

Bacheloroppgave

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Linn Lodgaard
Kamilla Tronhuus Hannasvik

Simulering og prosjektering av overvannstiltak i Hommelvik

Modelling and designing stormwater
management facilities in Hommelvik

Bacheloroppgave i Bachelor ingeniørfag bygg

Veileder: Rolf Edvard Petersen

Mai 2020



Norwegian University of
Science and Technology

Simulering og prosjektering av overvannstiltak i Hommelvik

Modelling and designing stormwater management
facilities in Hommelvik

Trondheim mai 2020

Navn studenter:

Kamilla Tronhuus Hannasvik

Linn Lodgaard

Intern veileder:

Rolf Edvard Petersen

Ekstern veileder:

Trond Arne Bonslet

Marte Irtun Aas

Prosjektnr.:

2020 – 19

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering

Prosjektet omhandler overvannsproblematikk i Hommelvik, et tettsted i Malvik kommune. Klimaendringene fører til økte regnmengder som gjør at byer og tettsteder må håndtere større mengder overvann.

Gruppen skal gjennom denne prosjektoppgaven utføre simuleringer og analysere hvor framtidens regn vil forårsake problemområder i overvannsnettet. Ut ifra disse resultatene skal gruppen se på mulige løsninger og detaljprosjektete et mulig tiltak for et problemområde. Kommunen har i tillegg hatt et problem med tilbakeslag av avløpsvann i kjellere. Gjennom denne simuleringen skal det også undersøkes hvor overvannsnettet kan være en kilde til fremmedvann.

Resultatmål

- Simulere overvannsnettet i Hommelvik i programmet MIKE URBAN.
- Analysere resultatene fra simuleringer.
- Diskutere mulige tiltak for å bedre overvannsnettet og simulere disse i MIKE URBAN.
- Detaljprosjektete et mulig overvannstiltak for et problemområde.

Stikkord

Overvannshåndtering

Klimaendringer

Fremmedvann

NoDig

MIKE URBAN

Simulering

Hommelvik

Malvik kommune

Forord

Denne oppgaven er skrevet av studentene Kamilla Tronhuus Hannasvik og Linn Lodgaard. Begge har gått studieretningen teknisk planlegging ved byggingeniørstudiet på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Gruppen ble tidlig enige om at det skulle være en bacheloroppgave om vann og avløp, overvann var ønsket om som tema. Gleden var derfor stor da Structor Trondheim, i samarbeid med Malvik kommune, kunne tilby oss en spennende og lærerik overvannsoppgave.

Våren 2020 ble annerledes enn hele Norge og verden hadde sett for seg da Coronapandemien brøt ut. Mange land ble stengt ned, dette inkluderte også Norge. Dette medførte at NTNU stengte campusene sine, og all kontakt mellom studentene og faglærere ble gjort via internettplattformer. Gruppen var heldige med at Structor Trondheim klarte å holde kontorene sine åpne gjennom hele våren. Med få ansatte og cellekontor klarte de å legge inn gode smittevernstiltak

Vi ønsker å takke hele gjengen ved Structor Trondheim for god veiledning. Det ønskes å rekke en spesiell takk til oppgavens veiledere Trond Arne Bonslet og Marte Irtun Aas.

Malvik kommune med Tom-Andre Havnes skal også ha en stor takk for hjelp til problemstilling og tilgang til viktig underlagsmateriale for oppgaven.

Vi ønsker i tillegg å takke DHI for studentlisens for MIKE URBAN og god assistanse ved behov.

Til slutt vil vi takke vår veileder fra instituttet Rolf Edvard Petersen for god veiledning og tilbakemeldinger underveis.



Kamilla Tronhuus Hannasvik
19.05.2020



Linn Lodgaard
19.05.2020

Abstract

Hommelvik is a town in the municipality of Malvik, 20 minutes from Trondheim city. The stormwater-system in Malvik is not designed for the climate change we experience today. There is a high degree of uncertainty concerning the rainfall and drainage of the future, and the way this has been solved in Norway is through calculating present rain curves with a climate factor. In this thesis it is estimated what happens in the floodwater-system with a climate factor of 40 %.

The simulation is conducted in MIKE URBAN, an urban water modelling software developed by DHI. The program calculates how much water is generated in the catchments over time and led to the manholes in the system. The program produces result files with different outcomes that can be tailored after the requests. In this thesis the results from Link capacity, Flooding in manholes, Link discharge and a comparison between value of capacity versus discharge was used. In this way the critical locations of the system that needs improvement are discovered.

Measures of improvement were considered and the measure that gave the greatest effect on a considerable part of the system was a new outlet pipe. This pipe was simulated to investigate the appropriate dimensions of it and the best location. The pipe must cross beneath the railway to reach the seawaters. This means the excavation must be done with the NoDig method auger boring. The method demands a bore pit at the start and a receiving pit at the end to make room for the rig, but no digging around the pipe. In this way there is no effect on the railroad. After inspecting the area, the most desirable solution was planned in detail in Novapoint, AutoDAD and FocusAnbud. A rough cost estimate was conducted by input from comparable projects and figures.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn og tema	1
1.2	Problemstilling	1
2	Teori.....	2
2.1	Hommelvik.....	2
2.1.1	Overvannsnettet i Hommelvik	3
2.1.2	Klima i Hommelvik	6
2.2	Overvannshåndtering	7
2.2.1	Klimaendringer	7
2.2.2	Håndtering av overvann	8
2.2.2.1	Konsekvenser av kapasitetsproblemer.....	10
2.2.2.2	Fremmedvann	10
2.3	Beregning av nedbør og avrenning	11
2.3.1	Nedbørsberegninger	11
2.3.1.1	IVF-kurver	11
2.3.1.2	Kasseregn og regnhyetogram	12
2.3.2	Beregningsmetoder for avrenning.....	12
2.3.2.1	Den rasjonelle metode	13
2.3.2.2	Tid/areal-metoden.....	14
2.3.2.3	Karmodellen	15
3	Rammer.....	17
4	Simulering med MIKE URBAN.....	18
4.1	Inndata for ledninger og kummer.....	18
4.1.1	Antagelser ledninger og kummer.....	19
4.1.2	Overløp 52394	20
4.1.3	Overløp 52396 og AF-ledningen	20
4.1.4	Fordrøyningsbasseng	22
4.1.5	Utløp	23
4.1.6	Oversikt over kummer og ledninger	24
4.2	Inndata nedbør og nedbørsfelt.....	27
4.2.1	Nedbør.....	27
4.2.2	Regnhyetogram korttidshendelse.....	28
4.2.3	Kasseregn langtidshendelse	32
4.2.4	Nedbørsfelt	33

4.2.4.1	Beregning av konsentrasjonstid.....	36
4.2.4.2	Bekker.....	37
4.2.5	Oversikt over nedbørsfelt.....	39
4.3	Usikkerheter	40
4.3.1	Kummer og ledninger	40
4.3.2	Regn.....	42
4.3.3	Overløpsberegninger med Bernoullis ligning.....	42
4.3.4	Nedbørsfelt.....	42
4.4	Analyse av resultater	43
4.4.1	Korttidsregn	44
4.4.2	Langtidsregn	49
4.4.3	Konklusjon.....	53
4.4.3.1	Nett 1	53
4.4.3.2	Nett 2	55
4.4.3.3	Nett 3	56
5	Vurdering og simulering av tiltak.....	63
5.1	Utløpsledning ut mot sjøen	64
5.1.1	Versjon 1: DN 250.....	65
5.1.2	Versjon 2: DN400.....	68
5.1.3	Versjon 3: DN400, inkludert tilkobling fra Maivegen.....	72
5.1.4	Tiltaketts effekt på fremmedvannkilder.....	75
5.2	Motrøvegen	76
5.2.1	Versjon 1: Kobling til nett 1	76
5.2.2	Versjon 2: Økte ledningsdimensjoner.....	78
6	Tvillingutblokking av AF-ledningen	79
7	Prosjektering av utløpsledning mot sjøen.....	82
7.1	Forhold langs ledningsstrekene.....	82
7.1.1	Områdeanalyse.....	83
7.1.1.1	55450 – OV 2, OV 1 – OV 2 og OV 5 – OV 2	84
7.1.1.2	OV 2 – OV 3.....	86
7.1.1.3	OV 3 – OV 4.....	87
7.1.1.4	OV 4 – utløp	88
7.1.2	Grunnforhold.....	89
7.2	Metodevurdering	92
7.2.1	Hammerboring	94

7.2.2	Styrt boring	95
7.2.3	Valg av NoDig-metode	96
7.3	Justering av løsning	96
7.4	Simulering av den endelige modellen, versjon 4	98
7.5	Kostnadsberegning og anbudsbeskrivelse.....	101
8	Avslutning.....	102
9	Veien videre	103
10	Figurliste	104
11	Tabelliste.....	107
12	Formelliste	108
13	Kilder	109
14	Vedleggsliste.....	114

1 Innledning

1.1 Bakgrunn og tema

I dag står verden ovenfor klimaendringer som gir mer ekstremvær og større og hyppigere nedbør. Samtidig foregår det en befolkningsøkning i byer og tettsteder som fører til fortetning. Disse to faktorene resulterer i økte avrenningsmengder som må håndteres. Flere steder i Norge har et overvannsnett som ikke vil klare å håndtere de økte vannmengdene. Dette vil resultere i at vannet ikke renner vekk fra de bebygde områdene og kan gi skader på omgivelsene og bebyggelsen rundt.

Også i Hommelvik ser de dette problemet. Hommelvik er et tettsted i vekst og med en økende befolkning er det viktig at de klarer å håndtere overvannsmengdene på en tilstrekkelig måte. Det har allerede oppstått hendelser hvor det har kommet skader på bygninger grunnet tilbakeslag av avløpsvann. Kommunen ønsker at det gjøres undersøkelser som kan gi svar på hvor problemene i nettet ligger slik at de kan forhindre at det samme skjer igjen. Ved å øke kapasiteten til overvannsnettene kan fremmedvannsmengdene i spillvannsnettene minke og skader på bygninger kan forhindres.

1.2 Problemstilling

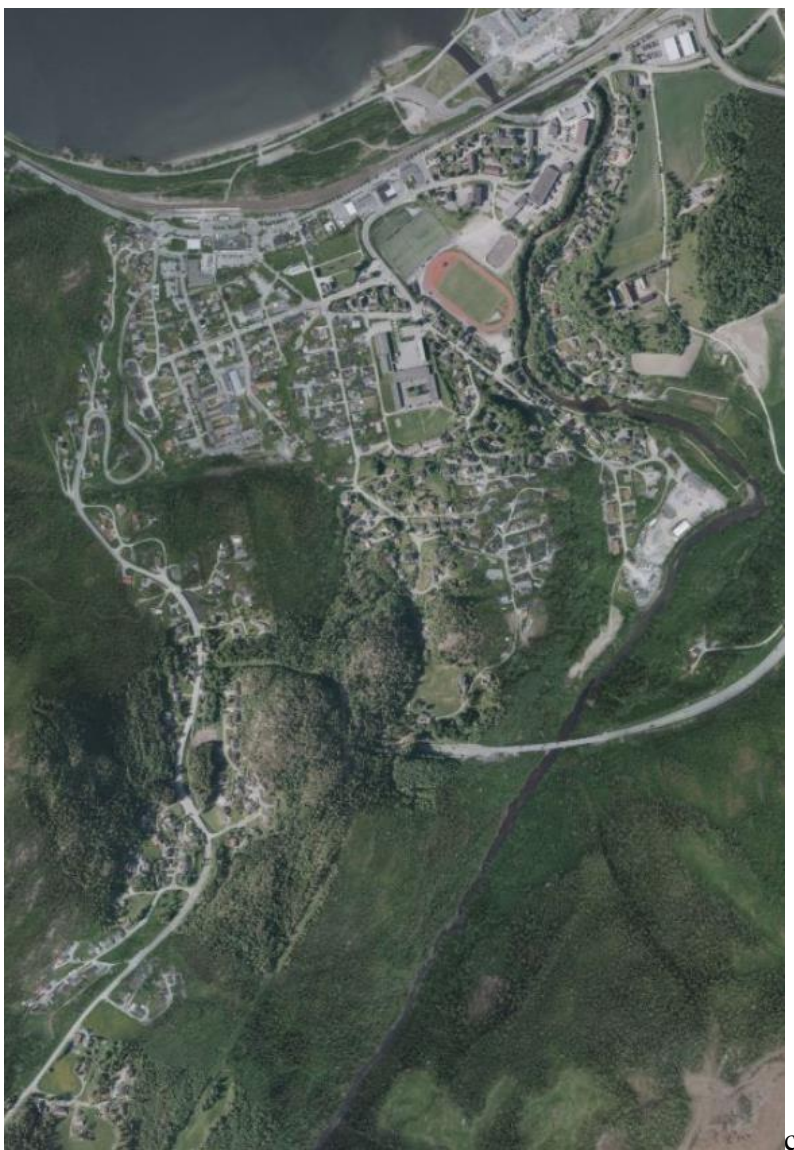
Hvordan vil de økte avrenningsmengdene påvirke overvannsnettene i Hommelvik sin evne til å håndtere overvannet ved dimensjonerende hendelser? Hva må eventuelt gjøres for å bedre nettets kapasitet?

Dette skal kartlegges ved å simulere situasjonen i programmet MIKE URBAN sin MOUSE-motor. Resultatene fra simuleringen skal benyttes til å se etter kapasitetsproblemer i nettet og løsninger for disse. Kommunens ønsker skal, i den grad det er mulig, tas hensyn ved valg av problemområder som skal undersøkes nærmere og prosjekteres.

2 Teori

2.1 Hommelvik

Prosjektområdet i denne oppgaven er Hommelvik sentrum. Hommelvik er et tettsted i Trøndelag fylke og er fungerende administrasjonssenter i Malvik kommune. Området ligger 24 km øst for Trondheim, like ved Trondheimsfjorden (1). Figur 2.1 viser et flyfoto av Hommelvik. I de sørlige delene av området er terrenget bratt med både boliger og grønne områder. Nord i området flater terrenget ut og bebyggelsen er tettere med flere asfalterte flater. Dette gir området en god blanding av permeable og impermeable flater. Øst i området renner elva Homla, både denne og fjorden benyttes til resipient for overvann.



Figur 2.1 Flyfoto av Hommelvik sentrum (2)

2.1.1 Overvannsnett i Hommelvik

Overvannsnett i Hommelvik er relativt nytt, hvor det meste er fornyet eller utbygd i løpet av de siste 30 årene. Malvik kommune har en prioritering om å separere fellessystemer (3), dette har resultert i at spillvannet og overvannet i Hommelvik i hovedsak går i forskjellige rør.

Kommunen har også i samarbeid med Asplan Viak utarbeidet en hovedplan for vann, avløp og vannmiljø for perioden 2019-2030. Denne er et viktig grunnlag for kommunens framtidige strategi og økonomiske planer for vann- og avløpsnett.

Overvannsnett i Hommelvik er ikke et stort sammensatt nett, det består av to hovednett og flere mindre nett. I denne oppgaven er det de to hovednettene og ett av de mindre nettene som skal inkluderes i simuleringene. Dette er de nettene som håndterer overvannet i de mest sentrale områdene i Hommelvik. Videre i denne oppgaven vil disse bli kalt nett 1, nett 2 og nett 3. Tabell 2.1 viser en oversikt over nettene.

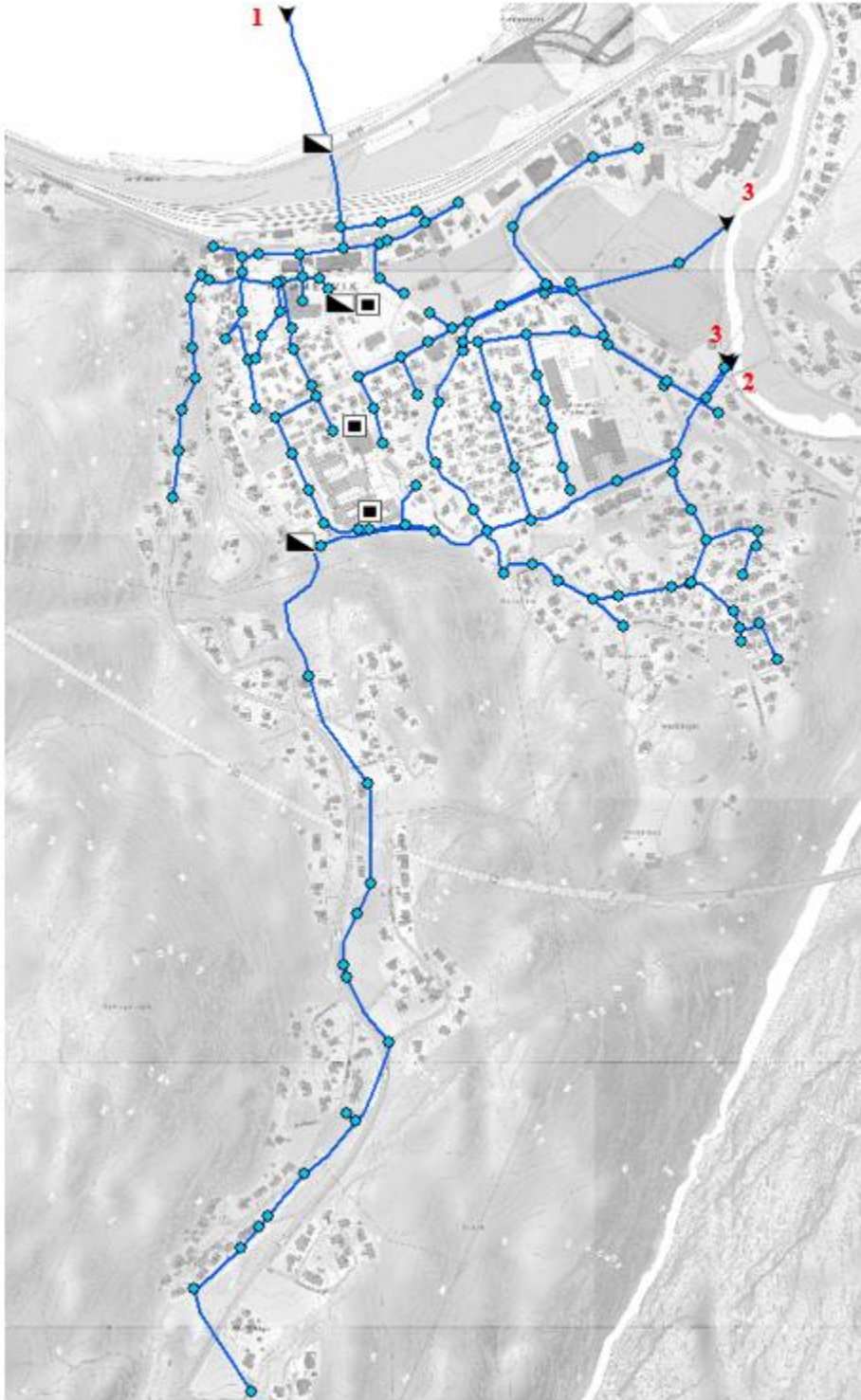
	Nett 1	Nett 2	Nett 3
Stort/lite	Stort	Lite	Stort
Plassering i området	Nord-vest	Øst	Sør-øst
Resipient	Trondheimsfjorden	Homla	Homla
Antall utløp	1	1	2
Materiale utløp	PE	PVC	BET
Dimensjon utløp	DN300	DN315	DN800 og DN1200
Fordrøyningsbasseng	1	0	2
Overløp	2	0	1
Bekkeinntak	0	0	2

Tabell 2.1 Oversikt over de ulike overvannsnettene

Alle tre nettene håndterer overflateavrenningen fra områdene rundt, men nett tre har i tillegg to bekkeinntak som er innløp for til sammen tre bekker. Dette i tillegg til nettets omfang gjør at nett 3 har ledninger av større dimensjoner enn de to andre nettene. Ledningene som fører bekkene i tillegg til overflateavrenningen er av betong og er i dimensjonene DN800, DN1000 og DN1200. De resterende overvannsledningene i Hommelvik er i hovedsak av PVC og med dimensjoner fra DN250 og ned mot DN160.

Figur 2.2 viser de tre delene av overvannsnett med overløp, kjente fordrøyningsbasseng og utløp. Dette er en grov oversikt da flere mindre ledninger og stikkledninger er fjernet grunnet

lite relevans i simuleringene. Utløpene til de ulike nettene er markert med hvilket nett de tilhører.



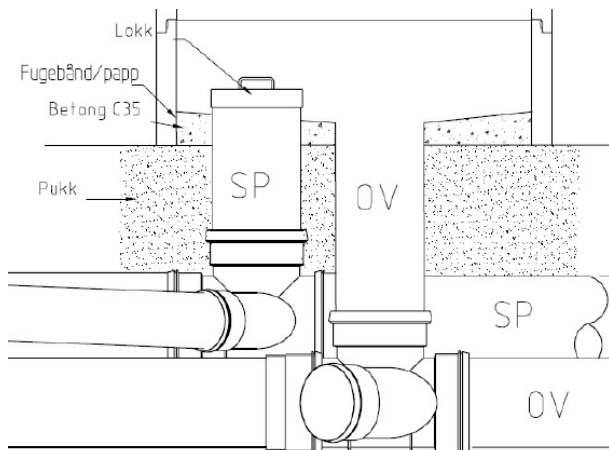
Figur 2.2 Oversikt over overvannsnett med markerte utløp

Det er noen få deler av avløpsnettets som ikke er separert, der er det fellesledninger (AF-ledninger) istedenfor overvannsledninger. AF-ledninger er en kilde til fremmedvann, såkalt planlagt fremmedvann. Fremmedvann er alt vann i AF- og SP-ledninger som ikke er spillvann (4). De fleste av AF-ledningene i området er korte ledninger som er tilknyttet spillvannsnettets, og vil ikke ha noen innvirkning på overvannsnettets. Det er kun en AF-ledning som er aktuell å se på ved analyse av overvannsnettets. Dette er en eldre ledning som ligger i Selbuvegen og ender i et overløp sør i Hommelvik. Overløpet viderefører overflødig avløpsvann inn på overvannsnettets. Langs denne ledningen har de fleste boligene overvannet ført ut i bekk, som gjør at det ikke skal være mye vann på ledningen. Kommunen har derimot gjort observasjoner på at det går mye vann i overløpet, dette kan tyde på mye innlekkasje på ledningen.

Selv om det meste av det offentlige avløpsnettets i Hommelvik er separert, er fortsatt enkelte privatboliger som ikke har separert stikkledningene. Det er sendt ut pålegg til de det gjelder, men det er noe usikkert hvor mange som har fulgt pålegget (5). Dette er problematisk med tanke på fremmedvann i spillvannsnettets, da det blir større vannmengder som videreføres til rensesanlegg. En annen kilde til fremmedvann er felleskummer for spillvann og overvann, Hommelvik har flere såkalte Stjørdalskummer. I disse kummene er det lagt lokk over spillvannsdelen for å hindre at avløpstypene blandes, men lokket kan ved store trykk blåses av som kan føre til at spillvann kommer over i overvannsnettets og motsatt (5). Disse kummene kan dermed forårsake både forurensning i overvannet og fremmedvann i spillvannet. Figur 2.3 og 2.4 viser et bilde og en tegning av en stjørdalskum.



Figur 2.3 Eksempel på Stjørdalskum fra Gemini



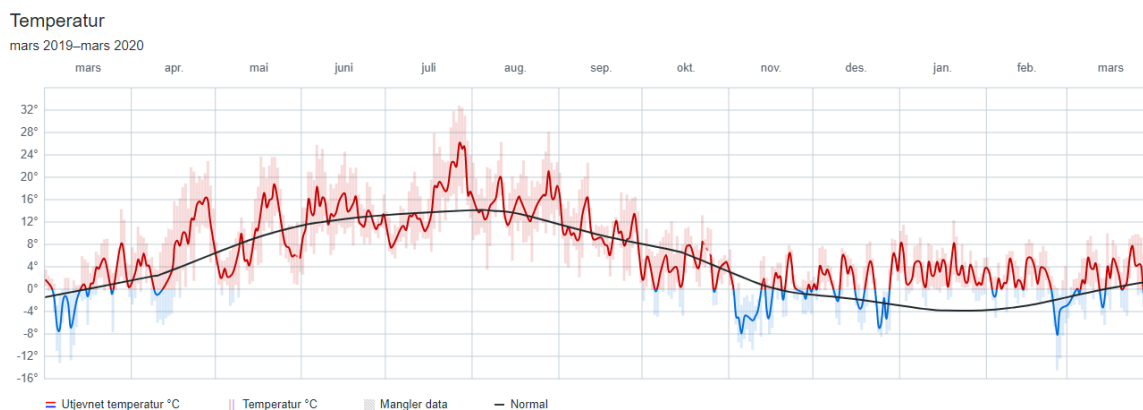
Figur 2.4 Illustrasjon av størdalskum (5)

2.1.2 Klima i Hommelvik

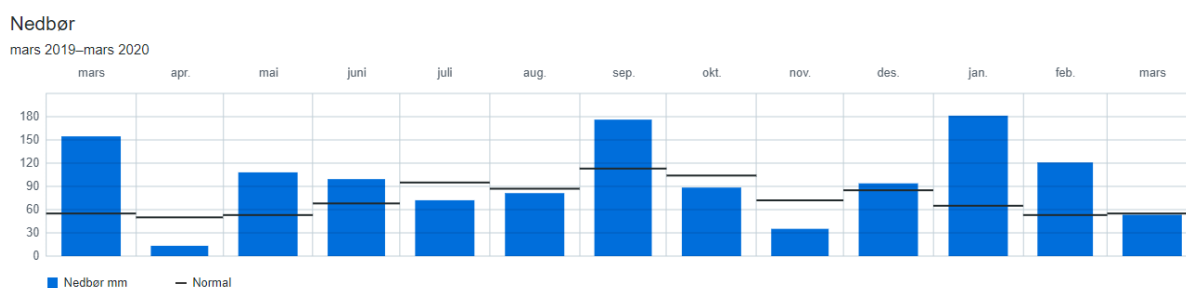
Figur 2.5 illustrerer Norge inndelt i Köppens klimasoner. Köppens klimaklassifikasjoner er den vanligste metoden for å dele jorda inn i klimasoner. Et område blir inndelt i en klimasone utfra dets temperaturer, nedbør og vegetasjon (6). Hommelvik havner innenfor sonen kaldtemperert klima. Dette betyr at området har jevnt med nedbør hele året og at de kaldeste temperaturene er under 3°C og de varmeste temperaturene er over 10°C (6).



Figur 2.5 Norge inndelt i Köppens klimasoner (6)



Figur 2.6 Temperaturer i Kvithamar målestasjon mars 2019 – mars 2020 (7)



Figur 2.7 Nedbør Kvithamar målestasjon mars 2019 – mars 2020 (7)

Figur 2.6 og figur 2.7 viser nedbørsmengdene og temperaturene for det siste året ved Kvithamar målestasjon i Stjørdal kommune. Disse verdiene er dermed ikke helt presise for prosjektområdet, men siden målestasjonen befinner seg i samme klimasone ved Trondheimsfjorden, kun 9,6 km unna Hommelvik kan de benyttes (7). Temperatur- og nedbørsverdiene er typiske for kald-tempererte klima, med jevn nedbørsmengde hele året og kalde vintre og relativ varme somre (8).

2.2 Overvannshåndtering

2.2.1 Klimaendringer

Klimaendringene er et svært aktuelt tema innen mange fagområder, også innen vann- og avløpsteknikk. Klimaet har alltid vært i endring på grunn av variasjoner i solstråling, atmosfæren og refleksjonen av strålingen. Menneskelig aktivitet, da spesielt klimagassutslippene, har de siste 100 – 150 årene bidratt til større variasjoner i disse faktorene som har medført en markant eskalering av klimaendringene. Endringene resulterer i at temperaturen øker, havisen smelter og været blir mer ekstremt. (9)

Klimaendringene gjør at mennesket er nødt til å tenke annerledes ved bygging og planlegging av infrastruktur og bebyggelse, slik at de urbane områdene klarer å håndtere både dagens og framtidens vær. Dette påvirker spesielt håndteringen av overvann. Overvann er vann fra nedbør og snøsmelting som ikke infiltreres av grunnen (10, s. 455). Fram mot 2100 er det forventet at middelnedbøren og årsnedbøren vil øke i hele landet. Utviklingen i klimaet tilsier at sannsynligheten for at en nedbørshendelse vil inntreffe øker mer enn regnintensiteten, slik at 50-årshendelse vil bli en 10-årshendelse (11). Det vil også bli en økt flomvannføring i vassdragene på grunn av økte nedbørsmengder og at snøen smelter grunnet høyere temperaturer (11). Nedbørsmengdene og endringene i flomvannføringene gjør at samfunnet må håndtere større mengder med overvann. Dette må tas hensyn til under prosjektering og planlegging av nye overvannssystemer og det bør gjøres undersøkelser på om de eksisterende systemene vil takle nedbørsendringene.

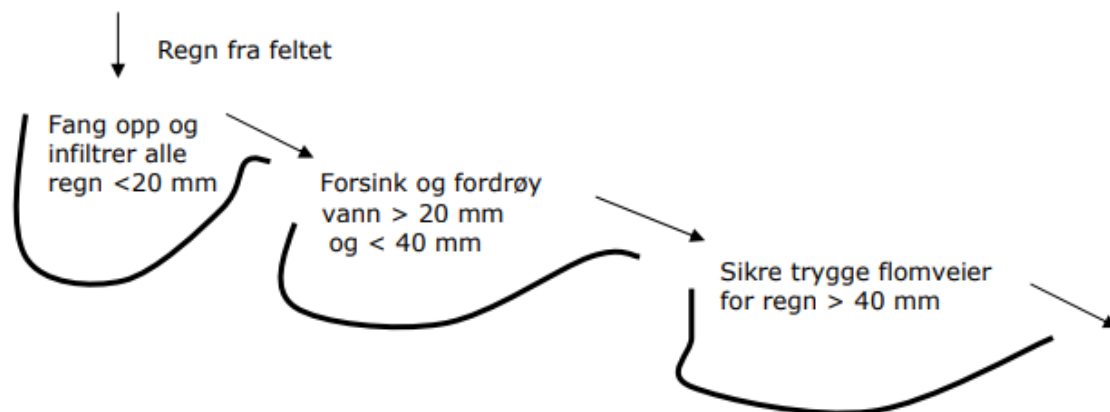
Et verktøy for å uttrykke den forventede økningen i nedbørintensitetene er klimafaktorer. Denne faktoren multipliseres med eksisterende nedbørsverdier slik at de blir tilnærmet lik framtidens forventede nedbør (11). På denne måten kan overvannstiltak prosjekteres slik at byene og tettstedene kan håndtere den økende mengden overvann. Klimafaktoren avhenger av dimensjonerende gjentakintervann og varighet for regnet, og vil derfor variere ut fra hva som skal dimensjoneres. Denne er i dag mellom 30 – 50 % (12).

2.2.2 Håndtering av overvann

Holdningen rundt overvann har endret seg de siste årene. Tradisjonelt har det i urbane områder vært fokus på å lede vekk overvann raskest i lukkede ledningsnett. Dette håndteringsprinsippet hadde som formål å gi bedre sikkerhet mot oversvømmelser og bedre urbane miljø. I ettertid har det vist seg å heller resultere i økt vannhastighet, avrenning og erosjon, senkning av grunnvannstand, utslipp av overvannsforurensninger og reduksjon av biologisk mangfold. (10, s. 455)

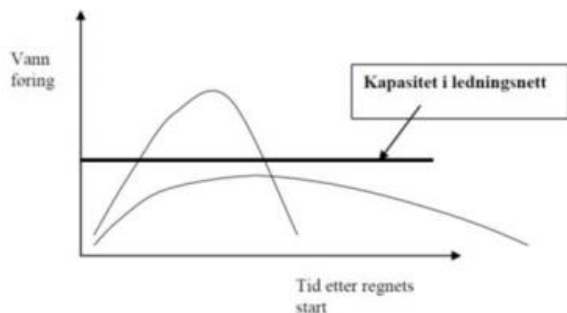
Som nevnt ser man en økning i overvannmengdene. Kombinasjonen av klimaendringene og mer fortetting i byer og tettsteder med flere impermeable flater gjør at avrenningsmengdene og intensiteten øker. (11) Disse endringene i overvannmengdene fører til at videre bruk av tradisjonell overvannshåndtering vil gi kapasitetsproblemer for overvannsnett, hyppigere flom og mer kostnadskrevende overvannsanlegg (10, s. 455). Derfor er det i dag et behov for å tenke annerledes for å oppnå en god helhetlig overvannshåndtering.

I dag baserer overvannshåndteringen seg på treledd-strategien. Strategien går ut på hvordan ulike nedbørmengder skal håndteres med tanke på infiltrasjon, fordrøyning, forsinking og trygge flomveier.(10, s. 467) Figur 2.8 illustrerer treledd-strategien, nedbørmengden er vist i mm nedbør per tidsenhet og må justeres lokalt. I denne strategien skal overvannsnettene klare å holde tilbake og infiltrere alle regn som er mindre enn regnet i første ledd. Når regnmengdene øker til størrelsen i andre ledd vil det overskridende vannet renne videre i systemet hvor avrenningen blir forsinket og fordrøyd. Vannmengdene som overskrider ledd 2 er det ikke forventet at nettet skal klare å håndtere, disse må det anlegges åpne flomveier for slik at vannet kan ledes videre på en sikker måte. (10, s.467)



Figur 2.8 Treledd-strategi for håndtering av nedbør (13)

Med økningen av avrenningsmengder som man ser i dag vil ikke dagens ledningsnett klare å følge treledd-prinsippet for framtidens overvannsavrenning. Oppdimensjonering av det eksisterende ledningsnett vil være kostbart og tidkrevende, istedenfor blir det sett på å løse overvannshåndtering lokalt.(14) Lokal overvannsdistribusjon (LOD) baserer seg på treledd-prinsippet og har som formål å forhindre overbelastning av overvannsnettene og lokale oversvømmelser (10, s. 479). Ved å fordrøye og infiltrere mest mulig av overvannet lokalt, unngås det at for store vannmengder belaster overvannsnettene på en gang. Figur 2.9 illustrerer hvordan fordrøyning fordeler avrenningsmengden over en lengre tidsperiode slik at den ikke overskrider kapasiteten til ledningsnettene.



Figur 2.9 Prinsippskisse av overvannsføring etter et sterkt regn, kapasitet i avløpssystemet og redusert vannføringskurve som kan oppnås ved bruk av overvannshåndtering av noe av overvannet. (14)

Eksempler på LOD-tiltak kan være dammer, fordrøyningsbasseng, regnbed og grønne tak. Fra disse tiltakene må det anlegges trygge flomveier som kan føre vannet videre til en resipient.

2.2.2.1 Konsekvenser av kapasitetsproblemer

Når avrenningsmengdene blir større enn overvannsnettets kapasitet vil det gå ut over bebyggelsen og områdene rundt. Det vil kunne oppstå oppstuvning i kummer fordi vannet ikke kommer seg videre i ledningsnett. Når vannet kommer opp på bakken vil det i verstefall føre til vannskader på bygninger og andre elementer i området rundt.

2.2.2.2 Fremmedvann

Fremmedvann er uønsket i spillvannsnett for det resulterer i at det videresendes større vannmengder til renseanlegg som igjen gir en mer kostbar renseprosess. Ved større regnskyll kan fremmedvann i tillegg medføre tilbakeslag av avløpsvann i kjellere. Med dagens økende overvannsmengder er det derfor ekstra viktig å kartlegge problemområder og finne løsninger for å hindre fremmedvannkilder.

Det kan være flere årsaker til at det kommer fremmedvann inn på spillvannsnett.

Spillvannsnett kan bestå av både SP-ledninger og AF-ledninger, da vil det komme både overvann og spillvann fra områdene rundt AF-ledningen. I tillegg kan stjørdalskummer som nevnt være en fremmedvannkilde ved for store overvannsavrenninger. Dette kommer av at vannspeilet i kummen stiger fordi OV-ledningen ikke har kapasitet til å videreføre vannet og som gjør at vannet kan komme over i SP-ledningen.

Det er ikke alltid det er feil i det offentlige avløpsnett som er årsaken til fremmedvann.

Private stikkledninger som er koblet feil eller ikke er reparert er en annen kilde til

fremmedvann. Feilkoblinger kan undersøkes ved blant annet kamerakjøring eller ved å benytte for eksempel farge- eller røyktest.

I Hommelvik var det i august 2017 en regnhendelse som medførte store mengder avrenning inn på ledningsnett. Flere offentlige og private bygninger fikk skader grunnet tilbakeslag av avløpsvann. Etter denne hendelsen har Malik kommune jobbet med å kartlegge årsakene til problemene og prøve å forhindre at dette gjentar seg. (5)

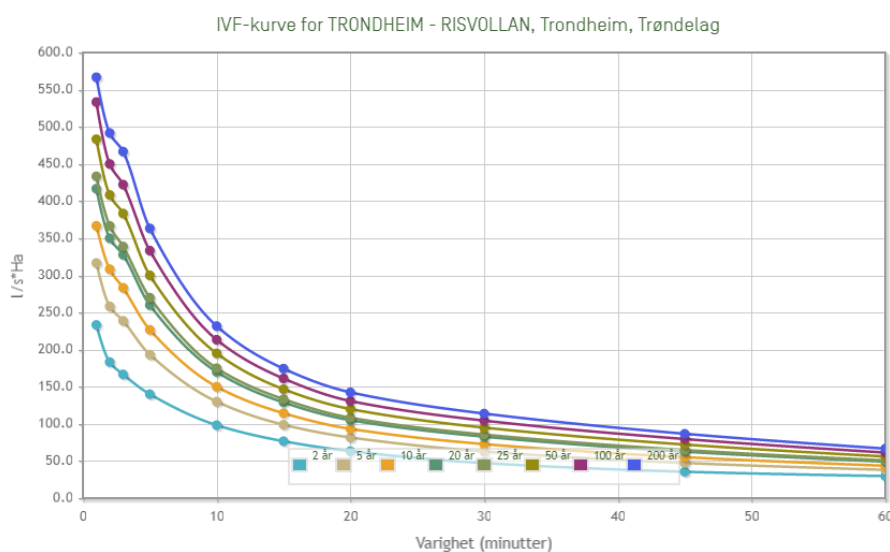
2.3 Beregning av nedbør og avrenning

2.3.1 Nedbørsberegninger

For å kunne utføre gode overvannsberegninger er det viktig å ha nedbørsverdier for det aktuelle området. Disse hentes fra målestasjoner rundt om i hele Norge. Disse gir verdier for mm per døgn og år, men noen av disse gjør i tillegg målinger for korttidshendelser og oppgir da nedbørsdata på minuttbasis som $l/s \cdot ha$. Disse verdiene kan framstilles som en IVF-kurve. (10, s. 56 - 57)

2.3.1.1 IVF-kurver

En intensitets-, varighets- og frekvenskurve, forkortes IVF-kurve, er en kurve som illustrerer sammenhengen mellom den maksimale regnintensitet for ulike regnvarigheter og ulike gjentakintervall (13). Figur 2.10 viser et eksempel på en IVF-kurve fra bydelen Sverresborg i Trondheim. Denne kurven er et resultat av målinger gjort av målestasjonen siden 1986 (15). Hver graf illustrerer ulike regnskyllshyppigheter, y-aksen viser regnintensitet og x-aksen viser regnvarigheten.



