

Sanering av spill- og overvannsnett mellom Hollumvegen og Åkervegen

Remediation of the Sewage and Stormwater
Network between Hollumvegen and Åkervegen

Trondheim Mai 2024

Forfattere:

Thomas Gullord Mythe

Eline Bekker Mathiesen

Intern veileder:

Marius Møller Rokstad

Ekstern veileder:

Nils Darre Seip og Øyvind Lien

v/Structor Trondheim AS

Prosjektnr:

2024-19

Rapporten er ÅPEN



NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemstilling

Melhus Kommune opplever redusert kapasitet på spill- og overvannsnettet i samlingspunktet for feltet Brekkåsen, ved Åkervegen. En av de mulige årsakene til problemene er at spillvannsledningene i området er av første generasjons PVC lagt på 1970-tallet og trolig har høyere grad av innlekking. I tillegg oppstår det hydrauliske problemer som følge av skarpe retningsendringer og påkoblingspunkter på ledningsnettet.

Oppgaven tar for seg beregning av spillvannsproduksjonen fra Hollumvegen og opp til Brekkåsen skole, samt overvannsproduksjonen fra Hollumvegen og opp til Bjønnvegen. Dette legges til grunn for dimensjonering av spill- og overvannsledningene som går fra Åkervegen, over jordet og til Hollumvegen. Ledningene i dette området opplever varierende kapasitet og påkoblingspunktet nedstrøms utsettes ofte for knapp kapasitet. I tillegg til dette kontrolleres det for riktig dimensjon av kumsettet som saneres i Åkervegen våren 2024.

Resultatmål

- Gjennomføre kapasitetsberegninger av spill- og overvann
- Vurdere traséalternativer og påkoblingspunkter
- Gjennomføre detaljprosjektering av en delstrekning
- Kalkulere et kostnadsoverslag for detaljprosjekteringen

Stikkord

Vann og Avløp

Spillvann

Overvann

Kapasitet

Sanering

Metode for utskiftning

Kostnadsanalyse

Melhus Kommune

Forord

Denne oppgaven er utarbeidet av Thomas Gullord Mythe og Eline Bekker Mathiesen ved Institutt for Bygg- og Miljøteknikk på Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim.

Oppgaven er valgt på bakgrunn av vår interesse for fagfeltet vann-, avløps- og overvannsteknikk. Temaer som dimensjonering, prosjektering og modellering er sentrale temaer vi særlig ønsket å ha med i vår oppgave.

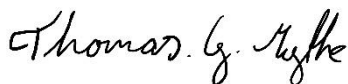
Vi ønsker å rette en stor takk til gjengen hos Structor Trondheim AS for god veiledning og all tiden de har satt av til oss. De avsatte egne kontor plasser til oss og har vært til spesielt stor hjelp for prosjekteringen i Novapoint/AutoCAD, samt vurdering av sentrale momenter i oppgaven. Det har vært en fryd å få jobbe tett på et så profesjonelt og imøtekommende fagmiljø. Det rettes en spesiell takk til våre veiledere Nils Darre Seip og Øyvind Lien hos Structor Trondheim AS.

Takk til Melhus Kommune v/Andreas Stensås og John Ivar Reitan for et lærerikt samarbeid med hurtig og langsgående dialog. Deres kunnskap har vært til stor nytte under vurderingene gjort underveis i prosjektarbeidet og gitt lærerik innsikt i den kommunaltekniske tankegangen.

Avslutningsvis ønsker vi å takke vår interne veileder v/NTNU, Marius Møller Rokstad for god veiledning underveis i prosjektperioden.

Trondheim

21.05.2024



Thomas Gullord Mythe



Eline Bekker Mathiesen

Abstract

The sewage network in Brekkåsen consists of 1st generation PVC pipes from the 1970s. PVC pipes from this era are now in need of being replaced due to poor material quality and a previous lack of knowledge on how to install such pipes. As a result of this, many pipes from this era are now experiencing brittle fractures and are in dire need of replacement to avoid collapse of the sewer lines and contaminating the grounds with untreated sewage water.

This thesis presents a capacity control of the sewage and stormwater pipes between Hollumvegen and Åkervegen in relation to an ongoing remediation project during the spring of 2024. In addition to this a detailed dimensioning of the sewage and stormwater pipes between Hollumvegen and Åkervegen has been done to explore alternative routes that improve the hydraulic conditions in the area.

The proposed measures aim to improve the hydraulic conditions in the area by moving the sewage and stormwater lines to avoid sharp changes in direction, especially on the sewage mains. The capacity control, especially of the sewer lines, act as a control of the dimensions of the connecting manhole being built in Åkervegen spring/summer of 2024.

Calculations of the wastewater volumes are based on the given wastewater zone by the municipality. There are no plans to increase the amount of connected households in this zone, however the connected primary school could double its capacity if needed. Calculations of stormwater amounts are based on the Rational Method. Dimensioning of the pipelines were done through the Colebrook/White formulas and PipeLifes capacity calculation program.

A detailed dimensioning and design has been carried out for one of the route alternatives. Drawings of a plan and longitudinal profile, a ditch cross section, as well as drawings of the new manholes has been produced. A rough estimate of the project implementation has been calculated and estimated to approximately MNOK 3,55.

Innhold

Forord.....	II
Abstract.....	III
Figurliste.....	VI
Tabelliste.....	VIII
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Eksisterende situasjon.....	2
1.2.1 Prosjektbeskrivelse.....	2
2 Teori.....	5
2.1 Spillvann.....	5
2.1.1 Beregning av spillvannsmengder.....	5
2.1.2 Kapasitetsberegninger.....	9
2.1.3 Vurdering av selvrens.....	13
2.2 Overvann.....	15
2.2.1 Nedbørfelt.....	15
2.2.2 Dobbeltsystem i Måssåvegen.....	17
2.2.3 Den rasjonelle metode.....	18
2.2.4 Kapasitetsberegning.....	27
2.2.5 Vurdering av selvrens.....	29
2.2.6 Usikkerhet tilknyttet beregningene.....	30
2.3 Metoder for utskiftning.....	31
2.3.1 Rørpressing.....	31
2.3.2 Tradisjonell grøft.....	33
3 Vurdering av traseer.....	35

3.1	Trasé Hollumvegen – Åkervegen	35
3.1.1	Traséforslag 1.....	39
3.1.2	Traséforslag 2.....	41
3.1.2	Traséforslag 3.....	43
4	Resultater	45
4.1	Detaljprosjektering av trasé.....	45
4.1.1	Inngangsdata	45
4.1.2	Valg av materiale og dimensjon	46
4.1.3	Plan- og lengdeprofil.....	48
4.1.3	Grøftetverrsnitt.....	51
4.1.4	Kumskisser.....	52
4.1.5	3D-modell	55
4.2	Kostnadsoverslag.....	56
4.2.1	Rørpressing under Hollumvegen	56
4.2.2	Grøftegraving.....	57
4.2.3	Entreprisekostnad.....	58
5	Konklusjon og veien videre	59
	Vedleggsliste.....	60
	Referanser	61

Figurliste

Figur 1 - Ledningskart over Brekkåsen, spillvannssone markert i rosa.....	3
Figur 2 - Ledningskart over Brekkåsen, overvannssone markert i grønn.....	3
Figur 3 - Ledningsstrekning for detaljprosjektering	4
Figur 4 - Inngangsdata ved dimensjonering etter minimumskrav fra VA-normen og D = 200 mm	10
Figur 5 - Resultat av dimensjonering etter minimumskrav og D = 200 mm	10
Figur 6 - Teoretisk ledningskapasitet for feltet, hentet fra Spillvannsrapporten til Asplan Viak (Asplan Viak, 2023).....	12
Figur 7 - Utsnitt av felt 5 fra Scalgo Live.....	15
Figur 8 - Aktsomhetsområde, flom. Kilde: atlas.nve.no.....	16
Figur 9 - Grusfylt overvannskum 6770 i Måssåvegen, se vedlegg 7	17
Figur 10 - Utløp fra kum 6770 til bekkeløp ved Måssåvegen, se vedlegg 7	17
Figur 11 - Feltinndeling ifbm. testing av fremmedvann på overvannsnett fra VAO-notat av (Asplan Viak, 2023a).....	18
Figur 12 - Avlesning av IVF-kurve for Risvollan, Trondheim, (Norsk klimaservicesenter, 2024).	24
Figur 13 - Teoretisk ledningskapasitet for eksisterende overvannsledning.....	27
Figur 14 - Teoretisk ledningskapasitet ved D = 600 mm, lagt med minimumsfall	27
Figur 15 - Minste nødvendige fall for Qov ved D = 500 mm.....	28
Figur 16 - Vannhastighet ved dimensjonerende spissvannføring.....	29
Figur 17 - Vannføring ved minste vannhastighet for selvrens.....	29
Figur 18 - Rørpressing under jernbane, bildet er hentet fra (Hallvard Ødegaard, 2019, s. 540) ..	32
Figur 19 - Graving av grøft, figur hentet fra VA-miljøblad nr. 5 (Norsk Vann, 2016b)	34
Figur 20 - Oppbygging av VA-grøft, figur hentet fra VA-Miljøblad Nr. 5 (Norsk Vann, 2016b)34	
Figur 21 - Trasé Hollumvegen - Olderbakken.....	35
Figur 22 - Eksisterende felleskum 7179, viser skarp retningsendring på ledningsnett. Bilde tatt ved befarng 11.04.2024	36
Figur 23 - Eksisterende ledningstrase over åker, kum 7179 er markert. Bilde tatt under befarng 11.04.2024.....	37

Figur 24 - Utsnitt fra vedlegg 8 som viser skisse for traséforslag 1	39
Figur 25 - Utsnitt fra vedlegg 9 som viser skisse for traséforslag 2	41
Figur 26 - Utsnitt fra vedlegg 10 som viser skisse for traséforslag 3	43
Figur 27 - Utsnitt av lengdeprofil, fra vedlegg 12 plan- og lengdeprofil	48
Figur 28 - Utsnitt av plantegning, fra vedlegg 12 plan- og lengdeprofil	50
Figur 29 - Utklipp fra plantegning for illustrasjon av avvinkling ved spillvannskum.....	50
Figur 30 - Grøftetverrsnitt, utklipp fra vedlegg 13	51
Figur 31 - Kumskisse av kumsett 2, utsnitt fra vedlegg 14	53
Figur 32 – 3D-modell av Brilljant bunnseksjon, hentet fra vedlegg 14.....	54
Figur 33 - Oversiktsbilde av ledningsgrøft, hentet fra 3D-modell i Novapoint.....	55
Figur 34 - Nærbilde av kumsett 3 (nærmest) og 4 (bakerst), hentet fra 3D-modell av ledningsgrøft	55
Figur 35 - Vinklet utsnitt som viser ledningsgrøften relativ til terrengutformingen oppstrøms kumsett 2, hentet fra 3D-modell i Novapoint	55

Tabelliste

Tabell 1 - Variasjonsfaktorer fra VA-Miljøblad Nr. 115 (Norsk Vann, 2016a, Kapittel 4.1.4).....	6
Tabell 2 - Sammenstilling av dimensjonerende spillvannføring	8
Tabell 3 - Sammenstilling av kapasitetsutnyttelse.....	11
Tabell 4 - Sammenstilling av kontroll for selvrens.....	14
Tabell 5 - Arealfordeling basert på feltvis inndeling, hentet fra Scalgo Live.....	19
Tabell 6 - Avrenningsfaktorer, hentet fra (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2).....	20
Tabell 7 - Korreksjonsfaktor for returperiode hentet fra SVV Håndbok V240, (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2).....	21
Tabell 8 - Oversikt over feltvis redusert areal	21
Tabell 9 - Sammenstilling av beregning av feltenes konsentrasjonstid.....	23
Tabell 10 - Feltvis nedbørintensitet lest av IVF-kurve for Risvollan	25
Tabell 11 - Sammenstilling av spissvannføring per felt ved 50 års gjentakintervall	26
Tabell 12 - Sammenstilling av spissavrenning basert på deltagende nedbørfelt ved 50 års gjentakintervall	26
Tabell 13 - Eksisterende fall på overvannsnett mellom Hollumvegen og Åkervegen.....	28
Tabell 14 - Sammenstilling av inngangsdata for detaljprosjektering	46
Tabell 15 - Sammenstilling av enhetskostnader for kostnadsoverslag for rørpressing	56
Tabell 16 - Sammenstilling av enhetskostnad til kostnadsoverslag for grøftegraving	57
Tabell 17 - Sammenstilling av andeler benyttet i beregning av entreprisekostnad	58

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Kommuner over hele Norge opplever store etterslep i vedlikeholdsarbeidet og fornyingen av et aldrende ledningsnett. Behovet for utskiftning er stort, noe som resulterer i store fremtidskostnader for kommunene. Ifølge Norsk Vann Rapport 259 var det i 2021 et samlet investeringsbehov i vann- og avløpssektoren nasjonalt på 332 milliarder norske kroner (NOK). Bare i Trøndelag er investeringsbehovet estimert til 31,3 mrd. NOK totalt, hvorav 18,4 mrd. NOK utgjør investeringsbehovet i avløpssektoren (Norsk Vann, 2021, s. 5–7).

Utviklingen og innovasjonen innen ledningsteknologi har kommet langt og en rekke ledninger lagt ved innføringen av et nytt materiale er nå modne for utskiftning. Dette gjelder for eksempel ledningsmaterialet Polyvinylklorid (PVC), der ledningene lagt mellom 1965 og 1980 er av første generasjons PVC og lider av skader som følge av mangelfull kunnskap og opplever stadige sprøbrudd (Hallvard Ødegaard, 2019, s. 534).

Statistisk Sentralbyrå (SSB) dokumenterte at norske kommuner i 2022 i snitt hadde en fornyelsesrate på 0,63 %, noe som tilsvarer en utskiftning av omtrent 250 av totalt 39 950 km ledningsnett nasjonalt (Statistisk Sentralbyrå, 2023). Den samme rapporten fra 2016 viste til relativt lik fornyelsesrate. Her konkluderte SSB med at det vil ta omtrent 160 år å fornye hele spillvannsnettets dersom fornyelsesraten ikke økes (Statistisk Sentralbyrå, 2017). Norsk Vann Rapport 259 tydeliggjør at fornyelsesraten må opp mot 0,8-0,9% for at man skal ha muligheten til å ta opp kampen mot det aldrende ledningsnett (Norsk Vann, 2021, s. 19). Sanering av ledningsnett med dårlig materialkvalitet er en kostbar og tidkrevende, men høyst nødvendig prosess en rekke norske kommuner står overfor. Denne prosessen er avgjørende for å sikre tilstrekkelige og pålitelige vann- og avløpssystemer for fremtiden.

1.2 Eksisterende situasjon

Melhus Kommune er i ferd med å begynne saneringen av det eldre ledningsnett i Brekkåsen. Spillvannsledningene mellom Hollumvegen og Olderbakken er av førstegenerasjons PVC lagt i 1974, som ifølge Norsk Vann Rapport A 196 er modne for utskiftning på grunn av dårlig material- og monteringskunnskap, samt egenskaper ved PVC-ledninger fra denne perioden (Norsk Vann, 2013).

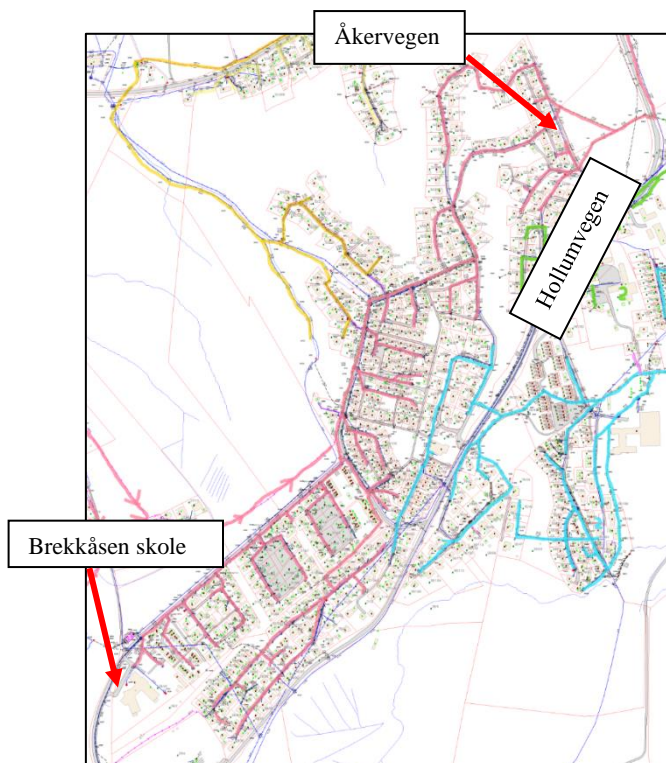
Ledningene mellom Åkervegen og Hollumvegen fungerer som et samlepunkt for all spill- og overvannsproduksjon fra feltet og opplever tidvis redusert kapasitet på enkelte delstrekninger. Dette området er preget av skarpe retningsendringer og påkoblinger, noe som bidrar til en hydraulisk uheldig situasjon. PVC-ledningene fra 1974 kan i tillegg oppleve høyere andel innlekking enn moderne PVC-ledninger. Kommunen har også kommentert at området trolig også er preget av feilkoblinger mellom spill- og overvann. Samlet sett bidrar dette til økt mengde fremmedvann på ledningsnett og reduksjon i ledningenes kapasiteter.

1.2.1 Prosjektbeskrivelse

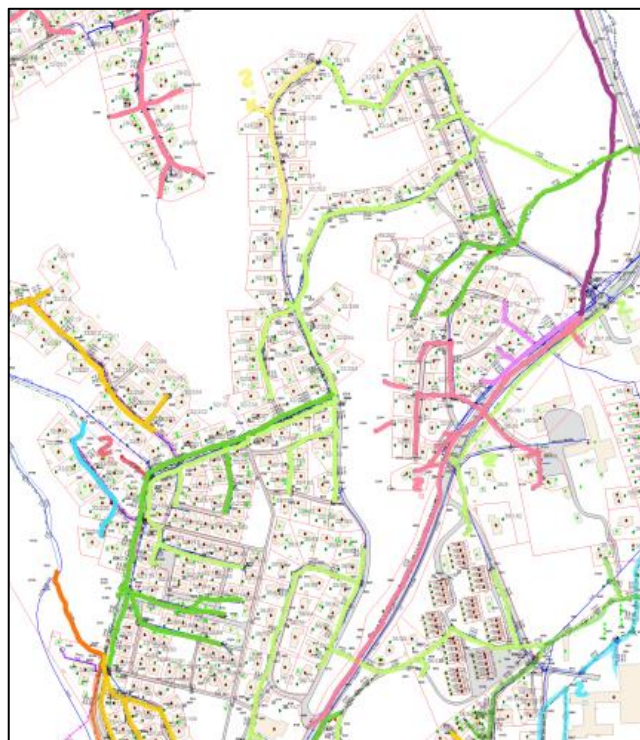
Prosjektoppgaven tar for seg dimensjonering av spill- og overvannsledninger mellom Hollumvegen og Åkervegen. Dette området ligger helt nedstrøms for det produserende feltet, som er markert i rosa for spillvann og grønn for overvann i figur 1 og 2. Prosjektet tar ikke for seg sanering av områdets vannforsyning.

Avløpsnett i Gimse/Brekkåsen består av omtrent 24,2 km kommunale rørledninger, hvorav 11,5 km utgjør spillvannsledninger og 12,8 km utgjør overvannsledninger (Asplan Viak, 2023). Det eksisterer ingen fellesledninger i området og spill- og overvannsnett er delt inn i to forskjellige soner, noe som påvirker sluttresultatet ved beregning av vannføring for de to systemene. Den rosa traseen i figur 1 transporterer spillvannet fra bebyggelsen på vestsiden av Hollumvegen. Denne traseen følger gatene i boligfeltene nedover mot Olderbakken før den krysser åkeren nedstrøms og deretter følger Hollumvegen, krysser området Gimsan og kobles på spillvannsledningen som går over Gimsøya. Den grønne traseen i figur 2 transporterer overvann fra øverst i Bjønnvegen og følger samme trasé som spillvannsnett helt frem til åkeren nedstrøms er krysset. Derfra krysser ledningen neste åker og følger Gimsvegen et stykke. Kartdata over overvannsnett er noe

mangelfullt for å beskrive den videre traseen, men spill- og overvannsnettene følger ikke samme trasé etter kryssingen av åkeren mellom Hollumvegen og Åkervegen.



