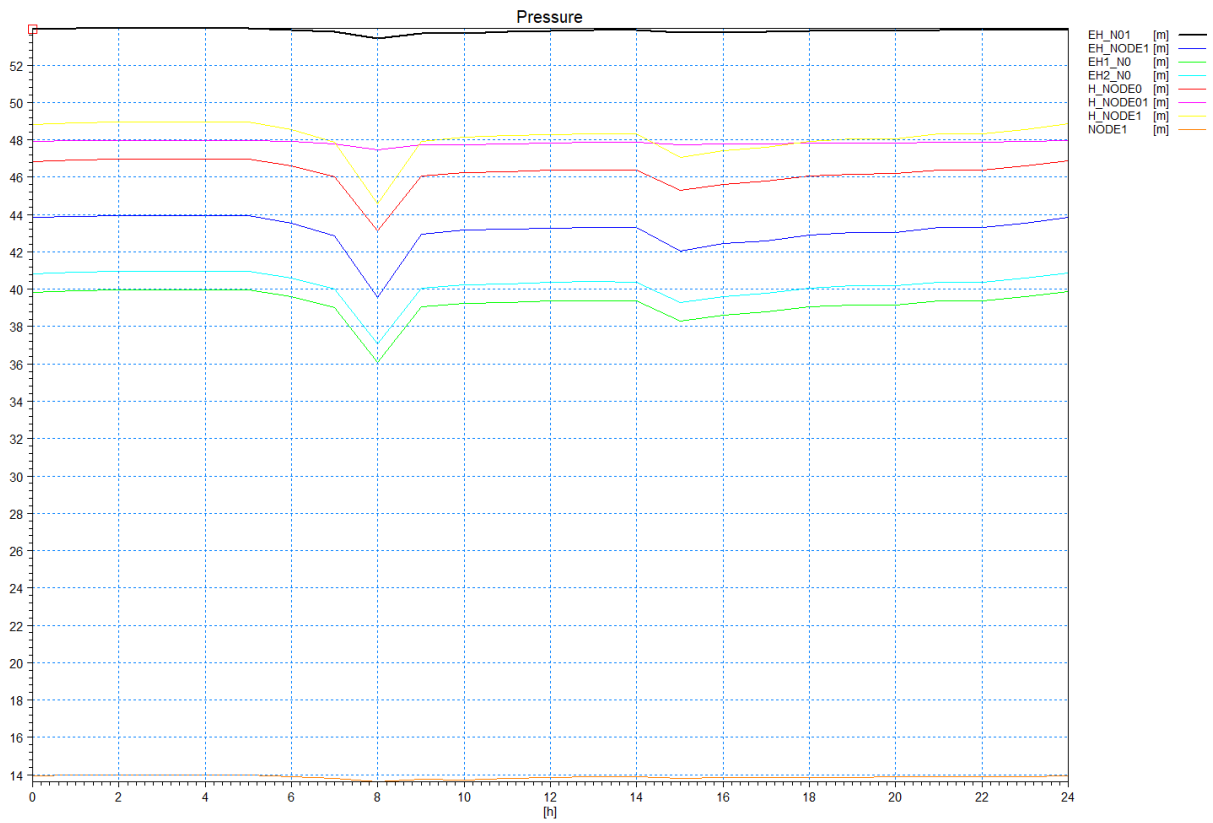
Ettersom det er mindre enn 1000 personer i forsyningsområdet, er det valgt å legge til noe lavere brannreserve, satt til  $100 \text{ m}^3$ , dermed blir det totale volumet for bufferbassenget:

$$M_{tot} = 44 \text{ m}^3 + 100 \text{ m}^3 = 144 \text{ m}^3$$

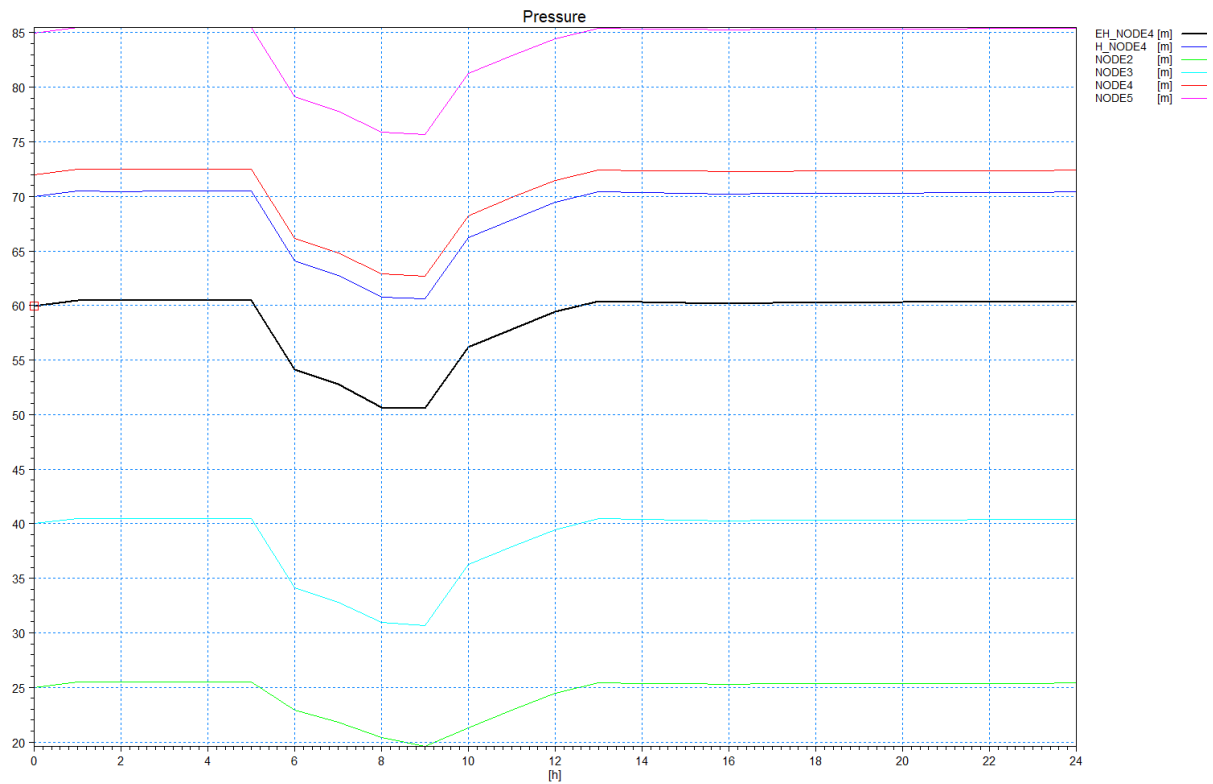
### 4.3.3 Resultater fra Mike Urban EPANET

#### *Trykkresultat under gjennom et maksdøgn – med brannvannstapping*

Fra figur 4-10, vises trykket gjennom døgnet for hyttene og vannkummene i sone 1. I dette scenarioet er det lagt på brannvannstapping fra node 3 på  $20 \text{ l/s}$  fra 06:00 til 10:00. Resultatet viser varierende trykk for hyttene, men at det holder seg over minstekravet på  $1,0 \text{ bar}$ . Det laveste trykket er i node 1, dette er den eksisterende vannkummen som både sone 1 og sone 2 er koblet til. I figur 4-11 sees trykket for sone 2, under samme scenario. Trykket varierer og er størst mot bunnen av ledningsnett, det laveste trykket finner man i node 2 øverst i området, rett under  $2 \text{ bar}$ .



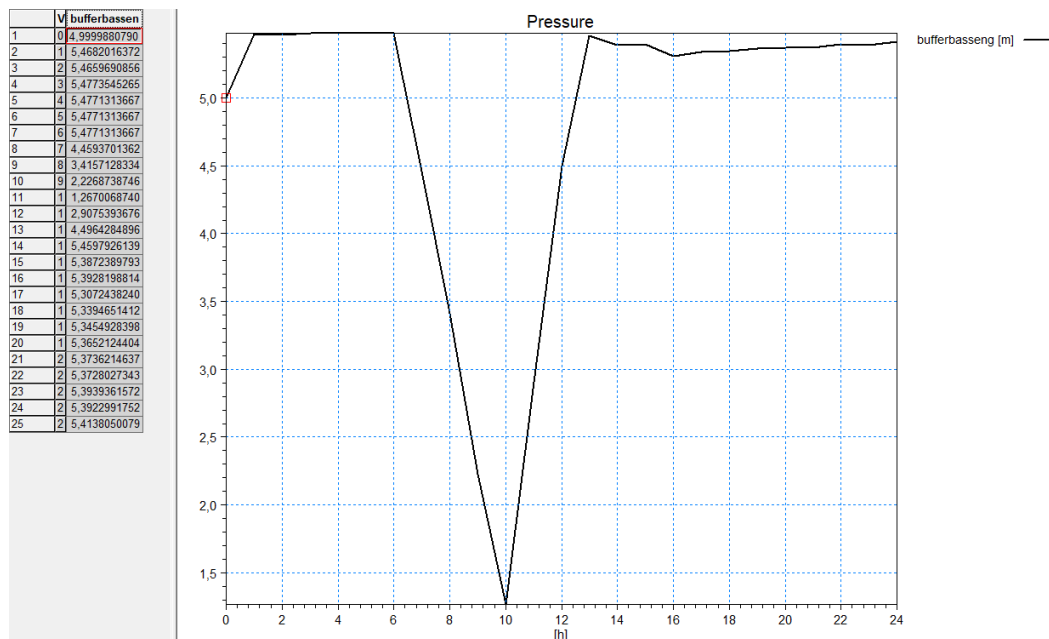
Figur 4-10 trykk i de forskjellige nodene i sone 1



Figur 4-11 trykk i de forskjellige nodene i sone 2

### Bufferbassenget under brannvannstapping

Figur 4-12 viser vannivået i bufferbassenget når det foregår tapping fra brannhydranten i node 3. Ut fra resultatet ser man at selv i de timene i året med høyest forbruk, klarer bassenget som er beregnet i denne oppgaven å levere nok vann til fire timer med brannvannstapping uten at det tømmes.



Figur 4-12 Vannivå i bufferbassenget gjennom et maksdøgn med 4 timer brannvannstapping

### Trykkresultater gjennom et maksdøgn uten brannvannstapping

I figur 4-13 er det tatt en måling av trykket i de forskjellige nodene i forsyningsnettet i den maksimale timen i det maksimale døgnet. Denne viser at samtlige noder, hvor det hentes ut vann til hytter, holder seg over 2,5 bar. Unntaket er node 1, men denne er en eksisterende vannkum fra det private ledningsnettet til Svorunda Vassverk med et driftstrykk på ca. 1,5 bar.

Name	Node: De	Node: HGL	Node:	Node: Qua
NODE1	0	773,86584	13,865842	0
NODE2	0,0359999	750,20123	25,201204	0
EH1_NO	0,0359999	773,16522	39,165233	0
EH2_NO	0,0359999	773,16424	40,164268	0
NODE3	0,4440000	750,18719	40,187213	0
EH_NODE	0,0359999	773,04931	43,049297	0
H_NODE0	0,3240000	773,17132	46,171337	0
H_NODE0	0,0960000	773,83483	47,834812	0
H_NODE1	0,2760000	773,05474	48,054729	0
EH_NO1	0,0359999	773,82873	53,828708	0
EH_NODE	0,0359999	750,12701	60,127014	0
H_NODE4	0,2520000	750,14666	70,146659	0
NODE4	0,0359999	750,18157	72,181556	0
NODE5	0,2879999	750,18103	85,181037	0

Figur 4-13 Trykket gjennom hele forsyningsnettet kl. 09:00

## 4.4 Spillvann

### 4.4.1 Dimensjonerende forbruk

#### Pe-beregninger

Gjennomsnittlig forbrukstall:  $50 \text{ hytter} \cdot 6 \text{ sengeplasser} = 300$ .

Tabell 4-8 viser en oversikt over hvordan pe-beregninger kan fremstilles i tabell. Spillvanns-mengden skal dimensjoneres for 300 pe.

Tabell 4-8 pe-beregning for hyttefelt med 50 hytter og 6 sengeplasser per hytte

Type virksomhet	Antall brukere per døgn (Brukerdøgn)	BOF <sub>5</sub> per enhet per døgn (Lovdata, 2023)	Gjennomsnittlig døgnbelastning for maks ukentlig belastning gjennom året (kg BOF <sub>5</sub> /døgn)
Hytte med innlagt vann og full sanitærteknisk standard	$50 \cdot 6 = 300$	0,06 kg	$300 \cdot 0,06 = 18 \text{ kg}$
PE beregning	0,06 kg BOF <sub>5</sub> /døgn	$\frac{18 \text{ kg BOF}_5/\text{døgn}}{0,06 \text{ kg BOF}_5/\text{døgn}}$	300 PE

#### Avløpsmengde og dimensjonerende spillvannsmengde

Total avløpsmengde for planområdet finnes ved formel ( 16 ):

$$Q_{tot} = 150 \text{ l/p d} \cdot 300 \text{ pe} \cdot \frac{1}{(60 \cdot 60 \cdot 24)} \text{ s} = 0,52 \text{ l/s}$$

Dimensjonerende spillvannsmengde finnes ved ( 17 ). Tabell 4-9 viser en oversikt over parameter, forklaring og verdier som er brukt.