Figur 2.10 IVF-kurve for Trondheim – Sverresborg, 60min.(15)

2.3.1.2 Kasseregn og regnhyetogram

De to vanligste måtene framstille nedbørsmengder for bruk til overvannsberegninger er ved kasseregn og regnhyetogram. Ved bruk av kasseregn antas det at det regnet har en konstant intensitet gjennom hele hendelsen. Kasseregn kan hentes direkte ut fra en IVF-kurve (16). En slik framstilling av regnverdiene er hensiktsmessig å benytte når en langtidshendelse skal simuleres, dette fordi et regnhyetogram for en langtidshendelse vil være svært lik et kasseregn.

Ved overvannsberegninger for korttidshendelser er regnhyetogram mer hensiktsmessig å benytte enn et kasseregn. I realiteten har ikke en regnhendelse en konstant intensitet, og ved enkelte regnhendelser er regnet så stort at det er dimensjonerende. Dimensjonerende regn har ofte en høy toppintensitet som kan komme når som helst i løpet av hendelsen. Regnbygen vil ofte starte med lav intensitet før den gradvis bygger seg opp til toppintensiteten for og så bygger seg ned igjen. Et regnhyetogram illustrerer dette. Ved bruk av et regnhyetogram framfor kasseregn oppnås det et mer realistisk regn- og avrenningsforløp og maksimal vannføring (16). Andre fordeler med et regnhyetogram er at det gir dimensjonerende vannføringer i hele overvannsnett i samme beregning. Dette er fordi de høye intensitetene i hyetogrammet virker dimensjonerende på de øvre delene av nettet som har korte konsentrasjonstider, mens hyetogrammet i sin helhet vil virke dimensjonerende på de delene av overvannsnett med lengre konsentrasjonstider (10, s. 461- 462).

2.3.2 Beregningsmetoder for avrenning

Det finnes flere metoder for beregning av overvannsavrenning. De mest benyttede er:

- Den rasjonelle metode
- Summasjonskurvemetoden
- Tid/areal-metoden
- Enhetshydrogrammetoden
- Kar-modell-metoden
- TRRL-metoden (17)

Alle disse metodene blir ikke aktuelle i denne oppgaven, det er kun de metodene som er relevante som vil gjennomgå i rapporten.

2.3.2.1 Den rasjonelle metode

Den rasjonelle metode er den vanligste og enkleste formelen som benyttes til beregning av overvannsavrenning. Denne gir en forenklet beregning av avrenningen, ved felt større enn 200 ha eller situasjoner hvor konsentrasjonstiden er større enn 15 minutter skal andre metoder benyttes (17).

Formel 2.1 Den rasjonelle formel (17)

$$Q_{OV} = \varphi_{snitt} \cdot A \cdot I \text{ [l/s]}$$

der

$$Q_{OV} = \text{spissvannføringen ut av feltet [l/s]}$$

$$\varphi_{snitt} = \text{avrenningskoeffisient for nedbørsfeltet}$$

$$A = \text{areal av nedbørsfeltet [ha]}$$

$$I = \text{nedbørintensitet [l/s*ha]}$$

Nedbørintensiteten forholdet mellom nedbørsmengden og varigheten på regnet (10). Denne leses av i en IVF-kurve ved hjelp av regnvarighet og dimensjonerende regnskylshyppighet. Dimensjonerende gjentakintervall for regnskyllet varierer etter bebyggelsen i området, verdiene hentes ut fra tabell. Regnvarigheten bestemmes utfra konsentrasjonstiden.

Formel 2.2 Formel regnvarighet (17)

$$t_r = t_k = t_t + t_s$$

der

$$t_k = \text{konsentrasjonstid}$$

$$t_t = \text{tilrenningstid på overflaten, tiden vannet bruker på å renne til ledningsnett}$$

$$t_s = \text{strømningstid i rørsystem, tiden vannet bruker i rørsystemet}$$

Avrenningskoeffisienten er et forholdstall mellom avrenningsmengden fra et område og den totale nedbøren i området. Koeffisienten avhenger av permeabiliteten og beskaffenheten til overflaten og fallet i terrenget (10). Den har ingen benevning og er et tall mellom 0 og 1, hvor 1 betyr at all nedbøren renner til overvannsnett. Et områdes avrenningskoeffisient er et snitt av alle flatenes koeffisienter med hensyn til deres areal.

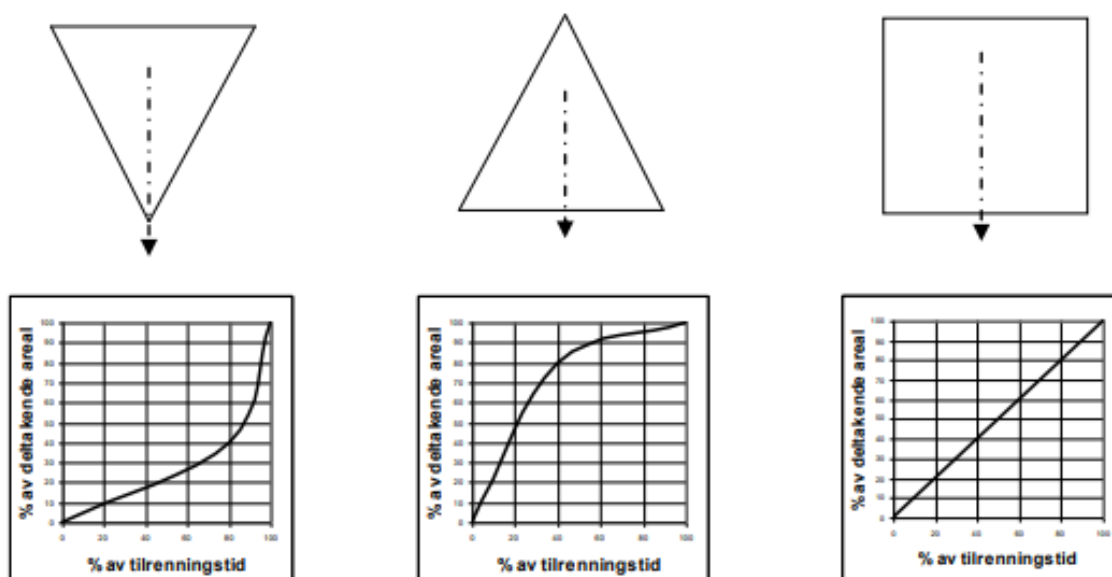
Formel 2.3 Gjennomsnittsavrenningskoeffisienten for et område (17)

$$\varphi_{snitt} = \frac{\varphi_1 \cdot A_1 + \varphi_2 \cdot A_2 + \varphi_3 \cdot A_3 + \dots}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}$$

2.3.2.2 Tid/areal-metoden

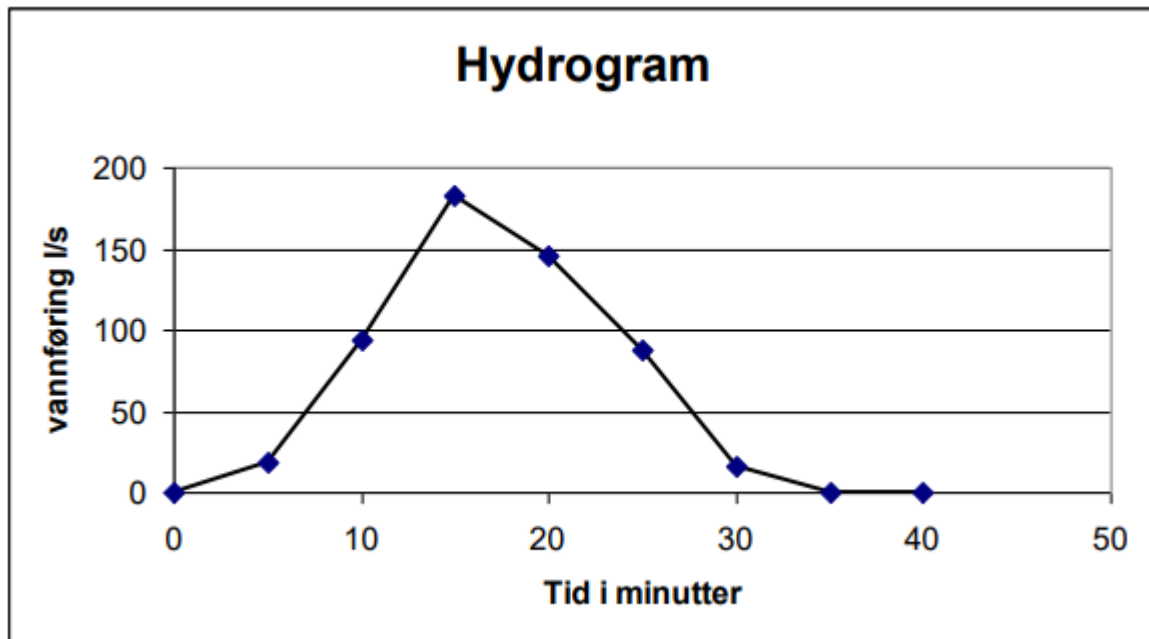
Tid/areal-metoden er en grafisk metode som gir gode beregninger for store og sammensatte nett. Metoden gir muligheten til å gjøre overvannsberegninger hvor det tas hensyn til både dimensjonerende regn variert med tiden og formen på feltet (17). Beregningsmotoren MOUSE som benyttes i simuleringene i denne oppgaven baserer seg på denne metoden.

Ved tid/areal-metoden produseres det en tid/arealkurve for hvert nedbørsfelt som illustrerer sammenhengen mellom tid og deltakende areal. Figur 2.11 viser typiske utseender for slike kurver for ulike feltformer. Dette illustrerer godt hvordan arealprosenttyngden sin plassering i forhold til utløpet påvirker avrenningen.



Figur 2.11 Tid/arealkurver fra ulike feltformer (17)

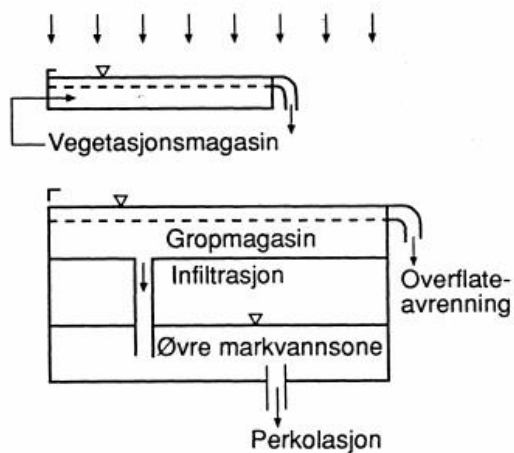
For å lage et hydrogram over området må tid/arealkurvene sees i sammenheng med et regnhyetogram. Nedbørintensiteten for tidsenhetene multipliseres med deltagende areal slik at det kan lages et hydrogram som viser avrenningen som funksjon av tiden. (17)



Figur 2.12 Eksempel på hydrogram (17)

2.3.2.3 Karmodellen

Karmodellen er en modell som beskriver de hydrologiske prosessene i et nedbørsfelt. Denne metoden benyttes ikke i denne oppgaven da simuleringene er gjort med beregningsmotoren MOUSE, men den beskrives for å gi en forståelse av SWMM som er en annen sammenlignbar beregningsmotor. Karmodellen benytter en annen tankegang for beregning av vannavrenning enn tid/areal-metoden som MOUSE benytter. Figur 2.13 viser en skjematisk framstilling av karmodellen.



Figur 2.13 Skjematisk framstilling av karmodell (16)

Metoden består av flere beregninger. Først beregnes vanndybden etter hvert tidssteg for de impermeable flatene (med og uten gropmagasin) i nedbørsfeltet. Dybden beregnes fra hvor mye vann som ligger igjen etter forrige tidssteg og regnintensiteten i tidssteget. Videre beregnes infiltrasjonen i de permeable flatene ved hjelp av Horton's ligning. Infiltrasjonen trekkes fra den beregnede vanndybden for å få den faktiske vanndybden. Hvis denne vanndybden er større enn gropmagasineringsdybde kan avrenningen beregnes med Mannings formel. (16)

3 Rammer

Malvik kommune

Oppgaven tar utgangspunkt i Malvik kommunes ønsker til oppgaven og begrensninger derfra. Det er ønsket en oppdatert kartlegging av kapasiteten til overvannsnett og forslag til utbedringstiltak. VA-normen til Malvik følges ved planlegging av tiltak. Ved spørsmål som ikke besvares i Malvik kommunes VA-norm brukes Trondheim kommunes norm der dette er mulig. Lednings- og kumdata er hentet ut av kommunens database i Gemini portal. Det er ikke tid til å kontrollere alle disse dataene så de antas som korrekt.

MIKE URBAN

Simuleringen begrenses av ledningsnett og terrenget rundt. Dataene for nedslagsfeltet for bekkene er generert av NVE sin database NEVINA(NEDbørsfelt-Vannføring-INdeks-Analyse). Regnhendelsen er tatt fra en IVF-kurve og ganget med en klimafaktor fra Norsk klimaservicesenter. Arealer brukt i oppgaven er målt fra norgeskart og det er ikke tatt hensyn til eventuelle nye planer for arealene.

Økonomiske og miljømessige rammer

Tiltak blir vurdert etter kostnad og effektivitet. For at prosjekteringen skal kunne gjennomføres er det viktig å finne en balanse mellom disse.

4 Simulering med MIKE URBAN

MIKE URBAN er en programvare, utviklet av DHI, som benyttes til simulering av vann- og avløpsnett (18). I forbindelse med dette prosjektet stilte DHI med studentlisenser på MIKE URBAN, 2020 versjonen. I simuleringene er det brukt beregningsmotoren MOUSE, MOdel for Urban Sewers. MOUSE er en kraftig og omfattende motor for komplekse vannmodelleringer både for åpne og lukkede ledninger, vannkvalitet og sedimenteringstransport for avløpssystemer (19). I denne oppgaven blir den eksisterende situasjonen for overvannsnettet i Hommelvik simulert med et regn med klimafaktor og det dannes et bilde av hvordan det eksisterende nettet vil håndtere en framtidssituasjon med tanke på kapasitet i ledninger og kummer. Det ble kjørt simuleringer av overvannsnettet slik at det ble oppnådd en oversikt over hvor problemområdene i overvannsnettet med framtidens regnmengder er lokalisert. Det vil vurderes hvilke tiltak som kan forbedre nettet, og disse vil videre legges inn i simuleringen for å se effekten det har på systemet.

4.1 Inndata for ledninger og kummer

Malvik kommune har i forbindelse med oppgaven gitt tilgang til deres Gemini-portal og bidratt med SOSI-fil fra Gemini VA over alle avløpskummene og ledningene i området. Når ledningskart skal importeres inn i MIKE URBAN er det kun filer i Shape-format som aksepteres, SOSI-filene måtte derfor konverteres slik at de ble kompatible med programmet. I dette prosjektet ble konverteringsprogrammet SOSI – Shape, et tilleggsprogram til ArcGIS (20), benyttet til å konvertere SOSI-filene til Shape-format.

Ved å benytte MIKE URBAN sin export/import wizard ble alle kummene og ledningene importert inn i programmet inkludert det meste av nødvendig informasjon. Denne metoden er gunstig når det skal gjøres en simulering av et stort område, da det er mer effektivt enn å legge inn alle kummene og ledningene manuelt. Det er derimot fortsatt behov for å kontrollere all informasjon som er lagt inn. I dette prosjektet ble kontrollen utført ved at ledningskartet i MIKE URBAN ble sammenlignet med ledningskartene i Malvik kommunes Gemini-portal. Dette var nyttig både for å bekrefte at informasjon stemte og for å velge riktig tilkobling der hvor ledningen ikke var koblet i noen kum. Dessverre var ikke all nødvendig informasjon mulig å få tak i, i disse tilfellene ble det gjort noen antagelser.

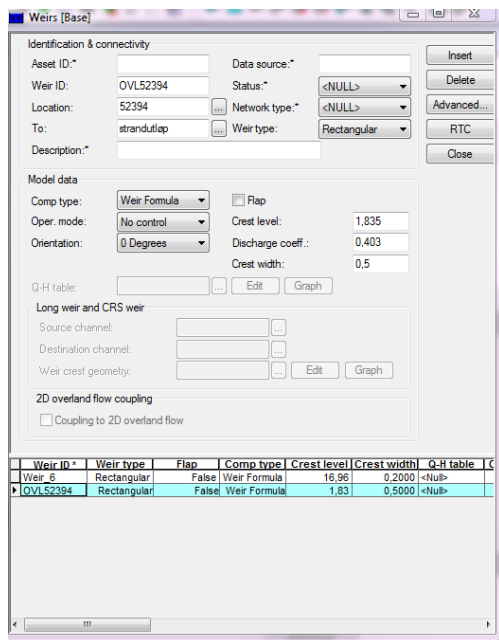
4.1.1 Antagelser ledninger og kummer

Når det skal lages en modell av et eksisterende nett er det ikke uvanlig at noe informasjon mangler. Enkelte av kummene og ledningene i prosjektområdet manglet høyder og dimensjoner, det ble derfor her tatt en del antagelser. Der høydeplassingene til kumløkkene manglet ble Norgeskart sin database benyttet (2), der brukes interpolering mellom høydekurvene for å anslå høyden i punktet. Ved mangel av kumdybde ble den i hovedsak valgt til 2,5 m, her ble det gjort enkelte unntak der hvor det var tydelig at 2,5 m ikke kunne stemme i forhold til ledningene rundt med tanke på fall. Enkelte av kummene manglet diameter, her ble det gjort anslag utfra VA-normen og bilder av kummen, i tillegg til at det ble gjort sammenligninger mot lignende kummer fra samme årstall.

På ledningene lå for det meste all informasjon inne. Det var kun enkelte ledninger hvor diameter eller informasjon om ledningsmaterialet manglet. Her ble det anslått en dimensjon eller materiale ut fra ledningene tidligere og videre på strekket. I situasjoner hvor det var usikkerhet mellom to dimensjoner, ble den minste valgt for å hindre at ledningene får bedre kapasitet enn de har. Det var også steder i kartet hvor det var usikkerhet rundt hvor ledningen var koblet. Her ble det gjort antagelser i samråd med Malvik kommune utfra den informasjonen de innehar.

4.1.2 Overløp 52394

Ut fra overvannsnettets i nordvest, Nett 1, går det en ledning ut i sjøen. Før vannet når sjøen går det gjennom et overløp. Dette er antatt bygd slik for å sikre kapasitet og minske oppstuvning i kummene. Her er det lite informasjon å finne, kun navn og ett bilde i Gemini. Her er det gjort antagelser basert på bildet og erfaring. Figur 4.1 viser verdiene som ble satt.



Figur 4.1 Overløpsdata lagt inn i MIKE URBAN

4.1.3 Overløp 52396 og AF-ledningen

AF-ledningen i Selbuvegen ender i et overløp som fører overflødig avløpsvann inn på overvannsnettets, denne ledningen må derfor tas hensyn til under beregningene. Som nevnt tidligere i rapporten er det knyttet mye usikkerhet til hvor mye vann som faktisk går i denne ledningen. Etter samtale med driftsavdelingen i Malvik kommune er det bestemt at det i denne simuleringen skal tenkes at det kommer en konstant vannstrøm fra overløpet. Det er etter erfaring med at overløpet ofte går fullt. Siden det simuleres et makstilfelle og for å få testet overvannsnettets kapasitet best mulig, tar beregningene utgangspunkt i at overløpet er helt fylt, slik at det oppnås størst mulig vannføring. Utrekningene gjøres ut fra Bernoullis ligning som ser på vannføringen videre fra en fylt tank med et utløp.

Formel 4.1 Bernoullis ligning (10, s. 85)

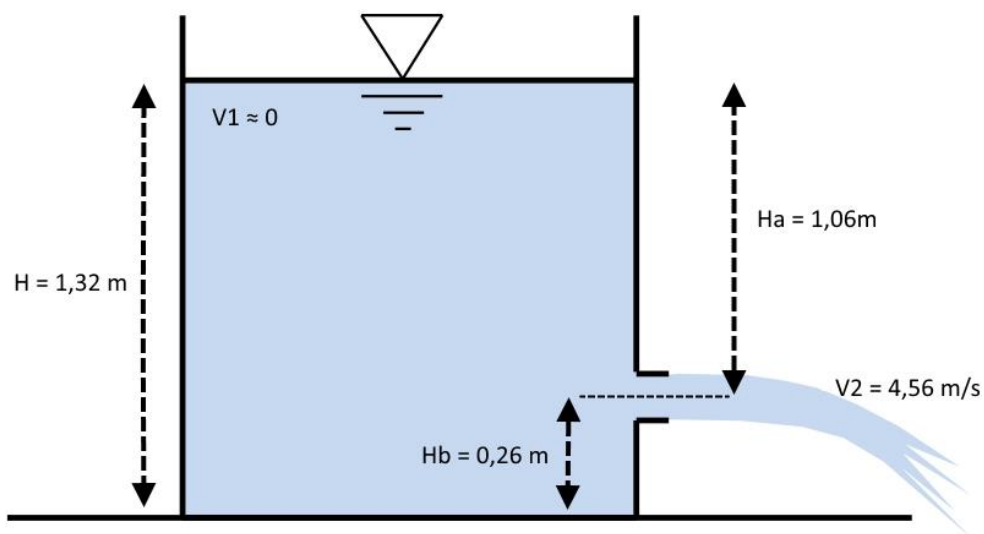
$$\frac{\rho_1}{\gamma_1} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{\rho_2}{\gamma_2} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

$\frac{\rho}{\gamma}$ = trykkenergien

z = høyde

$\frac{v^2}{2g}$ = bevegelsesenergien

h_f = friksjonstap



Figur 4.2 Illustrasjon av overløp for beregning (21)

Vannet i overløpet står i ro, setter:

$$v_1 \approx 0$$

Strekningen er kort, regner ikke med friksjonstap.

Et kumløkk er ikke tett, så det vil ikke dannes vakuum i overløpet. Overløpet fungerer derfor som en åpen tank. Trykkenergien i en åpen tank er lik null.

$$z_1 = 1,06 \text{ m}$$

$$z_2 = 0 \text{ m}$$

Utleder fra Bernoullis ligning:

$$v_2 = \sqrt{2 \cdot g \cdot z_1}$$

$$v_2 = \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,06 \text{ m}} = 4,56 \text{ m/s}$$

Vannføringen ut fra overløpet finnes med formelen:

Formel 4.2 Vannføring ut av overløp (10, s. 88)

$$Q = C \cdot A \cdot v_2$$

A = Areal utgangsrør

C = kontraksjonskoeffisient, en koeffisient for korrigering av arealkontraksjonen i vannstrålen og utløpstapet.

$C = 0,61$, fordi det er et skarpkantet, sirkulært utløpshull (10, s.88)

Utløpsrøret er DN 200.

$$Q = 0,61 \cdot \pi \cdot (0,1 \text{ m})^2 \cdot 4,56 \text{ m/s} = 0,0874 \text{ m}^3/\text{s} = 87,4 \text{ l/s}$$

I simuleringen settes det en konstant vannstrøm på 87,4 l/s ut fra overløpet.

4.1.4 Fordrøyningsbasseng

Overvannsnettets tre fordrøyningsbasseng registrert i Gemini. Slik som i overløp 52396 er det sannsynlig at disse vil slippe ut en konstant strøm. Det er to basseng med tegninger og ett med lite informasjon. Basseng 66394 har et virvelkammer som gir en videreført vannmengde på 16 l/s ifølge tegningen i Gemini. Dette antas likt på alle bassengene på grunn av manglende verdier og settes som et konstant bidrag. Tabell 4.1 viser en oversikt over fordrøyningsbassengene.

Fordrøyningsbasseng	Nedbørsfelt	Utslipp
FDB 66830	C_165	16 l/s
FDB 66395	C_037	16 l/s
FDB 66394	C_046	16 l/s

Tabell 4.1 Kobling nedbørsfelt og fordrøyningsbasseng

4.1.5 Utløp

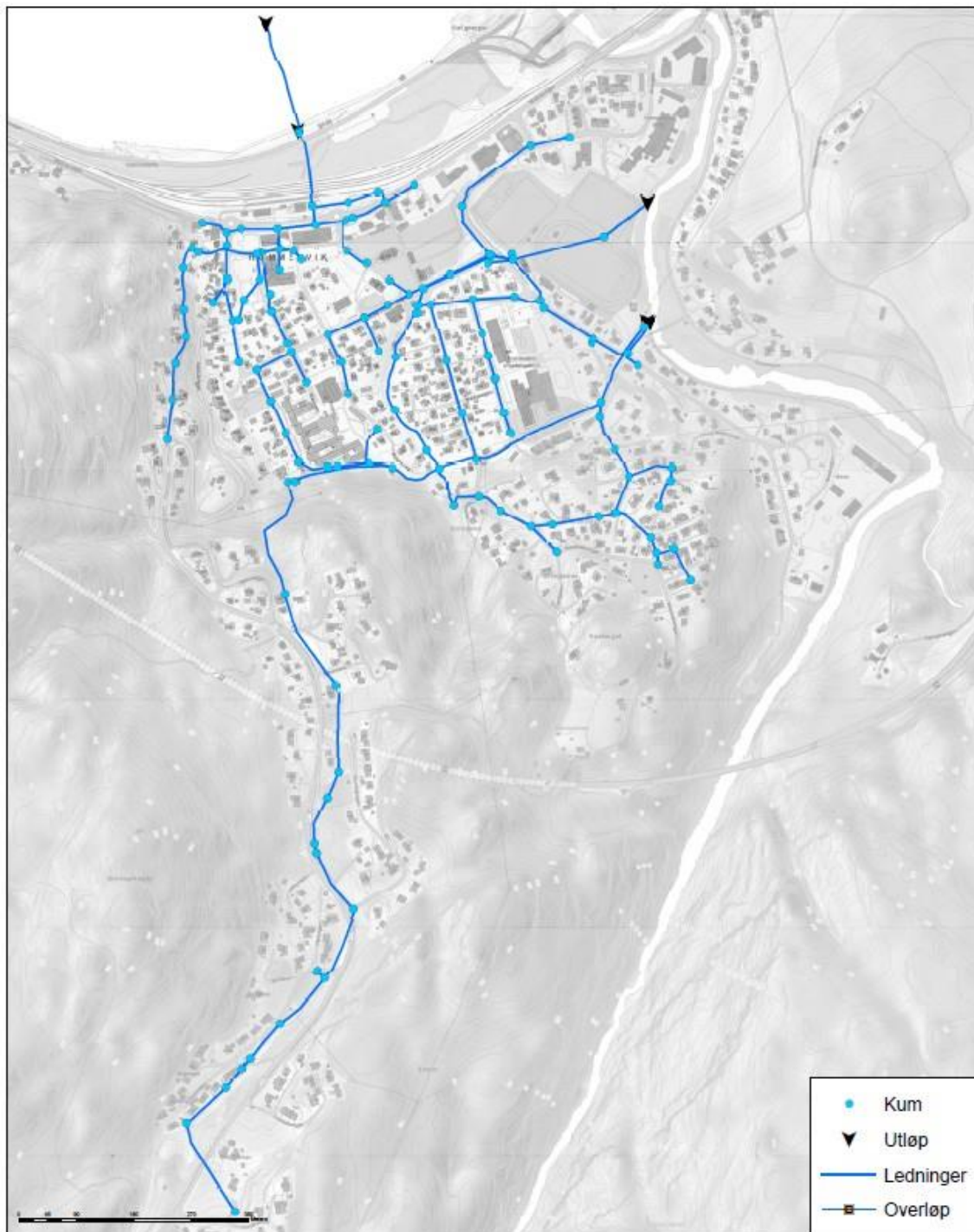
Det går et utløp ut i sjøen og tre i elva Homla. Høydene til utløp 66016 og 2 er tatt fra Gemini. Utløp 1 og 3 har ikke registrerte høyder men på bilder ser man at utløpene ligger i elvekanten. Med dette som utgangspunkt er det hentet høyde fra Norgeskart og gjort antagelser. Tabell 4.2 viser informasjon om utløpsledningene.

Utløp	66016	1	2	3
Materiale	PE	PVC	BET	BET
Dimensjon	DN300	DN315	DN800	DN1200
Resipient	Sjø	Homla	Homla	Homla
Høyde (moh)	-13	1,5	1,43	1,5

Tabell 4.2 Utløpsledninger

4.1.6 Oversikt over kummer og ledninger

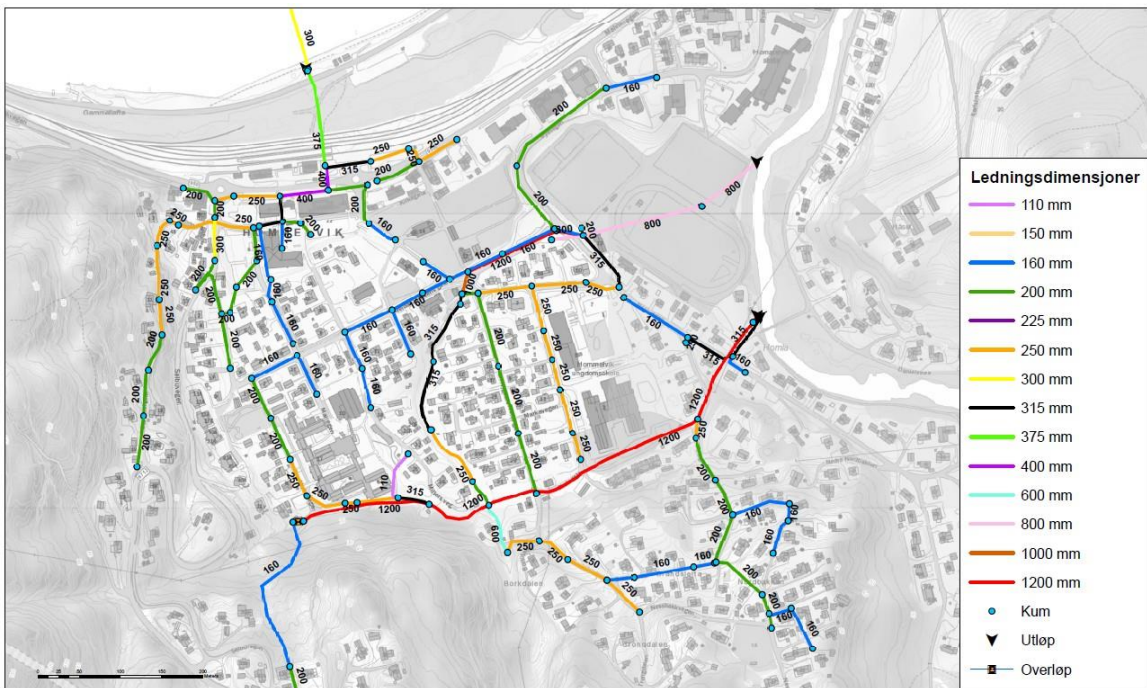
Nedenfor ligger illustrasjon av overvannsledningene og kummene slik de ser ut i modellen i MIKE URBAN. Videre er også illustrasjoner av dimensjoner for ledninger og beregnede ledningskapasiteter og kummer med markerte stjørdalskummer. Vedlegg 3.1 – 3.7 viser oversikter og tegninger av ledningsnettet.



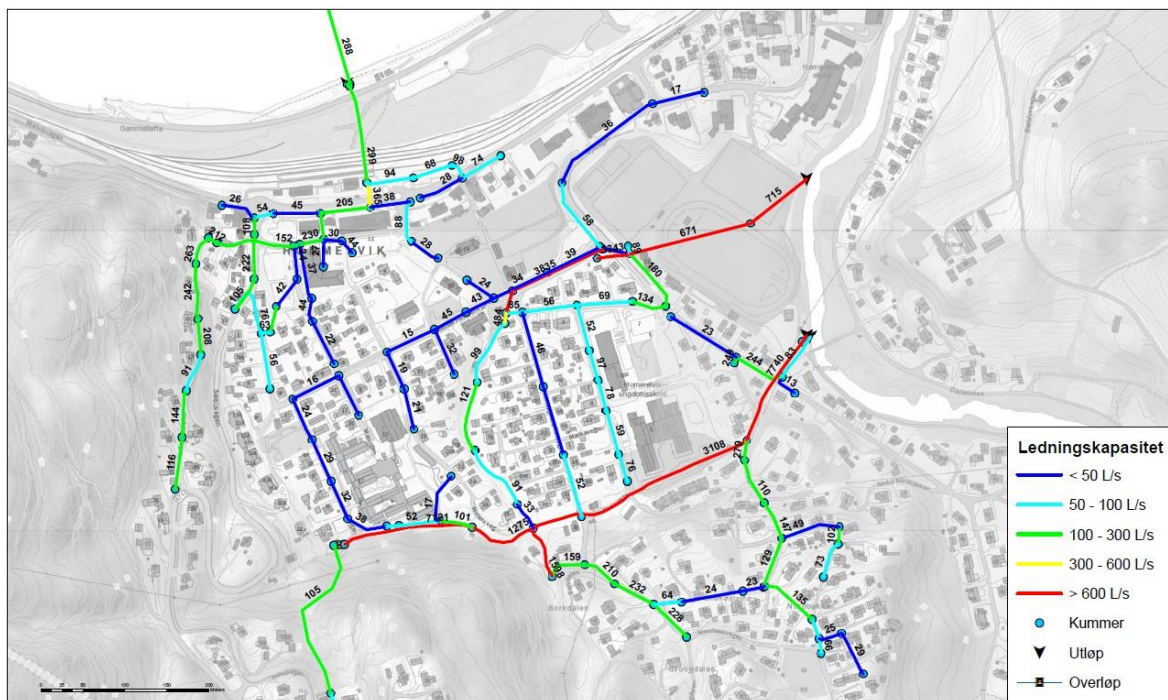
Figur 4.3 Oversikt over hele overvannsnettet.



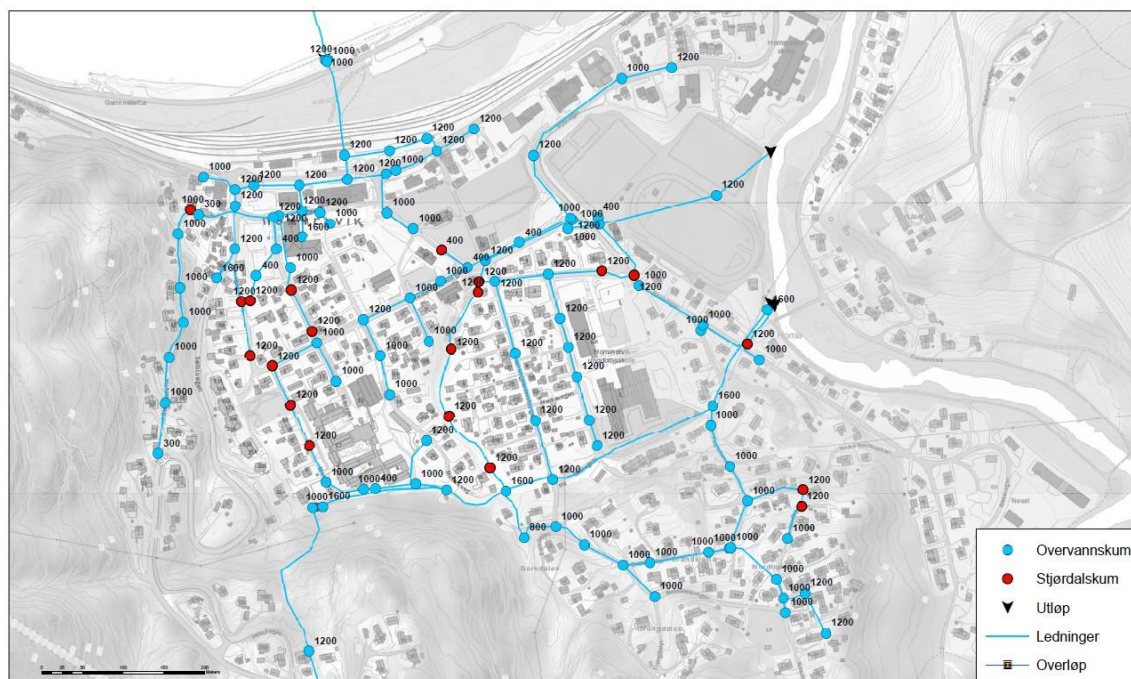
Figur 4.4 Overvannsnett i sentrumsområdet



Figur 4.5 Oversikt over ledningsdimensjoner



Figur 4.6 Oversikt over ledningskapasiteter



Figur 4.7 Oversikt over kumdimensjoner og stjørdalskummer

4.2 Inndata nedbør og nedbørsfelt

Inndata for nedbør og nedbørsfelt er viktig å gjøre så nøyaktig som mulig slik at vannmengden i rørene blir mest mulig lik virkelighetens situasjon. Små variasjoner kan gi store utslag, så det er vanskelig å få helt korrekte avrenningsmengder. Dette gjør at det optimale vil være å gjøre målinger i systemet slik at modellen blir kalibrert. Dessverre er det ikke mulighet til å gjennomføre slike målinger i denne oppgaven, men verdiene brukt i simuleringen vil likevel være gode utfra tilgjengelige data.

4.2.1 Nedbør

Målet med simuleringen er å oppnå en god oversikt over overvannssystemet, og da er nødvendig å kjøre simulering av både en korttidshendelse og en langtidshendelse. Simulering av en korttidshendelse vil gi en oversikt over den maksimale avrenningen til de impermeable flatene, mens en simulering av en langtidshendelse vil gi en slik oversikt for de permeable flatene (22).

For å kjøre simuleringene i MIKE URBAN må det konstrueres et regnhyetogram for korttidshendelsen og et kasseregner for langtidshendelsen. Området i dette prosjektet er i hovedsak et bysenter, tabell 4.3 viser at dimensjonerende regnskyllhyppighet er 20 års-regnet.

