



Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

**Masteroppgave 2019 30 stp**  
Fakultet for realfag og teknologi

# **Kapasitetsvurdering for hovedavløpssystemet i Arendal kommune ved bruk av SWMM**

Capacity assessment of the main sewer system in  
Arendal municipality using SWMM

**Christina Maria Hurtig**  
Vann- og Miljøteknikk



## FORORD

Denne masteroppgaven inngår i min mastergrad i Vann- og miljøteknikk ved Norges Miljø- og biovitenskaplige universitet. Bakgrunnen for rapporten var å etablere en hydraulisk modell for å kunne gjøre en kapasitetsvurdering for hovedavløpssystemet i Arendal kommune.

Fremst vil jeg rette en takk til min veileder Magne Jessen hos Arendal kommune som gav meg muligheten og fortroende til å gjennomføre min masteroppgave hos dem.

Takk til min hovedveileder Vegard Nilsen for oppfølging og konstruktive tilbakemeldinger.

Videre vil jeg takke Senita Demirovic som har bidratt med informasjon vedrørende avløpssystemet hos kommunen. Takk til Alf Bjarne Olsen fra drift hos Arendal kommune som har gitt meg hjelp gjennom å hente inn nødvendig informasjon om alle pumpestasjoner og fordrøyningsbassenger, hente ut informasjon fra målestasjoner og tatt meg med på studiebesøk.

Takk til Tor Albert Overland hos Aprova for teknisk hjelp vedrørende EPA SWMM.

Det har vært veldig interessant og lærerikt å gjennomføre denne masteroppgaven. Jeg hoppes at oppgaven kommer å være av interesse for Arendal kommune og at den kan bidra til at gi et innblikk i hvilke muligheter som hydrauliske modelleringer av avløpssystem kan gi, både med hensyn på å analysere og vurdere eksisterende belastning, men også for å kunne simulere ulike tiltak som skal vurderes for at kunne håndtere økt belastning i avløpssystemet.

Arendal, desember 2019

---

Christina Maria Hurtig

## **SAMMENDRAG**

Denne rapporten er resultatet av min masteroppgave som har utført på oppdrag av Arendal kommune, avdeling kommunalteknikk. Arendal kommune etterlyste en metode for å kunne gjøre kapasitetsvurderinger for deres hovedavløpssystem.

Målet med oppgaven ble derfor å etablere en hydraulisk modell og at gjennom simuleringer danne et bilde av den eksisterende belastningen i avløpssystemet. Det var også ønskelig å kunne gjøre vurderinger for å se hvordan avløpssystemet kommer at påvirkes av framtidig økt belastning.

For oppbygging av den hydrauliske modellen og for gjennomføring av analyser så blev simuleringsprogrammet EPA SWMM (Storm Water Management Model) brukt. Informasjon fra kommunens ledningsnettdatabase Gemini VA ble brukt som grunnlag for oppbygging av modellen. I tillegg har driftspersonell hos Arendal kommune bidratt med å hente inn nødvendig informasjon om alle knutepunkter.

Av rapporten fremgår det at avløpssystemet klarer å håndtere mengden avløpsvann som kommer under en normal tørrværsperiode, men systemet blir fort overbelastet ved økt belastning. Simuleringene viser også at systemet allerede ved dagens eksisterende belastning ikke klarer å håndtere perioder med mye nedbør og pumpestasjoner blir fort overbelastet. Ved større mengder nedbør så går pumpene ved de ulike knutepunktene for fullt og overløp ved pumpestasjonene trer i kraft. Ved en framtidig økt belastning så leder dette til at avløpsvann kommer at gå i overløp allerede ved mindre nedbørsmengder.

I rapporten presenteres forslag på tiltak som kan bidra til at avløpssystemet skal klare å håndtere den forventede økte belastningen for avløpssystemet og dermed redusere mengden avløpsvann som går i overløp.

## **ABSTRACT**

This thesis is the result of my master's project that has been assigned by the engineering department in Arendal municipality. Arendal municipality was looking for a method that could perform capacity assessment and evaluations of their main sewage treatment system.

The objective of the thesis is therefore to establish a hydraulic model of the main sewage system and perform simulations in order to evaluate the current load in the sewage system. Simulations was also to be performed to evaluate how the sewage system will be affected by the expected future increase of sewage.

EPA's Storm Water Management Model (SWMM) was chosen as software for the hydraulic simulations. Information from Gemini VA, which is the network database used by Arendal municipality, was used as foundation for the model in SWMM. In addition, other relevant information required for the simulations was gathered from the engineering- and operational department.

According to the simulations that was performed, the main sewage system can manage the current load of sewage that is collected in the system during a regular dry period without precipitation. The sewage system will however struggle to handle the expected future increase of sewage. The simulations indicate that the sewage system quickly becomes overloaded in periods with precipitation, which results in overflow of sewage to sea. With the expected future increase of sewage, the overflow of sewage to sea, will occur at less and shorter periods of precipitation than today.

Finally, possible actions that can contribute to increase the capacity of the sewage system was proposed.

# INNHOLDSFORTEGNELSE

|   |      |
|---|------|
| FORORD.....   | I    |
| SAMMENDRAG .....  | II   |
| ABSTRACT .....  | III  |
| FIGURLISTE .....  | VI   |
| TABELLISTE .....  | VIII |
| 1 INNLEDNING.....   | 1    |
| 1.1 Mål.....  | 1    |
| 1.2 Avgrensinger .....  | 1    |
| 1.3 Metode .....  | 2    |
| 2 TEORI OG BAKGRUNN.....  | 4    |
| 2.1 Pumping i avløpssystem .....  | 4    |
| 2.1.1 Pumper.....   | 4    |
| 2.1.2 Pumpesump .....   | 7    |
| 2.1.3 Trykkledninger.....   | 8    |
| 2.2 Utfordringer for avløpssystem framover .....                          | 8    |
| 2.2.1 Klimaendringer .....  | 8    |
| 2.2.2 Fremmedvann .....   | 10   |
| 2.2.3 Fornyingsstakt.....   | 12   |
| 2.3 Oppbygging av hydraulisk modell for avløpssystemer .....              | 14   |
| 3 STUDIEOMRÅDE OG METODE.....   | 16   |
| 3.1 Avløpssystemet i Arendal kommune .....                                | 16   |
| 3.1.1 Renseanlegg .....   | 17   |
| 3.1.2 Transportsystem .....   | 18   |
| 3.1.3 Vannbalanse .....   | 20   |
| 3.2 Metode .....  | 21   |
| 3.2.1 Valg av studieområde .....  | 21   |
| 3.2.2 Trasébeskrivelse .....  | 23   |
| 3.2.3 Modelloppbygging .....  | 25   |
| 3.3 Datainnsamling.....   | 27   |
| 3.3.1 Målepunkter i avløpssystemet.....                                   | 28   |
| 3.3.2 Ledningsnettet.....   | 28   |
| 3.3.3 Knutepunkter .....  | 30   |
| 3.3.4 Forbrukskurve for spillvann .....                                   | 42   |
| 3.4 Kalibrering av modell.....  | 43   |
| 3.5 Følsomhetsanalyse for ruhet.....                                      | 44   |
| 3.6 Framtidig situasjon i ledningsnettet .....                            | 45   |
| 3.6.1 Planlagte utbyggingsområden.....                                    | 46   |
| 3.6.2 Klimafaktor .....   | 48   |
| 3.6.3 Befolkningsvekst .....  | 48   |
| 4 SIMULERINGER OG RESULTATER .....  | 50   |
| 4.1 Eksisterende situasjon .....  | 50   |
| 4.1.1 Normal tørrværsperiode .....  | 50   |
| 4.1.2 Periode med mye nedbør – maksimal belastning i avløpssystemet ..... | 58   |
| 4.2 Framtidig situasjon .....   | 62   |
| 5 DISKUSJON OG SIMULERING AV TILTAK .....                                 | 67   |

|   |                                    |    |
|---|------------------------------------|----|
| 6 | KONKLUSJONER OG ANBEFALINGER ..... | 71 |
| 7 | REFERANSER .....                   | 73 |

## FIGURLISTE

|  |    |
|--|----|
| Figur 1.1 Områdesavgrensning.....  | 2  |
| Figur 2.1 Forenklet bilde av komponenter i et avløpssystem (Lindblom, 2014) .....                          | 4  |
| Figur 2.2 Parameter som påvirker pumpens løftehøyde (Lindholm, O. m.fl., 2012) .....                       | 5  |
| Figur 2.3 Pumpekaraktistikk for sentrifugalpumpe (Lindholm, O. m.fl., 2012) .....                          | 6  |
| Figur 2.4 Regulering av pumpens kapasitet (Lindholm, O. m.fl., 2012) .....                                 | 7  |
| Figur 2.5 Parameter for dimensjonering av pumpesump (Lindholm, O. m.fl., 2012).....                        | 7  |
| Figur 2.6 Endring i middeltemperatur (°C) og nedbør (%) frem mot år 2100 .....                             | 9  |
| Figur 2.7 Effekter av klimaendringer for vann og avløp (Kristiansand kommune, 2018).....                   | 10 |
| Figur 2.8 Komponenter i fremmedvann (Røysted, 2016) .....  | 11 |
| Figur 2.9 Fremmedvannmengde i nordiske land (Lindholm, O. G. m.fl., 2012) .....                            | 12 |
| Figur 2.10 Mengden fremmedvann estimert internasjonalt (Hey m.fl., 2016) .....                             | 12 |
| Figur 2.11 Andel fornyet spillvannnett i Norge mellom år 2015-2018 (SSB, 2019a) .....                      | 13 |
| Figur 2.12 Fornyelsestakt for spillvannnett for europeiske land mellom 2012 og 2015<br>(EurEau, 2017)..... | 14 |
| Figur 3.1 Hovedområdene for tilrenning til renseanlegg (Arendal kommune, 2014b).....                       | 16 |
| Figur 3.2 Forenklet flytskjema for Saulekilen renseanlegg.....   | 17 |
| Figur 3.3 Kommunale avløpsnettet i Arendal kommune .....   | 18 |
| Figur 3.4 Pumpestasjoner og avløpssoner i Arendal kommune (Arendal kommune, 2014b) 19                      |    |
| Figur 3.5 Materiale på avløpsledningene .....  | 19 |
| Figur 3.6 Alder og omfang på avløpsledningene (Arendal kommune, 2014b) .....                               | 20 |
| Figur 3.7 Estimert vannbalanse for Arendal kommune .....   | 21 |
| Figur 3.8 Områdesavgrensning.....  | 22 |
| Figur 3.9 Avløpssoner og pumpestasjoner knyttet til områdesavgrensingen .....                              | 23 |
| Figur 3.10 Detaljert flytskjema over avløpssystemet.....   | 24 |
| Figur 3.11 Forenklet flytskjema over avløpssystemet .....  | 26 |
| Figur 3.12 Knutepunkter og trasé i SWMM .....  | 27 |
| Figur 3.13 Målepunkter i avløpssystemet.....   | 28 |
| Figur 3.14 Pumpene ved KP Skibevik.....  | 31 |
| Figur 3.15 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Skibevik .....                                  | 32 |
| Figur 3.16 Pumpekaraktistikk for pumpe P1 i KP Skibevik .....  | 33 |
| Figur 3.17 Pumpekaraktistikk for pumpe P2/P3 i KP Skibevik.....  | 33 |
| Figur 3.18 Fordrøyningsbasseng ved KP Heftingsdalen.....   | 34 |
| Figur 3.19 Forenklet flytskjema over KP Heftingsdalen .....  | 35 |
| Figur 3.20 Pumpene ved KP Havstad.....   | 36 |
| Figur 3.21 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Havstad .....                                   | 37 |
| Figur 3.22 Pumpekaraktistikk for pumpe P1 i KP Havstad .....   | 38 |
| Figur 3.23 Pumpekaraktistikk for pumpe P2/P3 i KP Havstad .....  | 38 |
| Figur 3.24 Forenklet flytskjema over KP Skilsø.....  | 39 |
| Figur 3.25 Pumpene ved KP Kolbjørnsvik.....  | 40 |
| Figur 3.26 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Kolbjørnsvik.....                               | 41 |
| Figur 3.27 Pumpekaraktistikk for pumpe P1/P2/P3 i KP Kolbjørnsvik .....                                    | 42 |
| Figur 3.28 Forbrukskurve for timevariasjon for spillvann gjennom døgnet.....                               | 42 |
| Figur 3.29 Forhold mellom pumpekapasitet og ruhet.....   | 45 |
| Figur 3.30 Planlagte utbyggingsområden.....  | 46 |
| Figur 3.31 Forenklet flytskjema over mulig design av KP Vindholmen .....                                   | 47 |
| Figur 3.32 Prognose for befolkningsvekst i Arendal kommune .....   | 49 |
| Figur 4.1 Simuleringer over en periode på 1 time .....   | 51 |
| Figur 4.2 Målte tidsserier fra drift over en periode på 1 time.....  | 51 |
| Figur 4.3 Simuleringer over en periode på 6 timer .....  | 52 |
| Figur 4.4 Målte tidsserier fra drift over en periode på 6 timer.....                                       | 52 |
| Figur 4.5 Simulering 24 timer – KP Heftingsdalen .....   | 53 |
| Figur 4.6 Målte tidsserier 24 timer – KP Heftingsdalen .....   | 53 |



|   |    |
|---|----|
| Figur 4.7 Simulering 24 timer – KP Skibevik .....                                 | 54 |
| Figur 4.8 Målte tidsserier 24 timer – KP Skibevik.....                            | 54 |
| Figur 4.9 Simulering 24 timer – KP Havstad .....                                  | 55 |
| Figur 4.10 Målte tidsserier 24 timer – KP Havstad.....                            | 55 |
| Figur 4.11 Simulering 24 timer – KP Kolbjørnsvik.....                             | 56 |
| Figur 4.12 Målte tidsserier 24 timer – KP Kolbjørnsvik .....                      | 56 |
| Figur 4.13 Maksimal belastning i dykkerledning under normal tørrværsperiode ..... | 57 |
| Figur 4.14 Hastighet i dykkerledningene .....                                     | 58 |
| Figur 4.15 Simulering over 1 time med mye nedbør .....                            | 59 |
| Figur 4.16 Målte tidsserier over 1 time med mye nedbør .....                      | 59 |
| Figur 4.17 Strømning og hastighet i dykkerledningen ved maksimal belastning.....  | 60 |
| Figur 4.18 Overløp ved maksimal belastning av dykkerledning .....                 | 61 |
| Figur 4.19 Framtidige tilførsler til hovedledningen .....                         | 62 |
| Figur 4.20 Simulering 1t - Framtidig belastning.....                              | 63 |
| Figur 4.21 Simulering 1t – Eksisterende belastning .....                          | 64 |
| Figur 4.22 Belastning i dykkerledning ved framtidig belastning .....              | 65 |
| Figur 4.23 Simulering 24 timer – hastighet i dykkerledningene.....                | 65 |
| Figur 4.24 Overløp ved KP Skilsø ved framtidig belastning .....                   | 66 |
| Figur 5.1 Samtidig drift av to pumper ved KP Skibevik .....                       | 68 |
| Figur 5.2 Spylepumpe ved KP Vindholmen.....                                       | 69 |
| Figur 5.3 Regulering av strømning ut fra KP Heftingsdalen .....                   | 70 |

## TABELLISTE

|   |    |
|---|----|
| Tabell 3-1 Parameter for ledningsnett .....                                 | 29 |
| Tabell 3-2 Parameter for noder .....  | 30 |
| Tabell 3-3 Parameterer justert under kalibrering .....                      | 44 |
| Tabell 4-1 Selvrensende hastighet og skjærspenning i dykkerledningene ..... | 58 |
| Tabell 4-2 Kapasitet på pumper ved maksimal belastning .....                | 60 |
| Tabell 4-3 Trykktap i ledningsnett ved maksimal belastning .....            | 61 |
| Tabell 4-4 Estimert framtidig belastning i ledningsnettet .....             | 62 |

# 1 INNLEDNING

Store deler av Arendal kommunes avløpssystem består av anlegg som opprinnelig ble lagt som fellesanlegg på 1970-1990 tallet. Anleggene mottar en stor del fremmedvann og kommunen har siden 1990-tallet, og arbeider fortsatt, med å renovere og separere fellesanlegget med formål å redusere fremmedvann i transportsystemet, redusere antall regnværsoverløp samt å generelt modernisere anlegget.

Det har gjorts store endringer på avløpsanleggene med hensyn på å redusere transport av fremmedvann og på grunn av nye utbyggingsområder. I tillegg er anleggene påvirket av klimaforandringer siden de ble bygget. Dette har medført at det er behov for å analysere deler av dagens hovedsystem.

Problemet med dagens hovedledning er at det ikke finnes informasjon om hvilke mengder avløpsvann som transporteres i systemet, og dermed er det vanskelig å kunne danne et bilde av hvordan systemet kommer å påvirkes av den forventede framtidige belastningen i avløpssystemet. Det er derfor ønskelig å bygge opp en hydraulisk modell som kan gi informasjon om hvordan belastningen i avløpssystemet ser ut.

## 1.1 Mål

Hovedmålet med oppgaven er å modellere og analysere hovedavløpssystemet i Arendal kommune. Målet med analysene er å:

- danne et oversiktsbilde over eksisterende belastning i avløpssystemet.
- identifisere eventuelle flaskehalsar og områder der overløp gir kloakkutslipp.
- evaluere nødvendige tiltak for å utøke kapasiteten i avløpssystemet ved den forventede framtidige belastningen. Dette for å kunne redusere mengden avløpsvann som går i overløp.

Følgende delmål har vært sentrale for å løse oppgaven:

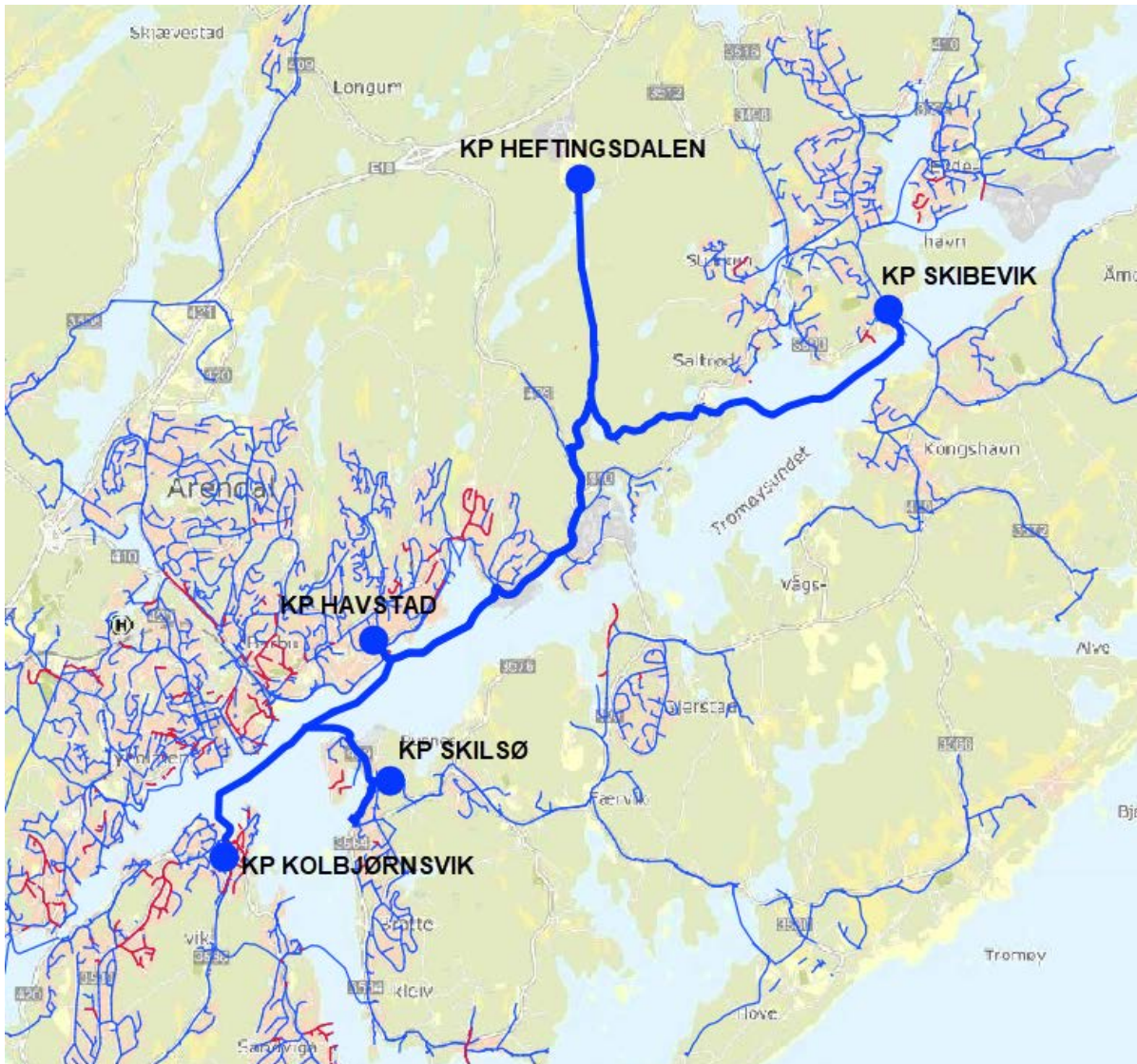
- Etablere en modell i SWMM for deler av det østre hovedavløpssystemet
- Identifisere alle nåværende og planlagte knutepunkter dvs. alle punkter med tilførsler til hovedledningen.
- Samle inn data for ledningsnettet og alle knutepunkter.
- Analysere ulike driftssituasjoner for å danne en oversikt over eksisterende- og framtidig belastning i avløpssystemet.
- Presentere potentielle tiltak som kan bidra til å utøke kapasiteten i avløpssystemet.

## 1.2 Avgrensinger

For å kunne løse oppgaven har det vært nødvendig å avgrense avløpssystemet som skal modelleres og analyseres i SWMM.

Følgende avgrensinger er gjort:

- Analysen omfatter kun deler av det østre hovedavløpssystemet mellom KP Skibeвик, KP Heftingsdalen og KP Kolbjørnsvik, inklusive KP Havstad og KP Skilsø. Områdesavgrensingen vises i Figur 1.1.
- Kun hovedledninger samt tilhørende knutepunkter er modellert.
- Modellen avgrenses til å bygges opp som et rørrnett som belastes av strømnings fra ulike knutepunkter. Detaljerte studier har ikke gjennomførts for å identifisere strømnings oppstrøms knutepunktene og dermed er antakelser nødvendige med hensyn på strøming inn til knutepunktene.



Figur 1.1 Områdesavgrensning

### 1.3 Metode

Det første som ble gjennomført var å innhente informasjon om Arendal kommune og deres avløpssystem. Dette ble gjennomført gjennom at samle inn tilgjengelig informasjon som beskrev avløpssystemet samt å studere kart over kommunens ledningsnettdatabase i Gemini VA. Studiebesøk til de ulike pumpestasjonene og til renseanlegget i Arendal ble også gjennomført. Dette gav kjennskap til avløpssystemet hvilket var nødvendig for videre arbeid. Ut ifra informasjon som ble samlet inn så ble et detaljert flytskjema som inneholdt alle ledninger, kummer og komponenter langs traseen laget. Ut ifra det detaljerte flytskjemaet ble komponenter som var nødvendig å ta med i simuleringsmodellen identifisert. Deretter ble et forenklet flytskjema laget. Det ble brukt som endelig underlag for modelleringen.

For oppbygging av den hydrauliske modellen og for gjennomføring av analyser så ble programvaren EPA SWMM (Storm Water Management Model) valgt. Både Epanet 2 og EPA SWMM ble vurdert, og både programmene ansås være mulige å bruke for å løse oppgaven. EPA SWMM ble sluttelig valgt da dette er et system som kan håndtere både delfylte og fylte rør. Denne funksjonen gjorde at SWMM ansås som et mer spennende alternativ enn Epanet for å løse oppgaven.

Stor vekt lades på å hente inn data i form av pumpekurver, generell informasjon om ledningsnettets samt nivåer og utforming av pumpestasjonene. Dette ble utført med hjelp fra driftspersonell hos Arendal kommune. Denne informasjonen var nødvendig for å kunne danne et bilde av strømmingen inn og ut fra de ulike knutepunktene og for å kunne simulere belastningen i avløpssystemet så korrekt som mulig.

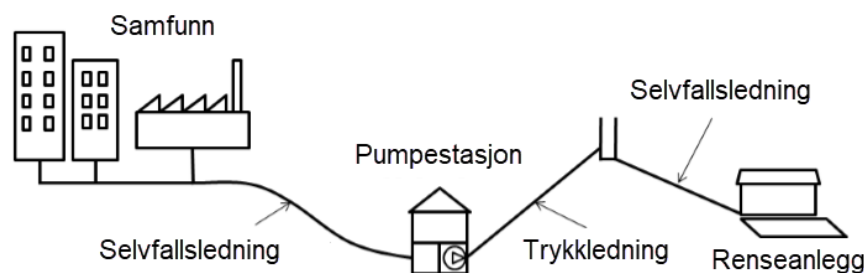
Når modellen var kalibrert så ble simuleringer for ulike driftsituasjoner gjennomført for å danne et bilde av den eksisterende og den framtidige belastningen i avløpssystemet. Til sist ble tiltak som kan bidra til at utøke kapasiteten i avløpssystemet presentert.

## 2 TEORI OG BAKGRUNN

### 2.1 Pumping i avløpssystem

I områder med kupert terreng er det ikke alltid mulig å etablere avløpssystem som er basert på selvføll. I disse områder er det ofte nødvendig å installere pumper. Pumper kan benyttes for å transportere avløpsvannet fra en pumpestasjon og videre via trykkledning. Figur 2.1 viser et forenklet bilde av vanlige komponenter i et avløpssystem.

En fordel med pumper i et avløpssystem er at trykkledninger kan følge terrenget, på frostfri dybde, og dermed reduseres naturinngrep som selvføllsledninger skulle innebære. Ulempene er installasjon av pumpestasjoner som gir økte driftskostnader i form av vedlikehold og energiforbruk. Pumpestasjoner består ofte av en pumpesump som samler avløpsvann fra flere abonnenter, og av en eller flere pumper.



Figur 2.1 Forenklet bilde av komponenter i et avløpssystem (Lindblom, 2014)

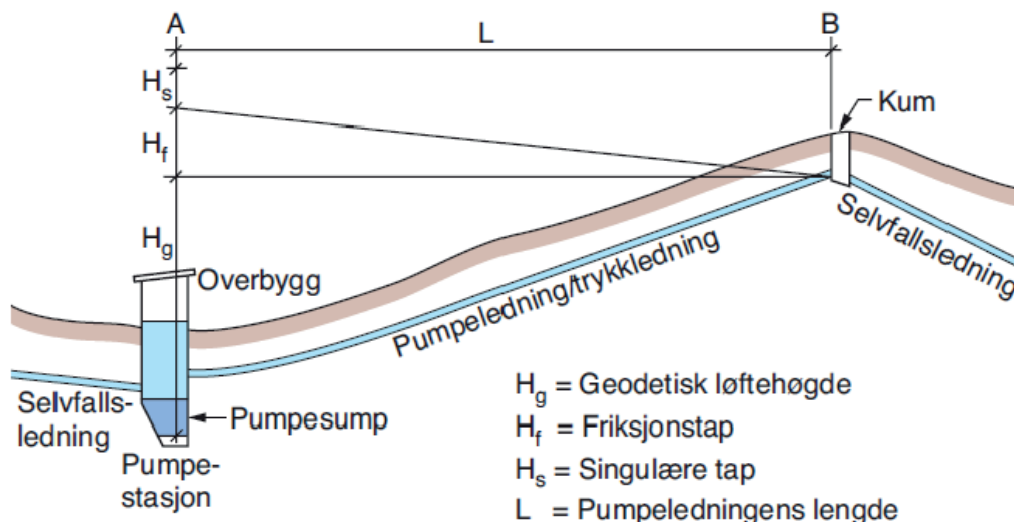
#### 2.1.1 Pumper

I hovedsak er det to ulike pumpetyper som er benyttet i for pumping i avløpssystem, sentrifugalpumper eller skruepumper. Sentrifugalpumper er mest vanlig i ledningsnett. Pumpene kan enten være tørroppstilte eller nedsenket i pumpesumpen.

Pumper må dimensjoneres med hensyn på kapasitet og løftehøyde. De parameter som påvirker løftehøyden til en pump vises i Figur 2.2 (Lindholm, O. m.fl., 2012). Løftehøyden til pumpen bestemmes av geodetisk løftehøyde dvs. det statiske trykket og av friksjonstap og singulærtap i ledningen nedstrøms pumpen.

Totale løftehøyden på pumpen,  $H_T = H_g + H_f + H_s$  [m]

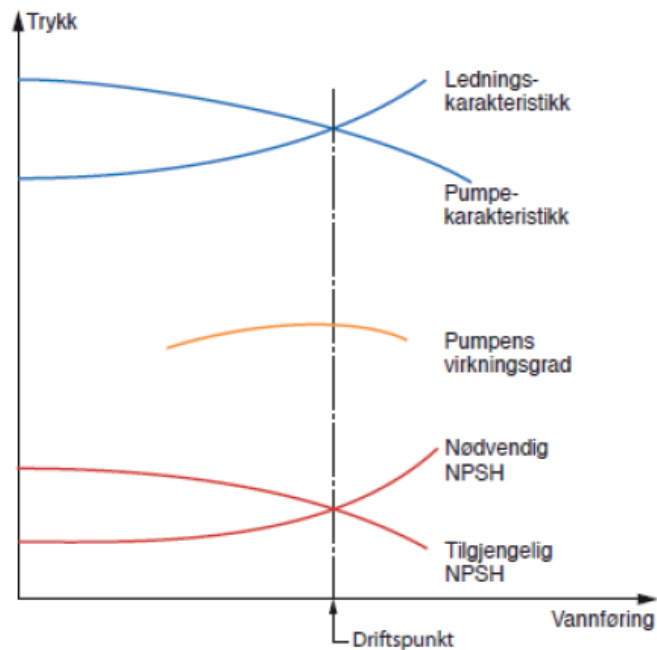
Statiske løftehøyden,  $H_g$ , er høyden som pumpen skal løfte væsken. Friksjonstapet,  $H_f$ , i ledningsnettet kan beregnes ved bruk av Darcy-Weisbachs ligning og singulærtapene,  $H_s$ , inkluderer alt trykktap langs ledningsnettet eksempelvis fra bend, ventiler etc.