Figur 1 - Ledningskart over Brekkåsen, spillvannssone markert i rosa

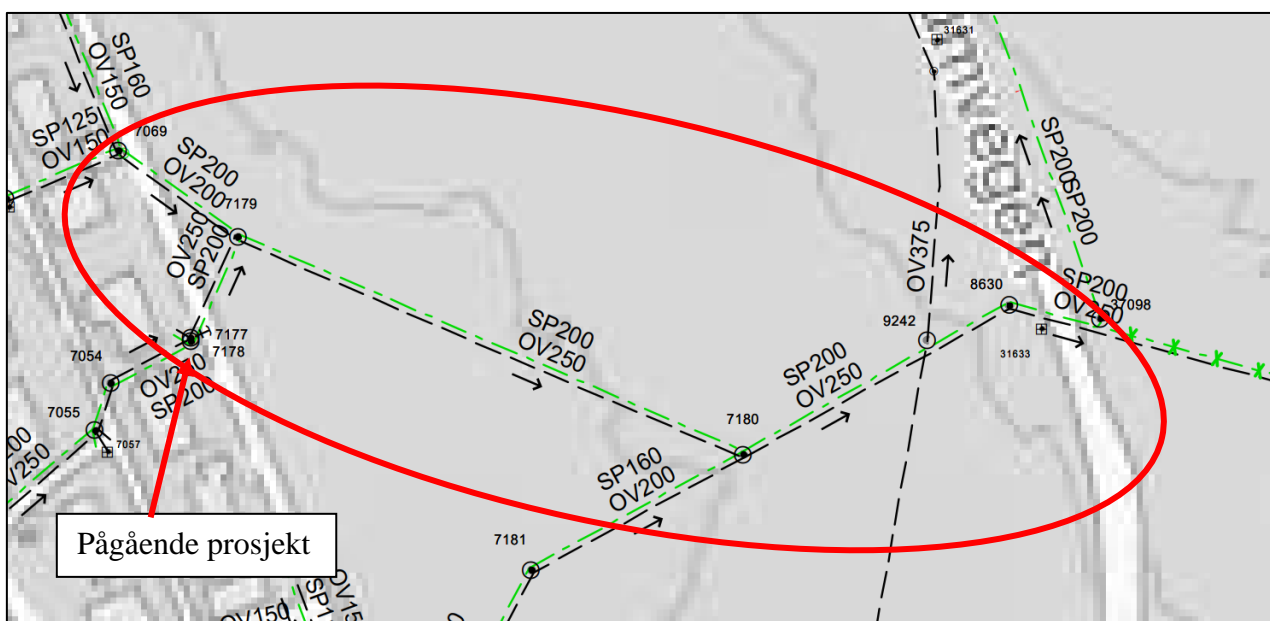


Figur 2 - Ledningskart over Brekkåsen, overvannssone markert i grønn

Asplan Viak utarbeidet i 2023 et VAO-notat engasjert av Melhus kommune i forbindelse med Områdeplan Brekkåsen. Her ble områdets teoretiske ledningskapasitet kartlagt på bakgrunn av ledningenes fall, ruhet og dimensjon. Flere flaskehalser og potensielle problemområder ble oppdaget og er grunnlag for utbedringene av ledningsnettene mellom Hollumvegen og Olderbakken.

Melhus Kommune er i startfasen av utskiftningen av ledningsnettene i Åkervegen, der de våren 2024 har planer om å sanere kum 7177 og 7178. Disse kummene er i direkte tilknytning til omfanget av denne prosjektoppgaven, se figur 3. I den forbindelse ønsker kommunen en vurdering og kontroll av dimensjonene på spill- og overvannsledningene gjennom disse kummene, slik at de nye kummene settes med riktig størrelse for den videre saneringen av området.

Prosjektet vil omfatte beregning av spill- og overvannsmengder fra hele feltet oppstrøms for prosjektområdet ved Åkervegen, samt dimensjonskontroll av ledningene gjennom kummene 7177 og 7178. I tillegg til dette vil det gjennomføres en detaljprosjektering av spill- og overvannsledningene mellom kummene 7069 og 8630 for størst mulig læringsutbytte av prosjektoppgaven, se figur 3. I henhold til modellanalysen for spillvannsnett vedlagt VAO-notatet til Asplan Viak er det avdekket en flaskehals med redusert kapasitet på denne delstrekningen. Dette kan potensielt føre til oppstuvning og treghet på ledningsnett, men det er per i dag ikke registrert tilbakeslag i kjellerne hos innbyggerne i området. Ledningsnett i siste halvdel av åkeren mot Hollumvegen har godt med fall, noe som bidrar til å unngå dette. Det er likevel ønskelig å se om man kan utbedre de skarpe retningsendringene rundt kummene 7179, 8630 og 37098 ettersom dette bidrar til hydraulisk uheldige forhold som kan redusere kapasiteten på ledningsnett.



Figur 3 - Ledningsstrekning for detaljprosjektering

2 Teori

2.1 Spillvann

Oppgaven tar for seg dimensjonering av spillvannsledningen i feltets samlepunkt mellom Åkervegen og Hollumvegen. I den forbindelse beregnes spillvannsmengdene fra hele sonen for å finne den akkumulerte vannføringen i samlingspunktet.

2.1.1 Beregning av spillvannsmengder

Beregningen av spillvannsmengdene er gjort ved bruk av teorien presentert i *VA-miljøblad Nr. 115 Beregning av dimensjonerende avløpsmengder* (Norsk Vann, 2016a). I tillegg er PipeLifes beregningsprogrammer, med den tilhørende litteraturen *Rørhåndboka – PipeLife*, benyttet (PIPELIFE Norge AS, 2024). Melhus Kommunes VA-norm legger føringene for beregningene, samt hva kommunen vektlegger ved dimensjonering av et nytt VA-anlegg.

VA-normens kapittel 6.2 angir at nye spillvannsledninger skal dimensjoneres for «den største forventede tilrenning» (Melhus Kommune, u.å., Kapittel 6.2). Dette betyr at det skal dimensjoneres for spillvannsproduksjon i *den maksimale time, i det maksimale døgn* ($Q_{h.maks}$). Dette beregnes slik:

$$Q_{dim} = Q_{maks} = Q_{h.maks} + Q_{inf}.$$

Hvor:

$$Q_{h.maks} = Q_{midl.} \cdot f_{maks} \cdot k_{maks}$$

f_{maks} = faktor for variasjon i maksimalt døgnforbruk

k_{maks} = faktor for variasjon i maksimalt timeforbruk

$$Q_{midl.} = \frac{q_{spes} \cdot Pe}{(60 \cdot 60 \cdot 24)s/d}$$

q_{spes} = spesifikk spillvannsproduksjon per Pe per døgn

$Q_{inf.}$ = infiltrasjon/ innlekking på ledningen

Pe – Personekvivalent

En Personekvivalent, forkortet Pe, er en enhetsverdi som benyttes i forbindelse med beregninger innen vann- og avløpsteknikk. En Pe tar utgangspunkt i den spillvannsmengden som antas produsert av én enkeltperson. Basert på disse tallene blir spillvannsproduksjon fra industri og institusjoner som for eksempel skoler og barnehager beregnet for å gjenspeile den totale spillvannsproduksjonen fra en folkemengde.

For å ta høyde for potensiell fremtidig utbygging/fortetting, samt usikkerheter tilknyttet antall boenheter i feltet, ble det i samråd med Structor valgt å benytte 4 Pe per boenhet. Etter å ha kontrollert for forskjellene i spillvannsproduksjon mellom 4 og 5 Pe og funnet at det ikke utgjorde noen vesentlig forskjell for dimensjoneringen, ble det i samråd med Structor bestemt at 4 Pe dermed var konservativt nok.

Faktor for time- og døgnvariasjoner

Variasjonsfaktorene for time og døgn er avhengige av antall Pe tilknyttet avløpssystemet i området. Fra tabell 1 fremkommer det tydelig at større byer har lavere variasjon i forbruk enn mindre tettsteder. Dette er fordi større byer som oftest har høyere aktivitet, større befolkning og inneholder større grad av industri. Tabell 1 er hentet fra tabell 3 i VA-miljøblad Nr. 115 og ble benyttet til å bestemme faktorene for time- og døgnvariasjon (Norsk Vann, 2016a). Området i denne oppgaven dimensjoneres for under 3000 Pe. Faktorene for denne oppgaven er dermed:

$$f_{maks} = 2,3$$

$$f_{min} = 0,5$$

$$k_{maks} = 3,0$$

Tabell 1 - Variasjonsfaktorer fra VA-Miljøblad Nr. 115 (Norsk Vann, 2016a, Kapittel 4.1.4)

Område	f_{maks}	f_{min}	k_{maks}
Byer med mer enn 10.000 pe	1,3-1,8	0,5-0,9	
Tettsted med mer enn 3.000 pe	1,3-2,1	0,6-0,8	1,4-2,7
Tettsted med 1.100-3.000 pe	1,5-2,3	0,5-0,6	1,7-3,0
Fritidsområder, campingplasser etc.	2,0-4,0		2,0-4,0

$Q_{midl.}$ – Middelkonsumet

For å beregne spillvannsføringen i *maks time*, *maks døgn* benyttes husholdningens vannforbruk som utgangspunkt. Dette kalles også spesifikt forbruk, q_{spes} . Ifølge VA-Miljøblad Nr. 115 kan det antas at spillvannsproduksjonen er korresponderende med husholdningens vannforbruk. Dermed benyttes $150 l/Pe \cdot døgn$ som spesifikk spillvannsproduksjon i den videre beregningen (Norsk Vann, 2016a, Kapittel 4.1).

$Q_{inf.}$ – infiltrasjon og fremmedvann

Fremmedvann omfatter alt vann som infiltrerer til/lekker inn på spillvannsledningen og har stor betydning for kapasiteten til ledningen. Det er ikke gjort målinger for innlekking av fremmedvann i området, men med bakgrunn i ledningsmaterialets dårlige kvalitet og tilbakemeldinger fra kommunens VA-ansvarlig mistenkes det at det lekker inn større mengder fremmedvann på spillvannsnett. Fremmedvann kan forekomme ved innlekking på grunn av hull/tæring på ledningen og feilkoblinger. Avløpssystemet i Brekkåsen er separert og det er dermed sannsynlig at feilkoblinger og slitasje/dårlig materialkvalitet er kilder for økt fremmedvann på spillvannsnett. Enkelte strekninger opplever i tillegg redusert kapasitet, noe fremmedvann bidrar til å forverre.

VA-Miljøblad Nr. 115 angir etter veiledning fra Norsk Vann rapport A193 at det for eldre ledningsnett anbefales å forutsette en infiltrasjon på opptil $1 l/s \cdot km$ ledning eller $200 - 500 l/Pe \cdot d$. Ettersom det kun er siste ledning nedstrøms i feltet som skal prosjekteres, blir det mest realistiske å benytte estimerte mengder infiltrasjon for eldre ledningsnett. Etter veiledning fra Structor ble det bestemt å benytte estimatet for infiltrasjon per km ledning, ettersom dette vil gi den mest realistiske og konservative tilnærmingen. Derfor ble lengden av spillvannsnett hentet ut ifra modellen i AutoCAD og infiltrasjonsmengden beregnet basert på dette. Spillvannssonen er estimert til å bestå av omtrent 5,85 km med ledninger (Norsk Vann, 2016a, Kapittel 4.2). Infiltrasjonen blir dermed $Q_{inf.} = 5,85 l/s$.

Beregning av vannføringer

Basert på metodikken beskrevet ovenfor er vannføringer beregnet for både nåværende og fremtidig situasjon. Fremtidig situasjon reflekterer økt antall elever ved Brekkåsen skole til skolekapasiteten

oppgitt av kommunens VA-ansvarlig. Resultatene av beregningene er presentert i tabell 2, for beregningene av antall Pe og vannføringene se vedlegg 4.

Tabell 2 - Sammenstilling av dimensjonerende spillvannføring

	Nåværende situasjon [l/s] 1934 Pe	Fremtidig situasjon [l/s] 2164 Pe
$Q_{midl.}$	3,0	3,1
$Q_{h.maks}$	20,8	21,7
$Q_{inf.}$	5,9	5,9
$Q_{dim.}$	26,7	27,5

Usikkerheter og merknader tilknyttet beregningene

Det knyttes usikkerhet opp mot det faktiske antallet Pe tilknyttet feltet. Estimater for antall Pe er gjort ved bruk av Norgeskart sin funksjon for antall adresser per felt, dette ga et rimelig estimat på antall boenheter. Det er per i dag ikke planlagt eller avsatt arealer til boligutbygging, annet enn påkobling av boligfeltet Lete, som vil føre til økt spillvannsmengde i det respektive feltet. Antall Pe i boligfeltet Lete ble gitt av kommunens VA-ansvarlig og tatt med i beregning av antall Pe tilknyttet feltet. Brekkåsen skole har per i dag omtrent 200 elever, men har en kapasitet på 400 elever. Ved beregning av feltets spillvannsproduksjon er det kontrollert for både dagens situasjon, samt en fremtidig situasjon der antallet elever og ansatte ved skolen er doblet.

Ved beregning av infiltrasjonsmengden ble først metoden for nyanlegg med VA-Miljøblad Nr. 115 sitt estimat på $100 l/Pe \cdot d$ benyttet. Etter gjennomgang av disse beregningene ble det funnet at det vil være mer realistisk å ta utgangspunkt i miljøbladets estimat for eldre ledningsnett med tallverdi for infiltrasjon per km ledning og ikke basere seg på antall Pe i feltet. Dersom man skulle basert seg på antall Pe i feltet ville det vært vanskelig å skille mellom hvor mange Pe fra skolen og barnehagen som allerede bor i feltet og dermed risikeres å telles dobbelt. Infiltrasjonsmengden ville trolig også blitt for lav ved å basere seg på estimat for nytt ledningsnett, ettersom vannmengdene som samles i Åkervegen kommer fra eldre ledninger. Etter gjennomføring av beregningene ble svaret basert på antall km ledning sammenlignet med estimatet for antall Pe ved eldre ledningsnett. I dette tilfellet stemte det godt overens mellom estimatet på $1 l/s \cdot km$ og $200 - 300 l/Pe \cdot d$ som ble oppgitt i Miljøblad Nr. 115.

2.1.2 Kapasitetsberegninger

For å beregne kapasiteten til ny spillvannsledning er beregningsprogrammet til PipeLife benyttet, med tilhørende litteratur gitt i rørhåndboka (PIPELIFE Norge AS, 2024). Programmet baserer seg på bruk av Colebrook/White formler for beregning av kapasitet og friksjonstap. Følgende er oppgitt i rørhåndboka:

Beregning av kapasitet ved Colebrook/White:

$$Q_{kap} = -2 \cdot A_{vann} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_h \cdot I} \cdot \log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D_h} + \frac{2,51 \cdot \nu}{D_h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_h \cdot I}} \right)$$

Hvor:

Q_{kap} : Vannføring [m³/s]

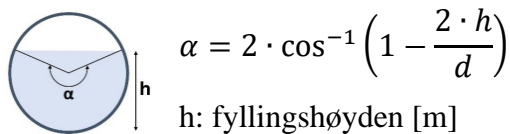
A_{vann} : Tverrsnittareal av vannstrømmen [m²]

Fullt rør: $A_{vann} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$

Delfylte rør: $A_{vann} = \frac{d^2}{8} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \pi}{180} - \sin \alpha \right)$

d: innvendig diameter av rør [m]

α : sirkelbuens vinkel avgrenset av korden som vannets overflate danner [°]



*Figur hentet fra rørhåndboka
(PIPELIFE Norge AS, 2024)*

g: tyngdeakselerasjonen

$$g = -9,81 \text{ m/s}^2$$

D_h : hydraulisk diameter [m]

Fullt rør: $D_h = d$

Delfylt rør: $D_h = \frac{4 \cdot A_{vann}}{O_v}$

O_v : våt omkrets

I: fall på ledning [m/m]

k: ruhet på ledning [m]

ν : kinematisk viskositet for væske [m²/s]

Manuell avlesning av Colebrook/White-diagrammer blir ofte brukt i undervisningssammenheng for å finne nødvendig ledningsdimensjon eller lese av en lednings teoretisk maksimale kapasitet, men dette innebærer en viss usikkerhet i hvor nøyaktig avlesningen blir. Data-verktøy som beregningsprogrammene til PipeLife beregner for den variabelen man ønsker, enten kapasitet eller dimensjon, med større nøyaktighet enn manuell avlesning.

Inngangsdata for dimensjonering

Melhus Kommunes VA-norm kapittel 6 tar for seg kravene til transportsystem for spillvann. Det stilles krav til at alle nye kommunale spillvannsledninger skal ha en minste innvendig diameter på 150 mm og legges med minimumsfall på 10 ‰. Ledningsmateriale bestemmes av kommunens VA-ansvarlig og det benyttes hovedsakelig PVC-U for spillvannsnettet i dette prosjektet (Melhus Kommune, u.å., Kapittel 6.4-6.5).

Kravene gitt i VA-normen angir en minimumssituasjon for dimensjonering. Ettersom de eksisterende spillvannsledningene i området er $D = 200$ mm PVC ledninger er det ønskelig å kontrollere om denne dimensjonen har tilstrekkelig kapasitet dersom den legges med minimumsfall.

Resultat av dimensjonering

Inndata

Beregn

Kapasitet og hastighet
 Diameter og hastighet

Rørdata

Pragma/Infra rør
 Vanlige glatte rør

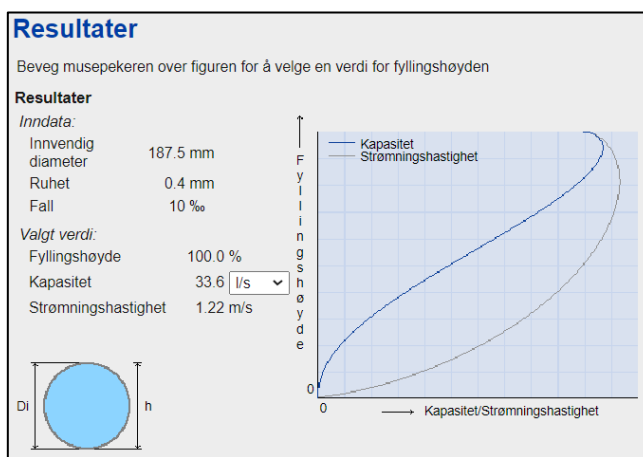
Utvendig diameter D_u [mm]
 Innvendig diameter D_i [mm]

Ruhet μ [mm]

Fall α ‰

Vanntemperatur [°C]

Figur 4 - Inngangsdata ved dimensjonering etter minimumskrav fra VA-normen og $D = 200$ mm



Figur 5 - Resultat av dimensjonering etter minimumskrav og $D = 200$ mm

Ved å bruke PipeLifes beregningsprogram for å kontrollere kapasiteten basert på minimumskravene gitt i kommunens VA-norm ved den eksisterende ledningsdimensjonen i området oppnår man en kapasitet på 33,6 l/s. Dette kan også vises gjennom teoretisk beregning ved bruk av Colebrooks/Whites formel:

$$Q_{kap} = -2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,1875^2 \cdot \sqrt{2 \cdot -9,81 \cdot 0,1875 \cdot -0,01} \cdot \log \left(\frac{0,4 \cdot 10^{-3}}{3,71 \cdot 0,1875} + \frac{2,51 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6}}{0,1875 \cdot \sqrt{2 \cdot -9,81 \cdot 0,1875 \cdot -0,01}} \right) = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s} = 33,6 \text{ l/s}$$

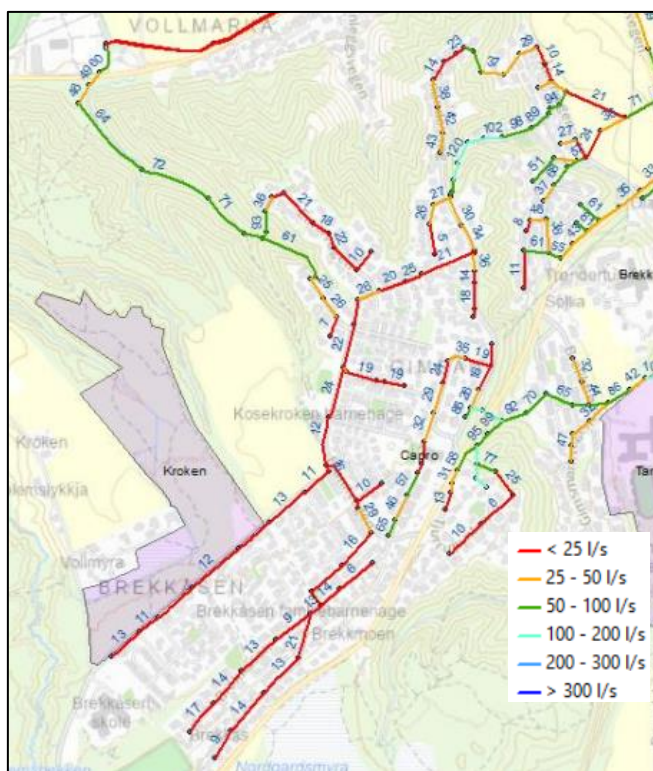
En ledning lagt etter minimumskravene til fall vil derfor være tilstrekkelig for den dimensjonerende spillvannsmengden for feltet, $Q_{dim} = 27,5 \text{ l/s}$. Ved denne vannføringen benyttes 82% av ledningens kapasitet. Hvorvidt man burde gå opp til neste dimensjon bestemmes basert på om man kan øke ledningens kapasitet ved å legge den med større fall, dersom terrenget tillater dette, samt vurdering av hvor konservativt man ønsker å regne og kravene til selvens. En sammenstilling av kapasitetsutnyttelsen for nåværende og fremtidig situasjon for de to aktuelle ledningsdimensjonene er presentert i tabell 3.