Tabell 4-9 Tegnforklaring og verdier

$Q_i$	Infiltrasjonsvannmengde	0,2 l/s per km ledning for nye ledninger
$f_{maks}$	Maksimal døgnfaktor	2,5 fra (VA/Miljø-blad, 2016)
$k_{maks}$	Maksimal timefaktor	2,8 fra (VA/Miljø-blad, 2016)
$l$	Lengde hovedledning	514 m

$$Q_{dim} = 0,52 \text{ l/s} \cdot 2,5 \cdot 2,8 + 0,514 \text{ km} \cdot 0,2 \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{km}} = 3,74 \text{ l/s}$$

#### Minste fall på ledningen og dimensjonerende rørdiameter

Basert på høyder og lengder fra Høydedata (Kartverket, 2023) vurderes minste fall mellom de første kummene øverst i hyttefeltet: K1 til K2 på figur 4-14. Fallet blir da 102%. I Pipelife sin nettkalkulator brukes delfyllingshøyde lik 80%, ruhet lik 0,4 og vanntemperatur lik 10°C. Da blir innvendig rørdiameter 53,1 mm og strømningshastigheten 1,97 m/s.

#### 4.4.2 Selvrens

Det ble først gjort beregninger for dimensjonerende selvrensmengder for 300 og 60 pe ved bruk av formel ( 18 ):

$$Q_{dim\ 300pe} = \frac{\left(1 + \frac{23}{\sqrt{300}}\right) \cdot 300 \cdot 150 \cdot 0,4}{86400} = 0,484 \approx 0,48\ l/s$$

$$Q_{dim\ 60pe} = \frac{\left(1 + \frac{23}{\sqrt{60}}\right) \cdot 60 \cdot 150 \cdot 0,4}{86400} = 0,165 \approx 0,17\ l/s$$

Det ble så regnet på selvrens for ledningen ved både 300 pe og 60 pe, som ga følgende resultat:

$$\tau_{fylt} = 10000 \cdot \frac{0,09}{4} \cdot 0,102 = 22,95$$

$$\tau_{maks300pe} = 22,95 \cdot 4 \cdot 0,124 \cdot (1 - 0,124) = 9,971 \approx 9,97\ N/m^2$$

$$\tau_{fylt} = 10000 \cdot \frac{0,09}{4} \cdot 0,102 = 22,95$$

$$\tau_{maks60pe} = 22,95 \cdot 4 \cdot 0,076 \cdot (1 - 0,076) = 6,446 \approx 6,45\ N/m^2$$

#### 4.4.3 Lokalt renseanlegg

Renseanlegget prosjektert for 340 pe med rensekrav i henhold til §12-8 i forurensingsforskriften. Det er lagt til en viss overdimensjonering for å imøtekomme mulig fremtidig utbygging, eller tilkobling av nabohyttene i vest. Biovac omtaler det som høygradige «aktiv slamlegg» med kjemisk felling. Nettsiden viser også til at det benyttes en prosess med «porsjonsvis behandling». Dette sikrer at alt avløpsvann får samme behandling uavhengig av varierende tilrenning (SBR-teknologi) (Biovac, u.å.). Biovac opplyste om at renseanlegget hovedsakelig er prosjektert for et tidligere prosjekt, men det tilsvarer omtrent samme antall pe og rensekrav som for bacheloroppgaven. Anlegget består av mottakstank på 20 m<sup>3</sup>, to reaktorer som til sammen rommer 46 m<sup>3</sup>, teknisk rom, slamlager og et lite kontrollbygg, se vedlegg B4 for tegning av plan, snitt og fasader.

### 4.5 VA-gjennomføring

Kombinasjon av fjellboring og isolerte rør er valgt som løsningen for VA-anlegget. Stikk- og fordelingsledninger skal legges med isolerte rør: isoterme trykkør for drikkevann og isovarme rør med selvfyll for spillvann. Hovedtraséen forklares i delkapittel 4.5.2.

#### 4.5.1 Skisse

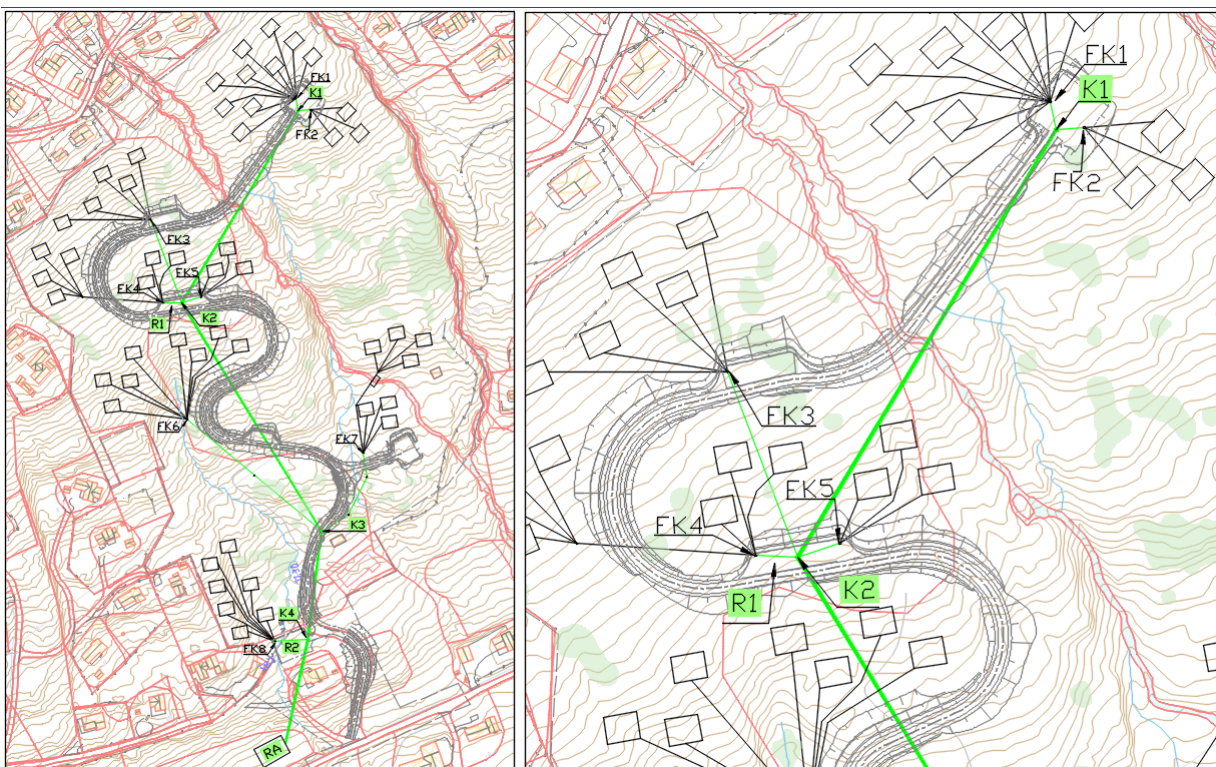
En skisse av løsningen er tegnet i AutoCAD som vist på figur 4-14 for spillvann og figur 4-15 for drikkevann. Forstørrede bilder av tegningene ligger som vedlegg B3. Skissene viser omtrent lik trasé



for drikkevann og spillvann da dette kan gjøre anleggsprosessen lettere og gi færre naturinngrep. En forskjell er løsningen for hyttene i sone 1 som ikke får vanntilførsel fra bufferbassenget, men fra hovedledningen til Svorunda Vassverk. På skissen er kummer på hovedtraséen markert som K1-K4, felleskummer for henholdsvis spillvann og drikkevann som FK1-FK8 og FK1-FK9, riggplasser som R1-R2, rensesanlegg som RA, brannhydranter som BH1-BH3 og bufferbasseng som HB.

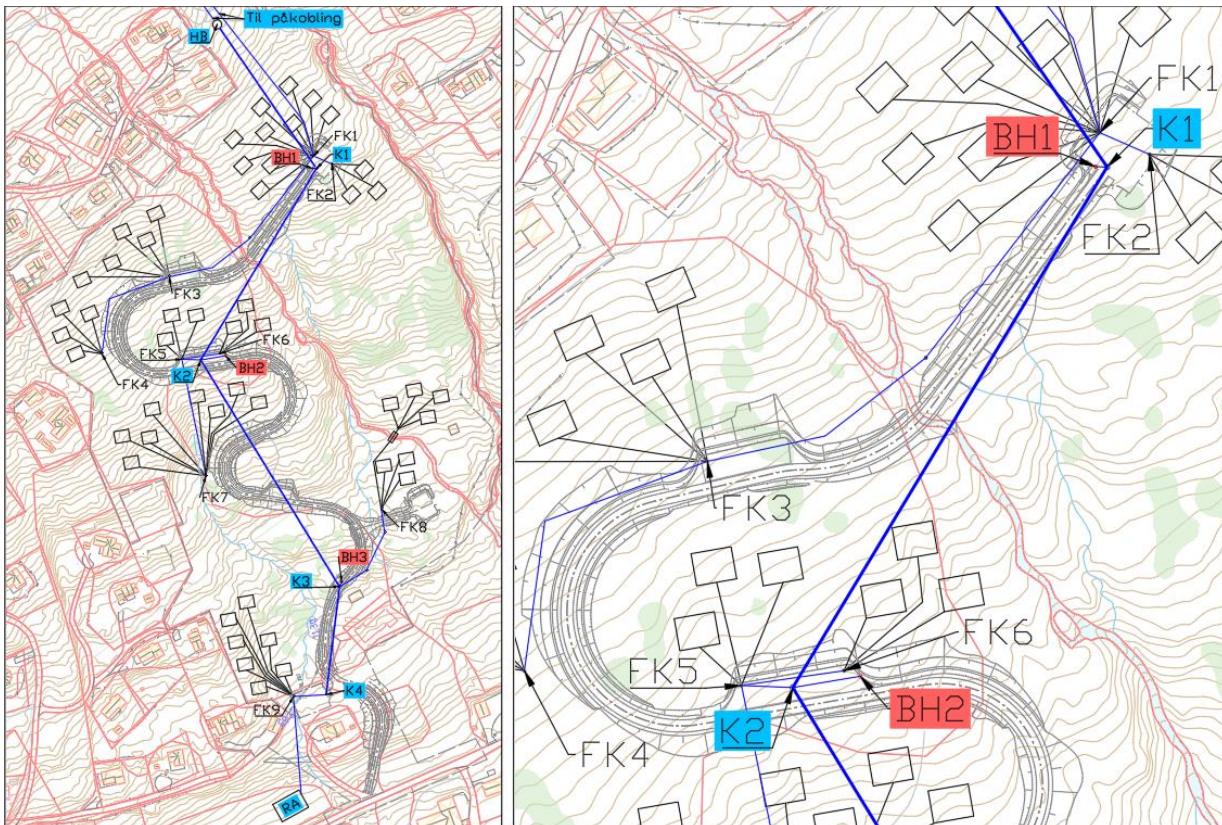
Riggplass R1 plasseres ved K2 og borer til K1 og K3, mens R2 plasseres ved parkeringsplass P1 (figur 4-7) og borer til K3 og RA. Dermed legges hele hovedtraséen med to riggplasser og fire borestrekk. Brannhydranter kobles til K1, K2 og K3.

På figur 4-14 og figur 4-15 er hovedtraséen representert med en tykk grønn/blå linje, fordelingsledningene tynn grønn/blå linje, og stikkledninger med tynn svart linje. Den ene hyttegruppen i nordøst får motfall til FK2 og må dermed legges med isotherm trykkavløp. En forskjell mellom spillvann og drikkevann er at hovedvannledningen ikke slutter i K1, men går videre til HB ved hjelp av isotherme rør, samt i bunnen hvor den stanser i K4 og ikke i RA (figur 4-15).



Figur 4-14 AutoCAD skisse av mulig spillvannsløsning





Figur 4-15 AutoCAD skisse av mulig løsning for drikkevann

#### 4.5.2 Hovedledning; materiale og økonomisk argument

Figur 4-16 viser en oversikt over materialer og dimensjoner som er valgt å bruke for hovedledningen, basert på hvilken metode som velges. Tabell 4-10 viser utklipp av økonomisk argumentasjonsgrunnlag for hovedtraséen, se vedlegg B5 for hele Excel-dokumentet. Fjellboring med en pilot ansees som den billigste løsningen: omtrent 400 000 kr billigere enn to piloter og ca. 830 000 kr billigere enn isolerte rør som skal driftes i 75 år. Vi har valgt å legge hovedtraséen med fjellboring hvor det først kjøres en 165 mm pilot etterfulgt av et rymmesteg som rømmer pilothullet til 300 mm. Drikkevannet legges med diffusjonstett kappe for forurenset grunn, samt over spillvannsrøret for å tilfredsstille hygienisk barriere. Det anbefales å lage en enkel konstruksjon som kan holde rørene på plass i forhold til hverandre ved trekking og gjennom levetiden.