Figur 2.2 Parameter som påvirker pumpens løftehøyde (Lindholm, O. m.fl., 2012)

Kapasiteten på pumpen må bestemmes med hensyn på tilrenning til pumpesumpen og på volumet i pumpesumpen. Generelt må pumpens kapasitet være større enn maksimal mengde avløpsvann inn til pumpesumpen. Det anbefales at pumpekapasiteten på pumper i små anlegg bør være 30-50 % større enn maksimal vannmengde inn, og for større anlegg bør kapasiteten på pumpen være omtrent 10-30 % større enn vannmengden inn (Lindholm, O. m.fl., 2012). Krav til hastighet og selvrens i ledningsnettet nedstrøms pumpen må tas i betraktning ved dimensjonering av pumpen. Dette for å forsikre at slam og eventuelt luft kan transporteres ut. I en avløpsledning kan det også være fare for  $H_2S$  produksjon da det er lite tilgang til oksygen og dersom vannet har for lang oppholdstid kan man få problemer med  $H_2S$ .

Pumpekaraktistikk for en pumpe beskriver forholdet mellom pumpens kapasitet og pumpens løftehøyde. Pumpekaraktistikken for en sentrifugalpumpe vises i Figur 2.3. I henhold til pumpekaraktistikken kan man se at løftehøyden på pumpen reduseres ved økt kapasitet. For å finne pumpens driftspunkt ut ifra pumpekaraktistikken så må ledningskaraktistikken for avløpssystemet være kjent. Ledningskaraktistikken beskriver forholdet mellom den totale trykkhøyden som kreves i ledningsnettet nedstrøms pumpen (friksjonstap, singulærtap og statisk løftehøyde) som funksjon av vannmengde.



Figur 2.3 Pumpekarakteristikk for sentrifugalpumpe (Lindholm, O. m.fl., 2012)

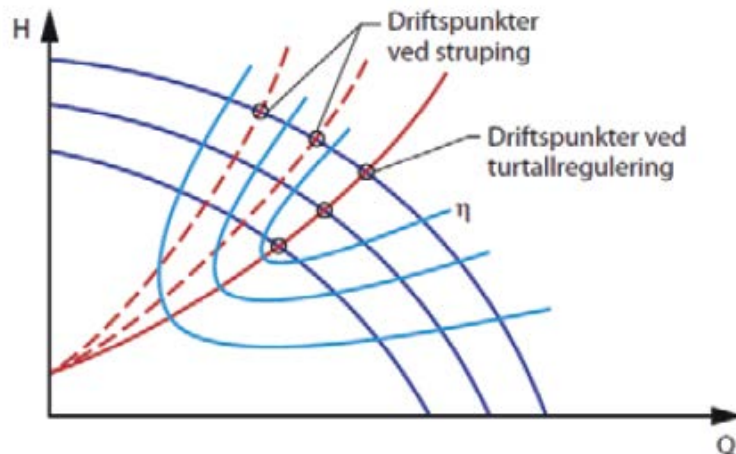
Driftspunktet til pumpen er skjæringspunktet mellom pumpekarakteristikken og ledningskarakteristikken. Om det kreves et stort trykk i ledningsnett nedstrøms pumpen, så kommer driftspunktet å flytte seg lengre til venstre på pumpekurven og pumpen kommer da til å gi et høyere trykk men lavere kapasitet.

Når en pumpe velges så må man ta hensyn til pumpens virkningsgrad. Virkningsgraden til pumpen beskriver forholdet mellom avgitt effekt og tilført effekt. Man ønsker å velge en pumpe med den høyeste virkningsgraden. For å velge den optimale pumpen, med den høyeste virkningsgraden, så skal man velge en pumpe der den høyeste virkningsgraden faller sammen med driftspunktet til pumpen.

Pumpekarakteristikken gir også informasjon om nødvendig NPSH (Net Positive Suction Head). Nødvendig NPSH gir informasjon om det minste nødvendige absolutte trykket som kreves på sugesiden av pumpen for at pumpen ikke skal kavitere. Nødvendig NPSH må være lavere eller lik tilgjengelig NPSH. Tilgjengelig NPSH beskriver det tilgjengelige absolutte trykket på sugesiden av pumpen og må kalkuleres basert på hvordan systemet oppstrøms pumpen ser ut med hensyn på vanntrykk og trykktap.

Figur 2.4 (Lindholm, O. m.fl., 2012) beskriver hvordan pumpens kapasitet kan reguleres. Kapasiteten på pumpen kan reguleres gjennom at strupe utløpsventilen til pumpen. På så vis øker mottrykket og driftspunktet til pumpen flytter seg lengre til venstre langs med pumpekurven. Pumpens kapasitet kan også reguleres gjennom turtallregulering og da flytter seg driftspunktet istedenfor langs med ledningskarakteristikken. Regulering ved bruk av turtall gir et lavere strømforbruk enn regulering gjennom struping av utløpsventil.





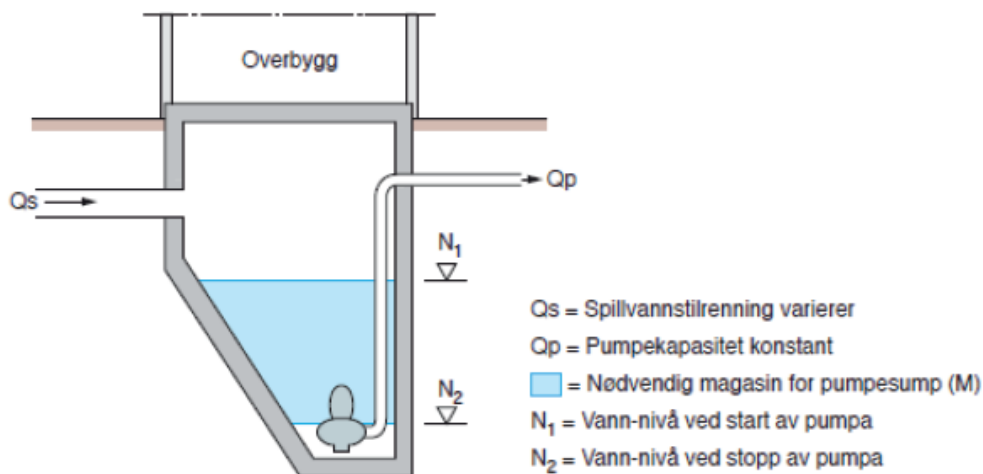
Figur 2.4 Regulering av pumpens kapasitet (Lindholm, O. m.fl., 2012)

For å sikre driften utav pumpene så er det vanlig å installere en reservepumpe. Reservepumpen bør dimensjoneres med 100 % kapasitet så at drift av pumpene kan alterneres og på så vis redusere slitasje på pumpene.

### 2.1.2 Pumpesump

En pumpe­sump installeres oppstrøms pumpene i en pumpe­stasjon og fungerer som et utjevning­sbasseng. I pumpe­sumpen samles avløps­vannet fra oppstrøms ledningsnett.

Figur 2.5 (Lindholm, O. m.fl., 2012) viser de parameter som påvirker dimensjonering av pumpe­sumpen. Volumet på pumpe­sumpen bestemmes basert på forskjellen mellom strømningen inn til pumpe­sumpen og pumpens kapasitet. Pumpene starter og stopper på foranstilte nivåer i pumpe­sumpen og volumet mellom start- og stoppnivå påvirker dermed start- og stoppfrekvensen på pumpene. Volumet på pumpe­sumpen må derfor ta hensyn til startfrekvensen på pumpene som påvirker pumpens levetid og volumet får derfor ikke være for liten.



Figur 2.5 Parameter for dimensjonering av pumpe­sump (Lindholm, O. m.fl., 2012)

Det er vanlig å installere et nødoverløp i pumpe­sumpen som trer i kraft om pumpene ikke klarer å holde volumet i pumpe­sumpen nede eller om pumpene har driftsproblemer.

### 2.1.3 Trykkledninger

Ledningsnettets nedstrøms en pumpestasjon kalles for trykkledning.

For at et avløpssystem skal fungere og for at forhindre at partikler sedimenterer i bunnen på ledningsnettets og forårsaker tilstopping og gjengroing, så er det et funksjonskrav at ledningsnettets for avløpssystem er selvrensende. I en trykkledning er det vanlig å oppnå selvrensende hastighet gjennom støtvis belastning av ledningen. Hastigheten i ledningen kan økes så at avleiringer som har skjedd i røren under perioder med lave hastigheter transporteres vekk når hastigheten øker. Dimensjon på ledningsnettets bør velges så at selvrens i ledningen oppstår når pumpen går. For å oppnå selvrensende hastighet i ledningsnettets så anbefales en hastighet på mellom 0,8 – 1,0 m/s (Lindholm, O. m.fl., 2012).

Rørledninger i et avløpssystem skal normalt designes for en levetid på minimum 100 år. Materiale for trykkledninger velges vanligvis som PE-rør (PE100 SDR11) med trykkklasse PN12,5 (Strand & Hansen, 2017).

## 2.2 utfordringer for avløpssystem framover

Det er mange faktorer som kommer å påvirke avløpssystemene de kommende åren. Infrastruktur for både vann- og avløp må anpasses for å kunne håndtere den forventede økte belastningen på grunn av klimaendringer samt økt befolkningsvekst og urbanisering. Ledningsnett hos mange kommuner består av gamle ledninger som må byttes ut og store mengder fremmedvann lekker inn i røren og tar dermed opp kapasitet i ledningsnettets og renseanleggene. Nedenfor beskrives noen av de utfordringer som kommune står innfør med hensyn på avløpssystemene.

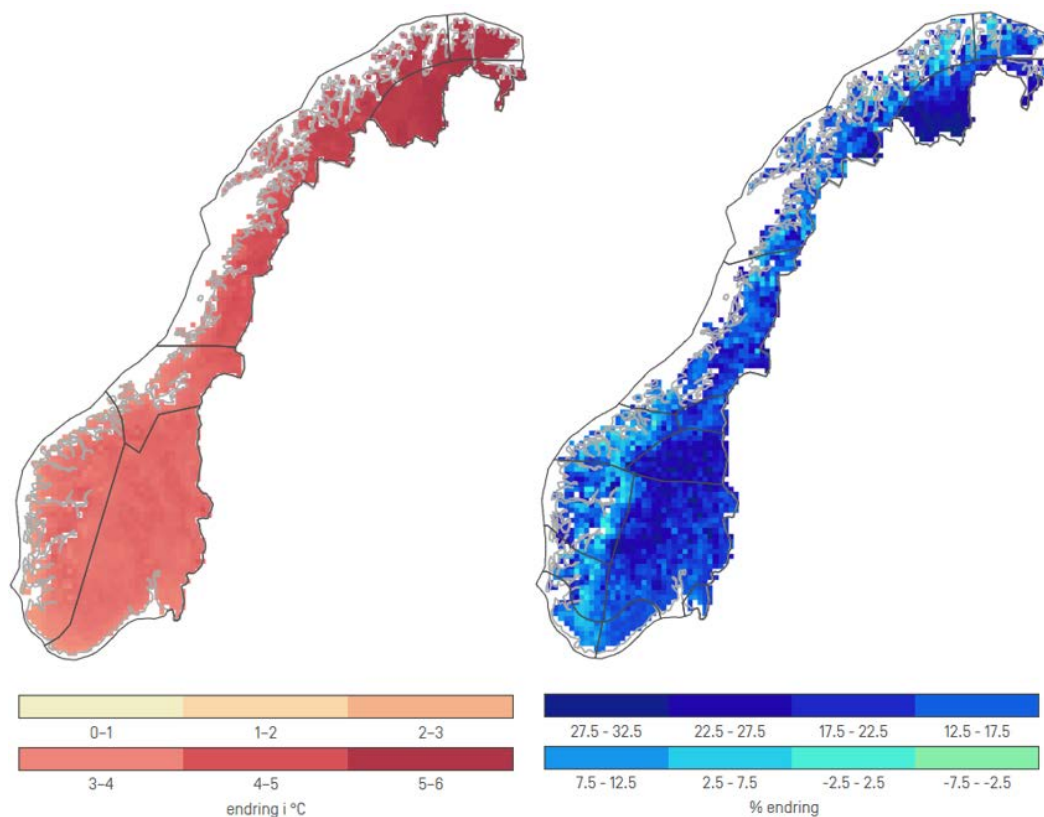
### 2.2.1 Klimaendringer

Klimaendringer er en global utfordring som kommer å gi alvorlige konsekvenser over hele verden. FN's klimapanel, IPCC, har lagt frem en rapport (2018) som konkluderer med at den globale oppvarmingen til stor del er påvirket av menneskelige aktiviteter. Rapporten viser at klimagassutslippene må reduseres med omtrent 40-50 % innen år 2030 for å begrense den globale oppvarmingen til 1,5 grader.

Den globale oppvarmingen med høyere gjennomsnittstemperaturer medfører mer intense nedbørsepisoder, nedsmelting av isbreene og varmere havtemperaturer, havnivåstigning og mere flom og oversvømmelser. Dette kommer å gi katastrofale konsekvenser over hele verden. Global oppvarming å dess effekter på klimaendringene kommer å føre til dårligere matproduksjon, endringer på dyre- og planteliv, gi menneskelige helseproblemer på grunn av dårligere tilgang til rent vann og skader på infrastruktur og bygninger.

Høyere gjennomsnittstemperaturer, mer intense nedbørsepisoder og havnivåstigning er også noen av de konsekvenser som kommer å påvirke vann- og avløpssystemene. For å kunne oppgradere og dimensjonere nye transportsystem så er det viktig å ta hensyn til hvordan klimaet i Norge eventuelt kan endre sig i framtiden på grunn av global oppvarming.

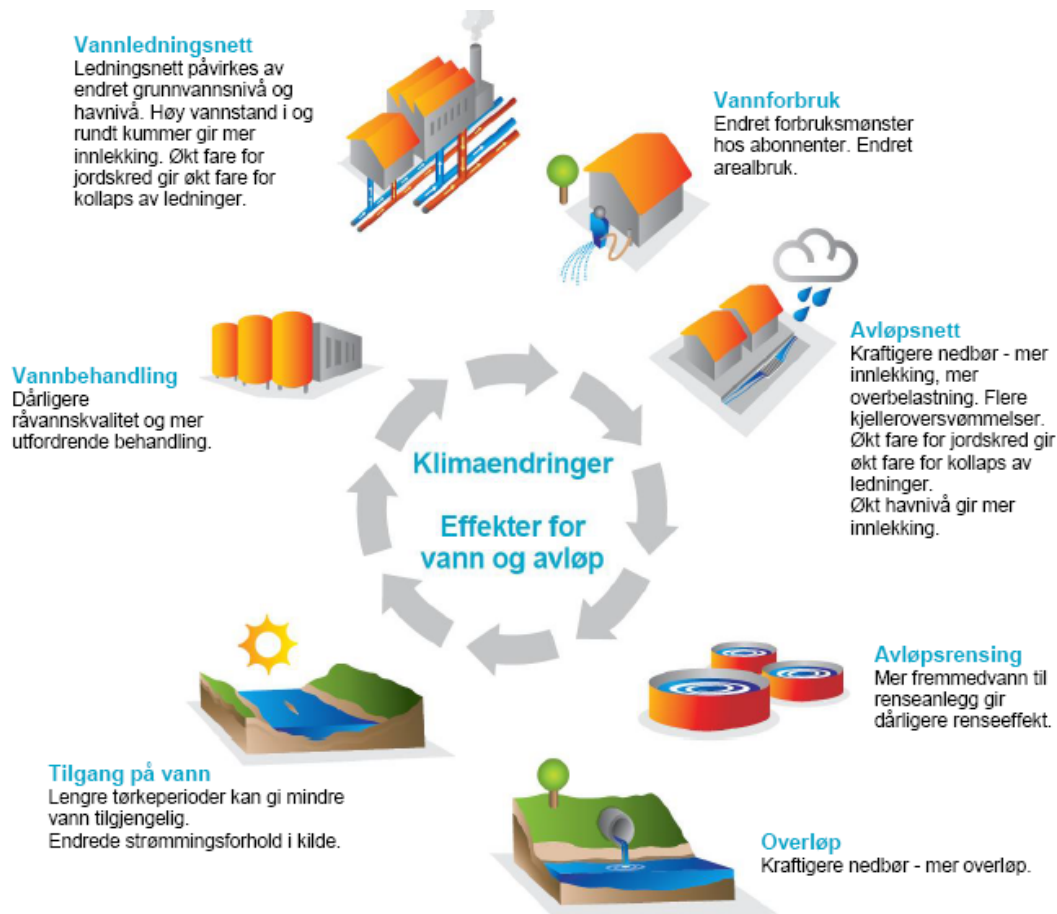
Studier som er gjennomført (Miljødirektoratet, 2015) viser at de fremste klimaendringene som påvirker Norge er stigende temperaturer og økt nedbør. Den venstre bilden i Figur 2.6 viser forventet endring i middeltemperatur (°C) og den høyre bilden viser forventet endring i nedbør fra 1971-2000 til 2071-2100 for Norge (NCCS, 2019).



Figur 2.6 Endring i middeltemperatur (°C) og nedbør (%) frem mot år 2100

Generelt i Norge så forventes det at temperaturene kommer å stige over hele landet og for alle årstider, likeså kommer nedbøren at økes for hele landet og for alle årstider. I henhold til Figur 2.6 så viser de framtidige prognosene for Sørlandet at årstemperaturen kan komme til å øke med omtrent 4°C og den årlige nedbøren kan komme til å øke med mellom 7,5-12,5 % frem mot år 2100.

Figur 2.7 viser hvordan fremtidige klimaendringer kommer å påvirke vann- og avløpssystemene. Kraftigere nedbør påvirker mengden overvann og økte mengder overvann innebærer mer innlekking og større andel fremmedvann i transportsystemet og til renseanleggene. Om ikke transportsystemene er dimensjonert riktig så leder økt mengde vann til overbelastning av ledningsnett, hvilket leder til at flere overløp trer i kraft, samt at økt mengde vann til renseanleggene gir en dårligere renseseffekt av avløpsvannet.



Figur 2.7 Effekter av klimaendringer for vann og avløp (Kristiansand kommune, 2018)

For å ta hensyn til framtidige klimaendringer så bør dimensjoneringskriteriene for nye ledninger bruke en klimafaktor. Klimafaktor er en sikkerhetsfaktor som tar hensyn til framtidig dimensjonerende nedbørintensitet. Norsk Vann (Lindholm, O. m.fl., 2012) anbefaler å innføre en klimafaktor på 1,4 for nye ledningsnett eller ved oppdimensjonering av gamle ledninger med en levetid på 100 år. Norsk klimaservicesenter har gitt ut en ny rapport (Dyrrdal & Førland, 2019) med oppdaterte anbefalinger for klimafaktorer som også tar hensyn til flere varigheter og returperioder.

I mai 2007 ble Klimatilpasning Norge opprettet som et ledd i regjeringens satsning på klimatilpasning for Norge (Sekse, 2012). Dette har ledd til at hensyn til klimatilpasning har blitt innarbeidet i plan- og bygningsloven, og at kommunene har fått bidrag til å styrke plankapasitet og plankompetanse for å på så vis kunne integrerer klimatilpasning i deres arealplanlegging. Bland annet innefatter dette at kommunen er pålagt å vurdere effekter av framtidige klimaendringer i en Risiko- og sårbarhetsanalyse for hele kommunens areal (Sekse, 2012). For å redusere mengden avløpsvann som går i overløp og dermed redusere forurensning fra avløpssystemet så er det viktig at kommunen ser på en helhetlig overvannshåndtering. Det er viktig at ledningsnett for fellesavløpssystem reduseres så at overvann og spillvann håndteres separat og å se på gode løsninger for lokal overvannsdiskonering. Norsk Vann har publisert en rapport (Lindholm m.fl., 2008) som er en god veileder for mulige tiltak for hvordan overvann kan håndteres lokalt.

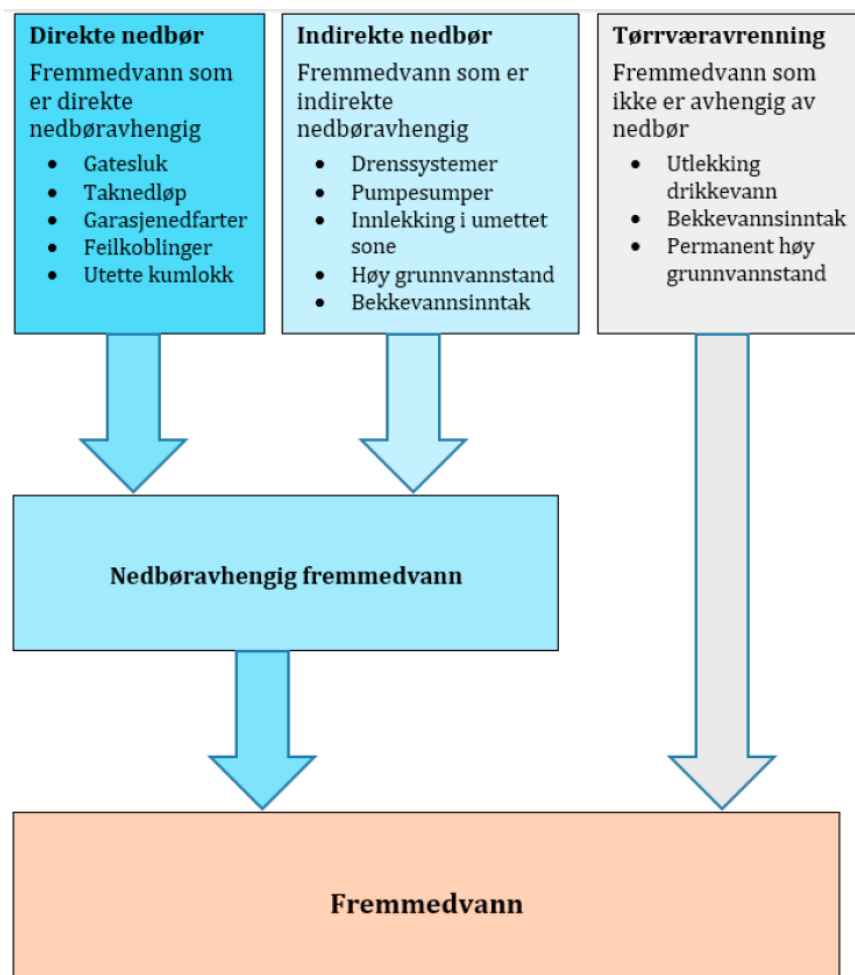
## 2.2.2 Fremmedvann

Fremmedvann er alt av vann i avløpsledningene som ikke er spillvann dvs. forbruksvann fra bolig og næring. Fremmedvann består bland annet av:

- drens vann fra bygninger

- overvann fra overflater
- innlekking av grunnvann og drikkevann til avløpsnett

Figur 2.8, hentet fra Norsk Vann rapport 222 (Røysted, 2016) gir en god oversikt over komponentene i fremmedvannet som belaster avløpssystemene.



Figur 2.8 Komponenter i fremmedvann (Røysted, 2016)

I henhold til Norsk Vann rapport 222 (Røysted, 2016) så anslås det at omtrent 60 % av avløpsvannet som belaster renseanleggene i Norge består av fremmedvann. Grunnen til dette er dårlig kvalitet på ledninger som medfører at store mengder vann lekker inn i røren. Store mengder fremmedvann i røren leder til at ledningsnett og pumpestasjoner overbelastes og avløpsvann går i overløp hvilket leder til forurensningsutslipp. Kapasiteten i renseanleggene brukes opp og renseseffekten i renseanleggene blir dermed dårligere. Store mengder fremmedvann i transportsystemet øker også risikoen for skader på grunn av oversvømmelser og det gir høyere drifts- og investeringskostnader for kommunene.

I 2012 ble en studie gjennomført for å sammenligne mengden fremmedvann mellom de nordiske landene (Lindholm, O. G. m.fl., 2012). Mengden fremmedvann ble målt basert på gjennomsnittskonsentrasjonene av Tot-P inn på et flertall av de største avløpsrenseanleggene i respektive land og resultatet fra studien vises i Figur 2.9. Resultatet viser at alle de nordiske landene tar inn store mengder fremmedvann, men Norge er det land som tar inn størst andel fremmedvann.

| Land   | Fremmedvannmengde i % av totalt tilført anleggene | Omfang av fellesavløpssystem             |
|--|---|--|
| De 15 største avløpsanleggene i Norge (1,7 mill. pe) | 68  | 22 % av alle spillvannsførende ledninger |
| De 15 største anleggene i Sverige (3,7 mill. pe)     | 58  | Anslår ca. 15-20 %                       |
| De 15 største anleggene i Danmark (2,54 mill. pe)    | 23  | Ca. 50 % av kloakkert areal i tettsteder |
| De 8 største anleggene i Finland (1,8 mill. pe)      | 29  | Anslår ca. 10 – 15 %                     |

Figur 2.9 Fremmedvannmengde i nordiske land (Lindholm, O. G. m.fl., 2012)

I 2016 ble en rapport (Hey m.fl.) utgitt der hensikten var å danne et bilde av hvordan fremmedvann påvirker avløpssystem globalt og for å se hvordan fremmedvann og konsekvensene av dette blir håndtert i de ulike landene. Figur 2.10 viser mengdene fremmedvann som er estimert for ett flertall land i henhold til rapporten. Sammenstillingen viser at mengden fremmedvann i avløpssystem er et globalt problem som påvirker avløpssystem over hele verden. Rapporten beskriver også at fremmedvann for alle de land som ble studert gir store konsekvenser både på miljøet og på økonomien for de som eier og driver ledningsnett og renseanlegg. Også i denne sammenstillingen kan man se at Norge er et av de landene som tar inn størst andel fremmedvann.

Resultatene fra disse rapportene gir en indikasjon på at avløpsnettet i Norge er i dårligere stand enn i mange andre land både i Norden og globalt.

| Country                      | % I/I share |
|------------------------------|-------------|
| Germany (Baden-Württemberg)  | 35          |
| Netherlands                  | 38          |
| Norway (14 different cities) | 67          |
| Austria (32 WWTPs)           | 25-50       |
| Sweden                       | 50          |
| UK                           | 45          |
| Scotland (Edinburgh)         | 60          |
| Ireland (Dublin)             | 10-75       |
| Switzerland                  | 35-65       |
| Canada                       | 8           |
| Czech Republic               | 45          |
| USA                          | 55-65       |

Figur 2.10 Mengden fremmedvann estimert internasjonalt (Hey m.fl., 2016)

For å redusere mengden fremmedvann både globalt og i norske avløpsnett så er det viktig å fokusere på å fornye ledningsnettet og å sanere bort ledninger med fellessystem.

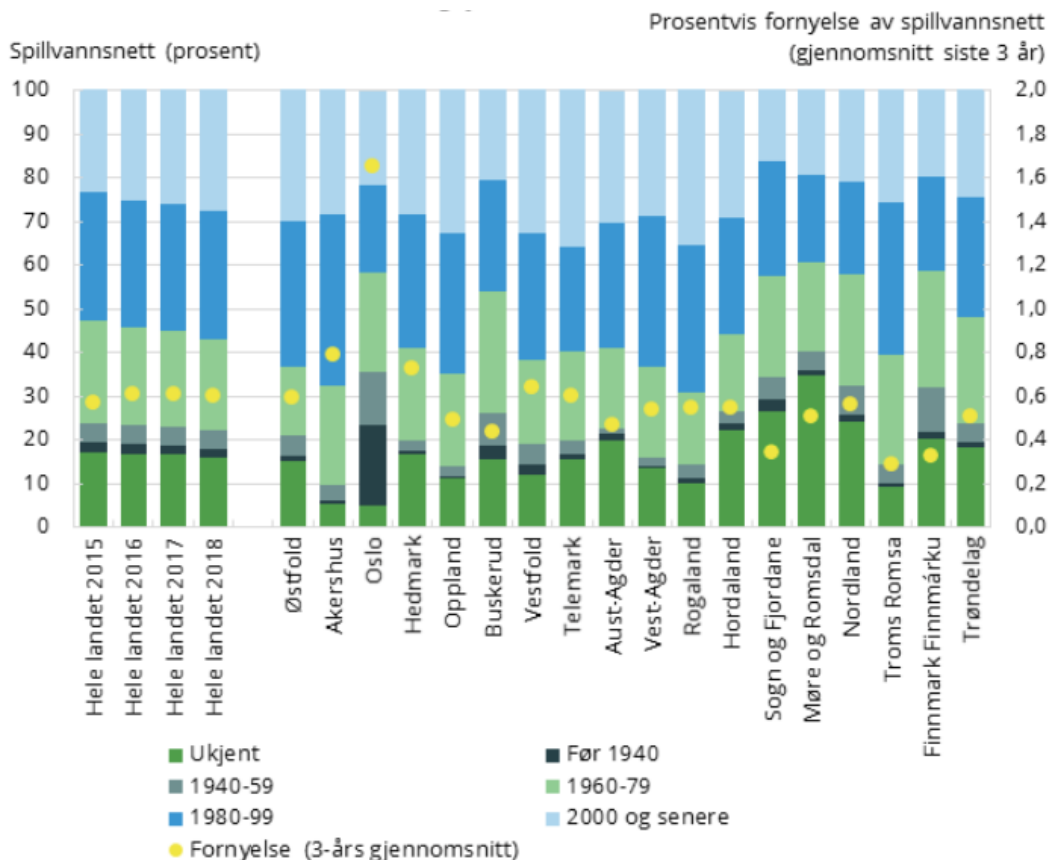
### 2.2.3 Fornyningstakt

Fornyning av ledningsnett er et viktig arbeid for å kunne redusere mengden lekkasjer i form av innlekking til avløpsnett, og for å redusere mengden forurenset avløpsvann som går i overløp. Det er en stor utfordring for mange kommuner å klare å håndtere utskifting av ledningsnettet i den takt som kreves for å kunne redusere mengden fremmedvann. For

mange kommuner så er det dermed et stort problem å klare å holde akseptabel kvalitet på ledningsnett.