Dimensjonerende regnskyllhyppighet * (1 i løpet av "n" år)	Plassering	Dimensjonerende oversvømmelsehyppighet** (1 i løpet av "n" år)
1 i løpet av 5	Områder med lavt skadepotensiale (utkantområder, landkommuner etc)	1 i løpet av 10
1 i løpet av 10	Boligområder	1 i løpet av 20
1 i løpet av 20	Bysenter/industriområder/forretningsstrøk	1 i løpet av 30
1 i løpet av 30	Uderganger/områder med meget høyt skadepotensiale	1 i løpet av 50

Tabell 4.3 Anbefalte minimums dimensjonerende gjentakintervall for separat- og fellesavløpssystem (13)

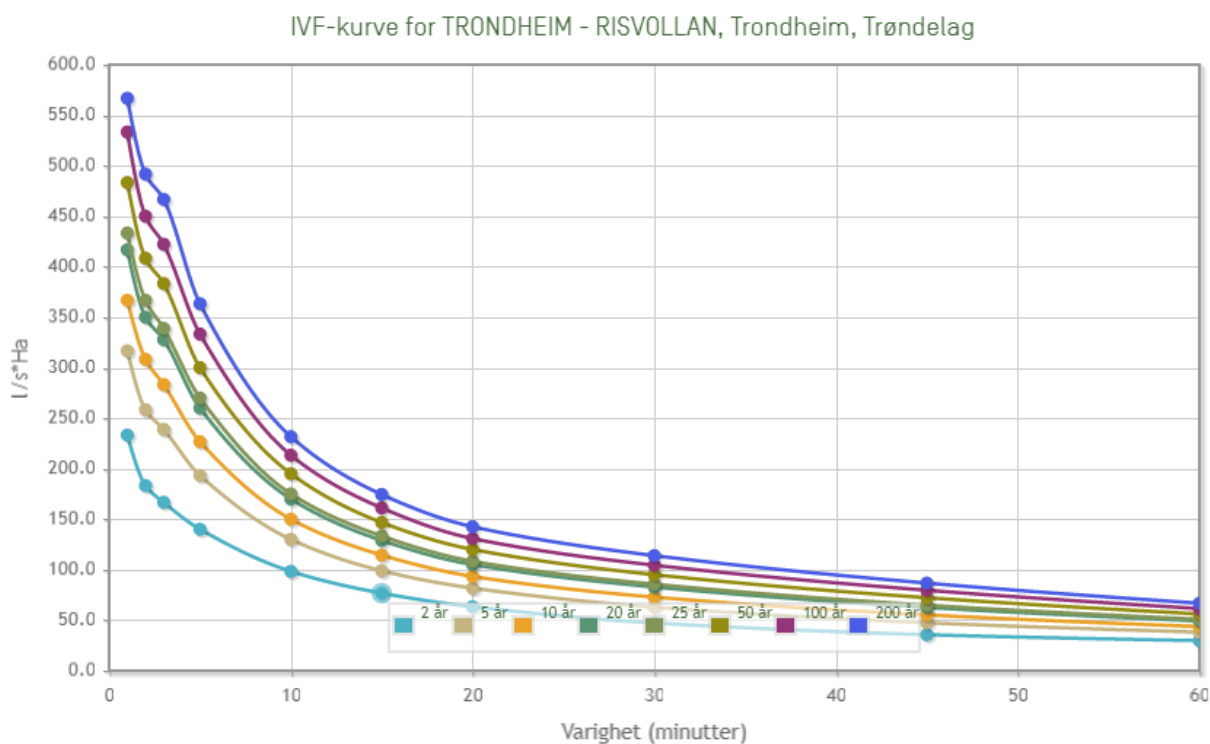
Det finnes ikke noen egne IVF-kurver for områdene i Malvik, i dette prosjektet er IVF-kurven for Trondheim – Risvollan (perioden 1986-) benyttet etter bestemmelser i VA-normen til Malvik kommune (23). Verdiene i dagens IVF-kurver inkluderer ikke de framtidige klimaendringene, det må derfor legges til en klimafaktor. Klimafaktorene som benyttes er beregnet ut fra forholdet mellom de dimensjonerende nedbørsverdiene i år 2100-2071 og i år 1971-2000. Klimafaktor skal benyttes for beregninger for ledningsnett som skal ha en lengre levetid enn 10-20 år. (24) Tabell 4.4 viser at det skal benyttes en klimafaktor på 40 % for korttidsnedbør og 30 % for langtidsnedbør (12).

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

Tabell 4.4 Tabell med klimapåslag, gjeldende fra januar 2020 (12)

4.2.2 Regnhyetogram korttidshendelse

Regnhyetogrammet konstrueres ut fra verdiene i IVF-kurven for Risvollan. Det legges til et klimapåslag på 40 % på disse verdiene (12).



Figur 4.8 IVF-kurve for Trondheim – Risvollan, 60min (25)

IVF-kurven gir følgende verdier for regnintensitet:

	Varighet (minutter)	Regnintensitet (l / s * ha)	Regnintensitet inkludert klimafaktor 1,4 (l / s * ha)
V₁₀	10	170,00	238,00
V₂₀	20	105,00	147,00
V₃₀	30	82,80	115,92
V₄₀	40	69,00	96,60
V₅₀	50	58,00	81,20
V₆₀	60	49,20	68,88

Tabell 4.5 Regnintensitet korttidshendelse

Hyetogrammet konstrueres ut fra at regnintensiteten er størst midt i hendelsen, og at intensiteten stiger og synker jevnt slik at hyetogrammet er symmetrisk om midtaksen.

Prinsippet er at regnvolumet innenfor de X mest intense minuttene skal tilsvare et kasseregn for et regn med en varighet på X minutter. (10, s. 462)

For korttidshendelsen i denne oppgaven er det valgt beregningssteg på 5 minutter. Formel 4.3 benyttes for beregning av intensiteten i de ulike trinnene i hyetogrammet.

Formel 4.3 Formel for beregning av intensitet til regnhyetogram (10, s. 462)

$$I_n - I_{n-10} = \frac{V_n - V_{n-10}}{\Delta t}$$

Trinn 1:

$$I_{10} = \frac{V_{10}}{\Delta t} = \frac{238,00 \cdot 10}{10} = 238,00 [l/s \cdot ha]$$

Trinn 2:

$$I_{20} - I_{10} = \frac{V_{20} - V_{10}}{\Delta t} = \frac{147,00 \cdot 20 - 238,00 \cdot 10}{10} = 56,00 [l/s \cdot ha]$$

Trinn 3:

$$I_{30} - I_{20} = \frac{V_{30} - V_{20}}{\Delta t} = \frac{115,92 \cdot 30 - 147,00 \cdot 20}{10} = 53,76 [l/s \cdot ha]$$

Trinn 4:

$$I_{40} - I_{30} = \frac{V_{40} - V_{30}}{\Delta t} = \frac{96,60 \cdot 40 - 115,92 \cdot 30}{10} = 38,64 [l/s \cdot ha]$$

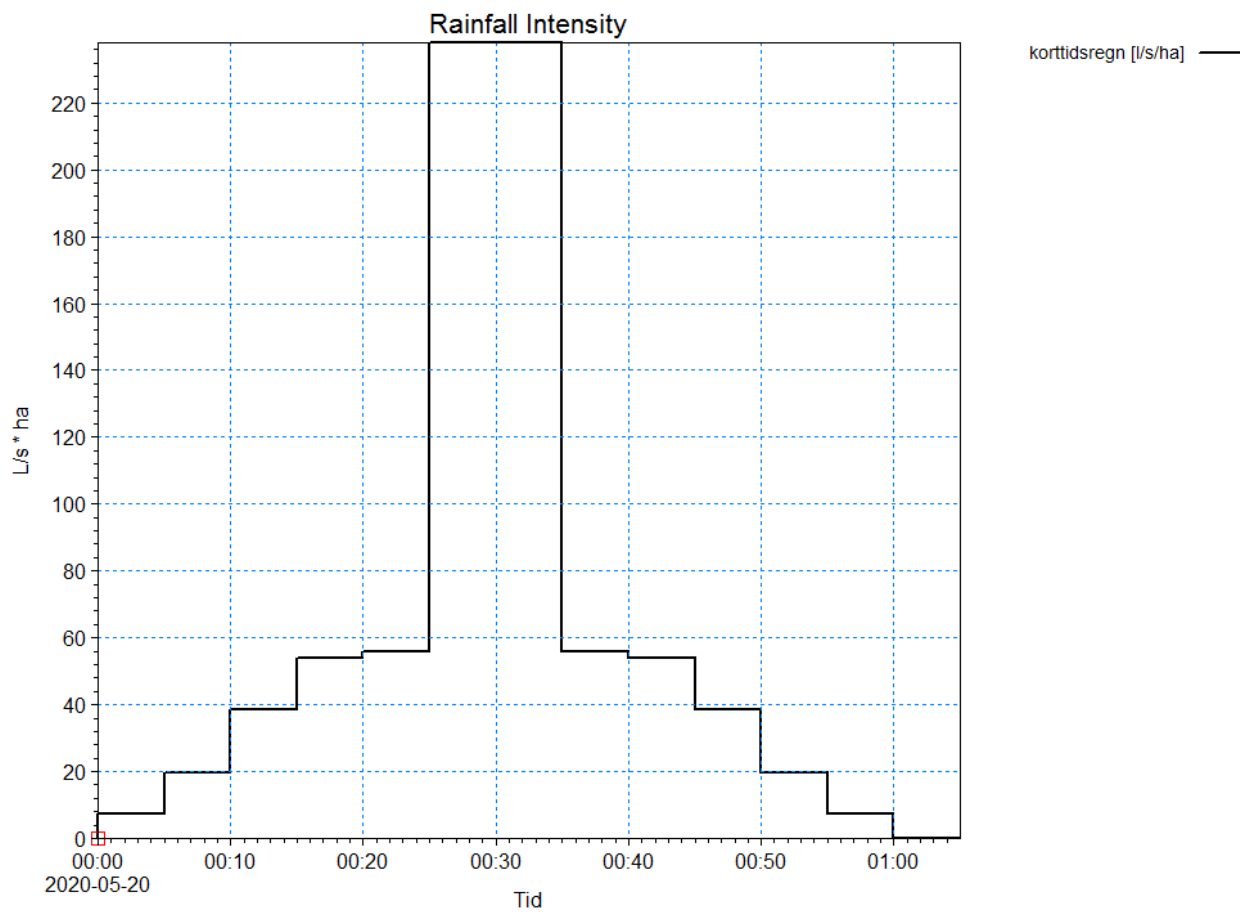
Trinn 5:

$$I_{50} - I_{40} = \frac{V_{50} - V_{40}}{\Delta t} = \frac{81,20 \cdot 50 - 96,60 \cdot 40}{10} = 19,60 [l/s \cdot ha]$$

Trinn 6:

$$I_{60} - I_{50} = \frac{V_{60} - V_{50}}{\Delta t} = \frac{68,88 \cdot 60 - 81,20 \cdot 50}{10} = 7,28 [l/s \cdot ha]$$

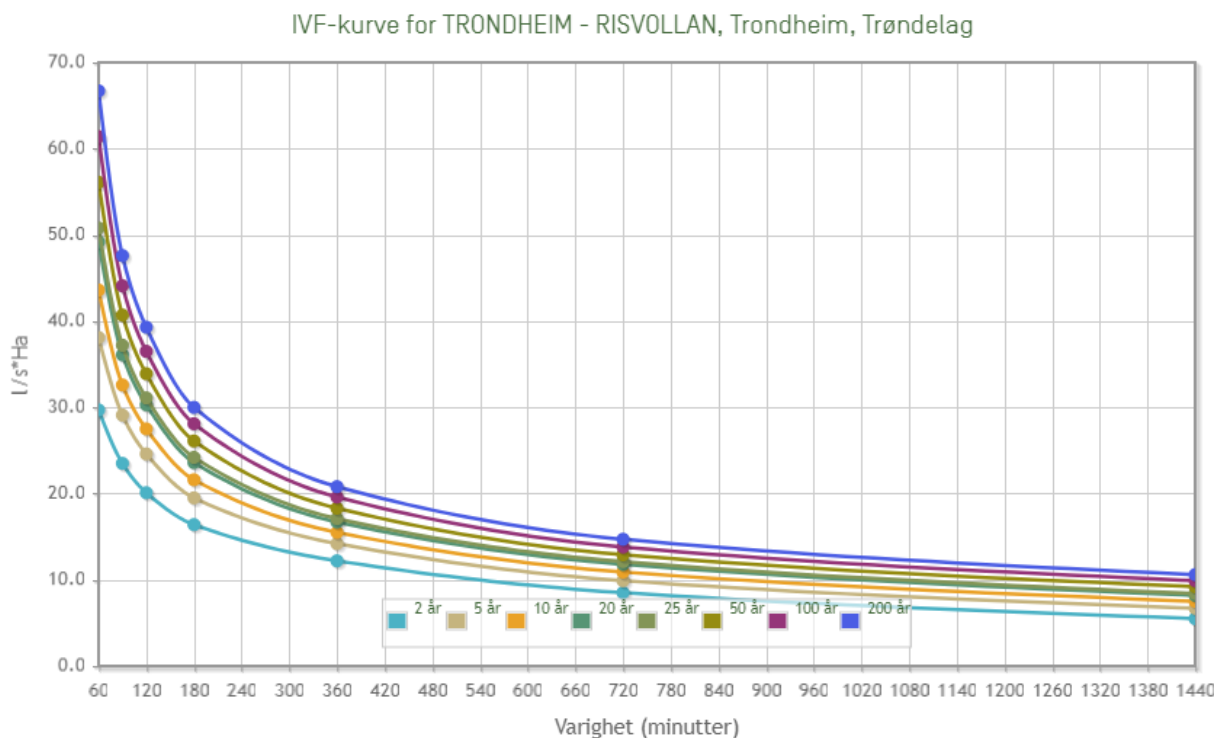
Verdiene plottes inn i MIKE URBAN og programmet konstruerer et regnhyetogram for regnhendelsen. Hyetogrammet er vist i figur 4.9.



Figur 4.9 Regnhyetogram korttidshendelse

4.2.3 Kasseregn langtidshendelse

Verdiene for kasseregnet tas ut fra IVF-kurven. Det legges til et klimapåslag på 30 % på disse verdiene (12).



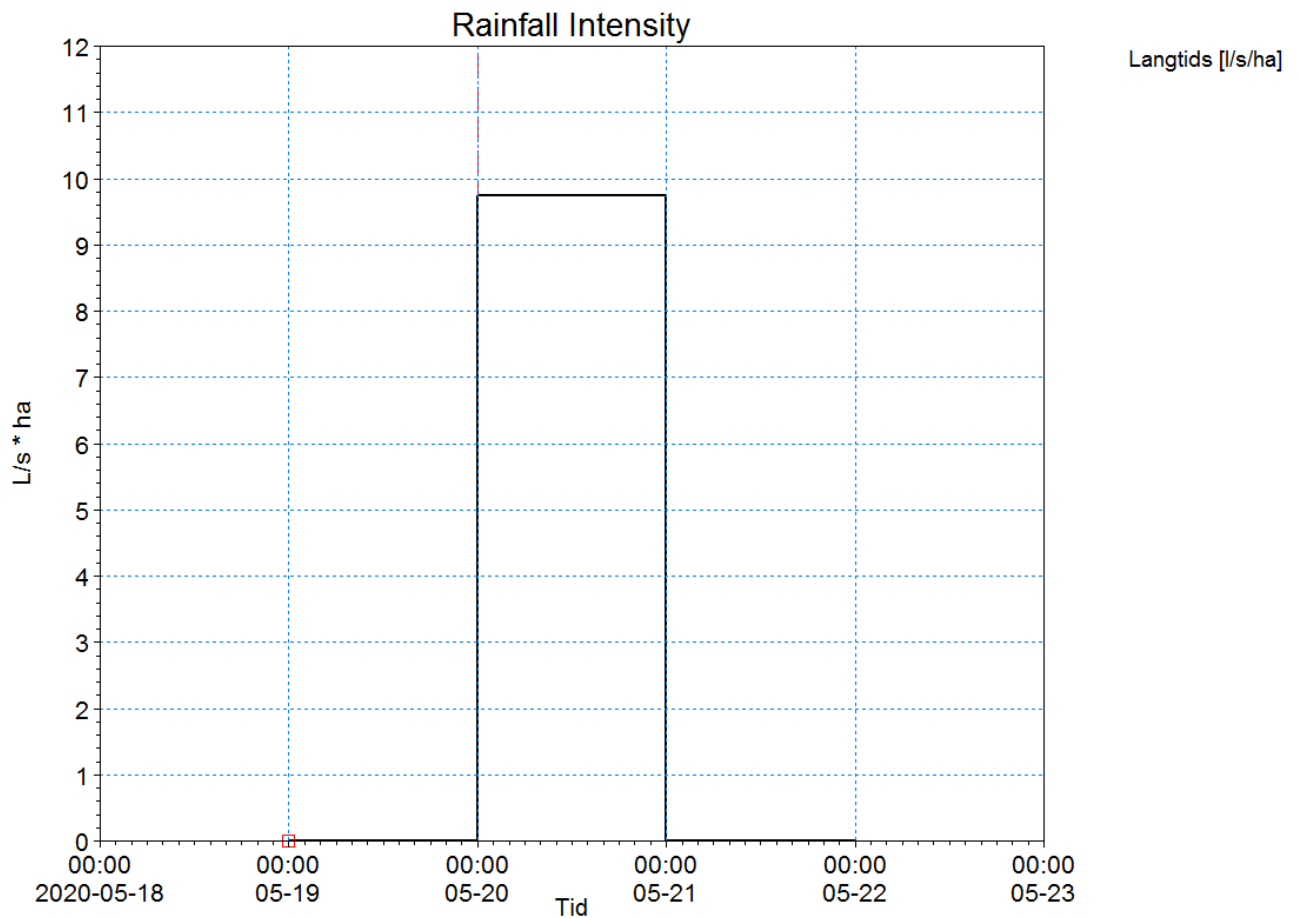
Figur 4.10 IVF-kurve for Trondheim – Risvollan, 24t (25)

IVF-kurven gir følgende verdier for regnintensitet:

	Varighet (timer)	Regnintensitet (l / s * ha)	Regnintensitet inkludert klimafaktor 1,3 (l / s *ha)
V₂₄	24	7,5	9,75

Tabell 4.6 Regnintensitet langtidshendelse

Verdiene for regnintensitet legges inn i MIKE URBAN og programmet konstruerer et kasseregn for regnhendelsen. Kasseregnet er vist i figur 4.11.



Figur 4.11 Regnhyetogram langtidshendelse

4.2.4 Nedbørfelt

For å simulere et regntilfelle i MIKE URBAN må det lages nedbørsfelt som kobles til kummene. For at simuleringen skal bli mest mulig virkelighetsnær bør det derfor lages mange små felt, fordelt over hele nettet. Hommelvik sentrum med boligområdene rundt har store variasjoner i bebyggelse og overflate. Dette gir forskjellig avrenning. Her finnes det flere oversikter med avrenningsfaktorer man kan ta i bruk. I denne oppgaven er det tatt utgangspunkt i verdier fra Miljødirektoratets «gjennomgang av avrenningsfaktorer» (26) og va-normen til Trondheim kommune (27).

Permeabilitet	Type overflate	C	C
		I = 50 l/s * ha	I = 200 l/s * ha
Impermeabel	Tak, asfalterte veier og plasser, betongdekker, fjell i dagen ol	0,7 – 0,9	0,8 – 0,9
Semipermeabel	Hardtråkket grusdekke, leire/silt ol	0,3 – 0,4	0,4 – 0,6
Helt permeabel	Plen, park, grus/singel-dekke ol	0,01 – 0,05	0,1 – 0,2

Tabell 4.7 Verdier for avrenningsfaktorer i NTH Institutt for Vassbygging, 1981, (26)

Type flater	Avrenningsfaktor
Tak	0,9
Betong og asfaltflater, berg i dagen med sterkt fall	0,8
Steinsatte flater med grus fuger	0,7
Grusveger, bergmessig park med stort fall med lite vegetasjon	0,4
Berg i dagen med lite fall	0,3
Grusplass og grusgang, ubebygde tomter	0,2
Park med rik vegetasjon, kupert bergmessig skog	0,1
Jordbruksområder, gress, enger	0 – 0,1
Flat tettbevokst skog	0 – 0,1

Tabell 4.8 Avrenningsfaktorer for ulike overflatetyper (26)

Type areal	Avrenningskoeffisient Φ
Tette flater (tak, asfalterte plasser/veger og lignende.)	0,85- 0,95
Bykjerne	0,70 – 0,90
Rekkehus-/leilighetsområder	0,60 – 0,80
Eneboligområder	0,50 – 0,70
Grusveier/-plasser	0,60 – 0,80
Industriområder	0,50 – 0,90
Plen, park, eng, skog, dyrket mark	0,30 – 0,50

Tabell 4.9 Avrenningsfaktorer Trondheim Kommune (27)

Med bakgrunn i disse tabellene ble det laget egne avrenningsfaktorer for modellen:

Overflate	Avrenningskoeffisient Slakt terreng	Avrenningskoeffisient Bratt terreng
Takflater	0,85	0,85
Asfalterte veger og parkeringsplasser	0,8	0,85
Grusveger og parkeringsplasser	0,6	0,7
Plen og park	0,3	0,4
Skog	0,3	0,3

Figur 4.12 Egne avrenningsfaktorer

Det er ønskelig å få frem variasjonene så godt som mulig. Ved dimensjonering er det vanlig å gjøre forenklinger og sette faste faktorer som for eksempel 0,6 for utbygde tomter. Dette ville gitt en annen avrenning enn det som blir tilfelle. Siden oppgaven er å teste nettets kapasitet ut fra dagens nett med fremtidens regn er det målt inn arealet til takflater, asfalterte flater, grusflater og plen-/parkområder for alle feltene. Ved bruk av formel 2.3 beregnes en gjennomsnittskoeffisient for totalarealet som puttes inn for feltet i MIKE URBAN. Beregningene er fremstilt i Excel i vedlegg 4.3.

4.2.4.1 Beregning av konsentrasjonstid

For å få en modell som er mest mulig virkelighetsnær må det settes inn konsentrasjonstid for hvert nedbørsfelt. Konsentrasjonstiden er summen av tilrenningstiden frem til kum/sluk og strømningstiden i ledning frem til utløp.

Formel 4.4 konsentrasjonstid (10, s. 458)

$$t_k = t_t + t_s$$

der

t_k = konsentrasjonstid

t_t = tilrenningstid på overflaten

t_s = strømningstid i rørsystem

Formel 4.5 Strømningstid i rørsystem (10, s. 458)

$$t_s = \frac{L}{v}$$

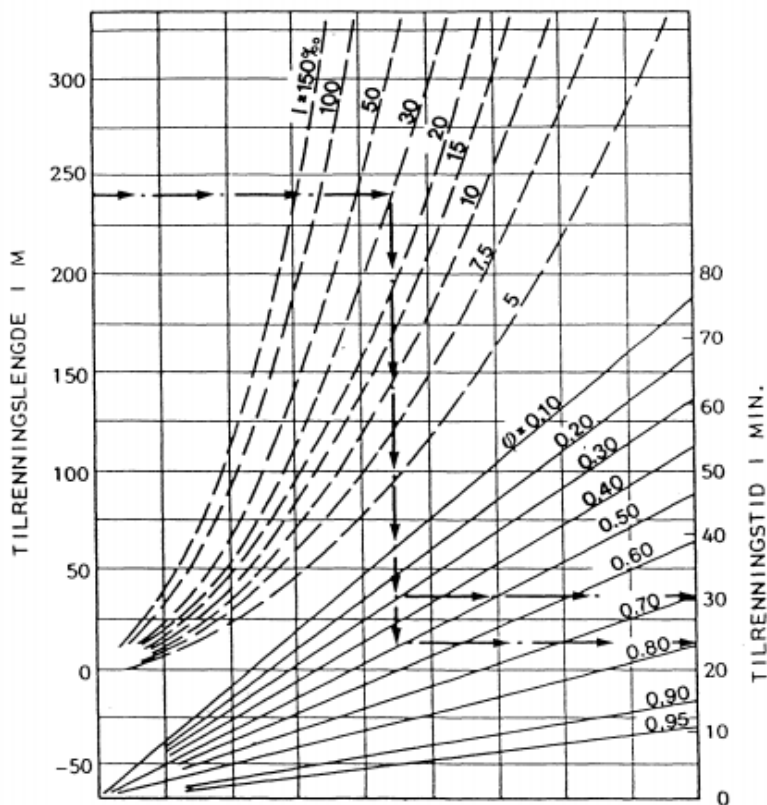
der

L = rørlengde

v = hastighet i rør, settes i dette prosjektet til 2 m/s

Tilrenningstid på overflaten ble funnet ved hjelp av nomogrammene i figur 4.13.

Strømningstiden er målt i den lengste vegen i rørene fra felt til utløp. Verdiene benyttet i beregningen er hentet fra modellen i MIKE URBAN og norgeskart (2).



Figur 4.13 Nomogram tilrenningstid lange avstander (16)

Konsentrasjonstiden, tilrenningstiden og strømningstiden for de ulike nedbørsfeltene er vist i vedlegg 4.3.

4.2.4.2 Bekker

Det er to bekkeinntak i overvannsnettet hvor det kommer inn tre store bekker. For å finne nedbørsfeltene til bekkene og verdiene for disse er karttjenesten NEVINA benyttet. Dette er en tjeneste utviklet av NVE som genererer et nedbørsfelt for et valgt punkt i kartet. For dette nedbørsfeltet beregner karttjenesten feltparametere, klima- og hydrologiske parametere, estimerer lavvannsindekser og flomverdier. (28)

Formel 4.6 er benyttet for å finne konsentrasjonstidene i nedbørsfeltene. Verdiene for de ulike nedbørsfeltene er hentet ut fra NEVINA (29), se vedlegg 4.4 – 4.6.

Formel 4.6 Tilrenningstid for naturlige felt (30)

$$T_{tn} = 0,6 \cdot L \cdot H^{-0,5} + 3000 \cdot A_{SE} \text{ [minutt]}$$

Formel 4.7 Tilrenningstid for utbygde felt (30)

$$T_{tu} = 0,02 \cdot L^{1,15} \cdot H^{-0,39} \text{ [minutt]}$$

L = feltlengden [m]

H = høydeforskjellen i feltet [m]

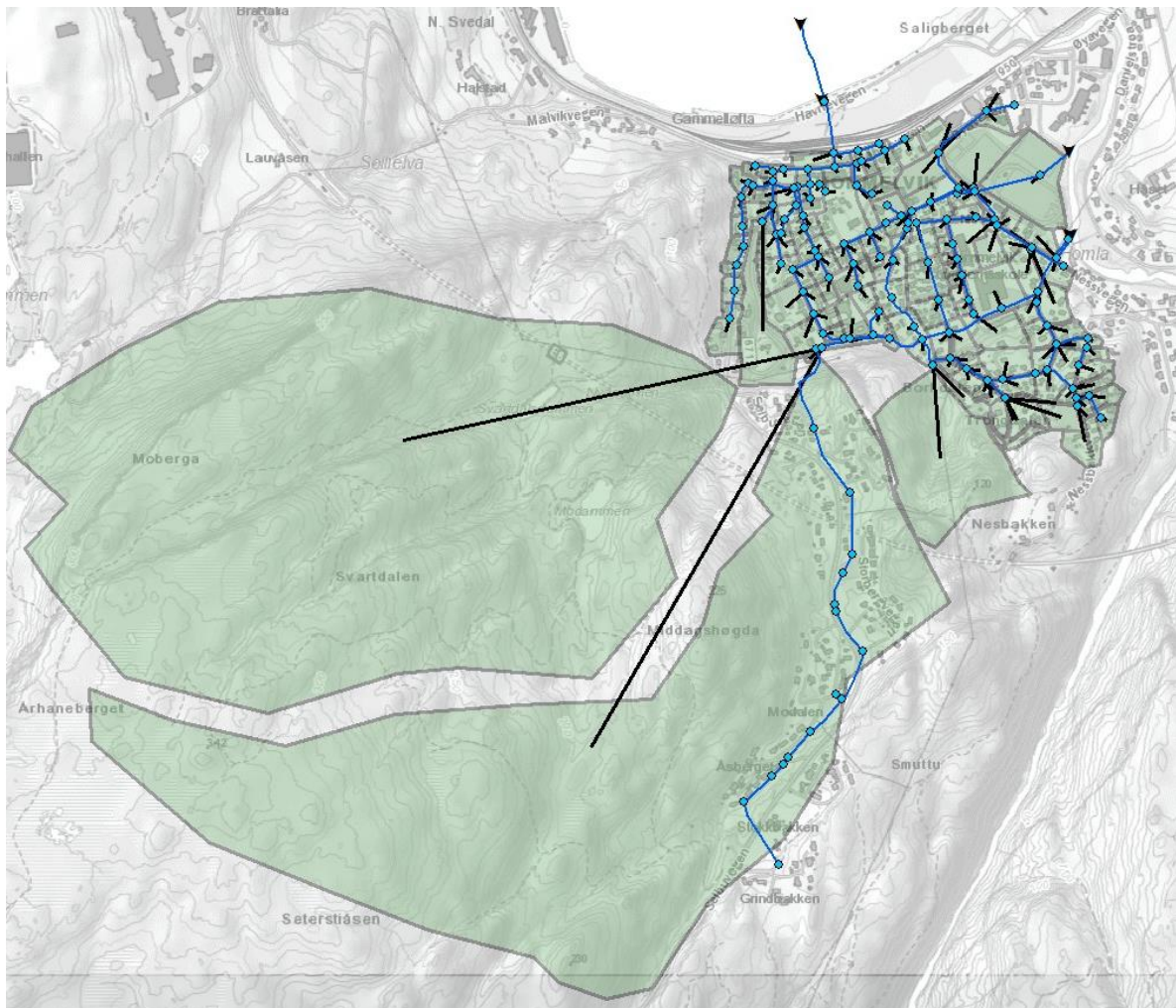
A_{SE} = effektiv innsjøprosent [%]

Felt	Areal [ha]	Tilrenningstid [minutter]	Type felt
C_164	90	53,8	Utbygd/naturlig
C_166	110	65,51	Naturlig
C_167	7	21,38	Naturlig

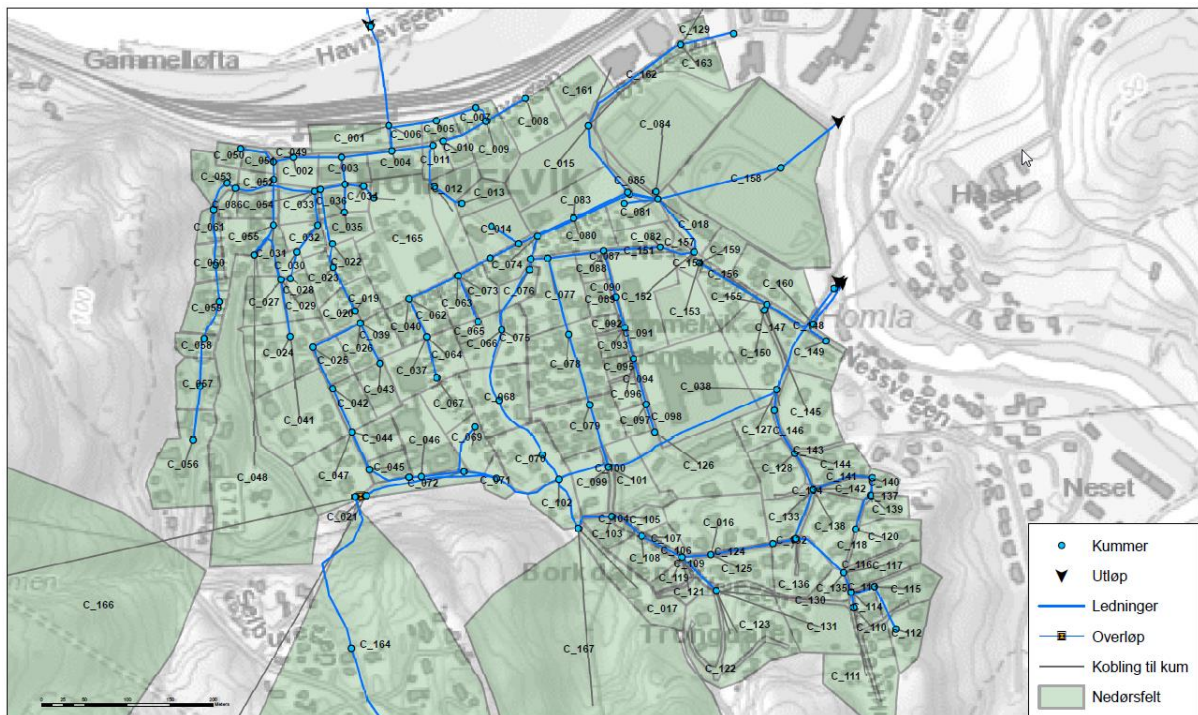
Tabell 4.10 Konsentrasjonstider, nedbørsfelt bekker

4.2.5 Oversikt over nedbørsfelt

Nedbørsfeltene for bekkene er forsøkt tegnet inn med lik form som NEVINA for illustrasjon. Bildene ligger også som vedlegg 4.1 og 4.2.



Figur 4.14 Oversikt over nedbørsfelt med kobling til kum. Hentet fra MIKE URBAN.



Figur 4.15 Oversikt over nedbørsfelt i sentrum med navn og kobling til kum. Hentet fra MIKE URBAN.

4.3 Usikkerheter

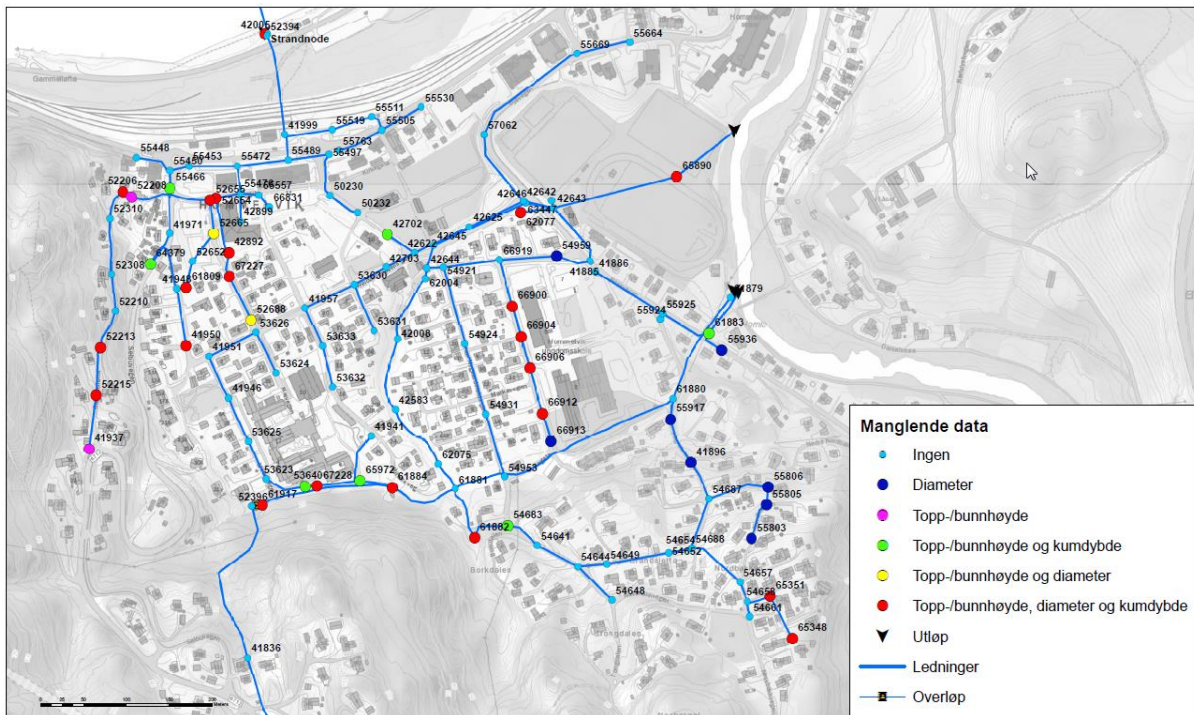
Ved overvannsberegninger er det mange usikkerheter og antagelser. I denne oppgaven gjøres det beregninger på et stort eksisterende nett, dette øker antall usikkerheter. Der det har manglet informasjon er det gjort antagelser sammen med veiledere og Malvik kommune.

4.3.1 Kummer og ledninger

Dataene på kummene og ledningene er importert fra Gemini-portalen til Malvik kommune, dette er målinger som er tatt fra ulike år og målt av forskjellige personer med varierende metoder. I tillegg er flere deler av kum- og ledningsdataene basert på gamle kart. Dette gjør at det er mye usikkerhet rundt nøyaktigheten til dataene som benyttes. Det er i dette prosjektet ikke tid eller mulighet til å ta nye målinger av alle kummene i området. Så tallene brukes som de er, selv om dette kan innebære feil på dimensjoner, lengde, kumdybder og koordinater. Et annet usikkerhetsmoment er at det er gjort en del antagelser der hvor data mangler. Disse antagelsene er basert på området og ledningsnettet rundt i tillegg til anbefalinger fra veilederne.

Det er registrert hvilke av kummene som er felleskummer, stjørdalskummer. I Gemini er det ikke lagt inn høyde på hvor høyt i kummen spillvannsledningene ligger. Dette gjør det vanskelig å vurdere om kummen vil kunne være en kilde for fremmedvann eller ikke når vannspeilet i kummen stiger over høyden til overvannsrøret.

Figur 4.16 viser hvilke kummer som manglet data og hvilke data som mangler.

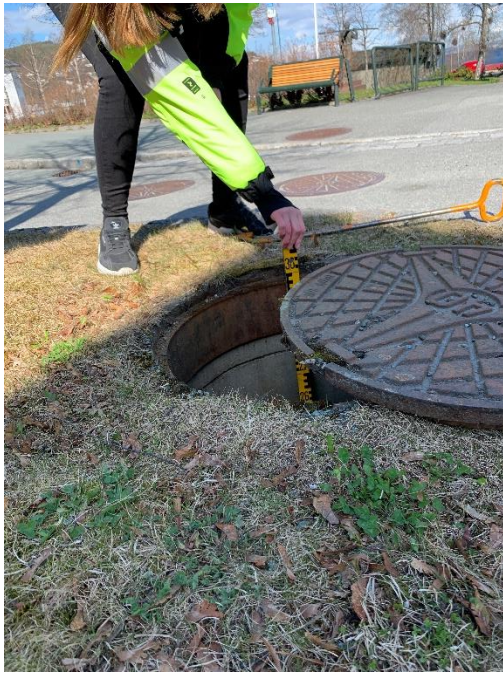


Figur 4.16 Oversikt over manglende inndata på kummer

Sent i prosjektfasen ble det utført en befaring hvor kum 52655 og kum 52654 ble målt opp. Disse dataene er ikke med i figur 4.16 og ble ikke en del av modellen før de siste simuleringene. Antagelsene gjort i startfasen var ikke langt fra virkelighetens verdier og hadde ikke stort utslag på problemene i nettet. Figur 4.17 og 4.18 viser bilder fra målingene.



Figur 4.17 Dybde kum 52655



Figur 4.18 Dybde kum 52654

4.3.2 Regn

Det finnes ingen målestasjoner for nedbør i Malvik kommune, regnverdiene benyttet i denne oppgaven er som nevnt fra målestasjonen på Risvollan i Trondheim. Dette medfører mye usikkerhet rundt nedbørsverdiene som er benyttet, da disse ikke vil være helt samsvarende med regnverdiene i Hommelvik.

4.3.3 Overløpsberegninger med Bernoullis ligning

For å få med bidraget fra overløpet er det antatt at overløpskummen er fylt siden det er en makssituasjon og dette har ifølge kommunen skjedd ved mye nedbør tidligere. Det er antatt i beregningen at vannspeilet står tilnærmet i ro noe som ikke nødvendigvis vil være tilfelle. Det er også kun sett på den ene overløpsledningen og ikke medregnet innløp og utløp for spillvannsledningen.

4.3.4 Nedbørsfelt

Ved beregninger på avrenning er det valgt faktorer som er basert på erfaringstall. Disse varierer mye på grunn av variasjoner i underlaget med store forskjeller i permeabilitet, Disse vil også variere under regntilfelle etter som vann infiltreres i jorden. Her må det gjøres en skjønnsmessig vurdering. Det er forsøkt å ta hensyn til både underlag og fallhøyde men det er allikevel veldig usikkert om avrenningen blir korrekt.

4.4 Analyse av resultater

Det er utført to simuleringer av ledningsnett, en for et korttidsregn med varighet på en time og en for et langtidsregn med varighet på 24 timer. Simuleringene gir trykklinjer for nettet og produserer resultater for største vannføringer i ledninger og kummer.

Resultatene av simuleringen viser ikke hvordan nettet fungerer i dag. Regnet som er benyttet er 40 % og 30 % større enn dagens regn, resultatene viser derfor et bilde av hva som kan ventes i framtiden. Alle problemområdene som framkommer i denne analysen er ikke problemområder i dag, men dette er områder som må gjøres noe med for å hindre kapasitetsproblemer i framtiden.