Tabell 4-10 Materiale og dimensjon for hovedtrasé hentet fra produktkatalog

Hovedledning						
Metode		Minstedimensjon (mm)	DN (mm)	D (mm)	Produktnavn	Produktnummer
Isolerte rør	Drikkevann	130	141	250	160/250 ISOVARM PE100 SDR11 PN16 M/T.RØR	2400342
	Spillvann	53,1	102,4	160	110/160 MM ISOVARM RØR AVLØP SN8 6 M U/T.RØR	2211629
NoDig	Drikkevann uten diffusjonssperre	130	130,8	160	160 MM 12 M PE100 RC SDR 11 SVARTE RØR MED BLÅ STRIPER	2392206
	Drikkevann med diffusjonssperre	130	130,8	166,3	160 MM 100 M PE100 RC SLA DIFFUSJONSTETT KVEILRØR SDR11 BLÅ MED GRØNNE STRIPER	2392867
	Spillvann	53,1	90	110	110MM 100M PE100 RC SDR11 SVARTE RØR MED RØDBRUNE STRIPER	2391839

NoDig - to piloter		enhet	Pris per enhet	Total
Fjellboring pilot 165 mm	508	m	2 250,00 kr	1 143 000,00 kr
Fjellboring pilot 195 mm	437	m	2 450,00 kr	1 070 650,00 kr
Riggplass	2	stk	15 000,00 kr	30 000,00 kr
Trekke rør	1016	m	400,00 kr	406 400,00 kr
PE100 D160	437	m	202,00 kr	88 274,00 kr
PE100 D110	508	m	172,00 kr	87 376,00 kr
<b>Sum</b>				<b>2 825 700,00 kr</b>
<b>Total inkl. mva</b>				<b>3 532 125,00 kr</b>

NoDig - en pilot		enhet	Pris per enhet	Total
Fjellboring pilot 165 mm	508	m	2 100,00 kr	1 066 800,00 kr
Rymmesteg til 300 mm	437	m	1 900,00 kr	830 300,00 kr
Riggplass	2	stk	15 000,00 kr	30 000,00 kr
Trekke rør	508	m	400,00 kr	203 200,00 kr
PE100 D160 SLA	437	m	645,00 kr	281 865,00 kr
PE100 D110	508	m	172,00 kr	87 376,00 kr
<b>Sum</b>				<b>2 499 541,00 kr</b>
<b>Total inkl. mva</b>				<b>3 124 426,25 kr</b>

Driftskostnad		
Lengde	517	m
Effekt	10	W/m
Kalde døgn per år	150	døgn
Kalde timer per år	3600	h
Kilowatttime per år	18612	kWh
Enhetspris	1,65	kr/kWh
Årlig kostand	30 709,80	kr
Oppmele, etablere abonoment	5 000,00	kr
<b>Driftskostand, levetid: 75 år</b>	<b>2 308 235,00</b>	<b>kr</b>

Isolerte rør	
Produktpris	655 273,00 kr
Driftskostnad	2 308 235,00 kr
Anleggskostnad	205 393,60 kr
<b>Sum</b>	<b>3 168 901,60 kr</b>
<b>Total inkl. mva</b>	<b>3 961 127,00 kr</b>

Figur 4-16 Excel-utklipp av økonomisk argumentasjon

## 5 DRØFTING

### 5.1 Veg

#### 5.1.1 Valg av vegtrase

Ved utarbeidelse av vegtraséen ble det modellert flere alternative løsninger. Valg av trasé baseres på en helhetlig vurdering av faktorer som naturinngrep, stigning og arealutnyttelse. Etter grundige vurderinger sto valget mellom alternativ 1, figur 5-1, og alternativ 2, figur 5-2. Dette delkapittelet sammenligner alternativene ved å se på fordeler og ulemper for å finne den mest optimale løsningen for prosjektet.

#### *Alternativ 1*

Traséen til alternativ 1 har en krapp og ujevn horisontalkurveradius, som medfører nedsatt kjørekomfort. Til gjengjeld har vegen korte strekker med høy stigning, og lavere stigning i kurvene. Vegen plasseres nært en relativt ny etablert bolig, se A2 figur 5-1, noe som kan være sjenerende for huseier. Plasseringen vurderes som overkommelig grunnet vegens lave trafikkmengde, i tillegg til at det kan gjøres skjermende tiltak som å sette opp hekk eller stakittgjerde. En kombinasjon av vegens stigning, krapp kurvatur og bratte fyllingsskråninger utløser krav til rekkverk, noe som vil utgjøre ekstra kostnader samt redusere vegens naturlige uttrykk. I tillegg vil vegen i enkelte tilfeller kreve noen inngrep i vernede furuskogområder, ett av tre utsatte områder er vist på figur 5-1, bilde A1.

#### *Alternativ 2*

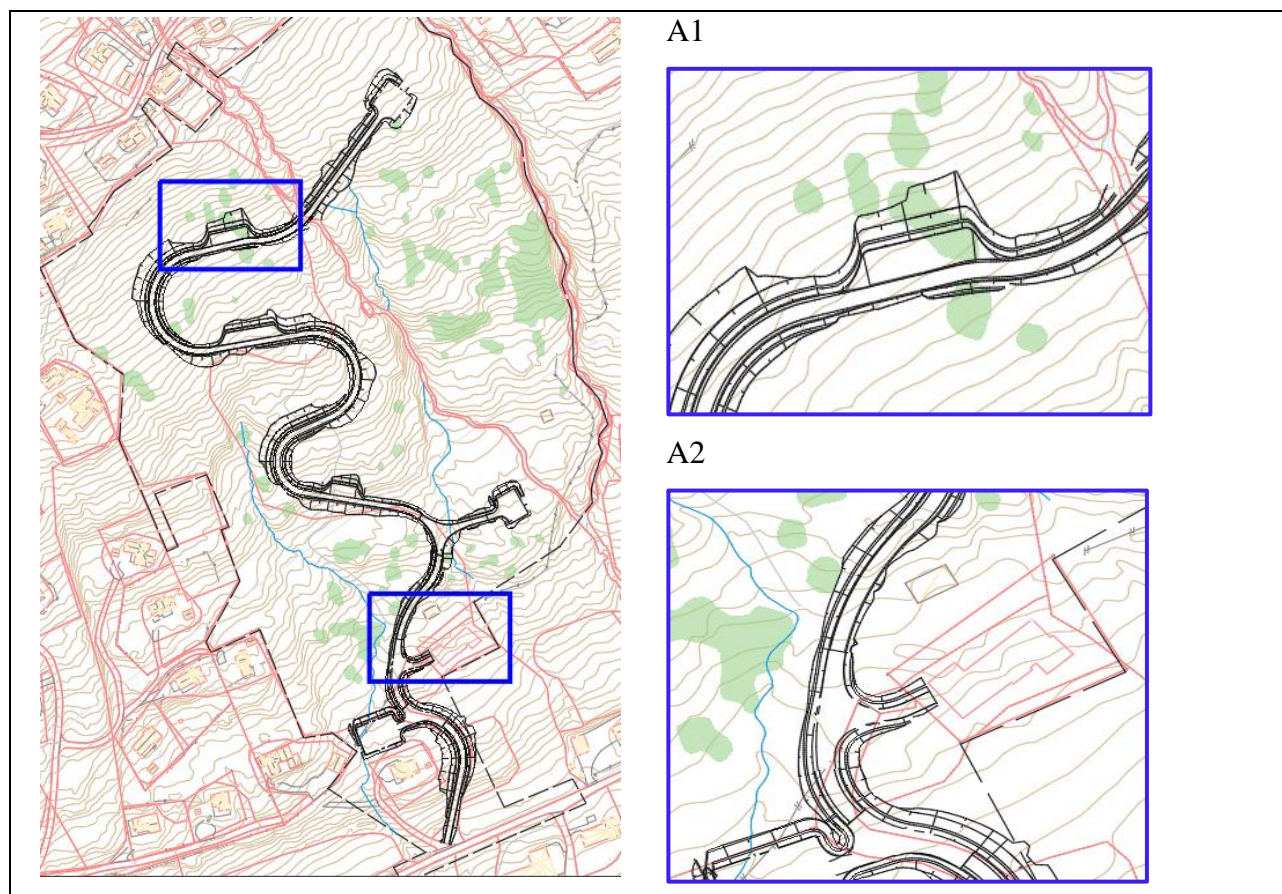
Traséen til alternativ 2 er utformet med færre og større kurver, noe som bidrar til økt kjørekomfort. I nedre del av området vil det lønne seg å heve vegen noen meter i vertikalen, dette gir større fyllingsskråning, men resulterer i at vegen ligger relativt jevnt videre i terrenget, se figur 5-2, bilde A2. Vegen har en stigning på opp mot 15% over lange strekninger, også i kurvene. Den høye stigningen skyldes to ting: for det første vil en slakere veg resultere i betydelig større fjellskjæring som ved et tilfelle vil strekke seg utenfor planområdet, og for det andre gi større inngrep i furuskogen dersom vegen flyttes lenger vekk fra plangrensen, som vises nærmere på bilde A1 figur 5-2. Den høye stigningsgraden kan føre til redusert sikt og framkommelighet, særlig ved vått eller glatt føre. Bilde A1 viser at alternativ 2 også ligger nært eksisterende bebyggelse i området, men fordi dette er en fritidsbolig, omringet av skog, ansees det som uproblematisk.

#### *Sammenligning*

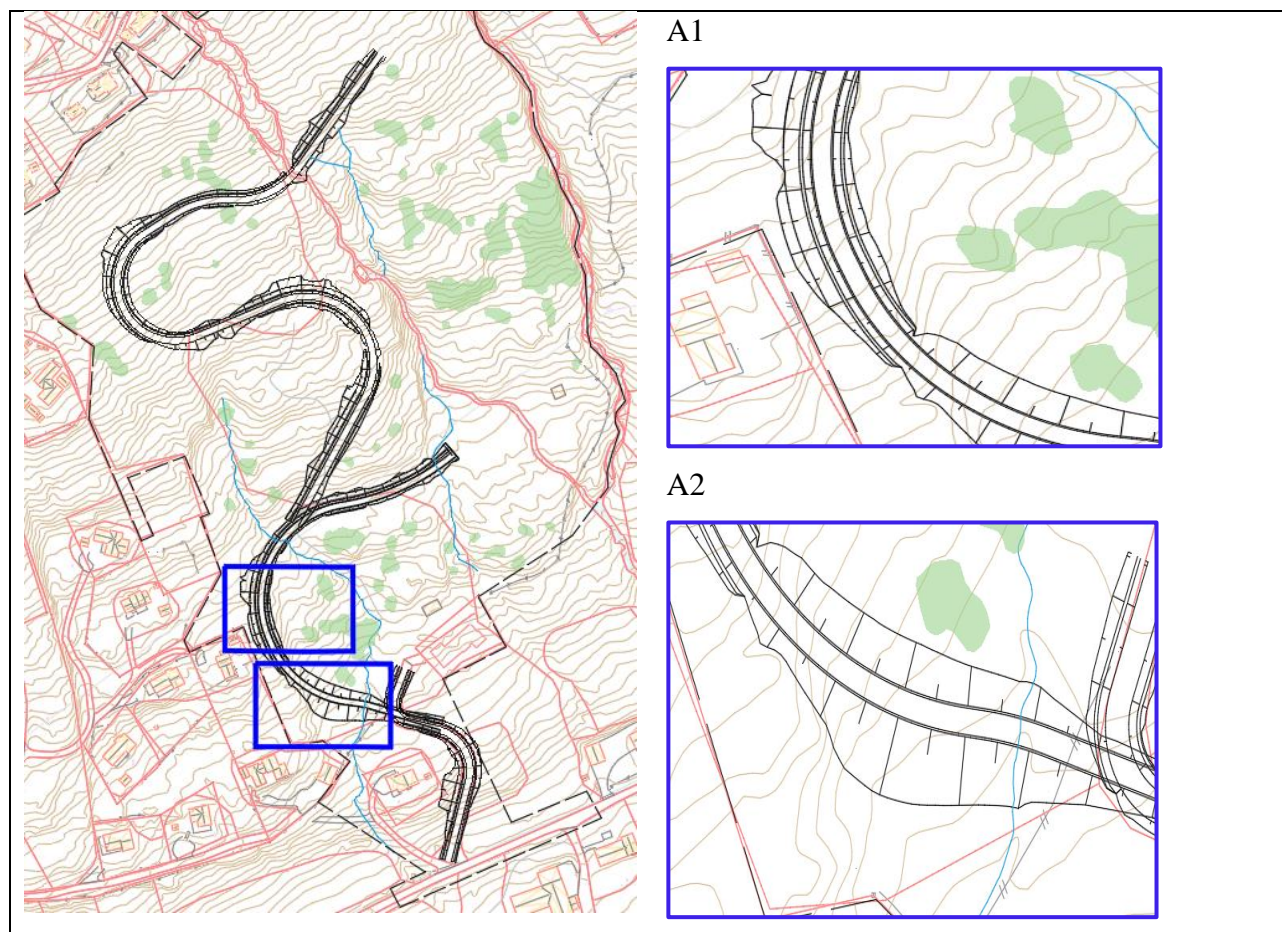
Alternativ 2 er den mest gunstige traséen når det kommer til naturinngrep og kjørekomfort i horisontalkurvatur. Den unngår alt av vernet furuskog, sammenlignet med alternativ 1, og utgjør litt mindre fyllings- og skjæringsmasser. Når det gjelder vegenes stigning vil imidlertid alternativ 1 gi en



lavere og mer forsvarlig stigningsgrad, noe som har stor betydning for vegens trafikksikkerhet og funksjonalitet. Alternativ 1 vil også gi en mer funksjonell og oversiktlige kryssløsning, i motsetning til alternativ 2 hvor krysset kun er funksjonelt for én kjøreretning. Sammenligningen viser altså at trasealternativene har fordeler og ulemper. Med fokus på balansen mellom naturinngrep og trafikksikkerhet vurderes alternativ 1 som mest optimal for vegens formål.