For å klare å redusere mengdene fremmedvann som lekker inn i kommunenes ledningsnett så må ledningsnett fornyes så at lekkasjer kan forhindres. Norsk Vann anbefaler at fornyelsestakt for avløpsledninger på nasjonalt nivå skal ligge på 1,0 % per år frem til år 2040 (Norsk Vann, 2012).

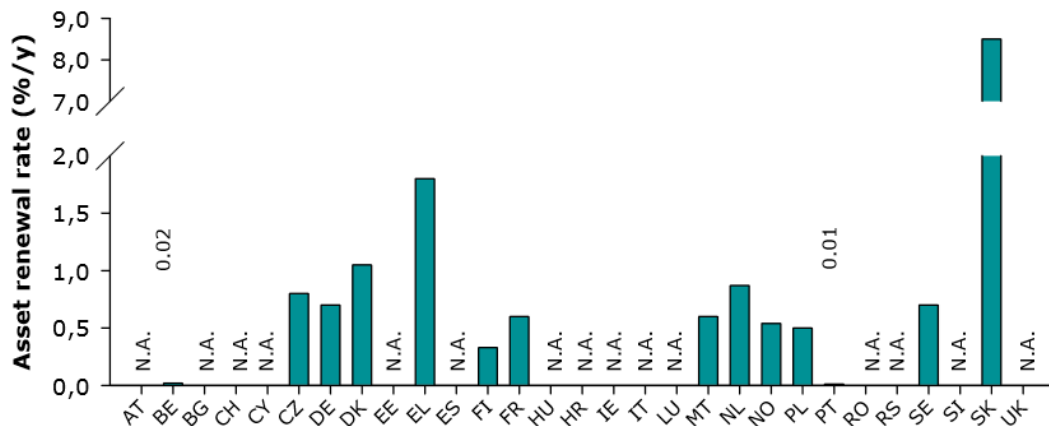
Figur 2.11 viser andel fornyet spillvannsnett for det kommunale avløpsnett mellom år 2015-2018 (SSB, 2019a). Gjennomsnittet for fornyelse av spillvannsnett for hele landet var 0,60 % og for Aust-Agder var fornyelsen av spillvannsnett omtrent 0,45 %. I henhold til tall publisert av SSB (2019a) så har det i samme periode blitt lagt 320 km nytt spillvannsnett, hvilket tilsvarer 0,85 %. Nylegging av spillvannsnett skjer i et raskere tempo enn fornyelsen. I henhold til SSB er dette et problem og om ikke fornyelsestakten av spillvannsnettets skjer i raskere tempo så kommer det at ta omtrent 175 år for å fornye hele ledningsnett. Dette kommer medføre at spillvannsnett ute hos kommunene kommer at aldres og innlekking av fremmedvann kommer til å fortsette og belaste ledningsnett.



Figur 2.11 Andel fornyet spillvannsnett i Norge mellom år 2015-2018 (SSB, 2019a)

EurEau (The European Federation of National Associations of Water Services) har gjort en sammenstilling som presenterer fornyelsestakten av spillvannsnett for flere europeiske land. Sammenstillingen vises i Figur 2.12 (EurEau, 2017). For de land som informasjon var tilgjengelig for, så var Slovakia det land som hadde størst fornyelsestakt og deretter kom

Hellas og Danmark. I henhold til sammenstillingen så er Norge et av de landene med lavest fornyelsestakt.



Figur 2.12 Fornyelsestakt for spillvannnett for europeiske land mellom 2012 og 2015 (EurEau, 2017)

### 2.3 Oppbygging av hydraulisk modell for avløpssystemer

Svenskt Vatten (Blomquist m.fl., 2016) har lagt en rapport som gir retningslinjer for hvordan framgangsmåten for oppbygging av en hydraulisk modell for spill- og overvann kan se ut.

Rapporten beskriver følgende hovedtrinn som en mulig framgangsmåte for oppbygging av modellen:

- Bestem hensikt og metode for modellen
- Datainnsamling
- Modelloppbygging
- Modelltesting
- Verifisering
- Bruk av modellen

Hensikten med en hydraulisk modell er å gi et forenklet bilde av virkeligheten. For å forsikre at bilden er så lik virkeligheten som mulig så er det viktig at hensikten med modellen bestemmer hvordan modellen skal bygges opp. En modell som skal brukes for dimensjonering krever en mer detaljert modell en for eksempel en modell som skal brukes for å identifisere områder som skal granskes ytterligere.

For at resultatene fra simuleringene skal bli så korrekte som mulig som kreves det god inngangsdata som beskriver ledningsnettet, noder, spillvannsmengder etc. så korrekt som mulig. Bedre inngangsdata gir bedre resultater.

Under modelloppbygging er det viktig å dokumentere hvordan modellen er oppbygd og hvilken informasjon som er lagt til grunn for oppbyggingen. Om informasjonen er godt dokumentert så er det enklere at ved en senere tidspunkt gjøre endringer eller oppdatere modellen med ytterligere informasjon. For at modellen skal etterligne virkeligheten så er det viktig at modellen er basert på oppmålte verdier med hensyn på strømning og nivåer. Det er viktig å avgrense modellen etter områder der det finnes naturlige målepunkter. For at modellen skal baseres på korrekte måleverdier er det viktig å innhente måleverdier under en periode der nedbørsmengde tilsvarer den informasjon som skal legges til grunn for modellen. Om modellen kun skal ta hensyn til spillvann så bør måleverdier innhentes under en tørrværsperiode og om modellen skal brukes for å analysere perioder med store nedbørsmengder så bør måleverdier fra nedbørsperioder innhentes.



Når modellen er ferdig er det viktig å forsikre at modellen fungerer som den skal, dette gjøres gjennom modelltesting.

For å forsikre at bilden er så lik virkeligheten som mulig så må modellen verifiseres innen den tas i bruk. Verifisering av en modell består av kalibrering og validering. For å kalibrere en modell så kan modellens parametere justeres så at verdiene fra simuleringene overensstemmer med de målte verdiene fra virkeligheten. Resultatene fra en modell kommer alltid å inneholde usikkerheter, det er derfor viktig å kalibrere modellen mot verdier som kan redusere usikkerheten i resultatet. Ved kalibrering så skal modellen først kalibreres mot tørrværsperioder for å deretter kalibreres mot nedbørsperioder. For å kalibrere mot en tørrværsperiode så er det parameter for spillvannsmengder og eventuelt fremmedvann som skal justeres, og ved nedbørsperioder så er den bidragende strømmingen inn som skal justeres. Trykktap i ledninger og noder må justeres så at resultatene fra modellen overensstemmer med de oppmålte verdiene.

Når modellen er kalibrert så er det viktig å validere modellen. Validering av modellen gjøres gjennom at sammenligne resultatene fra modellen mot oppmålte verdier. Validering skal ikke skje mot samme verdier som modellen ble kalibrert mot. Om resultatene ikke stemmer overens med de oppmålte verdier må kalibrering gjennomføres på nytt.

Når modellen er verifisert så kan modellen tas i bruk. Den kalibrerte modellen beskriver den nåværende situasjonen i systemet. For å simulere framtidige scenarier så må framtidige belastninger estimeres og legges inn i modellen for å deretter sammenligne resultatet med den nåværende situasjonen. Modellen kan også brukes til å vurdere effekter av ulike tiltak som planlegges. Dette kan for eksempel være økning av rørdimensjoner, nye ledninger, oppgradering av pumpestasjoner eller etablering av nye fordrøyningsanlegg etc.

### 3 STUDIEOMRÅDE OG METODE

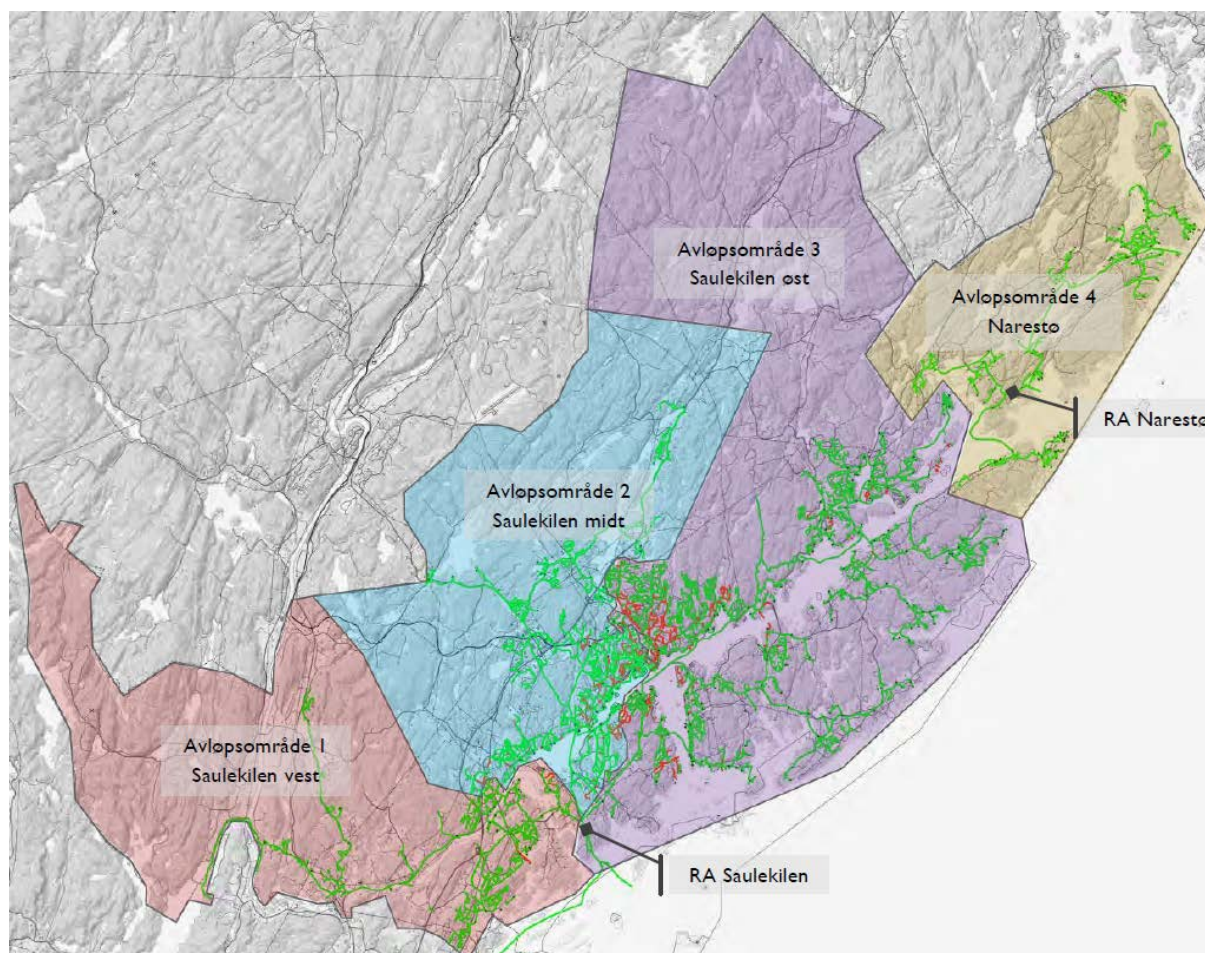
#### 3.1 Avløpssystemet i Arendal kommune

Arendal kommune ligger i Aust-Agder fylke i Sør-Norge. I 2019 hadde kommunen omtrent 45 000 innbyggere (SSB, 2019b).

Avløpssystemet i Arendal kommune er delt inn i 2 rensedistrikt, 4 avløpsområder og 16 avløpssoner (Arendal kommune, 2014b). Rensedistrikt er et geografisk område der spillvann og fremmedvann samles og sendes til et renseanlegg. I Arendal kommune finnes to renseanlegg, Saulekilen renseanlegg på Hisøy og Narestø renseanlegg på Narestø.

Figur 3.1 viser de fire avløpsområdene som avløpssystemet i Arendal kommune er delt inn i (Arendal kommune, 2014b). Disse er hovedområdene for tilrenning til kommunens renseanlegg. Spillvannet transporteres til renseanleggene via selvfall og pumpestasjoner.

Kommunen er delt inn i 16 oppsamlingsområden, dvs. avløpssoner. De 16 avløpssonene som kommunen er inndelt i leder vannet til et flertall pumpestasjoner som transporterer vannet videre til hovednett. Avløpssonene og tilhørende pumpestasjoner vises i Figur 3.4.



Figur 3.1 Hovedområdene for tilrenning til renseanlegg (Arendal kommune, 2014b)

### 3.1.1 Renseanlegg

Arendal kommune har to kommunale renseanlegg, Saulekilen renseanlegg på Hisøy og Narestø renseanlegg på Narestø. Den geografiske plasseringen av renseanleggene vises i Figur 3.1.

#### Narestø renseanlegg

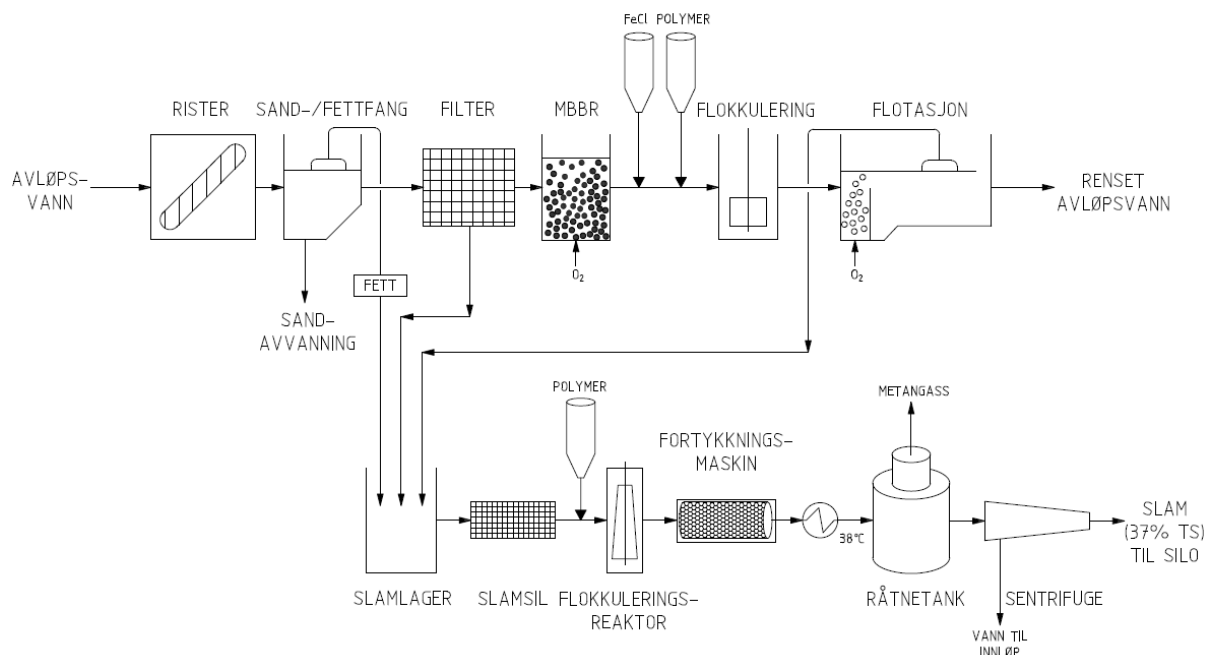
Narestø renseanlegg ligger øst i kommunen og mottar avløpsvann fra et av de fire avløpsområdene i Arendal kommune. Renseanlegget er basert på kjemisk rensing og har en kapasitet for 3500 personekvivalenter (Arendal kommune, 2014b).

#### Saulekilen renseanlegg

Merparten av avløpsvannet går til Saulekilen renseanlegg og renseanlegget mottar avløpsvann fra de resterende tre avløpsområdene i Arendal kommune. Renseanlegget er dimensjonert for 80 000 personekvivalenter. Saulekilen renseanlegg mottar i tillegg spillvann fra østre delen av Grimstad og mengden tilsvarer 5000 personekvivalenter (Arendal kommune, 2014b).

Saulekilen renseanlegg ble bygget i 1978 og drives av Arendal kommune. Renseanlegget ble opprinnelig bygget som et mekanisk renseanlegg, men i 2001 ble renseanlegget omgjort til et kjemisk renseanlegg for å klare datidens krav på å fjerne fosfor. I 2015 ble renseanlegget ytterligere forbedret da biologisk rensing ble installert for å klare nye miljøkrav som ble satt i 2012 (Arendal kommune, 2019).

Et forenklet flytskjema for Saulekilen renseanlegg vises i Figur 3.2.



Figur 3.2 Forenklet flytskjema for Saulekilen renseanlegg

Renseprosessen består av mekaniske siler som fjerner søppel, fett og sand. Deretter passerer vannet filterduker for å filtrere bort gjenværende større partikler. Den frasilte massen ledes bort til slambehandling.

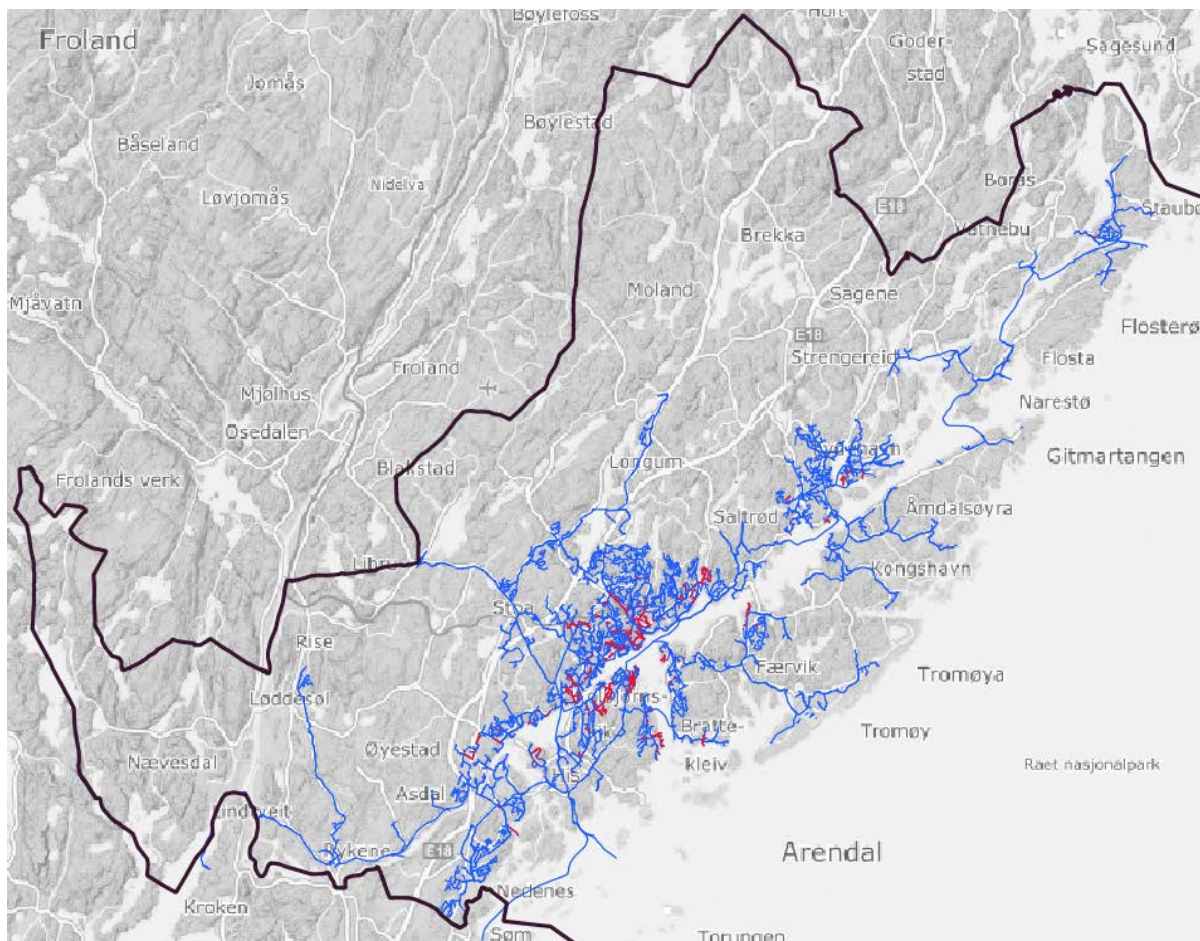
Etter filtrering så ledes avløpsvannet til bioreaktorer av typen MBBR (Moving Bed Bio Reactor). Bioreaktoren er fylt med små plastelementer der mikroorganismer vokser. Etter bioreaktorene ledes vannet til kjemisk felling for å felle ut uønskede stoffer i vannet e.g. fosfor. Sist ledes vannet til flotasjonsbassenger der de siste stoffene/partiklene fjernes.

Slammet fra bioreaktorene og flotasjonsbassengene ledes bort til slambehandling. Det rensede vannet pumpes ut i åpen sjø på 32 meters dyp.

Slammet fra renseprosessen forvarmes til 38 grader for å siden oppholde seg i råtnetanker i 3 uker for å produsere metangass som brukes til å produsere elektrisk strøm og varme. 90 % av energiproduksjonen utnyttes på renseanlegget. Slammet transporteres til komposteringsanlegg for bruk til jordforbedring.

### 3.1.2 Transportsystem

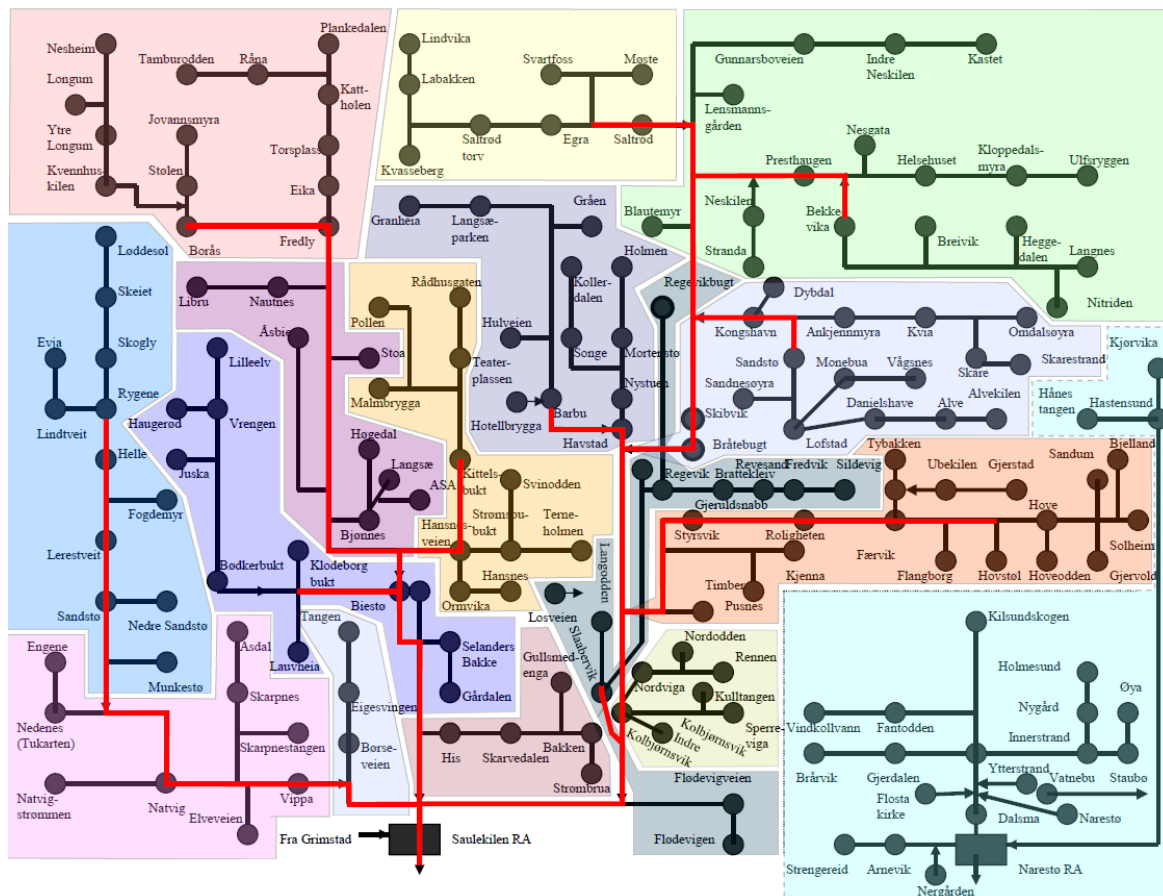
Omtrent 38 000 innbyggere i Arendal kommune er tilknyttet det kommunale avløpsnettet. Ledningsnettet består av ca. 450 km med kommunale avløpsledninger. Av disse består omtrent 35 km av fellessystem for spillvann og overvann. Det kommunale avløpsnettet vises i Figur 3.3. Ledninger med fellessystem er fremst plassert i sentrumsnære områder og disse er indikert som røde strekninger. Ledningsnettet i kommunen består i hoveddel av PVC-ledninger (Arendal kommune, 2014b).



Figur 3.3 Kommunale avløpsnettet i Arendal kommune

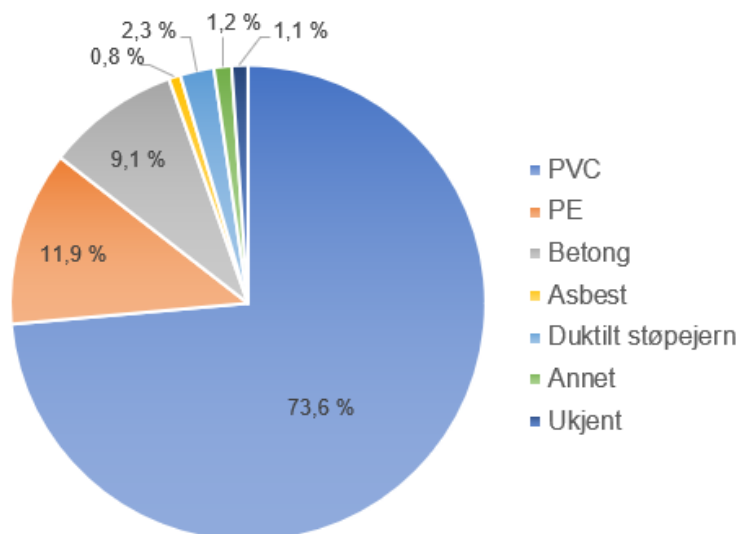
Terrenget i Arendal er veldig kupert, hvilket innebær at det finnes mange små nedslagsfelt. Dette har medført til at kommunen har mange pumpestasjoner. I 2012 var det 189 pumpestasjoner i Arendal kommune (Arendal kommune, 2014b) hvilket innebær at Arendal er den kommunen i landet med flest totalt antall pumpestasjoner. Figur 3.4 viser et flytskjema over alle pumpestasjoner, og de 16 avløpssonene, i Arendal kommune (Arendal kommune, 2014b).

I henhold til Figur 3.4 så kan man se at avløpsvannet langs visse strekninger passerer et flertall pumpestasjoner mellom abonnenten og renseanlegg. Ved alle pumpestasjoner finnes nødoverløp installert og om tilrenning til pumpestasjonene blir for stor så trer nødoverløpene i kraft.



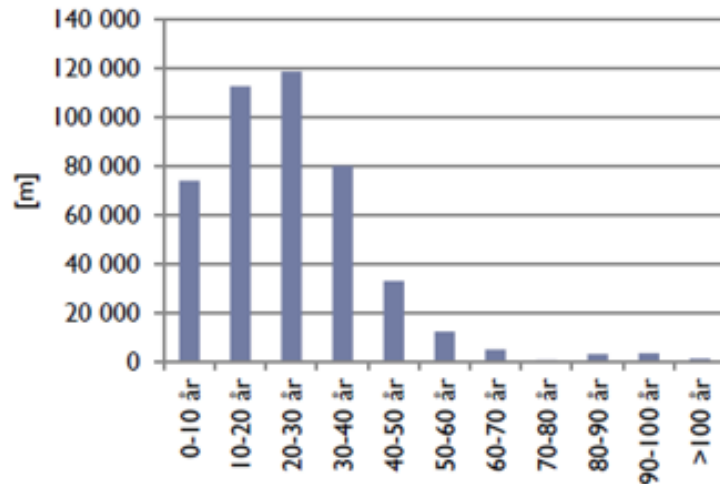
Figur 3.4 Pumpestasjoner og avløpssoner i Arendal kommune (Arendal kommune, 2014b)

Største delen av ledningsnettet i Arendal kommune består av PVC rør. Figur 3.5 viser fordelingen av materiale på avløpsledningene (Arendal kommune, 2014b).



Figur 3.5 Materiale på avløpsledningene

Store deler av Arendal kommunes avløpssystem består av anlegg bygget på 1970-1990 tallet. Anleggene mottar en stor del fremmedvann og kommunen har siden 1990-tallet, og arbeider fortsatt, med å renovere og separere fellesanlegget med formål å redusere fremmedvann i transportsystemet, redusere antall regnværsoverløp samt å generelt modernisere anlegget. Figur 3.6 viser alder og omfang på avløpsledningene i kommunen (Arendal kommune, 2014b).