Tabell 3 - Sammenstilling av kapasitetsutnyttelse

	Nåværende situasjon [l/s]		Fremtidig situasjon [l/s]	
	1934 Pe		2164 Pe	
D [mm]	200	250	200	250
Q_{dim} [l/s]	26,7	26,7	27,5	27,5
Q_{kap} [l/s]	33,6	60,7	33,6	60,7
% utnyttet	79,5	44,0	81,8	45,3

Dagens ledningskapasitet

Som nevnt utarbeidet Asplan Viak i 2023 en rapport som viser den teoretiske ledningskapasiteten for spillvannsnettet i forbindelse med områdeplanen. Flere av ledningene ligger med fall lavere enn dagens minimumskrav på 10 %, noe som fører til lavere kapasitet enn det er teoretisk beregnet i dette kapittelet. Delstrekningen på skrå over åkeren mellom Åkervegen og midten av åkeren har kun 21 l/s i teoretisk ledningskapasitet, noe som basert på beregningene av generert spillvannsmengde er for lite. Denne ledningen ligger i tillegg med et fall på kun 6,6 %, noe som bidrar til å redusere ledningens kapasitet. Resterende ledninger fra midt på åkeren mot Hollumvegen ligger med godt over 10 % fall ettersom terrenget der har større helning.



Figur 6 - Teoretisk ledningskapasitet for feltet, hentet fra Spillvannsrapporten til Asplan Viak (Asplan Viak, 2023)

2.1.3 Vurdering av selvrens

For å kontrollere om selvrens oppnås for spillvannsledningen benyttes VA-Miljøblad nr.79 *Dimensjonering av avløpsledninger* (Norsk Vann, 2015). Det er viktig å kontrollere selvrens da en ikke selvrensende spillvannsledning kan få oppbygget avleiringer som reduserer ledningskapasiteten. For å sikre selvrens er det krav til minimum skjærspenning og en dimensjonerende vannføring som skal oppnås minimum en gang per døgn. Ettersom kontrollen mot kommunens minimumskrav resulterte i at $D = 200$ mm er en tilstrekkelig dimensjon, men har lite å gå på, kontrolleres det for selvrens for både $D = 200$ mm og $D = 250$ mm. For å finne dimensjonerende vannføring for selvrensberegningen brukes formelen:

$$Q_{selv} = \alpha \cdot f_{min} \cdot Q_{mid}$$

Hvor:

$$\alpha: \text{Mindre enn } 3000 \text{ Pe} \rightarrow \alpha = 1 + \frac{23}{\sqrt{Pe}}$$

$$f_{min}: 0,5$$

$$Q_{mid}: \text{Midlere vannføring: } Q_{mid} = q \cdot Pe$$

Kontroll av skjærspenningskrav

Kravet til selvrens er oppfylt dersom skjærspenningen i ledningen er større enn minimumskravet. Minimumskravet for spillvannsledninger er etter VA-Miljøblad Nr. 79 satt til å være 2 N/m^2 for både plast og betongledninger (Norsk Vann, 2015).

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

Hvor:

$$\tau_{fylt} = \gamma \cdot R \cdot I$$

$$\gamma = 10000 \text{ [N/m}^3\text{]}$$

$$R = \frac{D}{4} [m]$$

$$I = \frac{10}{1000} [m/km]$$

$\frac{h}{D}$: Delfyllingsgrad

En sammenstilling av kontroll for selvrens er presentert i tabell 4, for beregning av $Q_{selvrens}$ og τ_{maks} se vedlegg 4. Kravet til selvrens er dermed oppfylt for både $D = 200$ mm og $D = 250$ mm.

Tabell 4 - Sammenstilling av kontroll for selvrens

	Nåværende situasjon		Fremtidig situasjon	
D [mm]	200	250	200	250
Q_{selv} [l/s]	8,411	8,411	8,662	8,662
τ_{maks} [N/m^2]	4,49	4,71	4,51	4,76
τ_{krav} [N/m^2]	2,0	2,0	2,0	2,0
Kontroll	OK	OK	OK	OK

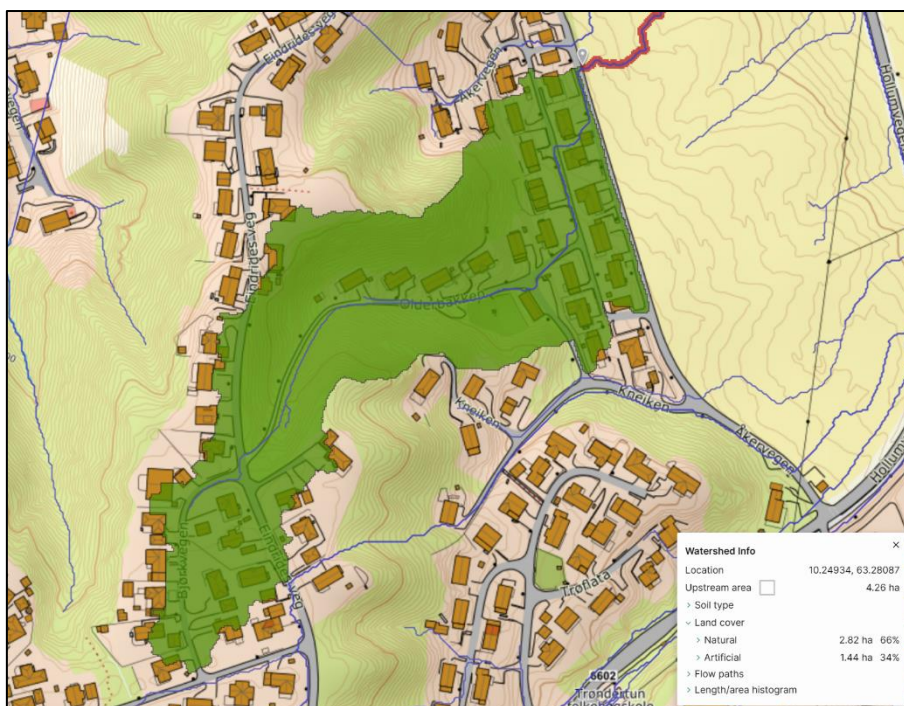
2.2 Overvann

I forbindelse med det pågående prosjektet i Åkervegen ønsker kommunen å vite hvilken dimensjon som er nødvendig for å transportere overvannet nedstrøms i feltet. Hele området består av separatsystem, men overvannssonen er noe mindre enn spillvannssonen. Se figur 2 i delkapittel 1.2.1 for utsnitt av overvannssonen.

2.2.1 Nedbørfelt

Scalgo Live

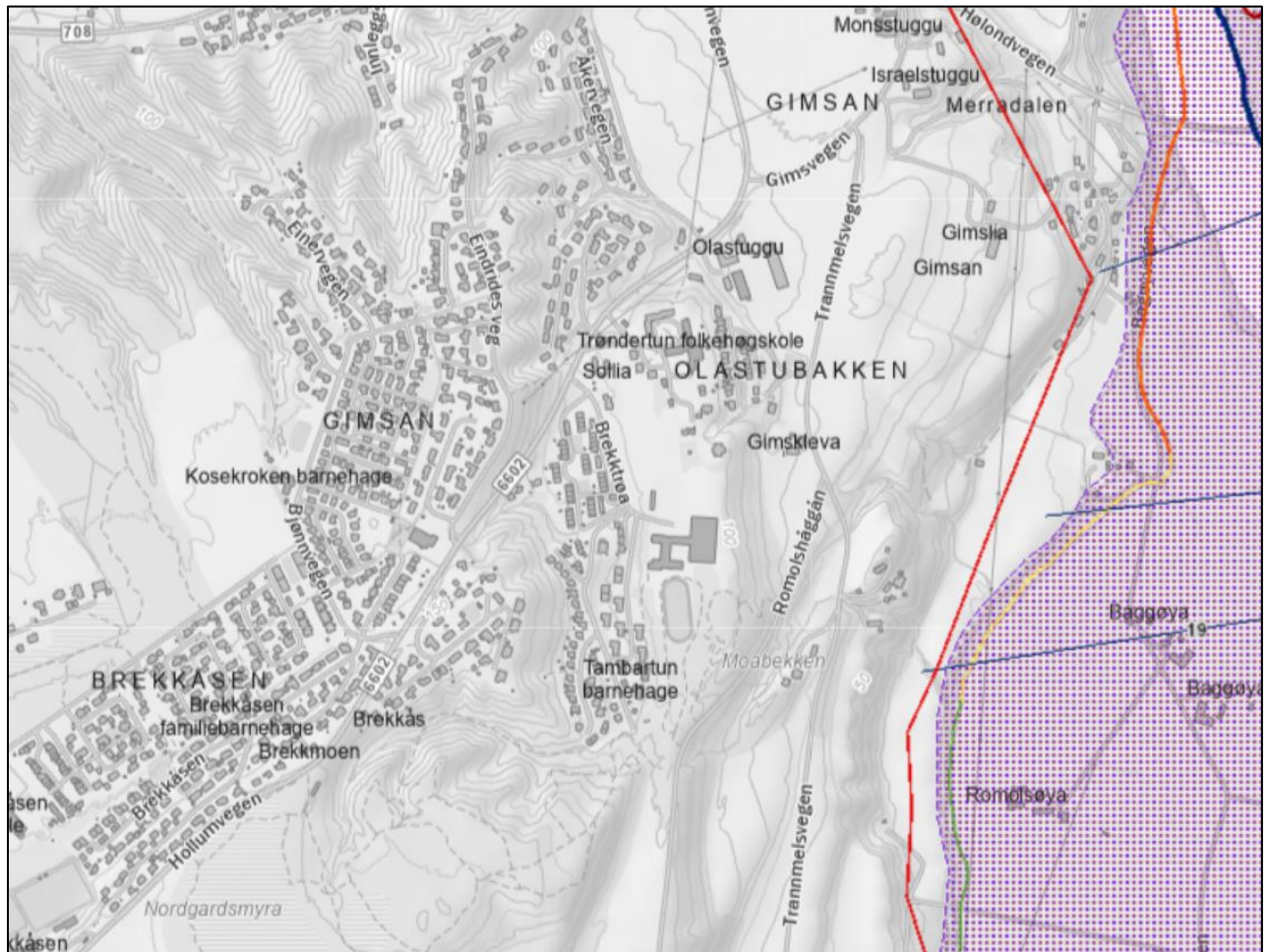
For å finne deltagende nedbørfelt for prosjektområdet ble programvaren Scalgo Live benyttet. Dette er en programvare som tillater god oversikt over et områdes overvannsfordeling og vannveier og benyttes i utbredt grad til planlegging av overvannssystemer (SCALGO, 2024). Her produseres data for nedbørfeltet og man kan justere forholdene slik at man kan danne både større og mindre nedbørfelt. Programvaren genererer data som lengden på feltet, helning og hvilke typer arealer feltet strekker seg over. Dermed får man god oversikt over andelen tette og naturlige flater.



Figur 7 - Utsnitt av felt 5 fra Scalgo Live

Flomsone

Området ligger utenfor flomsone til elva Gaula. Dermed trenger ikke feltet å dimensjoneres for flomvei, samt store flommengder på overvannsnett. Se figur 8 for utklipp av NVEs aktsomhetskart for flomsone.



Figur 8 - Aktsomhetsområde, flom. Kilde: atlas.nve.no

2.2.2 Dobbeltssystem i Måssåvegen

I Måssåvegen ligger det dobbelt med ledningsnett for både spill- og overvann. Se markert område i vedlegg 7 for plassering av kum 6770 og dobbeltsystemet. Spillvannssystemet er nedlagt på den ene siden av vegen, etter utbygging av det nye systemet på andre siden av vegen, mens overvannssystemet fremdeles har status drift. Gruppen dro på befaring den 11.04.2024 for å kontrollere dette dobbeltsystemet. Ved inspeksjon av kummene fremkom det at det gamle overvannssystemet var fylt med grus og hadde svært lav vannføring, se figur 9. Det hadde regnet natten før befaringen og det var god vannføring i de andre overvannskummene som ble inspisert i området. Utløpet fra kummen til bekkeløpet mellom Einervegen og Konglevegen var også i dårlig forfatning, se figur 10. Dersom det eldre systemet i Måssåvegen skal kunne benyttes til håndtering av overvann må kum 6770 rengjøres, bekkeløpet utbedres og ledningene spyles og kamerakjøres for tilstandskontroll. Det rant noe vann i kummen og det ble etter befaringen diskutert at det muligens kun er avrenning fra veg som går i dette systemet. For beregningene i denne oppgaven er det valgt å anta at alt overvann fra denne delen av feltet går i det nye systemet og blir med videre ned Olderbakken og til samlingspunktet ved Åkervegen.



Figur 9 - Grusfylt overvannskum 6770 i Måssåvegen, se vedlegg 7



Figur 10 - Utløp fra kum 6770 til bekkeløp ved Måssåvegen, se vedlegg 7

2.2.3 Den rasjonelle metode

Den rasjonelle metoden er en utbredt metode innen urbanhydrologi for overslagsberegninger av overvann. Metoden egner seg godt for mindre urbane felt med en størrelse på 20-50 ha og baserer seg på konstant regnmengde over hele feltet. For denne oppgaven benyttes beregningsmetodikken presentert i *Håndbok V240* kapittel 7.4 fra Statens Vegvesen, som tar for seg omregning av nedbør til vannføring for et nedbørfelt (Statens Vegvesen, 2023).

Formel – den rasjonelle metode:

$$Q_{OV} = \phi \cdot I \cdot A \cdot K_F$$

Hvor:

Q_{OV} : Spissvannføring [l/s]

ϕ : Avrenningskoeffisient

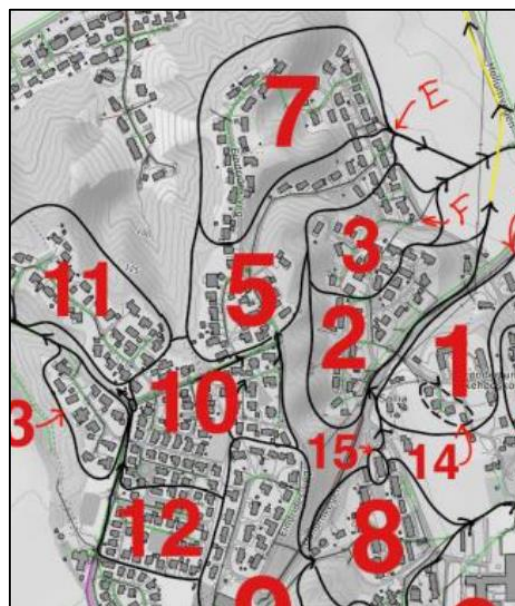
A: areal [ha]

I: Dimensjonerende regnintensitet [l/s*ha]

K_F : faktor for klimapåslag

Areal og feltinndeling

For å bestemme deltagende areal for tilrenning ble Scalgo Live benyttet for å generere nedbørfelt. Feltinndelingen følger samme nummerering og plassering som benyttet i VAO-notatet til Asplan Viak, men for å finne passende nedbørfelt i Scalgo ble felt 10 delt inn i to delsegementer. Se figur 11 for inndelingen av delfeltene hentet fra rapporten til Asplan Viak. Basert på programmets feltgenerering inneholder prosjektområdet totalt 7,072 ha med naturlige overflater og 5,167 ha med bebyggt område, summert utgjør dette et felt på 12,24 ha. Se tabell 5 for sammenstilling av arealfordelingen per felt.



Figur 11 - Feltinndeling ifbm. testing av fremmedvann på overvannsnett fra VAO-notat av (Asplan Viak, 2023a)

Tabell 5 - Arealfordeling basert på feltvis inndeling, hentet fra Scalgo Live

Felt	$A_{naturlig}$ [ha]	$A_{bebygda}$ [ha]
5	2,820	1,440
7	1,600	0,550
10.1	0,730	1,040
10.2	1,322	1,445
12	0,600	0,692
Total	7,072	5,167

Avrenningskoeffisient

Avrenningskoeffisienten angir forholdet mellom avrenningen fra et felt og den totale nedbøren over det samme feltet. Faktorer som terrengets fall, flatens permeabilitet, grunnens metningsgrad, samt nedbørintensitet og varighet påvirker hvordan avrenningen utarter seg (Hallvard Ødegaard, 2019, s. 462). Det er vanlig å benytte tabellverdier for avrenningskoeffisienter basert på type flate og terrenghelning, ettersom den faktiske avrenningen vil variere både gjennom året og gjennom en enkelt nedbørhendelse. Derfor benyttes tabellverdiene oppgitt i tabell 7.4.2-2 i *Håndbok V240*, se tabell 6 for utsnitt fra håndboka (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2).

Scalgo skiller ikke mellom de ulike typene naturlig og tett dekke. Derfor var det til stor nytte å dra på befaring til feltet og observere de ulike flatetyperne i området. Feltet bærer preg av å være inhomogent og oppstykket. Nedre del består av boligområde, skogsområder og dyrket mak. Øvre del av feltet kan karakteriseres som et moderat tettbebygda boligområde med opparbeidede hager, flere bygninger, innkjørsler og vegarealer. Naturlig dekke i område ble derfor bestemt til «Åpne naturområder og dyrket mark» ettersom det ved beregning av konsentrasjonstid er største felt som blir bestemmende. I Scalgo fremkommer det en variasjon i feltets helning mellom 1,2 – 11,1%, dermed benyttes tabellens kolonne for 2-10% helning i tabell 6.

Tabell 6 - Avrenningsfaktorer, hentet fra (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2)

Overflate	Helning		
	< 2%	2 - 10%	> 10%
Veg			
Asfalt/brolagt vegoverflate (impermeabel)	0,90	0,90	0,90
Gruslagt vegoverflate (impermeabel)	0,85	0,85	0,85
Skulde - kompakterte løsmasser	0,50	0,50	0,50
Skulder - gress	0,25	0,25	0,25
Sideterreng/median - kompakterte løsmasser	0,60	0,60	0,60
Sideterreng/median - gress	0,30	0,30	0,30
Arealbruk- generell			
Lite tettbygd boligområde (< 750 boliger/km ²)	0,35	0,40	0,45
Moderat tettbygd boligområde (750 - 1500 boliger/km ²)	0,50	0,55	0,60
Svært tettbygd boligområde (> 1500 boliger/km ²)	0,70	0,75	0,80
Næringsområder i tettbygd strøk	0,80	0,85	0,85
Lite tettbygd industriområde	0,50	0,70	0,80
Svært tettbygd industriområde	0,60	0,80	0,90
Skogområder	0,10	0,15	0,20
Åpne naturområdet og dyrket mark	0,25	0,30	0,35
Arealbruk - detaljert			
Takoverflate (tett)	0,90	0,90	0,90
Gressplen og parkområder	0,17	0,22	0,35
Dyrket mark (leirig og siltig grunn)	0,50	0,55	0,60
Dyrket mark (sandig og grusig mark)	0,25	0,30	0,35

Følgende avrenningskoeffisienter benyttes i den videre beregningen:

Boligområde: $\varphi_{bebygd} = 0,55$

Åpne naturområder og dyrket mark $\varphi_{naturlig} = 0,30$

Korreksjonsfaktor for returperiode ved beregning av avrenningsfaktor

For å ta høyde for fremtidens varierende klima benyttes det i *Håndbok V240* en korreksjonsfaktor for returperioden, se tabell 7 for utklipp fra håndboka. Dette er for å ta høyde for at større og sjeldnere nedbørhendelser med klimaforandringene oftere vil oppstå når det er ugunstige forhold i feltet, som for eksempel mettet felt. For å være på den konservative siden benyttes det korreksjonsfaktor for returperiode $T = 50 - 100$ år, gitt av tabell 7.4.2-1 i *Håndbok V240* (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2).

Tabell 7 - Korreksjonsfaktor for returperiode hentet fra SVV Håndbok V240, (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.2).

Returperiode T	Korreksjonsfaktor F_C
< 10 år	1,00
10-25 år	1,10
25-50 år	1,20
50-100 år	1,25
100-200 år	1,30

Etter justering ved korreksjonsfaktor for returperiode er avrenningsfaktorene som følger:

$$\text{Boligområde: } \varphi_{bebygd} = 0,55 \cdot 1,25 = 0,6875$$

$$\text{Åpne naturområder og dyrket mark: } \varphi_{naturlig} = 0,30 \cdot 1,25 = 0,375$$

Redusert areal

Det reduserte arealet angir feltenes faktiske bidrag til avrenning. Dette får man ved å multiplisere de respektive arealene med avrenningskoeffisientene. Her benyttes klimajustert avrenningsfaktor.

$$A_{\text{redusert}} = (\varphi_{\text{naturlig}} \cdot A_{\text{naturlig}}) + (\varphi_{\text{bebygd}} \cdot A_{\text{bebygd}})$$

For de ulike delfeltene blir dermed det reduserte arealet som følger av tabell 8.