Den komplette modellen inneholder:

Kummer [stk]	139
Ledninger [stk]	137
Ledningslengde [km]	7,955
Nedbørsfelt [stk]	167
Totalt areal nedbørsfelt [ha]	251
Areal nedbørsfelt uten bekker [ha]	43
Utløp [stk]	5
Overløp [stk]	2

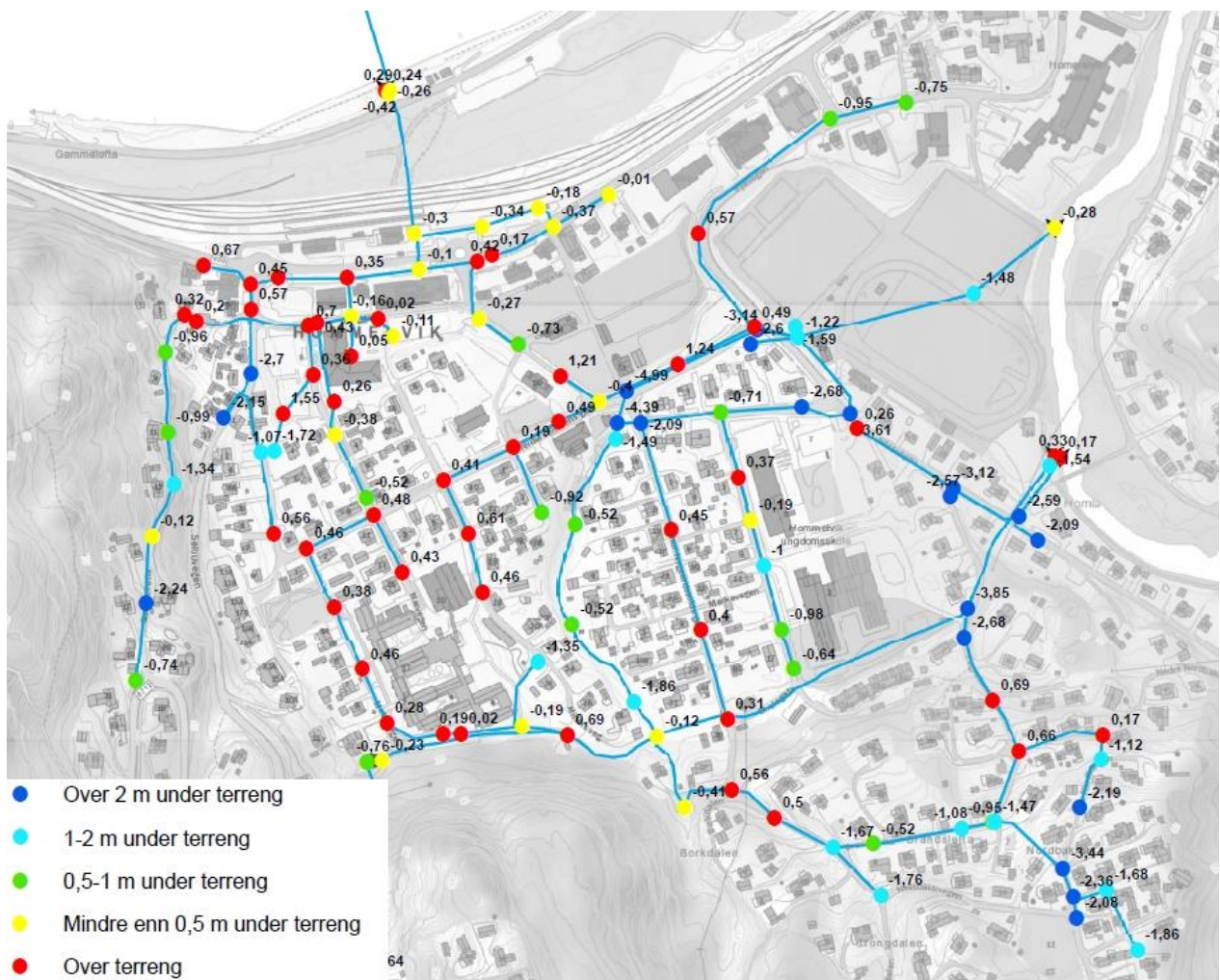
Tabell 4.11 Elementer i modellen, verdier hentet fra MIKE URBAN

4.4.1 Korttidsregn

Nedenfor ligger flere bilder som viser resultatene, bildene ligger også som vedlegg 5.1 – 5.7.

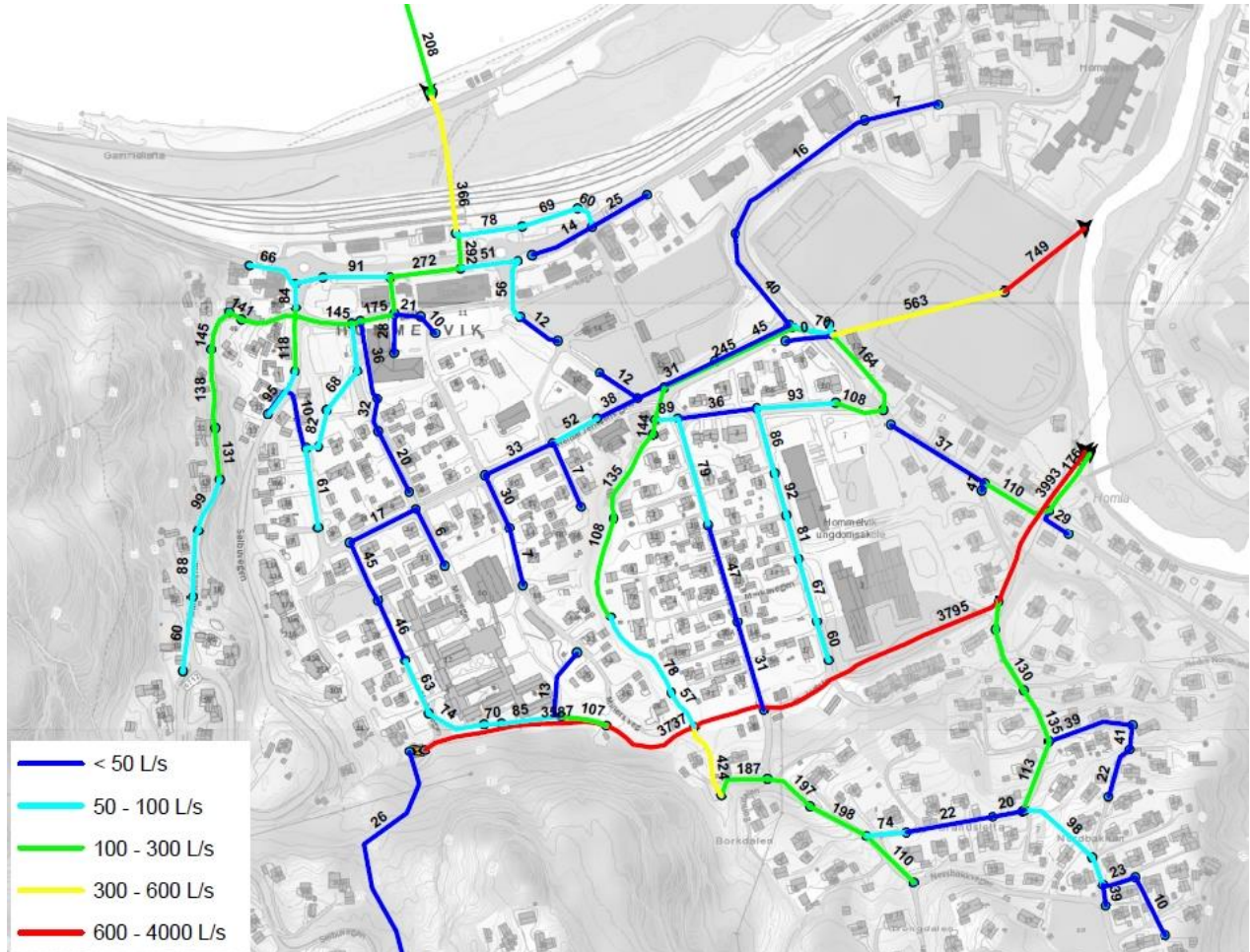
Figur 4.19 viser maks vannspeil i kummene under korttidshendelsen. Fargekodene viser hvor langt under terrengnivået vannspeilet ligger og i hvilke kummer det vil bli oppstuvning.

Tallene ved kummene forteller hvor mange meter under terrenget vannspeilet i kummene ligger. Enkelte av kummene er grunnere enn 2 meter, vannspeilet kan derfor være litt misvisende for om nettet har kapasitet til å videreføre nok vann. Tegningen må sees i sammenheng med de andre resultattegningene.



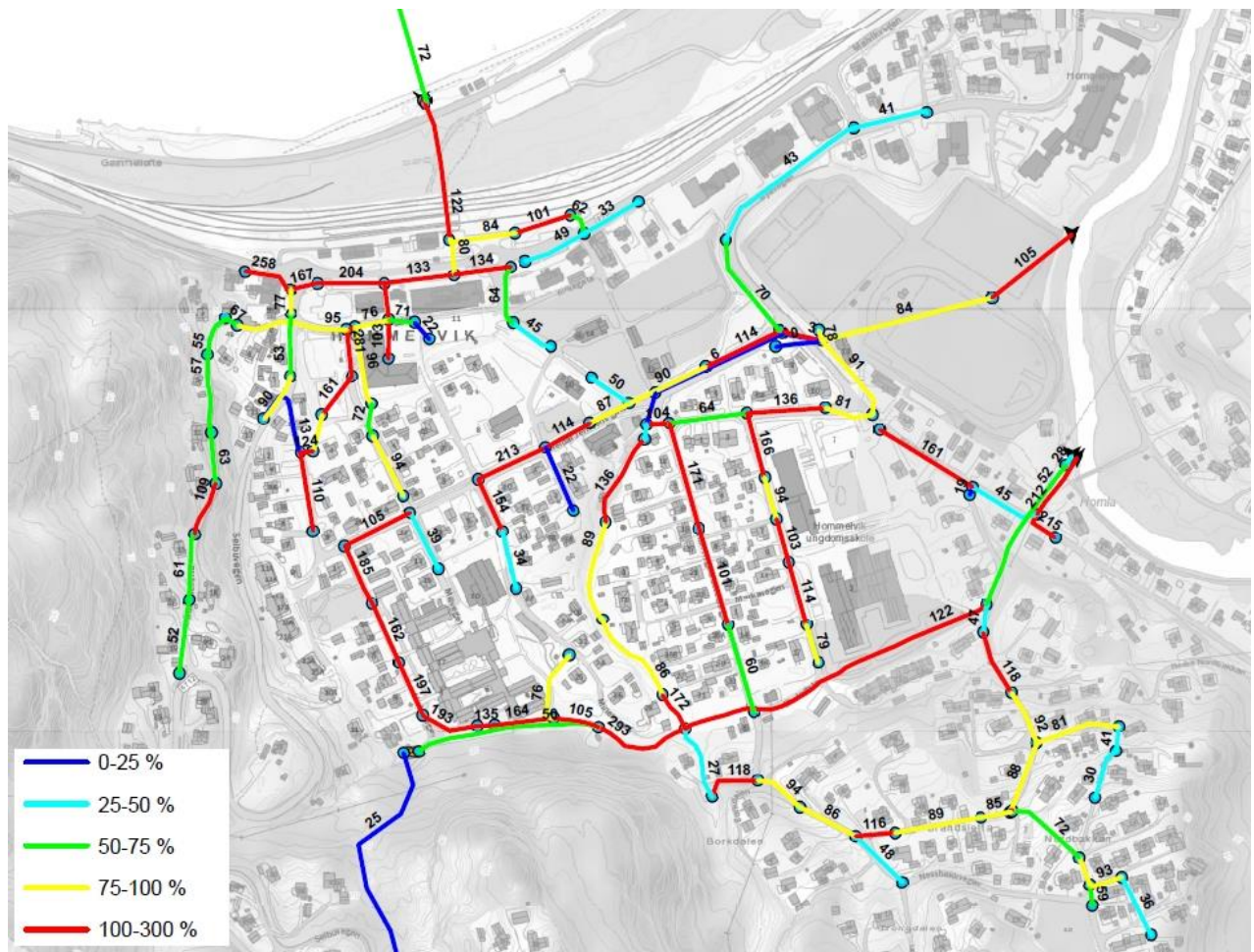
Figur 4.19 Maks vannspeil i kummer i forhold til terrengnivå ved korttidshendelse

Figur 4.20 viser den maksimale vannføringen i ledningene under korttidshendelsen. Fargen på ledningen illustrer hvor stor den maksimale vannføringen er og tallverdiene langs ledningene viser vannmengden i liter per sekund. Den maksimale vannføringen i de forskjellige ledningene vil inntreffe ved tidspunkt under regnhendelsen.



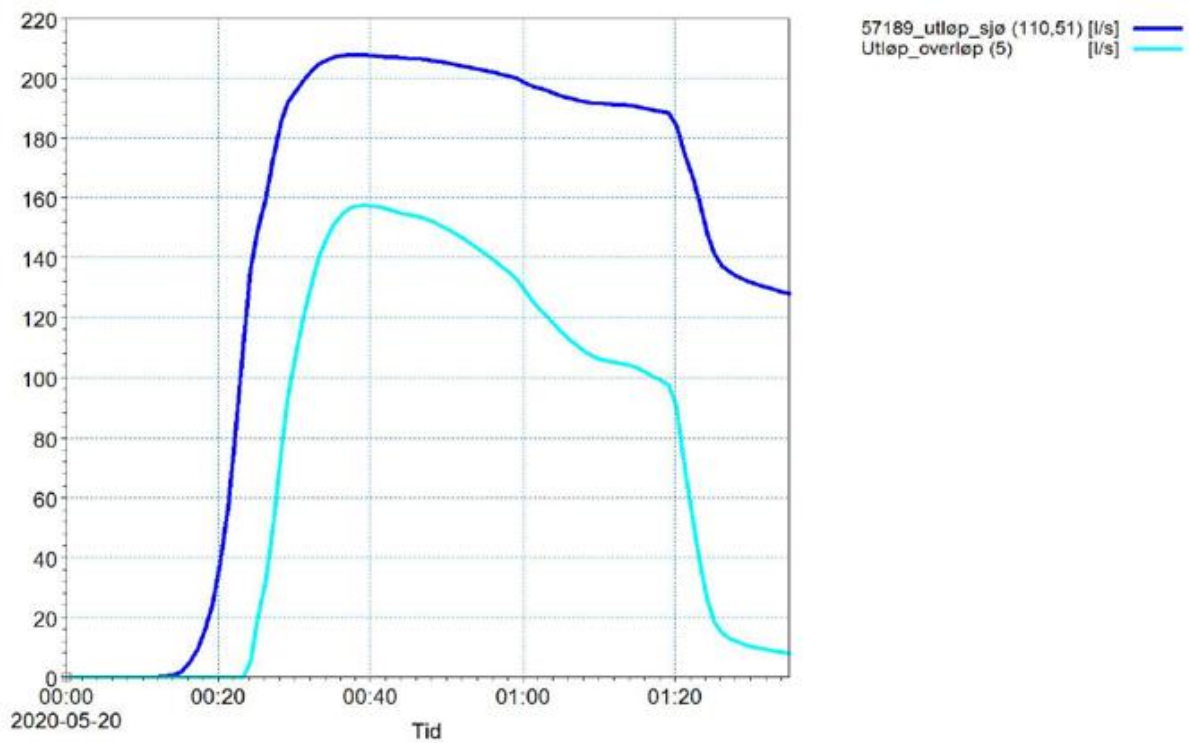
Figur 4.20 Maks vannføring, korttidshendelse

Figur 4.21 viser den største kapasitetsutnyttelsen i ledningene under korttidshendelsen. Fargene indikerer hvor stor del av kapasiteten som blir brukt og tallet ved ledningene sier hvor mange prosent av kapasiteten som blir utnyttet.

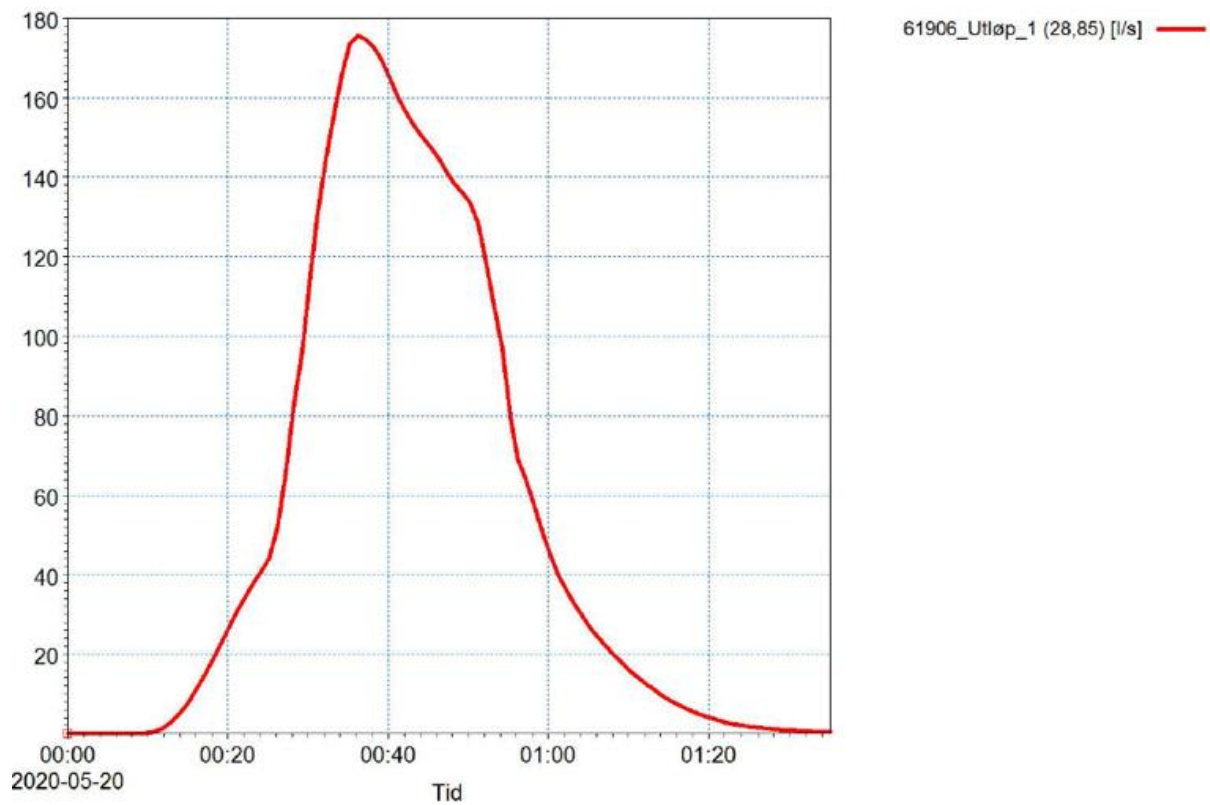


Figur 4.21 Kapasitetsutnyttelse, korttidshendelse

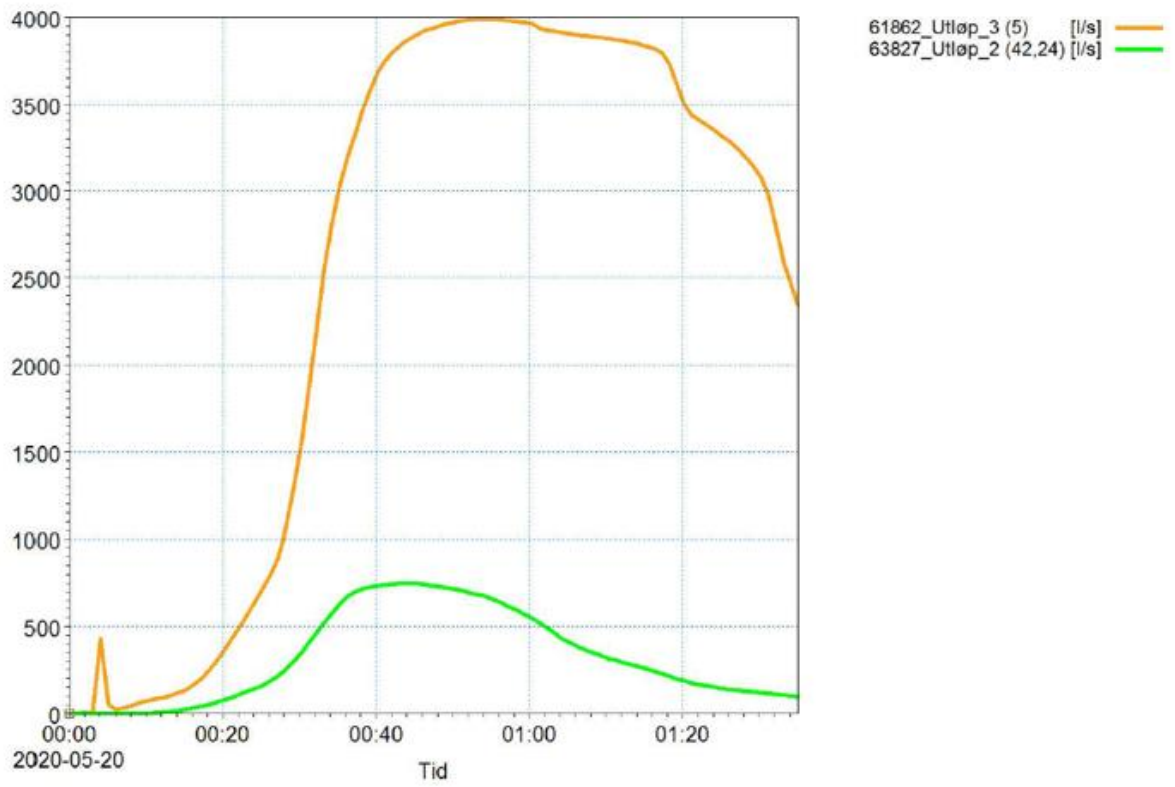
Figur 4.22 – 4.24 viser hydrogrammene til de ulike nettene under korttidshendelsen. Hydrogrammene er tatt fra utløpsledningene til alle tre nettene, hver figur viser hvert sitt nett.



Figur 4.22 Hydrogram nett 1, korttidshendelse



Figur 4.23 Hydrogram nett 2, korttidshendelse



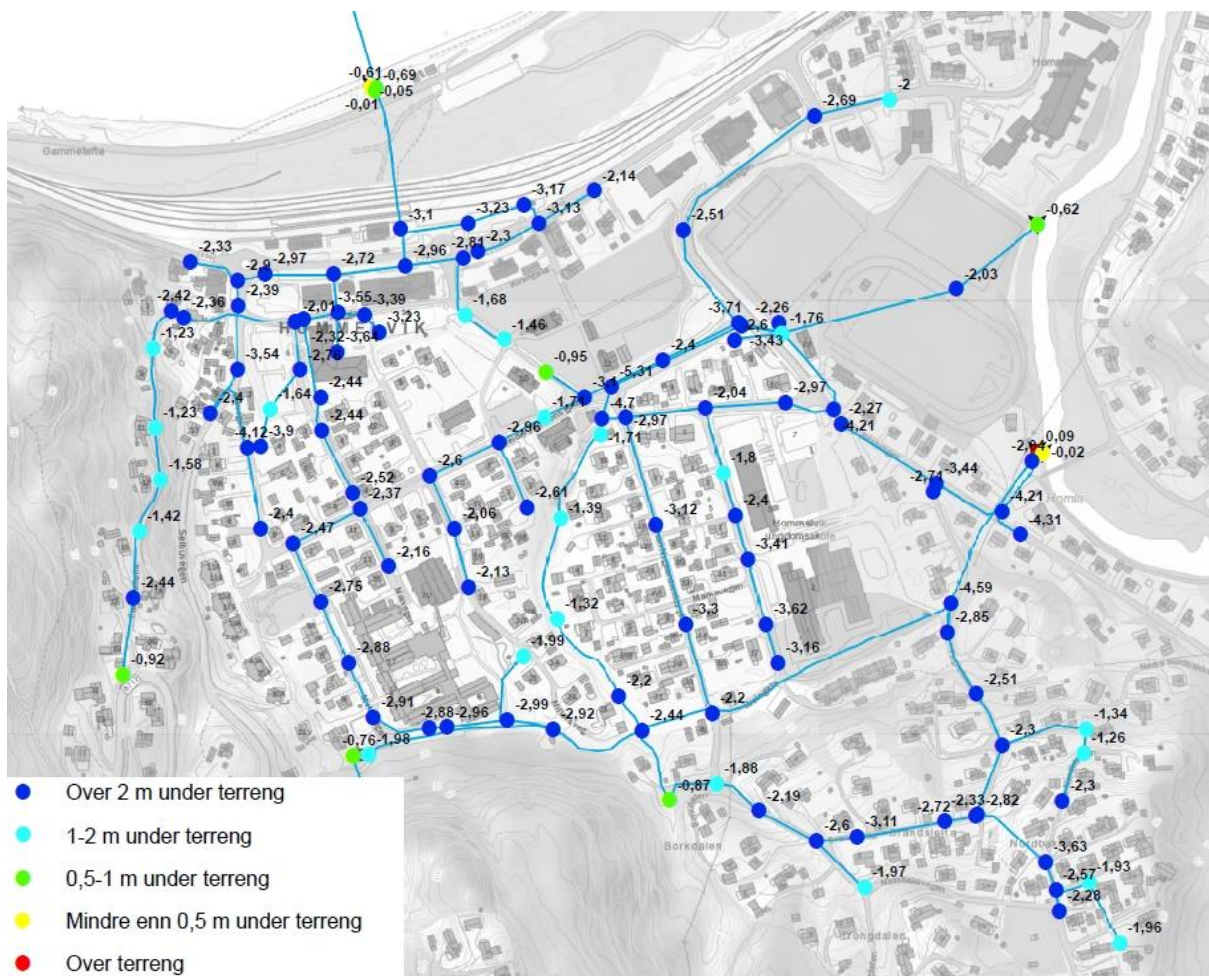
Figur 4.24 Hydrogram nett 3, korttidshendelse

4.4.2 Langtidsregn

Nedenfor ligger flere bilder som viser resultatene, bildene ligger også som vedlegg 6.1 – 6.7.

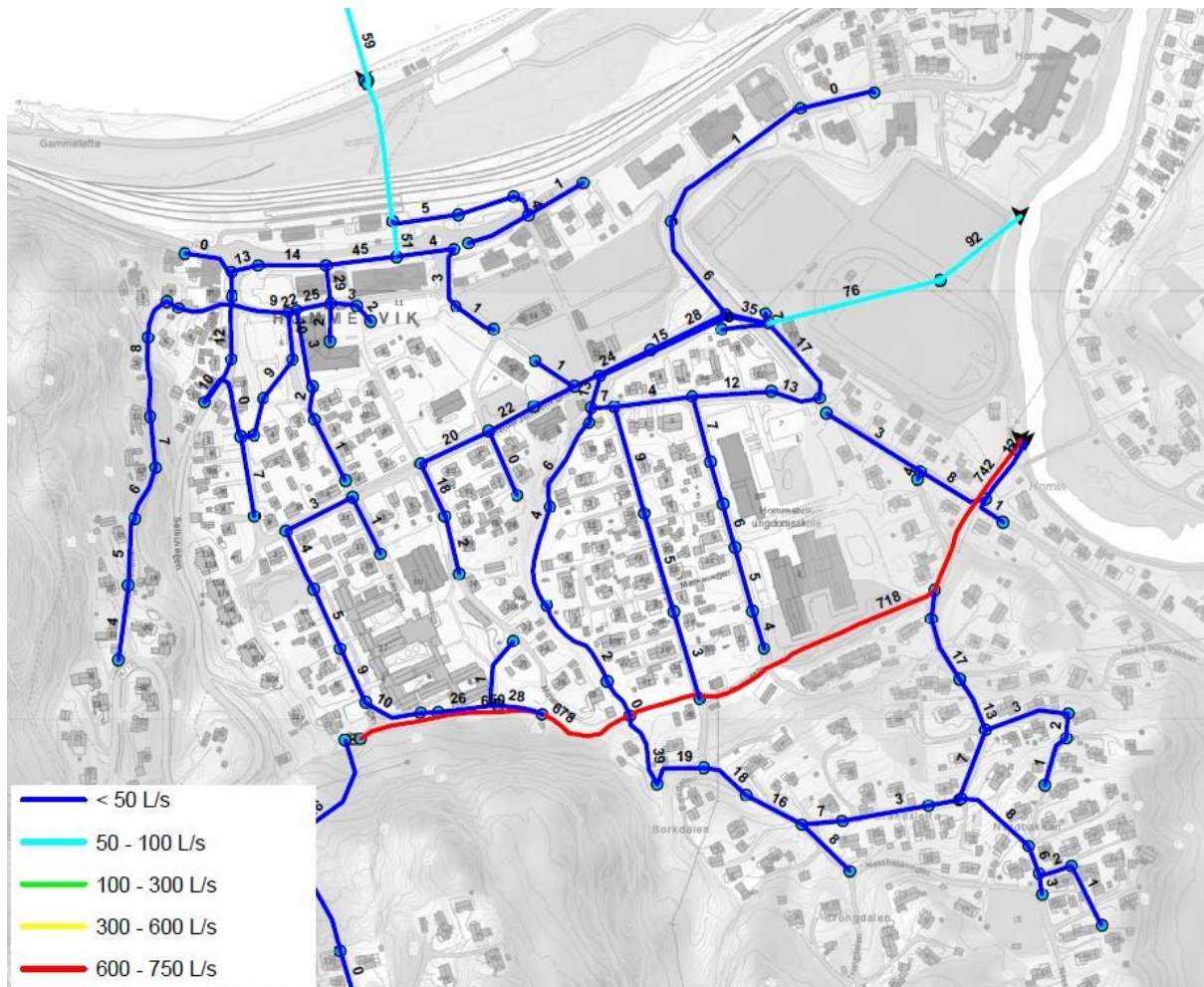
Figur 4.25 viser maxsvannspeil i kummene under korttidshendelsen. Fargekodene viser hvor langt under terrengnivået vannspeilet er og i hvilke kummer det vil bli oppstuvning. Tallene ved kummene forteller hvor mange meter under terrenget vannspeilet i kummene ligger.

Enkelte av kummene er grunnere enn 2 meter, vannspeilet kan derfor være litt misvisende for om nettet har kapasitet til å videreføre nok vann. Tegningen må sees i sammenheng med de andre resultattegningene.



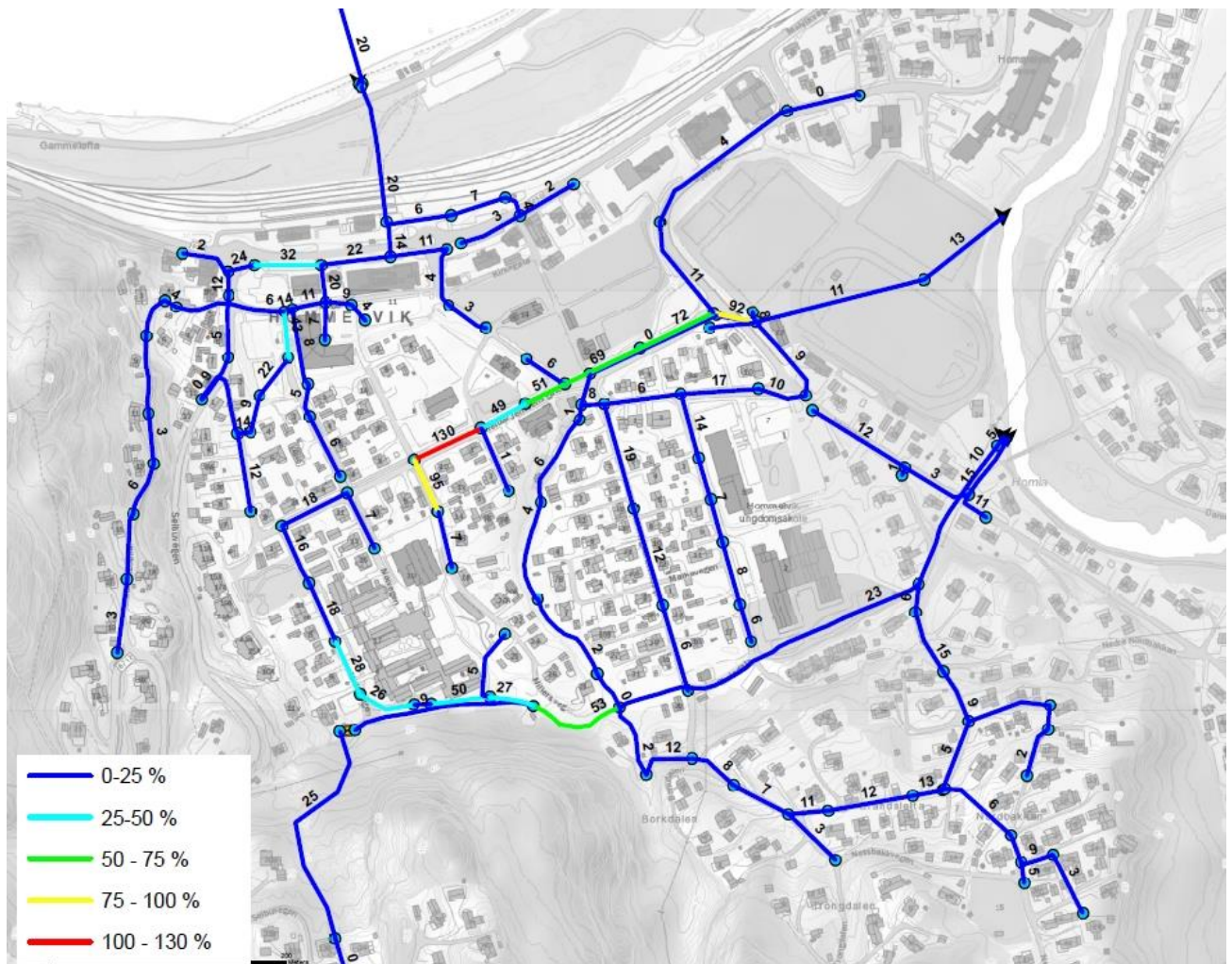
Figur 4.25 Maks vannspeil i kummer i forhold til terrengnivå ved langtidshendelse

Figur 4.26 viser den maksimale vannføringen i ledningene under langtidshendelsen. Fargen på ledningen illustrer hvor stor den maksimale vannføringen er og tallverdiene langs ledningene viser vannmengden i liter per sekund. Den maksimale vannføringen i de forskjellige ledningene vil inntreffe ved tidspunkt under regnhendelsen.



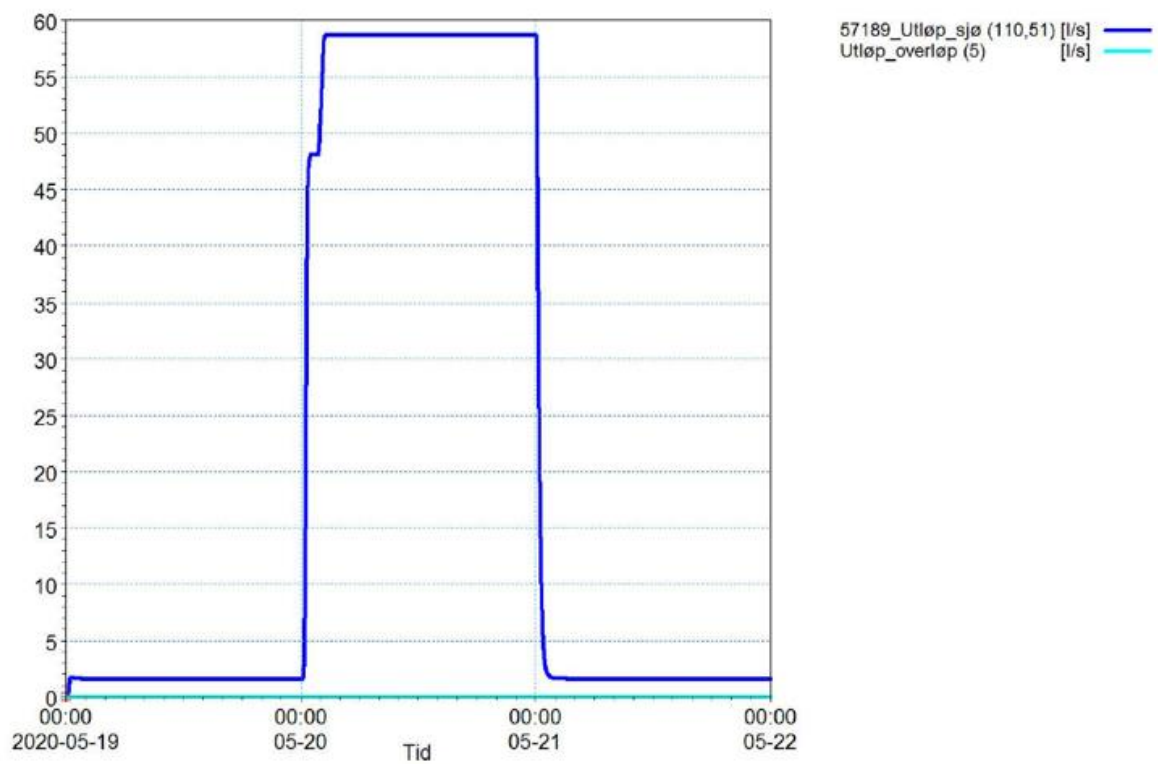
Figur 4.26 Maks vannføring, langtidshendelse

Figur 4.27 viser den største kapasitetsutnyttelsen i ledningene under langtidshendelsen. Fargene indikerer hvor stor del av kapasiteten som blir brukt og tallet ved ledningene sier hvor mange prosent av kapasiteten som blir utnyttet.