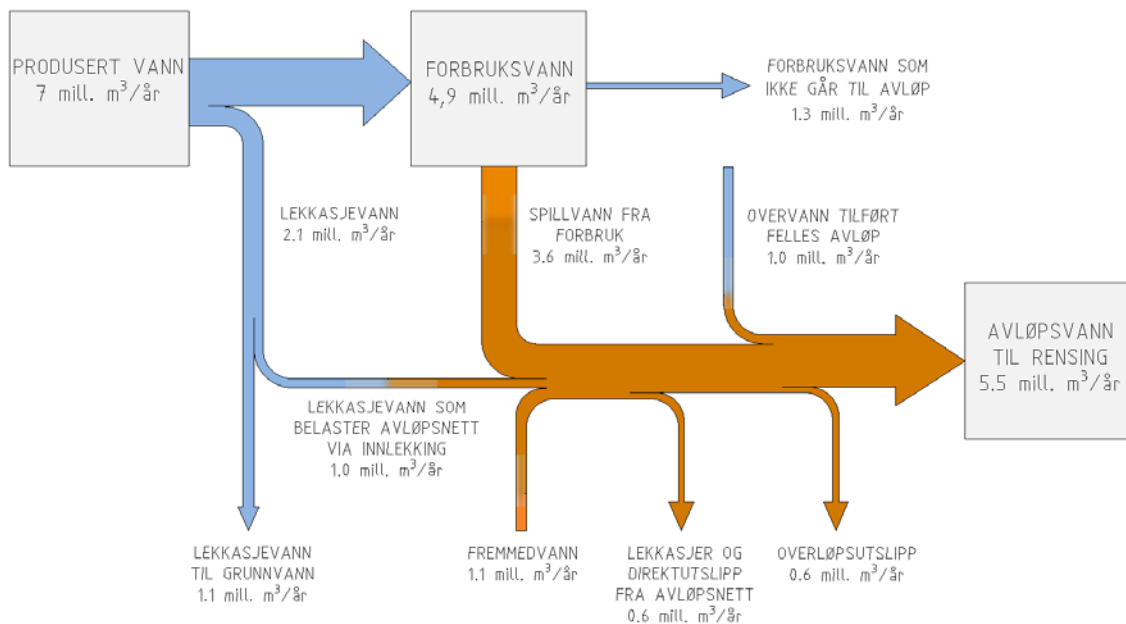
Figur 3.6 Alder og omfang på avløpsledningene (Arendal kommune, 2014b)

Dårlig kvalitet på ledninger leder til at store mengder vann lekker inn i røren. En av de største utfordringene for spillvannshåndtering i kommunen er fremmedvann i ledningene. Arendal kommune estimerer at ca. 50 % av vannet i spillvannsledningene er fremmedvann (Arendal kommune, 2014b). Fremmedvann består blant annet av drens vann fra bygninger, overvann fra overflater, innlekking av grunnvann og drikkevann til avløpsnett.

Store mengder fremmedvann i røren leder til at ledningene overbelastes, regnværsoverløp langs nettet leder avløpsvann til resipient og vann går i nødoverløp i pumpestasjonene. Kapasiteten i renseanleggene brukes opp, overløp i renseanleggene trer i kraft og renseseffekten i renseanleggene blir dårligere. Ved kommunens renseanlegg brukes også store mengder kjemikalier for å rense vann som lekker inn i røren.

### 3.1.3 Vannbalanse

For å danne et oversiktsbilde av hvordan vannstrømmene knyttet til vannforsyning og avløpshåndtering i Arendal kommune ser ut så er en vannbalanse for hovedstrømmene satt opp. Vannbalansen er vist i Figur 3.7. Vannbalansen er satt opp etter en metodikk beskrevet av Norsk Vann (Røysted, 2016). Det er viktig å poengtere at forbrukstallene for vannbalansen er basert på estimat utført av Arendal kommune.



Figur 3.7 Estimert vannbalanse for Arendal kommune

Hensikten med vannbalansen er å gi et forenklet oversiktsbilde over blant annet mengde produsert vann, vannforbruk, lekkasjer fra ledningsnett, innlekking i form av fremmedvann og mengde vann som går til rensing. Vannbalansen gir også en forståelse av hvilke utfordringer som kommunen står ovenfor med hensyn på vann- og avløpsanleggene.

I vannbalansen for Arendal kommune kan man tydelig se at store mengder produsert drikkevann fra vannbehandlingsanleggene lekker ut fra drikkevannsnettet og belaster avløpsnettet gjennom innlekking. Også store mengder fremmedvann lekker inn i utette ledninger og kummer langs avløpsnettet. Vannbalansen viser tydelig at mengden avløpsvann som transporteres i avløpsnettet og som må renses i renseanleggene skulle kunne reduseres kraftig. Tiltak som kan redusere mengden vann til renseanleggene er å fortsette med arbeidet å skifte ut gamle rør i ledningsnettet for både drikkevann og avløpsvann og å ytterligere redusere mengden fellesavløp.

## 3.2 Metode

### 3.2.1 Valg av studieområde

Målet med oppgaven er å modellere og analysere deler av det østre hovedavløpssystemet for å få en oversikt over den eksisterende belastningen i ledningen og for å identifisere eventuelle flaskehalsar og områder der overløp gir kloakkutslipp. Det er derfor naturlig å begrense modellen til området som skal studeres.

Området som er valgt for modellering er anpasset etter naturlige avgrensninger der det er mulig å gjennomføre målinger. Då modellen skal bygges opp som en rørrnettmodell der strømming inn til systemet kobles til knutepunkter, så skal ledningsnettet oppstrøms av disse knutepunktene ikke studeres i detalj. Dermed er knutepunkter naturlige avgrensninger for systemet.

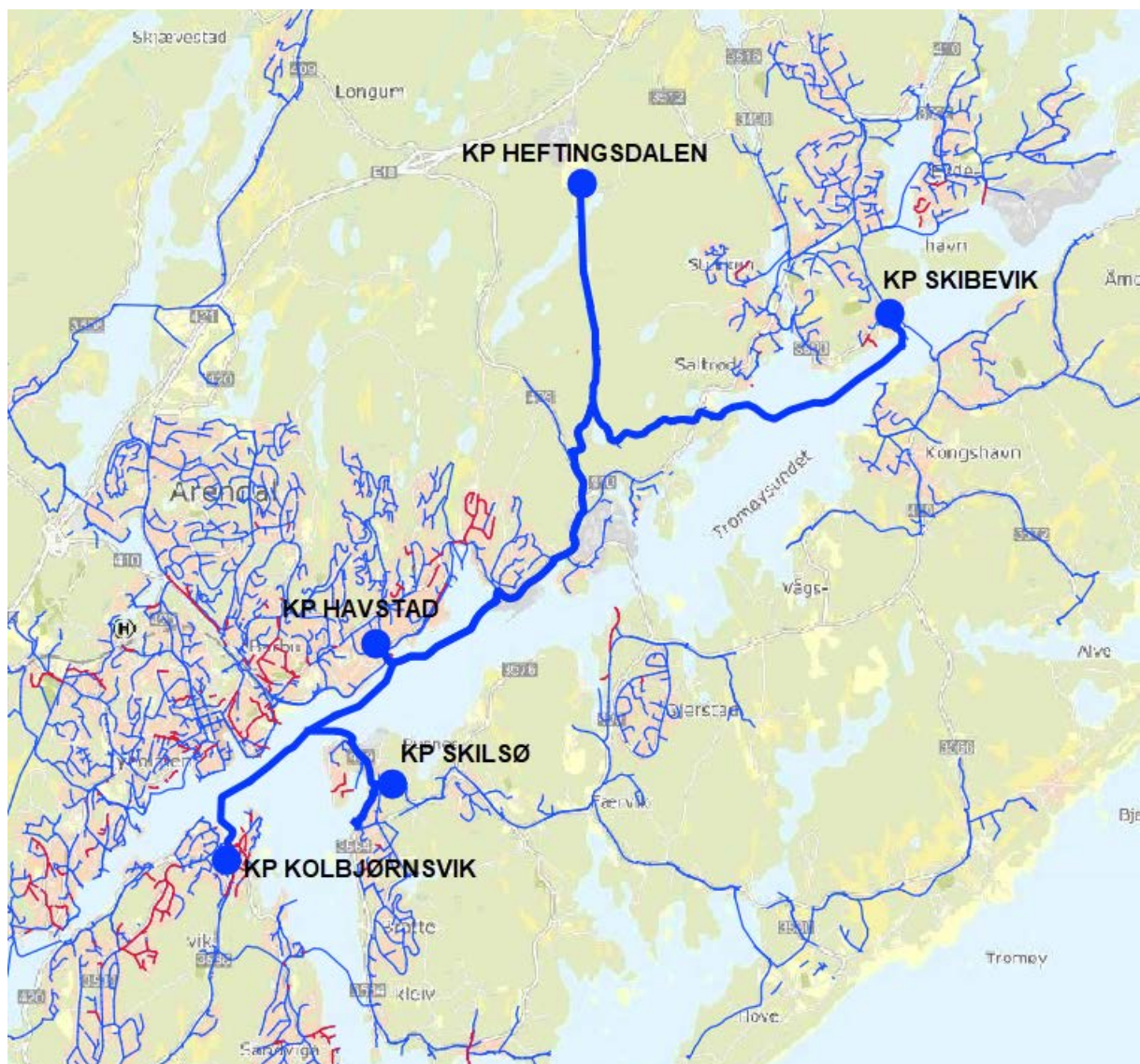
Knutepunktene som er valgt er pumpestasjoner, dammer og kummer som ligger inntil det østre hovedavløpssystemet og der det er mulig å gjennomføre strømnings- og trykkmålinger.

Utløpet i modellen er den punkt der vannet pumpes videre til renseanlegg Saulekilen og der avsluttes modellen. Utløpet er valgt til pumpestasjonen KP Kolbjørnsvik, som er plassert nedstrøms hovedledningene i systemet som er dykkerledningene installert i Tromøysund.

Traseen som ble valgt er begrenset til å dekke 4 knutepunkter, og traseen mellom disse, frem til utløpet ved KP Kolbjørnsvik. Knutepunktene som er tilkoblet systemet er:

- KP Heftingsdalen (innløp)
- KP Skibevik (innløp)
- KP Havstad (innløp)
- KP Skilsø (innløp)
- KP Kolbjørnsvik (utløp)

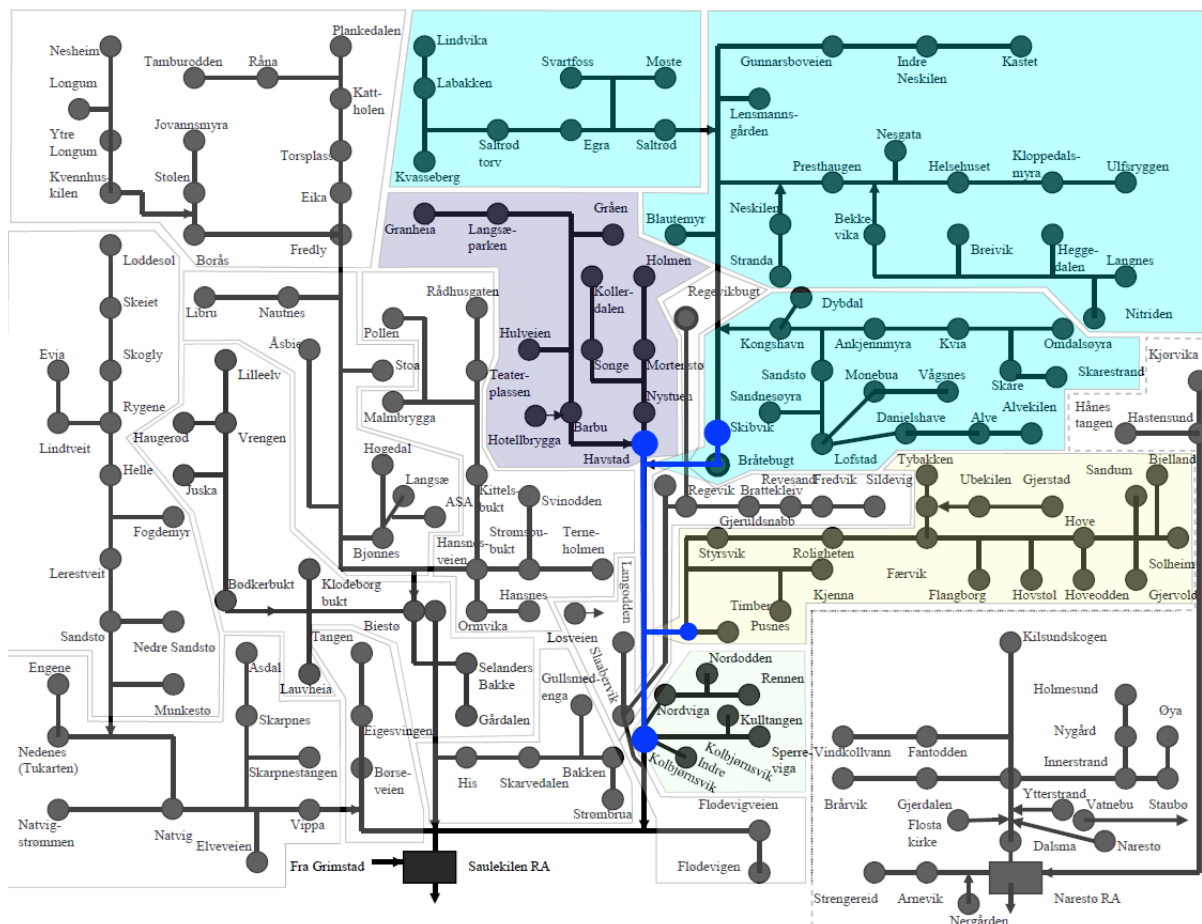
Systemet, med knutepunkter og ledningstraseen mellom disse, er vist i Figur 3.8.



Figur 3.8 Områdesavgrensing

Figur 3.9 viser de avløpssoner og antall pumpestasjoner i Arendal kommune som er knyttet til de knutepunkter som skal modelleres. Ledningstraseen som er modellert er markert i blått.



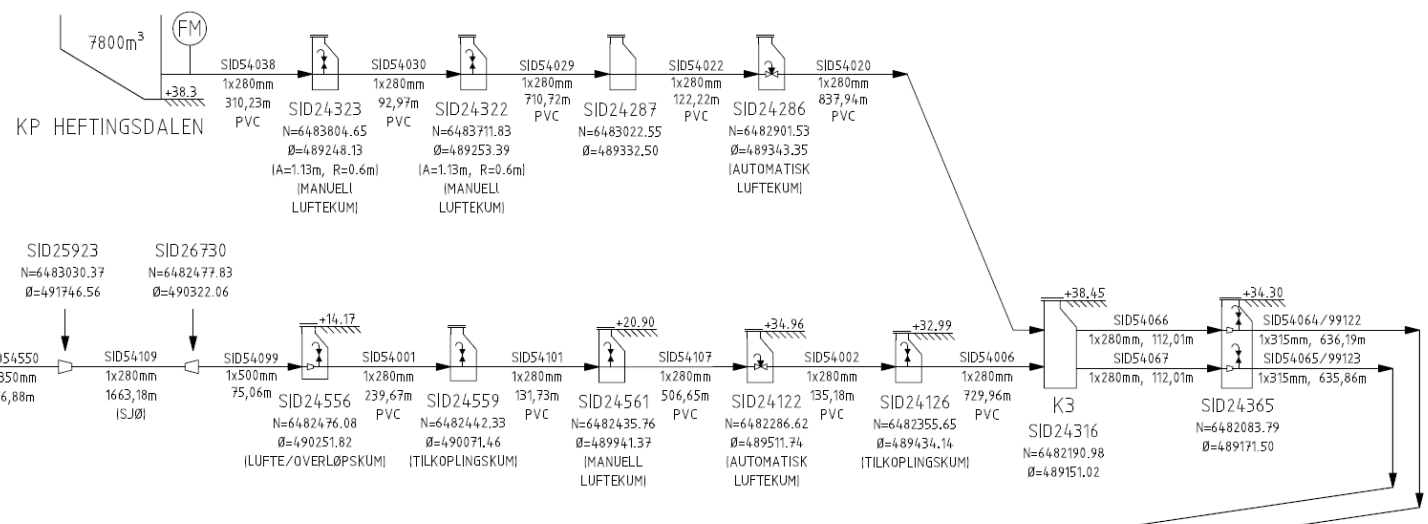
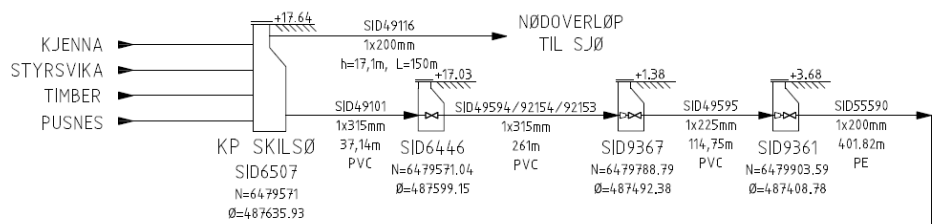


Figur 3.9 Avløpssoner og pumpestasjoner knyttet til områdesavgrensingen

### 3.2.2 Trasébeskrivelse

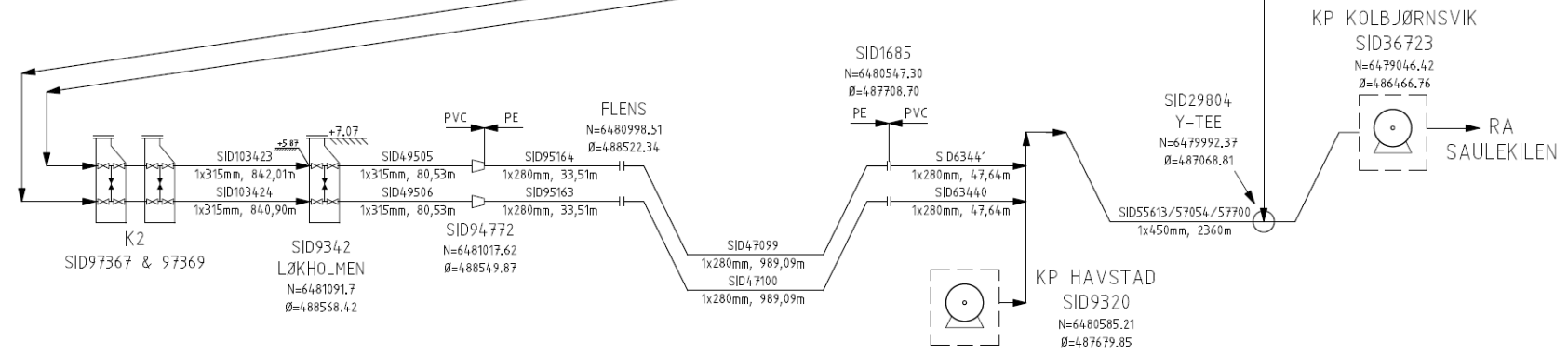
Kommunens ledningsnettdatabase i Gemini VA er brukt for å identifisere alle ledninger og noder langs den utvalgte traséen.

Figur 3.10 viser et detaljert flytskjema som gir et oversiktsbilde av omfanget av ledninger og noder som ble identifisert langs ledningstraseen i Gemini VA. Ut ifra det detaljerte flytskjemaet ble komponenter som var nødvendig å ta med i simuleringmodellen identifisert. Informasjonen i det detaljerte flytskjemaet ble brukt som underlag for videre arbeid med oppgaven.



TEGNFORKLARING

-  PUMPESTASJON
-  KUM
-  FORDRØYNINGSBASSENG
-  REDUKTOR
-  VENTIL



Figur 3.10 Detaljert flytskjema over avløpssystemet

### 3.2.3 Modeloppbygging

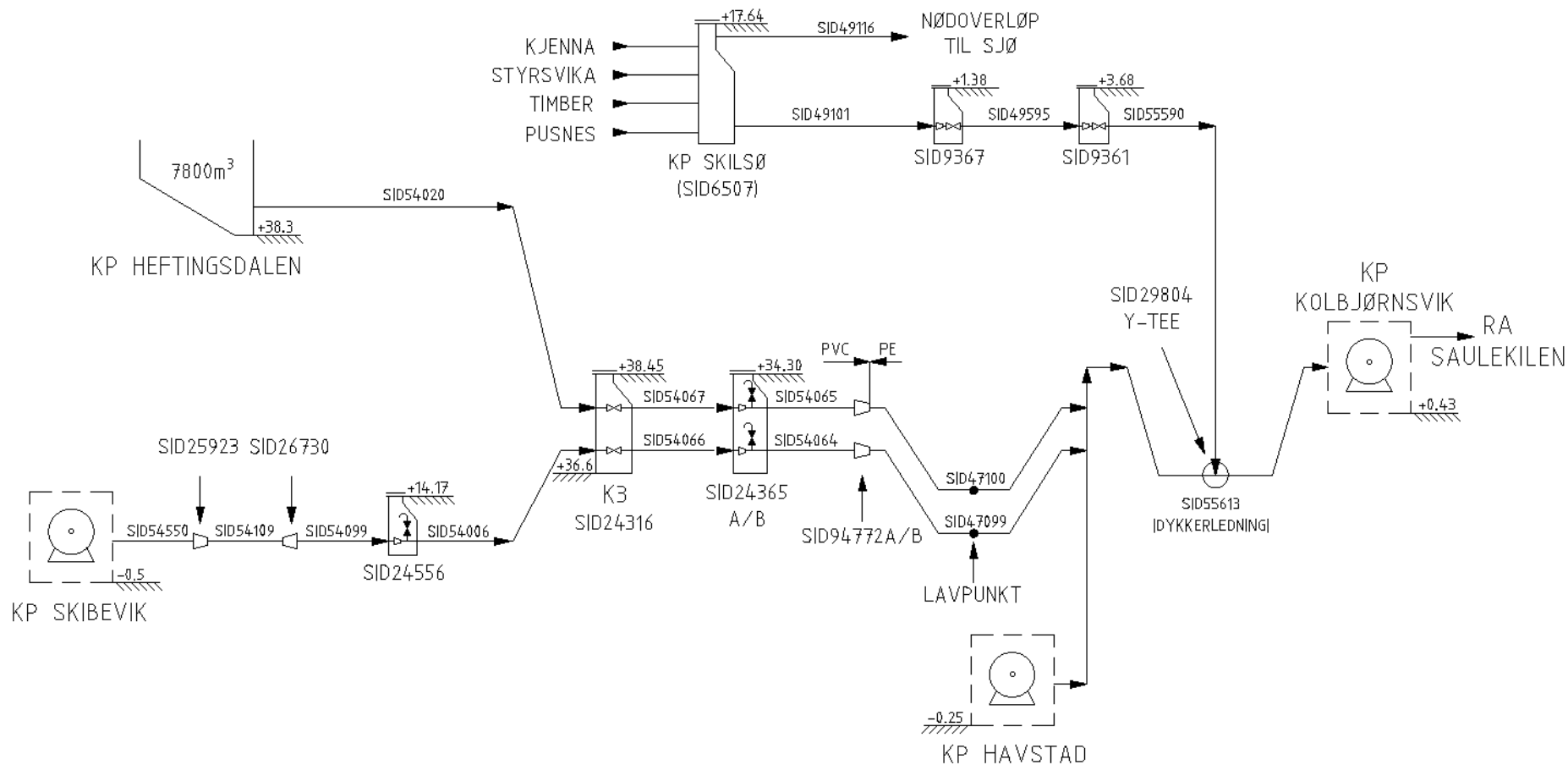
Systemet som skal modelleres er avgrenset til å bygges opp som et rørnett som belastes av strømninger fra ulike knutepunkter. Hensyn er dermed ikke tatt til strømninger oppstrøms knutepunktene. Strømninger ut fra de ulike knutepunktene er basert på informasjon fra de strømningsmålene som er installert i ledningsnettet hos kommunen.

Målet med modellen i SWMM er at den skal gi et forenklet, men så korrekt som mulig, bilde av virkeligheten. Avløpssystemet i Figur 3.10 inneholder mange kummer der hensikten blant annet er å ha adkomst til lufter- og tilkoblingsventiler.

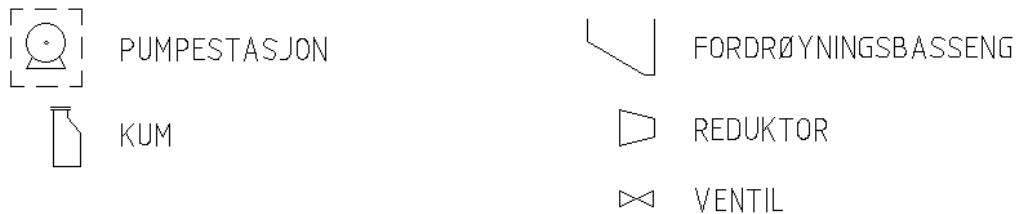
Ledningsnettet i modellen skal modelleres for å etterlikne virkeligheten, men for å begrense modellens detaljeringsgrad og data som ble lagt inn, så ble kun noder som påvirker resultatet og som har følgende egenskaper tatt med:

- kummer som inneholder fritt vannspeil
- dimensjonsendringer på rørledningen
- forgreininger i ledningsnettet
- høy- og lavpunkter

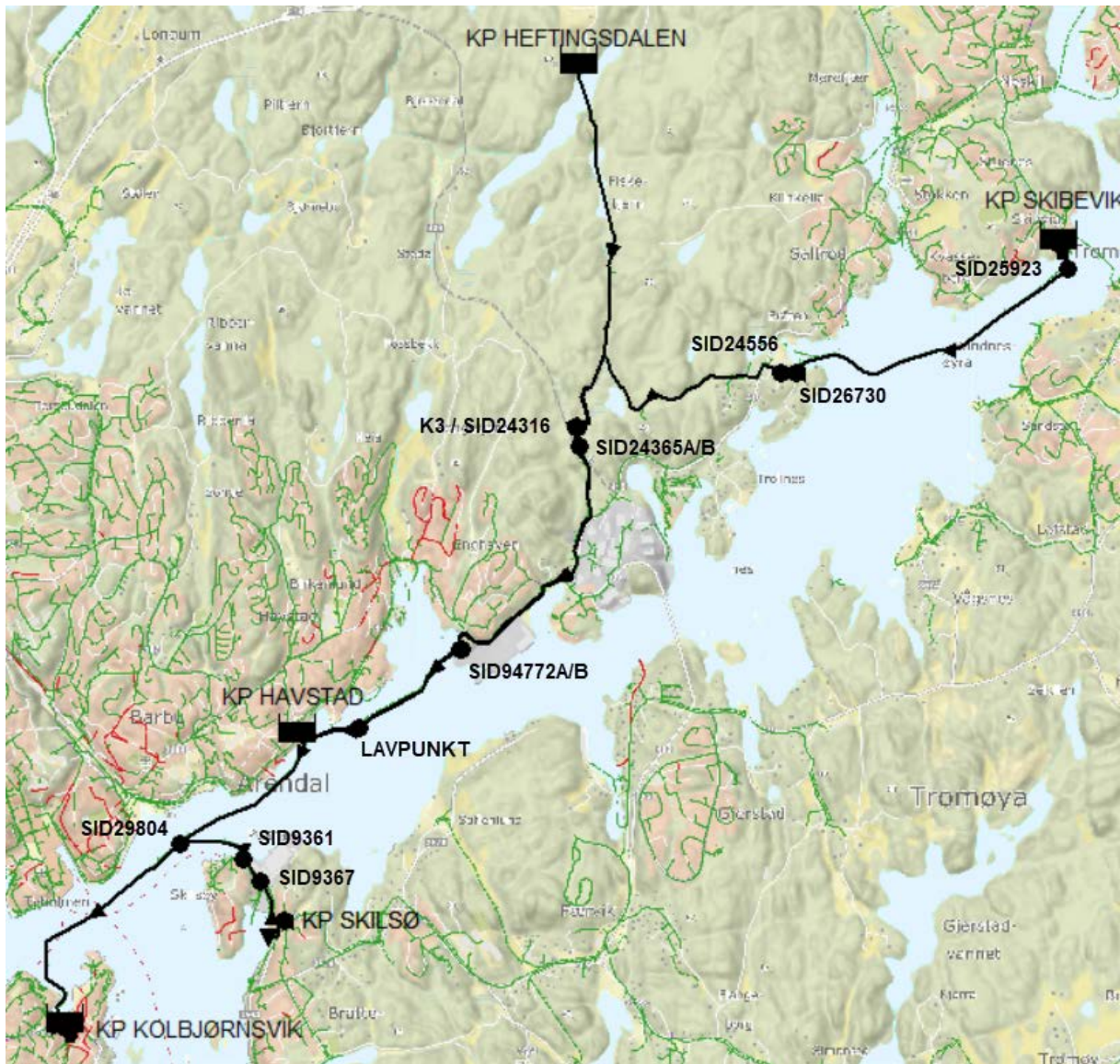
Figur 3.11 viser et forenklet flytskjema over de kummer og ledninger som ble brukt som underlag for oppbygging av modellen i SWMM. Figur 3.12 viser den endelige modellen i SWMM.



TEGNFORKLARING



Figur 3.11 Forenklet flytskjema over avløpssystemet



Figur 3.12 Knutepunkter og trasé i SWMM

### 3.3 Datainnsamling

Nøyaktighet på simuleringene i SWMM påvirkes av den data som legges inn i modellen og stor vekt har lagts på datainnsamling som kan brukes som underlag for simuleringene. All data som er samlet inn for ledningsnett, noder og knutepunkter er beskrevet nedenfor. Kommunens ledningsnettdatabase i Gemini VA er brukt for å hente inn informasjon om ledninger og noder.

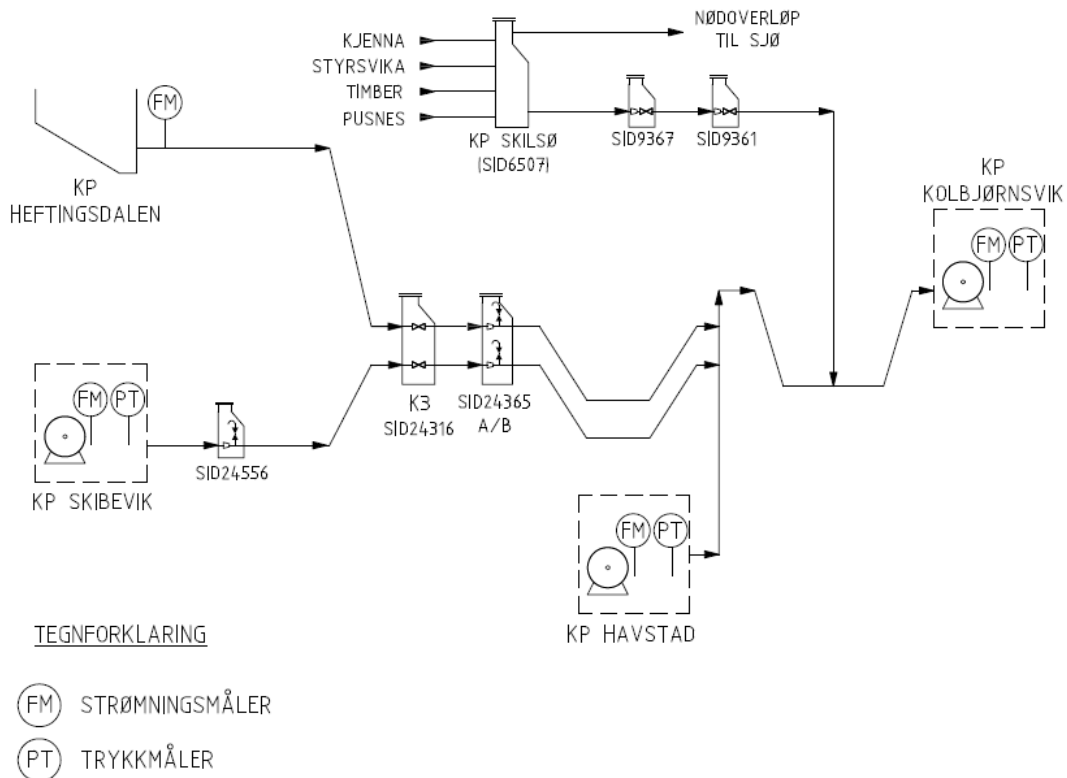
Informasjon som er relevant for ledninger er tverrsnittets utforming. For sirkulære rør, som er aktuelt for dette systemet, legges informasjon om diameter og ruhet inn. Lengde og fall på ledningen beregnes automatisk gjennom at SWMM henter inn informasjon om høyde og koordinater fra de noder som ledningene er knyttet til.