Figur 5-1 Vegtrasé, alternativ 1 med forstørrede bilder til høyre



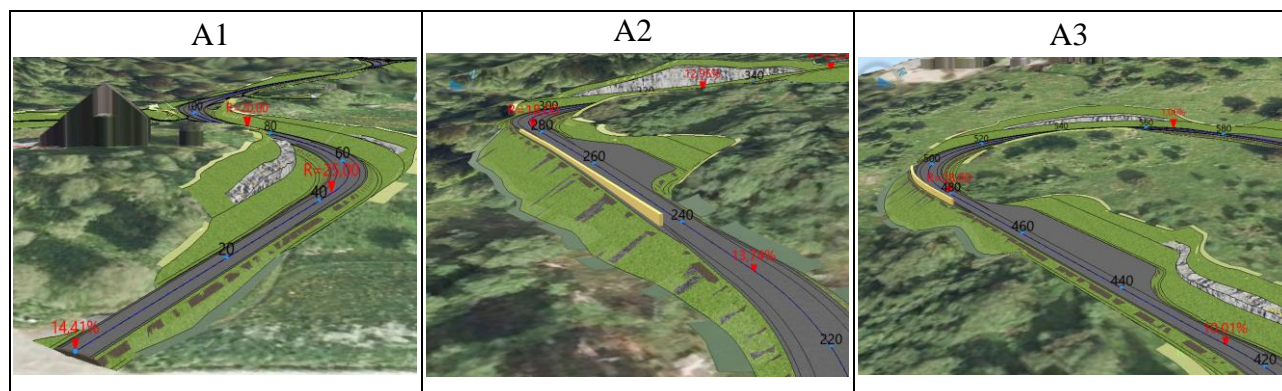
Figur 5-2 Vegtraseé, alternativ 2 med forstørrede bilder til høyre

## 5.1.2 Dimensjonering

### Stigning

En stor utfordring ved plassering og utforming av vegen er balansen mellom naturinngrep og stigning. Høy stigning medfører mindre inngrep i terrenget, og motsatt. Et tiltak for å begrense stigningen er å utforme vegen med mye kurvatur, som gir mer veg å fordele stigningen på. Det er forsøkt å begrense stigningsgraden til 12,5%, men enkelte steder anses det hensiktsmessig med en økning opp mot 15%. Figur 5-3 viser de bratteste strekkene langs vegtraseen. Bilde A1 er profil 0-80, A2 er profil 220-260 og A3 er profil 430-480. A1 har allerede en eksisterende tilkomstveg med over 20% stigning. Det er derfor ønskelig å utbedre vegen for å redusere denne. Grunnet nærliggende eiendomsgrense og plangrense var det ikke mulig å oppnå mindre enn 14,4%. Bilde A2 og A3 viser stigning på 13,7% og 14,5%. Som nevnt i metoden er det ønskelig å ha en lavere stigning i kurvene, og heller øke på rette strekker. For å tilfredsstillende dette, kombinert med minimale naturinngrep, ble det nødvendig med en økning opp mot 15% langs gjeldende områder.





Figur 5-3 A1: Profil 0-80. A2: Profil 220-260. A3: Profil 430-480.

### *Sideterreng og overvannshåndtering*

Sideterrenget kan utformes med åpen, dyp grøft eller lukket, grunn grøft for overvannshåndtering. Med god infiltrasjon i eksisterende terreng ansees det som unødvendig å legge drensør langs store deler av vegtraséen. Det ble dermed valgt åpen, dyp grøft hvor grøftebunnen skal ligge 35 cm under overbygningen. Det er forsøkt å tilrettelegge for at naturen selv skal kunne ta ansvar for infiltrering og bortledning. Vegens stigningsgrad vil trolig medføre høy hastighet på overvannet i veggrøftene. Grøftene kan dermed kledes med et litt grovere vegetasjonsdekke som vil gi en bremsende effekt på vannet, og gi det «tid» til å infiltrere i grunnen. Det er ønskelig å lede vannet til eksisterende bekker ved hjelp av små grøfter, noe vegen ligger gunstig plassert for. Ved innkjøring til parkeringsplass P2, krysser vegen eksisterende bekk. Det anbefales dermed en stikkrenne på 14 m for å ivareta naturlige vannveier.

### *Overbygning*

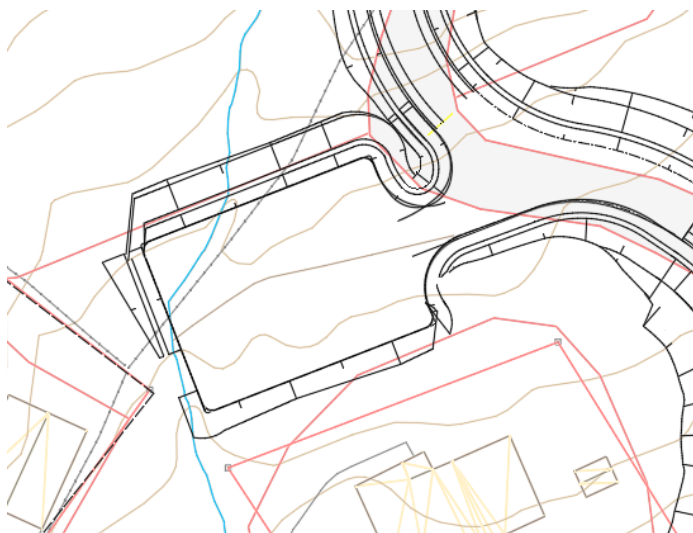
Grunnen til at vegen dimensjoneres med grusdekke istedenfor asfaltdekke er hovedsakelig at det er en privat veg hvor drift og vedlikehold må gjennomføres av private etater. For private veger er det en fordel med grusdekke da det er mindre krevende å reparere slaghull og setningsskader sammenlignet med asfaltveg. Grusveger krever imidlertid hyppigere vedlikehold og vil med dette, ifølge «Lærebok for vegteknologi», ikke føre med seg noen kostnadsfordeler i det lange løp (Aurstad, 2016).

På grusveg benyttes materialtype knust fjell eller knust grus. Knust fjell vil gi bedre stabilitet og mer forutsigbar kvalitet enn knust grus. Grunnen til dette er at knuste bergmaterialer har skarpe kanter, ruller ikke, og ligger stabilt etter komprimering. Knust grus vil ha rundere kornfraksjon og kan lettere skli fra hverandre, men kan imidlertid være bedre egnet i områder med mye vann og fuktighet da det gir bedre drenering (Aurstad, 2016). Vegens høye stigning vil være belastende på overbygningen da det krever mye kraft og friksjon fra kjøretøyene for å ferdes langs strekningen. Med hensyn til stedlige forhold, samt ønsket om å forebygge behovet for hyppig vedlikehold ansees knust fjell som mest gunstig. Alle lag i overbygningen kan i dette tilfellet bestå av samme materiale da det vil være

billigere og enklere å anskaffe. Når det gjelder materialets kornfraksjon fokuseres det på vegens levetid. Det er valgt Fk 22/63 i bærelaget, som vil ha en drenerende evne og motvirke at grunnvann suges opp til overliggende lag. I grusdekket og fuktmagasinerende lag legges det mindre kornstørrelser på 0/11. Her er grusdekkets oppgave å sørge for vannavrenning, mens fuktmagasinerende lag skal motvirke at overflødig overvann trenger videre ned i vegkroppen.

### 5.1.3 Parkeringsplasser og møteplasser

Parkeringsplass P3 og P4 på figur 4-7 har en ugunstig stigningsgrad da de ligger langs adkomstvegen. Siden parkeringsfeltene er dimensjonert på tvers av stigningen vil dette virke belastende for parkerte kjøretøy og kan i verstefall medføre at de glir sidelengs ved glatt dekke. En løsning kan være å planere ut parkeringsplassene. Ulempen vil da være at møteplassene og parkeringsplassene må dimensjoneres separat, som krever større areal og inngrep i naturen. Parkeringsplass P1 vil delvis krysse eksisterende bekk, se figur 5-4. Som en alternativ løsning for stikkrenne velges det å lede bekken rundt parkeringsanlegget, og videre tilbake til eksisterende vannveg.



Figur 5-4 Krysning av eksisterende bekk ved parkeringsplass P1

### 5.1.4 Massebalanse

Som nevnt i metoden er det en fordel med jevn massebalanse mellom jord, fjell og fylling. Jord og fjell kan benyttes som fyllingsmasser og man sparer dermed kostnader ved å slippe å transportere masser over lange strekninger. Det foretrekkes å benytte fjellmasser som fylling da dette er mer homogent og forutsigbart. Vegens massebalanse, figur 4-8, viser at det hentes ut tilstrekkelig fjellmasser til å dekke alt av fyllingsbehovet. Massebalansen viser betydelig overskudd av jordmasser, hvor noe kan brukes for å revegetere inngrepene fra byggeperioden. Dette er inngrep som fyllingsskråninger, fjellskjæringer og grøfter. Resten av massene må transporteres til fyllplass og medfører ekstra kostnader. Det er utfordrende å få en god massebalanse da vegen i store deler av



området ligger dypt i terrenget. For bedre balanse ble det forsøkt å heve vegen i områder med store skjæringer, men dette medførte konsekvenser for vegens stigningsgrad. En bedre løsning kan være å heve vegen noen centimeter jevnt over hele strekningen. Det er tenkelig at dette har liten effekt på stigningen samt gir bedre massebalanse.

## 5.2 Overvann, modellering i Mike Urban SWMM

I kapitlene nedenfor drøftes feilkilder og usikkerhet ved modelleringen, mulige forbedringer og simuleringsresultat.

### 5.2.1 Feilkilder og usikkerhet ved modellering

#### *Tilnærmede verdier og antagelser*

Informasjonen knyttet til avrenningsstiene er tilnærmet verdier, hentet fra Høydedata, og dermed en feilkilde til resultatet. Videre har nomogrammet som brukes for å finne avrenningstid i terreng en maksimal helning på 150%, mens fallet måles til 199%. En tredje feilkilde er at vannhastigheten i Bresbekken estimeres basert på antagelser. Nevnte antagelser og estimerte verdier brukes som grunnlag for konsentrasjonstiden. Det kan tenkes at konsekvensene er av mindre betydning da  $k_t$  ikke påvirker hyetogrammet direkte, men brukes som indikator for nedbørsvarighet og tidsintervall. Hyetogrammet kunne blitt annerledes dersom konsentrasjonstiden hadde vært mer enn en time (økt nedbørvarighet) eller mindre enn 10 minutt (tilfredsstiller ikke kravet  $k_t \geq 2 \cdot \text{tidsintervall}$ ).

Andre tilnærminger og antagelser er knyttet til delfeltene og tilhørende parameter. Delfeltparameterne er ikke nøyaktig, men skal representere situasjonene i størst mulig grad. Verdiene er valgt basert på anbefalinger fra litteratur, og ikke stedlige innmålinger. Grunnet mangel på kalibreringsdata har det ikke vært mulig å kalibrere valgte verdier. Dette gjør at man ikke har kontroll på hvor mye modellen viker fra virkeligheten. For at overvannshåndteringen ikke skal bli for stor del av arbeidsomfanget, er anbefalingene fra litteraturen brukt og det er gjort en forenkling ved å ikke tegne nye delfelt etter utbygging, men tilpasse eksisterende delfeltparameter.

Området som modelleres avgrenses omtrent til planområdet, selv om nedbørsfeltet strekker seg lenger nord. Feilkilder knyttet til denne avgrensningen har liten betydning siden det er endringene som blir vurdert, ikke nøyaktig hva som skjer ved de ulike situasjonene. Dersom det er feil ved opptegning av før-situasjon vil det også være en del av etter-situasjon. Når det kommer til kanalstrømmer er disse ikke modellert, som vil si at bare overflateavrenningen modelleres. Dermed kommer vannet frem til nodene etter angitt avrenningslengde, så tid i bekker og elver blir ikke tatt med. Dette kan ha innvirkning på hydrografene, men volumet til nodene i løpet av simuleringen endres ikke.

### *Grønne tak, IVF-kurver og numerisk integrasjon*

Det er valgt å simulere grønne tak ved å redusere avrenningskoeffisienten fra 0,9 til 0,5 (VA/Miljøblad, 2013). En artikkel basert på masteroppgave fra NTNU viser til at den rasjonelle metoden er mye brukt for dimensjonering av overvannstiltak hvor avrenningskoeffisienten brukes. Dette ble vurdert som en lite egnet metode da det var stor variasjon mellom målte verdier i laboratoriet og i felt (Muthanna, Schärer, & Sivertsen, 2020). En annen usikkerhet ved modellering av grønne tak er at kapasiteten varierer, basert på hvordan det er bygd opp.