Tabell 8 - Oversikt over feltvis redusert areal

Felt	$A_{\text{naturlig}} [ha]$	$\varphi_{\text{naturlig}}$	$A_{\text{bebygd}} [ha]$	φ_{bebygd}	$A_{\text{redusert}} [ha]$
5	2,820	0,3750	1,440	0,6875	1,238
7	1,600	0,3750	0,550	0,6875	0,656
10.1	0,730	0,3750	1,040	0,6875	0,936
10.2	1,322	0,3750	1,445	0,6875	1,188
12	0,600	0,3750	0,692	0,6875	0,675

Dimensjonerende gjentaksintervall

Kommunens VA-norm kapittel 7.3 angir at det er nedbørkurve for Risvollan/Tyholt som skal benyttes ved dimensjonering av overvannssystem. Kommunens VA-norm tillater dimensjonering etter både 20 og 50 års gjentaksintervall avhengig av de stedlige forholdene. Brekkåsen kan karakteriseres som et sentrumsnært boligområde med tett bebyggelse, men etter befaringen 11.04.2024 fikk både gruppen og veileder hos Structor et bedre inntrykk av områdets sammensetning og vurderte det til at man muligens kunne benytte 20 års gjentaksintervall ved dimensjoneringen. Derfor rådførte gruppen seg med kommunens VA-ansvarlig som ønsket at området skulle dimensjoneres for 50 års gjentaksintervall. Nedbørintensitetsdata hentes fra *IVF-kurver* fra Norsk Klimaservicecenter (Norsk klimaservicesenter, 2024).

Kommunens VA-ansvarlig gjorde gruppen oppmerksom på at det fra 01.01.2024 ble tilført et nytt ledd i byggt teknisk forskrift (TEK17) §15-8 som stiller strengere krav til håndteringen av overvann ved nye byggetiltak. Det nye kravet er stilt i første ledd og lyder:

«Løsninger for infiltrasjon, fordrøyning og avledning av overvann skal til sammen dimensjoneres for nedbør med klimajustert 100-års gjentaksintervall, så langt ikke annet er bestemt i arealplaner» (Direktoratet for byggkvalitet, 2024).

Etter samtale med Structor Trondheim AS ble det valgt å benytte 50 års gjentaksintervall for dimensjoneringen av overvannsledningene, ettersom kravet i TEK17 til dimensjonering for 100-års gjentaksintervall spenner seg over både naturbaserte løsninger og rørsystemer.

Feltets konsentrasjonstid

Feltets konsentrasjonstid er tiden det tar for tilrenning fra ytterkanten av det definerte området til feltets beregningspunkt. For å beregne konsentrasjonstiden benyttes formlene gitt i Statens Vegvesens *Håndbok V240* (Statens Vegvesen, 2023, Kapittel 7.4.1):

Urbane felt:

$$t_k = 0,02 \cdot L_F^{1,15} \cdot \Delta h^{-0,39}$$

Naturlige felt:

$$t_k = 0,6 \cdot L_f \cdot \Delta h^{-0,50} + 3000 \cdot A_{SE}$$

Hvor:

L_F : Feltlengde

Δh : Høydeforskjell i feltet

A_{SE} : Effektiv sjøprosent på 0%

Ettersom feltet er en sammensetning av boligfelt med høyere andel tett flate, samt skog og landbruksarealer benyttes det en kombinasjon av håndbokens formler for urbane og naturlige felt. Etter veiledning av Structor for å finne feltets realistiske konsentrasjonstid ved dimensjonering av siste ledning nedstrøms i feltet, ble det bestemt at metodikken vektet middel benyttes for de største feltene. Det er denne konsentrasjonstiden som blir bestemmende for å finne nedbørintensiteten og regne vannføringen for alle delfelt.

Se vedlegg 5 for utfyllende beregning av konsentrasjonstider og vektet middel. En sammenstilling av beregningene er gjort i tabell 9.

Tabell 9 - Sammenstilling av beregning av feltenes konsentrasjonstid

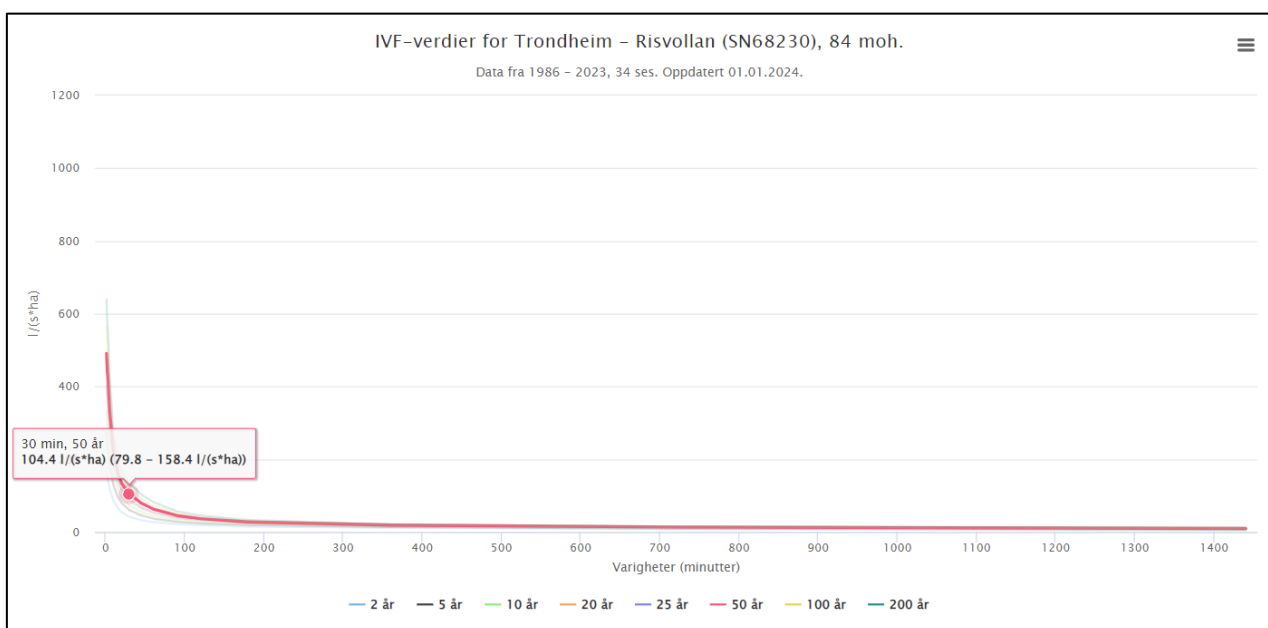
Felt	L_F [m]	Δh [m]	% Urban	% naturlig	t_k(Urban) [min]	t_k(Naturlig) [min]	t_k(Vektet) [min]
5	614	53,3	34	66	6,82	50,46	35,62
7	443	49,2	26	74	4,84	37,89	29,30
10.1	457	8,6	41	59	9,90	93,50	-
10.2	281	2,3	48	52	9,46	111,17	-
12	220	3,3	47	53	6,20	72,66	-

Fordi felt 10-12 er relativt små og inneholder konsentrert boligbebyggelse kan ikke vektet middel benyttes for å finne konsentrasjonstiden til disse feltene. Opparbeidede hager responderer ikke på samme måte som naturlige felt, men begge disse registreres som naturlige felt i Scalgo. Hager kan

i tillegg inneholde tette flater som ikke er med i kartgrunnet som for eksempel uregistrerte terrasser, pergolaer, belegningsstein osv. For å regne vannføringen til siste ledning nedstrøms blir det dermed tregeste av de største feltene som bestemmer konsentrasjonstiden som skal benyttes. Felt 5 og 7 er av relativt lik karakteristikk og har forholdsvis lik konsentrasjonstid. Dermed er det konsentrasjonstiden til disse feltene som blir bestemmende for dimensjoneringen av spissvannføringen. Konsentrasjonstiden som benyttes i dimensjoneringen er $t_k = 30 \text{ min}$.

IVF-kurve

Basert på feltets konsentrasjonstid og dimensjonerende gjentakintervall kan dimensjonerende nedbørintensitet leses av IVF-kurven. Etter kommunens VA-norm benyttes IVF-kurve for Risvollan i Trondheim til å lese av nedbørintensitet, se figur 12.



Figur 12 - Avlesning av IVF-kurve for Risvollan, Trondheim, (Norsk klimaservicesenter, 2024).

Nedbørintensitetene er avlest basert på den tilhørende tabellen til IVF-kurvene. Dermed er nedbørintensiteter for de deltagende feltene i området som følger av tabell 10.

Tabell 10 - Feltvis nedbørintensitet lest av IVF-kurve for Risvollan

Felt	t_k (Vektet) [min]	I [l/s * ha]
5	35,62	104,4
7	29,30	104,4
10.1	59,22	63,1
10.2	62,35	63,1
12	41,43	79,3

Ved $t_k = 30 \text{ min}$ er nedbørintensiteten $I = 104,4 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$. Ettersom det er konsentrasjonstiden for feltene 5 og 7 som er bestemmende i den videre dimensjoneringen blir konsentrasjonstiden og nedbørintensiteten den samme for alle deltagende nedbørfelt ved beregning av spissvannføringen.

Klimafaktor

For å ta hensyn til klimaendringer som fører til endring i nedbørsmønster, samt påvirker både hyppigheten og størrelsen på nedbørhendelsene, anbefales det å benytte klimafaktor for påslag. VA-ansvarlig i Melhus Kommune oppga at det skal benyttes klimafaktor 1,4 ved dimensjonering av overvannssystemer.

Dimensjonerende spissvannføring

Dimensjonerende spissvannføring beregnes etter følgende formel:

$$Q_{OV} = A_{redusert} \cdot I \cdot K_F$$

Vannføringen beregnes først per felt, se sammenstilling i tabell 11. Her er vannføringen beregnet ved konsentrasjonstiden til hvert enkelt felt, for å vise de ulike vannføringene ledningene lenger opp i feltet må kunne håndtere.

Tabell 11 - Sammenstilling av spissvannføring per felt ved 50 års gjentakintervall

Felt	$A_{\text{redusert}} [ha]$	t_k	$I [l/s \cdot ha]$	K_F	$Q_{ov} [l/s]$
5	1,238	30	104,4	1,4	180,873
7	0,656	30	104,4	1,4	95,826
10.1	0,936	60	63,1	1,4	82,708
10.2	1,188	60	63,1	1,4	104,987
12	0,675	40	79,3	1,4	74,883

For å kunne angi en egnet dimensjon på overvannsledningene ser man på vannføringen per deltagende felt. På denne måten unngår man overdimensjonering av rørene i toppen av feltet, som i dette tilfellet kun har felt 12 som deltagende felt. For å finne dimensjonerende spissvannføring for siste ledning nedstrøms summeres bidragene fra alle delfelt, beregnet fra den bestemmende konsentrasjonstiden. En sammenstilling av de totale vannføringene basert på deltagende felt er presentert i tabell 12.

Tabell 12 - Sammenstilling av spissavrenning basert på deltagende nedbørfelt ved 50 års gjentakintervall

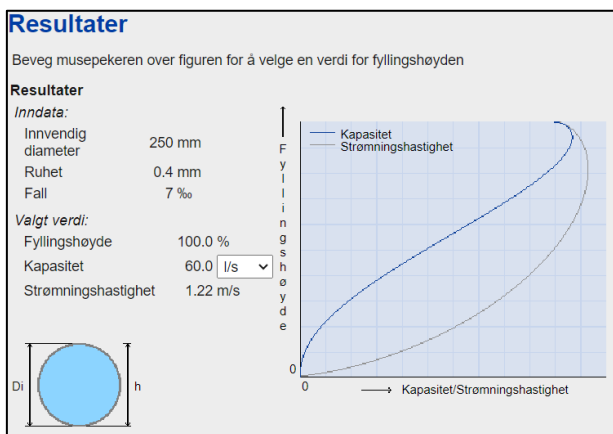
Deltagende felt	$A_{\text{redusert}} [ha]$	t_k	$I [l/s \cdot ha]$	K_F	$Q_{ov} [l/s]$
12	0,675	30	104,4	1,4	98,585
12+10.1	1,611	30	104,4	1,4	235,427
12+10.1+10.2	2,799	30	104,4	1,4	409,129
12+10.1+10.2+5	4,037	30	104,4	1,4	590,00
12+10.1+10.2+5+7	4,693	30	104,4	1,4	685,828

Kommentar til beregningene

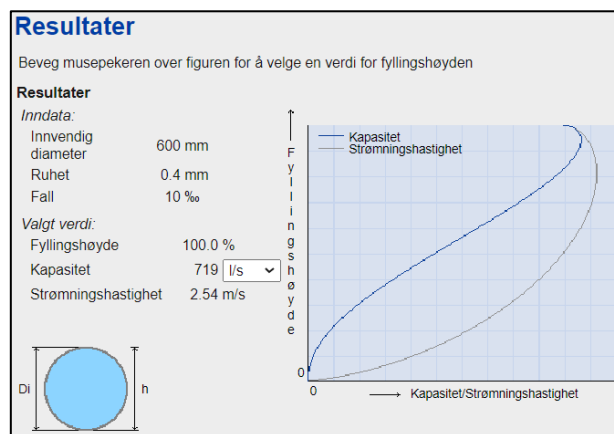
Ettersom det på et tidspunkt var tvil om 20 eller 50 års gjentakintervall var passende for feltet ble beregningene beskrevet ovenfor gjennomført for begge alternativene. Beregningene for 20 års gjentakintervall er vedlagt som en del av vedlegg 5. For den videre dimensjoneringen benyttes 50 års gjentakintervall etter kommunens ønsker.

2.2.4 Kapasitetsberegning

For å finne kapasiteten til overvannsledningen nedstrøms feltet benyttes PipeLifes beregningsprogram for ledningskapasitet (PIPELIFE Norge AS, u.å.-b). Etter VA-normens kapittel 7 er minimumskravene for overvannsledninger et fall tilsvarende spillvannsledninger, noe som vil si minimum 10 ‰, og en minste dimensjon på 150mm (Melhus Kommune, u.å., Kapittel 7). Den eksisterende ledningen er av dimensjon $D = 250\text{mm}$, ligger med 7 ‰ fall og har ifølge PipeLifes beregningsprogram en teoretisk ledningskapasitet på 60 l/s, se figur 13. I forrige delkapittel ble dimensjonerende spissvannføring ved 50 års gjentakintervall beregnet til $Q_{OV} = 686\text{ l/s}$. Dermed er ikke $D = 250\text{mm}$ en tilstrekkelig dimensjon for den dimensjonerende vannføringen. Ved å forholde seg til minimumskravet til fall, vil nødvendig ledningsdimensjon for å håndtere overvannet være $D = 600\text{ mm}$, se figur 14.



Figur 13 - Teoretisk ledningskapasitet for eksisterende overvannsledning



Figur 14 - Teoretisk ledningskapasitet ved $D = 600\text{ mm}$, lagt med minimumsfall

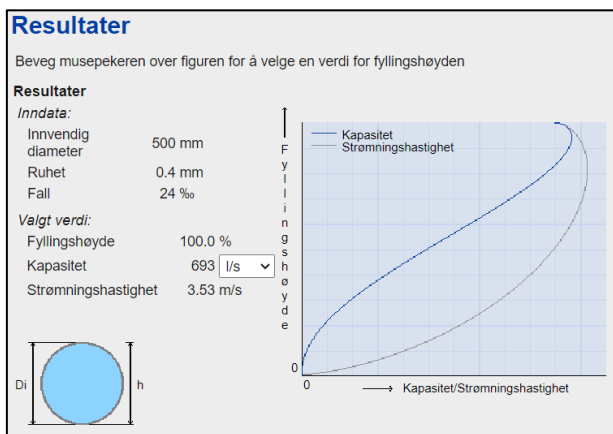
Vurdering av fall

Etter å ha diskutert overvannsberegningene og feltet med Structor ble det bestemt at det kunne være fordelaktig å se på størst mulig fall for den siste ledningsstrekningen nedstrøms feltet. Dette er fordi man da muligens kan gå ned en dimensjon, ettersom ledningens kapasitet øker med fallet. Tabell 13 viser en sammenstilling av fallet beregnet mellom kummene for det eksisterende overvannsnett. Se vedlegg 6 for områdets ledningsdata.

Tabell 13 - Eksisterende fall på overvannsnett mellom Hollumvegen og Åkervegen

Fra kum	Til kum	Helning [%]
7069	7179	13,6
7179	7180	6,6
7180	8630	75,2

Ettersom det er mangelfullt med informasjon og høydegrunnlag på overvannsnett i området benyttes dette fallet kun til veiledning. Kummene i området er felleskummer for spill- og overvann og det antas derfor at de to ledningstypene går inn og ut av kummen med samme høyde. For å komme frem til hvilket fall som er nødvendig for å kunne gå ned en dimensjon ble PipeLifes beregningsprogram benyttet med en «prøve og feile» metodikk. Dersom man skal kunne gå ned en dimensjon til $D = 500$ mm og fremdeles klare å håndtere $Q_{OV} = 686$ l/s må ledningen minimum ha et fall på 24 %, se figur 15. Dersom man skulle klare å komme seg ned ytterligere en dimensjon til $D = 400$ mm må fallet være minimum 76 %. Dette ble vurdert til å være høyst usannsynlig å få til ettersom man er begrenset av høydene i tilkoblingspunktene for det eksisterende ledningsnett i både Hollumvegen og Åkervegen.

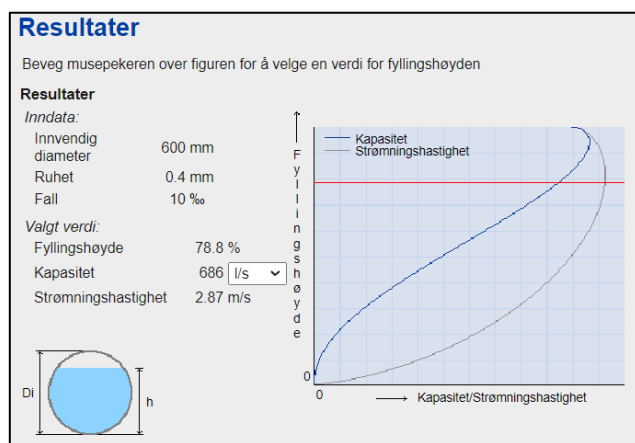


Figur 15 - Minste nødvendige fall for Q_{ov} ved $D = 500$ mm

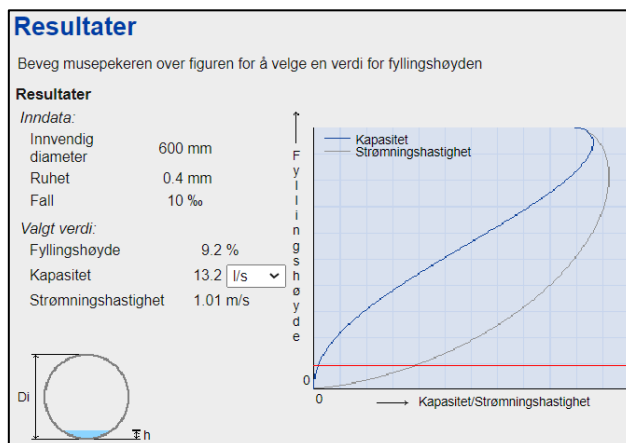
2.2.5 Vurdering av selvrens

Selvrensing av overvannsledninger er ikke like kritisk som selvrens av spillvannsledninger. Overvann inneholder generelt mindre partikler og har større variasjon i vannføring enn spillvannsledningene. Derfor kontrolleres det sjeldent at selvrens oppfylles, men fordi man har kommet frem til en såpass stor dimensjon for overvannsledningen er det ønskelig å kontrollere den for selvrens. *VA-Miljøblad Nr. 79 Dimensjonering av avløpsledninger, selvrens* angir i kapittel 4.2 at dimensjonerende vannhastighet bør være minimum 1 m/s for å oppnå selvrens av overvannsledninger (Norsk Vann, 2015).

Ved bruk av PipeLifes beregningsprogrammer er vannhastigheten ved dimensjonerende vannføring og minimumsvannføringen for selvrens funnet. Ved å legge den dimensjonerende spissvannføringen inn i beregningsprogrammet finner man at en $D = 600\text{mm}$ ledning vil ha en fyllingsgrad på 79% ved denne hendelsen og en vannhastighet på 2,87 m/s, se figur 16. Dersom anbefalingen til vannhastighet for å oppnå selvrens skal oppnås må den samme ledningen ha en minimum vannføring på 13,2 l/s, se figur 17.



Figur 16 - Vannhastighet ved dimensjonerende spissvannføring



Figur 17 - Vannføring ved minste vannhastighet for selvrens

Dimensjonerende gjentaksintervall for selvrens

For å reflektere over hvor ofte overvannsledningen vil oppnå selvrens beregnes nedbørintensiteten ved selvrensende vannføring. Klimafaktor tas ikke med i denne beregningen ettersom man ønsker å finne faktisk nedbør og ikke nedbør dimensjonert for fremtidig usikkerhet. Nedbørintensiteten som fører til selvrens er beregnet til å være $I = 2,81 \text{ l/s} \cdot ha$, se vedlegg 5 for beregning. Denne nedbørintensiteten er vesentlig lavere enn minste tabellverdi i IVF-kurven for Risvollan/Tyholt,

noe som dermed indikerer at man kan forvente at flere av nedbørhendelsene i et normalår vil kunne bidra til selvrens.