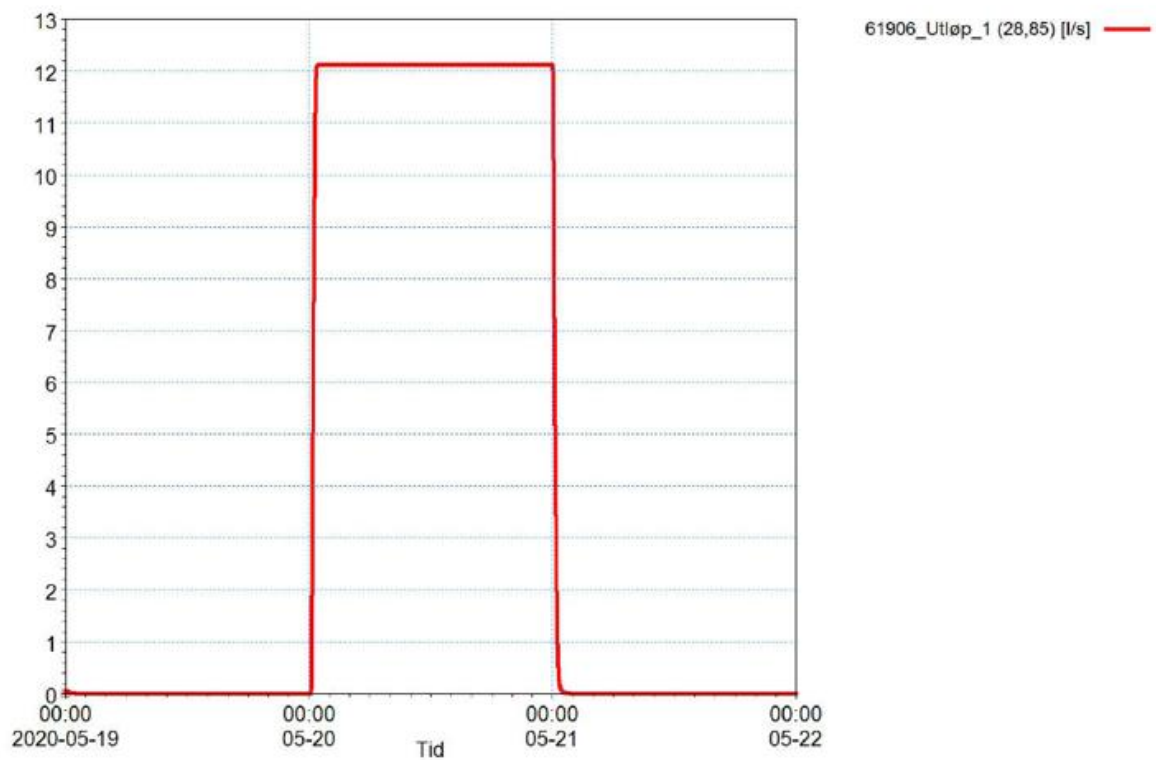


Figur 4.27 Kapasitetsutnyttelse, langtidshendelse

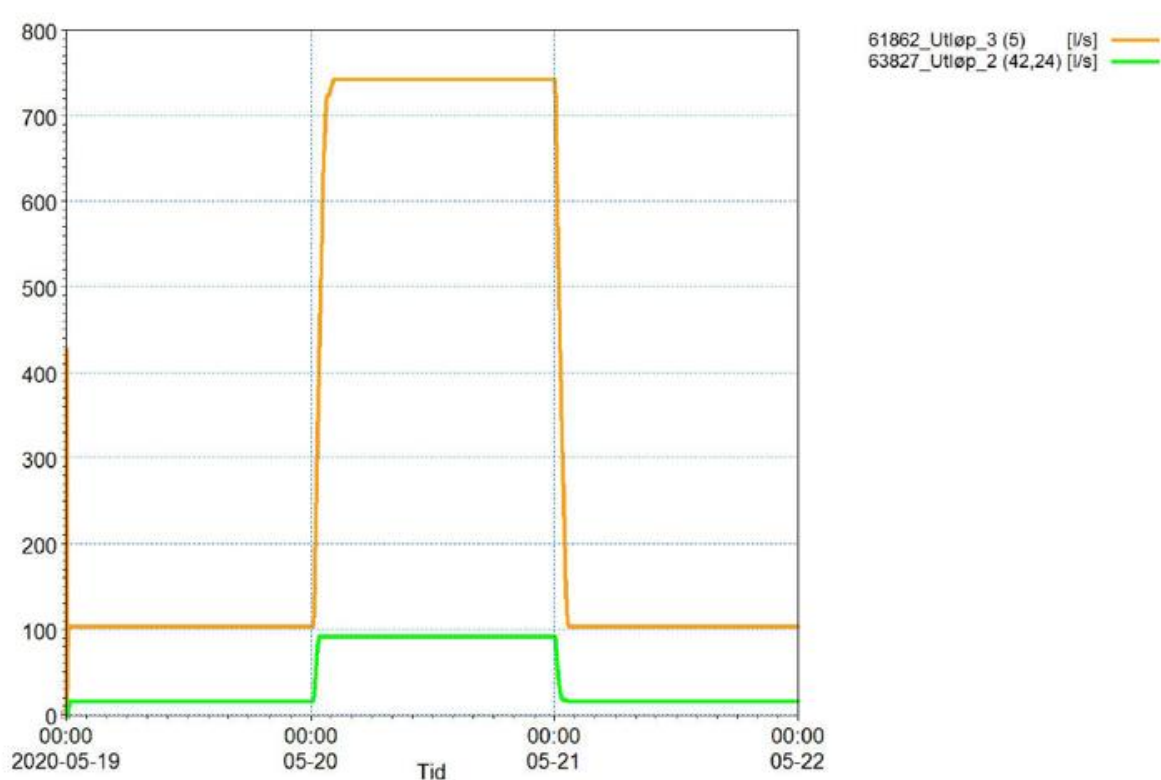
Figur 4.28 – 4.30 viser hydrogrammene til de ulike nettene under korttidshendelsen. Hydrogrammene er tatt fra utløpsledningene til alle tre nettene, hver figur viser hvert sitt nett.



Figur 4.28 Hydrogram nett 1, langtidshendelse



Figur 4.29 Hydrogram nett 2, langtidshendelse



Figur 4.30 Hydrogram nett 3, langtidshendelse

4.4.3 Konklusjon

Resultatene viser at slik nettet er i dag vil Hommelvik oppleve flere problemområder med framtidens regnmengder. Modellen viser hva slags problemer de ulike nettene vil få og gir et innblikk i hvor det må gjøres utbedrende tiltak.

4.4.3.1 Nett 1

Nett 1 har flere kapasitetsproblemer. Terrenget i området er flatt noe som gjør det vanskelig å oppnå optimalt ledningsfall. Denne delen av Hommelvik har i tillegg mye tette flater og området avgir derfor mye avrenning, denne eskaleres ved en økning i regnmengdene.

Resultatene viser at nettet får flere problemer nær utløpet og der hvor alle grenene i nettet møtes i ledninger som fører til utløpet. Flere av ledningene møtes i veldig krappe vinkler slik at vannet får en hastighetsendring, ved store vannmengder kan dette resultere i oppstuvning i kummer da vannet kommer raskere inn i kummen enn det renner ut. Figur 4.32 viser hvilke ledninger som har kapasitetsproblemer, flere overgår kapasiteten og enkelte har en kapasitetsutnyttelse på mer enn 200 %. Hydrogrammet for korttidsregnet til nett 1 gitt i figur 4.22 viser også at det er kapasitetsproblemer, da utløpet har høy avrenning over lang tid. For å løse problemene må vannmengdene i ledningene minkes og/eller kapasiteten i ledningene økes. Nett 1 har i tillegg et fordrøyningsbasseng hvor videreført vannmengde er antatt som en

konstant strøm på 16 l/s. Dette må kontrolleres om er riktig mengde. Simuleringen viser at mengden er litt stor, her må det vurderes om dette må justeres eller om andre tiltak kan løse kapasitetsproblemene.



Figur 4.31 Maksvannspeil i forhold til terrengnivå med stjørdalskummer (markert med svart sirkel), nett 1

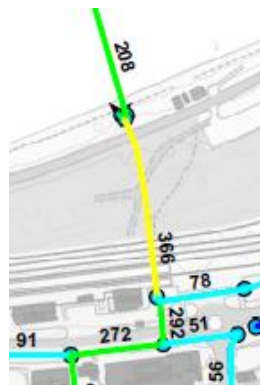


Figur 4.32 Kapasitetsutnyttelse, nett 1

Dimensjonen på utløpet i nett 1 skaper problemer i nettet. Utløpet er i ledningsdimensjon DN375 mot overløpet og DN300 etter overløpet. Dette er en liten dimensjon i forhold til hvor stort område utløpet håndterer. Figur 4.34 viser at mye av vannet forsvinner ut i overløpet, simuleringen viser ikke hvor ofte dette vil skje i framtiden, men det er ikke ønskelig at det skjer for ofte da overløpet skal være en reserveløsning. En utbedring av nettets utløp vil trolig løse flere av problemområdene.



Figur 4.33 Ledningsdimensjon utløp, nett 1



Figur 4.34 Vannføring utløp, nett 1

Figur 4.31 viser det maksimale vannspeilet i kummene under korttidshendelsen og Stjørdalskummer er markert med svart sirkel rundt. Nett 1 er i en del av Hommelvik hvor det har vært hendelser med tilbakeslag av avløpsvann inn i kjellere. Fremmedvann kan være en årsak til at slike uønskede hendelser oppstår. I Stjørdalskummene kan det komme overvann inn i spillvannsystemet og ved for store mengder kan det resultere i avløpsvann inn i kjellere. Det er oppstuvning i to av Stjørdalskummene i området, ved mangel på lokk i spillvannsdelen vil dette medføre at mye vann føres videre i spillvannsnettet. De andre Stjørdalskummene har ikke oppstuvning, men det er usikkert hvor høyt spillvannsdelen ligger i kummen. Det er mulig vannspeilet ligger høyt nok til at disse også er en kilde til fremmedvann. Løsningen her er å ha en kum hver for de to avløpstypene, men en bedring i kapasiteten til overvannsnettet slik at vannspeilet i kummen ikke blir så høyt vil også ha effekt.

4.4.3.2 Nett 2

Nett 2 er det minste av de tre nettene. Resultatene viser at dette nettet vil håndtere regnavrenningen bra, med unntak av en kum hvor det oppstår oppstuvning. Denne kummen får avrenning fra en stor, asfaltert flate, og ledningen videre har ikke god nok kapasitet til å videreføre denne vannmengden raskt nok. Øst i nettet er det også noe kapasitetsproblemer for ledningene, men dette fører ikke til oppstuvning. Figur 4.35 og figur 4.36 viser dette.



Figur 4.35 Maks vannspeil i forhold til terrengnivå, nett 2

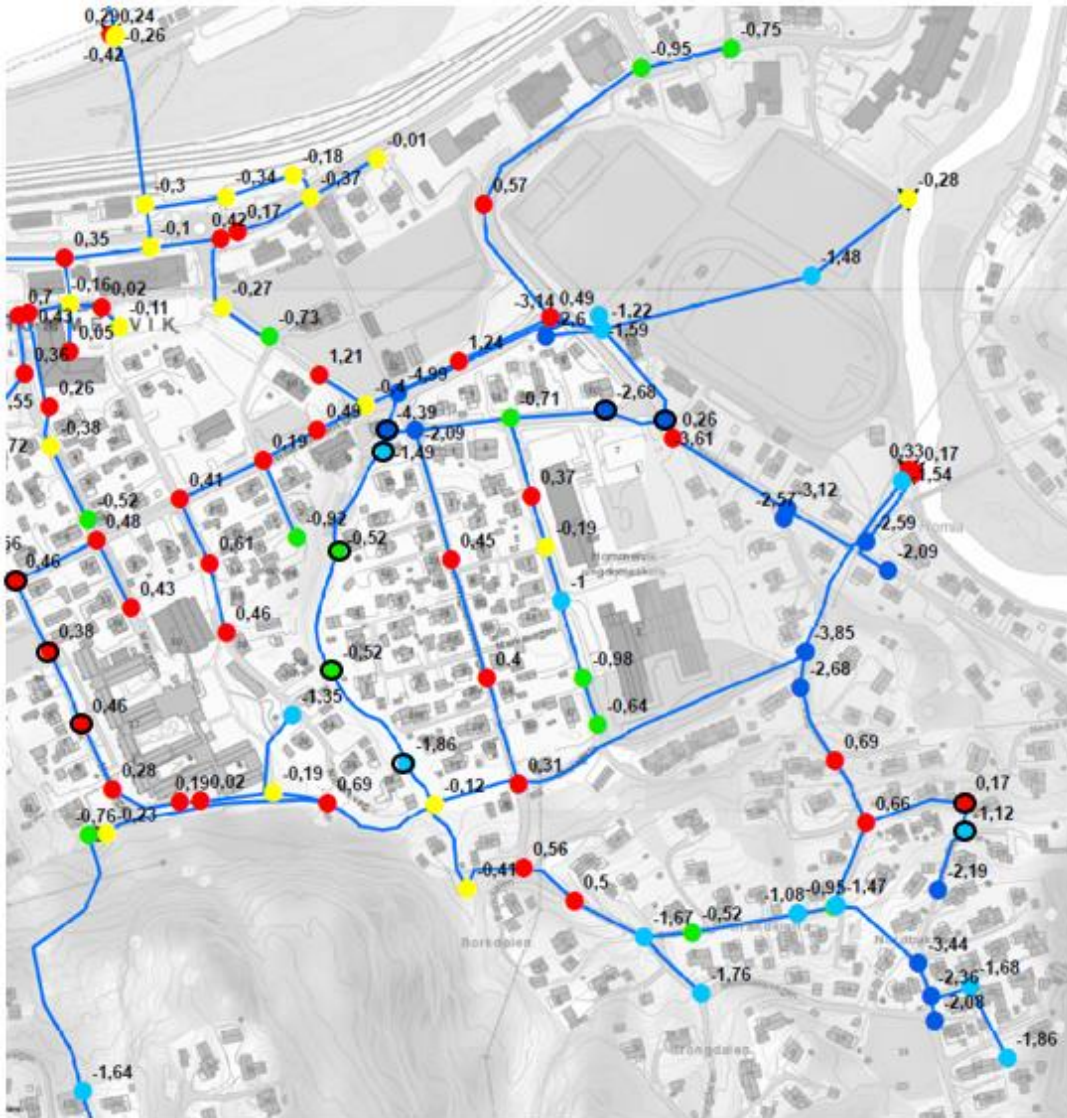


Figur 4.36 Kapasitetsutnyttelse, nett 2

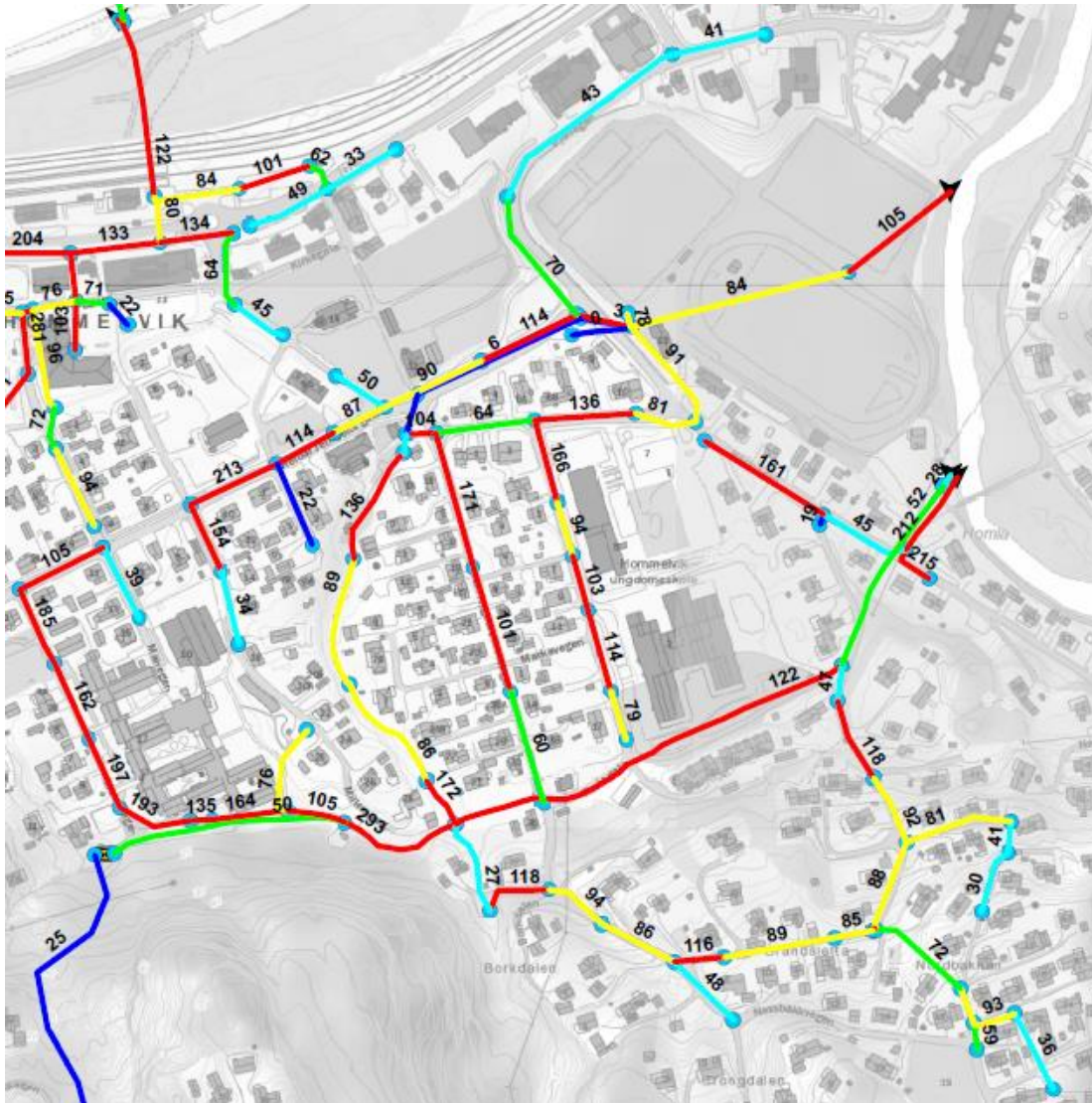
4.4.3.3 Nett 3

Nett 3 er det største av overvannsnettene i Hommelvik og tar for seg store deler av sentrum. Området inneholder en blanding av tettbebyggelse, eneboliger og grønne områder.

Kurvaturen i terrenget varierer også fra svært bratt til relativt flatt. Resultatene viser at utløpene klarer å håndtere vannmengdene fra området uten av det blir oppstuvning, det er kun utløpet lengst nord som har en litt høy kapasitetsutnyttelse. Nett 3 har flere problemområder tidlig i nettet, dette vises også i hydrogrammet til nettet for korttidshendelsen til nett 3 vist i figur 4.24. Dette viser at det tar litt tid for de store vannmengdene klarer å komme seg til utløpsledningen, og når de først kommer dit har ledningen høy avrenning over en lengre periode. Vannet kommer seg ikke raskt ut av systemet som antyder at nettet som helhet har kapasitetsproblemer. Ledningen hvor alle bekkene føres inn i har en høy kapasitetsutnyttelse, dette er en ledning med dimensjon DN1200, så her går det mye vann. Det er derimot kun en av kummene tidlig langs ledningen hvor det skjer en oppstuvning, i denne kummen kommer det i tillegg inn en ledning fra Motrøvegen som også er et problemområde. Det er mulig at ved å løse problemene i Motrøvegen, kan også problemene i kummen løses.



Figur 4.37 Maksvannspeil i forhold til terrengnivå med stjørdalskummer (markert med svart sirkel), nett 3

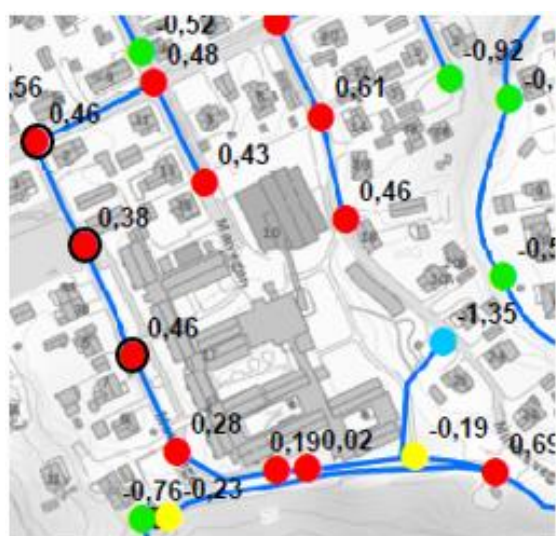


Figur 4.38 Kapasitetsutnyttelse, nett 3

Figur 4.39 og 4.40 viser kapasitetsutnyttelse i ledning og vannspeil i kummer i Motrøvegen. Dette er et tydelig problemområde i nett 3, det er høy kapasitetsutnyttelse på alle ledningene og oppstuvning i flere kummer på rad. Tre av kummene med oppstuvning er i tillegg Stjørdalskummer, dette er en fremmedvannkilde. Her må det gjøres tiltak for å utbedre problemene. Vannføringen inn på ledningene må minkes og/eller kapasiteten på ledningene må økes.



Figur 4.39 Kapasitetsutnyttelse, Motrøvegen



Figur 4.40 Maks vannspeil i forhold til terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Motrøvegen

Et annet problemområde er ledningene som går i Millers veg og videre inn i Reidar Jenssens gate. Figur 4.41 og 4.42 viser at det oppstår oppstuvning i de fleste kummene langs strekket og er en høy kapasitetsutnyttelse i ledningene. Det er heldigvis kun en Stjørdalskum langs strekket, dessverre er det oppstuvning i denne. Her må ledningskapasiteten økes og/eller vannmengden minkes.



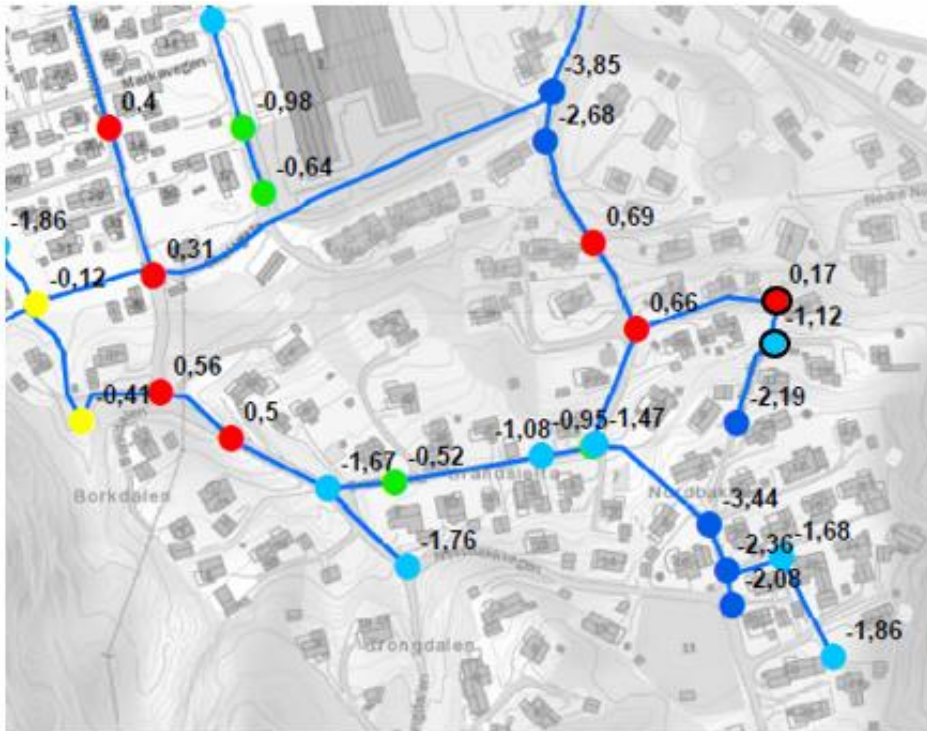
Figur 4.41 Maks vannspeil under terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Millers veg og Reidar Jenssens gate



Figur 4.42 Kapasitetsutnyttelse, Millers veg og Reidar Jenssens gate

Brandsletta er en del av nettet som ligger i et rent boligområde med mye grønne områder. Figur 4.43 og 4.44 viser at det er problemer som burde utbedres, men at problemområdene ikke er like ekstreme som i andre deler av nettet. Nært bekkeinntaket oppstår det oppstuvning i to kummer og det er høy kapasitetsutnyttelse i ledningene. Ledningen bak inntaket har god kapasitet da kapasitetsutnyttelsen kun er 27 %. Dermed er det før inntaket kapasiteten på ledningene burde bedres og/eller vannmengdene minkes. Øst i Brandsletta føres vannet motsatt vei. Her er det oppstuvning i flere kummer og høy utnyttelsesprosent av ledningskapasitet. Den ene kummen med oppstuvning er i tillegg en Stjørdalskum, som er

ugunstig med tanke på fremmedvann. For å bedre problemene burde ledningskapasitetene økes og/eller vannmengden minkes.



Figur 4.43 Maks vannspeil under terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Brandsletta



Figur 4.44 Kapasitetsutnyttelse, Brandsletta

Andre gater med problemer er Skolegata og Johan Nygaardsvolds gate, begge gatene er uten Stjørdalskummer. I Skolegata mangler det mye informasjon på kummene så det er vanskelig å se om det virkelig er et problemområde eller om antagelsene gjort ved manglende data er korrekt. Johan Nygaardsvolds gate er det oppstuvning i flere kummer og høy kapasitetsutnyttelse. Dette kan løses med å minke vannføringen og/eller øke ledningskapasiteten.



Figur 4.45 Maks vannspeil under terrengnivå, Skolegata og Johan Nygaardsvolds gate



Figur 4.46 Kapasitetsutnyttelse, Skolegata og Johan Nygaardsvolds gate

5 Vurdering og simulering av tiltak

For å beslutte hvilke problemområder som skulle undersøkes nærmere ble det holdt et møte med Malvik kommune og Structor hvor resultatene fra simuleringen ble presentert. Malvik kommune har tidligere sett behovet for å bedre utløpskapasiteten til nett 1, og har vurdert å etablere enda en utløpsledning ved benytte en gammel betongledning på DN225 som allerede ligger under jernbanen. Det ble foreslått å prøve å koble denne på nettet for og se hva slags virkning dette har på nettets kapasitet. Eventuelt kan det vurderes å legge en ny sjøledning i dette området.

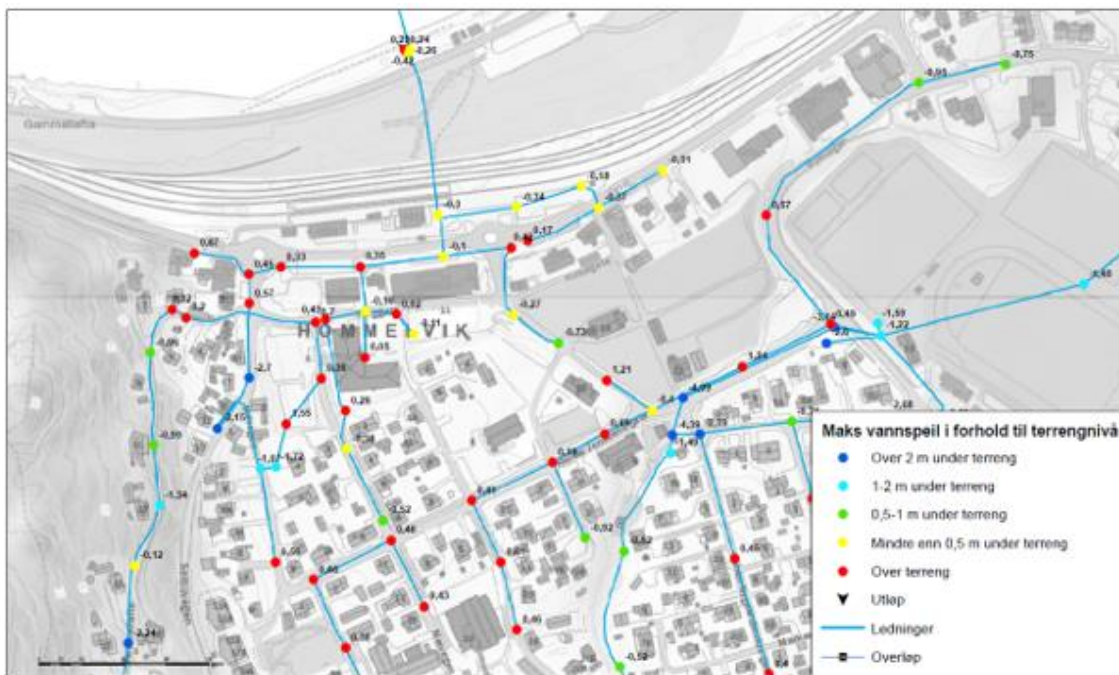
Et annet problemområde kommunen ønsker å se nærmere på er strekket i Motrøvegen. Dette strekket har tydelige problemer i tillegg til at det har flere Stjørdalskummer, noe som kan være en kilde til fremmedvann. Her ble det foreslått å se på mulighetene til å koble nett 1 og nett 3 sammen for å avlaste de resterende ledningene i Motrøvegen.

Det foreligger lite informasjon om den eksisterende betongledningen og hva som ligger rundt den. Ved gjenbruk av denne kan det undersøkes om det er mulig å trekke strømpe hvis kapasiteten er god nok. Om strømpeføring ikke gir tilstrekkelig bedring i kapasiteten vil nok andre NoDig løsninger være mest aktuelt da denne utløpsledningen må krysse under jernbanen.

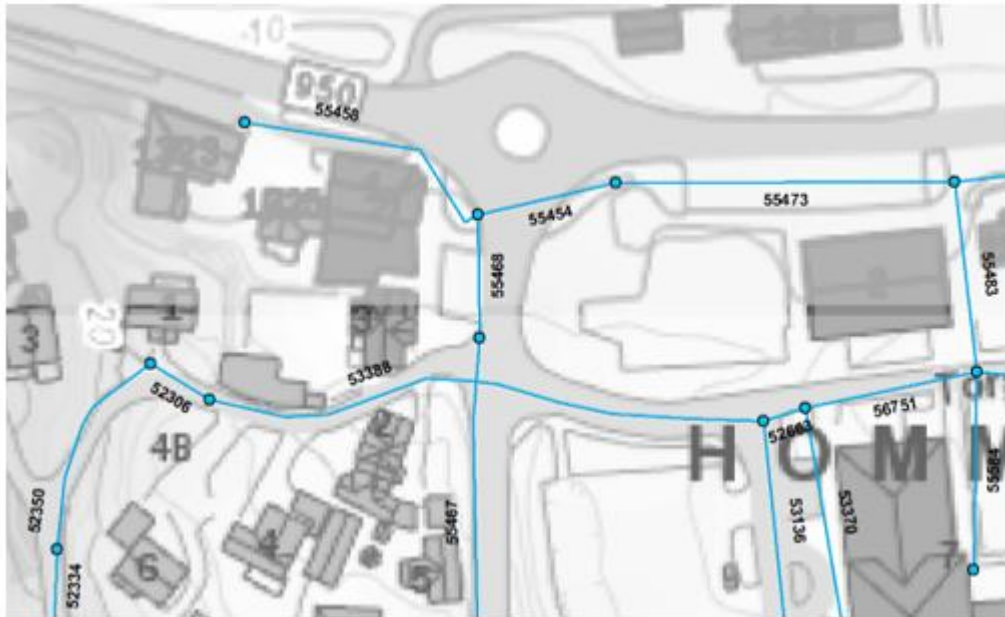
Det vil undersøkes hvilke tiltak som kan løse eller bedre problemene i nett 1 og Motrøvegen. Ledningene og andre elementer vil dimensjoneres ved bruk av modellen i MIKE URBAN. Et av tiltakene velges ut for videre prosjektering. Det skal også gjøres et kostnadsoverslag av tiltaket slik at kommunen kan se om det er økonomisk gjennomførbart.

5.1 Utløpsledning ut mot sjøen

Utløpsledningen er det første tiltaket som blir undersøkt i modellen. Av de to problemområdene som ble diskutert med kommunen, er dette det tiltaket som trolig vil gi en bedring på en størst del av overvannsnettets. Først vil muligheten for å benytte den eksisterende betongledningen undersøkt. Målet med løsningen er at nettet skal kunne håndtere alt vannet som korttidregnet gir, dette innebærer at det ikke skal komme noen oppstuvning i kummene. Figur 5.1 viser vannspeilet i kummene ved korttidshendelsen før tiltaket.



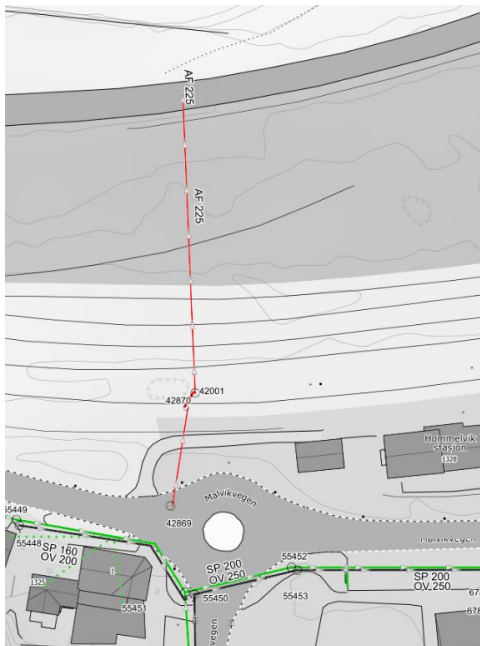
Tabell 5.1 Vannspeil i kummene ved korttidshendelse, før tiltak.



Tabell 5.2 Ledningsnavn, eksisterende ledninger

5.1.1 Versjon 1: DN 250

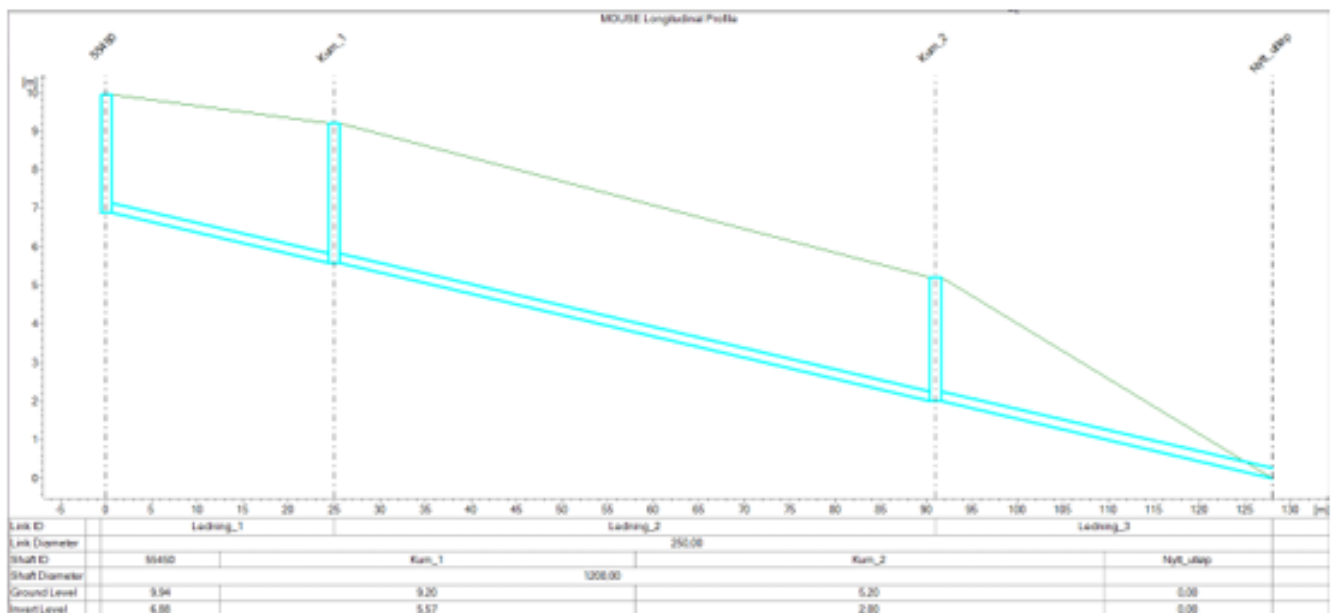
Den eksisterende betongledningen er i DN225 og går under jernbanen nordvest for rundkjøringen i Malvikvegen. Utfra Gemini-kartene er den ikke tilkoblet det eksisterende nettet, men starter i en kum øverst i rundkjøringen. I simuleringen etableres det derfor en kobling mellom den eksisterende ledningen og nett 1. Figur 5.3 viser utløpsledningen hentet fra Gemini-portalen.



Figur 5.1 Eksisterende AF-ledning, hentet fra Gemini

Selv om ledningen er i DN 225, ble det besluttet i samråd med kommunen og Structor at sjøledningen først skulle simuleres med DN250. Dette fordi det trolig er behov for en større ledningsdimensjon for å øke kapasiteten tilstrekkelig. Om simuleringen viser at DN250 gir tilstrekkelig avlastning for nett 1, kan det utføres en ny simulering med ledningsdimensjon DN225 for å undersøke om den eksisterende ledningen også vil gi bra nok effekt på nettets kapasitet. Ut fra disse resultatene kan det vurderes videre om en strømpføring gjennom røret er aktuelt eller om ledningen må etableres ved bruk av andre metoder.

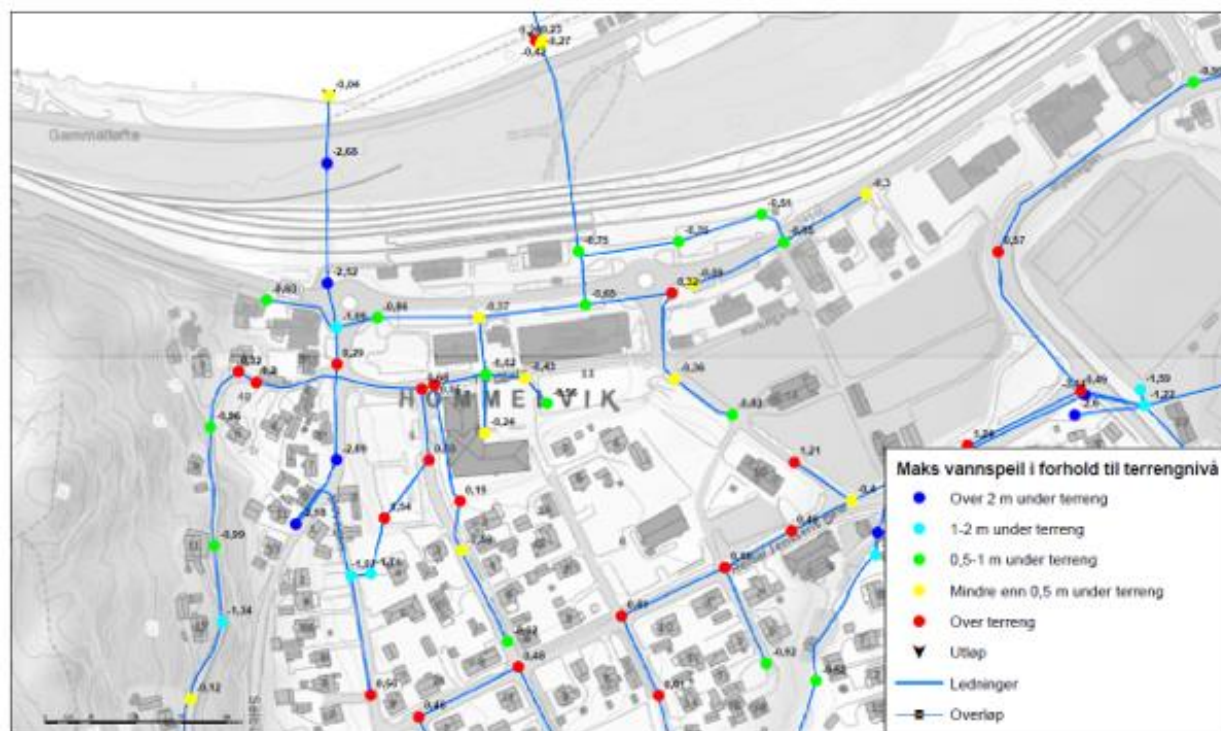
Ledningen ble tegnet inn i MIKE URBAN modellen og simulert med en korttidshendelse da denne vil være dimensjonerende. Langs ledningen ble det lagt inn to nye kummer med diameter 1200, en før og en etter jernbanepasseringen. Ledningen ble lagt inn med jevnt fall. Figur 5.4 og 5.5 viser ledningsprofil og plantegning.



Figur 5.2 Ledningsprofil utløpsledning DN 250



Figur 5.3 Plantegning av nett 1 med ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)



Figur 5.4 Vannspeil i kummer etter ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)

Figur 5.6 viser vannspeilet i kummene. Resultatene viser at den nye utløpsledningen fører, som forventet, til lavere vannspeil og færre oppstuvninger i kummene rundt ledningen. Tiltaket

gir også en positiveffekt på vannspeilet i kummene rundt det eksisterende utløpet. Derimot er det lite bedring i området rundt rådhuset.