Det er flere usikkerheter knyttet til IVF-kurvens data fra Sæter i Kvikne, som er best egnet for planområdet. 1) Kvalitetsklassen er 3 (svært usikker), 2) Tallene er hentet fra 1968-1984, men oppdatert 2021, og 3) Stasjonen ligger omtrent 100 høydemeter lavere enn planområdet samt ca. 40 km øst målt i luftlinje. Usikkerhetene gir utslag på nedbørintensiteten i hyetogrammet. Dersom man ønsker mer nøyaktig simulering, må det gjøres nedbørsmålinger i området over lengre tid

Numerisk integrasjon er også en mulig feilkilde da man ikke finner integralet eksakt. Det er ikke sikkert hvordan grafen stiger eller synker mellom to datapunkt. Derfor ble integralet undersøkt ved hjelp av flere numeriske metoder. Trapesmetoden, samt øvre og nedre Riemannsum hadde små avvik fra Simpsons metode. Det ble dermed vurdert at Simpsons metode er en grei tilnærming for oppgaven.

#### 5.2.2 Forbedringer av modellen

Basert på feilkildene og usikkerheter er det noen tiltak som kan gjøres for å forbedre modellen. Med data fra en vannføringssensor i planområdet eller manuelle målinger kan modellen kalibreres. Delfeltparameterne width, slope, imperviousness, depresjonslagring, samt maksimum og minimum infiltrasjonsrate er potensielle kalibreringsparameter siden disse kan ha mye å si for hvordan overflateavrenningen blir modellert. Ved å sammenligne data fra en vannføringssensor med modellert vannføring i samme punkt kan modellen kalibreres nærmere virkeligheten, så lenge verdiene som kalibreres er realistiske. Når det kommer til infiltrasjonsmodellen kan denne forbedres med data fra grunnundersøkelser som kartlegger løsmassene i planområdet.

En annen forbedring av modellen er å dele situasjonen etter utbygging inn i flere delfelt basert på arealformål og avrenningssti. Det ville dermed vært lettere å bestemme virkelighetsnære verdier for width, slope og imperviousness, samt lede all avrenning til riktig node. For en modell som skal representere eksisterende situasjon så nøyaktig som mulig anbefales det også å modellere bekkene. Dette ble vurdert som mindre relevant for oppgaven da det er situasjonsendringen som skal studeres. Økt vannføring i Breesbekken, forårsaket av utbygging, modelleres ved hjelp av node 2, se figur 3-10.

### 5.2.3 Drøfting av simuleringsresultat

Resultatet viser økende avrenning og mindre regn som infiltreres i planområdet. Dette kan forsterke konsekvensene av større nedbørmengde som nevnes i teorikapittelet: Regn, i kombinasjon med frost i bakken kan gi oversvømmelser og ekstrem korttidsnedbør kan gi flom i små bekker. Resultatet viser også økt maksimal vannføring, noe som 1) kan gi mer erosjon i bekkene, 2) endre naturlige vannveger som påvirker økosystemet, og 3) øke vannføringen fra overvann til bekk med eventuelle forurensinger. Endringene før og etter utbygging er omtrent 5-6% for overflateavrenning og nedbørinfiltrering. Med relativt lav endring må det vurderes hvor store overvannstiltak som er nødvendig. Det viktigste er å sikre trygge flomveger, samt lede vannet bort fra prosjektert veg for å unngå utvasking, is og ødeleggelse. Åpne bekker regnes som en naturlig flomveg som skal avlede overvannet til resipient på en trygg måte. Dermed kan overvann fra veg, i tillegg til vann som ikke infiltreres, ledes til bekkene i planområdet. For videre arbeid bør kapasiteten til bekkene undersøkes.

Dersom det ikke er nok kapasitet bør LOD-tiltak benyttes. Mest aktuelt for planområdet er grønne tak og infiltrasjonsløsninger for å unngå større naturinngrep. Kunduraci (2016) viser til at grønne tak er lite kostnadseffektive per  $m^3$  håndtert vann, men tiltaket kan forsvares økonomisk dersom det erstatter et overvannssystem. Fra resultatet kommer frem at de grønne takene som er modellert reduserer volumet med ca.  $0,36 m^3$  og  $0,46 m^3$  i node 1 og 2. Samtidig reduseres toppintensiteten med omtrent 15 l/s. Det er dermed tenkelig at grønne tak kan redusere konsekvensene noe, samt styrke grunnstrukturen i området, men når effekten sees i sammenheng med pris er det mindre gunstig.

Et alternativt LOD-tiltak er infiltrasjonsløsninger som bidrar til ledd 1 og 2 i treleddsstrategien. Infiltrasjonsbasseng, for eksempel regnbed, regnes som en billigere løsning, men avhenger av grunnforhold for å unngå masseutskifting (Kunduraci, 2016). Tette masser som leirgrunn må skiftes ut og regnbedet må dreneres, så gjennomføringen bestemmes etter grunnundersøkelser. Ved å plassere regnbed på parkeringsplassene kan vann fra vegen føres hit, slik at konsekvensene etter utbygging, samt ved eventuell flomsituasjon reduseres. For at overvannssituasjonen før utbygging skal samsvare med situasjonen etter må infiltrasjonsbassengene håndtere omtrent  $3,27 m^3$ .

I denne drøftingen er det bare gitt anbefalinger for LOD-tiltak basert på simuleringene. For videre arbeid bør modellen forbedres ved hjelp av grunnundersøkelser og parameterkalibrering. Ellers bør man se på sammenhengen mellom pris, naturinngrep og effekt. Siden store deler av vegetasjonen i området bevares i tillegg til at hyttene skal bygges på peler er det stort sett bare veg, parkeringsplasser og hustak som gir endringer. Ved å sjekke kapasiteten i bekkene kan man lettere vurdere om det er nødvendig med infiltrasjonsløsning. Basert på våre resultat, og gitt tilstrekkelig kapasitet i

Breesbekken anbefales det å verken bygge grønne tak eller infiltrasjonsbasseng, men heller lede overvannet naturlig til bekker for å sikre trygge flomveger.

### 5.3 Vannforsyning

#### 5.3.1 Beregningsgrunnlag og forbruk

Som vist i metoden er beregningene gjort med tanke på et bestemt antall hytter i planområdet. Beregninger med variasjonskoeffisienter gir vanligvis en del usikkerhet, da både brukssituasjon og faktisk vannforbruk kan variere. Midlere døgnforbruk legger til grunn 150 l/p d, dette inkluderer blant annet klesvask, men det er ikke gitt at alle hyttene har vaskemaskin. Samtidig vil det gjennom året variere hvor befolket hyttene er. Det kan være alt fra enkeltpersoner, til at hytten har flere beboere enn sengeplasser, og derfor ligger utenfor antagelsene som er gjort i oppgaven. For lekkasjeleddet som brukes i formel ( 1 ), ( 2 ) og ( 15 ), vil det være rimelig å anta at verdien er overdimensjonert i de første leveårene til infrastrukturen. Etter hvert som anlegget øker i alder, antas det at lekkasjetallet vil ligge nærmere realistiske verdier.

#### 5.3.2 Bufferbasseng

For bufferbassenget er det naturlig å tenke at dimensjonene med samtlige tre volumbehov ivaretatt, vil være overdimensjonert. Grunnen til dette er blant annet sannsynligheten for et alvorlig ledningsbrudd, samtidig som en brann kan ansees som usannsynlig. Ettersom det er et hyttefelt, og ikke primærboliger, vil også forbruket variere. Dermed vil et overdimensjonert bufferbasseng kunne risikere mer stillestående vann. Det renner også en bekk langs hele den østlige delen av planområdet, samt en mindre bekk nærmere midten som kan brukes til nødvann ved brannslukking. Det vurderes derfor tilstrekkelig å dimensjonere for brannreserve og et utjevningsbehov. Som vist i resultatet, ser man at ved fire timer brannvannstapping i de mest intense timene, klarer bufferbassenget og levere nok mengder uten å tømmes. Det anbefales et gjennomstrømningsbasseng fremfor et sidebasseng, da dette gir bedre vannkvalitet grunnet utskiftning (Ødegaard, 2014).

#### 5.3.3 Simulering - trykksituasjon og soneinndeling

Simuleringer av forsyningsnett under brannvannstapping viser at dimensjoner under DN 100 mm, fører til negativt trykk flere steder i planområdet. Den dimensjonerende vannføringen må leveres med minimum 1,0 bar under brannvannstapping (Direktoratet for byggkvalitet, 2017). Det ble da nødvendig å øke dimensjonen på hovedledningen fra bufferbassenget og nedover planområdet. Fra resultatet ser man at trykkkravet opprettholdes i hele planområdet, også ut til hyttene. Gjennom de første simuleringene ble det klart at hyttene i øvre del av området får trykk under 1,0 bar, når de er koblet til hovedledningen fra bufferbassenget. Feltet ble derfor delt i sone 1 og 2, som vist på figur

3-12. Hyttene i sone 1 er ikke koblet til bufferbassenget, men direkte på eksisterende vannforsyning. Hyttene i sone 2, samt brannhydrantene er koblet til hovedledningen. Denne løsningen, opprettholder akseptabelt trykk i hele planområdet, selv ved behov for brannvannstapping.

Resultatet viser at trykket nederst i området når 8,5 bar. Hyttene som ligger rundt samme elevasjon får lignende trykk inn til hyttene. Ved trykk over 6,0 bar er det vanligvis behov for innvendige reduksjonsventiler (Direktoratet for byggkvalitet, 2017), i tillegg til at forsikringsselskap ofte stiller krav til dette (Ødegaard, 2014). Alternativt kan trykkreduksjonsventil på hovedledningen brukes, men ettersom trasevalget for hovedledningen er fjellboring må ventilen plasseres i en av kummene. Det blir derfor sett på som mest hensiktsmessig med innvendige ventiler i hyttene.

#### 5.3.4 EPANET Modell – usikkerheter og forbedringspotensialer

Utarbeidet modell er en forenkling av drikkevannsnettet. Hensikten er å sjekke forsyningsnettverket med hensyn på trykk og mengder under en normalsituasjon, samt ved behov for slukkevann. Høyder til de forskjellige nodene, hyttene og bufferbassenget er hentet fra høydedata (Kartverket, 2023), og kan avvike noe fra aktuell høyde. NODE1 (figur 3-13) er et unntak, da denne allerede eksisterer. Det er lagt inn omtrentlige lengder på ledningene, og trykket vil derfor kunne variere noe fra simulerte resultat. For en mer nøyaktig modell, er det behov for flere noder til å representere vannkummer og hytter. Dette ble ikke gjort da resultatene viser gode trykkforhold, både ved vanlig drift, men også under brannvannstapping. Det er også verdt å merke at resultatet viser et behov på 144 m<sup>3</sup> for bufferbassenget, mens det i modellen er lagt inn med ca. 155 m<sup>3</sup> kapasitet. Figur 4-12 viser at vannivået i buffertanken ikke synker lavere enn 1,26 m fra makshøyden 5,5 m, selv ved 4 timer brannvannstapping. Det ansees derfor uproblematisk dersom kapasiteten til bufferbassenget varierer noe mellom disse verdiene, alt etter utformingsbehov fra eventuell leverandør/utbygger.

## 5.4 Spillvann

### 5.4.1 Dimensjonerende forbruk

Pipelife sin nettkalkulator gir en minstedimensjon lik 53,1 mm. Oppdal kommune er dette satt 150 mm og vil dermed gi en overdimensjonert ledning. For å spare både materiale og kostnader kan man søke til kommunen om å redusere innvendig diameter til  $Q_{dim}$ , gitt at det tas høyde for eventuell utbygging i området. Et annet argument er selvrens, som avhenger av fall og fyllingshøyde. Overdimensjonerte rør reduserer fyllingshøyden og stiller større krav til fallet. I VA-normen, kapittel 6.5, står det: «Ved fall mindre enn 10‰ skal det dokumenteres selvrensing via skjærkraft beregninger.» (Oppdal Kommune, 2023). Det stilles dermed ikke krav til selvrensberegninger. På den

andre siden har man sammenhengen: jo større dimensjon, desto mindre sannsynlighet for gjentetting av uønskede gjenstander. Større dimensjon vil dermed styrke «robustheten» til røret både ved å redusere sjansen for tetteproblemer, samt tilrettelegge for kamerakjøring og rengjøring. Basert på dette anbefales det å øke dimensjonen noe, men ikke til 150 mm, for å spare på kostnader og materiale. Det er ikke gjort beregninger for stikk- og fordelingsledninger, men det antas at disse kan settes lik minste standard dimensjon.

#### 5.4.2 Selvrens

Siden det er et hyttefelt, vil forbruket variere. Med dette til grunn ble det gjort to beregninger; for 300 pe og 60 pe. Begge beregningene er gjort i den slakeste delen av ledningsnettet. Ved 300 pe antas det antas det fullt bruk av området. Resultatet for denne beregningen viser en skjærspenning på  $9,97 \text{ N/m}^2$ , godt over minstekravet på  $2,0 \text{ N/m}^2$  (VA/Miljøblad, 2015). For å se på skjærspenningen ved mindre beboere, ble det lagt til grunn 20% bruk av hyttene (60 pe). Resultatet fra dette ble  $6,45 \text{ N/m}^2$ , som viser at selv under slike forhold ligger man godt over minstekravet for selvrens. Beregningene er gjort for å se forskjellen ved full bruk, sett opp mot når bare noen av hyttene er i bruk.