Ettersom VA-normen til Melhus Kommune ikke spesifiserer noen krav til oppnåelse av selvrens for overvannsledninger, men kun fokuserer på minimumsfall ved separat overvannsledning undersøkes ikke selvrens av overvannsledningene nærmere.

2.2.6 Usikkerhet tilknyttet beregningene

Den rasjonelle metode er godt egnet for felt opp til 50 ha, men blir ofte betegnet som en overslagsberegning. Formelen forutsetter konstant nedbør for hele feltet, noe som ikke nødvendigvis reflekterer en reell nedbørhendelse. I tillegg tar ikke metoden høyde for ansamling av vann i forsenkninger i terrenget eller mindre dammer.

Det er knyttet usikkerhet opp mot beregningen av feltets konsentrasjonstid basert på Statens Vegvesens *Håndbok V240*. Dette er fordi Scalgo definerer alle grønne områder som naturlige, noe som ikke nødvendigvis reflekterer feltets faktiske sammensetning. Både skog og oppbygde hager defineres som naturlige felt, men vil ha to forskjellige responstider ved en nedbørhendelse. Feltet totalt sett er svært inhomogent, noe som byr på utfordringer ved beregning av feltets konsentrasjonstid. Metoden benyttet i denne oppgaven for beregning av konsentrasjonstiden og akkumulert vannføring kan kun benyttes fordi det er siste ledning nedstrøms i feltet som skal dimensjoneres. Dersom ledningene oppover i feltet skal dimensjoneres må tilrenningstid i røret og sammensetningen av de ulike delfeltene undersøkes nærmere og beregnes feltvis.

Resultatene i dette kapitlet baserer seg på VA-normens minimumskrav og ønsker fra kommunens VA-ansvarlig. Overvannsledning med dimensjon $D = 600$ mm er derfor veiledende for den videre prosjekteringen, men andre dimensjoner kan være aktuelle ved riktige stedlige forhold.

2.3 Metoder for utskiftning

Metode for utskiftning velges basert på en rekke faktorer. Blant annet har økonomi, plass og tilgjengelighet stor innvirkning på hvilken metode man ønsker å benytte for utskiftning av VA-anlegg. For prosjektområdet er det de to utskiftningsmetodene tradisjonell VA-grøft og No-dig metoden rørpressing som er best egnet. Styrkt boring kunne vært en relevant metode dersom ledningsstrekking som skal skiftes ut eller etableres hadde vært lengre. Selv om det benyttes samme dimensjoner på de nye spillvannsledningene som på de eksisterende er ikke metoder som strømpereovering og utblokking relevant i dette prosjektet. Dette er fordi førstegenerasjons PVC ledninger regnes som såpass sprø at de bør skiftes ut i sin helhet. Samtidig er det andre forhold man ønsker å utbedre i feltet som gjør at disse metodene ikke egner seg.

2.3.1 Rørpressing

En av de aktuelle No-dig metodene, eller grøftefrie metodene på norsk, for dette prosjektet er rørpressing. Rørpressing er en kostnadseffektiv metode for å legge ny ledningstrase uten store inngrep i terrenget eller ulemper for innbyggerne. I tillegg er metoden svært tidsbesparende sammenlignet med tradisjonell grøftegraving. Metoden egner seg godt for etablering av nye ledninger over en kortere strekning, som for eksempel under veg og jernbane. Veglovens §57, 1.ledd forbyr enhver å grave, ta bort masser eller gjøre andre inngrep i offentlig veg uten tillatelse fra vegeier (Lovdata, u.å.). Ved rørpressing unngår man oppgraving i vegarealet, noe som er til fordel for vegeier og samfunnet for øvrig. En annen fordel med metoden er at det ikke er noen avstand mellom stålrøret som presses inn og massene i grunnen. Dette betyr at man i minst mulig grad forstyrrer den eksisterende infrastrukturen eller bygningsmassen man legger ny trasé under og har gode forutsetninger for å unngå setningsskader.

Rørpressing foregår ved å presse et varerør av stål gjennom urørte masser. Metoden egner seg kun for områder med løsmasser av sand, silt og leire ettersom stein og sprengte masser vil være til hinder for rørpressingen. Det er derfor lurt å gjennomføre en geoteknisk undersøkelse av området før metoden benyttes. Behovet for mottaksgrop ved rørpressing er avhengig av typen rørpressing, de to mest brukte metodene er rørpressing med lufthammer og naverboring. Ved lufthammer fjernes massene i varerøret ved spyling med vann eller lufttrykk, denne metoden utløser behov for mottaksgrop. Naverboring benytter en skrue for å skru ut massene samtidig som stålrøret presses

frem. Denne metoden er i prinsipp ikke avhengig av mottaksgrop, men dette må vurderes basert på de stedlige forholdene ved det enkelte prosjekt. Rørpressing er godt egnet for rør i dimensjonene 220 – 1220 mm med lengder mellom 60 – 100 m. Største tillatte lengde ved rørpressing er avhengig av dimensjonen, hvor de mindre dimensjonene kan installeres med lengder mellom 50 – 60 m (Scandinavian Society for Trenchless Technology, u.å.).



Figur 18 - Rørpressing under jernbane, bildet er hentet fra (Hallvard Ødegaard, 2019, s. 540)

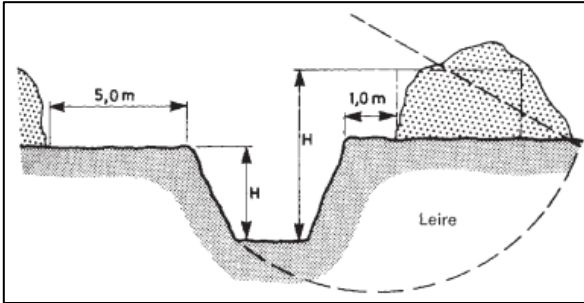
Før arbeidet kan begynne må det etableres en pressegrøp, se figur 18 for illustrasjon av rørpressing i etablert pressegrøp. En pressegrøp er omtrent 3 m bred og 7,5 – 11 m lang avhengig av rørdimensjonen og lengden som skal etableres. Grøpas dybde er avhengig av ledningens leggedybde. Dersom grøpa blir dyp er det viktig å kontrollere tilstrekkelig styrke i grøpveggene slik at ikke grøpa kollapser under pressingen. Ved siden av pressegrøpa må det være plass til gravemaskin som kan hente ut de utgravde massene fra grøpa og eventuell plass til mellomlagring av rør. Bunnen på grøpa må være avrettet og stabil slik at nødvendig utstyr oppstilles riktig i forhold til fall og retning på den nyetablerte ledningen (Olimb Anlegg AS, u.å.).

2.3.2 Tradisjonell grøft

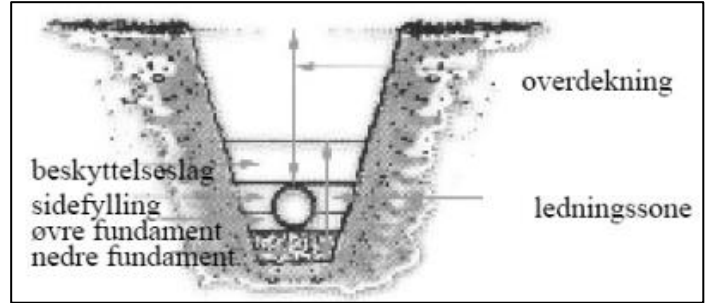
Selv om gravefrie metoder alltid bør være en del av vurderingsgrunnlaget ved ledningsutskifting på grunn av sin effektivitet og skånsomhet bør også den tradisjonelle VA-grøften vurderes som et alternativ. Enkelte ganger er også den tradisjonelle grøftegravningen eneste alternativ basert på de stedlige forholdene. Ved oppgraving av den nye traseen vil man ha fullstendig kontroll over den eksisterende infrastrukturen, både den man skal koble seg på og den man skal holde en viss avstand til, som for eksempel strømledninger, samt grøftetverrsnittet. En av de største fordelene med den tradisjonelle VA-grøften er at bransjen har lang erfaring og god kompetanse innen metoden, noe som vil bidra til å finne de beste løsningene og forlenge ledningenes levetid.

Kommunens VA-norm kapittel 4 henviser til VA-Miljøblad Nr. 5 og 6 for kravene til grøfteutførelse for fleksible og stive rør. Ettersom spillvannsledningene i dette prosjektet anlegges i fleksible materialer og overvannsledningene anlegges i stive materialer bør kravene i de to bladene kontrolleres opp mot hverandre. De mest konservative kravene bør benyttes for utformingen av grøften, med mindre kommunens norm eller VA-ansvarlig presiserer noe annet.

Tradisjonell VA-grøft utføres ved å grave ned til rørenes leggedybde. Denne metoden genererer store masser som må mellomlagres eller kjøres bort. Stedvis kan ledningene også ligge dypt, noe som fører til skjerpede krav til den tradisjonelle VA-grøften. Forskrift om utførelse av arbeid, tilhørende arbeidsmiljøloven, kapittel 21 viser til krav ved utførelse av grøftearbeid. Dersom grøften er dypere enn 2 m skal den ifølge §21-9 enten avstives eller gis forsvarlig helning. Avstiving kan for eksempel gjøres ved bruk av grøftekasser. Etter §21-5 skal det ved graving av grøft dypere enn 1,25 m utarbeides en plan for grøftegravningen som skal vise plan- og tverrprofil av grøfta, samt plasseringen av oppgravde masser. Oppgravde masser skal etter §21-8 legges minimum 1 m fra grøftekanten for å unngå at grøftesiden sklir ut (Lovdata, 2011). Se figur 19 hentet fra VA-Miljøblad Nr. 5 for illustrasjon av grøftegravning. Ujevn grøftebunn må komprimeres før det kan anlegges ledninger for å unngå punktskader, setninger og ujevne spenninger på ledningsstrekningen.



Figur 19 - Graving av grøft, figur hentet fra VA-miljøblad nr. 5 (Norsk Vann, 2016b)



Figur 20 - Oppbygging av VA-grøft, figur hentet fra VA-Miljøblad Nr. 5 (Norsk Vann, 2016b)

Figur 20 viser oppbyggingen av en VA-grøft med inndeling av de ulike lagene grøften består av. Fundamentet er den viktigste delen av VA-grøften og gir støtte til ledningen for å unngå skader som følge av trykklast. Sidefyllingene sikrer at røret oppnår tilstrekkelig med sidestøtte, slik at deformasjon av røret minimeres. Beskyttelseslaget beskytter røret mot punktlaster fra gjenfyllingsmassene. Miljøbladet angir største tillatte kornstørrelse på massene som skal benyttes i hvert av lagene basert på rørdiameter og ledningstype. Her fremkommer også minste avstandskrav mellom ledning og grøfteside, samt for avstand mellom ledninger i samme grøft (Norsk Vann, 2016b, Kapittel 4.6-4.10).

Begrensninger og rammer

Eksisterende kum 7178 skal erstattes i forbindelse med pågående prosjekt i Åkervegen våren 2024. Derfor er dimensjoneringen av ledningen i forbindelse med denne kummen sentral som en kontroll av riktig størrelse på kumsettet. Kommunen spesifiserte i sin oppgavebeskrivelse at de ønsker å vite dimensjonen på spillvannsledningen mellom Olderbakken og rundkjøringen i Hølondvegen. Derfor er kum 7069 i Åkervegen og kum 8630 i Hollumvegen en rimelig begrensning av områdets detaljprosjektering. Kum 8630 er i tillegg en fin begrensning for å justere fallet på ledningene oppstrøms i feltet, ettersom dette er punktet det prosjekterte anlegget kobles på det eksisterende.

Ulemper og utfordringer

Mellom kum 8630 og 37098 ligger spillvannsledningen med skarp retningsendring mot høyre. Dette kan medføre uheldige hydrauliske forhold som fort resulterer i oppstuvning og treghet på strekningen. Som figur 22 viser er det flere relativt skarpe retningsendringer på flere punkter i traseen. For å forbedre de hydrauliske forholdene er det i alle de 3 trasévalgene valgt å legge om spillvannsledningen mellom kum 8630 og 37098 med påkobling lenger nedstrøms på spillvannsledning 39077.

Eksisterende spillvannsledning 39077 i Hollumvegen ligger omtrent 2 m unna MeTro vannledningen. Gruppen tok kontakt med Liv Åshild Lykka ved Trondheim Kommune

Kommunalteknikk og fikk vite at arbeid utført i nært denne utløser krav om ROS-analyse for prosjektet. Hun kunne også opplyse om at det er Trondheim Kommune som skal forelegge og godkjenne tiltak som utføres i nærheten av MeTro-vannledningen. Ettersom løsningene presentert i denne oppgaven kun er til innspill for å forbedre hydraulikken og kontrollere dimensjoner gjennomføres det ingen ROS-analyse på dette tidspunktet.

En gjennomgående utfordring ved dette prosjektet er mangelen på gode høydedata for det eksisterende ledningsnett. Ledningene har få innmålingspunkter, som regel kun ved ledningenes endepunkter, mens kummene er innmålt med både topp- og bunnhøyder. Kommunen har presisert at flere av disse innmålingene er gamle, trolig fra da anlegget ble bygget, men noen av kummene



Figur 22 - Eksisterende felleskum 7179, viser skarp retningsendring på ledningsnett. Bilde tatt ved befarings 11.04.2024

er målt inn i nyere tid. Overvannsledning 9244 krysser traseen og går parallelt med Hollumvegen. Denne ledningen har kommunen svært lite informasjon om og plasseringen er usikker. For prosjekteringen er det derfor valgt å anta at denne ledningen ligger på frostfri dybde og at den prosjekterte traseen går under den.

Den lengste kumavstanden på det eksisterende anlegget er omtrent 125 m mellom kum 7179 og 7180. Dersom kummene ved det prosjekterte anlegget skal anlegges med største tillatte avstand på 80 m etter VA-normen vil det bli relativt mange kummer på jordet. Kummer anlagt på jordet må enten stå såpass høyt over terreng at de til enhver tid er synlige for bonden, eller graves ned under terreng. Dersom kummene graves ned vil de være utilgjengelige for inspeksjon og hurtige reparasjoner på et senere tidspunkt, ettersom de da må graves opp igjen. Dette er noe kommunen sjeldent godtar.

VA-normens kapittel 4.4 angir at kommunale hovedledninger fortrinnsvis skal legges i offentlig grunn. Dersom hovedledninger legges i privat grunn skal det inngås tinglyst avtale for anleggsperioden og for fremtidig adgang for vedlikehold av ledningen, en såkalt grunneieravtale (Melhus Kommune, u.å., Kapittel 4.4). Dagens ledningstrase går over den private eiendommen med gårdsnummer/bruksnummer 35/1. Dersom traseen skal legges om til å ligge i offentlig grunn medfører dette omfattende arbeid for å legge traseen langs Åkervegen, for så å følge Hollumvegen til den treffer den eksisterende traseen ved kum 37098. Dette anses som et tungvint og kostbart alternativ og det velges derfor i denne oppgaven å fremdeles legge ledningstraseen over eiendommen med Gr.nr/Br.nr 35/1, forutsatt at det inngås grunneieravtale for den nye traseen.



Figur 23 - Eksisterende ledningstrase over åker, kum 7179 er markert. Bilde tatt under befaring 11.04.2024

Metodevalg ved kryssing av Hollumvegen

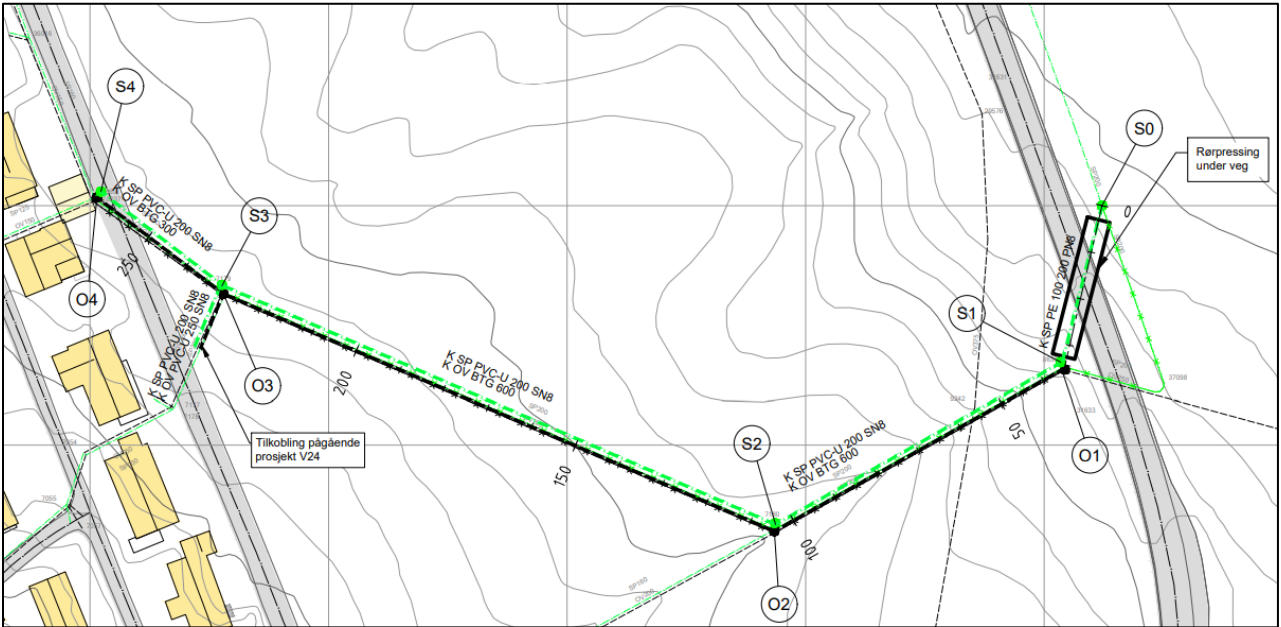
Hollumvegen er den eneste innfartsåren til Brekkåsen som er dimensjonert for den trafikkmengden boligfeltet og skolekretsen produserer. Dersom denne vegen stenges er det kun to omkjøringsalternativer, foruten muligheten for etablering av provisorisk omkjøring rundt arbeidet som krysser Hollumvegen. Dette er dog noe man ønsker å unngå dersom man kan, ettersom man helst ikke vil legge provisorisk veg over jordbruksarealer.

Det ene alternativet er omkjøring om Kvål ved å følge Kregnesvegen til den møter Hollumvegen øverst i feltet. Dette er en omkjøring på 17 km regnet fra avkjøringen til Melhus på E6. Denne vegen er ifølge Google Street View en smal grusveg, som ikke er dimensjonert for den typen gjennomgangstrafikk som Brekkåsen skaper. Det andre omkjøringsalternativet er å følge Hølundvegen og kjøre av ved Kottum Gård. Dette er en omkjøring på 8 km, men følger også en smal grusveg som er underdimensjonert for denne typen trafikk. Med bakgrunn i dette er det fordelaktig å velge en metode for utskiftning som ikke påvirker trafikken på Hollumvegen. Derfor er det valgt å benytte rørpressing for å legge ny ledningstrase under Hollumvegen med påkobling lenger nedstrøms på spillvannsledning 39077.

Rørpressing kan kun gjennomføres i løsmasser som sand, slit og leire. Ifølge NGUs løsmassekart består hele feltet mellom Hollumvegen og Åkervegen av hav- og fjordavsetninger, som i stor grad inneholder løsmasser av fin grus, sand og leire (Norges Geologiske Undersøkelse, u.å.). Grunnforholdene rundt Hollumvegen bør likevel undersøkes nærmere for å sikre at det ikke foreligger fremmede gjenstander eller hindringer som påvirker rørpressingen.

3.1.1 Traséforslag 1

Traséforslag 1 tar for seg utskiftning av spill- og overvannsledningene ved å følge dagens ledningstrase. Dagens trasé inneholder flere skarpe vinkelendringer og påkoblingspunkter som ved dette traséalternativet ikke blir utbedret, men ettersom det settes nye kummer er det justert for å oppnå minimumsfall på 10 ‰ for de nye ledningene. Se figur 24 for utsnitt av skisse av traséforslag 1 fra vedlegg 8.



Figur 24 - Utsnitt fra vedlegg 8 som viser skisse for traséforslag 1

Fordeler

En av hovedfordelene ved å følge den eksisterende ledningstraseen er at kommunen har tillatelse til å utføre vedlikehold og utskiftninger på det eksisterende ledningsnett. Denne retten kan være fastsatt i en grunneieravtale eller baseres på hevd. Hevd er en rettighet kommunen vil kunne få dersom deres anlegg ligger på privat grunn, selv om anlegget er kommunalt, og det har gått lang tid. Normal hevdstid er 20 år for synlige anlegg og 50 år for skulte anlegg (VA-jus, 2018).