Noder skal i modellen beskrives med bunnivå, marknivå (som gir informasjon om dybde på kum) og diameter. Diameter på kummer har liten påvirkning på resultatene og alle kummer har som utgangspunkt en estimert diameter om ikke annet er oppgitt. Noder i form av knutepunkter som består av pumper, pumpesummer og fordrøyningsbassenger legges inn i modellen med en mer detaljert beskrivelse.

Data for strømninger i avløpssystemet har blitt hentet inn i form av kurver som viser målte tidsserier fra kommunens driftskontrollsystem (SCADA) fra de målepunkter som finnes i ledningsnettet.

### 3.3.1 Målepunkter i avløpssystemet

De målepunkter som finnes i avløpssystemet vises i Figur 3.13. Alle målepunktene som er indikert er koblet til målestasjoner der data kan hentes ut i ettertid.



Figur 3.13 Målepunkter i avløpssystemet

### 3.3.2 Ledningsnettet

Ledningsnettet består av delfylte eller fylte sirkulære rørledninger. Delfylte ledninger er selvfallsledninger og fylte ledninger er trykkledninger.

Følgende forutsetninger og inngangsdata er brukt for ledningsnettet:

- Noder er plassert i henhold til koordinater hentet ut fra Gemini VA. Ledningstraseer mellom noder er plassert i henhold til visuell plassering i Gemini VA og lengdene på ledningstraseer har blitt verifisert og eventuelt korrigert mot data oppgitt i Gemini VA.
- K-verdi for ledninger er valgt til 0,5. Dette er basert på anbefalinger om at lavere ruhet enn 0,5 mm ikke skal brukes i nettberegninger, selv om ledningsnettet er av plastrør (Lindholm, O. m.fl., 2012).
- K-verdi for dykkerledningen mellom Vindholmen og KP Havstad er valgt til 1,0. En høyere k-verdi legges til grunn for dette ledningstrekket basert på begrunnelsen at det ikke er jevnlig spyling på dette ledningsstrekket og at det av den anledningen er stor sannsynlighet at ledningen er utsatt for store mengder avleiringer (Stærk, 2019).
- Indre diameter for PVC rør er basert på data for PVC-U SN 8 som er det rørmateriale som normalt skal benyttes for spillvann i henhold til Arendal kommunes VA-norm (2016). Dimensjoner for indre diameter er basert på informasjon angitt i VA miljøblad nr. 10 (2016).

- Indre diameter for PE rør, som er brukt for dykkerledninger, er basert på informasjon fra leverandør (Haplast, 2013).
- Vannhastigheten i røren bør være > 0,8 – 1,0 m/s for at selvrensing skal oppnås i pumpeledningen (Lindholm, O. m.fl., 2012).
- Vedrørende singulærtap i kummer så er kun stengeventiler tatt hensyn til. Singulærtap fra andre komponenter langs ledningsnett som f.eks. t-rør, bend etc. har setts bort ifra.
- Type stengeventiler er antatt til sluseventiler istedenfor spjeldventil. Begrunnelse for at sluseventil er antatt, er at ventiltypen har lavt hydraulisk tap og for at de muliggjør bruk av kameraer, spyleplugg etc. inne i røren. K-verdi (singulærtapskoeffisient) for sluseventiler er antatt til 0,15 per ventil (VA/Miljø-blad, 2013). Antall stengeventiler per ledning er basert på tegninger av kummer i Gemini VA.

Tabell 3-1 viser parameterne som er brukt som underlag for modellering av ledningsnett.

Tabell 3-1 Parameter for ledningsnett

| Pipe ID    | Material     | Yttre dia. [mm] | Veggtykkelse [mm]  | Indre dia. [mm] | Lengde [m] | k-verdi for rørledning | Antall stengeventiler $k_s = 0,15$ |
|------------|--------------|-----------------|--------------------|-----------------|------------|------------------------|------------------------------------|
| SID54020   | PVC          | 280             | 10,7 <sup>1)</sup> | 258,6           | 2074       | 0,5                    | 3                                  |
| SID54067   | PVC          | 280             | 10,7 <sup>1)</sup> | 258,6           | 112        | 0,5                    | 1                                  |
| SID54065   | PVC          | 315             | 12,1               | 290,8           | 1559       | 0,5                    | 4                                  |
| SID47100   | PE/SDR26 PN4 | 280             | 10,7               | 258,6           | 1070       | 1,0                    | 2                                  |
| SID54550   | PE50 PN10    | 315             | 28,6               | 257,8           | 177        | 0,5                    | 1                                  |
| SID54109   | PE50 PN10    | 280             | 25,4               | 229,2           | 1663       | 0,5                    |                                    |
| SID54099   | PVC          | 500             | 19 <sup>1)</sup>   | 462             | 75         | 0,5                    |                                    |
| SID54006   | PVC          | 280             | 10,7 <sup>1)</sup> | 258,6           | 1743       | 0,5                    | 1                                  |
| SID54066   | PVC          | 280             | 10,7 <sup>1)</sup> | 258,6           | 112        | 0,5                    | 2                                  |
| SID54064   | PVC          | 315             | 12,1               | 290,8           | 1559       | 0,5                    | 4                                  |
| SID47099   | PE/SDR26 PN4 | 280             | 10,7               | 258,6           | 1070       | 1,0                    | 2                                  |
| SID55613-1 | PE/SDR26 PN4 | 450             | 17,2               | 415,6           | 990        | 0,5                    |                                    |
| SID55613-2 | PE/SDR26 PN4 | 450             | 17,2               | 415,6           | 1379       | 0,5                    |                                    |
| SID49101   | PVC          | 315             | 12,1               | 290,8           | 298        | 0,5                    | 2                                  |
| SID49595   | PVC          | 225             | 8,6                | 207,8           | 115        | 0,5                    | 1                                  |
| SID55590   | PE/SDR26 PN4 | 200             | 7,7                | 184,6           | 402        | 0,5                    |                                    |
| SID49116   | PE/SDR26 PN4 | 200             | 7,7                | 184,6           | 150        | 0,5                    |                                    |

1) Veggtykkelse er interpolert fra informasjon angitt i VA miljøblad nr. 101 (2013)

Noder er forbindelser mellom ledningsnett og representerer i modellen komponenter som pumpestasjoner, fordrøyningsbassenger og kummer. Noen type av komponenter som forgreininger og dimensjonsendringer i rørledninger er nødvendig å ta med for å beskrive modellen og disse er behandlet som en fiktiv node i SWMM.

Følgende forutsetninger og inngangsdata er brukt for noder:

- Noder er plassert i henhold til koordinater hentet ut fra Gemini VA.
- Høydeforholdene for hver kum/punkt er oppgitt i Tabell 3-2 og er basert på informasjon hentet fra Gemini VA. Der ingen informasjon har vært tilgjengelig i Gemini VA så er høyder estimert fra høydeprofiler i kart hentet fra Norgeskart (Kartverket, 2019) eller informasjon er mottatt fra driftspersonell hos Arendal kommune som har gjennomført nivåmålinger med laser.
- Bunnivå på kummer er estimert med hensyn på leggedyp angitt i Arendal kommunes VA-norm (2016). Minimum overdekking er angitt til 1200 mm og maksimum overdekking er angitt til 3000 mm.
- Høyder på ledninger inn/ut fra kum er estimert basert på minste tillatt fall oppgitt til 1 % som er angitt i Arendal kommunes VA-norm (2016).

Tabell 3-2 viser parameterne som er brukt som underlag for modellering av noder langs ledningstraseen.

Tabell 3-2 Parameter for noder

| Node ID                       | Kote<br>[m] | Overløp over bunn<br>[m] | Kommentar           |
|-------------------------------|-------------|--------------------------|---------------------|
| KP Heftingsdalen              | 38,3        | 5,9                      | Fordrøyningsbasseng |
| KP Skibevik                   | -0,5        | 3,1                      | Pumpestasjon        |
| SID25923                      | -32         | NA                       | Reducer 315x280mm   |
| SID26730                      | -1          | NA                       | Reducer 280x500mm   |
| SID24556                      | 11,6        | NA                       | Reducer 500x280mm   |
| SID24316 (K3) - Skibevik      | 36,6        | NA                       |                     |
| SID24316 (K3) - Heftingsdalen | 36,6        | NA                       |                     |
| SID24365A                     | 32,3        | NA                       | Reducer 280x315mm   |
| SID24365B                     | 32,3        | NA                       | Reducer 280x315mm   |
| SID94772A                     | 3           | NA                       | Reducer 315x280mm   |
| SID94772B                     | 3           | NA                       | Reducer 315x280mm   |
| KP Havstad                    | -0,25       | 3,15                     | Pumpestasjon        |
| SID29804                      | -30         | NA                       | Y-tee               |
| KP Skilsø (SID6507)           | 15,64       | 1,46                     | Samlingskum         |
| SID9367                       | -0,62       | NA                       | Reducer 315x225mm   |
| SID9361                       | 1,68        | NA                       | Reducer 225x200mm   |
| KP Kolbjørnsvik               | 0,43        | 2,87                     | Pumpestasjon        |

### 3.3.3 Knutepunkter

Det er 5 knutepunkter koblet til avløpssystemet:

- KP Skibevik
- KP Heftingsdalen
- KP Havstad
- KP Skilsø
- KP Kolbjørnsvik

Knutepunktene består av tre pumpestasjoner, en i KP Skibevik, en i KP Havstad og en i KP Kolbjørnsvik. Pumpekaraktistikkene som viser sammenheng mellom løftehøyde og pumpemengde, og reglene for styring av pumpedriften er beskrevet nedenfor. KP Heftingsdalen består av en fordrøyningsbasseng der utløpet er regulert av ventiler og KP Skilsø er en kum med fritt vannspeil som samler avløpsvann fra et flertall knutepunkter.

#### KP Skibevik

KP Skibevik er en pumpestasjon som består av 3 tørroppstilte sentrifugalpumper (P1/P2 og P3) med alternerende drift. Oppstrøms pumpene er en pumpeump (S1) installert. Pumpene ved KP Skibevik vises i Figur 3.14.

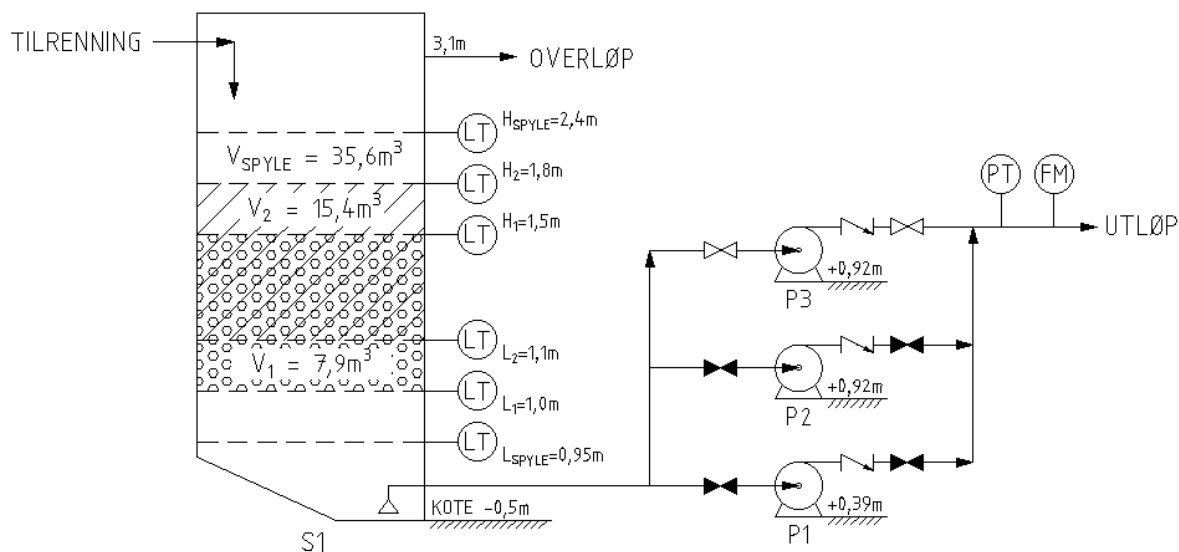




Figur 3.14 Pumpene ved KP Skibevik

Et forenklet flytskjema over pumpestasjonen i KP Skibevik er vist i Figur 3.15. Flytskjemaet viser den informasjon som er brukt for å simulere driften av pumpene:

- nivåer for start og stopp av pumper
- volum i sumpen mellom de ulike start- og stoppnivåene
- bunnivå av sump
- nivå for overløp
- instrumentering



#### TEGNFORKLARING

|  |                 |  |                  |  |                    |
|--|-----------------|--|------------------|--|--------------------|
|  | STRØMMINGSMÅLER |  | PUMPESUMP        |  | TILBAKESLAGSVENTIL |
|  | NIVÅMÅLER       |  | SENTRIFUGALPUMPE |  | VENTIL (STENGD)    |
|  | TRYKKMÅLER      |  |                  |  | VENTIL (ÅPEN)      |

Figur 3.15 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Skibevik

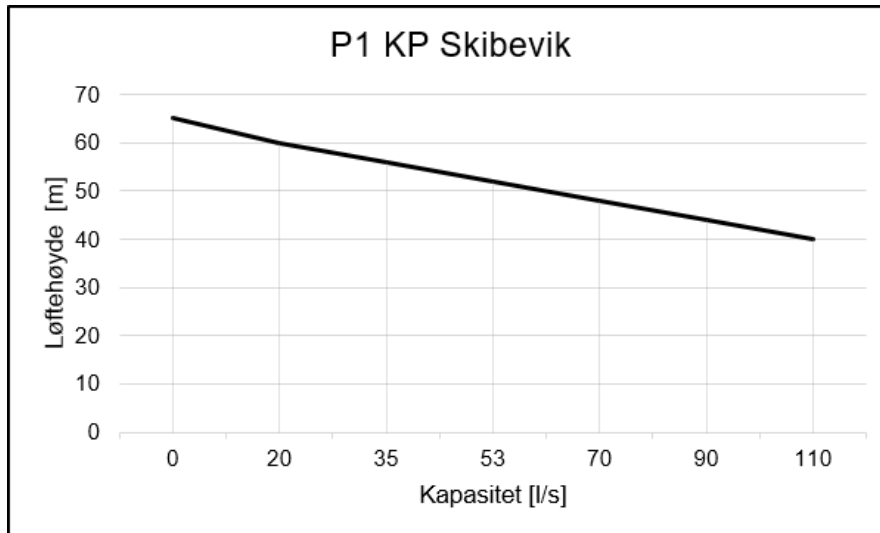
Under normal drift så kjøres en pumpe av gangen, enten P2 eller P3. Den valgte pumpen starter og stopper på foranstilte nivåer i pumpesumpen, disse er indikert som  $H_1$  og  $L_1$  i flytskjemaet.

Pumpe P1 har en litt høyere kapasitet enn P2 og P3 og fungerer som back-up om det er høy strømning inn til sumpen og pumpe P2/P3 ikke klarer å holde nivå i sumpen nede. Ved høy strømning inn til pumpesumpen så starter og stopper P1 på nivåer indikert som  $H_2$  og  $L_2$  i flytskjemaet. Ledningsnett nedstrøms pumpene er ikke dimensjonert for samtidig drift av pumpene, og ved start av P1 så stopper P2/P3.

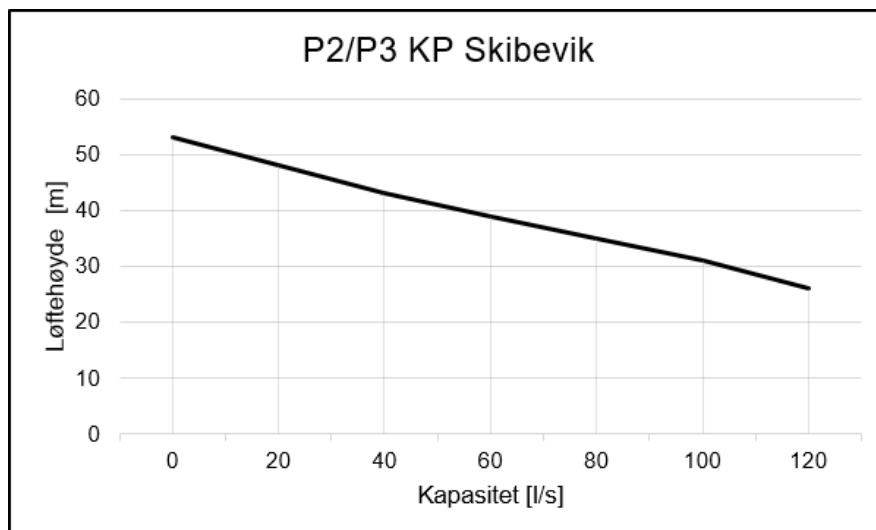
Pumpe P1 brukes også som spylepumpe for ledningsnett mellom KP Skibevik og KP Havstad. Ledningsnett spyles en gang per døgn. Kl. 04.00 hver morgen så starter ikke P2/P3 ved de foranstilte nivåene i pumpesumpen, og sumpen fylles isteden opp til et foranstilt startnivå for spyling. Spyling foregår til nivå i sumpen er nede på det foranstilte stoppnivået for spylepumpen. Start- og stoppnivå for spylepumpen er indikert i flytskjemaet. Spylepumpen kan også startes manuelt om ønskelig.

Det finnes ingen instrumentering for å måle mengden avløpsvann inn til pumpesumpen og dermed er antakelser nødvendige. For avløpssonen som samler spillvann inn til KP Skibevik er befolkningen omtrent 5500 personer. Med et dimensjonerende gjennomsnittlig forbruk på 150 liter/person pr. døgn (VA/Miljø-blad, 2015) så er en tilrenning på 10 l/s brukt som utgangspunkt. Tilrenning har blitt tilpasset så at kurvene fra simuleringene som viser driftstid av pumpene etterligner de målte tidsserier som er hentet ut fra kommunens driftskontrollsystem.

Pumpekarakteristikk for pumpe P1 installert i KP Skibevik er vist i Figur 3.16 og pumpekarakteristikk for pumpe P2 og P3 er vist i Figur 3.17. Dataen er basert på informasjon mottatt fra leverandør for pumpene.



Figur 3.16 Pumpekarakteristikk for pumpe P1 i KP Skibevik



Figur 3.17 Pumpekarakteristikk for pumpe P2/P3 i KP Skibevik

### KP Heftingsdalen

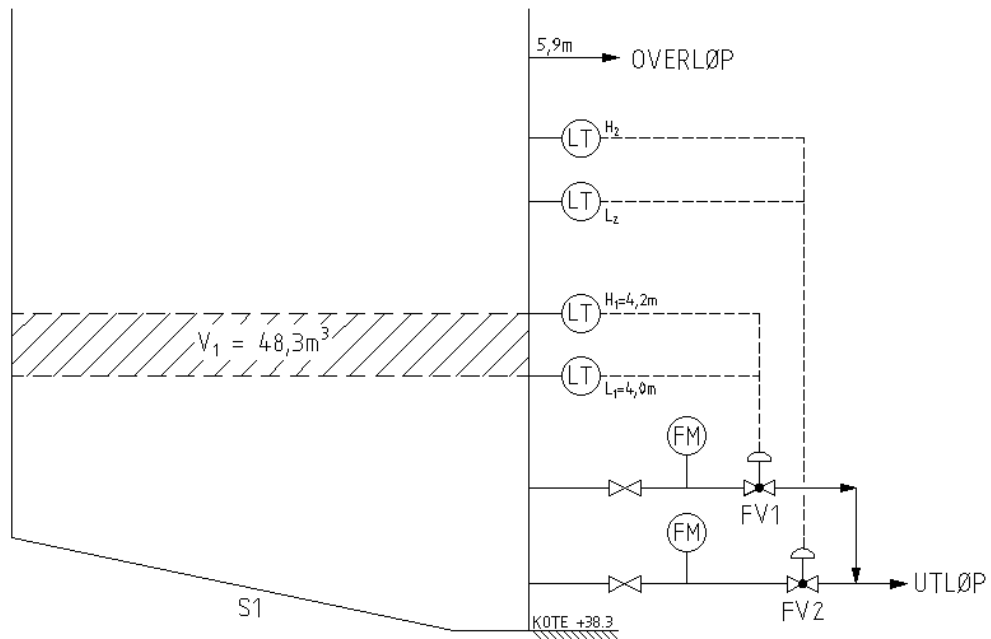
KP Heftingsdalen består av en fordrøyningsbasseng som er vist i Figur 3.18. Fordrøyningsbassenget har et totalvolum på 7800 m<sup>3</sup> og bassenget mottar overvann lokalt fra Heftingsdalen søppelfyllplass.

Om fordrøyningsdammen ved KP Heftingsdalen flommer over så kan overvannet nå ut til innsjøen Mjåvann som er plassert nedstrøms Heftingsdalen. Vannkvaliteten i Mjåvann har blitt overvåket i mange år då kvaliteten i vannet periodevis har vært dårlig. I overvannet fra Heftingsdalen har det blitt registrert høye konsentrasjoner av bl.a. fosfor, nitrogen, jern, bly og kadmium. Også nitrogenkonsentrasjonene i grunnvannet nedstrøms Heftingsdalen har periodevis vært høye (Kaste & Håvardstun, 1997). Det er viktig at nivået i fordrøyningsbassenget holdes innenfor foranstilte nivåer for å unngå utslipp av overvann kan komme og forurene vannet i Mjåvann.

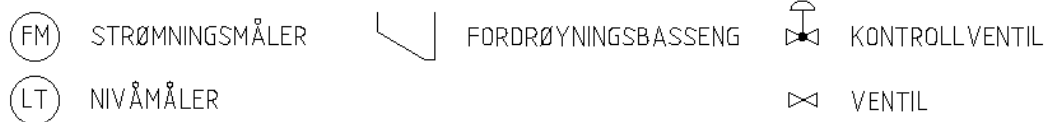


Figur 3.18 Fordrøyningsbasseng ved KP Heftingsdalen

Et forenklet flytskjema over KP Heftingsdalen er vist i Figur 3.19. Volumet i fordrøyningsbassenget ved KP Heftingsdalen reguleres av en kontrollventil (FV1) som er installert på utløpet av bassenget, ventilen er enten åpen eller stengt. Ventilen åpner og stenger på foranstilte nivåer som vises i Figur 3.19. En kontrollventil (FV2) med større dimensjon er også installert på utløpet. Denne ventilen kan håndtere større mengder vann ut fra bassenget, men for tilfellet er ventilen ikke tatt i bruk. Strømningsmålere er installert på utløpet av bassenget. Avløpsvannet ledes videre til hovedledningen gjennom en trykkgravitasjonsledning.



#### TEGNFORKLARING



Figur 3.19 Forenklet flytskjema over KP Heftingsdalen

Det finnes ingen instrumentering for å måle mengden avløpsvann inn til fordrøyningsbassenget og dermed er antakelser nødvendige. Tilrenning til dammen har blitt tilpasset så at strømmingen ut fra bassenget i simuleringene skal etterligne kurver for målte tidsserier hentet fra kommunens driftskontrollsystem.

#### KP Havstad

KP Havstad er en pumpestasjon som består av 3 tørroppstilte sentrifugalpumper (P1, P2 og P3) med alternerende drift. Oppstrøms pumpene er pumpeump (S1) installert. Pumpene ved KP Havstad er vist i Figur 3.20.

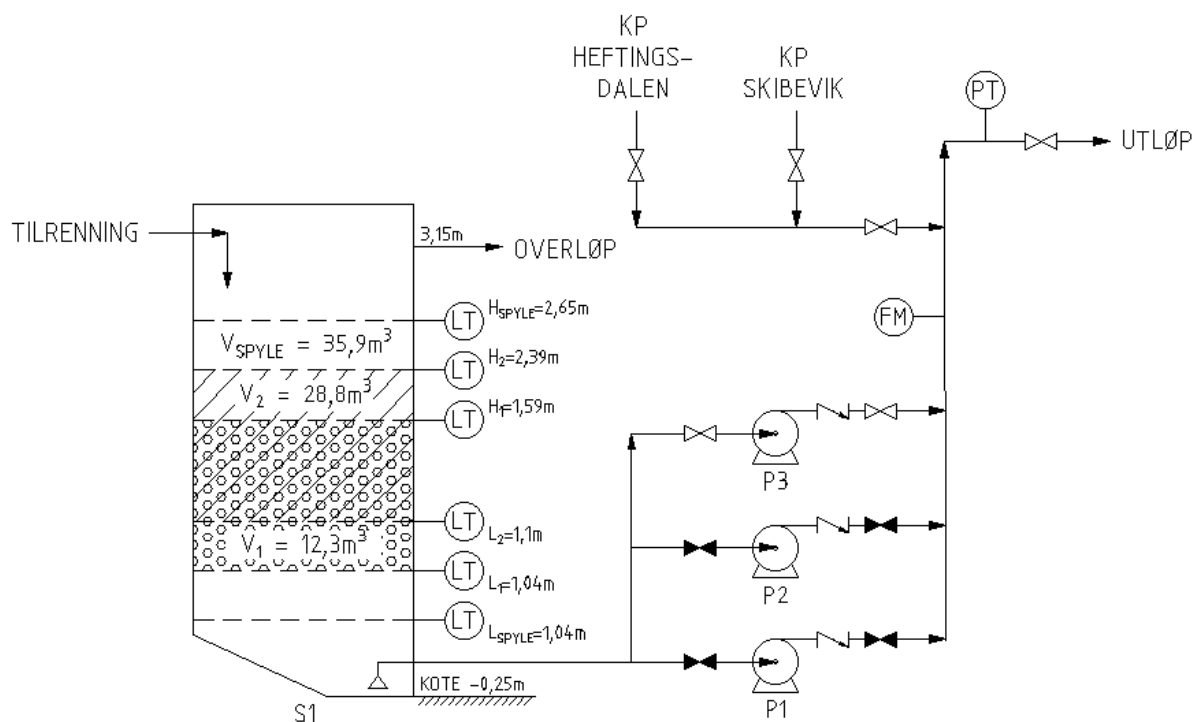


Figur 3.20 Pumpene ved KP Havstad

I området rundt KP Havstad så finnes den største andelen av det fellessystem som finnes kvar i Arendal kommune. Dette innebær at store mengder overvann ledes til pumpestasjonen i nedbørsperioder.

Et forenklet flytskjema over pumpestasjonen i KP Havstad er vist i Figur 3.21. Flytskjemaet viser den informasjon som er brukt for å simulere driften av pumpene:

- nivåer for start og stopp av pumper
- volum i sumpen mellom de ulike start- og stoppnivåene
- bunnivå av sump
- nivå for overløp
- instrumentering



#### TEGNFORKLARING

|      |                 |  |                  |  |                    |
|------|-----------------|--|------------------|--|--------------------|
| (FM) | STRØMNINGSMÅLER |  | PUMPESUMP        |  | TILBAKESLAGSVENTIL |
| (LT) | NIVÅMÅLER       |  | SENTRIFUGALPUMPE |  | VENTIL (STENGD)    |
| (PT) | TRYKKMÅLER      |  |                  |  | VENTIL (ÅPEN)      |

Figur 3.21 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Havstad

Under normal drift så kjøres en pumpe av gangen, enten P2 eller P3. Den valgte pumpen starter og stopper på foranstilte nivåer i pumpesumpen, disse er indikert som  $H_1$  og  $L_1$  i flytskjemaet. Ved høy strømming inn til pumpesumpen så starter og stopper stand-by pumpen (P2 eller P3) på nivåer indikert som  $H_2$  og  $L_2$  i flytskjemaet. Dette innebærer at to pumper kjøres samtidig når det er høy strømming inn til pumpesumpen.

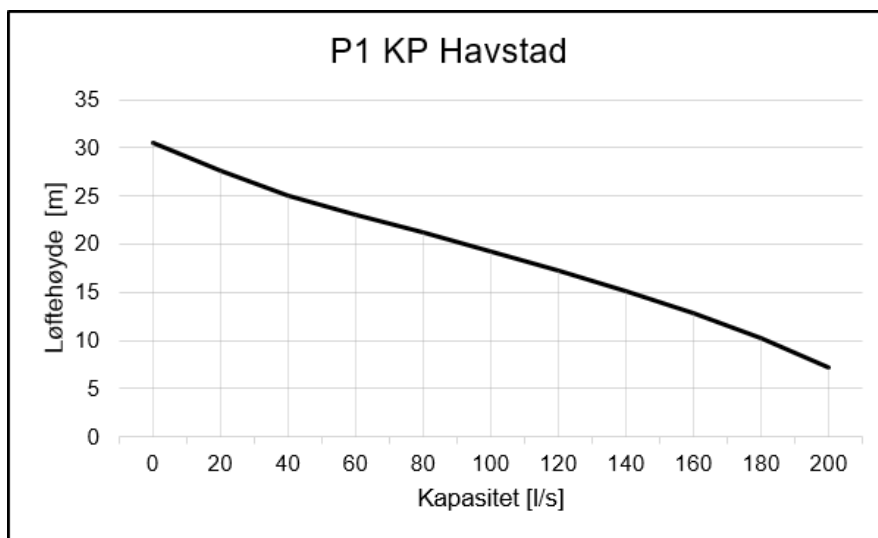
Pumpe P1 har en litt høyere kapasitet enn P2 og P3 og pumpe P1 brukes som spylepumpe for ledningsnett mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik. Ledningsnett spyles en gang per døgn. Kl. 07.10 hver morgen så starter ikke P2/P3 ved de foranstilte nivåene i pumpesumpen, og pumpesumpen fylles isteden opp til et foranstilt startnivå for spyling. Spyling foregår til nivå i sumpen er nede på det foranstilte stoppnivået for spylepumpen. Start- og stoppnivå for spylepumpen er indikert i flytskjemaet. Spylepumpen kan også startes manuelt om ønskelig. Om det er veldig høy strømming inn til pumpesumpen og P2 og P3 ikke klarer å holde nivået i sumpen nede så starter P1. Ledningsnett nedstrøms pumpestasjonen er ikke dimensjonert for samtidig drift av alle pumpene, og ved start av P1 så stopper P2/P3.