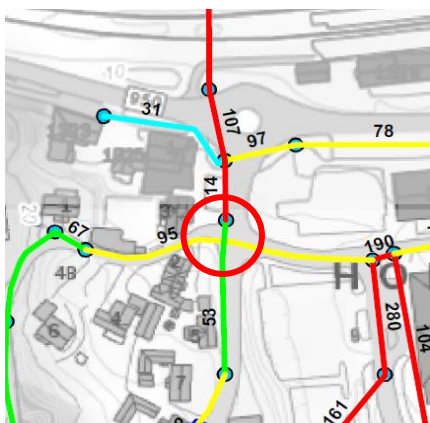


Figur 5.5 Kapasitetsutnyttelse av ledninger ved ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)

Figur 5.7 viser kapasitetsutnyttelsen i ledningene. Her er det tydelig at sjøledningen ikke har god nok kapasitet. Dermed er også DN225 på den nye ledningen og strømpereovering utelukket. Kapasitetsutnyttelsen til den eksisterende utløpsledningen er også fremdeles altfor høy. Systemet blir ikke avlastet tilstrekkelig. Når tiltaket utvides bør også ledningen like før den nye utløpsledningen utbedres da den også går over kapasiteten.

5.1.2 Versjon 2: DN400

I tillegg til å øke dimensjonene er det vurdert at det burde gjøres endringer i enkelte tilkoblinger i nettet slik at den eksisterende utløpsledningen avlastes tilstrekkelig. Ved å koble vannet som kommer ned fra Gammelløfta til den nye utløpsledningen, vil betraktelig mindre vannmengder føres ut på den eksisterende ledningen. I tillegg blir ledningstraseen i Malvikvegen koblet fra slik at vannet blir tvunget ut den nye ledningen istedenfor å renne videre i Malvikvegen. Disse tiltakene vil forhåpentligvis avlaste den eksisterende ledningen godt nok.



Figur 5.6 Illustrasjon av sammenkobling

Figur 5.8 viser hvor vannet fra Gammelløfta skal kobles til den nye utløpsledningen. Der hvor ledningene krysser hverandre blir det plassert en overvannskum med dimensjon DN1200, dimensjonen er bestemt utfra VA-normen (31). Ledningen som kommer fra Selbuvegen, ledning 55467, ligger lavest på 9,33 moh og vil derfor bestemme høyden på bunnen i kummen. Ledningen fra Gammelløfta, ledning 53388, har en høyde på 11,2 moh i dette punktet, høydene er generert automatisk fra modellen i MIKE URBAN. Høyden på bunn kum gir kummen et nedmål på 2,67 m.

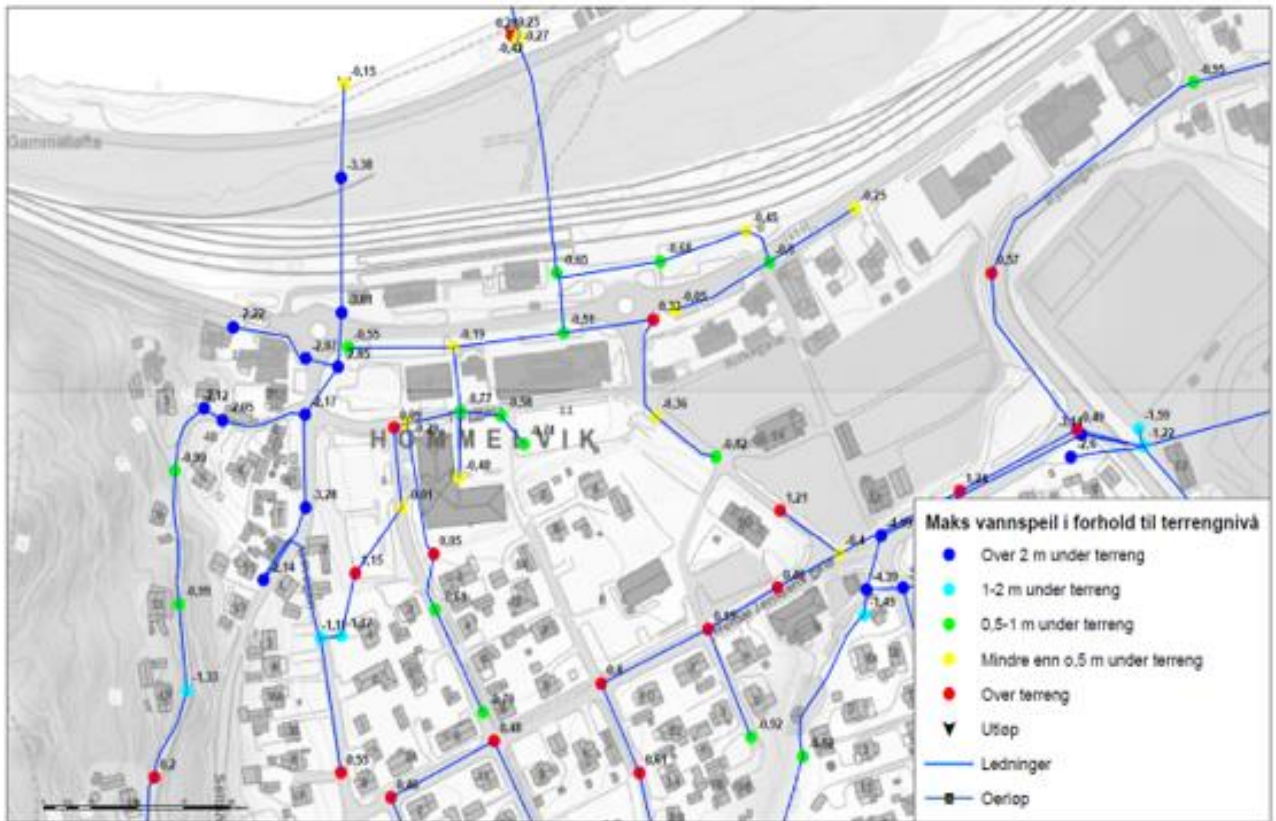
Når nye deler av nettet skal kobles til er det i samråd med ekstern veileder kommet fram til at ledningsdimensjonen på utløpsledningen må økes med mer enn en dimensjon. Dette også fordi det kan være lurt å heller ha en litt for stor dimensjon enn for liten ved et såpass omfattende tiltak, da særlig med tanke på at Hommelvik er i vekst. Det blir besluttet å øke dimensjonen til DN400. Når en ledning skal under jernbanen er det som nevnt ønskelig med en NoDig-løsning. Det kunne vært mulig å benytte utblokking som renoveringsmetode, men i og med at det er knyttet så mye usikkerhet til den eksisterende ledningen og omgivelsene rundt ble det ikke sett på som mulighet videre i oppgaven. Kommunen kan gjøre videre undersøkelser for å se om utblokking er aktuelt. I denne prosjektoppgaven blir boring sett på som en mer aktuell metode. Boring har et behov for god plass ved starten og slutten av ledningstraseen. For å oppnå god plass til startgroper ble det besluttet å flytte traseen slik at den starter på parkeringsplassen sørvest for rundkjøringen. Der etableres det en ny kum som blir et knutepunkt før utløpsledningen. Dette medfører at ledningen 55468 i Selbuvegen ikke lenger vil være tilkoblet nettet. Som nevnt blir også ledning 55454 i Malvikvegen fjernes slik at vannet må føres ut på den nye utløpsledningen.

Fra kummen i krysset Selbuvegen x Gammeltrøa etableres det enn ny ledning PVC DN315 til den nye kummen på parkeringsplassen. Vannet som kommer vest fra vest i rundkjøringa må kobles også til denne kummen, da med en ledning PVC DN200. For å oppnå et godt nok fall på denne ledningen settes bunnhøyden i kummen til 6,5 moh. Kumdiameteren blir også her satt til DN1200 etter VA-normen. Ut fra denne kummen går den nye utløpsledningen ut mot fjorden. Denne blir av materialet PE100 SDR 17, da dette er et sannsynlig materiale ved for eksempel hammerboring som kan være en aktuell metode for etableringen av denne ledningen. Figur 5.9 viser den nye versjonen av tiltaket.

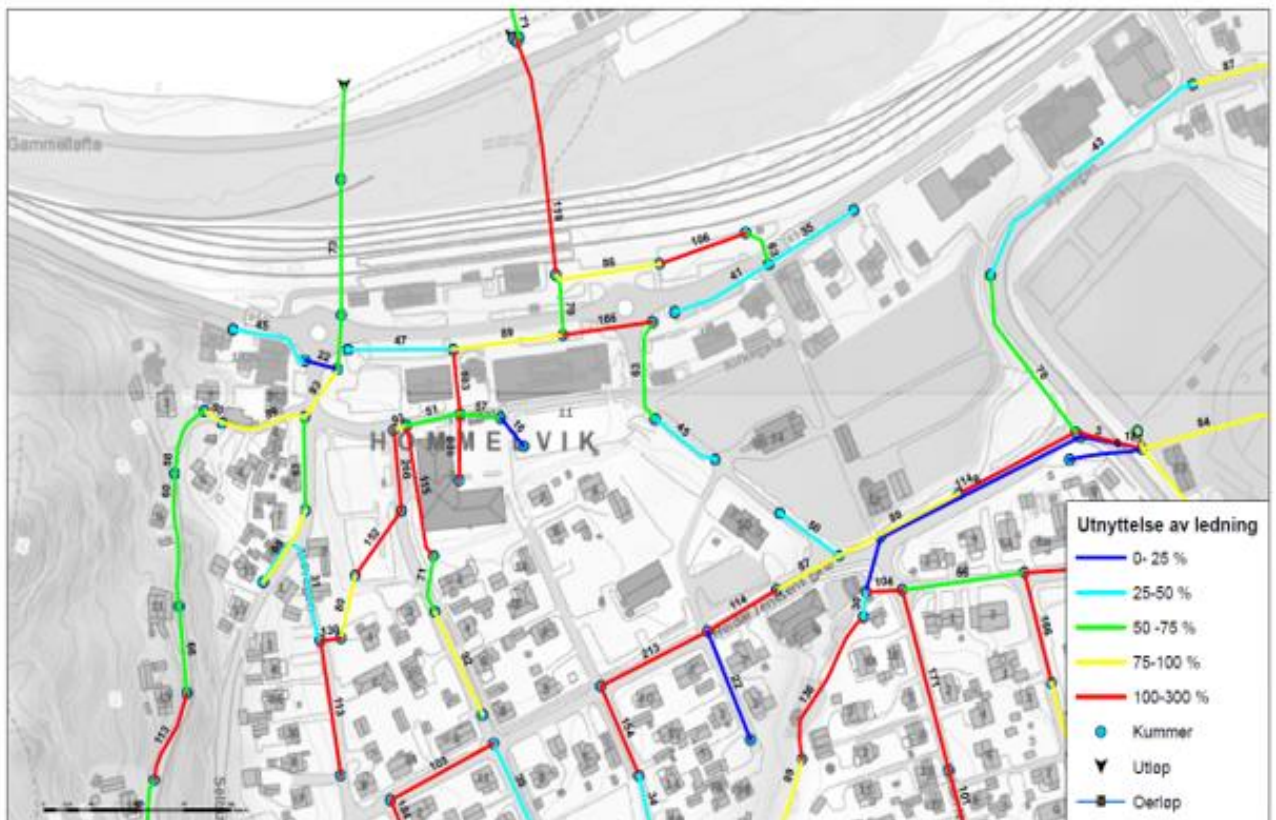


Figur 5.7 Lednings- og kumdimensjoner, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400)

Figur 5.10 viser vannspeilet i kummene, denne viser at kummene med tilkobling til den nye utløpsledningen nå blir mørkeblå, som betyr at vannet står lavere enn 2 m under terreng. Nettet bedres også rundt den eksisterende utslippsledningen. Området ved rådhuset har ikke blitt avlastet nok til at vannspeilet i alle kummene kommer under terreng, dette ønskes å utbedres. Det vil undersøkes videre om å koble ledningen fra Maivegen til det nye utløpet vil gi bedring ved rådhuset.



Figur 5.8 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400)

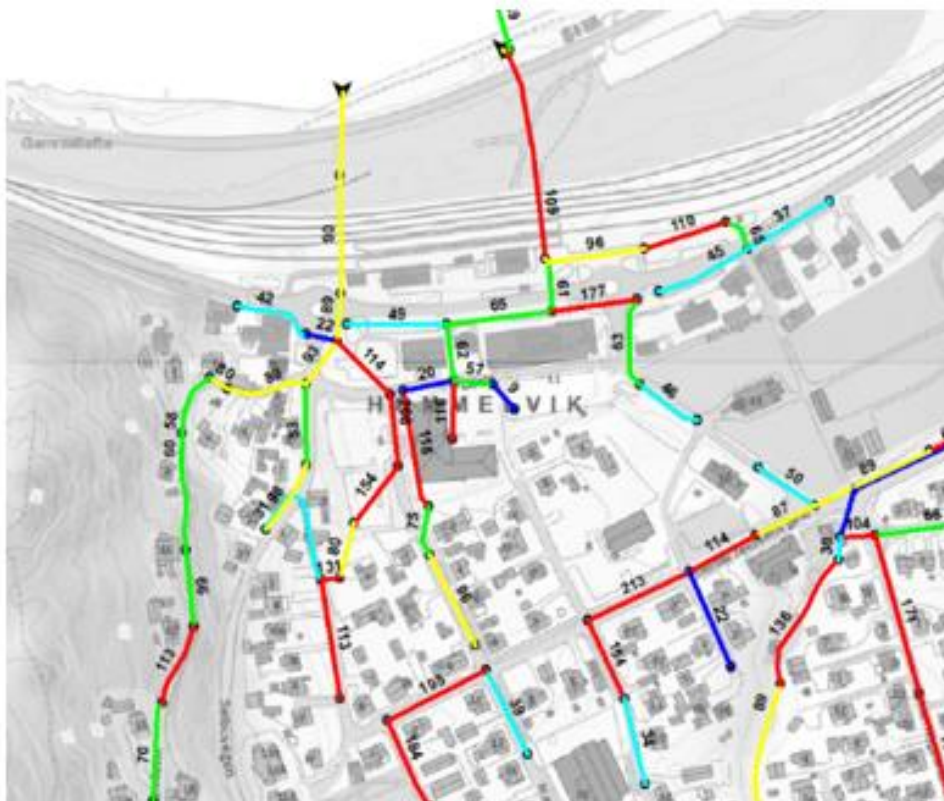


Figur 5.9 Kapasitetsutnyttelse, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400)

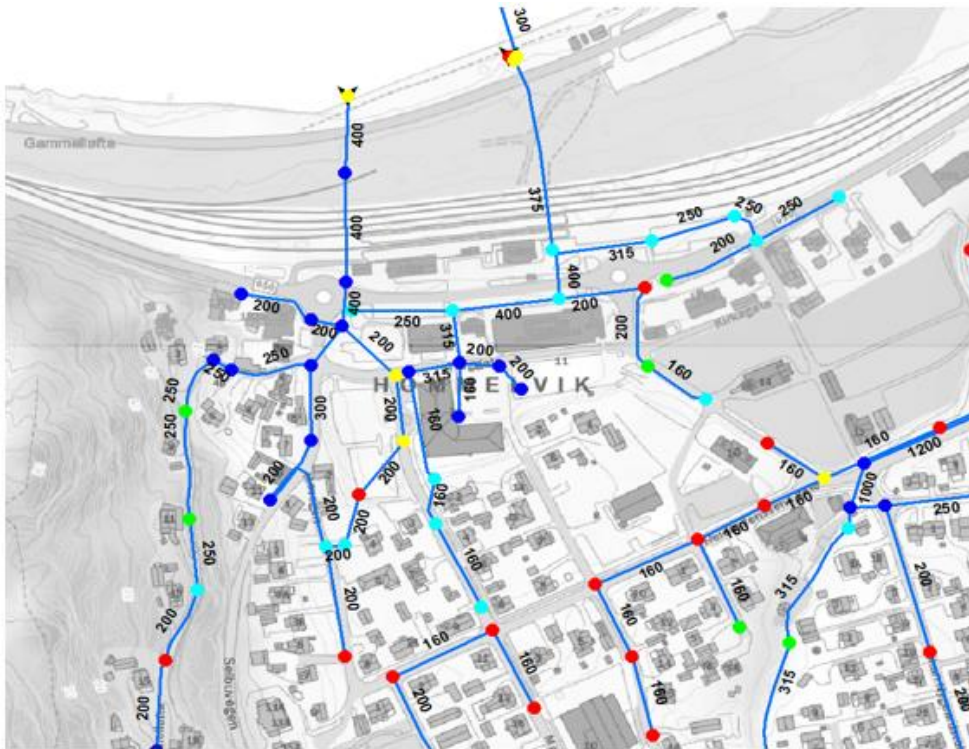
Figur 5.11 viser kapasitetsutnyttelsen i ledningene. Her viser resultatene at kapasiteten til den nye utløpsledningen er under 75 %, så her er det fortsatt noe å gå på. Videre ser man nye ledningen fra krysset til parkeringsplassen har en kapasitetsutnyttelse på 93 %, her burde det dermed ikke kobles til noe mer vann. En tilkobling av vann fra Maivegen burde derfor skje i kummen på parkeringsplassen slik at det ikke oppstår noen kapasitetsproblemer i ledningen fra Gammeltrøa. En tilkobling fra Maivegen kan medføre kapasitetsproblemer i utløpsledningen. Dette må undersøkes videre.

5.1.3 Versjon 3: DN400, inkludert tilkobling fra Maivegen

I denne versjonen av tiltaket vil ledningene endringene i det forrige tiltaket videreføres, men muligheten for en tilkobling fra Maivegen vil utforskes. Det ble først kjørt en simulering med en tilkobling hvor ledningen fikk samme dimensjon som ledningen som kommer ut av Maivegen. Resultatene viser at ledningen får en kapasitetsutnyttelse på 114% ved bruk av PVC DN200, se figur 5.12 og 5.13. Bytter derfor dimensjonen ut med PVC DN250 for at vannmengdene ikke skal overgå ledningskapasitet.



Figur 5.10 Ledningsutnyttelse med DN 200 fra Maivegen i versjon



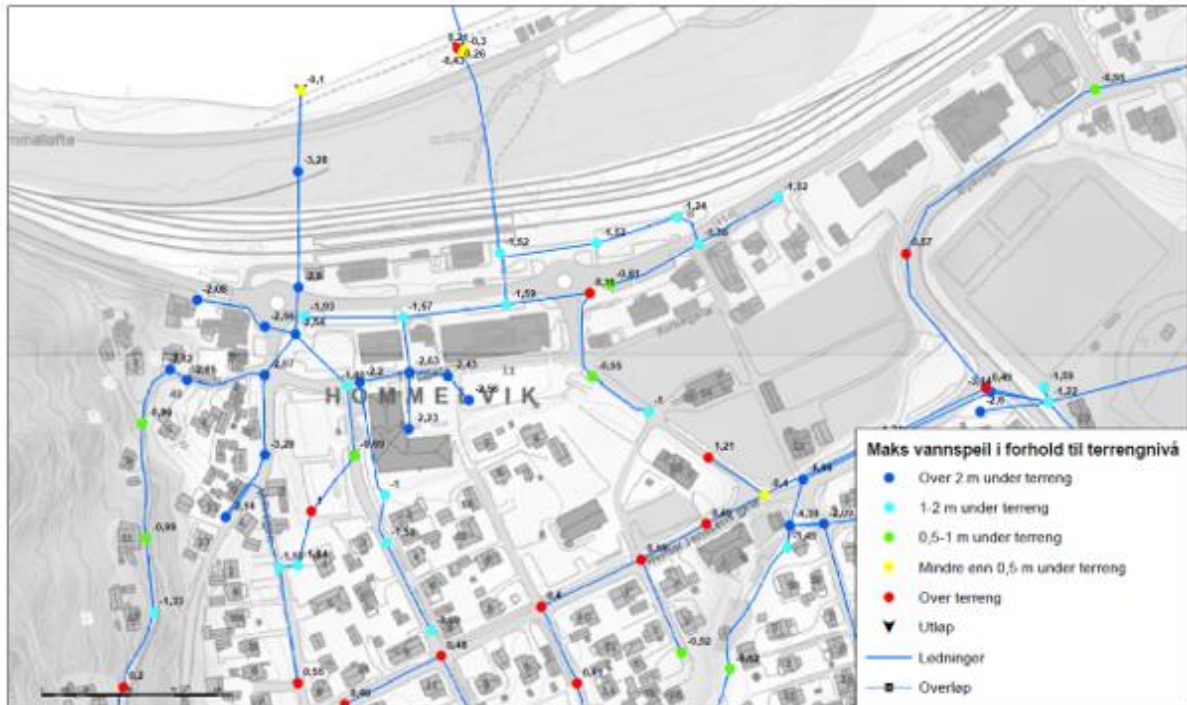
Figur 5.11 Dimensjoner og vannspeil i kum med DN200 fra Maivegen i versjon

Den nye ledningen fra Maivegen deler nettet i to slik at det blir to adskilte nett med hver sin utløpsledning. Dette er fordelaktig for å avlaste det eksisterende nettet, men gjør også de nye nettene mer sårbare med tanke på at vannet kun har en utvei. Figur 5.14 viser den nye situasjonen.

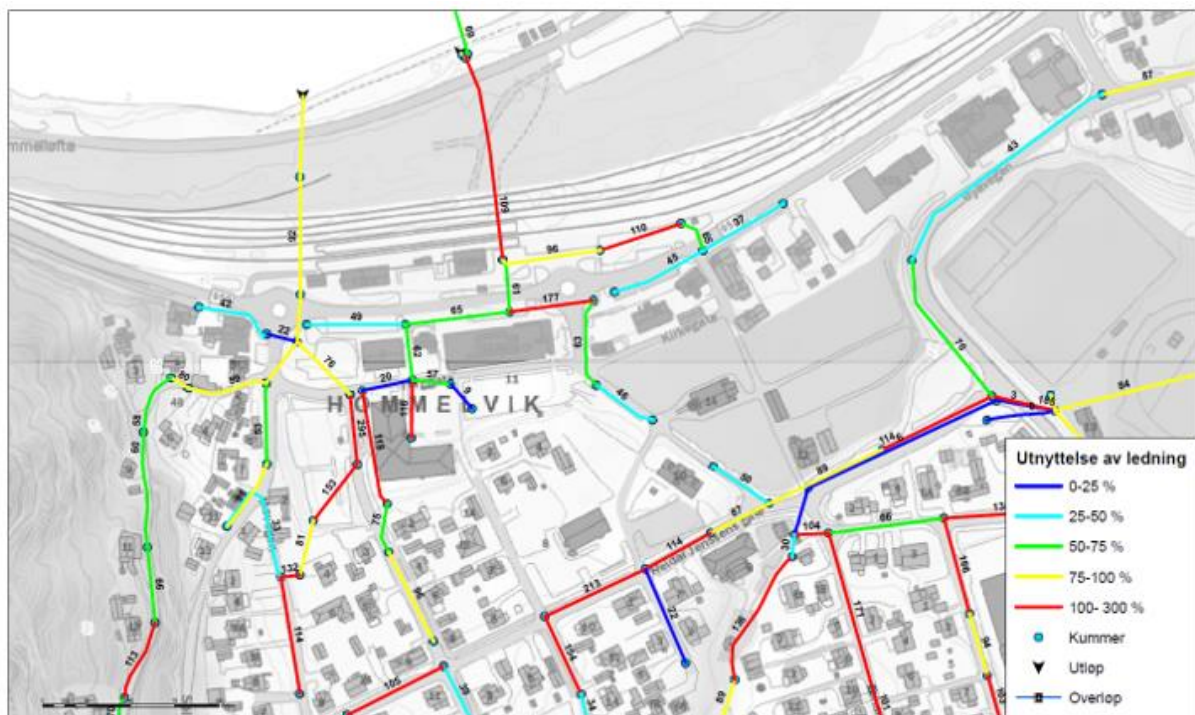


Figur 5.12 Lednings- og kumdimensjoner, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400)

Med den nye løsningen er det kun 4 kummer med oppstuvning (den røde prikken ved stranden er utløpet etter overløp.) Dette er en stor forbedring da det var 17 kummer med oppstuvning før tiltaket.



Figur 5.13 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400)



Figur 5.14 Kapasitetsutnyttelse, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400)

Utløpsledningen blir utnyttet med 92 %. Ledningene fra Selbuvegen og Maivegen utnyttes 92% og 76%. Dette er en god kapasitetsutnyttelse siden oppgaven ser på en ekstremhendelse og det vil være ugunstig å overdimensjonere, og som nevnt er dette for en ekstremregnhendelse i framtiden. Løsningen i denne versjonen gir en stor forbedring, noe som gjør at denne løsningen kan være svært interessant å detaljprosjekttere videre i oppgaven.

5.1.4 Tiltakets effekt på fremmedvannkilder



Figur 5.15 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 3. Med Stjørdalskum (markert med svart sirkel)

Malvik kommune har hatt hendelser hvor det har kommet tilbakeslag av avløpsvann inn i kjellere i både offentlige og private bygninger. Spesielt har området rundt rådhuset vært utsatt (5). Stjørdalskummer er som nevnt tidligere en fremmedvannkilde. Før den nye løsningen var det 2 Stjørdalskummer som var røde (over terreng), 1 gul (mindre enn 0,5 m under terreng) og 1 grønn (0,5-1 m under terreng). Figur 5.17 viser at det nå kun er en Stjørdalskum med oppstuvning hvor de resterende har et vannspeil som ligger mer enn 1 meter under terrenget. I

denne oppgaven mangler det informasjon på hvordan spillvannsledningene ligger i forhold til overvannsledningene i disse kummene. Derfor er det vanskelig å se om de lave vannspeilene går over spillvannsdelen eller ikke. Denne regnhendelsen er en ekstremhendelse, og det ville selv med høydeinformasjon på spillvannsledningene vært vanskelig med oppgavens simuleringer å vite hvor ofte vannspeilet går over spillvannsdelen. Det kan antas at siden tiltaket har forbedret kapasiteten til nettet, så er sannsynlighet stor for at det også vil minke mengden overvann som går over til spillvannsdelen i disse kummene.

5.2 Motrøvegen

Motrøvegen var det andre problemområdet Malvik kommune ønsket at skulle undersøkes nærmere i denne prosjektoppgaven. Det ble foreslått flere mulige løsninger, men den løsningen som så ut til å føre til minst inngrep var å koble nett 3 til nett 1. Figur 5.18 viser de eksisterende ledningsdimensjonene og vannspeilet i kummene ved korttidsregn.

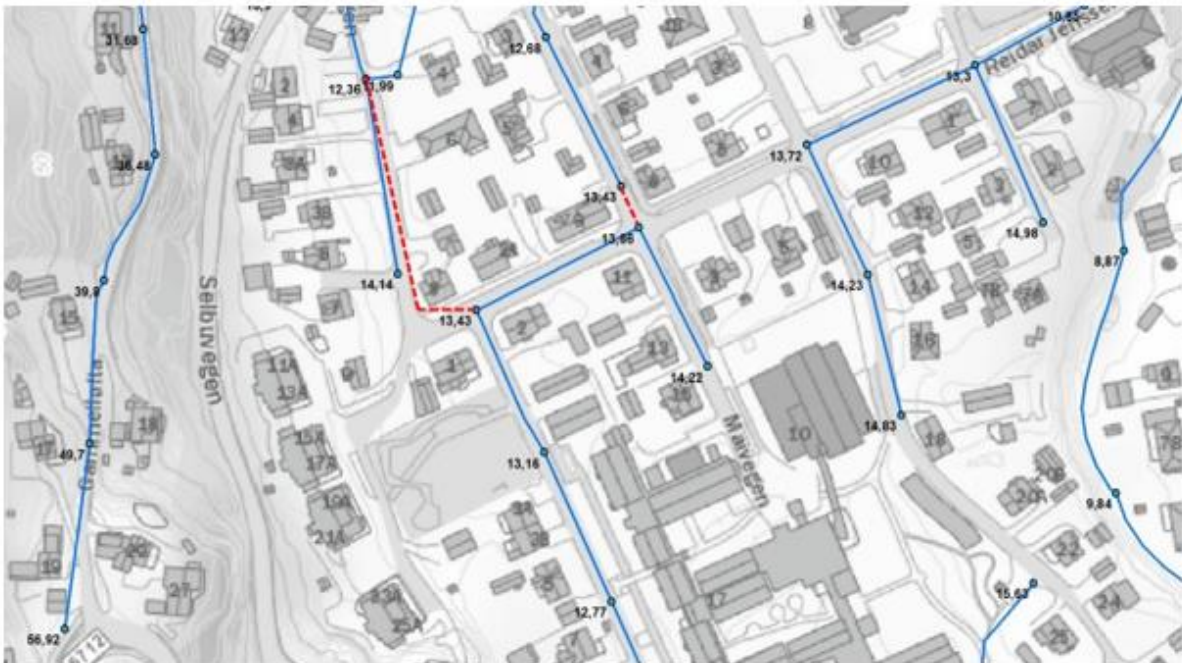


Figur 5.16 Eksisterende vannspeil i kum før endringer, Motrøvegen

5.2.1 Versjon 1: Kobling til nett 1

For å avlaste ledningene i Motrøvegen ble det sett på mulighetene til å koble nett 3 til nett 1. Det ble ikke gjennomført en simulering av dette tiltaket, da det var vanskelig å få gjennomført grunnet høydene i det eksisterende ledningsnettet og kapasiteten til ledningene i nett 1. For å få gjennomført tiltaket ville det medført mye graving og da vil det være like greit

å se på andre løsninger som tar for seg hele ledningsstrekket i Motrøvegen. Figur 5.19 viser høyder i kummene og teoretiske tilkoblinger til nett 1.



Figur 5.17 Mulige tilkoblinger til nett 1, Motrøvegen

5.2.2 Versjon 2: Økte ledningsdimensjoner

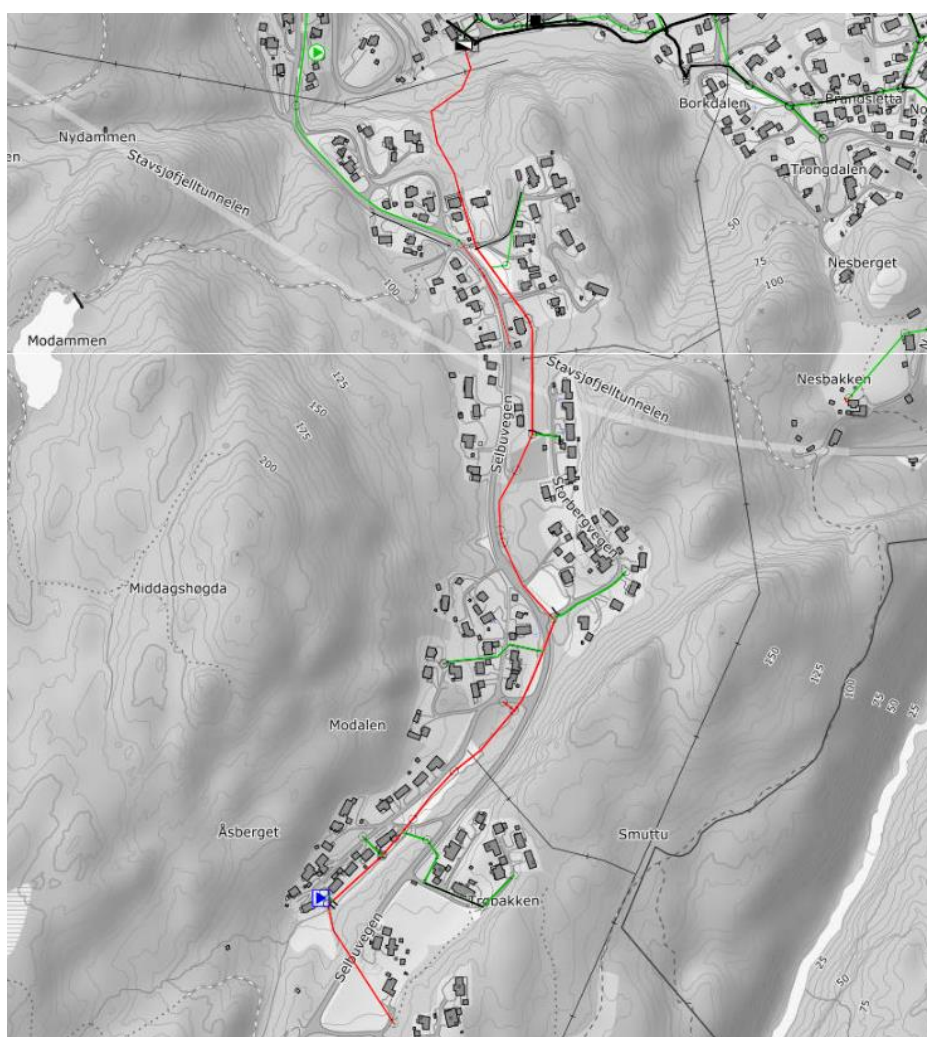
Etter vurdering av flere muligheter ble det testet å øke dimensjonene i ledningene som ligger der i dag. Dette ga det beste resultatet men vil også trolig kreve my graving da OV og SP ledningene ligger tett som kan utelukke utblokking. For å sikre kapasiteten må ledningsdimensjonene økes langs hele traseen helt til den møter den store hovedledningen på DN1200. Dette ble prøvd med forskjellige økninger i dimensjoner fram til resultatet ga en god løsning hvor ingen kummer fikk vannspeil over terreng, bortsett fra kum 61884 som ligger der ledningene fra Motrøvegen møter hovedledningen. Her er det fortsatt oppstuvning, om dette tiltaket videreføres burde en løsning for dette undersøkes.



Figur 5.18 Vannspeil i kum etter endrede dimensjoner, Motrøvegen

6 Tvillingutblokking av AF-ledningen

Den lange AF-ledningen i Selbuvegen er som nevnt et problem for kommunen. Den munner i et overløp som ofte går fullt, dette selv om de fleste av husene langs ledningen fører overvannet i en bekk. Dette indikerer at det er mye infiltrasjon inn på ledningen. Kommunen ønsker å gjøre noe med denne ledningen da det ikke er gunstig at overløpet går fullt og fører spillvann inn på overvannsnettets og store mengder fremmedvann inn på spillvannsnettets. Det ble foreslått at dette kunne undersøkes i denne bacheloroppgaven, men dette ble ikke valgt som en av hovedproblemene som skulle undersøkes. I stedet ble det besluttet at den kunne være utgangspunktet for innovasjons- og utviklingskapittelet i bacheloroppgaven.

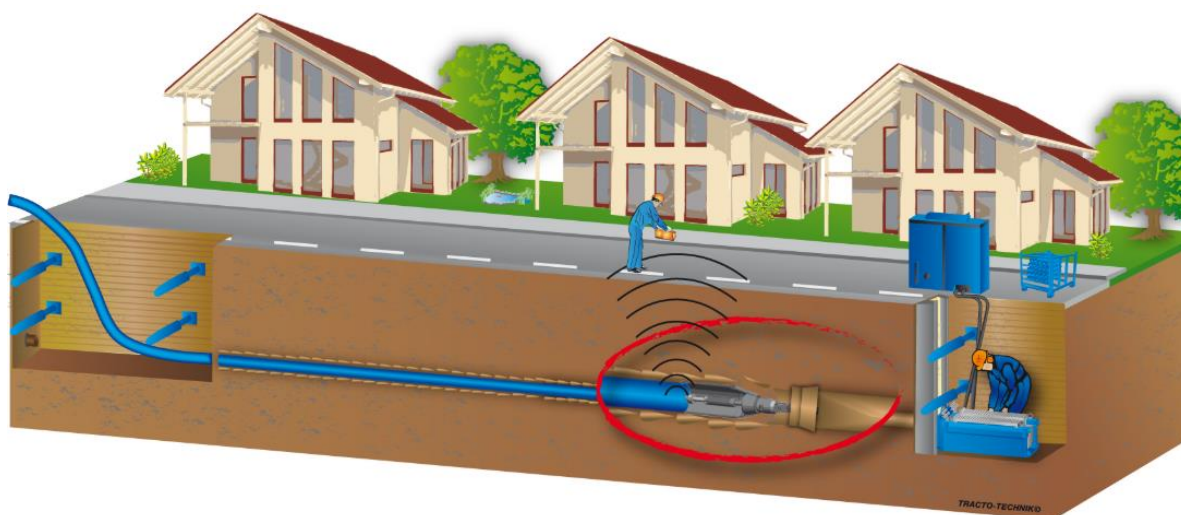


Figur 6.1 AF-ledningen i Selbuvegen, vannledningen er skjult

Figur 6.1 viser hvordan AF-ledningen ligger, bildet er hentet fra Gemini. Ledningen er lang og Selbuvegen er smal og kronglete. Renovering av AF-ledningen ved bruk av konvensjonell graving vil både være tidkrevende, dyrt og forstyrrende for omgivelsene rundt. Det ble derfor

gjort undersøkelser rundt aktuelle NoDig-metoder som kan både renovere og separere ledningen. Tvillingutblokking er en metode som fungerer til akkurat dette.

Tvillingutblokking fungerer på samme måte som vanlig utblokking, bare at metoden er videreutviklet slik at det føres inn to nye ledninger istedenfor en. Ved utblokking lages det to groper, en grop for trekkeutstyr og en for ledningsinnføring. Først trekkes stålstenger gjennom eksisterende rør til gropa for ledningsinnføring, der kobles det på skjærekniver og utvidere hvis det må tilpasses til den nye rørdimensjonen. En trekkemaskin trekker så stålstengene tilbake mot trekkegrope.(32) Resultatet er et nytt rør. Metoden er ikke helt gravefri da det må etableres groper og alle tilkoblede stikkledninger må graves opp, men det medfører betraktelig mindre gravearbeid enn å grave opp hele strekket. Figur 6.2 viser en illustrasjon av utblokking hentet fra Steg Entreprenør AS.



Figur 6.2 Illustrasjon av utblokking, hentet fra Steg entreprenør (32)

Båsum boring gjennomførte i 2018 en vellykket tvilling utblokking av en AF-ledning i Bærum kommune. Beskrivelsen av prosjektet er hentet fra en artikkel i Vanytt (33).

Bakgrunnen for prosjektet var at flere boliger koblet til AF-ledning hadde opplevd tilbakeslag av avløpsvann inn i kjellerne ved store regnskyll. Kommunen hadde et ønske om å øke dimensjonen på avløpsledningen og separere ved å etablere en overvannsledning parallelt med den nye spillvannsledningen for å føre overflatevann direkte ut i sjøen. Samtidig ønsket de å ikke gjøre for store inngrep i boligområdet rundt. Ledningsstrekket besto både av betongledninger og PVC-ledninger, hvor det i deler av strekket var fall på ned mot 7 promille. Fallet ville tidligere vært et problem, men ikke i dette tilfellet. Båsum boring hadde

i samråd med andre fimmra både i Norge og utenfor landegrensene utviklet en metode for tvilling utblokking med posisjonskontroll for begge rørene. Ved bruk av avspenningsverktøy vil rørene føres i riktig posisjon gjennom gropa. Før denne utblokkingen ble gjennomført ble det sagt at dette skulle være en test og det var lagt en plan B som innebar å grave opp hele traseen. Heldigvis var prosjektet vellykket og resultatet ble to separerte ledninger.