Kommunens VA-ansvarlig kunne opplyse at det i dag ikke foreligger noen grunneieravtale for den eksisterende ledningstraseen mellom Hollumvegen og Åkervegen. Det eksisterende ledningsanlegget ble lagt i 1974 og kommunen kan dermed kreve hevd ved inngangen av 2025.

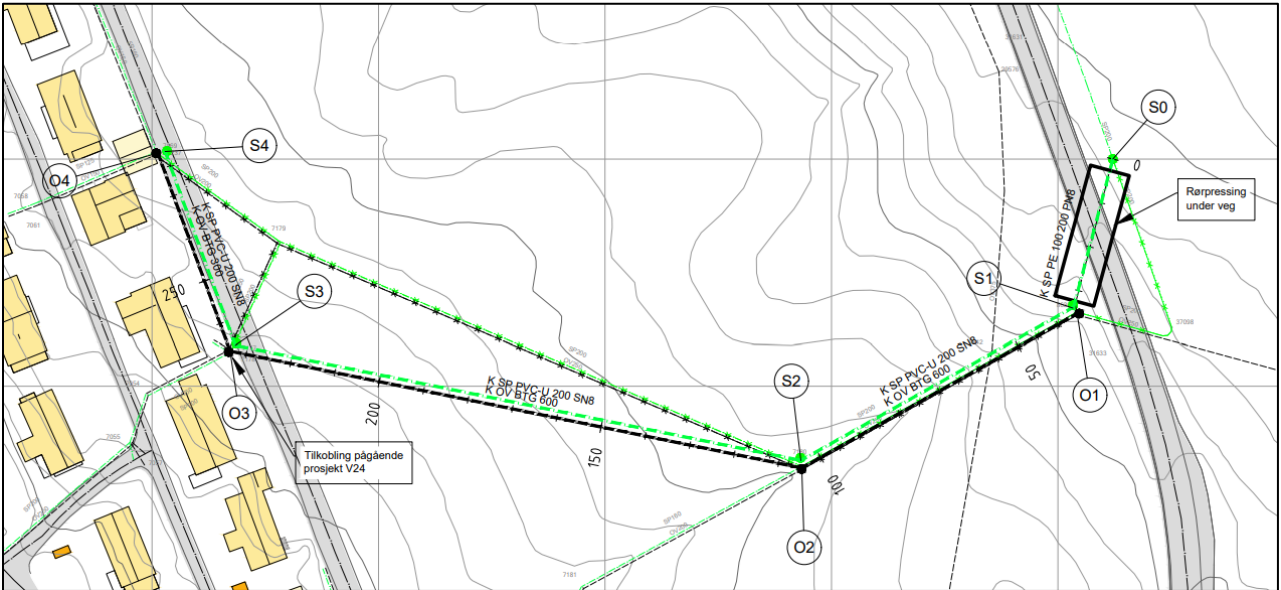
En annen fordel ved å følge den eksisterende ledningstraseen er at kum 7178 som saneres våren 2024 er prosjektert med påkobling som følger eksisterende ledningstrase. Det er mulig å avvike fra dette, men da må det benyttes avvinklinger/bend for å få en annen vinkel på påkoblingen etter at kummen er satt. Overvannsledningen mellom kumsett 3 og 4 behøver ikke like stor dimensjon som resterende ledninger nedstrøms. Dette er fordi denne delstrekningen kun håndterer overvann fra delfelt 7 og dermed trenger en dimensjon som har kapasitet til $Q_{OV.7} = 95,8 \text{ l/s}$. Ved å legge inn minimumsfall på 10 % i PipeLifes beregningsprogram fremkom det at dimensjonen $D = 300 \text{ mm}$ er tilstrekkelig for denne delstrekningen.

Ulemper og utfordringer

En av de større ulempene ved å følge dagens ledningstrase er at man i stor grad ikke får utbedret de hydrauliske forholdene i området, ettersom ledningene da fremdeles ligger med skarpe påkoblingspunkter og større vinklinger. I kombinasjon med at dagens ledningstrase byr på utfordringer med å optimalisere fallforholdene øverst i feltet kan dette medføre redusert kapasitet på deler av strekningen ved høy vannføring. Dagens trasé ligger med under 10 % fall øverst i feltet. Ved justering av traséalternativ 1 slik at alle ledninger ligger med fall på minimum 10 % blir flere av kummene relativt dype, noe som også fører til dyp grøft. Kum O3 blir hele 4,7 m dyp. Fordi det kun er mulig å oppnå minimumsfall ved store deler av denne traseen vil man ikke kunne gå ned på dimensjon for overvannssystemet. Dermed må overvannsledningen legges med dimensjon $D = 600 \text{ mm}$. Kombinasjonen av store rørdimensjoner og dype grøfter gjør dette traséalternativet til et relativt dyrt alternativ. En annen ulempe ved å benytte seg av den eksisterende ledningstraseen er at man må etablere midlertidige løsninger for håndteringen av spillvannet i anleggsperioden.

3.1.2 Traséforslag 2

Traséforslag 2 tar for seg en løsning som forbedrer hydraulikken over jordet mellom Hollumvegen og Åkervegen ved omlegging av traseen. Løsningen benytter påkobling i de prosjekterte kummene rundt kum 7178 som saneres våren 2024, samt omlegging av traseen mellom kum 7178 og 7180. Mellom kum 7180 og 8630 følges dagens trasé. Se figur 25 for utsnitt av skisse av traséforslag 2 fra vedlegg 9.



Figur 25 - Utsnitt fra vedlegg 9 som viser skisse for traséforslag 2

Fordeler

Dette traséforslaget byr på forbedrede hydrauliske forhold, med færre skarpe retningsendringer og påkoblingspunkter på ledningsnett. Eksisterende kum 7179 legges ned og det legges ny trasé mellom kumgruppe 3 og 4, noe som gir en mindre retningsendring og dermed bedre hydraulikk. Det er også relativt enkelt å få til godt fall mellom kumgruppe 3 og 1, noe som muligens kunne åpnet for å gå ned en dimensjon på overvannsledningen. Overvannsledningen mellom kumsett 3 og 4 håndterer også for dette traséalternativet kun overvann fra delfelt 7 og dimensjon $D = 300$ mm er dermed tilstrekkelig ved 10 % fall. En fordel ved å legge ny trasé som ikke følger den eksisterende er at man i deler av anleggsperioden kan benytte seg av det eksisterende ledningsnett for håndtering av spill- og overvann.

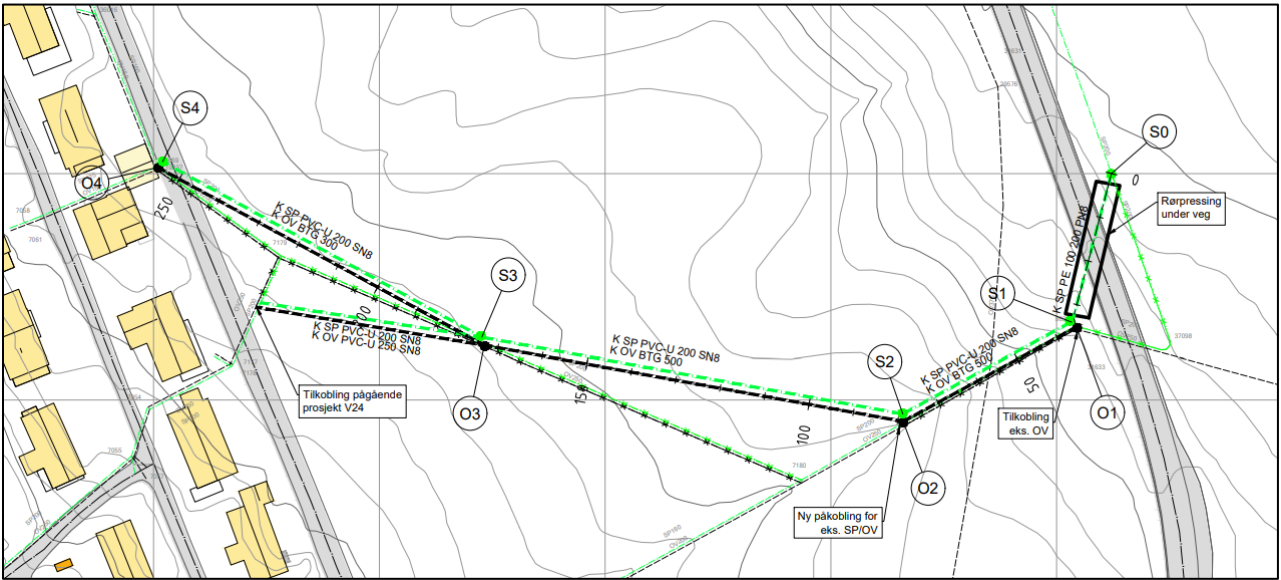
Ulemper og utfordringer

Denne løsningen forutsetter at kumsettet som settes våren 2024 er dimensjonert for påkobling av ledningsnett fra Åkervegen – Eindrides veg direkte i Åkervegen. Etter å ha studert lengdeprofilen for dette traséalternativet ble det oppdaget at det er et lite høgbrekk i terrenget mellom kumgruppe 3 og 4, hvor kumsett 3 ligger høyere enn kumsett 4. Dette medfører at ledningene mellom disse kumsettene naturlig vil ligge med motfall hvis ikke kumsett 3 senkes. For å oppnå 10 ‰ fall på denne delstrekningen blir kum O3 6,3 m dyp. Dette vil føre til en svært dyp grøft, noe som er lite gunstig med tanke på at både kumsett 3 og 4 ligger svært nært den eksisterende bygningsmassen. I praksis vil dette være umulig, ettersom såpass dyp graving kan føre til skader på bygningsmassen.

Ettersom man ikke oppnår større fall enn 10 ‰ på flere delstrekninger, vil man være nødt til å benytte seg av $D = 600$ mm på overvannsnettet for å ha tilstrekkelig kapasitet. Avstanden mellom kumsett 2 og 3 er omtrent 128 m, noe som er relativt langt med tanke på VA-normens krav til maksimalt tillatte avstand mellom kummer på 80 m. Det er valgt å ikke tegne inn noen ekstra kumsett på denne delstrekningen og anta godkjent fravik fra normen som følger av traseens plassering over et jorde. Ved valg av traséalternativ 2 vil man måtte inngå ny grunneieravtale.

3.1.2 Traséforslag 3

Traséforslag 3 er en kombinasjon av traséforslag 1 og 2 der man følger deler av dagens trasé, men gjør grep for å forbedre hydraulikken og unngå skarpe vinkler i påkoblingspunktene. Ved dette alternativet er det forsøkt å ta hensyn til optimalisering av fall for å kunne gå ned en dimensjon på overvannsledningen. Se figur 26 for utsnitt av skisse av traséalternativ 3 fra vedlegg 10.



Figur 26 - Utsnitt fra vedlegg 10 som viser skisse for traséforslag 3

Fordeler

Dette traséforslaget utbedrer i stor grad de hydrauliske problemene i området, ettersom det er forsøkt å unngå skarpe retningsendringer på ledningsnett. Som nevnt i kapittel 2.2.4 ble det funnet at man minimum trenger et fall på 24 ‰ for å kunne benytte dimensjonen $D = 500$ mm på overvannsnett. Etter å ha studert lengdeprofilen for dette traséalternativet fremkom det at det ved justeringer kunne være mulig å oppnå minimum dette fallet fra kumsett 3 til kumsett 1. Også for dette traséalternativet vil $D = 300$ mm være en tilstrekkelig dimensjon for overvannsledningen mellom kumsett 3 og 4, på lik linje som for traséalternativ 1 og 2. Hele traseen oppnår dermed godt fall. Kumdybdene blir også forholdsvis normale for dette traséalternativet, ettersom man unngår for dyp graving for å justere for fallet lenger opp i traseen. Som nevnt for traséalternativ 2 vil det også for dette alternativet være mulig å benytte det eksisterende ledningsnett til håndtering av spill- og overvann i deler av anleggsperioden.

Ulemper og utfordringer

Ved dette traséalternativet er kumsett 3 flyttet sammenlignet med plasseringen av den eksisterende kummen 7179. Dette medfører at traseen mellom kumsett 3 og kum 7178 får en annen vinkel enn det er tatt høyde for i tegningsgrunnlaget for arbeidet som pågår våren 2024. Det vil fremdeles være mulig å benytte traseen, men avvinklingen på ledningsnettets kan maksimalt utføres ved bruk av langbend med vinkel opp til 22° for å unngå for skarp retningsendring. I likhet med traséalternativ 2 vil det også for dette alternativet måtte inngås ny grunneieravtale.

Ved kumsett 3 blir det svært trangt mellom ledningen fra eksisterende kum 7178 og ledningen mellom kumsett 3 og 4. Ledningene ville møttes før eller i kumveggen, noe som hadde utløst behov for spesialdesignet kum, dersom kommunen hadde godtatt løsningen. Etter veiledning fra Structor ble det oppdaget at kumplasseringen kan justeres slik at standardkummer kunne benyttes, uten at man reduserte fallet til under 24 ‰. På bakgrunn av dette velges det å gå videre med traséalternativ 3 for den videre prosjekteringen.

4 Resultater

Det anbefales å ha vedlegg 11 – 16 tilgjengelige ved gjennomgang av denne delen for å se detaljene beskrevet tydeligere enn det som fremkommer i rapportens utklipp fra vedleggene.

I kapittel 3.1.2 ble det bestemt å gå videre med traséalternativ 3 for videre detaljprosjektering. Resultatene fremstilt i dette kapittelet er derfor basert på utbedring av forslagsskissen til traséalternativ 3.

4.1 Detaljprosjektering av trasé

4.1.1 Inngangsdata

Detaljprosjekteringen er gjennomført ved bruk av programvarene Novapoint og AutoCAD.

Modellen i Novapoint er laget basert på grunnlagsdata utlevert av Melhus Kommune i form av SOSI-filer. SOSI-fil med eksisterende avløpsledninger var svært nyttig i dannelsen av modellen. Dette ga gruppen et tydelig bilde av de mulige påkoblingspunktene man kunne benytte seg av og illustrerte hvordan terrenget kan være en årsak til hydrauliske problemer på en effektiv måte. Kommunen overleverte også SOSI-fil med ledningsnett for vannforsyningen i området. Av samfunnssikkerhetsmessige hensyn publiserer ikke Melhus Kommune kartdata over vannforsyningen, noe kommunens VA-ansvarlig presiserte ovenfor gruppen ved utlevering av denne dataen. Ved prosjekteringen er både SOSI-filer for vannett og avløpsnett benyttet, men vannettet er skjult ved produksjon av tegninger for publisering. Det er valgt å legge inn en hensynssone for å markere områder hvor det må vises forsiktighet ved graving på grunn av nærhet til eksisterende vannledning. Terrengmodellen er laget basert på grunnleggende terrengdata gitt av kommunen.

Selve prosjekteringen av traseen mellom Hollumvegen og Åkervegen ble gjennomført ved bruk av VA-modulen i Novapoint og tegningsprogramvaren AutoCAD.

Kommentar til oppfyllelse av krav i VA-norm

En generell utfordring ved detaljprosjekteringen er den tidvise mangelen på detaljerte krav i VA-normen til Melhus Kommune. Kommunens VA-ansvarlig har presisert at normen er under revidering og at flere av kravene er utdaterte. Der Melhus sin VA-norm ikke har spesifisert detaljer er enten VA-Miljøblad benyttet eller Trondheim Kommune sin VA-norm etter veiledning fra Structor Trondheim AS. Eksempler på dette er blant annet hvorvidt det skal benyttes kumringer med integrert pakning (IG) for spillvannskummer og hvilken kornfraksjon som skal benyttes i fundament og sidefylling av grøft.

4.1.2 Valg av materiale og dimensjon

Etter nøye vurdering av beste påkoblingsmulighet, samt hvordan man kan unngå hydrauliske problemer i traseen Hollumvegen – Åkervegen ble traséalternativ 3, heretter kalt trasé 3, vurdert til å være det beste alternativet.

Tabell 14 viser en sammenstilling av materialene og dimensjonene som benyttes i detaljprosjekteringen. Dimensjon for overvannsledningen er fastsatt etter vurdering av fall ved skisseforslag og detaljprosjekteringen. Det oppnås minimum 24 ‰ fall mellom kumsett 1 – 3 og D = 500 mm er dermed en tilstrekkelig dimensjon. Overvannsledning mellom kumsett 3 og 4 kan anlegges med dimensjonen D = 300 mm.

Tabell 14 - Sammenstilling av inngangsdata for detaljprosjektering

	Strekning	Fall [‰]	Materiale	Dimensjon [mm]
Spillvann	S0-S1	108	PE	200
	S1-S2	90	PVC	200
	S2-S3-1	24	PVC	200
	S2-S3-2	24	PVC	200
	S3-S4	10	PVC	200
Overvann	O1-O2	90	Betong	500
	O2-O3-1	24	Betong	500
	O2-O3-2	24	Betong	500
	O3-O4	10	Betong	300

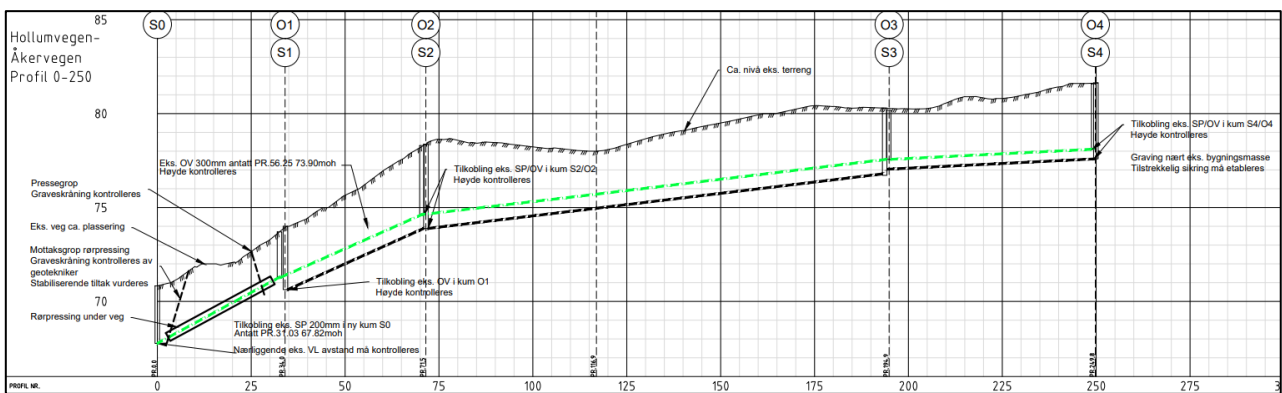
De eksisterende ledningene i området består av spillvannsledninger i PVC og overvannsledninger i betong. VA-normen henviser til VA-Miljøblad Nr. 30 *Valg av rørmateriell* for valg av ledningsmateriale ved VA-prosjekter. Ifølge VA-Miljøbladet er det flere fordeler ved begge materialkvalitetene. Begge har god slagbestandighet, men betongledningene tåler store utvendige belastninger bedre enn PVC-ledningene (Norsk Vann, 2011).

PVC-ledninger er begrenset til dimensjoner mellom 110 mm og 400 mm, dersom man ønsker større PVC-ledninger må man benytte Pragmarør (PIPELIFE Norge AS, u.å.-a). Det er vanlig å benytte seg av betongledninger ved større ledningsdimensjoner på avløpsnett. Kommunens VA-ansvarlig ga gruppen tilbakemelding om at man kan benytte dobbeltveggede (DV) plastrør for overvannsledninger. For denne oppgaven er det valgt å gå videre med overvannsledninger i betong. Hvorvidt man bør benytte seg av betong eller DV som ledningsmateriale bør bestemmes i samråd med kommunen ved videre prosjektering. Med bakgrunn i dette er det valgt å benytte PVC-ledninger for spillvannsnett med dimensjon $D = 200$ mm og betongledninger for overvannsnett med dimensjonene $D = 500$ mm og $D = 300$ mm.

Mellom kum S0 og S1 legges det ny trasé ved rørpressing. Ved rørpressing er det fordelaktig å benytte seg av et ledningsmateriale som produseres i lengre lengder og dermed reduserer antallet skjøter. PVC-ledninger fås typisk i lengder på 6,0 m, mens ledninger av Polyetylen (PE) ifølge VA-Miljøblad Nr. 11 kan fås i lengder på både 12,0 m og 20,0 m (Norsk Vann, 2019). PE-ledninger har tykkere veggtykkelse enn PVC-ledninger og dermed kan det ved $D = 200$ mm oppstå en minimal innsnevring ved materialendring. PE som materiale er mer temperatursensitivt enn PVC, noe som kan resultere i strekk i materialet ved dårlig innfestning (Norsk Vann, 2019). Ettersom det benyttes Brilljant-kummer for PE-ledninger med forankring til kumvegg i form av forankringskloss, burde ikke dette medføre problemer. Strekningen mellom kummene S0 og S1 har godt med fall og dimensjonen er dermed tilstrekkelig. Hvorvidt man skal gå opp til standarddimensjonen $D = 225$ mm PE100 for denne strekningen kan vurderes basert på kommunens ønsker og lagerføringen hos nærmeste rørgrossist. For den videre prosjekteringen benyttes $D = 200$ mm. VA-normens kapittel 6.0 angir at det normalt sett skal benyttes samme ledningsmateriale mellom kummer (Melhus Kommune, u.å., Kapittel 6.0). Derfor benyttes PE på hele strekningen mellom kum S0 og S1.