Det finnes ingen instrumentering for å måle mengden avløpsvann inn til pumpesumpen og dermed er antakelser nødvendige. For avløpssonen som samler spillvann inn til KP Havstad er befolkningen antatt til omtrent 15000 personer. KP Havstad er den knutepunkt som er plassert i områder med flest ledninger som består av fellessystem i kommunen. For at ta hensyn til overvann så er overvann inkludert i det dimensjonerende gjennomsnittlige forbruket. Spillvann beregnes med et dimensjonerende gjennomsnittlig forbruk på 150

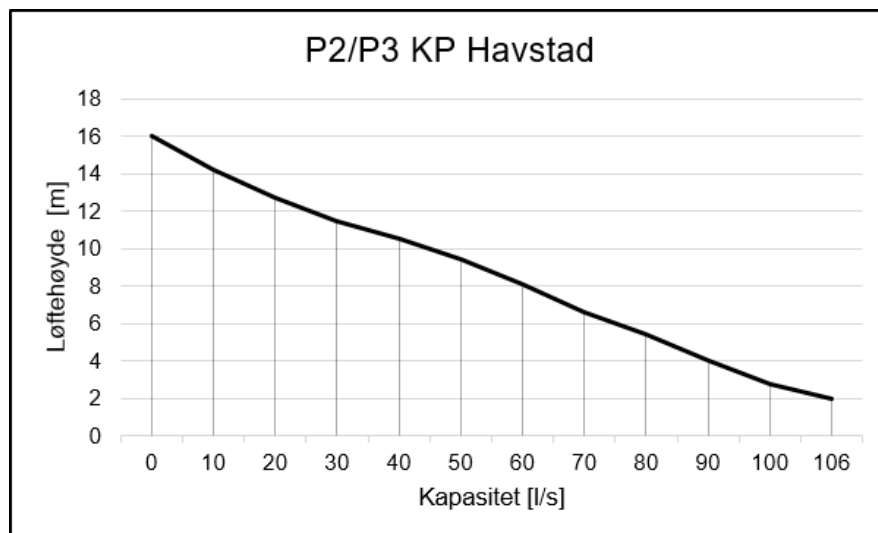
liter/person pr. døgn (VA/Miljø-blad, 2015). En dimensjonerende gjennomsnittlig vannmengde for overvann som tilsvarer 100 liter/person pr. døgn (Lindholm, O. m.fl., 2012) for omtrent 50 % av antatt befolkning fra avløpssonen er tatt med. Dette tilsvarer en total tilrenning på omtrent 35 l/s som er brukt som utgangspunkt for strømning inn til KP Havstad.

Pumpekarakteristikk for pumpe P1 installert i KP Havstad er vist i Figur 3.22 og pumpekarakteristikk for pumpe P2 og P3 i er vist i Figur 3.23. Dataen er basert på informasjon mottatt fra leverandør for pumpene.

Pumpe P1 har en høyere løftehøyde enn P2/P3, og også høyere løftehøyde enn trykkfallet i ledningsnett nedstrøms pumpen. For at pumpen ikke skal begynne å kavitere så er turtallet på pumpen regulert ned.



Figur 3.22 Pumpekarakteristikk for pumpe P1 i KP Havstad

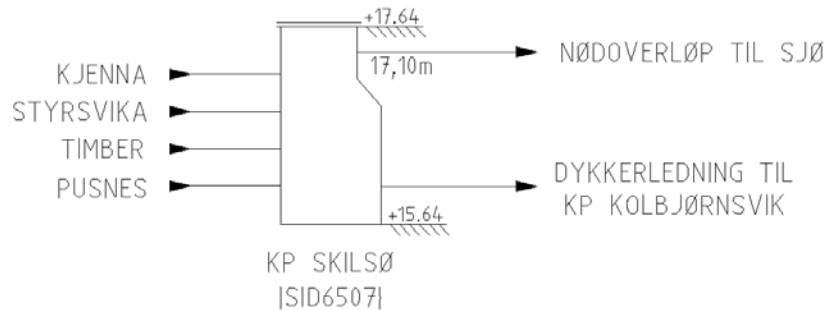


Figur 3.23 Pumpekarakteristikk for pumpe P2/P3 i KP Havstad



### KP Skilsø

I KP Skilsø samles spillvann direkte fra fire pumpestasjoner på Tromøy i en samlingskum. I tillegg finnes ytterligere 14 pumpestasjoner i området. I kummen ved KP Skilsø er det fritt vannspeil og vannet ledes videre til hovedledningen gjennom gravitasjon. Et forenklet flytskjema over samlingskummen ved KP Skilsø er vist i Figur 3.24.



Figur 3.24 Forenklet flytskjema over KP Skilsø

Det finnes i dag ingen mulighet å måle strømmingen inn eller ut fra kummen og det er begrenset med målepunkter oppstrøms kummen, det er derfor uvisst hvor mye vann som renner fra denne kum til hovedledningen. For avløpssonen som samler spillvann inn til KP Skilsø er befolkningen antatt til omtrent 3000 personer. Med et dimensjonerende gjennomsnittlig forbruk på 150 liter/person pr. døgn (VA/Miljø-blad, 2015) så er en tilrenning på 5 l/s brukt som utgangspunkt.

Det er installert et nødoverløp i kummen som fører til lokalt utslipp av fortynnet avløpsvann i et farvann med liten vannutskifting og mye bebyggelse, og er lite ønskelig.

### KP Kolbjørnsvik

KP Kolbjørnsvik er den siste pumpestasjonen som er tilkoblet avløpssystemet og fra KP Kolbjørnsvik så pumpes avløpsvannet videre til renseanlegget i Saulekilen. I pumpesumpen ved KP Kolbjørnsvik så samles alt avløpsvann fra de 4 andre knutepunktene i avløpssystemet dvs. KP Heftingsdalen, KP Skibevik, KP Havstad og KP Skilsø.

KP Kolbjørnsvik mottar i tillegg til de ovennevnte knutepunktene lokal tilrenning fra nærområdet. Den lokale tilrenningen samles i en sekundær pumpestasjon som pumper direkte til pumpesumpen. Det finnes ingen strømningsmålere for den lokale tilrenningen, men dette er mindre mengder avløpsvann og en konstant tilrenning på 5 l/s er estimert fra driftspersonell hos Arendal kommune.

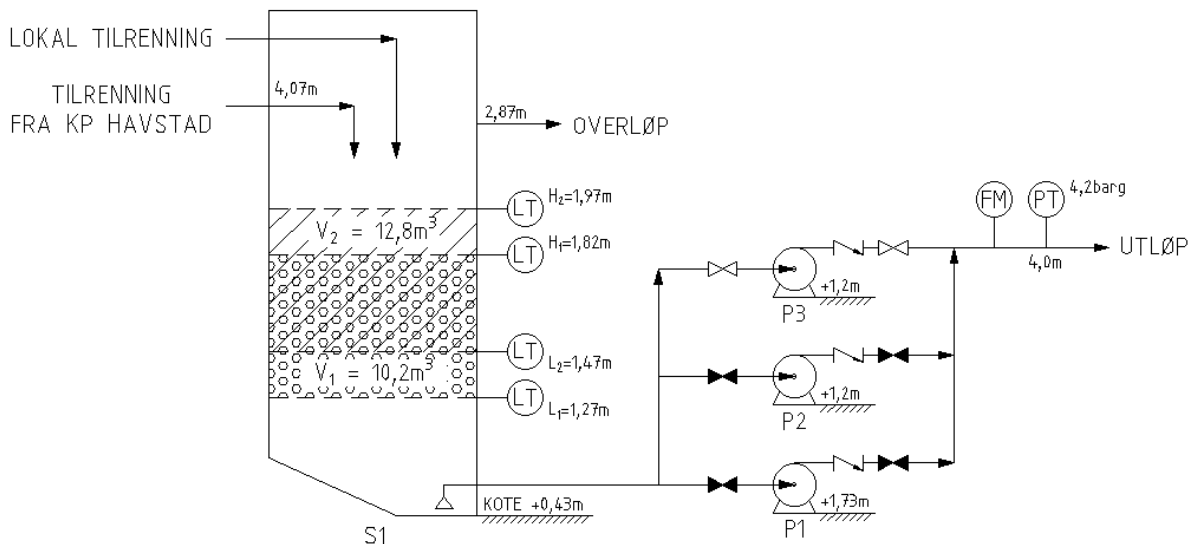
KP Kolbjørnsvik består av 3 tørroppstilte sentrifugalpumper (P1, P2 og P3) med alternerende drift. Oppstrøms pumpene er en pumpesump (S1) installert. Pumpene ved KP Kolbjørnsvik vises i Figur 3.25.



Figur 3.25 Pumpene ved KP Kolbjørnsvik

Et forenklet flytskjema over pumpestasjonen i KP Kolbjørnsvik er vist i Figur 3.26. Flytskjemaet viser den informasjon som er brukt for å simulere driften av pumpene:

- nivåer for start og stopp av pumper
- volum i sumpen mellom de ulike start- og stoppnivåene
- bunnivå av sump
- nivå for overløp
- høyde på innløpsrøret for tilrenning fra KP Havstad
- instrumentering



#### TEGNFORKLARING

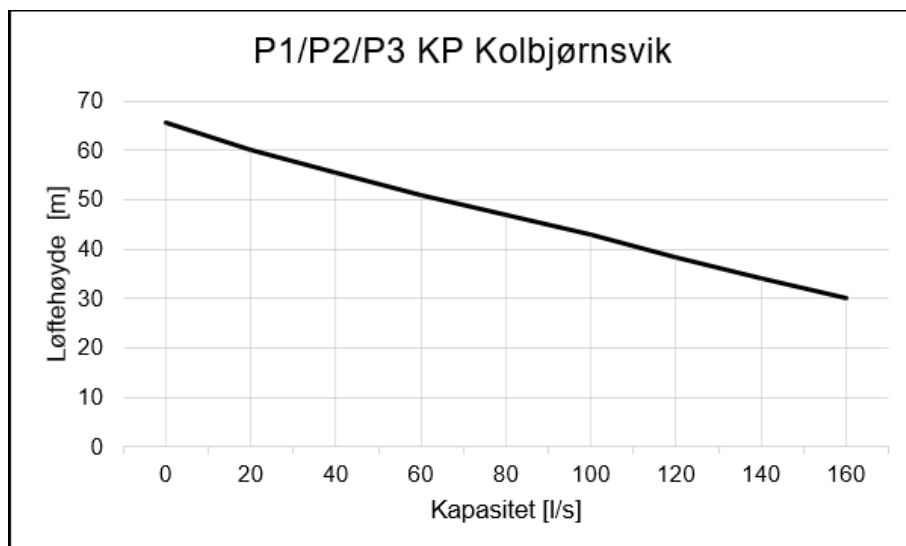
|      |                 |  |                  |  |                    |
|------|-----------------|--|------------------|--|--------------------|
| (FM) | STRØMNINGSMÅLER |  | PUMPESUMP        |  | TILBAKESLAGSVENTIL |
| (LT) | NIVÅMÅLER       |  | SENTRIFUGALPUMPE |  | VENTIL (STENGD)    |
| (PT) | TRYKKMÅLER      |  |                  |  | VENTIL (ÅPEN)      |

Figur 3.26 Forenklet flytskjema over pumpestasjonen ved KP Kolbjørnsvik

Under normal drift så kjøres enten pumpe P2 eller P3. Pumpe P1 er for tilfellet ikke tatt i bruk. Den valgte pumpen starter og stopper på foranstilte nivåer i pumpesumpen, disse er indikert som  $H_1$  og  $L_1$  i flytskjemaet. Om det er høy strømning inn til pumpesumpen og den valgte pumpen ikke klarer å holde nivå i sumpen nede, så starter og stopper den andre pumpen på nivåer indikert som  $H_2$  og  $L_2$  i flytskjemaet. Ledningsnett nedstrøms KP Kolbjørnsvik er dimensjonert for samtidig drift av to pumper og ved høy strømning in til pumpesumpen så går to pumper samtidig for å holde nivået i sumpen nede.

Ledningskarakteristikken mellom KP Kolbjørnsvik og renseanlegget i Saulekilen er ikke studert i detalj og trykkfallet i ledningsnett er dermed ukjent. En trykkmåler er installert nedstrøms pumpene og i henhold til informasjon mottatt fra drift så leverer pumpen ved KP Kolbjørnsvik et utløpstrykk på omtrent 4,2 barg når en pumpe kjøres. For at pumpene i simuleringene skal levere samme kapasitet som pumpene i virkeligheten så er et konstant utløpstrykk på 4,2 barg brukt for utløpet i modellen. Dette gjør at pumpene reguleres inn på riktig driftspunkt på pumpekurven sammenlignet med virkeligheten.

Pumpekarakteristikk for pumpene installert i KP Kolbjørnsvik er vist i Figur 3.27. Dataen er basert på informasjon mottatt fra leverandør for pumpene.



Figur 3.27 Pumpekarakteristikk for pumpe P1/P2/P3 i KP Kolbjørnsvik

### 3.3.4 Forbrukskurve for spillvann

Modellen i SWMM er avgrenset til å bygges opp som en rørrettsmodell som belastes av strømninger fra ulike knutepunkter. Avløpssystemet med ledningsnett oppstrøms knutepunktene blir dermed ikke studert i detalj og dermed er antakelser nødvendige med hensyn på strømning inn til hvert knutepunkt. Mengder avløpsvann inn til knutepunktene har blitt estimert og kalibrert sammenlignet mot informasjon hentet ut fra kommunens driftskontrollsystem. For å få en realistisk timevariasjon over døgnet så er den estimerte mengden spillvann inn til pumpestasjonene basert på en forbrukskurve.

Timefaktorene som er lagd til grunn for å beskrive forbrukskurven er basert på retningslinjer hentet fra Norsk Vann rapport 193 (2012). Forbrukskurven viser variasjoner for timeforbruket for et husholdningsbruk gjennom et døgn for drikkevann. Vanligvis antas mengden spillvann å tilsvare vannforbruket og variasjonene over døgnet er dermed den samme for spillvann og drikkevann. Forbrukskurven er basert på et høyere forbruk om morgenen og tidlig på ettermiddagen enn ellers i døgnet. Forbrukskurven som legges til grunn for å beskrive variasjonene i mengden spillvann inn til pumpestasjonene er vist i Figur 3.28.



Figur 3.28 Forbrukskurve for timevariasjon for spillvann gjennom døgnet

### 3.4 Kalibrering av modell

For å sikre at modellen gjenspeiler virkeligheten og at simuleringene gir pålitelige resultat så har modellen blitt kalibrert.

Kalibreringen har først blitt gjennomført for en normal tørrværsperiode og deretter for en periode med mye nedbør. Denne masteroppgaven ble utført på høsten og det var vanskelig å finne perioder då målte tidsserier fra drift kun indikerte spillvann inn til pumpestasjonene. Informasjon som er mottatt fra driftspersonell hos Arendal kommune for en tørrværsperiode er hentet noen få dager etter en periode med nedbør og det er fortsatt ettertilrenning inn til noen av pumpestasjonene. Fremst så er det KP Havstad som blir mest påvirket ved nedbørsperioder, da det er den knutepunkt som mottar størst mengder overvann. Pumpen ved KP Havstad går dermed store deler av døgnet i henhold til den informasjon som er mottatt fra drift.

Kalibrering av modellen har blitt gjennomført gjennom at data for strømninger fra de målepunkter som finnes nedstrøms knutepunktene har blitt hentet inn i form av kurver som viser målte tidsserier fra kommunens driftskontrollsystem (SCADA).

Strømning inn til respektive knutepunkt er en usikker faktor der det i dag ikke finnes noen målepunkter hos kommunen. Strømning inn til knutepunktene har dermed blitt estimert og resultatene fra simuleringene i SWMM har blitt sammenlignet med verdier fra kurvene for de målte tidsseriene mottatt fra drift. Justeringer i modellen har blitt gjennomført så at resultatet fra simuleringene tilsvarer de målte tidsseriene.

Justeringer som ble gjennomført under kalibrering er beskrevet nedenfor:

- Ruhet på alle dykkerledningene ble økt i henhold til de opprinnelige antakelsene. Opprinnelig så ble standardverdier for ruhet indikert i kapitel 3.3.2 brukt som underlag for dykkerledningene. Når simuleringer ble gjennomført så var det ikke mulig å få pumpene ved KP Havstad og KP Skibevik å havne på samme driftspunkt som de gjør i henhold til informasjonen mottatt fra drift. Dykkerledningene i sjøen ligger på en dybde på omtrent 30 m hvilket innebærer at dykkerledningene er et lavpunkt der vannet antakelig blir stående stille i bunnen av ledningen. Arendal kommune har også oppgitt at de ikke har mulighet med jevnlig spyling og mulighet for pluggkjøring i alle dykkerledninger. Det er av den anledningen stor sannsynlighet at dykkerledningene er utsatt for store mengder avleiringer, hvilket kan stemme med de høye verdier for k-verdier som ble nødvendig å bruke for dykkerledningene.
- Strømning inn til KP Skibevik ble justert i henhold til det opprinnelige estimatet. For at pumpene ved KP Skibevik i simuleringene skulle gå omtrent like ofte som i virkeligheten så ble mengden overvann inn til knutepunktet økt.
- Åpning på kontrollventilen fra KP Heftingsdalen ble justert så at resultatet fra simuleringene skulle gi samme mengde ut fra bassenget som kurvene fra drift indikerte.
- Informasjon fra personell hos drift har oppgitt at turtallet på spylepumpen ved KP Havstad er regulert og også pumpen i SWMM var nødvendig å regulere for å levere samme mengde vann som kurvene fra drift indikerte.
- Forbrukskurven i Figur 3.28 ble lagd for å indikere en høyere belastning i avløpssystemet på morgenen og tidlig på ettermiddagen for å etterligne kurvene fra drift.
- Da ledningskarakteristikken nedstrøms KP Kolbjørnsvik ikke er studert i detalj så er utløpstrykket ved KP Kolbjørnsvik satt til et fast utløpstrykk som er oppgitt av driftspersonell hos Arendal kommune, dette for at regulere driftspunktet til pumpen. Ved KP Kolbjørnsvik kan to pumper kjøres samtidig og trykktapet i ledningen nedstrøms KP Kolbjørnsvik kommer då at øke. For å regulere ned den totale kapasiteten på pumpene ved samtidig drift så er kapasiteten på pumpe P2 regulert

ned for at driften av to pumper samtidig i simuleringene skal gi samme mengde vann som kurvene fra drift indikerer.

Parameterne som ble justert under kalibreringen er vist i Tabell 3-3.

Tabell 3-3 Parameterer justert under kalibrering

| Parameter        | Opprinnelig verdi           | Justert verdi                | Kommentar   |
|------------------|-----------------------------|------------------------------|---|
| SID54109         | K-verdi = 0,5               | K-verdie = 10                | Dykkerledning fra KP Skibevik, lavpunkt -30m              |
| SID47099         | K-verdi = 0,5               | K-verdie = 10                | Dykkerledning fra KP Vindholmen, lavpunkt -30m            |
| SID47100         | K-verdi = 0,5               | K-verdie = 10                | Dykkerledning fra KP Vindholmen, lavpunkt -30m            |
| SID55163         | K-verdi = 0,5               | K-verdie = 20                | Dykkerledning fra KP Havstad, lavpunkt -30m               |
| KP Skibevik      | Tilrenning overvann = 0 LPS | Tilrenning overvann = 10 LPS | Mengde overvann inn til KP Skibevik justert opp           |
| P1 KP Havstad    | Kapasitet = 100 %           | Kapasitet = 80 %             | Kapasitet på spylpeumpe P1 regulert ned til 80 %          |
| KP Heftingsdalen | Åpning FV1 = 0,25 m         | Åpning FV1 = 0,07 m          | Åpning på kontrollventil utefra KP Heftingsdalen redusert |
| KP Heftingsdalen | Tilrenning = 10 LPS         | Tilrenning = 7 LPS           | Mengde overvann inn til KP Heftingsdalen justert ned      |
| P2 Kolbjørsvik   | Kapasitet = 100 %           | Kapasitet = 80 %             | Kapasitet på pumpe P2 regulert ned til 80 %               |

Kalibreringen ble først gjennomført over en periode på 6 timer der de parameter som er nevnt ovenfor ble justert for at resultatet fra simuleringene skulle etterligne den informasjon som ble mottatt fra drift for en normal tørrværsperiode. Deretter ble samme periode simulert over 1 time for å danne et mer detaljert oversiktsbilde over alle knutepunkter. Simuleringer for en periode på 24 timer ble også gjennomført for hvert knutepunkt og sammenlignet med informasjon mottatt fra drift for å se at verdiene over et døgn ble omtrent de samme.

Når modellen var justert for å gi et tilstrekkelig godt bilde av virkeligheten så ble simuleringer gjennomført for en periode med mye nedbør. Tidspunkt ble valgt då tidsserier for kurver fra drift indikerte at alle pumpene ved de ulike knutepunktene gikk for fullt.

Når en simulering i SWMM starter så begynner simuleringene med å fylle opp hele systemet. For at danne et realistisk bilde av virkeligheten så har kalibrering og alle resultatene fra simuleringer blitt analysert basert på informasjon fra SWMM etter at simuleringene har gått et døgn. Dette gir et mer stabilt resultat.

Faktoren som er vanskeligst å kalibrere er samtidighet med hensyn på strømning fra knutepunktene. Avløpssystemet som er simulert består av flere pumpestasjoner, og tilførsler via gravitasjon, som alle har ulik belastning. Belastning på hovedledningen vil dermed påvirkes av samtidighet fra de ulike knutepunktene. Simuleringene gir dermed ikke et eksakt bilde av virkeligheten, men de danner et bilde av hvordan den eksisterende situasjonen i ledningsnett ser ut og simuleringer er mulig å gjennomføre for å se hvordan systemet kommer å påvirkes når man tar hensyn til framtidig belastning.

Den kalibrerte modellen beskriver den eksisterende situasjonen i systemet og resultatene vises i kapitel 4.1.

For å simulere den framtidige situasjonen i avløpssystemet så må den framtidige belastningen estimeres og legges inn i modellen for å deretter sammenlignes med den eksisterende situasjonen, simuleringer for dette vises i kapitel 4.2.

### 3.5 Følsomhetsanalyse for ruhet

Den modellparameteren med størst usikkerhet er ruhet i ledningsnett. Høyere ruhet gir mer trykktap i ledningsnett og ruhet i ledningsnett påvirker kapasiteten fra pumpene ved de ulike knutepunktene.

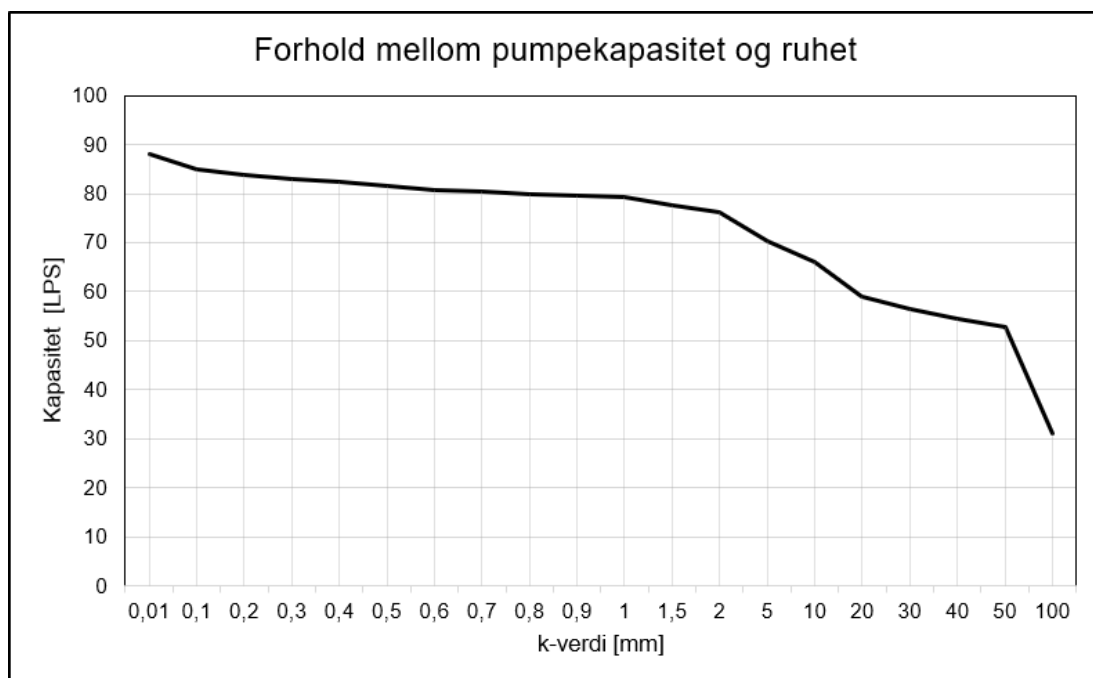
I utgangspunktet har plastrør veldig lav ruhet, men lavere ruhet enn 0,5 mm er ikke anbefalt for plastrør i nettberegninger (Lindholm, O. m.fl., 2012). Ledningsnett for avløp inneholder

ofte sedimenter og avleiringer som reduserer rørtverrsnittet, spesielt om ledningsnettets har mye lavpunkter.

Dykkerledningene i avløpssystemet hos Arendal kommune ligger på en dybde på omtrent 30 meter hvilket innebærer at dykkerledningene er et lavpunkt der vannet antakelig blir stående stille i bunnen av ledningen. Det er av den anledningen stor sannsynlighet at ledningene er utsatt for store mengder avleiringer.

For å danne et bilde av hvordan ruheten i ledningsnettets påvirker kapasiteten til pumpene så er en følsomhetsanalyse for ruhet gjennomført. Følsomhetsanalysen ble gjennomført for pumpe P2 ved KP Havstad og for ruheten i dykkerledningen nedstrøms pumpen. Dykkerledningen er den største ledningen i avløpssystemet og har en diameter på 450 mm. Følsomhetsanalysen ble gjennomført ved en tørrværsperiode då det var normal vannføring i ledningsnettets. Ruheten i dykkerledningen ble endret og mengden vann ut fra pumpe P2 ved KP Havstad ble registrert.

Figur 3.29 viser hvordan kapasiteten på pumpen blir redusert ved økt ruhet i ledningen nedstrøms pumpen. En ruhet mellom 0-2 mm har en liten påvirkning på kapasiteten til pumpen og først høyere ruhet påvirker trykkfallet i ledningen så pass mye at kapasiteten på pumpen reduseres betraktelig.



Figur 3.29 Forhold mellom pumpekapasitet og ruhet

### 3.6 Framtidig situasjon i ledningsnettets

Etter at modellen har blitt verifisert for å overensstemme med kurver for målte tidsserier fra virkeligheten så har et flertall modellsimuleringer utført for å se hvordan kapasiteten i avløpssystemet kommer å påvirkes av den forventede framtidige økte belastningen.

For å få et korrekt bilde av den framtidige belastningen til systemet så er det viktig å ta hensyn til faktorer som kommer å påvirke belastningen i systemet fremover, dette vil primært være:

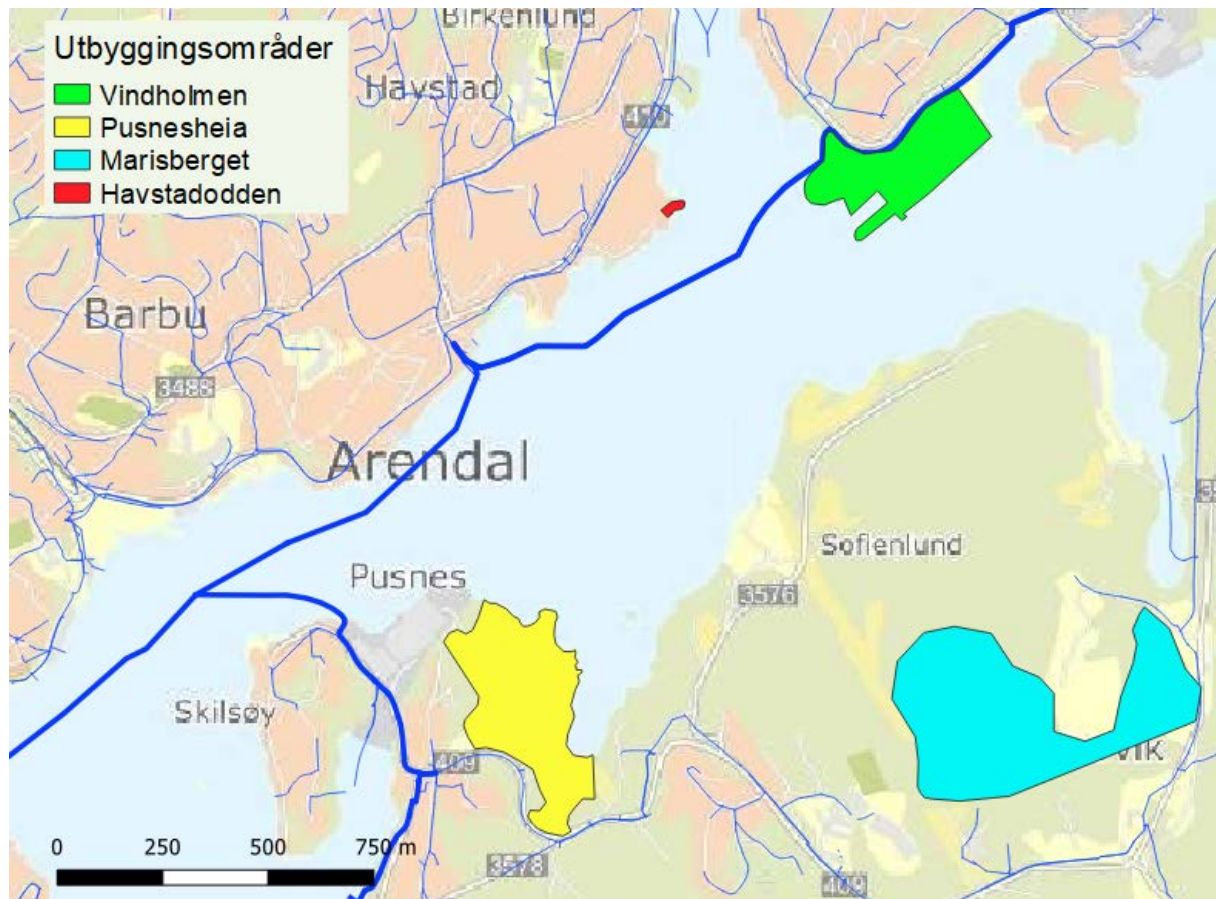
- Planlagte utbyggingsområder med tilknytning til hovedledningen
- Klimaendringer
- Generell befolkningsvekst

### 3.6.1 Planlagte utbyggingsområden

Det er planlagt for følgende større utbyggingsområder som skal tilkobles hovedledningen for avløpssystemet:

- Vindholmen
- Pusnesheia
- Marisberget
- Havstadodden

Figur 3.30 viser den geografiske plasseringen av ovenstående utbyggingsområder i forhold til hovedledningen.