#### 5.4.3 Lokalt renseanlegg

Det er planlagt å bygge et lokalt renseanlegg. Det stilles strenge krav til rensing da Oppdal regnes som en friluftslivskommune, og det er derfor viktig å beskytte naturen og vannmiljøet. Resipientene brukes til både drikkevann, fiske og bading (Oppdal kommune, 2017). På grunn av dette stiller kommunen strenge rensekraav til eget anlegg, dimensjonert for 8 300 pe:

- Minst 90 % reduksjon av suspendert stoff
- Minst 90 % reduksjon av fosfor (P) (0,4 tot P mg/l)
- Minst 70 % reduksjon av organisk stoff (BOF<sub>7</sub>) (50 mg/l)

Driva er nærmeste elv og potensiell resipient for det lokale renseanlegget. Som nevnt i teorikapittelet stilles det ulike krav basert på pe og resipients følsomhet. Det er dermed tenkelig at det ikke stilles like strenge krav til avløpsrensing fra hyttefeltet da anlegget prosjekteres for 340 pe. På den andre siden er Driva en viktig vannforekomst med stor brukerinteresse til elven. Dermed inntreffer §12-8 i forurensingsforskriften. Et annet argument for lokalt anlegg er avstandene til kommunal rensing, samt få kommunale ledninger i området. Planområdet prosjekteres for 300 pe, men det er valgt å bygge et litt større anlegg slik at eksisterende hytter kan koble seg på om ønskelig. Flesteparten av hyttene har lukkede tanker for spillvann, samt egne gråvannsanlegg med infiltrasjon. Det er ikke problematisk med en slik løsning, men det er lettere å kontrollere utslipp om alt håndteres på samme plass, i tillegg til at det ofte er billigere med felles system. Siden det bare prosjekteres for 40 pe ekstra anbefales det



å undersøke etterspørselen i nabofeltet slik at man kan tilrettelegge prosjekteringen. Det finnes også andre leverandører enn Biovac som kan vurderes og sammenlignes ved eventuell utbygging.

## 5.5 VA-gjennomføring

### 5.5.1 Konvensjonell graving eller andre metoder?

Både NoDig, isolerte rør og konvensjonell graving kan brukes for VA-anlegget i planområdet. Det finnes noen likehetstrekk mellom NoDig og isolerte rør som gjør metodene mer egnet enn konvensjonell graving:

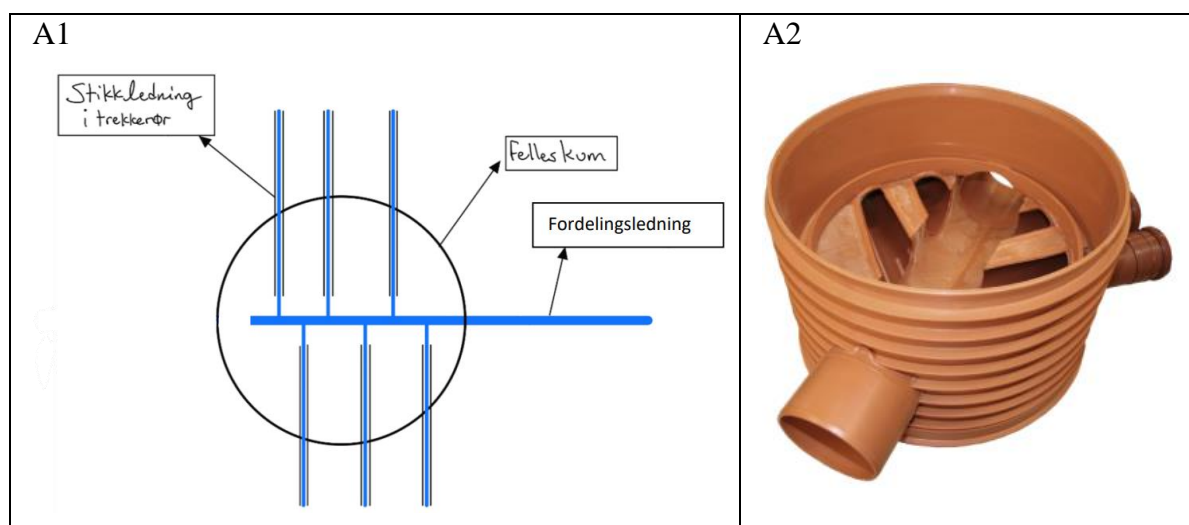
Begge metodene gir mindre naturinngrep. Fjellboring etterlater borehull og riggplasser som kan brukes som parkeringsplass, mens isolerte rør kan legges noen centimeter under terreng som gror relativt raskt tilbake. På den andre siden krever konvensjonell graving en stor og dyp grøft da frostfri dybde er 2,4 m og det stilles krav til avstand mellom rør, samt fra rør til grøfteside (Oppdal kommune, 2023) (VA/Miljø-blad, 2016). I tillegg antas det 1-2 m til fjell, noe som resulterer i sprenging og store naturinngrep. Alternativt kan grøften isoleres, men da øker kostnadene. Dersom det likevel er ønskelig med konvensjonell graving bør grøften ligge isolert og under vegtraséen for å unngå naturinngrep andre steder. Da oppstår en tredje utfordring: avløp med selvføll stiller krav til kum ved hvert bend (Oppdal Kommune, 2023), noe som er ugunstig i en trasé med relativt mange svinger. Alternativt kan man legge trykkavløp, men løsningen vil uansett kreve flere meter ledning enn isolerte rør og NoDig, samt øke vedlikeholdsbehov og kostnader.

En eventuell ulempe med NoDig og isolerte rør er at de må legges i stedlige masser. Fundament, sidefylling/beskyttelseslag og igjenfylling tilpasses ikke (VA/Miljø-blad, 2016). Erfaringsmessig har dette ikke vært et problem for verken Pipelife eller Olimb Anlegg, så lenge fjellet er av god kvalitet og de isolerte rørene legges med anvist overdekning. Basert på dette vurderes NoDig og isolerte rør som bedre alternativ enn konvensjonell graving både med tanke på naturinngrep, teknisk gjennomføring og kostnader.

### 5.5.2 Stikkledning og fordelingsledning

Stikk- og fordelingsledninger legges med isolerte rør da fjellboring er mest hensiktsmessig i lange strekninger både med tanke på pris og naturinngrep. Fra produktbeskrivelsen og anbefaling fra Pipelife er det valgt ulike løsninger for drikkevann og spillvann. Ledningene legges med isotermrør for drikkevann og isovarmrør med selvføll for avløp. Skissen av ledningsnett, figur 4-14, viser at hyttegruppen nordøst i planområdet har motfall til felleskummen og må dermed legges med isoterm trykkavløp. Basert på samtale med Pipelife er det ikke et problem å kombinere isoterme og isovarme

ledninger. Det er ønskelig å bruke «felleskummer» for å samle stikkledningene før påkobling til hovedtraséen. Figur 5-5 viser en skisse for drikkevann (A1) og et bilde fra Pipelifes brosjyre for kum-systemer (A2) for å illustrere hva som er tenkt (Pipelife, 2022). En fordel med denne løsningen er rask og enkel tilgang på kraner og påkoblinger, noe som gjør det enklere og mer effektivt å lete etter lekkasje, samt rengjøre. En annen fordel er at alle stikkledningene for drikkevann kan legges i trekkerør. Dermed unngår man å måtte grave opp terrenget ved eventuelle problemer. En ulempe er kostnader knyttet til ekstra, og eventuelt spesialtilpasset, kummer og trekkerør for drikkevann, men fordelene kan rettferdiggjøre engangsinvesteringen.



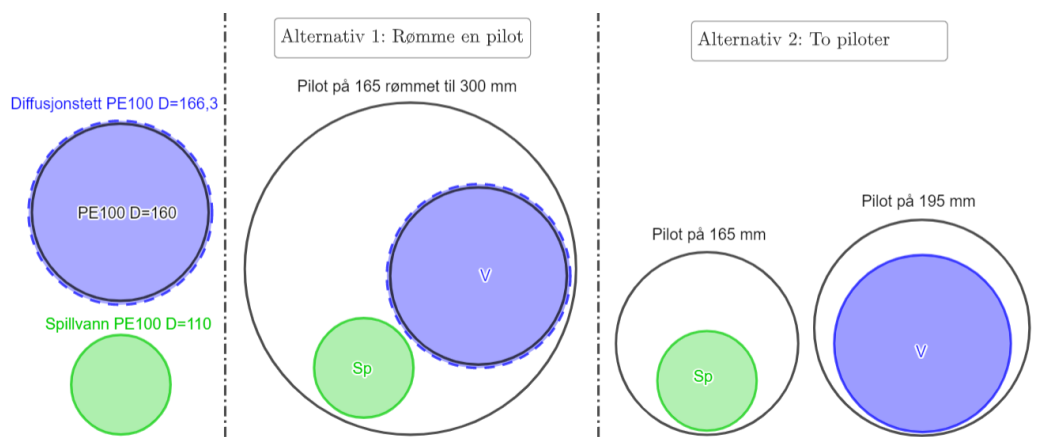
Figur 5-5 Eksempelskisse av felleskum for drikkevann (A1) og spillvann (A2)

### 5.5.3 Hovedtrasé

#### *Fjellboring, ett eller to borehull?*

For å tilfredsstille hygienisk barriere har to alternativ blitt vurdert: 1) Bore en 165 mm pilot, rømme hullet opp til 300 mm og legge diffusjonstette PE-ledninger for drikkevann. 2) Bore to piloter; 165 mm og 195 mm, med en avstand på 1-2 meter. Skisse av løsningene er vist på figur 5-6. SLA-rør er diffusjonsnette PE-ledninger fra Pipelife og laget for forurenset grunn slik at drikkevannsforskriftens krav oppfylles (Pipelife, 2023). Vannledningen legges i tillegg så godt det lar seg gjøre over spillvannet, slik at lekkasjen må være relativt stor før den når det diffusjonstette PE-røret. Begge alternativene ansees som gode løsninger, så kostandsbesparing blir dermed vektlagt. Fra resultatet kommer det frem at det omtrent er 400 000 kr billigere med et borehull. En utfordring med alternativ 1 er kombinasjonen av ledning med og uten trykk, samt åpent rom i borehullet. Høyt trykk kan gi bevegelse i drikkevannrøret som over tid kan skade spillvannsrøret eller påvirke plasseringen. Vi har vurdert at dette ikke blir et stort problem da rørene legges i rette strekk.

Basert på dette vurderes alternativ 1, med ett borehull, til en god og billigere løsning. Men, for å være på den sikre siden anbefales det dokumentasjon på at diffusjonstette PE-rør opprettholder hygienisk barriere gjennom anleggets levetid. 400 000 kr er ikke så mye når helsen står på spill, i tillegg til at det blir dyrt å bore et ekstra hull senere dersom problem oppstår. Det anbefales også å lage en konstruksjon som kan holde rørene på plass i forhold til hverandre gjennom hele levetiden.



Figur 5-6 Alternativ for gjennomføring av VA i borehull. Laget i GeoGebra 17.04.23

### *Fjellboring og isolerte rør, fordeler og ulemper*

En fordel med isolerte rør er at hele hyttefeltet legges med samme løsning. Man har dermed bare en leverandør å forholde seg til ved feil og problemer. I tillegg ligger ledningene lett tilgjengelig for eventuell utskifting og vedlikehold, samt oppfylt avstandskrav mellom avløpskummer med selvfal. VA-norm, kapittel 6.14, stiller krav til maksimalt 80 m for å kunne spyle selvfallsledninger. Større avstand må spyles med høyere trykk. Dersom fjellboring skal oppfylle kravet i kapittel 6.14 er det nødvendig med tre riggplasser som både øker kostnader og naturinngrep. Dette er to argument for å søke til kommunen om å vike fra kravet ved fjellboring. Et annet argument er at ledningene legges med fall som tilfredsstillers selvreng, samt overdimensjoneres, så det skal i teorien ikke gå trett ved riktig bruk. Fordeler med fjellboring er relativt rask og enkel gjennomføring, samt ingen driftskostnader. Det er tenkelig at riggplassene ikke medfører ytterligere naturinngrep da de plasseres på parkeringsplassene. Det kan oppstå utfordringer dersom fjellet er av dårlig kvalitet eller mer løsmasser enn antatt. Nærmere grunnundersøkelser bør gjennomføres før man velger løsning. En ulempe med isolerte rør er driftskostnader gjennom hele levetiden.

Basert på prisantagelsene ansees fjellboring med en pilot som det billigste alternativet; ca. 830 000 billigere enn isolerte rør med 75 år driftskostnader. Ser man bort fra drift skiller isolerte rør seg ut som desidert billigst. Fra utbygger sin side er dette absolutt en fordel da driftskostnadene fordeles på hytteeierne. Men, bacheloroppgaven skal fokusere på bærekraft i form av naturinngrep og gode tekniske løsninger, samt pris gjennom anleggets levetid. Europa har opplevd økende bekymring for

en energikrise de siste årene. Den økende etterspørselen etter elektrisitet kombinert med utfordringer knyttet til produksjon og distribusjon har ført til høye priser og begrenset tilgjengelighet av energi i enkelte områder. Driftskostnadene er dermed uforutsigbare i tillegg til at anlegg som avhenger av elektrisitet har negativ effekt på energikrisen. Det anbefales derfor å gjennomføre fjellboring for en hovedtrasé med lang levetid, uten driftskostnader.