4.1.3 Plan- og lengdeprofil

Ved konstruksjon av plan- og lengdeprofil for trasé 3 er det gjort endringer i traséutformingen for å ta hensyn til vinkler i påkoblingspunkter til eksisterende ledningsnett basert på standardkummer, fall og frostfri dybde. Justeringen for vinkler og fall er gjort med hensyn til utvalg og priser på kummer og ledningsmaterialer, ettersom det i skisseforslaget til trasé 3 for eksempel var slik at eksisterende og prosjekterte ledninger møttes før kummene S3/O3. Såpass smal vinkel mellom to innløp ville medført behov for spesialdesignet kum etter mål, noe som potensielt sett kunne medført høyere kostnad. Det er heller ikke sikkert kommunens VA-ansvarlig hadde godtatt at innløpene møtes før kumveggen.



Figur 27 - Utsnitt av lengdeprofil, fra vedlegg 12 plan- og lengdeprofil

Spill- og overvannsledningene legges med samme fall, ettersom dette er mest gunstig for grøfteutførelsen. Ved kumsett 3 er det et sprang i lengdeprofilet for overvannsledningen. Dette er fordi overvannsledningen inn i O3 har dimensjon $D = 300$ mm, mens ledningen ut av O3 har dimensjon $D = 500$ mm. Se figur 27 for utsnitt av lengdeprofilet fra vedlegg 12.

Grop ved rørpressing

Det er tegnet inn estimert graveskråning for rørpressing i lengdeprofilet, se profil 0-25 i figur 27 eller vedlegg 11. Disse er kun til illustrasjon da anbefalt helning på graveskråning er 1:1 eller 1:1,5. Mellom vegen og kum S0 er det omtrent 10 m horisontal avstand. Mottaksgrop for rørpressing må kontrolleres i samråd med geotekniker for å etablere sikker graveskråning og kartlegge eventuelle behov for tiltak. Pressegrøpa plasseres ved kumsett 1. Dette gjøres fordi det ved kum S0 ikke vil være tilstrekkelig med plass til pressegrøp på grunn av den nærliggende vannledningen.

Hollumvegen skal holdes åpen hele anleggsperioden. Eventuelt behov for stabiliserende tiltak må vurderes i samråd med geotekniker ved videre detaljprosjektering.

Avstand mellom kummer

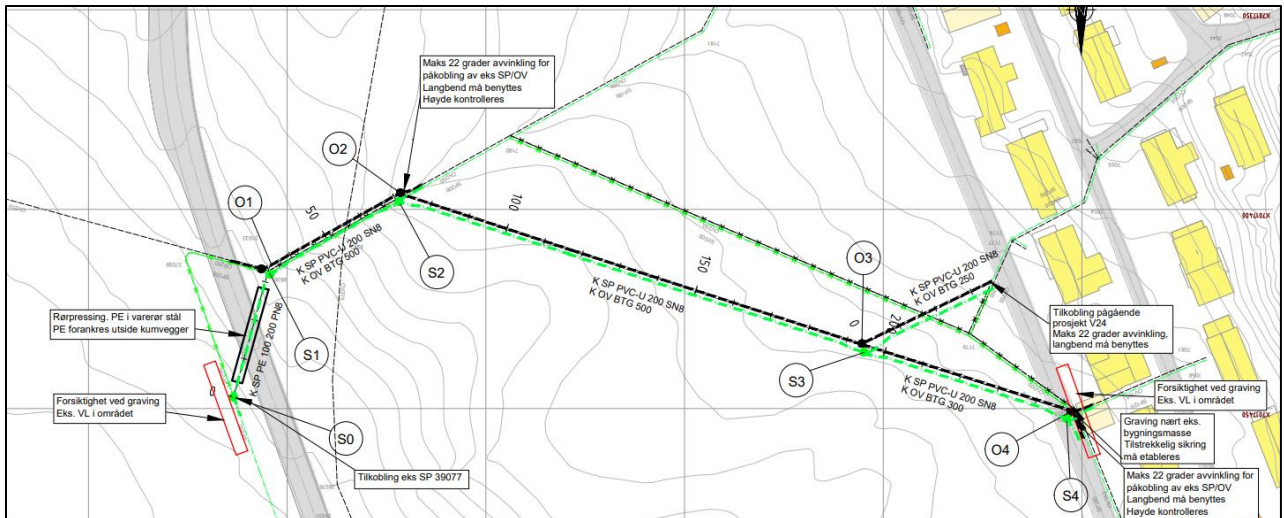
VA-normens kapittel 6.14 og 7.14 angir at største tillatte avstand mellom kummer for både spill- og overvannsnett er 80 m (Melhus Kommune, u.å.). Mellom kumgruppe 2 og 3 er avstanden omtrent 124 m. Jordbruksloven §8 fastsetter driveplikt ved jordbruksareal (Lovdata, 2021). Bonden er dermed pliktig til å dyrke all eid jordbruksareal. Ved å anlegge kummer over jordet blir man nødt til å kompensere bonden for tapt areal som følge av kummenes plassering. Dette inngås normalt sett som en del av grunneieravtalen og kompenseres i form av en engangssum. Med bakgrunn i dette velges det å beholde kumavstanden på omtrent 124 m og forutsetter at kommunen godkjenner fravik fra dette normkravet. Resterende kummer overholder normens avstandskrav.

Høgbrekk i terrenget

Etter veiledning fra Vegard R. Myklebost hos Structor Trondheim AS ble det påpekt at kumsett 2 blir liggende i et høgbrekk i den prosjekterte traseen. Dette har ingen innvirkning på ledningene ettersom disse ligger med godt fall i dette området. Kumsett 2 blir dog ganske dype og det kan oppstå momenter ved den geotekniske prosjekteringen som gjør at såpass dyp graving i dette høgbrekket ikke er å anbefale. Det kan være mulig å flytte kumsett 2 lenger nord for å unngå dyp graving, men da vil det oppstå større retningsendring på ledningsnett og avstanden mellom kumsett 2 og 3 blir lengre. På grunn av omfanget og tidsbegrensningen ved denne oppgaven velges det å gå videre med den prosjekterte traseen uten å gjøre disse justeringene, ettersom hensikten med oppgaven er å gi forslag til utbedring av de hydrauliske forholdene. Eventuelle endringer kan gjøres etter geoteknisk rådgivning.

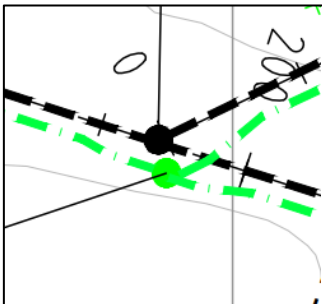
Nærhet til bebyggelse ved kumsett 4

Kumsett 4 blir liggende svært nært den eksisterende garasjen til Åkervegen 18, se vedlegg 11. Ved graving såpass nært byggverk er det viktig med tilstrekkelig sikring. Dette kan gjøres ved for eksempel spunting, men bør kontrolleres og velges i samråd med geotekniker. Et alternativ kan være å rive garasjen i anleggsperioden og sette den opp igjen etter anleggsslutt.



Figur 28 - Utsnitt av plantegning, fra vedlegg 12 plan- og lengdeprofil

For å tilpasse kumplasseringene slik at spill- og overvannskummene ikke kolliderer med hverandre er det valgt å justere plasseringen av spillvannskummene og ikke overvannskummene. Dette er fordi det er såpass stor dimensjon på overvannslendingen at bend for avvinkling vil være dyrere for overvannsnett enn spillvannsnett. Figur 29 viser utsnitt av kumgruppe 3 fra plantegningen, se figur 28 eller vedlegg 12. Her fremkommer avvinklingen på spillvannsnett tydeligere. Det presiseres at det ved slike avvinklinger må benyttes langbend med maksimal avvinkling på 22°, i tråd med Trondheim Kommunes VA-norm kapittel 6.11 (Trondheim Kommune, u.å.).

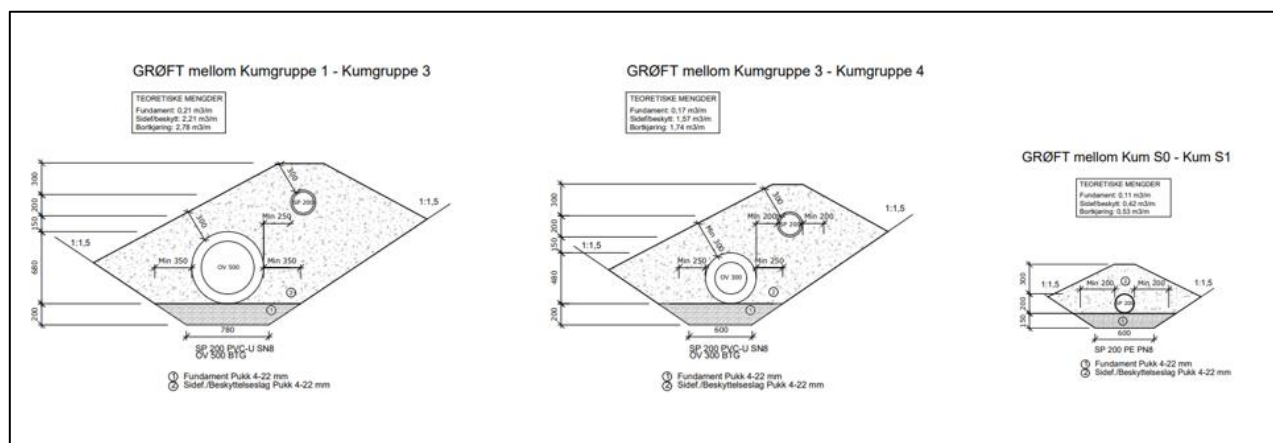


Figur 29 - Utklipp fra plantegning for illustrasjon av avvinkling ved spillvannskum

4.1.3 Grøftetverrsnitt

Novapointmodulen for ledning og kabel kan generere automatiske grøftetverrsnitt i AutoCAD, men disse holdt en lavere kvalitet enn det gruppen ønsket å presentere. Derfor valgte gruppen å tegne egne grøftetverrsnitt i AutoCAD som følger retningslinjene presentert i VA-miljøblad Nr. 5 og normtegningen til Trondheim Kommune for normalprofil med ledninger i forskjellig plan (Trondheim Kommune, u.å.).

Traseen inneholder tre forskjellige grøftetyper, avhengig av ledningsdimensjonen på strekningen. Det er derfor produsert ett tverrsnitt per grøftetype; ett for grøft med kun spillvann, ett for grøft med $D = 500$ mm overvannsledning som strekker seg mellom kumsett 1 og 3 og ett med $D = 300$ mm overvannsledning som strekker seg mellom kumsett 3 og 4. Se figur 30 for et utsnitt av grøftetverrsnittene fra vedlegg 13.



Figur 30 - Grøftetverrsnitt, utklipp fra vedlegg 13

Grøftene er anlagt med 1:1,5 i skråningshelning, men 1:1 kan også benyttes. VA-normen til Melhus Kommune har i sitt vedlegg 1 en tegning for frostsikring av VA-ledning som viser typiske grøftetverrsnitt. Denne tegningen spesifiserer ikke hvilken kornfraksjon som skal benyttes. Normtegningen til Trondheim Kommune spesifiserer at det skal benyttes pukk med kornfraksjon 4-22 mm for både fundamentet og sidefyllingen/beskyttelseslaget (Trondheim Kommune, u.å.). Dette er i tråd med det som står i VA-Miljøblad Nr. 5. For grøftetverrsnittet som kun inneholder spillvannsledning bør det kontrolleres opp mot leverandørens krav til omfyllingsmasser at 4-22 mm kan benyttes.

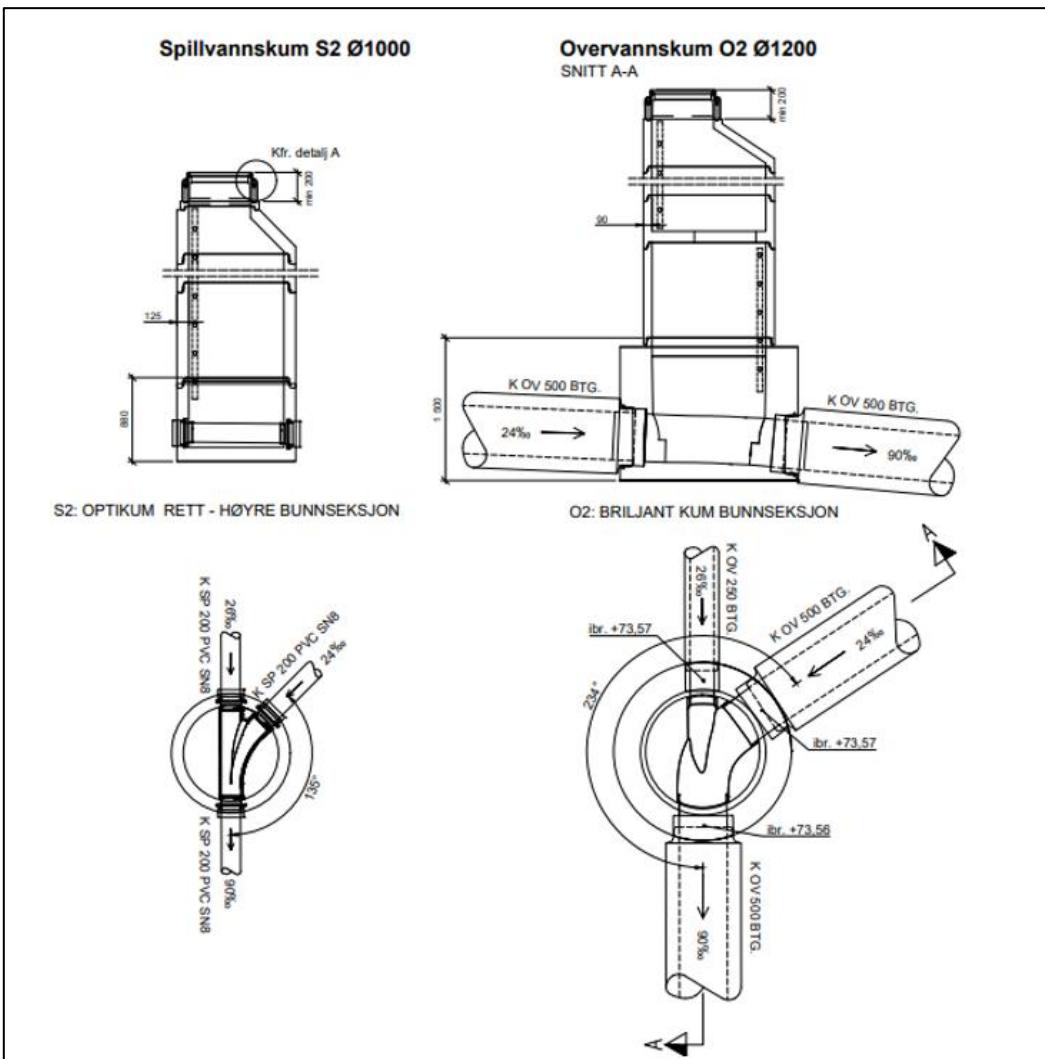
I vedlegg 13 er det også tegnet grøftetverrsnitt for kumgruppe 1 – 3 med grøftekasse. Grøftekasser kan være nødvendig dersom grøften blir dyp og massene ustabile. Grøftekasser er et sikkerhetstiltak for arbeid i dyp grøft. Dersom massene er ustabile bør annen stabilisering eller sikring vurderes. Behovet for grøftekasser eller annen sikring bør kartlegges gjennom geoteknisk undersøkelse i forbindelse med prosjektet. Endelig graveskråning ved tradisjonell grøft bestemmes også etter nærmere geoteknisk vurdering.

Novapoint har en modul som kan beregne grøftetverrsnittet og hente ut mengdeberegningen for traseen. Gruppen hentet ut denne og gikk gjennom resultatene, men kom fort frem til at de ikke nødvendigvis reflekterer den reelle situasjonen for grøftegravningen og valgte dermed å forkaste disse resultatene. Etter veiledning fra Structor ble det bestemt at det vil være mer nøyaktig å benytte deres metode for beregning av grøftetverrsnittet. Dette gjøres ved å dele opp traseen i segmenter basert på dybde og finne lengden av disse segmentene. Deretter benyttes de egentegnede grøftetverrsnittene til å beregne masser til bortkjøring. Dette vil gi en god inndeling av grøften for beregning av kostnadsoverslaget.

4.1.4 Kumskisser

For å øke detaljeringsgraden av prosjekteringen ønsket gruppen å lage egne kumskisser. Kummene er prosjektert etter Melhus Kommune sin VA-norm kapittel 6.13 for spillvannskummene og 7.13 for overvannskummene. De samme kapitlene er benyttet fra Trondheim Kommune sin VA-norm, med tilhørende normtegninger. Normen til Melhus stiller krav om at minste tillatte kumdimensjon er $D = 1200$ mm for både spill- og overvannsnettet. For spillvannsnettet stilles det ytterligere krav om større dimensjon dersom kumdybden passerer 4,0 m. I dette prosjektet er det kun en kum som er dypere enn 4,0 m, men dette er en overvannskum og prosjekteres dermed med $D = 1200$ mm. Etter veiledning fra Structor ble det anbefalt å anlegge kummer dypere enn 4,0 m med mellomdekke. Dette fungerer som et sikkerhetstiltak for driftspersonell ved inspeksjon av dype kummer. Kum O2 er omtrent 4,5 m dyp og anlegges derfor med mellomdekke. Melhus Kommune sin VA-ansvarlig ønsket at det skulle være fastmontert stige både over og under mellomdekket, ettersom det er lettere å fjerne en stige enn å ettermontere den i denne typen kum. Kummer med mellomdekke skal som regel alltid ha fastmontert stige over mellomdekket.

VA-ansvarlig i Melhus Kommune presiserer at normen er under revidering og at enkelte av kravene derfor kan fravikes. Dette gjelder blant annet kravet til minste tillatte kumdimensjon. Gruppen tok derfor kontakt med VA-ansvarlig i kommunen for å høre om det var mulig å benytte $D = 1000$ mm som dimensjon på spillvannskummene, ettersom man da kan benytte seg av kumtypen BASAL Optikum. Dette tenkte kommunens VA-ansvarlig at passet fint til dette prosjektet og dermed benyttes disse kummene. Overvannskummene prosjekteres med Brilljant bunnseksjon, ettersom denne åpner for å anlegge fall i bunnrenne/muffe og bestilles basert på mål oppgitt på innløp/utløp ol.. Se figur 31 for utsnitt av kumskisse for kumsett 2 hentet fra vedlegg 14.



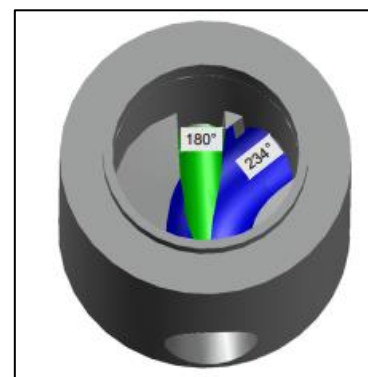
Figur 31 - Kumskisse av kumsett 2, utsnitt fra vedlegg 14

Melhus Kommune sin VA-norm angir ikke konkret hvilken skjøtemetode som skal benyttes for elementene ved de ulike kummene. Derfor sjekket gruppen hva VA-normen til Trondheim Kommune sier om dette. Normtegningen til Trondheim for avløpskum utenfor veg angir i materiallisten at det skal benyttes kumringer med integrert pakning (IG). Etter veiledning fra Structor ble det informert om at dette som regel benyttes på spillvannskummer, mens man kan benytte vanlige kumringer for overvannskummer.

Ved flere av kumsettene tilkobles eksisterende ledningsnett som ligger med stort fall. Produktbladet for Optikummen angir at tilknyttede rør kan avvinkles med inntil 5° i alle retninger (Loe Rørprodukter As, u.å.). Dette tilsvarer omtrent 90 %. VA-normen til Trondheim Kommune presiserer i de lokale bestemmelsene i kapittel 6.10 at avvinkling på ledning i kurve kan benyttes dersom ledningen ikke kan legges slik at avvinkling kan unngås. Normen tillater at den prosjekterte avvinklingen høyst kan være 50 % av det produsenten angir som maksimum (Trondheim Kommune, u.å.). Dermed kan avvinkling på inntil 45 % benyttes der ledninger kommer inn til kum med stort fall. Fordi man angir høyde på innløp/utløp og fall i bunnrenne/muffe for Brilljant-kummene er det ikke alltid nødvendig med avvinkling på utsiden av kumveggen for å tilrettelegge for stort fall inn til kummen.