Figur 3.30 Planlagte utbyggingsområden

Dimensjonerende forbruk for utbyggingsområdene er basert på et gjennomsnittlig forbruk på 150 liter/person pr. døgn (VA/Miljø-blad, 2015). Figur 3.28 viser den forbrukskurve som legges til grunn for å beskrive timevariasjoner over døgnet.

#### Vindholmen

På Vindholmen skal et gammelt industriområde bygges om til leiligheter. Utbyggingsprosjektet planlegger for etablering av omtrent 700 boliger og næringsbygg. I den første fasen av prosjektet skal 82 leiligheter etableres og de resterende leilighetene kommer i senere faser.

De første byggetrinnene blir bygget dimensjonert for omtrent 220 personer. Utbyggeren har søkt om tilkobling til dykkerledningen fra Vindholmen til KP Havstad for inntil 6 l/s og ved full utbygging så skal det søkes om tilkobling for inntil 18 l/s (Stærk, 2019).



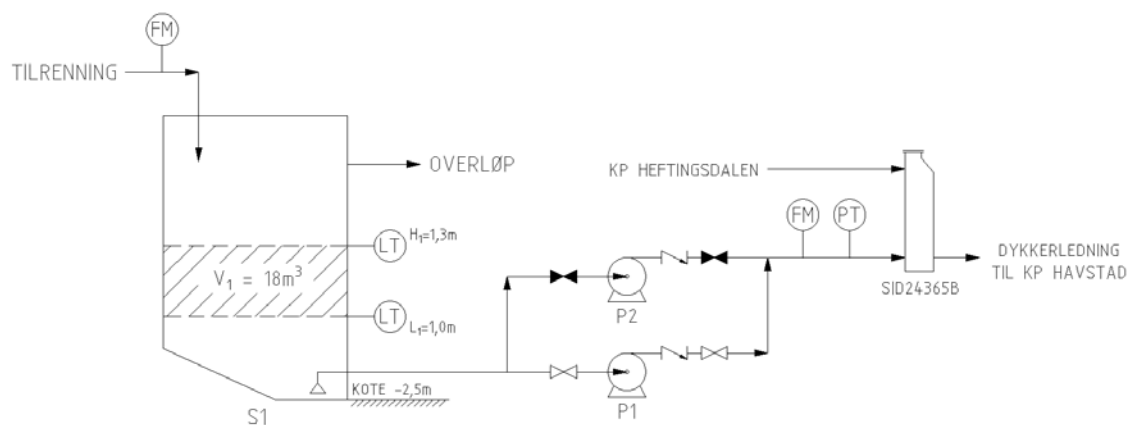
Då området er under utbyggelse så anbefales det å installere en egen pumpestasjon ved Vindholmen. I de hydrauliske modelleringene så etableres pumpestasjonen under marknivå og består av to pumper, P1 og P2, der den ene pumpen fungerer som reservepumpe. Pumpene skal starte automatisk på foranstilte nivåer i en pumpesump koblet til pumpene. Pumpene dimensjoneres for å gi en maksimal mengde på 18 l/s inn på dykkerledningen for å simulere den totale utbyggingen på Vindholmen. Pumpesumpen dimensjoneres for å kunne håndtere den totale utbyggingen på Vindholmen, dvs. omtrent 700 boliger. I snitt antas 2,15 personer bo i hver leilighet hvilket tilsvarer omtrent 1500 personer.

Overvann fra området skal håndteres lokalt og pumpestasjonen skal ikke dimensjoneres for å transportere overvann.

Parameter for styring av pumpestasjonen og design av pumpesumpen kan utføres på mange ulike hvis, men en mulig design utav pumpestasjonen ved KP Vindholmen vises i et forenklet flytskjema i Figur 3.31.

Flytskjemaet viser den informasjon som er brukt for å simulere driften av pumpene:

- nivåer for start og stopp av pumper
- volum i sumpen mellom start- og stoppnivå
- bunnivå av sump
- instrumentering



#### TEGNFORKLARING

|      |                 |  |                  |  |                    |
|------|-----------------|--|------------------|--|--------------------|
| (FM) | STRØMNINGSMÅLER |  | PUMPESUMP        |  | TILBAKESLAGSVENTIL |
| (LT) | NIVÅMÅLER       |  | SENTRIFUGALPUMPE |  | VENTIL (STENGD)    |
| (PT) | TRYKKMÅLER      |  |                  |  | VENTIL (ÅPEN)      |

Figur 3.31 Forenklet flytskjema over mulig design av KP Vindholmen

Pumpestasjonen ved KP Vindholmen tilkobles ledningen som kommer fra KP Heftingsdalen (kum SID24365B), oppstrøms dykkerledningen fra Vindholmen til KP Havstad. Begrunnelsen til å koble tilførselsrøret til det punktet er å legge røret den korteste veien til dykkerledningen.

Tilkoblingen fra den nye pumpestasjonen kan også legges til kum SID24365A som transporterer spillvann fra KP Skibevik. Begrunnelsen for å legge tilkoblingen i kummen fra KP Heftingsdalen istedenfor i kummen fra KP Skibevik er at pumpene ved KP Skibevik går mer frekvent enn det er strømning ut fra fordrøyningsbassenget ved KP Heftingsdalen. Bassenget ved KP Heftingsdalen har i tillegg et stort volum og det er derfor mulig å styre reguleringsventilen ut fra bassenget så at den ikke åpner om pumpen ved KP Vindholmen går. Dykkerledningen fra KP Heftingsdalen har også veldig lav belastning og en fordel med å

installere pumpen fra KP Vindholmen til denne ledningen er for å øke strømmingen i ledningen og på så vis redusere avleiringer i dykkerledningen.

### **Pusnesheia**

På Pusnesheia planlegges det for etablering av omtrent 500 boliger og næringsbygg. I snitt antas 2,15 personer bo i hver bolig, hvilket tilsvarer omtrent 1100 personer. Avløpet fra Pusnesheia kobles direkte til KP Skilsø. En pumpestasjon bestående av pumper og en pumpeump må installeres ved Pusnesheia for å kunne pumpe avløpsvannet til KP Skilsø, men i simuleringene legges forbruket direkte inn til kummen ved KP Skilsø.

Overvann fra området skal håndteres lokalt og ledningen til KP Skilsø skal ikke dimensjoneres for å transportere overvann.

### **Marisberget**

På Marisberget planlegges det for etablering av omtrent 500-600 boliger. I snitt antas 2,15 personer bo i hver bolig, hvilket totalt tilsvarer omtrent 1300 personer. Avløpet fra Marisberget kobles direkte til KP Skilsø. Marisberget ligger på en høyere kote enn KP Skilsø, og det kan antas at avløpsvannet ledes via gravitasjon til kummen ved KP Skilsø.

Overvann fra området skal håndteres lokalt og ledningen til KP Skilsø skal ikke dimensjoneres for å transportere overvann.

### **Havstadodden**

Havstadodden er et mindre utbyggingsprosjekt der 29 leiligheter skal etableres. Leilighetene blir bygget dimensjonert for omtrent 90 personer. Avløpet fra Havstadodden kobles direkte til pumpeumpen ved KP Havstad.

Overvann fra området skal håndteres lokalt og ledningen til KP Havstad skal ikke dimensjoneres for å transportere overvann.

## **3.6.2 Klimafaktor**

For å ta hensyn til framtidige klimaendringer så legges en klimafaktor på for simuleringene som gjennomføres, dette for å kunne analysere en framtidig belastning i ledningsnett.

I henhold til Arendal kommunes VA-norm så skal en klimafaktor på 1,4 benyttes ved dimensjonering av overvannsanlegg (Arendal kommune, 2016).

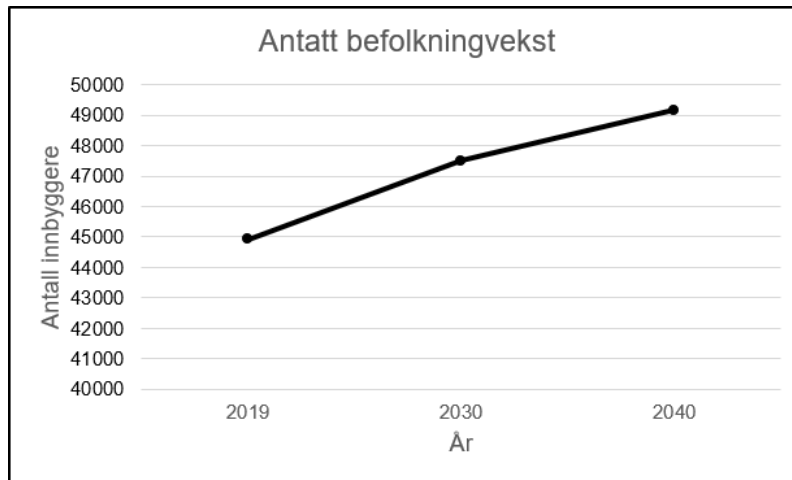
Omtrent 35 km, av det totale ledningsnett på ca. 450 km, består av fellessystem som innebærer at overvann og spillvann ledes i felles rørledninger. Dette tilsvarer omtrent 8 % av ledningsnett. Ledninger med fellessystem er fremst plassert i sentrumsnære områder.

Det blir ikke riktig å sette en klimafaktor på alt avløpsvann som kommer inn til ledningsnett da merparten av avløpsvannet er spillvann, men for å ta hensyn til økt mengde overvann grunnet klimapåvirkninger så brukes en klimafaktor på avløpsvannet som kommer fra KP Heftingsdalen og fra KP Havstad. KP Heftingsdalen mottar overvann lokalt fra Heftingsdalen søppelfyllplass og KP Havstad er den knutepunkt som samler avløpsvann fra sentrumsnære områder, som er det område der merparten av de gjenstående fellessystem er installert. 8 % utav den estimerte mengden avløpsvann inn til KP Havstad pålegges en klimafaktor på 1.4.

## **3.6.3 Befolkningsvekst**

I tillegg til de ovennevnte utbyggingsområdene med direkte tilkobling til hovedledningen så er det forventet en generell befolkningsvekst i Arendal kommune som kommer å påvirke avløpssystemene.

I henhold til Arendal kommunes byplan (Arendal kommune, 2014a), så er prognosen for befolkningsvekst frem mot 2040 omtrent 485 personer per år hvilket er en del mer enn det som prognosene fra SSB estimerer. Statistikken fra SSB estimerer at befolkningsveksten i Arendal kommune kommer at øke med ca. 10,1 % frem mot 2040 (SSB, 2018). Prognose for befolkningsvekst i Arendal kommune er vist i Figur 3.32.



Figur 3.32 Prognose for befolkningsvekst i Arendal kommune

I henhold til prognosene for befolkningsvekst i Arendal kommune så er det viktig at ledningsnett for avløpssystemene dimensjoneres med tanke på økt befolkningsvekst. For å ta hensyn til forventet befolkningsvekst i Arendal kommune så brukes en tilleggsfaktor for økt befolkning på 1,1 for de knutepunkter som mottar spillvann i de framtidige simuleringene.

## **4 SIMULERINGER OG RESULTATER**

Modellen og simuleringene som har gjennomført i SWMM gir en forenklet bild av virkeligheten. Selv om modellen er kalibrert for å gjenspeile virkeligheten så kan resultatene være usikre. De største faktorene som påvirker resultatene av simuleringene er den estimerte strømmingen inn til hvert knutepunkt samt samtidighet med hensyn på drift av pumper og strømming fra bassenger. De hydrauliske simuleringene som er gjennomført danner dog et bilde av hvordan den eksisterende situasjonen i ledningsnettet ser ut og simuleringene gir et bilde av hvordan systemet kommer å påvirkes når man tar hensyn til framtidig belastning.

### **4.1 Eksisterende situasjon**

Kurvene fra simuleringene som er gjennomført viser at pumpene ved KP Skibevik, KP Havstad og KP Kolbjørnsvik har omtrent samme driftstider som kurvene som er hentet ut fra Arendal kommunes driftskontrollsystem. Samtidig drift av pumpene er vanskelig å simulere då strømming in til pumpene kun er estimert med en fast verdi for å etterligne kurvene i virkeligheten. Resultatet fra simuleringene viser dog at pumpeumpen i KP Kolbjørnsvik, som mottar avløpsvann fra alle de andre knutepunktene, fylles i omtrent samme takt som pumpeumpen gjøres i henhold til informasjonen mottatt fra drift. Likeså starter pumpene ved KP Kolbjørnsvik i henhold til simuleringene omtrent like ofte som de gjør i henhold til kurvene mottatt fra drift.

Simuleringene nedenfor danner et bilde av hvordan den eksisterende situasjonen i avløpssystemet ser ut.

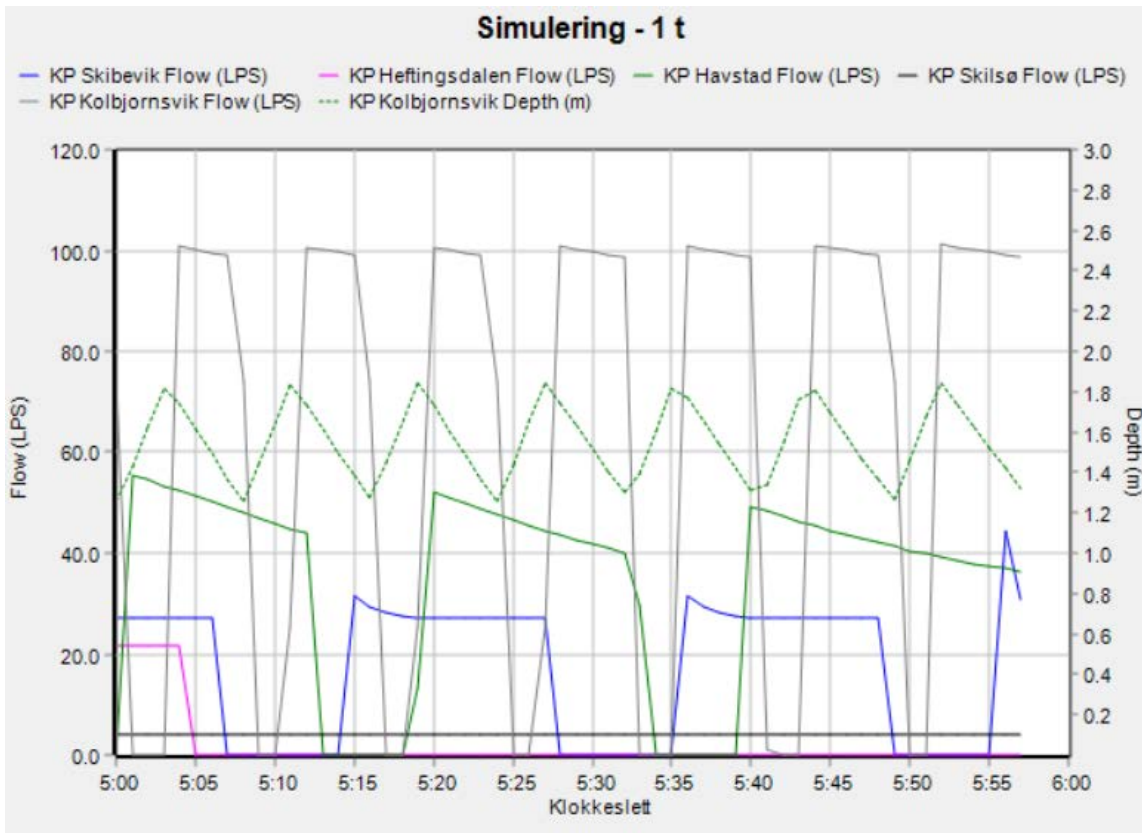
#### **4.1.1 Normal tørrværsperiode**

Informasjon som er mottatt fra driftspersonell hos Arendal kommune er hentet noen få dager etter en periode med nedbør og det er fortsatt ettertilrenning inn til pumpestasjonene. Fremst så er det KP Havstad som blir mest påvirket ved nedbørsperioder, da det er den knutepunkt som mottar størst mengde overvann. Pumpen ved KP Havstad går dermed store deler av døgnet i henhold til den informasjon som er mottatt fra drift.

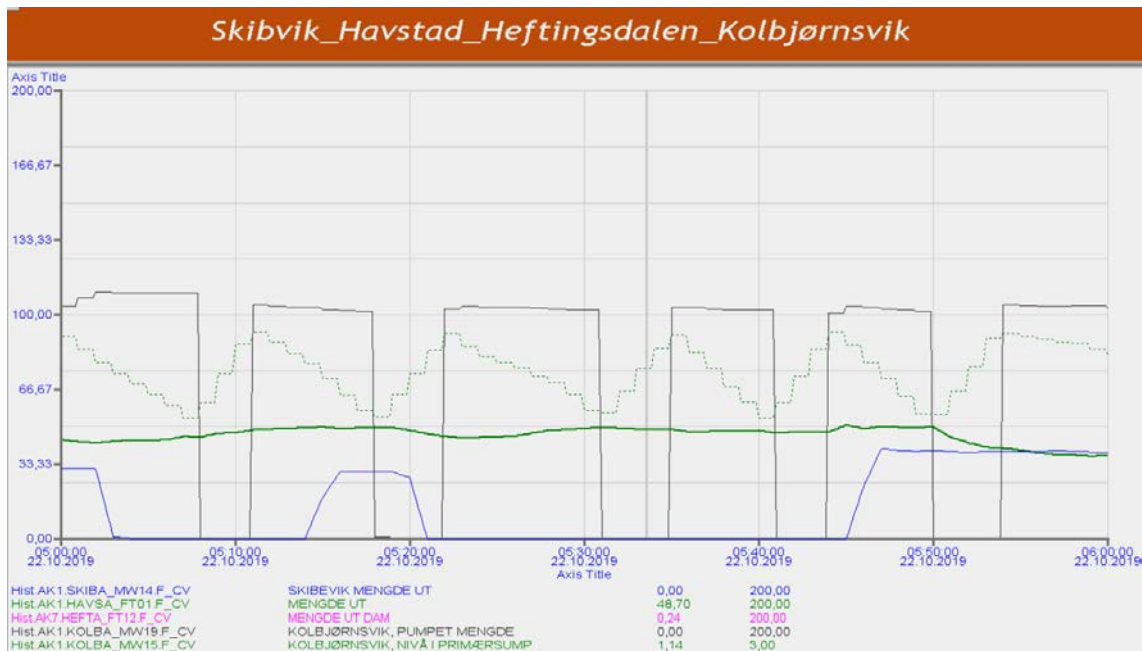
Kurvene nedenfor viser resultatet fra simuleringer som er gjennomført for en periode på 1 time, 6 timer og 24 timer under det samme døgnet.

### Resultat fra simuleringer over en periode på 1t

Resultat fra simuleringene gjennomført over en periode på 1 time er sammenlignet med kurver mottatt fra drift for samme periode. Resultatet fra simuleringene og kurvene fra drift er vist i Figur 4.1 og Figur 4.2.



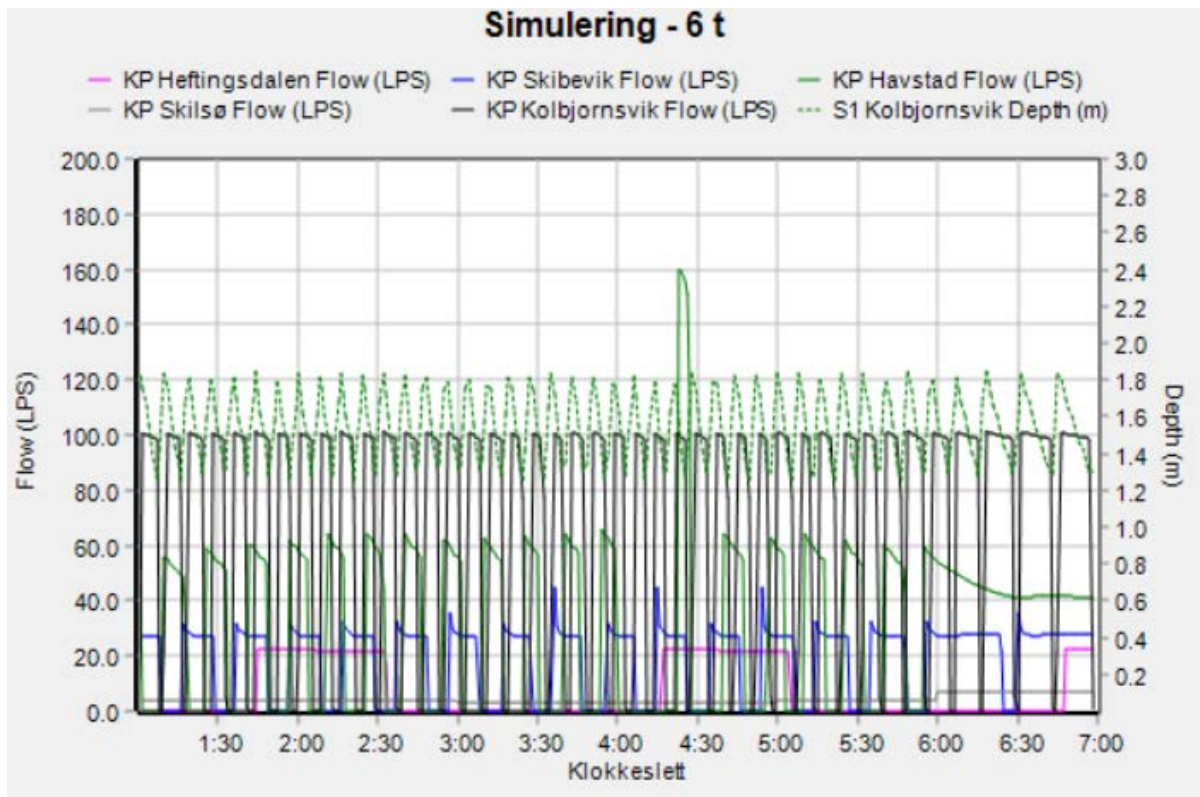
Figur 4.1 Simuleringer over en periode på 1 time



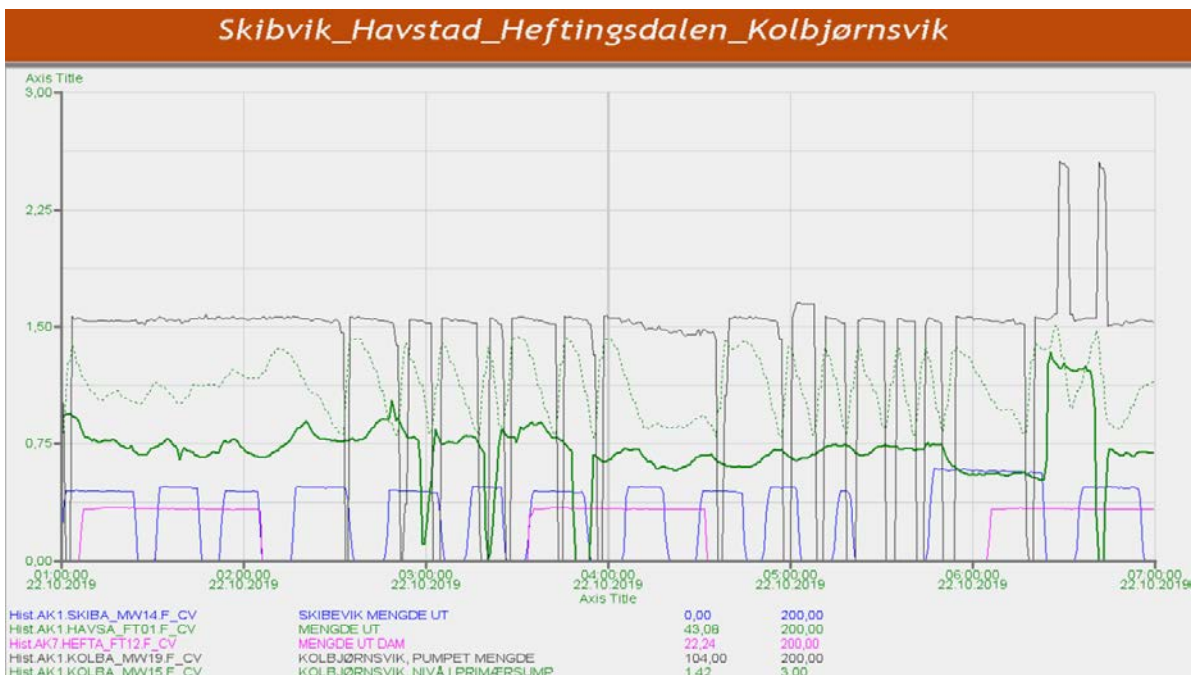
Figur 4.2 Målte tidsserier fra drift over en periode på 1 time

### Resultat fra simuleringer over en periode på 6 timer

Resultat fra simuleringene gjennomført over en periode på 6 timer er sammenlignet med kurver mottatt fra drift for samme periode. Resultatet fra simuleringene og kurvene fra drift er vist i Figur 4.3 og Figur 4.4.