#### 5.5.4 Feilkilder knytt til økonomisk vurdering

Det er umulig å forutsi temperatur og strømpriser gjennom anleggets levetid. Derfor er det gjort antagelser basert på tilgjengelig informasjon og prognoser. Varmekabelen i de isolerte rørene kan programmeres til å skru seg av/på ved visse temperaturer. Med anbefaling fra Pipelife skrur den på når føleren måler under 3°C. Hvor mange dager dette tilsvarer i løpet av et år kan blant annet avhenge av hva som kommer først av snø og tele, da snø har en isolerende evne. 150 dager er satt basert på lufttemperaturmålinger fra Oppdal. Hvordan dette vil endre seg fra år til år, eller med tanke på global oppvarming, kan ikke forutsees. Strømprisene er også uforutsigbare, spesielt med tanke på økende etterspørselen på elektrisitet kombinert med utfordringer knyttet til produksjon og distribusjon.

Sammenligningen inkluderer ikke alle deler og komponenter for de ulike løsningene. Dette innebærer hovedsaklig skjøter ved fjellboring, bend, armatur og kummer. Kummer er ikke inkludert da kumdimensjonering gjør arbeidsomfanget for stort. Det mangler altså kostnader for fire dype kummer i traséen for fjellboring og 6 grunne kummer for isolerte rør. Basert på ulik trasé og antall kummer vil løsningene også gi ulik lengde på fordelings- og stikkledninger, noe vi har valgt å se bort ifra for gjennomføring av hovedtrasé.

## 5 KONKLUSJON

Oppgaven planlegger infrastruktur for Breen hyttefelt i Oppdal kommune, ved hjelp av veg prosjektering, samt modellering, dimensjonering og plassering av vann og avløp. For vegtrasé og VA-gjennomføring har ulike alternativ blitt vurdert. Løsninger er valgt med hensyn på naturinngrep, prisestimat og teknisk løsning. Overvannshåndtering og trykk i drikkevannsnett er modellert ved hjelp av Mike Urban SWMM og Mike Urban EPANET, mens spillvann er dimensjonert og sjekket for selvrens.

Det ble modellert to alternative vegtraseer. Med fokus på balansen mellom naturinngrep og trafiksikkerhet ble alternativ 1 vurdert som mest optimal for vegens formål. Vegen dimensjoneres med grusdekke da det kreves mindre omfattende tiltak å vedlikeholde, sammenlignet med asfaltdekke. Det er i tillegg valgt materialtype knust fjell i overbygningen som gir større holdbarhet enn knust grus, og vil med dette forebygge behovet for hyppig vedlikehold. Vegen har et betydelig overskudd av jordmasser. Mangel på massebalanse reflekterer negativt totale kostnader, da overflødig masse må transporteres til deponi. Totalkostnad for utbygging av veganlegget er estimert til 5,3 MNOK, som tilsvarer en meterpris på omtrent 7500 kr.

Utbyggingen resulterer i omtrent 6% mindre infiltrasjon og mer overflateavrenning for nedbør med 20 års returperiode. Det ble valgt å ikke dimensjonere ledningsnett for overvann, men heller håndtere vannet lokalt. Viktig for overvannshåndteringen er å lede vannet bort fra vegen for å unngå utvasking og telehiv, samt sikre trygge flomveger. Det er ønskelig å lede vannet til eksisterende bekker, gitt at disse har tilstrekkelig kapasitet. Dersom bekkene ikke kan brukes som trygge flomveger anbefales det å bygge infiltrasjonsbasseng, da grønne tak bare reduserer endringene etter utbygging til ca. 4,5%.

Beregninger for bufferbasseng og forbruk, samt andre parameter la grunnlaget for drikkevannsmodelleringen. Simuleringene viste behov for å dele hyttefeltet i to soner, dersom trykkkrav skulle opprettholdes. Ved brannvannstapping ble det klart at indre diameter på hovedledningen måtte være over 100 mm. Tabell 3-10 viser anbefalte ledningsdimensjoner. Spillvannsledningen i hovedtraséen har rørdimensjon DN 90 mm slik det får plass i borehullet. Dette er under minstedimensjonen i Oppdals VA-norm, så det må søkes om fravik tillatelse. Selvrensberregninger ble gjennomført for ulike brukssituasjoner, hvorav samtlige opprettholdt kravet. Til spillvannsrensing er det planlagt et lokalt renseanlegg som møter rensekravene for utslipp til følsom resipient med bruksinteresser.

Det ble valgt å kombinere isolerte rør og fjellboring som løsning for VA-anlegget. Stikk- og fordelingsledninger legges med isolerte rør og hovedledningene med fjellboring. I oppgaven blir det



presentert tre forskjellige løsninger for hovedtraséen. Alternativet med ett borehull og diffusjonskappe vurderes til en god og billigere løsning, men det anbefales å skaffe dokumentasjon på at diffusjonstette PE-rør opprettholder hygienisk barriere gjennom anleggets levetid. Isolerte rør velges vekk da det medfører uforutsigbare driftskostnader, med tanke på temperatur og utfordringer knyttet til produksjon og distribusjon av elektrisitet.

Ved å fokusere på en vegtrase som bevarer furuskog, rense spillvannet i området med høy rensesgrad, samt fokusere på løsninger med færre naturinngrep viser oppgaven til bærekraftsmål nr. 15.2, 6.3, 15.4. Utbygging av hyttefelt i seg selv er verken miljøvennlig eller bærekraftig, men når det først skal bygges kan man med mindre naturinngrep bevare mer av naturen, i håp om at det kan være et lite steg mot en bærekraftig fremtid.

## Referanser

- Alena Høyve, T. i. (2018). Trafikksikkerhetshåndboken. Hentet 04 09, 2023 fra <https://www.tshandbok.no/del-2/10-overordnede-virkemidler/doc606/>
- Arendal kommune. (2018). *Tilsynsplan for opprydding i utslipp fra separate avløpsanlegg*. Arendal: Arendal kommune. Hentet april 23, 2023 fra [https://www.arendal.kommune.no/\\_f/p1/i5ef41ad6-b66f-474d-82ae-0f9b8f2bee4e/tilsynsplan-separate\\_avlopsanlegg.pdf](https://www.arendal.kommune.no/_f/p1/i5ef41ad6-b66f-474d-82ae-0f9b8f2bee4e/tilsynsplan-separate_avlopsanlegg.pdf)
- Artsdatabanken. (2020, Desember 03). *Artskart*. Hentet fra [artskart.artsdatabanken.no:](https://artskart.artsdatabanken.no/) <https://artskart.artsdatabanken.no/>
- Aurstad, J. (2016). *Lærebok vegteknologi*. Statens Vegvesen.
- Autodesk. (u.å.). *AutoCAD*. Hentet 04 12, 2023 fra Autodesk: <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview?term=1-YEAR&tab=subscription&plc=ACDIST>
- Bakshi, B. (2019). *Sustainable Engineering Principles and Practice*. Cambridge University Press.
- Barlindhaug, J. (2018, juli 5). *kjemisk rensing*. Hentet april 24, 2023 fra Store norske leksikon: [https://snl.no/kjemisk\\_rensing\\_-\\_vannrensing](https://snl.no/kjemisk_rensing_-_vannrensing)
- Biovac. (u.å.). *Nedgravde avløpsrenseanlegg 70-1000 pe*. Hentet mai 11, 2023 fra [biovac.no:](https://biovac.no/produkter/store-avlopsrenseanlegg-50-pe/nedgravde-losninger) <https://biovac.no/produkter/store-avlopsrenseanlegg-50-pe/nedgravde-losninger>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017). *§ 15-7. Utvendig vannforsyningsanlegg med ledningsnett*. Hentet fra [www.dibk.no:](https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/15/iii/15-7) <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/15/iii/15-7>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017). *§ 15-7. Utvendig vannforsyningsanlegg med ledningsnett*. Hentet fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/15/iii/15-7>
- Dyrddal, A. V. (2021, juni 10). *dimensjonerende nedbør*. Hentet fra Store norske leksikon: [https://snl.no/dimensjonerende\\_nedb%C3%B8r](https://snl.no/dimensjonerende_nedb%C3%B8r)
- FN-Sambandet. (2023, Januar 19). *FNs bærekraftsmål*. Hentet fra [fn.no:](https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal) <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>
- Gironás, J., Roesner, L. A., & Davis, J. (2009). *Storm water management model Applications manual*. Colorado State University: Department of Civil and Environmental Engineering. Hentet fra [https://www.chiwater.com/Files/Swmm\\_Apps\\_Manual.pdf](https://www.chiwater.com/Files/Swmm_Apps_Manual.pdf)
- Granum, N. (2020, November 15). *FKB*. Hentet Mai 19, 2023 fra [www.snl.no:](https://snl.no/FKB) <https://snl.no/FKB>
- Hensel, G., & Yri, A. W. (2008). *Minirensesanlegg som renseløsning-mindre avløpsrenseanlegg (< 50 pe)*. Bioforsk Tema. Hentet april 25, 2023 fra [nibio.no:](https://nibio.brage.unit.no/nibio-xmlui/bitstream/handle/11250/2465785/Bioforsk-TEMA-2007-02-26.pdf?sequence=2&isAllowed=y) <https://nibio.brage.unit.no/nibio-xmlui/bitstream/handle/11250/2465785/Bioforsk-TEMA-2007-02-26.pdf?sequence=2&isAllowed=y>
- James, W., Rossman, L. A., & James, W. R. (2010). *User's guide to SWMM 5 13th edition*. Canada: CHI. Hentet fra <https://www.chiwater.com/Files/UsersGuideToSWMM5Edn13.pdf>
- Kartverket. (2023, Februar 2). *Høydedata*. Hentet fra [https://hoydedata.no/:](https://hoydedata.no/) <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>
- Kartverket. (2023). *Norgeskart*. Hentet fra [norgeskart.no:](https://www.norgeskart.no) <https://www.norgeskart.no>

- Kunduraci, M. (2016). *Analyse av LOD-tiltak A study of Sustainable Urban Drainage Systems SUDS*. NMBU Institutt for Matematiske realfag og Teknologi. Hentet fra [https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/2402450/Kunduraci\\_2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/2402450/Kunduraci_2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Landbruks- og matdepartementet. (2016, 08). *Normaler for landbruksveger*. Hentet fra Skogkurs.no: [https://skogkurs.no/wp-content/uploads/Normaler\\_for\\_landbruksveier\\_2016.pdf](https://skogkurs.no/wp-content/uploads/Normaler_for_landbruksveier_2016.pdf)
- Longva, A. (2022). BYGA2225 VA Ledningsnett og overvannshåndtering (2022 VÅR).
- Lovdata. (1964, 01 01). Lov om vegar (veglova). Norge. Hentet 04 10, 2023 fra [https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23#KAPITTEL\\_1](https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23#KAPITTEL_1)
- Lovdata. (2008, 06 27). Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven). Norge. Hentet 04 09, 2023 fra [https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71/\\*#&#x2a;](https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71/*#&#x2a;)
- Lovdata. (2023, Januar 01.). *Forskrift om begrenning av forurensning (forurensningsforskriften)*. Hentet fra lovdata.no: <https://lovdata.no/forskrift/2004-06-01-931/§11-3>
- Miljødirektoratet. (u.å.). *Naturbase kart*. Hentet fra [geocortex02.miljodirektoratet.no](https://geocortex02.miljodirektoratet.no/Html5Viewer/?viewer=naturbase): <https://geocortex02.miljodirektoratet.no/Html5Viewer/?viewer=naturbase>
- Muthanna, T., Schärer, L. A., & Sivertsen, E. (2020). *Avrenningskoeffisienter passer dårlig for prosjektering av grønne tak*. Byggeindustrien.
- Myhr, I. A. (2021). *Modellering av grønt tak med mengdekontroll ved hjelp av SWMM Casestudie Vega Scene*. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Hentet fra <https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/2771786/Myhr2021.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Mæhlum, L. (2020, 11 17). *SOSI*. Hentet 04 12, 2023 fra Store norske leksikon, snl.no: <https://snl.no/SOSI>
- NADAG. (2021, August 09). *Kart på nett NADAG (Grunnundersøkelser)*. Hentet fra ngu.no: [https://geo.ngu.no/kart/nadag\\_mobil/](https://geo.ngu.no/kart/nadag_mobil/)
- NGU. (2021, august 9). *Grunnvannsborehull (GRANADA)*. Hentet fra ngu.no: <https://www.ngu.no/emne/kart-pa-nett>
- Nilssen, T., & Stick, M. (2022, 05 01). *Hva er BIM?* Hentet 04 11, 2023 fra Ndl.no: <https://ndla.no/nb/subject:1:0d67724e-d9fa-4365-9839-4cc91c012855/topic:2:3d79c5be-7830-49b5-8e6d-55c90e6c4f94/topic:1:a8cf7ae9-2438-4143-8f3c-92e19d706623/resource:50f8f118-86f8-4402-8147-b54273942d4d>
- Norge i bilder. (u.d.). *Norge I Bilder*. Hentet fra <https://www.norgebilder.no/>
- Norkart. (2019). *Kommunekart Oppdal kommune*. Hentet fra [Kommunekart.com](https://kommunekart.com/klient/oppdal/): <https://kommunekart.com/klient/oppdal/>
- Norsk klimaservicesenter. (2022, april). *Klimaprofil Sør-Trøndelag*. Hentet fra [klimaservicesenter.no](https://klimaservicesenter.no/kss/klimaprofiler/sor-trondelag): <https://klimaservicesenter.no/kss/klimaprofiler/sor-trondelag>
- Norsk klimaserviceseter. (2021, Desember 31). *Nedbørintensitet (IVF-verdier)*. Hentet fra [klimaservicesenter.no](https://klimaservicesenter.no/ivf?locale=nb&locationId=SN66830): <https://klimaservicesenter.no/ivf?locale=nb&locationId=SN66830>
- Norsk Vann . (u.å.). *Norsk Vann kursportal VA ordbok*. Hentet fra [kurs.norskvann.no](https://kurs.norskvann.no/kurs.norskvann.no/mod/glossary/view.php?id=676&mode&hook=ALL&sortkey&sortorder&fullsearch=0&page=4): [kurs.norskvann.no/mod/glossary/view.php?id=676&mode&hook=ALL&sortkey&sortorder&fullsearch=0&page=4](https://kurs.norskvann.no/mod/glossary/view.php?id=676&mode&hook=ALL&sortkey&sortorder&fullsearch=0&page=4)