Fordi det benyttes PE som ledningsmateriale mellom kummene S0 og S1 kan ikke Optikummer benyttes, ettersom Optikummen er anlagt med bunnrenne for enten PVC eller polypropylen (PP). Det benyttes derfor Brilljant-kummer for S0 og S1.

Optikummen er tegnet ved bruk av programvaren VARDAK og importert til AutoCAD for videre modellering av kumskissene. Brilljant-kummene ble beregnet ved bruk av Hawkeye Pedershaab *Smartcast Design Program*, ettersom disse beregnes og tilpasses de stedlige forholdene og modellert videre i AutoCAD for sammensatte kumskisser. *Smartcast Design Program* sender også en 3D-modell av bunnseksjonen for Brilljant-kummen som kan bearbeides for presentasjon, se figur 32. Denne ønsket gruppen å inkludere i kumskissene ettersom den gir et bedre inntrykk av hvordan bunnseksjonen faktisk ser ut enn 2D-tegningen.



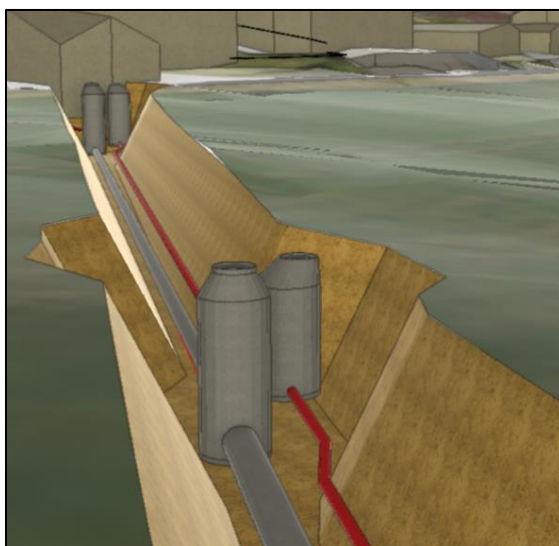
Figur 32 – 3D-modell av Brilljant bunnseksjon, hentet fra vedlegg 14

4.1.5 3D-modell

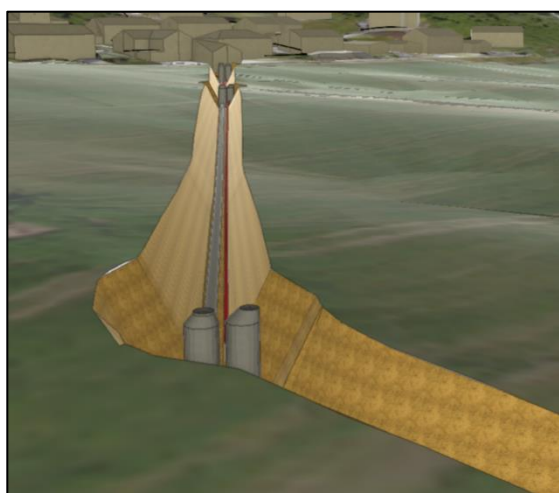
Etter at detaljprosjekteringen var ferdigstilt ønsket gruppen å lage en 3D-modell av ledningstraseen for å visualisere sammenhengen mellom eksisterende terreng og den prosjekterte ledningstraseen. BIM benyttes i stor grad i byggeprosjekter, men benyttes mindre i infrastrukturbransjen per i dag. Derfor ønsket gruppen å danne en 3D-modell for å se hvordan det vil være å jobbe med 3D-modellering av ledningsnett for det fremtidige arbeidslivet. Tre utsnitt fra denne modellen kan ses i figur 33 – 35. Selve modellen kan ses ved å åpne linken i vedlegg 15, som åpner visningsmodus for Trimble Connect.



Figur 33 - Oversiktsbilde av ledningsgrøft, hentet fra 3D-modell i Novapoint



Figur 34 - Nærbilde av kumsett 3 (nærmest) og 4 (bakerst), hentet fra 3D-modell av ledningsgrøft



Figur 35 - Vinklet utsnitt som viser ledningsgrøften relativ til terrengutformingen oppstrøms kumsett 2, hentet fra 3D-modell i Novapoint

4.2 Kostnadsoverslag

Beregning av kostnadsoverslag for detaljprosjekteringen vil ta utgangspunkt i kostnadene tilknyttet etablering av nye spill- og overvannsledning langs Hollumvegen – Åkervegen trasé 3. Det er valgt å dele inn kostnadsberegningen etter metoden som benyttes.

For å beregne kostnadene tilknyttet etablering av traseen er erfaringstall fra databasen til Structor benyttet. Enkelte av disse tallene er fra eldre prosjekter, eller prosjekter med dimensjoner i nærheten av det som benyttes i dette prosjektet. Derfor er tallene justert i samråd med Structor, både for prisøkning og riktig dimensjon, ved å bruke Byggekostnadskalkulatoren fra SSB og skjønn (Statistisk Sentralbyrå, u.å.). Kostnadene er oppgitt ekskludert merverdiavgift.

4.2.1 Rørpressing under Hollumvegen

Prisoverslaget for rørpressing under Hollumvegen er basert på etablering av pressegrup ved kum S1 og mottaksgrup ved den eksisterende spillvannsledning den nye traseen skal koble seg på. På grunn av plassbehov er beregningene basert på at rørpressingen gjennomføres før kumsett 1 og settes slik at pressegruppa plasseres ved kumplasseringen. Dermed utføres det grovt estimert 33 m rørpressing, beregnet fra grop til grop. Det er ikke inkludert kostnader knyttet til sikring av pressegrup og mottaksgrup, som for eksempel sikring med spuntvegger. Dersom geoteknisk rapport viser at dette er nødvendig må disse kostnadene beregnes separat og legges til i beregningen.

Tabell 15 - Sammenstilling av enhetskostnader for kostnadsoverslag for rørpressing

Element	Enhet	Enhetspris [NOK]
Startgrop	RS	20 000
Mottaksgrup	RS	20 000
Rigg for rørpressing DN200	RS	100 000
Oppstilling	Stk.	25 000
Rørpressing DN200	m	5 000
Håndtering av masser fra rørpressing	RS	10 000
Innblåsing av lettlinkekuler	Stk.	10 000

4.2.2 Grøftegraving

Det er tatt utgangspunkt i en minste grøftedybde på inntil 3,5 m og beregnet etter intervaller med økning på 0,5 m frem til dypeste grøftedybde på inntil 5,0 m ble nådd. Antall løpemeter grøft er hentet fra lengdeprofilet. For beregning av kostnadsoverslaget er det valgt å ta utgangspunkt i at man kan ikke behøver grøftekasser for å utføre grøftarbeidet. Dersom det skulle vise seg at det er behov for grøftekasser etter en geoteknisk vurdering er dette en kostnad som må legges til i beregningen. Enhetskostnadene benyttet i beregningen av kostnadsoverslaget for grøftegraving og materialer er som følger:

Tabell 16 - Sammenstilling av enhetskostnad til kostnadsoverslag for grøftegraving

	Post	Enhet	Enhetspris [NOK]
Grøft i løsmasser (eks. ledninger)	Bunnbredde 0,6m, inntil 3,5 m dybde	m	2 000
	Bunnbredde 0,6m, inntil 4,0 m dybde	m	2 500
	Bunnbredde 1,0 m, inntil 3,5 m dybde	m	2 500
	Bunnbredde 1,0 m, inntil 4,0 m dybde	m	2 700
	Bunnbredde 1,0 m, inntil 4,5 m dybde	m	2 900
	Bunnbredde 1,0 m, inntil 5,0 m dybde	m	3 200
Ledninger (inkl. arbeid)	200 mm PVC-U	m	600
	200 mm PE100	m	850
	300 mm Betong	m	1 100
	500 mm Betong	m	1 500
Kummer	Optikum	Stk.	25 000
	Briljant-kum	Stk.	50 000

Prisene på de to kumtypene er for kostnadsberegningen basert på typiske kumpriser for lignende prosjekter og justert for dagens prisnivå. Denne prisen vil avhenge av dybden på kummen, typen bunnseksjon og andre tillegg som har innvirkning på prisen. Prisen på Brilljant-kummene vil typisk ha større variasjon i pris enn Optikumene, ettersom Brilljant bunnseksjonene lages etter vinkler på innløp/utløp og fall i kummen kan justeres. Priser fra tidligere prosjekter hos Structor med Brilljant-kummer og Optikummer ble gjennomgått for å estimere en kostnad for dette prosjektet. For å være på den konservative siden er prisene gitt med et grovt anslag.

Elementer som forberedende arbeider, bortkjøring av overskuddsmasser, reetablering av matjord, prøving og kontroll av det nye anlegget osv. tas også med i beregningene. Se vedlegg 16 for komplett liste over poster i kostnadsberegningen.

4.2.3 Entrepriisekostnad

For å beregne entreprisekostnaden av prosjektet må det tas høyde for kostnaden av rigg og drift, samt legge inn margin for ufordelte kostnader og usikkerhet. En sammenstilling av de ulike andelene er vist i tabell 17.

Tabell 17 - Sammenstilling av andeler benyttet i beregning av entreprisekostnad

Post	Andel
Rigg og drift	10 % av sum for trasé 3
Ufordelte kostnader	15 % av sum for trasé 3 inkl. Rigg og drift
Usikkerhet	20 % av entreprisekostnad

Entrepriisekostnaden er ikke inkludert kostnader tilknyttet etablering av ny grunneieravtale eller kompensasjon som følge av tapt jordbruksareal på grunn av kumplassing. Det er usikkert om området inneholder forurensede masser, denne kostnaden er dermed ukjent. Estimert entreprisekostnad inkludert usikkerhet for gjennomføring trasé 3 mellom Hollumvegen og Åkervegen er 3 550 000 kr. Se vedlegg 16 for detaljerte beregninger.

5 Konklusjon og veien videre

I denne bacheloroppgaven er det dimensjonert og prosjektert nytt spill- og overvannsnett mellom Hollumvegen og Åkervegen i Brekkåsen, Melhus Kommune. Spillvannsproduksjonen er beregnet til å være $Q_{SP} = 27 \text{ l/s}$ og overvannsproduksjonen er beregnet til $Q_{OV} = 686 \text{ l/s}$. Det ble skissert tre traséalternativer for å utforske hvordan man kan utbedre de hydrauliske forholdene i området og det ble valgt å gå videre med detaljprosjektering av traséalternativ 3. Sentrale utfordringer ved prosjekteringen var optimaliseringen av fallforholdene for påkobling til eksisterende ledningsnett og tilstrekkelig kapasitet ved lavere dimensjon, samt nærføring til byggverk og vannettet.

Detaljprosjekteringen tok for seg produksjon av både trasé- og detaljtegninger og resulterte i en foreløpig entreprisestkostnad på 3,55 MNOK.

Resultatene av denne oppgaven er ment som en kontroll av ledningsdimensjon i sammenheng med pågående prosjekt i Åkervegen våren 2024 for å sikre riktig dimensjon på kumsettet. I tillegg til dette er det utarbeidet forslag til utbedring av de hydrauliske forholdene på ledningstraseen mellom Hollumvegen og Åkervegen etter ønske fra kommunen. Dersom resultatene fra denne bacheloroppgaven skal benyttes videre er det flere momenter som må kontrolleres.

Det er gjort antagelser basert på kum- og ledningsdata gitt av kommunen. Høydegrunnlaget i området er sparsomt, og kommunen har presisert at innmålingene enten er gamle og hentet fra papirkart eller gjennomført av sommerstudenter i arbeid ved driftsenheten. Kummer og kryssende ledninger som blir påvirket av den prosjekterte ledningstraseen bør derfor kontrolleres for feil i antagelsene. Eventuelle endringer i traseen kan gjøres etter innspill fra geoteknisk prosjektering.

Enhetskostnadene benyttet i kostnadsoverslaget innebærer en viss usikkerhet. Dette er fordi kostnadene er estimert basert på priser fra tidligere prosjekter og justert for prisøkning ved bruk av SSBs kalkulator. Noen av prisene vil trolig variere fra beregningen i denne oppgaven og prisen man mottar ved en prisforespørsel hos entreprenør eller grossist. Dersom man skal gå videre med beregningen av prosjektprisen for trasé 3 bør det hentes inn oppdaterte priser fra næringslivet og kontrollere disse mot de benyttet i oppgaven. Dette gjelder spesielt prisene på kummene, som ved forespørsel oppgis per kum basert på dybde, størrelse og tilpasninger.

Vedleggsliste

Nummer	Beskrivelse
Vedlegg 1	Artikkel.pdf
Vedlegg 2	Plakat.pdf
Vedlegg 3	KI-deklarasjon.pdf
Vedlegg 4	Beregning av spillvannsmengder.xlsx
Vedlegg 5	Beregning av overvannsmengder.xlsx
Vedlegg 6	Ledningsdata.xlsx
Vedlegg 7	Oversiktskart ledningsnett.pdf
Vedlegg 8	Skisse av traséforslag 1.pdf
Vedlegg 9	Skisse av traséforslag 2.pdf
Vedlegg 10	Skisse av traséforslag 3.pdf
Vedlegg 11	Trasé 3 plantegning.pdf
Vedlegg 12	Trasé 3 plan- og profiltegning.pdf
Vedlegg 13	Trasé 3 grøftetverrsnitt.pdf
Vedlegg 14	Trasé 3 kumskisser.pdf
Vedlegg 15	3D-modell av trasé 3 (link til Trimble Connect).pdf
Vedlegg 16	Kostnadsoverslag.xlsx

Referanser

Asplan Viak. (2023). *VA-notat til Områdeplan Brekkåsen, Vedlegg 2: Spillvann*. Asplan Viak. Lest

16. april 2024

BASAL. (u.å.). *Kapasitet rørledning—Basal*. Hentet 1. mars 2024, fra

<https://www.basal.no/beregninger/kapasitet-rorledning/>

Direktoratet for byggkvalitet. (2024, desember 14). *Nye regler om håndtering av overvann for nye*

byggetiltak. Hentet 5. april 2024, fra: <https://www.dibk.no/Nyhetsarkiv/nye-byggeregler-om-handtering-av-overvann-for-nye-byggetiltak>

Hallvard Ødegaard. (2019). *Vann- og avløpsteknikk* (e-bok). Norsk Vann. Lest 7. april 2024

Kartverket. (u.å.). *Norgeskart*. Hentet 22. februar 2024, fra

<https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=16&lat=7024992.05&lon=261424.90&sok=brekk%C3%A5sen&markerLat=7024522.976963695&markerLon=260888.28151823732&p=searchOptionsPanel>

Loe Rørprodukter As. (u.å.). *Optikum – DN 1000*. Loe Rørprodukter. Hentet 10. mai 2024, fra

<https://loe-ror.no/produkter/bunndeler/optikum/optikum-dn-1000/>

Lovdata. (u.å.). *Vegloven §57*. Hentet 29. april 2024, fra [https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-](https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23/KAPITTEL_10#%C2%A757)

[06-21-23/KAPITTEL_10#%C2%A757](https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1963-06-21-23/KAPITTEL_10#%C2%A757)

Lovdata. (2011, juni 12). *Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende*

tekniske krav (forskrift om utførelse av arbeid). Hentet 08. mai 2024, fra

https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2011-12-06-1357/*#*

Lovdata. (2021, august 25). *Lov om jord (jordlova)*—Lovdata. Hentet 10. mai 2024, fra

<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1995-05-12-23>

Melhus Kommune. (u.å.). *VA-norm Melhus Kommune*. Hentet 22. februar 2024, fra [https://va-](https://va-norm.no/melhus/)

[norm.no/melhus/](https://va-norm.no/melhus/)

- Norges Geologiske Undersøkelse. (u.å.). *Løsmasser—Nasjonal løsmassedatabase*. Hentet 29. april 2024, fra https://geo.ngu.no/kart/common_mobil/?_kart/losmasse_mobil/___lang=nor::extent=261145.9614702002,7025232.922190417,263176.9614702002,7026085.783518542::map=1
- Norsk klimaservicesenter. (2024, april 5). *Nedbørintensitet (IVF-verdier)*. Hentet 5. april 2024, fra <https://klimaservicesenter.no/ivf?locale=nb&locationId=SN18701>
- Norsk Vann. (u.å.). *VA-Miljøblad Nr. 6: Grøfteutførelse stive rør*. Hentet 17. april 2024, fra <https://www.va-blad.no/387/>
- Norsk Vann. (2011, februar 9). *VA-Miljøblad Nr. 30: Valg av rørmateriale*. Hentet 07. mai 2024, fra <https://www.va-blad.no/kapittel-30/>
- Norsk Vann. (2013, august 1). *Norsk vann rapport A 196 Veiledning i tilstandskartlegging og fornyelse av VA-transportssystemer*. Hentet 6. mars 2024, fra <https://va-kompetanse.no/butikk/a-196-veiledning-i-tilstandskartlegging-og-fornyelse-av-va-transportssystemer/>
- Norsk Vann. (2015, mai 28). *VA-Miljøblad Nr. 79: Dimensjonering av avløpsledninger. Selvrensing*. Hentet 17. april 2024, fra <https://www.va-blad.no/dimensjonering-av-avlopsledninger-selvrensing/>
- Norsk Vann. (2016, februar 8). *VA-Miljøblad Nr. 115: Beregning av dimensjonerende avløpsmengder: VA-Miljø*. Hentet 22. februar 2024, fra <https://www.va-blad.no/beregning-av-dimensjonerende-avlopsmengder/>
- Norsk Vann. (2016b, august 13). *VA-Miljøblad Nr. 5: Grøfteutførelse fleksible rør*. Hentet 01. mai 2024, fra <https://www.va-blad.no/grofteutforelse-fleksible-ror/>

Norsk Vann. (2019, desember 19). *VA-Miljøblad Nr. 11: Kravspesifikasjon for vann- og avløpsrør av PE materiale*. Hentet 07. mai 2024, fra <https://www.va-blad.no/kravspesifikasjon-for-ror-av-pe-materiale/>

Norsk Vann. (2021, august 30). *Norsk Vann Rapport 259 Investeringsbehovet i vann- og avløpsanlegg*. Norsk Vann. Hentet 23. april 2024, fra <https://norskvann.no/interessepolitikk/investeringsbehovet-i-vann-og-avlopsanlegg/>

Olimb Anlegg AS. (u.å.). *Stålrørpressing i Større Dimensjoner*. Olimb Anlegg AS. Hentet 29. april 2024, fra <https://olimb-anlegg.no/boring/rorpressing/>

PIPELIFE Norge AS. (u.å.-a). *Grunnavløpsrør*. Norway. Hentet 7. mai 2024, fra <https://www.pipelife.no/infrastruktur/Vann-og-miljoteknikk/grunnavløpsrør.html>

PIPELIFE Norge AS. (u.å.-b). *Kapasitetsberegning—Delfylt rørledning (avløp)*. Norway. Hentet 22. februar 2024, fra <https://www.pipelife.no/snarveier/beregningsprogrammer/kapasitetsberegning-delfylt-roerledning.html>

PIPELIFE Norge AS. (2024, februar). *Rørhåndboka 2022*. Norway. Hentet 1. mars 2024, fra <https://www.pipelife.no/snarveier/roerhandboka2.html>

SCALGO. (2024). Hentet 10. april 2024, fra <https://scalgo.com/nb/>

Scandinavian Society for Trenchless Technology. (u.å.). *Rørpressing*. Scandinavian Society for Trenchless Technology. Hentet 29. april 2024, fra <https://www.sstt.se/index.php?pageId=642>

Statens Vegvesen. (2023, august 15). *Håndbok V240 Vannhåndtering*. SVV. Hentet 5. april 2024, fra <https://store.vegnorm.vegvesen.no/nv240-23>

Statistisk Sentralbyrå. (u.å.). *Byggekostnadskalkulator*. SSB. Hentet 8. mai 2024, fra <https://www.ssb.no/kalkulatorer/bkibol-kalkulator>

Statistisk Sentralbyrå. (2017, juni 26). *Vil ta 160 år å skifte ut det kommunale spillvannsnettet.*

ssb.no. Hentet 23. april 2024, fra <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/artikler-og-publikasjoner/vil-ta-160-ar-a-skifte-ut-det-kommunale-spillvannsnettet>

Statistisk Sentralbyrå. (2023, oktober 13). *0,6 prosent av spillvannsnettet fornyet.* SSB. Hentet 23.

april 2024, fra <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/vann-og-avlop/statistikk/utslipp-og-rensing-av-kommunalt-avlop/artikler/0-6-prosent-av-spillvannsnettet-fornyet>

Trondheim Kommune. (u.å.). *VA-norm Trondheim Kommune.* Hentet 22. februar 2024, fra

<https://va-norm.no/trondheim/>

VA-jus, E. R. (2018, januar 24). *Kan kommunen grave opp og rehabilitere sine kummer på privat*

grunn uten samtykke fra grunneier? | va-jus. Hentet 29. april 2024, fra <https://va-jus.no/uFAQs/kan-kommunen-grave-opp-og-rehabiliterer-sine-kummer-pa-privat-grunn-uten-samtykke-fra-grunneier/>