Utblokking er en svært effektiv renoveringsmetode, men kan begrenses av andre ledninger i bakken. Langs deler av den eksisterende AF-ledningen ligger det i dag en vannledning, det er ikke gitt tillatelse til å vise vannledningene i denne oppgaven så vannledningens beliggenhet vil ikke bli beskrevet. AF-ledningen er ca. 1300 meter lang, hvor ca. 445 meter av den ligger uten noen ledning ved siden av. Dette innebærer at litt under halvparten av ledningen kan utblokkes, men samtidig vil det å utblokke 445 meter gjøre at man minimerer gravemengden betraktelig. Dette kan være et godt alternativ for kommunen, da spesielt siden det ser ut til at det er få bend og stikkledninger som må graves opp.

I Norge er det et stort behov for ledningsfornyelse og det ligger fortsatt mange AF-ledninger i grunnen. Denne NoDig-metoden er en videreutvikling av en effektiv renoveringsmetode og kombinerer muligheten for rask ledningsfornyelse og separering av fellessystemer. Metoden er utviklet for noen år siden, men er ikke utbredt i stor grad enda. Mer kunnskap og utvikling rundt denne metoden kan være et stort bidrag til en effektiv separering som gir lavere avløpsrensekostnader og mindre risiko for skader grunnet fremmedvann.

7 Prosjektering av utløpsledning mot sjøen

Det ble besluttet at utløpsledningen var det tiltaket som skulle prosjekteres videre. Dette fordi tiltaket ga stor bedring i nett 1 og dette problemområdet vil gi utfordringer for en større del av Hommelvik sin befolkning i framtiden.

I prosjekteringsfasen blir Novapoint benyttet til å prosjektere ledningsstrekke og Hawkeye Pedershaab sin Smartcast designer (34) og AutoCAD til detaljprosjektering av kummer. Det vil også gjøres et kostnadsoverslag i excel og lages en anbudsbeskrivelse i Focus Anbud.

7.1 Forhold langs ledningsstrekke

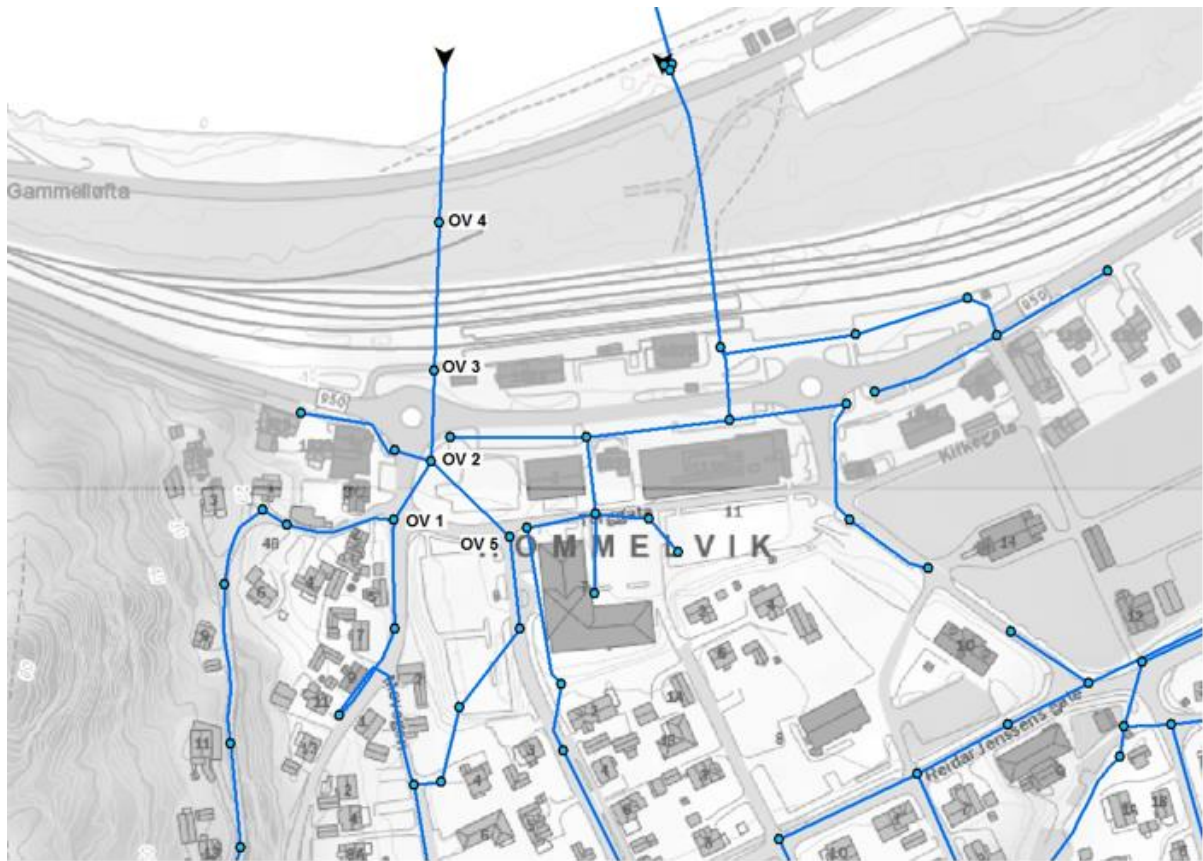
For at prosjekteringen skal bli god er det viktig at områdene langs ledningsstrekke er undersøkt godt både over og under terrenget. Dette er viktig for valg knyttet til plassering av ledningstraseen og høydene, i tillegg til utførelsesmetode. Ved gode undersøkelser minimeres også sannsynligheten for at det oppstår noen store overraskelser under selve utførelsen av tiltaket. I denne oppgaven er det dessverre ikke utført noen undersøkelser av grunnforhold, all informasjon er hentet ut fra NGU sine kartdata. Ved utførelse av tiltaket burde det derfor gjøres grundigere undersøkelser.

7.1.1 Områdeanalyse



Figur 7.1 Satellittbilde av prosjekteringsområde (35)

Det er viktig å kartlegge hva ledningstraseene krysser slik at optimal metode blir valgt. De to hovedelementene ledningen passerer under er Malvikvegen og jernbanen. Utenom dette består området til ledningstraseen av grøntstruktur, bebyggelse, parkeringsarealer og mindre trafikkerte veier. For å gjøre undersøkelser av forholdene over bakken er det benyttet kart og gjennomført en befaring av området. Figur 7.1 viser et satellittbilde over området og figur 7.2 viser det nye ledningsstrekket som går fra OV 1 til utløp.



Figur 7.2 Oversikt over ledningsstrekke og kummer, ny utløpsledning

7.1.1.1 55450 – OV 2, OV 1 – OV 2 og OV 5 – OV 2

Alle tre ledningsstrekke krysser veier med lite trafikk og går inn på en parkeringsplass. Utførelsesmetode for alle strekkene blir konvensjonell graving da det er korte strekk og mangel på plass for eventuelle rigger ved NoDig. Under gravearbeidene må nok deler av veiene stenges, men undersøkelser på kart og befaringsviser at det fins gode omkjøringsruter. Figur 7.3 viser veikrysset OV 1 vil plasseres i og veien strekket fra 55450 vil passere. Figur 7.4 viser parkeringsplassen hvor OV 2 skal plasseres.



Figur 7.3 Oversiktsbilde av vegkrysset ved OV 1



Figur 7.4 Oversiktsbilde av parkeringsplass ved OV 2

7.1.1.2 OV 2 – OV 3

Ledningsstrekkingen fra OV 2 – OV 3 går fra en parkeringsplass og gjennom Malvikvegen til et grøntområde ved jernbanen. Malvikvegen er en gjennomfartsvei i Hommelvik. Vegen har en ÅDT på 6900 og hastighet på 30 km/t (36). Omkjøringsalternativene er ugunstige og det går kollektivtrafikk i vegen, det er derfor uheldig å stenge den. Det er her ønskelig å benytte en NoDig-metode slik at man unngår unødvendig graving i vegen og påkjennelse på nærområdene. Det er viktig at det da er plass nok ved OV 2 og OV 3 til å utføre NoDig-metoden som velges. Området rundt OV 2 vises i figur 7.4, dette er en parkeringsplass så her er det mye areal som kan benyttes. Figur 7.5 og 7.6 viser området rundt kum 3. Her er det litt dårligere med plass, og elementene i området rundt kan påvirke hvor ledningsstrekkingen kan gå.



Figur 7.5 Oversiktsbilde 1 ved OV 3



Figur 7.6 Oversiktsbilde 2 ved OV 3

7.1.1.3 OV 3 – OV 4

Ledningen fra OV 3 til OV 4 skal passere under jernbanen og da må det tas flere hensyn. Bane NOR sitt teknisk regelverk gir krav til grov infrastruktur på Bane NOR sin grunn.

Krav til rørledning over og gjennom på Bane NOR sin grunn, direkte hentet fra Bane NOR sitt tekniske regelverk (37):

- Overkant rør skal ligge under linjegrøft og minimum 2,20 m under overkant laveste skinne.
- Overkant rør skal ligge under eventuelle elektriske kabler, med minimum 0,9 m avstand til kablene.
- Beskyttelsesrøret skal utstrekkes til minst 3 m utenfor fyllingsfot og minst 5 m fra nærmeste spormidt.
- VA-rør skal ligge frostfritt.

Ledningstrekket under jernbanen burde etableres med en NoDig-metode slik at det ikke blir nødvendig og grave opp togskinne og stanse togtrafikken. Prosjekteringen og valg av

metode må tilfredsstillere kravene gitt i Bane NOR sitt tekniske regelverk. Plassmangelen rundt OV 3 kan påvirke hvilken ledningsstrekking vil gå ved en NoDig løsning. OV 4 ligger i et grøntområde med mye plass, eneste som kan være begrensningen ved dette området er at ledningsstrekkingen må være langt nok til å komme forbi jernbaneskinnene. Enkelte metoder har lengdebegrensninger, så dette kan være avgjørende for metodevalg.

7.1.1.4 OV 4 – utløp

Ledningsstrekkingen fra OV 4 – utløp går gjennom et grøntområde med trær og buskas og over Havnevegen. Figur 7.7 viser området rundt utløpet. Det er ønskelig at utløpet ikke havner rett på badestranda, plasseringen burde derfor være mer mot tang- og tareområdet på bildet. Det ble i tillegg oppdaget på befaring at det er en steinmur der hvor ledningsnettet i simuleringssmodellen nå kommer ut. Det mest optimale er å unngå at ledningsstrekkingen går gjennom denne. Videre i prosjekteringen vil utløpsledningen gå mer mot øst slik at muren ikke berøres. En slik justering vil medføre at den kommer mer inn på badestranda, for å ikke sjenere brukerne av stranda vil ledningen graves ned og utløpet vil være dykket. I området over dette ledningsstrekkingen er det ingen store veier og mye grønt, her kan dermed konvensjonell graving fint benyttes.



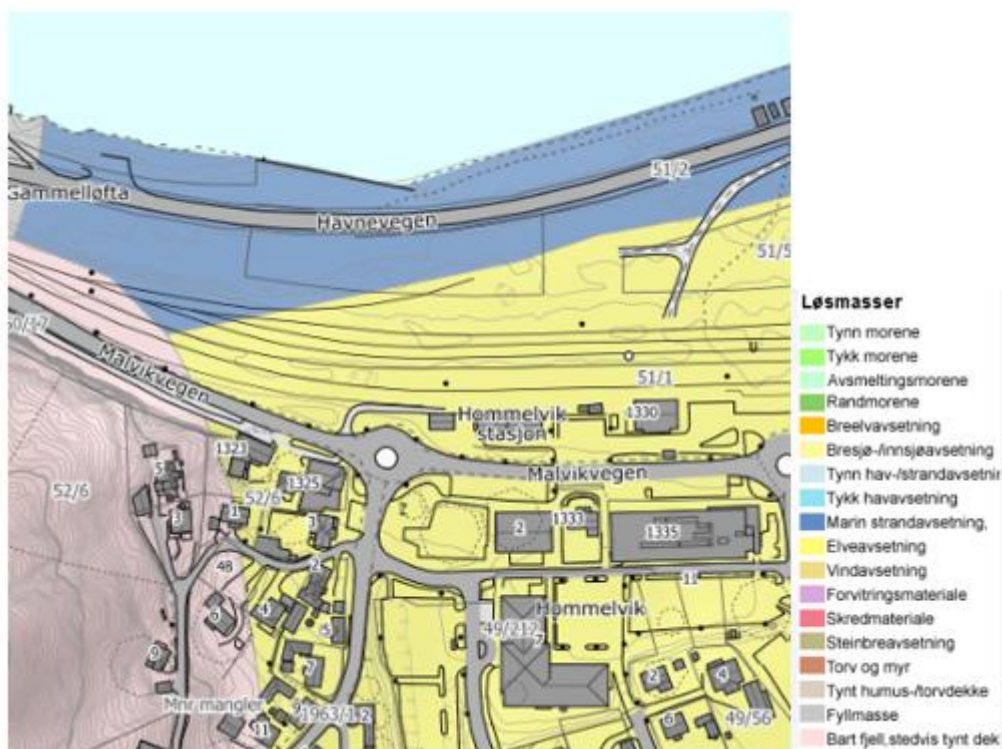
Figur 7.7 Oversiktsbilde utløp

7.1.2 Grunnforhold

Det er viktig å undersøke grunnforholdene i et område før det velges metode for etablering av ny utløpsledning, da dette har stor betydning for gravingen og valg av NoDig metode.

Området hvor ledningen skal legges består av elveavsetning og marin strandavsetning (38).

Beskrivelser for løsmasstypene er angitt i figur 7.9 og 7.10. Det er ingen kjente kvikkleireforekomster i området. (39)



Figur 7.8 Løsmassekart, Hommelvik (38)

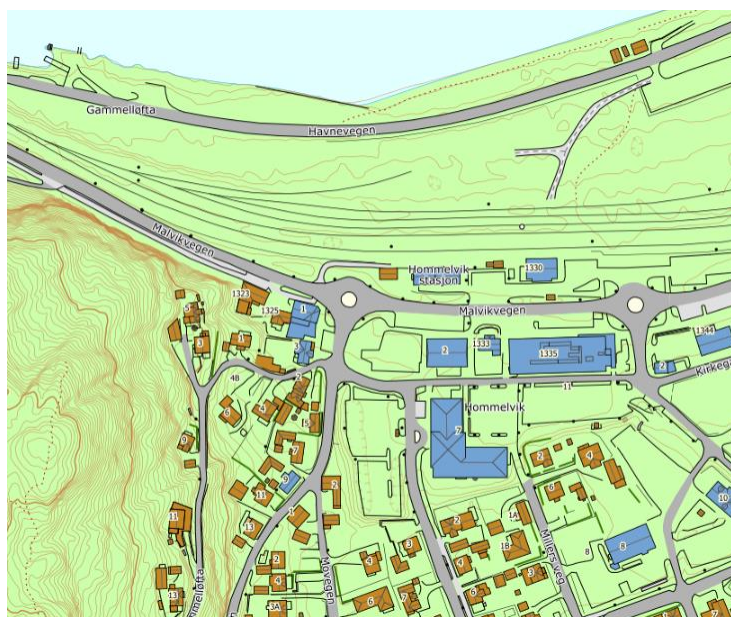
Resultater				
Løsmasse flate				
#	Løsmasstype tekst	Løsmasstype definisjon	Løsmasstype	Objekttype
1	Marin strandavsetning, sammenhengende dekke	Marine strandvaskede sedimenter med maktighet større enn 0,5 m, dannet av bølge- og strømkraft i strandsonen, stedvis som strandvoller. Materialet er ofte rundet og godt sortert. Kornstørrelsen varierer fra sand til blokk, men sand og grus er vanligst. Strandavsetninger ligger som et forholdsvis tynt dekke over berggrunn eller andre sedimenter.	42	LøsmasseFlate

Figur 7.9 Løsmassebeskrivelse marin strandavsetning(40)

Resultater				
Løsmasse flate				
#	Løsmasstype tekst	Løsmasstype definisjon	Løsmasstype	Objekttype
1	Elve- og bekkeavsetning (Fluvial avsetning)	Materiale som er transportert og avsatt av elver og bekker. De mest typiske formene er elvesletter, terrasser og vifter. Sand og grus dominerer, og materialet er sortert og rundet. Mektigheten varierer fra 0,5 til mer enn 10 m.	50	LosmasseFlate

Figur 7.10 Løsmassebeskrivelse elveavsetning (40)

Berggrunnskartet i figur 7.11 viser at berggrunnen består av leirskifer, sandstein og kalkstein (illustrert med grønnfarge i bildet).



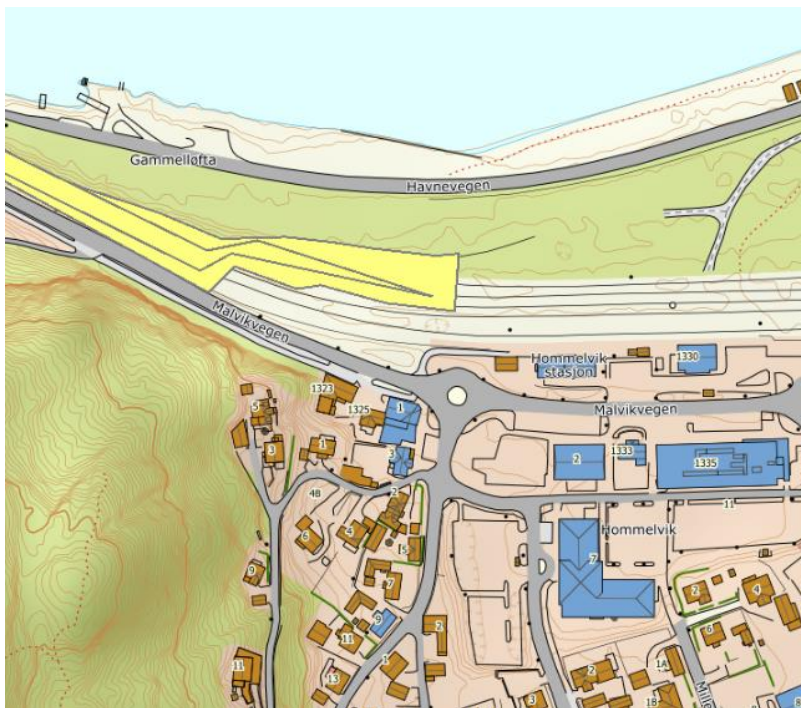
Figur 7.11 Berggrunnskart (39)

Figur 7.12 viser fyllingen under Havnevegen som ligger i ledningsstrekkeket OV 4 – utløp. Den består av flere store steiner. Det er usikkert om dette er fylling som er lagt når veien ble bygget eller om dette er steiner som lå i grunnen fra før. Hvis disse lå der før vegbyggingen kan dette indikere at det også er slik ellers i grunnen i området rundt. Dette strekkeket skal trolig utføres med konvensjonell graving, men velges det likevel en NoDig-løsning må den kunne håndtere slike masser



Figur 7.12 Fylling under Havnevegen

Figur 7.13 viser grunnforurensningene i området. Det gule i området er forurenset grunn, men dette er en akseptabel forurensning med dagens areal- og resipientbruk og blir ikke tatt hensyn til i valg av metode. (39)



Figur 7.13 Forurensning i grunn Hommelvik (39)

I denne oppgaven er det ikke tilgang til ledningskart, prosjekteringen tar dermed ikke hensyn til annen infrastruktur under bakken enn kjent vann- og avløpssystem.

7.2 Metodevurdering

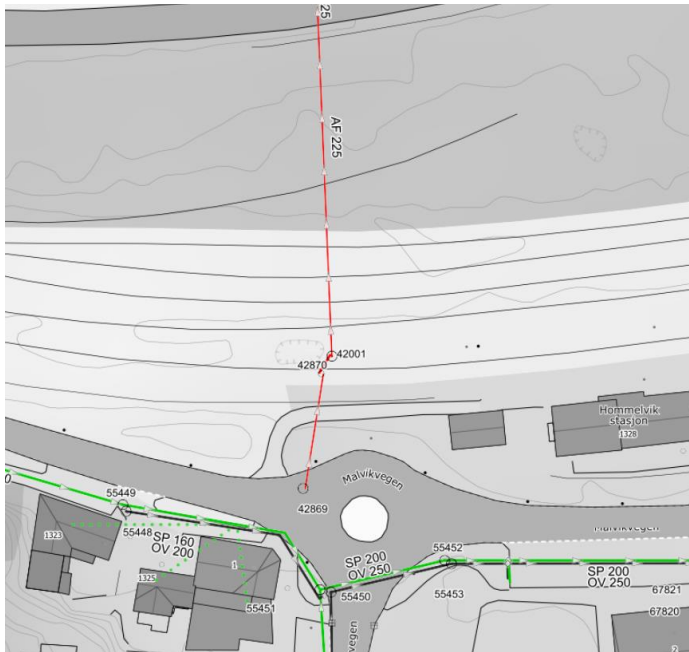
Når metode skal velges må forholdene i området legges til grunn. Som nevnt er det aktuelt å benytte NoDig-metoder for enkelte av delstrekningene. NoDig er en fellesbetegnelse for gravefrie metoder for etablering og fornyelse av vann- og avløpsledninger. Det finnes flere ulike NoDig-metoder og valget av metode avhenger av grunnforhold, ledningstype, krav til kapasitet på røret, tilstand på eventuelt gammelt rør og styrken til renoveringsproduktet (41).

Metodene kan deles inn i tre klassifiseringer:

Metodeklassifisering:	Definisjon:
Strukturelle metoder:	Renoveringsproduktet (det nye røret) kan alene motstå opptredende krefter i hele levetiden.
Semi-strukturelle metoder:	Renoveringsproduktet er delvis avhengig av radiell støtte fra det eksisterende røret, for å kunne motstå opptredende krefter i hele levetiden.
Ikke-strukturelle metoder:	Renoveringsproduktet er helt avhengig av radiell støtte fra det eksisterende røret, for å kunne motstå opptredende krefter i hele levetiden.

Tabell 7.1 NoDig, metodeklassifisering (41)

Gjennom simuleringene kommer det fram at renovering av eksisterende betongledning ikke blir aktuelt da strømperenovering ikke vil gi god nok kapasitet og utblokking er uaktuelt pga. usikkerhet knyttet til ledningen. Det ble derfor valgt en løsning hvor det vil bli etablert en helt ny avløpsledning med ny plassering.



Figur 7.14 Eksisterende betongledning under jernbanen

Etter vurderinger gjort i områdeanalysen er det konkludert med at det er to av ledningsstrekke som skal etableres med NoDig. Grunnet traselengde, plassmangel og infrastrukturen rundt sees det på som mest aktuelt å benytte konvensjonell graving på de resterende strekkene. Tabellen nedenfor viser hvilke gravemetoder som er valgt for de ulike delstrekke.

Delstrekning	Metode
OV 1 – OV 2	Konvensjonell graving
OV 5 – OV 2	Konvensjonell graving
55450 – OV 2	Konvensjonell graving
OV 2 – OV 3	NoDig
OV 3 – OV 4	NoDig
OV 4 – Utløp	Konvensjonell graving

Tabell 7.2 Utførelsesmetoder for de ulike delstrekke

De to mest aktuelle utførelsesmetodene for etablering av utløpsledningen er:

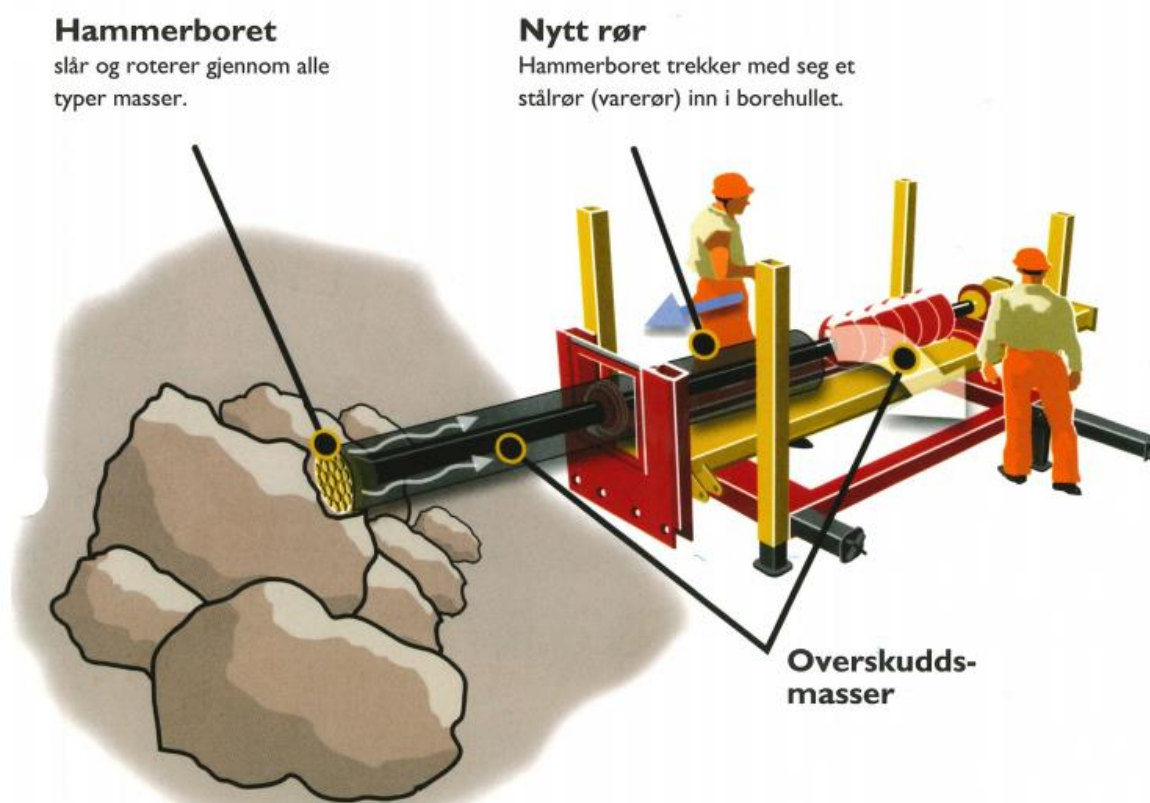
- Hammerboring
- Styrt boring

Begge metodene er strukturelle metoder.

7.2.1 Hammerboring

Hammerboring er en NoDig-metode for etablering av VA-anlegg eller annen infrastruktur under områder som ikke egner seg til å grave opp. Metoden er effektiv i harde masser som fjell, men fungerer også godt i morenemasser, sprengt stein og kombinasjoner av sand/leire og stein/fjell. Metoden er derimot ikke egnet for boring i leire eller kvikkleire. (42)

Boringen utføres ved at det etableres en startgrop og en mottaksgrop, hvor det plasseres en borerigg i startgropa. Ved hjelp av hydraulisk høytrykksluft hamrer og roterer en borekrone gjennom massene. Til borekrona festes det et varerrør av stål som trekkes gjennom massene. Hvis varerrøret er for kort skjøtes det på nye rør under veis. Borelengdene med stålrør som varerrør gjennom varierende masser er opptil 60-70 meter (42). VA-ledningen føres gjennom dette varerrøret. Overskuddsmassene fra boringen blir enten skrudd eller blåst ut av boret.



Figur 7.15 Illustrasjon av hammerboring, hentet fra Olimb.no (43)

Det stilles visse krav til startgropa. Gropa må være minimum 3 x 9,5 m i utstrekning og dypere enn 0,8 – 1,3 m under senter rør, den må også ha et stabilt underlag for boreriggen. Gropa må også ha plass til graver som kan fjerne overskuddsmassene og innføring av nye stålrør. Det er i tillegg et behov for plass til en 10 fots kontainer med hydraulikk aggregat i området rundt gropa. (42)

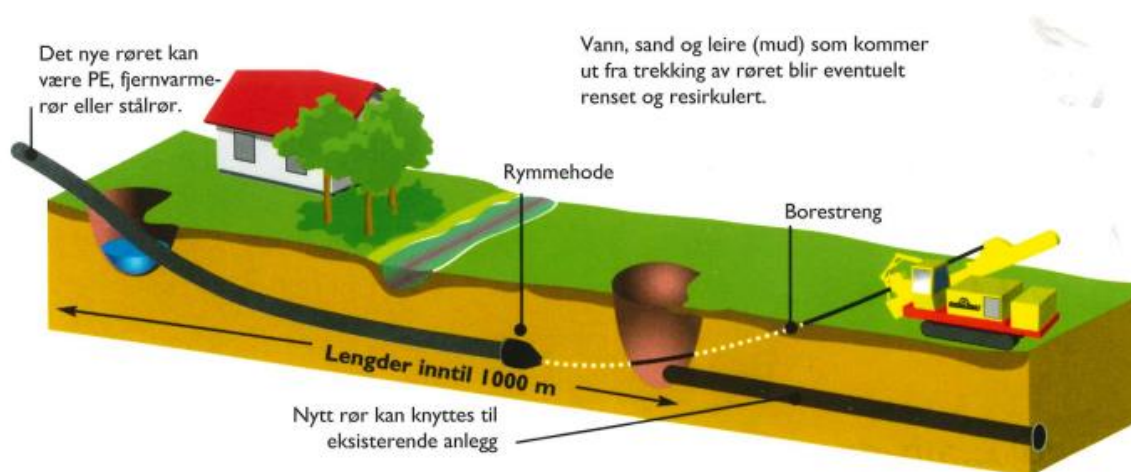
Rørdimensjonene som er aktuelle med denne utførelsesmetoden er 273 mm – 813 mm. Maks fall er 40 grader.

7.2.2 Styrte boring

Styrte boring er en annen boremetode og egner seg godt for å legge rør og ledninger under i områder hvor det er ugunstig og grave. Metoden er effektiv i svært bløte masser, kvikkleire og våtmarksområder. (44)

Prosessen går ut på at en borestang, også kalt pilot, føres fra en trekkegropp og videre gjennom prosjektert trasé fram til en inntrekkingsgropp for rør. Piloten styres av en kontrollør ved hjelp av peileutstyr slik at den følger det prosjekterte strekket. Borestanga kan styres i forskjellige fall og retninger, slik at røret kan legges akkurat slik man ønsker. I inntrekkingsgroppa kobles en rymmerkone på borestanga som så borer seg gjennom traséen piloten kom fra.

Rymmerkone trekker med seg det nye røret bort til trekkegroppa. Fordelen med denne metoden er at borestanga kan styres i forskjellige fall og retninger gjennom hele traséen.



Figur 7.16 Illustrasjon av styrt boring, hentet fra Olimb.no (45)

Riggplassbehovet avhenger av størrelsen på prosjektet og valg av rigg. Ved bruk av de mindre riggene krever et areal på ca. 4 x 9 m, mens de større riggene krever et areal på ca. 7 x 15 m. I tillegg må det påberegnes plass til en 20 fots kontainer og eventuell påsveising av rør. (44)

Rørdimensjonene som er aktuelle ved bruk av denne metoden er 32 mm – 1200 mm. Det er ingen krav til maks fall, men det burde være minimum 15 promille. (44)

7.2.3 Valg av NoDig-metode

Metoden som er valgt for å etablere de nye ledningsstrekke er hammerboring. Dette valget ble tatt ut fra kjent løsmassedata. Deler av områdets løsmasser består av marin strandavsetning som kan inneholde steinblokker, steinblokker kan skape problemer ved styrt boring. Det er heller ikke noe kjent leire eller kvikkleire i grunnen, noe som ville skapt et problem ved bruk av hammerboring. Steinblokkene som synliggjøres i fyllinga til Havnevegen i figur 7.12 kan underbygge teorien om at det er steinblokker i løsmassene lengere sør også. Det var noe usikkerhet rundt om ledningsstrekket var for langt for hammerboring.

Boremotoden egner seg for boringer opptil 60 – 70 meter og ledningsstrekket mellom OV 3 og OV 4 er 59 m, men etter samtale med Båsum boring er det konkludert med at så lenge massene i grunnen ikke går fra løsmasser til fjell skal dette strekket være mulig. Det er også kontrollert at det vil være plass til riggropene og mottaksgrøper.

7.3 Justering av løsning

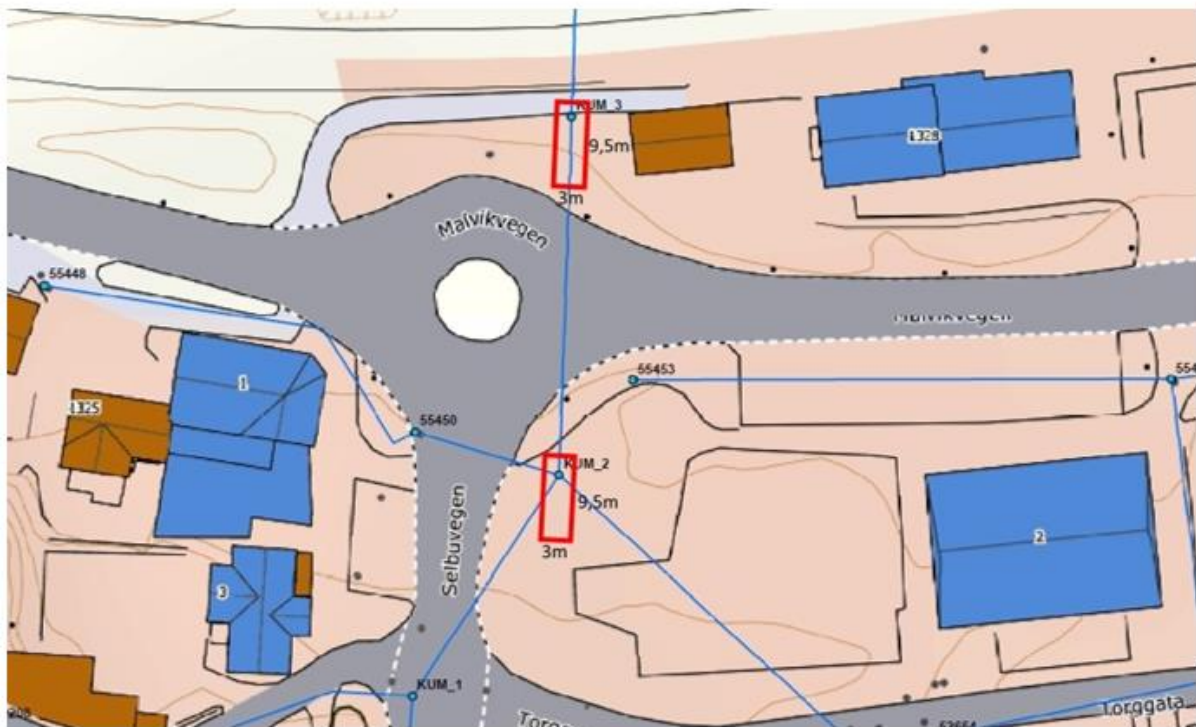
Det er kontrollert gjennom simulering i MIKE URBAN at valgt løsning vil løse flere problemområder. Det er i tillegg valgt passende utførelsesmetoder for de ulike strekkene. Videre i prosjekteringen må det undersøkes hvilke endringer som må gjøres på løsningen for at den skal tilpasses valgt metode, eksisterende ledningsnett og områdene rundt nettet.

Ledningsdimensjonene er som nevnt valgt med bakgrunn i simuleringene i MIKE URBAN. Kumdimensjonene er bestemt ut fra VA-normen til Malvik kommune. Alle kummene som er prosjektert er i DN 1200, bortsett fra OV 4 som har et nedmål som er større enn 4 m og har derfor krav om mellomdekke som gjør at denne er DN 1600 (31). Detaljprosjektering av kumbunnene er gitt i vedlegg 9.3 og detaljprosjektering av oppbyggingen til OV 4 er gitt i vedlegg 9.4 og er tegnet ut med utgangspunkt i normtegnning fra Trondheim kommune (46).

Som nevnt tidligere må utløpsledningen forskyves østover slik at den ikke passerer gjennom steinmuren. For at ikke utløpsledningen skal bli sjenerende for brukerne av badestranden skal den graves ned og ha utløp i sjøen. Det blir besluttet at den skal plasseres ved laveste vannstand, slik at den konstant er dykket. Utløpet justeres deretter og får ny høyde på -2,08 moh. Vannstanden er tatt fra vannstand.no (47), på -1,68 moh. Dimensjonen til røret blir trukket fra for å sørge for at utløpet alltid er dykket.

Det neste steget i prosjekteringen er å tilrettelegge slik at riggropene får plass uten å gjøre større inngrep enn nødvendig. Plasseringen av kummene justeres slik at det er plass til riggropene. Ved OV 3 er det en bygning, denne må ikke undergraves. Kummen plasseres slik

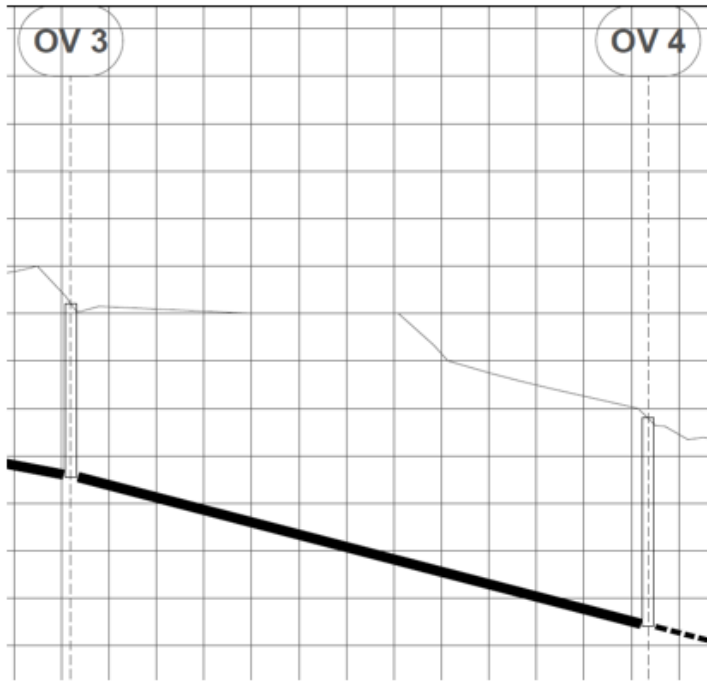
at med en grøfteskråning på 1:1 vil topp grøfteskråning ikke nå bort til veggen. Bunn rør vil være ca. 3,5 m under bakken, riggrope må ligge 0,8 – 1,3 m under røret, dette gjør at det må være min 6 m mellom ledning og husets fundament. Figur 7.17 viser plassering og areal av bunnen til riggrope.



Figur 7.17 Kart over riggroper hentet fra modellen i MIKE URBAN.

De nye ledningene må sees i sammenheng med det eksisterende vann- og avløpsnett. Dette gjøres i Novapoint ved å laste inn ledningskart i SOSI-fil fra kommunen. Slik blir det kontrollert at ingenting kolliderer og de nye ledningene og kummene justeres ved behov. Vedlegg 9.1 og 9.2 viser uttegning av ledningsprofilene utført i Novapoint og AutoCAD, vannledningene vises ikke i tegningene etter beskjed fra kommunen.