- Norsk Vann. (2011). *Veiledning i bygging og drift av drikkevannsbasseng*. Hamar: Norsk Vann.
- NVE. (2020, Oktober 11). *Kartverktøy*. Hentet fra nve.no: <https://nevina.nve.no/>
- Olerud, K., Tjernshaugen, A., & Andersen, G. (2023, februar 16). *bærekraftig utvikling*. Hentet fra Store norske leksjon: [https://snl.no/b%C3%A6rekraftig\\_utvikling](https://snl.no/b%C3%A6rekraftig_utvikling)
- Olimb. (2015). *Bestillerhåndbok NoDig, ABC for gravefri framtid*. Moss: Olimb AS. Hentet fra [https://olimb.no/wp-content/uploads/Bestillerhandbok\\_v2\\_web-2018.pdf](https://olimb.no/wp-content/uploads/Bestillerhandbok_v2_web-2018.pdf)
- Olimb anlegg. (u.å.). *Horisontal fjellboring*. Hentet fra olimb-anlegg.no: <https://olimb-anlegg.no/boring/fjellboring/#toggle-id-7>
- Oppdal kommune . (2003). *Reguleringsbestemmelser for Breen hytteområde*.
- Oppdal kommune . (2019). *Kommuneplanens arealdel*. Hentet fra oppdal.kommune.no: [https://www.oppdal.kommune.no/globalassets/pdfdokumenter/kommuneplan/arealdel-bestemmelserkpaoppdal\\_21.11.19.pdf](https://www.oppdal.kommune.no/globalassets/pdfdokumenter/kommuneplan/arealdel-bestemmelserkpaoppdal_21.11.19.pdf)
- Oppdal kommune. (2017, mai 04). *Hovedplan avløp og vannmiljø 2017-2025*. Hentet fra oppdal.kommune.no: <https://www.oppdal.kommune.no/globalassets/pdfdokumenter/plan-miljo-og-landbruk/planer/godkjente-planer/vedtatt-hovedplan-avlop-og-vannmiljo-oppdal-2017-2025.pdf>
- Oppdal kommune. (2023, mars 28). Frostfri dybde. *Telefonsamtale*.
- Oppdal Kommune. (2023, april 14). *VA-norm*. Hentet fra va-norm.no: <https://va-norm.no/pdf/0/all/83/>
- Pipelife. (2022). *Kapasitetsberegning - delfylt rørledning (avløp)*. Hentet fra pipelife.no: <https://www.pipelife.no/snarveier/beregningsprogrammer/kapasitetsberegning-delfylt-roerledning.html>
- Pipelife. (2022, Januar 18). *Kumsystemer brosjyre*. Hentet fra pipelife.no: <https://www.pipelife.no/infrastruktur/vmt/avloepskummer.html>
- Pipelife. (2023, februar). *SLA (R) Diffusjonstette rør*. Hentet fra pipelife.no: <https://www.pipelife.no/content/dam/pipelife/norway/marketing/general/brochures/vmt/tradisjonell-va/pe-trykkr%C3%B8r/Diffusjonstette%20PE%20r%C3%B8r.pdf>
- Pipelife. (u.å.). *Isoterm styringssystem for varmekabler*. Hentet april 18, 2023 fra pipelife.no: <https://www.pipelife.no/infrastruktur/preisolerte-ror/Styringssystemer.html>
- Pipelife. (u.å.). *Pipelife produktkatalog*. Hentet fra <https://catalog.pipelife.com/>: <https://catalog.pipelife.com/no/va-1576>
- Pipelife. (u.å.). *Preisolerte rørsystem for hus og hytter*. Hentet fra pipelife.no: <https://www.pipelife.no/infrastruktur/preisolerte-ror/Preisolert-hytteroghus.html>
- Rossmann, L. A. (2015). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*. U.S. Environmental Protection Agency. Hentet april 12, 2023 fra [https://www.epa.gov/sites/default/files/2019-02/documents/epaswmm5\\_1\\_manual\\_master\\_8-2-15.pdf](https://www.epa.gov/sites/default/files/2019-02/documents/epaswmm5_1_manual_master_8-2-15.pdf)
- SciPy. (u.å.). *Integration (scipy.integrate)*. Hentet mai 05, 2023 fra <https://docs.scipy.org/>: <https://docs.scipy.org/doc/scipy/tutorial/integrate.html>

- Sintef Byggforsk . (2015). *Planlegging av parkeringsplasser og garasjeanlegg* . Hentet fra Sintef.no:  
<https://www.sintef.no/sintef-community/fagblogg/poster/planlegging-av-parkeringsplasser-og-garasjeanlegg/>
- Statens Vegvesen . (2018). *Prosesskode 1 - Standard beskrivelse for vegkontrakter* . Hentet fra vegvesen.no:  
<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-r761-prosesskode-1-05072018.pdf>
- Statens Vegvesen. (2021). Håndbok R760 - Styring av vegprosjekter. Hentet 04 09, 2023 fra  
<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hbr760-styring-av-vegprosjekter.pdf>
- Statens vegvesen. (2022, desember). Håndbok V240 Vannhåndtering. Hentet april 12, 2023 fra  
<https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859952/nb#id-877f0908-09a9-42bb-91ea-fc01cdd96647>
- Statens Vegvesen. (2022). N100 veg- og gateutforming. Norge. Hentet 04 05, 2023 fra  
<https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859943?filePath=N100%20Prod%20Oktober%20v1.0.pdf>
- Statens Vegvesen. (2022). N101 trafiksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr. Norge. Hentet 05 06, 2023 fra  
<https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859965?filePath=7abdd8fe-5370-45d2-980a-fd8cb410dc22.pdf>
- Statens Vegvesen. (2022, 11). N200 Vegbygging. Norge. Hentet 05 03, 2023 fra  
<https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859942?filePath=c1f0791d-b65e-4a2f-ad1d-dc31cbef3faa.pdf>
- Statens Vegvesen. (2022, 05 06). Om håndbøkene. Norge. Hentet 04 09, 2023 fra  
<https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/>
- Statistisk Sentralbyrå. (2023, April 11). *Kommunal Vannforsyning*. Hentet fra ssb.no:  
<https://www.ssb.no/statbank/table/13143/tableViewLayout1/>
- Statnett. (2020). *Langsiktig markedsanalyse - Norden og Europa 2020-2050*. Oslo: Statnett.
- Store norske leksikon. (2020, oktober 22.). *morenejord*. Hentet fra snl.no: <https://snl.no/morenejord>
- Store Norske Leksikon. (2020, Februar 05). *Overvann*. Hentet fra snl.no: <https://snl.no/overvann>
- Store norske leksikon. (2023, mars 7). *hydraulisk radius*. Hentet fra snl.no: [https://snl.no/hydraulisk\\_radius](https://snl.no/hydraulisk_radius)
- Sætre, R. (2022). BYGA2340 Modellbasert vegprosjektering .
- Søndenaa, M. H. (2017). *Hydrologisk dimensjonering i små nedbørsfelt*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Tensio. (2023, mai 10). *Nettleie, priser og avtaler*. Hentet fra [www.ts.tensio.no](http://www.ts.tensio.no):  
<https://ts.tensio.no/kunde/nettleie-priser-og-avtaler>
- Thue, J. V. (2019, februar 17). *fundament*. Hentet fra snl.no: <https://snl.no/fundament>
- Trimble. (2013, 06 05). *Resource center: Quadri and Novapoint*. Hentet 04 12, 2023 fra Trimble:  
[https://help.novapoint.com/doku.php?id=no:np:base:introduction\\_to\\_base:modeling\\_infrastructure:what\\_is\\_novapoint](https://help.novapoint.com/doku.php?id=no:np:base:introduction_to_base:modeling_infrastructure:what_is_novapoint)
- Trimble. (2018, 05 09). *Novapoint 21*. Hentet 04 12, 2023 fra Trimble:  
[https://help.novapoint.com/doku.php?id=no:np:release\\_notes:np21:np21:start](https://help.novapoint.com/doku.php?id=no:np:release_notes:np21:np21:start)



- USGS science for a changing world . (u.å.). *Verified Roughness Characteristics of Natural Channels*. Hentet fra usgs.gov: <https://wwwrcamnl.wr.usgs.gov/sws/fieldmethods/Indirects/nvalues/index.htm>
- VA/Miljøblad. (2013, oktober 1). Nr. 107 *Grønne tak*. Hentet mai 4, 2023 fra va-blad.no: <https://www.va-blad.no/gronne-tak/>
- VA/Miljøblad. (2015, mai 28). Nr. 79 *Dimensjonering av avløpsledninger. Selvrensing*. Hentet fra va-blad.no: <https://www.va-blad.no/dimensjonering-av-avlopsledninger-selvrensing/>
- VA/Miljøblad. (2016, februar 8). Nr. 115 *Beregning av dimensjonerende avløpsmengder*. Hentet april 13, 2023 fra va-blad.no: <https://www.va-blad.no/beregning-av-dimensjonerende-avlopsmengder/>
- VA/Miljøblad. (2016, august 13). Nr. 5 *Grøfteutførelse fleksible rør*. Hentet fra va-blad.no: [https://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2016/09/Blad-5\\_19.09.16.pdf](https://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2016/09/Blad-5_19.09.16.pdf)
- VA/Miljøblad. (2017, oktober 28). Nr. 122 *Planlegging, dimensjonering og drift av drikkevannsbasseng*. Hentet fra va-blad.no: [https://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2017/07/Blad-122\\_28.06.17.pdf](https://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2017/07/Blad-122_28.06.17.pdf)
- VA/Miljøblad. (2018, April 19.). Nr. 100 *Avløp i spredt bebyggelse, valg av løsning*. Hentet fra VA-blad.no: <https://www.va-blad.no/avlop-i-spredt-bebyggelse-valg-av-losning/>
- VA/Miljøblad. (2018, juni 3). Nr. 125 *Håndtering av overvann - LOD*. Hentet fra va-blad.no: <https://www.va-blad.no/handtering-av-overvann-lod/>
- Vegdirektoratet. (2014). *Håndbok V120 - Premisser for geometrisk utforming av veier*. Norge. Hentet 04 10, 2023 fra <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2594852/HB-V120-2014-2013.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Vimalan, K. (2020). *Anbefalinger for optimalisering av avrenningskoeffisienter ved bruk av SWMM tilpasset tretrinnsstrategien*. Ås: NMBU Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Hentet fra <https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/2679775/KajanVimalan2020.pdf?sequence=1>
- Vråle, L., & Thaulow, H. (2018, juli 3). *vannrensing*. Hentet april 24, 2023 fra Store norske leksikon: <https://snl.no/vannrensing>
- Yr. (2023, mai 10). *Oppdal - Sæter målestasjon*. Hentet fra [www.yr.no](http://www.yr.no): [https://www.yr.no/nb/historikk/graf/1-192340/Norge/Tr%C3%B8ndelag/Oppdal/Oppdal?q=2022&fbclid=IwAR29rha9IYcUPqgg\\_zEaXtf6ev6DxC7YjqtI5RnjNbOECBqodDbsv3X8J0A](https://www.yr.no/nb/historikk/graf/1-192340/Norge/Tr%C3%B8ndelag/Oppdal/Oppdal?q=2022&fbclid=IwAR29rha9IYcUPqgg_zEaXtf6ev6DxC7YjqtI5RnjNbOECBqodDbsv3X8J0A)
- Ødegaard, H. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*. Norsk Vann.
- Ålesund kommune. (2020, 9). *Overvassnorm Rettleiar ved planarbeid og utbyggingsprosjekt*. Hentet fra [va-norm.no](http://va-norm.no): <https://www.va-norm.no/wp-content/uploads/2020/10/B4-Norm-for-overvasshandtering.pdf>

## VEDLEGG

### Vedlegg A: Vegplanlegging

Vedlegg A1                      Kostnader (Excel)

Vedlegg A2                      Vegmodell

Vedlegg A3                      Mengder (Excel)

### Vedlegg B: Overvann, drikkevann og spillvann

Vedlegg B1                      SWMM (Excel)

Vedlegg B2                      Python-skript

Vedlegg B3                      AutoCAD-skisse

Vedlegg B4                      Lokalt renseanlegg

Vedlegg B5                      Økonomisk argumentasjon (Excel)