Som nevnt tidligere i oppgaven må Bane NOR sitt tekniske regelverk følges ved etablering av VA-ledninger under jernbanen. Ledningsstrekket passerer under jernbanen mellom OV 3 og OV 4. Figur 7.18 viser ledningsstrekket, hver firkant i rutenettet representerer en meter vertikalt. Ser at ledningsstrekket konstant ligger mer enn 3,5 m under terrenget og vil dermed alltid følge Bane NOR sine krav om en minimums avstand på 2,20 m mellom overkant laveste skinne og overkant rør, med en såpass stor dybde vil også rørene konstant ligge frostfritt. I og med at ledningen legges så dypt vil den trolig også følge kravet om en avstand på minimum 0,9 m fra elektriske kabler, men dette kan ikke fastsettes da oppgaven mangler ledningskart av annet enn VA-nettet. Varerør er benyttet i hele NoDig strekket.



Figur 7.18 Ledningstrekket mellom OV 3 og OV 4, konstruert i Novapoint

7.4 Simulering av den endelige modellen, versjon 4

Etter at alle plasseringer og høyder ble fastsatt i prosjekteringen ble det utført en siste simulering for å sikre at løsningen fortsatt ga gode resultater. Figur 7.19 viser en oversikt over den nye løsningen og ledningsdimensjonene.



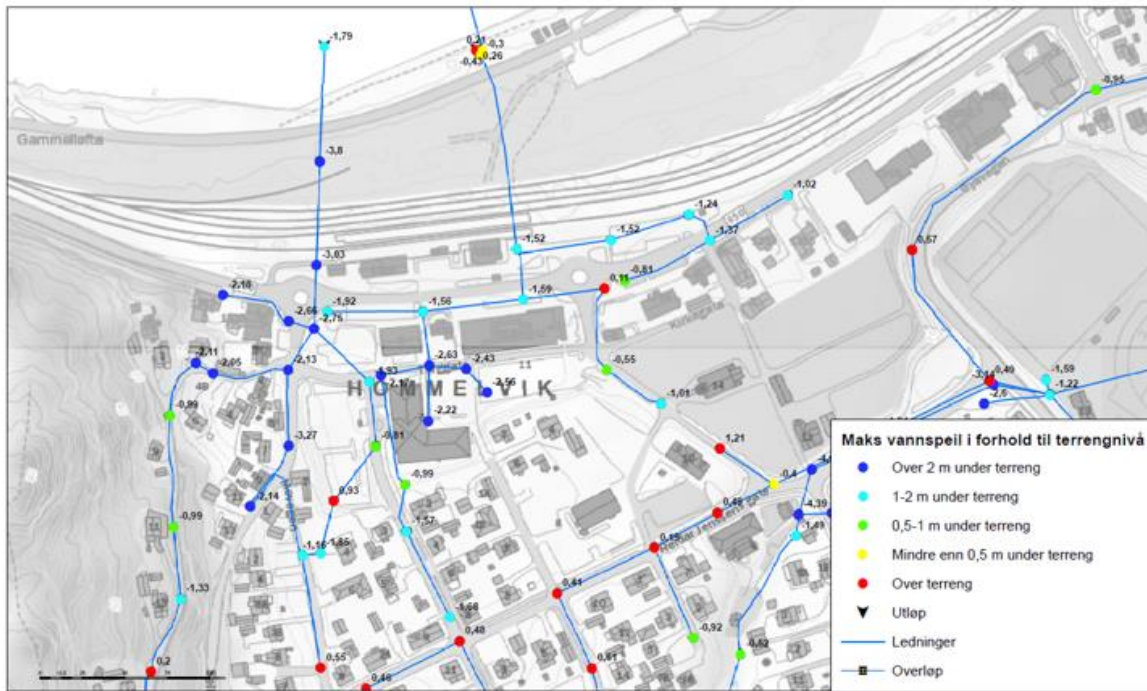
Figur 7.19 Ledningsdimensjoner, endelig løsning, versjon 4



Figur 7.20 Maks vannføring, endelig løsning, versjon 4



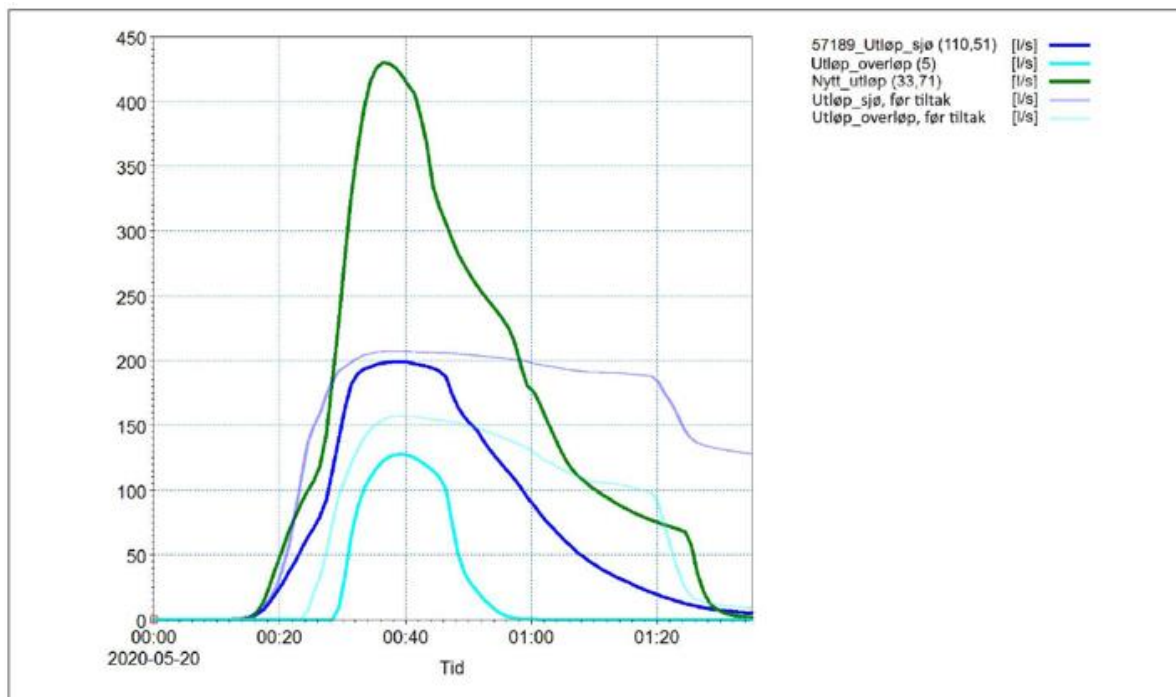
Figur 7.21 Utnyttelse av ledningskapasitet, endelig løsning, versjon 4



Figur 7.22 Maks vannspeil i forhold til terrengnivå, endelig løsning

Figur 7.20 – 7.22 viser resultatene fra simuleringen. Ut fra disse ser man at endringene påvirket resultatene noe. Ledningen i ledningsstrekket OV 2 – OV 3 overgår kapasiteten sin med en kapasitetsutnyttelse på 102 %, men dette anses som såpass lite at det er akseptabelt da dette er en ekstremhendelse og det ikke oppstår noen oppstuvning. Utenom dette har ikke endringene ført til noen nevneverdige utfall på resultatene.

Figur 7.23 viser hydrogrammet til nett 1 med den nye løsningen sammenlignet med den eksisterende situasjonen. Det vises tydelig hvordan vannet kommer seg raskere ut av nettet nå som kapasiteten er økt. Perioden hvor det går vann i overløpet har også minket med over 20 minutter, noe som er gunstig. Hydrogrammet tydeliggjør bedringene i nettets kapasitet.



Figur 7.23 Hydrogram, nett 1. Sammenligning før og etter tiltak

7.5 Kostnadsberegning og anbudsbeskrivelse

For å gi et bedre bilde av omfanget til prosjektet er det utarbeidet et kostnadsoverslag og en anbudsbeskrivelse. Anbudsbeskrivelsen ble utarbeidet først. Beskrivelsen er gjort ved hjelp av NS3420:2018 i programmet Focus Anbud, anbudsbeskrivelsen ligger som vedlegg 10.3. Mengdene er hentet fra mengderapporter i Novapoint, grøfteutsnitt og målinger på kart. Mengderapportene og grøfteutsnittene ligger som vedlegg 9.5-9.7 og 10.1 – 10.2. Mengdene som ikke kunne hentes direkte fra disse kildene er det gjort et anslag for med en liten buffer slik at mengdene ikke blir mindre enn de ville vært i virkeligheten. Dette gir en god beskrivelse av mengdene og arbeidet som kreves for å gjennomføre prosjektet.

Kostnadsoverslaget er gjort i excel med utgangspunkt i anbudsbeskrivelsen. Prisene bestemt utfra erfaringstall gitt av Structor. I kostnadsoverslaget blir prosjektet delt inn i anleggsdeler og det blir satt en pris per enhet. Ufordelte kostnader, rigg og drift og planlegging/administrasjon av byggeledelse er lagt inn som en prosentandel av summen av anleggsdelene. De ulike kostnadene er rundet opp for å sikre at de ikke underestimeres. Dette overslaget gir prosjektet et kostnadsestimert på rundt 3,2 millioner kroner. Beregningene er gitt i vedlegg 10.4.

8 Avslutning

I denne oppgaven ble det utført simuleringer av overvannsnettets i simuleringsprogrammet MIKE URBAN. Grunnet klimaendringenes påvirkning på regnmengdene, ble beregningene gjort med regnmengder som inkluderte en klimafaktor opp mot 40 %. Dette ga et bilde av hvordan overvannsnettets vil klare å håndtere framtidens regnmengder. Resultatene viste at overvannsnettets i Hommelvik vil få flere problemområder i framtiden hvis både bystrukturen og overvannsnettets forblir slik det er i dag. Det vil få kapasitetsproblemer og det vil oppstå oppstuvning i flere kummer. Resultatene fra simuleringene ble i samråd med Structor Trondheim og Malvik kommune vurdert, og to av problemområdene ble besluttet at skulle undersøkes videre. Aktuelle tiltak ble simulert videre i modellen som resulterte i fungerende løsninger for begge områdene.

Av disse løsningene var det utløpsledningen som ble valgt for videre prosjektering. Området over og under terrenget ved ledningstraseen ble undersøkt. Undersøkelsene på plassen og det som var tilgjengelig av geotekniske data førte til at hammerboring ble valgt som utførelsesmetode for å etablere ledningsstrekken under Malvikvegen og jernbanen og konvensjonell graving for de resterende strekkene. Ved bruk av Novapoint ble ledningene og kummene justert slik at de ikke kolliderte med det eksisterende nettet og ble tilpasset hammerboring. Det ble tegnet ut 5 nye briljantkummer og grøftetverrsnitt for de tre ulike ledningene. Resultatet ble et tiltak som gir stor effekt i forhold til kostnad og er en gunstig måte for Malvik kommune å forberede seg på klimaendringene i møte.

9 Veien videre

Ved videreføring av dette prosjektet bør det gjøres noen flere undersøkelser som det ikke var mulig å gjøre under arbeidet med denne oppgaven. Ledningsstrekkingen til utløpsledningen er tegnet ut uten å ta hensyn til annen infrastruktur under bakken enn VA-nettet. For å kontrollere at den prosjekterte strekningen fortsatt er mulig burde det bestilles kabelkart og eventuelle kabler i bakken må påvises. Andre ting i grunnen som burde undersøkes nærmere er det geotekniske. Valget av metode er valgt med bakgrunn i at det kan være steinblokker i løsmassene og at det ikke er leire i grunnen. Det må utføres geotekniske undersøkelser for å sikre at hammerboringen er gjennomførbar.

Det er også gjort noen antagelser av kum- og ledningsdata. De kummene og ledningene som blir påvirket av den prosjekterte løsningen burde kontrollmåles da det kan være gjort feil antagelser. Det burde også gjøres undersøkelser av høydene i Stjørdalskummene. En ledning som ikke er omtalt tidligere i teksten er ledning 65505, denne kommer inn i kum 55466. Under prosjekteringen av den nye utløpsledningen ble denne kummen fjernet. Trolig er det ingen som er koblet til denne ledningen, men dette må kommunen undersøke nærmere før den eventuelt kobles fra systemet.

10 Figurliste

Figur 2.1 Flyfoto av Hommelvik sentrum (2).....	2
Figur 2.2 Oversikt over overvannsnett med markerte utløp	4
Figur 2.3 Eksempel på Stjørdalskum fra Gemini.....	5
Figur 2.4 Illustrasjon av stjørdalskum (5).....	6
Figur 2.5 Norge inndelt i Köppens klimasoner (6)	6
Figur 2.6 Temperaturer i Kvithamar målestasjon mars 2019 – mars 2020 (7).....	7
Figur 2.7 Nedbør Kvithamar målestasjon mars 2019 – mars 2020 (7).....	7
Figur 2.8 Treledd-strategi for håndtering av nedbør (13)	9
Figur 2.9 Prinsippskisse av overvannsføring etter et sterkt regn, kapasitet i avløpssystemet og redusert vannføringskurve som kan oppnås ved bruk av overvannshåndtering av noe av overvannet. (14)	10
Figur 2.10 IVF-kurve for Trondheim – Sverresborg, 60min.(15)	11
Figur 2.11 Tid/arealkurver fra ulike feltformer (17).....	14
Figur 2.12 Eksempel på hydrogram (17)	15
Figur 2.13 Skjematisk framstilling av karmodell (16).....	15
Figur 4.1 Overløpsdata lagt inn i MIKE URBAN	20
Figur 4.2 Illustrasjon av overløp for beregning (21).....	21
Figur 4.3 Oversikt over hele overvannsnett.	24
Figur 4.4 Overvannsnett i sentrumsområdet	25
Figur 4.5 Oversikt over ledningsdimensjoner.....	25
Figur 4.6 Oversikt over ledningskapasiteter	26
Figur 4.7 Oversikt over kumdimensjoner og stjørdalskummer	26
Figur 4.8 IVF-kurve for Trondheim – Risvollan, 60min (25)	28
Figur 4.9 Regnhyetogram korttidshendelse	31
Figur 4.10 IVF-kurve for Trondheim – Risvollan, 24t (25)	32
Figur 4.11 Regnhyetogram langtidshendelse.....	33
Figur 4.12 Egne avrenningsfaktorer	35
Figur 4.13 Nomogram tilrenningstid lange avstander (16).....	37
Figur 4.14 Oversikt over nedbørsfelt med kobling til kum. Hentet fra MIKE URBAN.	39
Figur 4.15 Oversikt over nedbørsfelt i sentrum med navn og kobling til kum. Hentet fra MIKE URBAN.	40
Figur 4.16 Oversikt over manglende inndata på kummer.....	41
Figur 4.17 Dybde kum 52655	41
Figur 4.18 Dybde kum 52654	42
Figur 4.19 Maks vannspeil i kummer i forhold til terrengnivå ved korttidshendelse.....	44
Figur 4.20 Maks vannføring, korttidshendelse	45
Figur 4.21 Kapasitetsutnyttelse, korttidshendelse	46
Figur 4.22 Hydrogram nett 1, korttidshendelse.....	47
Figur 4.23 Hydrogram nett 2, korttidshendelse	47
Figur 4.24 Hydrogram nett 3, korttidshendelse	48
Figur 4.25 Maks vannspeil i kummer i forhold til terrengnivå ved langtidshendelse	49
Figur 4.26 Maks vannføring, langtidshendelse.....	50
Figur 4.27 Kapasitetsutnyttelse, langtidshendelse	51
Figur 4.28 Hydrogram nett 1, langtidshendelse.....	52
Figur 4.29 Hydrogram nett 2, langtidshendelse.....	52

Figur 4.30 Hydrogram nett 3, langtidshendelse.....	53
Figur 4.31 Maksvannspeil i forhold til terrengnivå med stjørdalskummer (markert med svart sirkel), nett 1	54
Figur 4.32 Kapasitetsutnyttelse, nett 1.....	54
Figur 4.33 Ledningsdimensjon utløp, nett 1	55
Figur 4.34 Vannføring utløp, nett 1	55
Figur 4.35 Maks vannspeil i forhold til terrengnivå, nett 2	56
Figur 4.36 Kapasitetsutnyttelse, nett 2.....	56
Figur 4.37 Maksvannspeil i forhold til terrengnivå med stjørdalskummer (markert med svart sirkel), nett 3	57
Figur 4.38 Kapasitetsutnyttelse, nett 3.....	58
Figur 4.39 Kapasitetsutnyttelse, Motrøvegen	59
Figur 4.40 Maksvannspeil i forhold til terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Motrøvegen.....	59
Figur 4.41 Maks vannspeil under terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Millers veg og Reidar Jenssens gate	60
Figur 4.42 Kapasitetsutnyttelse, Millers veg og Reidar Jenssens gate	60
Figur 4.43 Maks vannspeil under terrengnivå med Stjørdalskummer (markert med svart sirkel), Brandsletta	61
Figur 4.44 Kapasitetsutnyttelse, Brandsletta	61
Figur 4.45 Maks vannspeil under terrengnivå, Skolegata og Johan Nygaardsvolds gate.....	62
Figur 4.46 Kapasitetsutnyttelse, Skolegata og Johan Nygaardsvolds gate	62
Figur 5.1 Eksisterende AF-ledning, hentet fra Gemini.....	65
Figur 5.2 Ledningsprofil utløpsledning DN 250.....	66
Figur 5.3 Plantegning av nett 1 med ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)	67
Figur 5.4 Vannspeil i kummer etter ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)	67
Figur 5.5 Kapasitetsutnyttelse av ledninger ved ny utløpsledning, versjon 1 (DN250)	68
Figur 5.6 Illustrasjon av sammenkobling.....	69
Figur 5.7 Lednings- og kumdimensjoner, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400).....	70
Figur 5.8 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400)	71
Figur 5.9 Kapasitetsutnyttelse, ny utløpsledning, versjon 2 (DN400).....	71
Figur 5.10 Ledningsutnyttelse med DN 200 fra Maivegen i versjon	72
Figur 5.11 Dimensjoner og vannspeil i kum med DN200 fra Maivegen i versjon.....	73
Figur 5.12 Lednings- og kumdimensjoner, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400).....	73
Figur 5.13 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400)	74
Figur 5.14 Kapasitetsutnyttelse, ny utløpsledning, versjon 3 (DN400).....	74
Figur 5.15 Vannspeil i kum, ny utløpsledning, versjon 3. Med Stjørdalskum (markert med svart sirkel).....	75
Figur 5.16 Eksisterende vannspeil i kum før endringer, Motrøvegen	76
Figur 5.17 Mulige tilkoblinger til nett 1, Motrøvegen.....	77
Figur 5.18 Vannspeil i kum etter endrede dimensjoner, Motrøvegen	78
Figur 6.1 AF-ledningen i Selbuvegen, vannledningen er skjult	79
Figur 6.2 Illustrasjon av utblokking, hentet fra Steg entreprenør (32)	80
Figur 7.1 Satellittbilde av prosjekteringsområde (35)	83
Figur 7.2 Oversikt over ledningsstrekke og kummer, ny utløpsledning.....	84
Figur 7.3 Oversiktsbilde av vegkrysset ved OV 1	85

Figur 7.4 Oversiktbilde av parkeringsplass ved OV 2.....	85
Figur 7.5 Oversiktbilde 1 ved OV 3	86
Figur 7.6 Oversiktbilde 2 ved OV 3	87
Figur 7.7 Oversiktbilde utløp	88
Figur 7.8 Løsmassekart, Hommelvik (38)	89
Figur 7.9 Løsmassebeskrivelse marin strandavsetning(40)	89
Figur 7.10 Løsmassebeskrivelse elveavsetning (40)	90
Figur 7.11 Berggrunnskart (39)	90
Figur 7.12 Fylling under Havnevegen	91
Figur 7.13 Forurensning i grunn Hommelvik (39)	91
Figur 7.14 Eksisterende betongledning under jernbanen.....	93
Figur 7.15 Illustrasjon av hammerboring, hentet fra Olimb.no (43)	94
Figur 7.16 Illustrasjon av styrt boring, hentet fra Olimb.no (45)	95
Figur 7.17 Kart over riggroper hentet fra modellen i MIKE URBAN.	97
Figur 7.18 Ledningstrekket mellom OV 3 og OV 4, konstruert i Novapoint.....	98
Figur 7.19 Ledningsdimensjoner, endelig løsning, versjon 4.....	98
Figur 7.20 Maks vannføring, endelig løsning, versjon 4	99
Figur 7.21 Utnyttelse av ledningskapasitet, endelig løsning, versjon 4.....	99
Figur 7.22 Maks vannspeil i forhold til terrengnivå, endelig løsning.....	100
Figur 7.23 Hydrogram, nett 1. Sammenligning før og etter tiltak	101

11 Tabelliste

Tabell 2.1 Oversikt over de ulike overvannsnettene.....	3
Tabell 4.1 Kobling nedbørsfelt og fordrøyningsbasseng	22
Tabell 4.2 Anbefalte minimums dimensjonerende gjentaksintervall for separat- og fellesavløpssystem (13).....	27
Tabell 4.3 Tabell med klimapåslag, gjeldende fra januar 2020 (12)	28
Tabell 4.4 Regnintensitet korttidshendelse	29
Tabell 4.5 Regnintensitet langtidshendelse.....	32
Tabell 4.6 Verdier for avrenningsfaktorer i NTH Institutt for Vassbygging, 1981, (26)	34
Tabell 4.7 Avrenningsfaktorer for ulike overflatetyper (26)	34
Tabell 4.8 Avrenningsfaktorer Trondheim Kommune (27).....	35
Tabell 4.9 Konsentrasjonstider, nedbørsfelt bekker	38
Tabell 4.10 Elementer i modellen, verdier hentet fra MIKE URBAN	43
Tabell 6.1 NoDig, metodeklassifisering (41).....	92
Tabell 6.3 Utførelsesmetoder for de ulike delstrekke	93

12 Formelliste

Formel 2.1 Den rasjonelle formel (17)	13
Formel 2.2 Formel regnvarighet (17).....	13
Formel 2.3 Gjennomsnittsavrenningskoeffisienten for et område (17).....	14
Formel 4.1 Bernoullis ligning (10, s. 85).....	21
Formel 4.2 Vannføring ut av overløp (10, s. 88)	22
Formel 4.3 Formel for beregning av intensitet til regnhyetogram (10, s. 462).....	30
Formel 4.4 konsentrasjonstid (10, s. 458).....	36
Formel 4.5 Strømningstid i rørsystem (10, s. 458)	36
Formel 4.6 Tilrenningstid for naturlige felt (30)	38
Formel 4.7 Tilrenningstid for utbygde felt (30).....	38

13 Kilder

1. Haugen MO. Hommelvik [Internett]. Oslo: Store norske leksikon; u.å. [updated 30.09.2019; cited 26.03. 2020]. Available from: <https://snl.no/Hommelvik>.
2. Norgeskart. Søk i Norgeskart [Internett]. Norge: Kartverket 2020 [cited 10.03. 2020]. Available from: Norgeskart.no.
3. Malvik kommune. Veileder: Separering og tilknytning av private stikkledninger til kommunalt ledningsnett Malvik: Malvik kommune 2011 [updated 11.02.2015; cited 15.04. 2020]. Available from: <https://www.malvik.kommune.no/?id=4878786>.
4. Stiftelsen VA/miljøblad. VA-miljøblad nr. 123. Fremmedvann i avløpsledninger [Internett]. va-blad.no: Stiftelsen VA/miljøblad 2017 [cited 15.04. 2020]. Available from: http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2017/10/Blad-123_29.11.17.pdf.
5. Munkeby B. PRO 4529 Forstudie avløpsanlegg Hommelvik. Malvik: Malvik kommune 2018.
6. Mamen J. Köppens klimaklassifisering [Internett]. Oslo: Store norske leksikon u.å. [updated 13.03.2020; cited 17.04. 2020]. Available from: [https://snl.no/K%C3%B6ppens klimaklassifisering](https://snl.no/K%C3%B6ppens_klimaklassifisering).
7. NRK, Metrologisk institutt. Hommelvik, Historikk. Kvithamar målestasjon. [Internett]. yr.no: YR; 2020 [cited 17.04. 2020]. Available from: <https://www.yr.no/nb/historikk/graf/1-212408/Norge/Tr%C3%B8ndelag/Malvik/Hommelvik>.
8. Mamen J. Klima [Internett]. Oslo: Store norske leksikon u.å. [updated 05.12.2019 cited 17.04. 2020]. Available from: <https://snl.no/klima>.
9. Hanssen-Bauer I, Førland EJ, Haddeland I, Hisdal H, Mayer S, Nesje A, et al. Kima i Norge 2100. Rapportnr.: 2/2015 [Internett]. cms.met.no: Miljødirektoratet; 2015 [cited 07.04. 2020]. Available from: <https://cms.met.no/site/2/klimaservicesenteret/rapporter-og-publikasjoner/attachment/6616?ts=14ff3d4eeb8>.
10. Ødegaard H, Norheim B. Vann- og avløpsteknikk. e-bokutgave ed. Hamar: Norsk Vann; 2019.
11. NOU 2015:16. Overvann i byer og tettsteder. Som problem og ressurs Oslo: Departementenes sikkerhets- og serviceorganisasjon, Informasjonsforvaltning; 2015.
12. Klimaservicesenter N. Fremtidig utvikling av kraftig nedbør: Oppdaterte klimapåslag for kraftig nedbør [Internett]. Norge: Norsk Klimaservicesenter; 2020 [updated januar 2020; cited 18.03. 2020]. Available from: <https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/article.xhtml?uri=klimaservicesenteret/dimensjon>

[erende-nedbor/fremtidig-](#)

[utvikling&org.apache.catalina.filters.CSRF_NONCE=D0C087043A56952ED262E73561068442.](#)

13. Endresen S, Lindholm O, Thorolfsson S, Sægrov S, Jakobsen G, Aaby L. Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering Hamar: Norsk Vann; 2008. Report No.: 162.
14. Stiftelsen VA/miljøblad. VA-miljøblad nr. 125. Håndtering av overvann LOD [Internett]. va-blad.no: Stiftelsen VA/miljøblad 2018 [cited 10.04. 2020]. Available from: <http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2018/06/Blad-125-31.05.18.pdf>.
15. Klimaservicesenter N. Nedbørintensitet, IVF-kurve for Trondheim - Sverresborg [Internett]. Norge: Norsk Klimaservicesenter; 2020 [updated 19.03.2020; cited 20.03. 2020]. Available from: <https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml>.
16. Bøyum Å, Eidsmo T, Lindholm O, Noreide T, Semb T, Skretteberg R. Anvendt urbanhydrologi. Rapportnr. 10 [Internett]. Oslo: NVE; 1997 [cited 18.03. 2020]. Available from: http://publikasjoner.nve.no/publikasjon/1997/publikasjon1997_10.pdf.
17. Petersen RE, Thorolfsson ST. Overvannsteknikk. . 5 ed. Trondheim NTNU; 2007.
18. DHI. MIKE URBAN [Internett]. DHI.no: DHI; 2020 [updated 2020; cited 26.02. 2020]. Available from: <https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-urban>.
19. DHI. Collection System. Modelling of storm water drainage networks and sewer collection systems. User guide. [Internett]. DHI.no: DHI; 2017 [cited 15.04. 2020]. Available from: <https://manuals.mikepoweredbydhi.help/2017/Cities/CollectionSystem.pdf>.
20. NTNU. Hva er ArcGIS? [Internett]. software.ntnu.no: NTNU; u.å. [updated 2020; cited 26.02. 2020]. Available from: <https://software.ntnu.no/ntnu/arcgis>.
21. Eid G. Introduksjon hydrodynamikk [PowerPoint, Internett]. norskvann.no: Norsk Vann u.å. [cited 09.04. 2020]. Available from: https://norskvann.no/images/gjertrude/pdf/Vedlegg_03_-_Bernoulli_eksempler.pdf?fbclid=IwAR0aq2-loh5DB9FFXVi6hjGES8G48EzGgc3MW-WH0f3j2JHir0iD7LXKwE8.
22. König A. Hommelvik OV-analyse. Etablering, kalibrering og analysering av overvannsnett. Trondheim: DHI; 2013.
23. Malvik Kommune, . VA-norm: 7.2 Beregning av overvannsmengder [Internett]. Norge: Norsk Vann; 2017 [updated 23.01.2017; cited 16.03. 2020]. Available from: <http://www.va-norm.no/dokument/7-transportssystem-overvann/7-2-beregning-av-overvannsmengder/?source=66&override=1&real=14545&l=nb>.

24. Dyrrdal AV, Førland EJ, Metrologisk institutt, Norsk klimaservicesenter. Klimapåslag for korttidsnedbør - Anbefalte verdier for Norge. Rapportnr.: 5 cms.met.no: Norsk klimaservicesenter 2019 [cited 24.04. 2020]. Available from: https://cms.met.no/site/2/klimaservicesenteret/dimensjonerende-nedb%C3%B8r/fremtidig-utvikling/_attachment/14869?_ts=16b02bdea3a.
25. Klimaservicesenter N. Nedbørintensitet, IVF-kurve for Trondheim - Risvollan [Internett]. Norge: Norsk Klimaservicesenter; 2020 [updated 16.03.2020; cited 16.03. 2020]. Available from: <https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml>.
26. Kvalevåg MM, Magnussen RAG, Paus KH, Åstebøl SO, COWI. Gjennomgang av avrenningsfaktorer. Rapportnr. M293 [Internett]. Oslo: Miljødirektoratet; 2015 [cited 27.03. 2020]. Available from: <http://www.miljokommune.no/Documents/Overvann/M293.pdf?fbclid=IwAR2evUOGJGL-mvMEHTntpCjO0vIYUDt47VTOPhXT2oqg1ESrp4Ib8e38Q14>.
27. Trondheim kommune. VA-norm: Vedlegg 5. Beregning av overvannsmengde. Dimensjonering av ledning og fordrøyningsvolum. [Internett]. Trondheim Norsk Vann; 2020 [updated 03.02.2020; cited 24.04. 2020]. Available from: <http://www.va-norm.no/wp-content/uploads/2020/02/Vedlegg-5-Beregning-av-overvannsmengde.pdf>.
28. NVE. NEVINA beregninger av lavvansindekser og flomverdier, Brukerveiledning [Internett]. Oslo: NVE; 2019 [cited 02.04. 2020]. Available from: https://nevina.nve.no/help/Brukerveiledning_NEVINA.pdf.
29. NVE. NEVINA Nedbørfelt-Vannføring-Indeks-Analyse [Internett]. Nevina.no: NVE; u.å. [cited 02.04. 2020]. Available from: <http://nevina.nve.no/>.
30. Stenius S, Glad PA, Væringstad T. Veileder nr 7-2015: Veileder for flomberegninger i små uregulerte felt [Rapport]. Oslo: NVE; 2015 [cited 02.04. 2020]. Available from: http://publikasjoner.nve.no/veileder/2015/veileder2015_07.pdf.
31. Malvik Kommune, . VA-norm: 7.13 Overvannskummer [Internett]. Norge: Norsk Vann; 2017 [updated 26.03.2017; cited 28.04. 2020]. Available from: <http://www.va-norm.no/dokument/7-transportssystem-overvann/7-13-overvannskummer/?source=66&override=1&real=1576&l=nb>.
32. AS SE. Utblokking [Internett]. steg.no: Steg Entreprenør; u.å. [cited 18.05. 2020].
33. VAnytt. Tvilling utblokking fra ett rør til både spillvann og overvann [Internett]. VAnytt.no: Vanytt; 2018 [updated 10.09.2018; cited 18.05. 2020]. Available from: <https://www.vanytt.no/2018/09/10/tvilling-utblokking-fra-ett-ror-til-bade-spillvann-og-overvann/>.

34. Pedershaab H. Smartcast designer smartcast. hawkeyepedershaab.com: Hawkeye Pedershaab; u.å. [cited 13.05. 2020]. Available from: <http://smartcast.hawkeyepedershaab.com/Login.aspx?ReturnUrl=%2fdefault.aspx>.
35. Google. Hommelvik [Internett]. google.no: Google 2020 [cited 29.04. 2020]. Available from: <https://www.google.com/maps/@63.409998,10.8048253,15.25z?hl=no>.
36. Statens vegvesen. Vegkart [Internett]. Vegkart.no: Statens vegvesen 2020 [updated 30.03.2020; cited 29.04. 2020]. Available from: [https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@290081,7038313,16/hva:~\(id~540\)/valgt:84801705:540](https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@290081,7038313,16/hva:~(id~540)/valgt:84801705:540).
37. Bane NOR. Teknisk regelverk: Underbygning/Prosjektering og bygging/Generelle tekniske krav [Internett]. trv.banenor.no: Bane NOR; 2020 [updated 22.04.2020; cited 29.04. 2020]. Available from: https://trv.banenor.no/w/index.php?title=Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Generelle_tekniske_krav&oldid=60871.
38. Norges geologiske undersøkelse. Løsmasser. Nasjonal løsmassedatabase [Internett]. ngu.no: Norges geologiske undersøkelse 2020 [cited 23.04. 2020]. Available from: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
39. Norges geologiske undersøkelse. Arealinformasjon ngu.no: Norges geologiske undersøkelse; [cited 29.04. 2020]. Available from: <http://geo.ngu.no/kart/arealis/>.
40. Norges geologiske undersøkelse. Løsmasser. Nasjonal løsmassedatabase ngu.no: Norges geologiske undersøkelse; [cited 29.04. 2020]. Available from: http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
41. Stiftelsen VA/miljøblad. VA-miljøblad nr. 90. NoDig-metoder for hovedledninger - Metodeoversikt [Internett]. va-blad.no: Stiftelsen VA/miljøblad 2009 [cited 29.04. 2020]. Available from: <http://www.va-blad.no/wp-content/uploads/2014/11/renovering.pdf>.
42. Olimb. Metode: Hammerboring [Internett]. Olimb.no: Olimb; u.å. [cited 29.04. 2020]. Available from: <https://olimb.no/boring/hammerboring/#toggle-id-1>.
43. Olimb. Produktark: Nytt rør i kombinasjonsmasser og fjell - Hammerboring [Internett]. Olimb.no: Olimb; u.å. [cited 29.04. 2020]. Available from: <https://olimb.no/wp-content/uploads/Hammerboring-produktark-enkelt.pdf>.
44. Olimb. Metode: Styrt boring i løsmasser [Internett]. Olimb.no: Olimb; u.å. [cited 29.04. 2020]. Available from: <https://olimb.no/boring/styrt-boring/#toggle-id-3>.

45. Olimb. Produktark: Styrtd boring for alle typer rør og kabler [Internett]. Olimb.no: Olimb; u.å. [cited 29.04. 2020]. Available from: <https://olimb.no/wp-content/uploads/Styrtd-boring-produktark-enkelt.pdf>.
46. Trondheim kommune. Normtegnning TK-H 12: Dyp avløpskum m/ mellomdekke Trondheim Trondheim kommune; 2004 [updated 18.08.2014; cited 13.05. 2020]. Available from: https://www.trondheim.kommune.no/globalassets/10-bilder-og-filer/10-byutvikling/kommunalteknikk/normtegninger/tk-h-12_b.pdf.
47. Kartverket. Se havnivå [Internett]. Kartverket.no: Kartverket; [cited 01.05. 2020]. Available from: <https://kartverket.no/sehavniva/>.

14 Vedleggsliste

Vedleggsnummer	Beskrivelse
1	Plakat
2	Artikkel
3.1	A-1 Oversikt over hele området
3.2	A-2 Oversikt over sentrumsområdet
3.3	A-3 Oversikt over ledningsdimensjoner
3.4	A-4 Oversikt over kumdimensjoner med Stjørdalskummer
3.5	A-5 Oversikt over manglende inndata for overvannskummer
3.6	A-6 Oversikt over ledningskapasiteter
3.7	Tabell med manglende inndata for overvannskummer
4.1	A-7 Oversikt over nedbørsfelt med kobling til kum
4.2	A-8 Oversikt over nedbørsfelt med kobling til kum, sentrumsområdet
4.3	Utrekning av avrenningskoeffisienter
4.4	Lavvannsindeks nedbørsfelt 164
4.5	Lavvannsindeks nedbørsfelt 166
4.6	Lavvannsindeks nedbørsfelt 167
5.1	B-1 Oversikt over maks vannspeil i kum ved korttidshendelse
5.2	B-2 Oversikt over maks vannføring i ledninger ved korttidshendelse
5.3	B-3 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, korttidshendelse
5.4	B-4 Hyetogram kortidsregn
5.5	B-5 Hydrogram for utløp. Nett 1. Korttidsregn
5.6	B-6 Hydrogram for utløp. Nett 2. Korttidsregn
5.7	B-7 Hydrogram for utløp. Nett 3. Korttidsregn
6.1	C-1 Oversikt over vannspeil i kum ved langtidshendelse
6.2	C-2 Oversikt over maks vannføring i ledninger ved langtidshendelse
6.3	C-3 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, langtidshendelse
6.4	C-4 Kasseregn langtidshendelse
6.5	C-5 Hydrogram for utløp. Nett 1. Langtidshendelse
6.6	C-6 Hydrogram for utløp. Nett 2. Langtidshendelse
6.7	C-7 Hydrogram for utløp. Nett 3. Langtidshendelse

7.1	D-1.1 Oversikt over maks vannspeil i kum ved korttidshendelse, nett 1
7.2	D-1.2 Oversikt over ledningsdimensjoner med ny utløpsledning. Versjon 1
7.3	D-1.3 Oversikt over maks vannspeil i kum, ny utløpsledning. Versjon 1
7.4	D-1.4 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, ny utløpsledning. Versjon 1
7.5	D-2.1 Oversikt over ledningsdimensjoner med ny utløpsledning. Versjon 2
7.6	D-2.2 Oversikt over maks vannspeil i kum, ny utløpsledning. Versjon 2
7.7	D-2.3 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, ny utløpsledning. Versjon 2
7.8	D-3.1 Oversikt over ledningsdimensjoner med ny utløpsledning. Versjon 3
7.9	D-3.2 Oversikt over maks vannspeil i kum, ny utløpsledning. Versjon 3
7.10	D-3.3 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, ny utløpsledning. Versjon 3
7.11	D-4.1 Oversikt over ledningsdimensjoner med ny utløpsledning. Versjon 4, endelig løsning
7.12	D-4.2 Oversikt over maks vannspeil i kum, ny utløpsledning. Versjon 4, endelig løsning
7.13	D-4.3 Oversikt over maks vannføring i ledninger, ny utløpsledning. Versjon 4, endelig løsning
7.14	D-4.4 Oversikt over utnyttelse av ledningskapasitet, ny utløpsledning. Versjon 4, endelig løsning.
7.15	D-4.5 Hydrogram for utløp i nett 1. Før og etter tiltak. Versjon 4, endelig løsning.
8.1	D-5.1 Oversikt over vannspeil i kum ved korttidshendelse, Motrøvegen

8.2	D-5.2 Oversikt over vannspeil i kum etter endring i ledningsdimensjoner, Motrøvegen
9.1	E-1 Ledningsprofil. Trase 1, OV 1 – Utløp
9.2	E-2 Ledningsprofil. Trase 2, OV 5 – OV 2. Trase 3, 55450 – OV 2
9.3	E-3 Kumdetaljer. Overvannskummer
9.4	E-4 Kumdetalj. OV 4
9.5	E-5 Grøftetverrsnitt. PE 100, DN400
9.6	E-6 Grøftetverrsnitt. PVC SN8, DN250
9.7	E-7 Grøftetverrsnitt. PVC SN8, DN315
10.1	Mengderapport: Traserapport
10.2	Mengderapport: Kummer og ledninger
10.3	Anbudsbeskrivelse av ny utløpsledning i Hommelvik
10.4	Kostnadsoverslag: Ny utløpsledning Hommelvik
A	Informasjon fra Malvik kommune
B	Sammendagsrapporter fra simuleringene i MIKE URBAN
C	E-post
D	Avvik