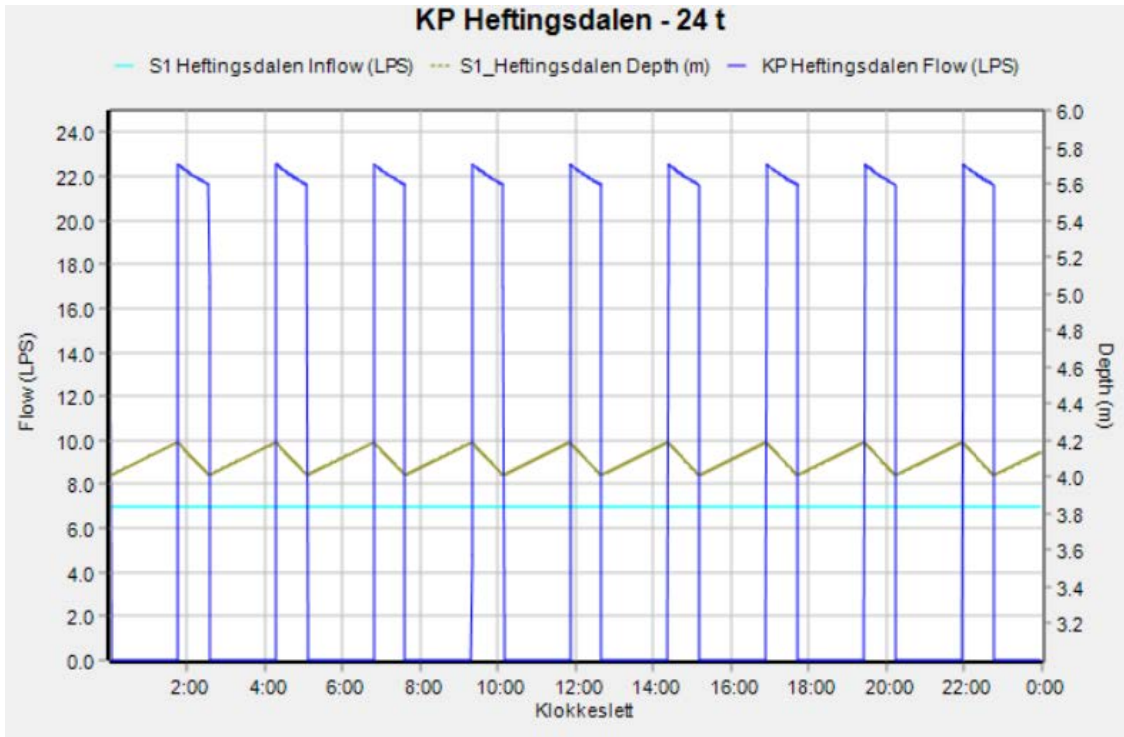
Figur 4.3 Simuleringer over en periode på 6 timer



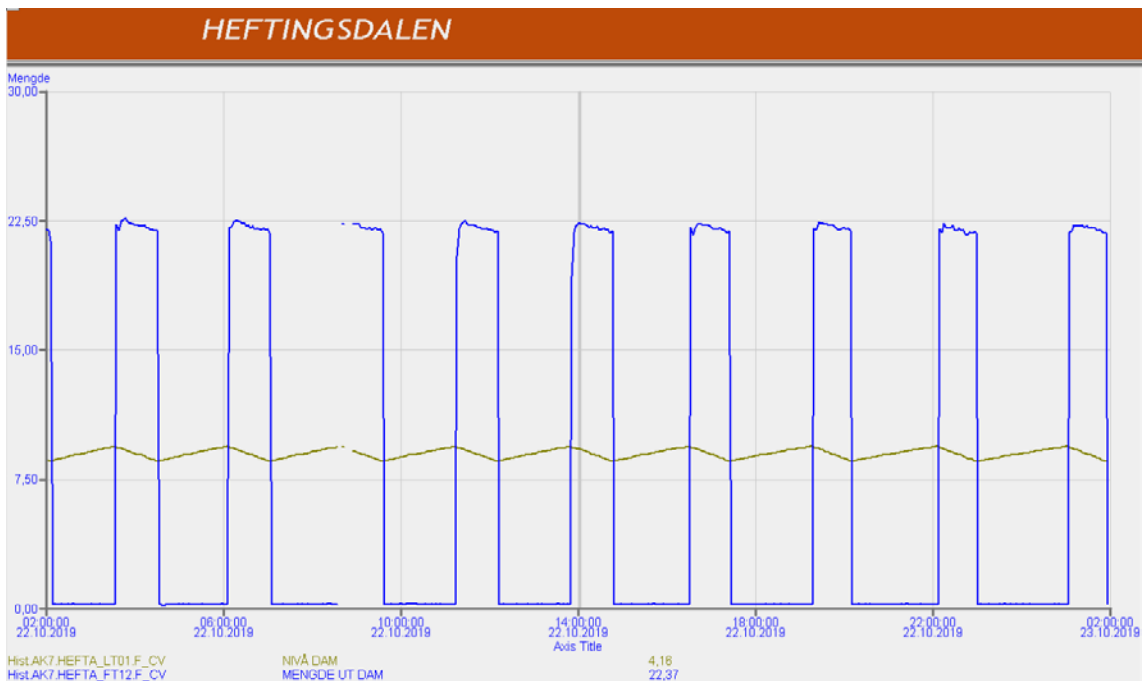
Figur 4.4 Målte tidsserier fra drift over en periode på 6 timer

### Resultat fra simuleringer over en periode på 24 timer

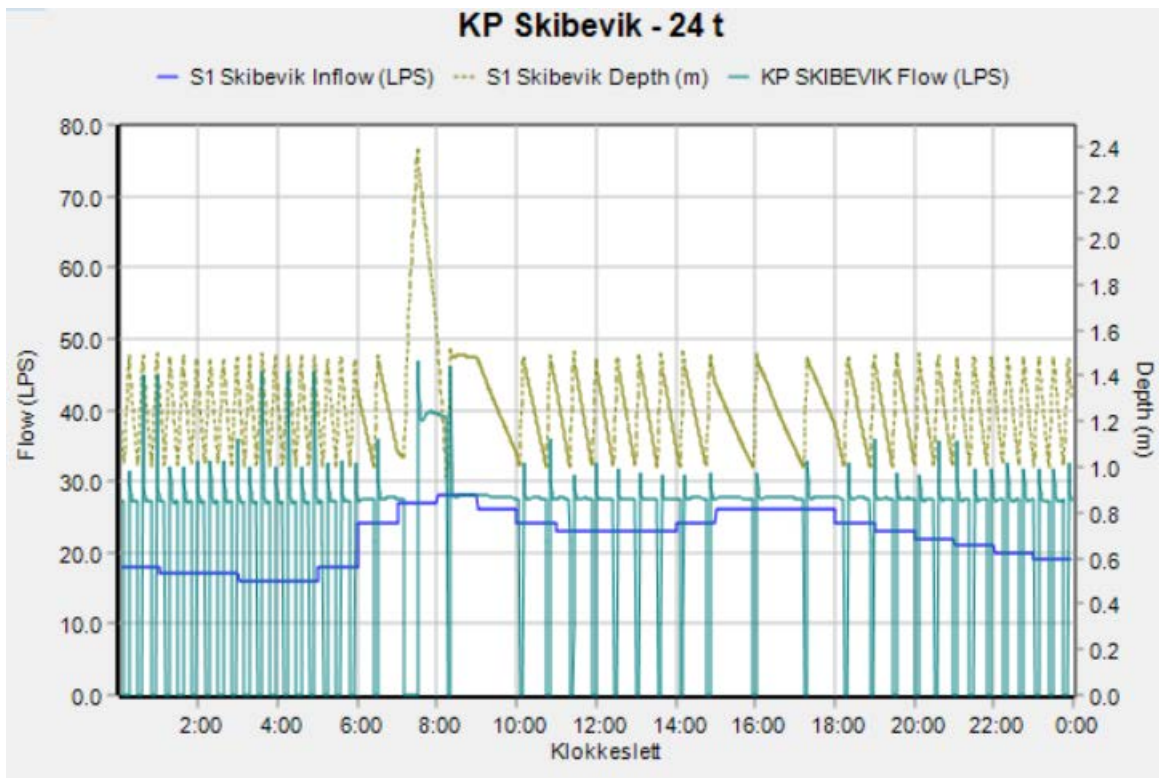
Resultat fra simuleringer og kurvene mottatt fra drift over en periode på 24 timer er vist i figurene nedenfor. I grafene vises tilrenning til pumpesumpen, nivå i pumpesumpen og strømning ut fra knutepunktet. En graf er lagt for hvert knutepunkt for å lettere kunne sammenligne simuleringene med kurvene som er mottatt fra drift.



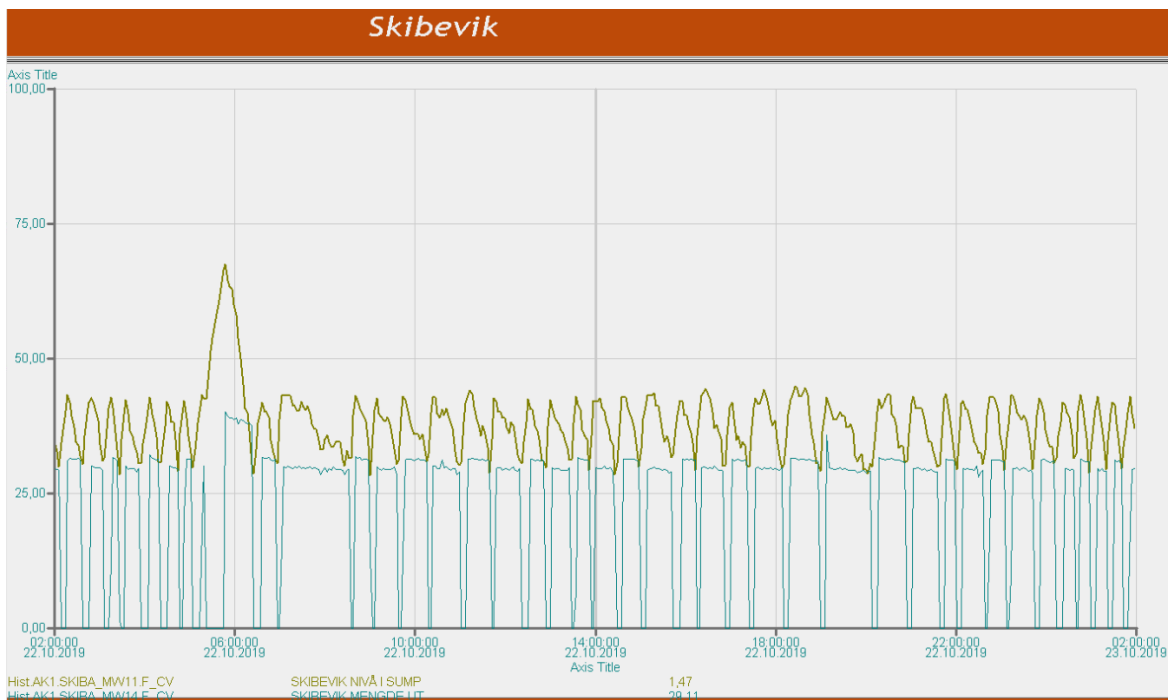
Figur 4.5 Simulering 24 timer – KP Heftingsdalen



Figur 4.6 Målte tidsserier 24 timer – KP Heftingsdalen

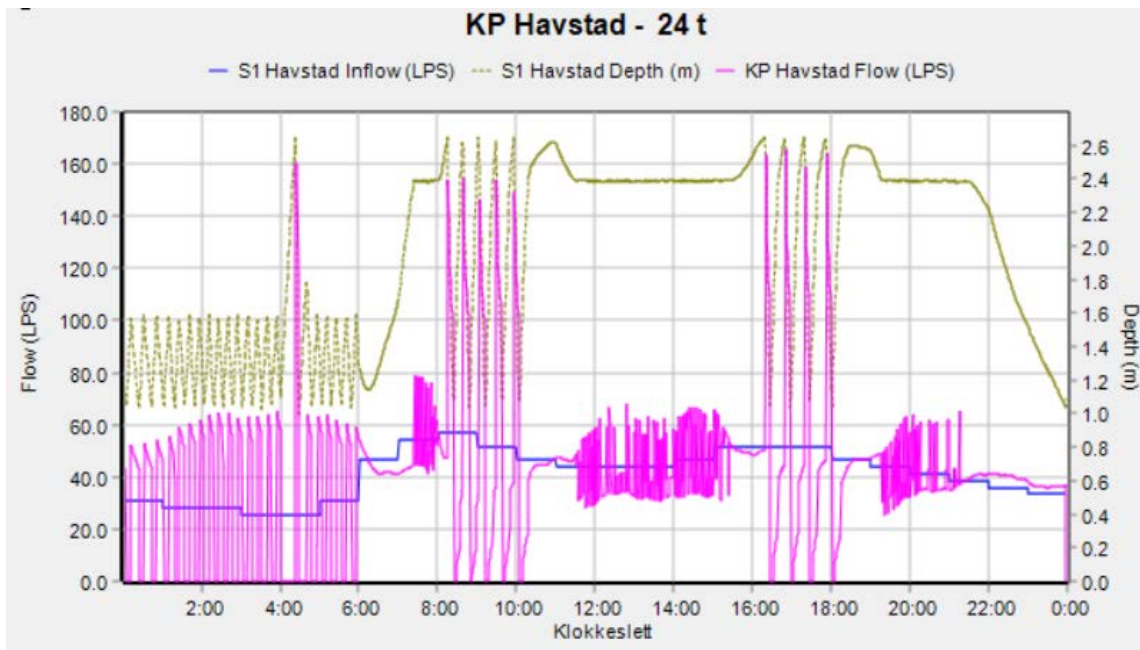


Figur 4.7 Simulering 24 timer – KP Skibevik

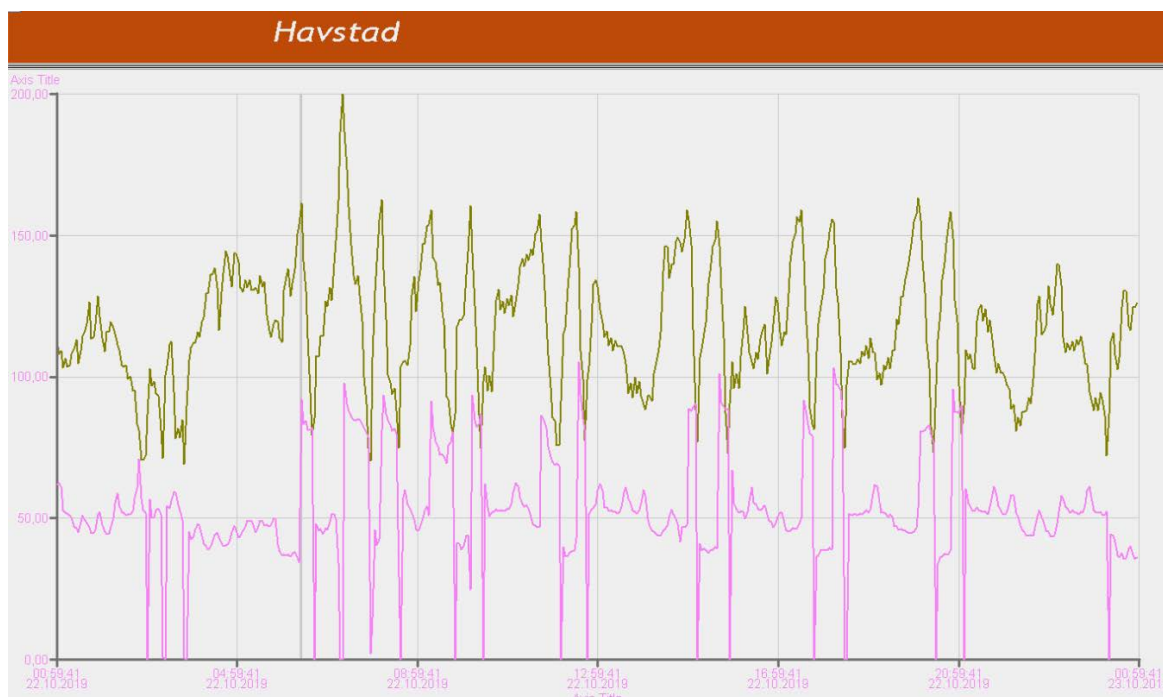


Figur 4.8 Målte tidsserier 24 timer – KP Skibevik

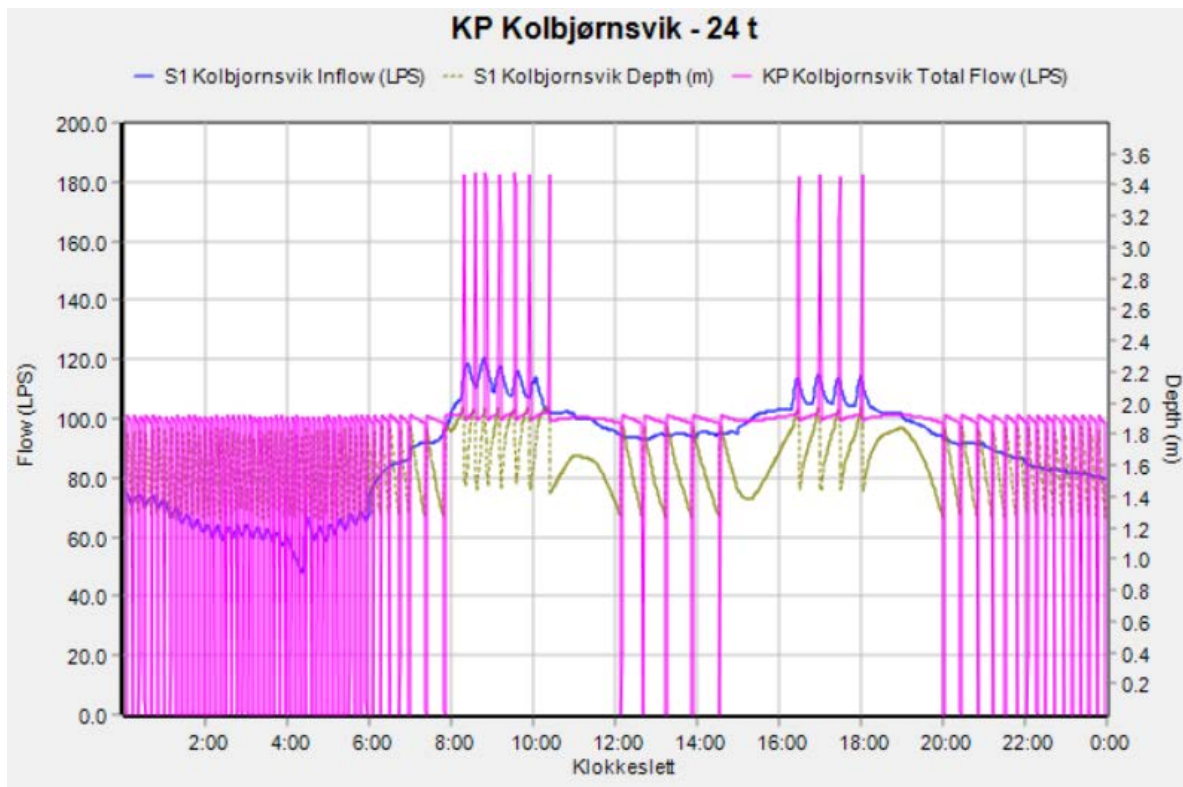




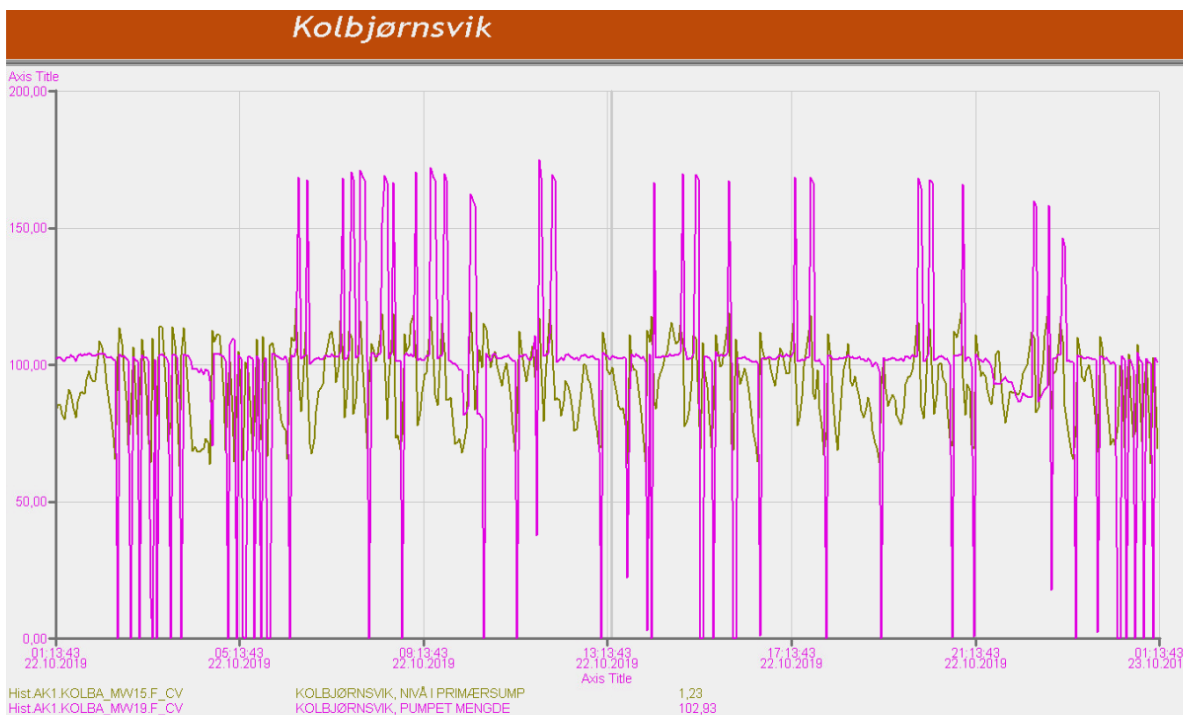
Figur 4.9 Simulering 24 timer – KP Havstad



Figur 4.10 Målte tidsserier 24 timer – KP Havstad



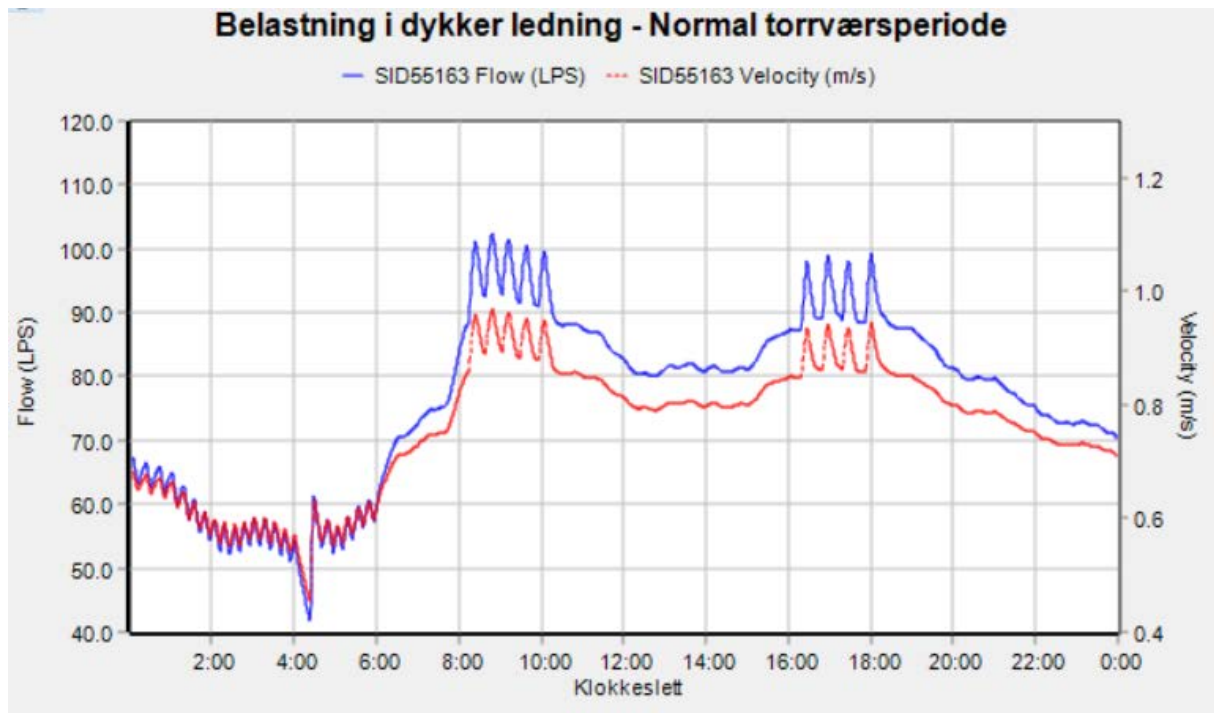
Figur 4.11 Simulering 24 timer – KP Kolbjørnsvik



Figur 4.12 Målte tidsserier 24 timer – KP Kolbjørnsvik

## Belastning i dykkerledning

Figur 4.13 viser maksimal belastning i dykkerledningen mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik for et døgn under en normal tørrværsperiode. I henhold til grafen så er den maksimale belastningen i dykkerledningen omtrent 100 l/s.



Figur 4.13 Maksimal belastning i dykkerledning under normal tørrværsperiode

## Selvrensende hastighet og skjærspenning

For at et avløpssystem skal fungere og for at forhindre at partikler sedimenterer i bunnen på ledninger og forårsaker tilstopping og gjengroing av ledningsnett, så er det et funksjonskrav at ledningsnett er selvrensende. I en dykkerledning er det vanlig å oppnå selvrensende hastighet gjennom støtvis belastning av ledningen. Hastigheten i ledningen kan økes så at sedimentering som skjedd i røren under perioder med lave hastigheter transporteres vekk når hastigheten øker. Dette kan til eksempel skje gjennom at ledningen spyles med avløpsvann så at vannføringen i ledningen oppnår selvrensende hastighet og selvrensende skjærspenning.

Selvrensende hastighet,  $v_{\text{selvrens}}$ , skal være større enn 0,8 m/s og selvrensende skjærspenning,  $t_s$ , skal være større enn 4,0 N/m<sup>2</sup> (Ødegaard, 2014). For å forsikre at ledningsnett er selvrensende så skal selvrensende hastighet og selvrensende skjærspenning oppnås minst en gang per døgn hver dag gjennom året.

Selvrensende skjærspenning berignes i henhold til formel:

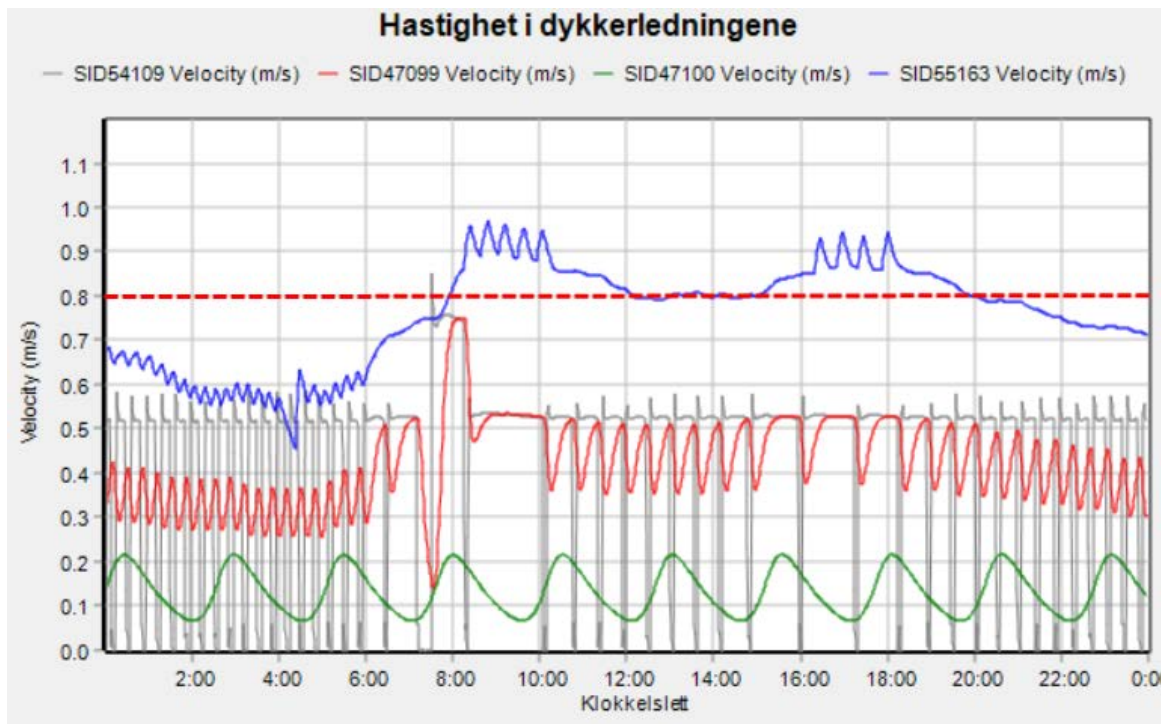
$$t_s = \gamma \cdot R \cdot I, \text{ der;}$$

$\gamma = 10\,000$ , vannets spesifikke vekt [N/m<sup>3</sup>]

$R = D/4$ , hydraulisk radius for et fylt rør [m]

$I = \text{fall på energilinjen}$  [m/m]

Figur 4.14 viser hastigheten for de 4 dykkerledningene i Tromøysund i henhold til simuleringen som er gjennomført for en periode på 24 timer.



Figur 4.14 Hastighet i dykkerledningene

Tabell 4-1 viser en sammenstilling over hastighet hentet fra simuleringene og beregnet skjærspenning for dykkerledningene. Tabellen viser at dykkerledningene mellom KP Vindholmen og KP Havstad (SID47099 og SID47100) ikke oppnår tilstrekkelig hastighet og skjærspenning for selvrensing. Dette er også de ledningsstrekken som ikke har mulighet for spyling. Dykkerledningen nedstrøms KP Skibevik (SID54109) oppnår selvrensende skjærspenning og dykkerledningen mellom KP Havstad og Kolbjørnsvik (SID55163) oppnår både selvrensende hastighet og skjærspenning.

Tabell 4-1 Selvrensende hastighet og skjærspenning i dykkerledningene

| Pipe ID  | D<br>[m] | R<br>[m] | $h_f$<br>[m] | L<br>[m] | I<br>[m/m] | $\gamma$<br>[N/m <sup>3</sup> ] | $t_s$<br>[N/m <sup>2</sup> ] | $v_{selvrens}$<br>[m/s] |
|----------|----------|----------|--------------|----------|------------|---------------------------------|------------------------------|-------------------------|
| SID54109 | 0,2586   | 0,06     | 40           | 1663     | 0,0241     | 10 000                          | 15,6                         | 0,75                    |
| SID47099 | 0,2586   | 0,06     | 12           | 2400     | 0,0050     | 10 000                          | 3,2                          | 0,75                    |
| SID47100 | 0,2586   | 0,06     | 12           | 2400     | 0,0050     | 10 000                          | 3,2                          | 0,20                    |
| SID55163 | 0,4156   | 0,10     | 10           | 2369     | 0,0042     | 10 000                          | 4,4                          | 0,95                    |

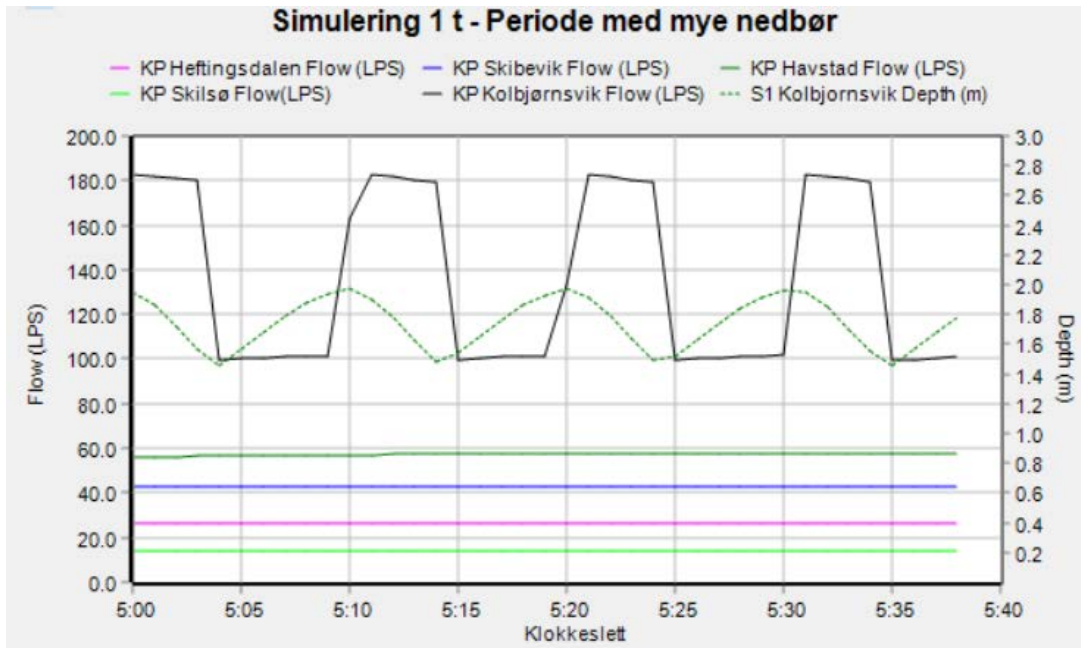
#### 4.1.2 Periode med mye nedbør – maksimal belastning i avløpssystemet

Simuleringer har gjennomført for en periode med mye nedbør for å se hvordan systemet fungerer sammenlignet med de simuleringer som ble gjennomført for tørrværsperioden. Driftspersonell har hentet ut kurver for en nedbørsperiode fra kommunens driftskontrollsystem og simuleringer er gjennomført for å se om resultatene fra simuleringene stemmer overens med kurvene mottatt fra drift når en økt mengde avløpsvann renner inn til de hvert knutepunkt. Både simuleringene og kurvene mottatt fra drift viser at avløpssystemet blir hardt belastet i perioder med mye nedbør.

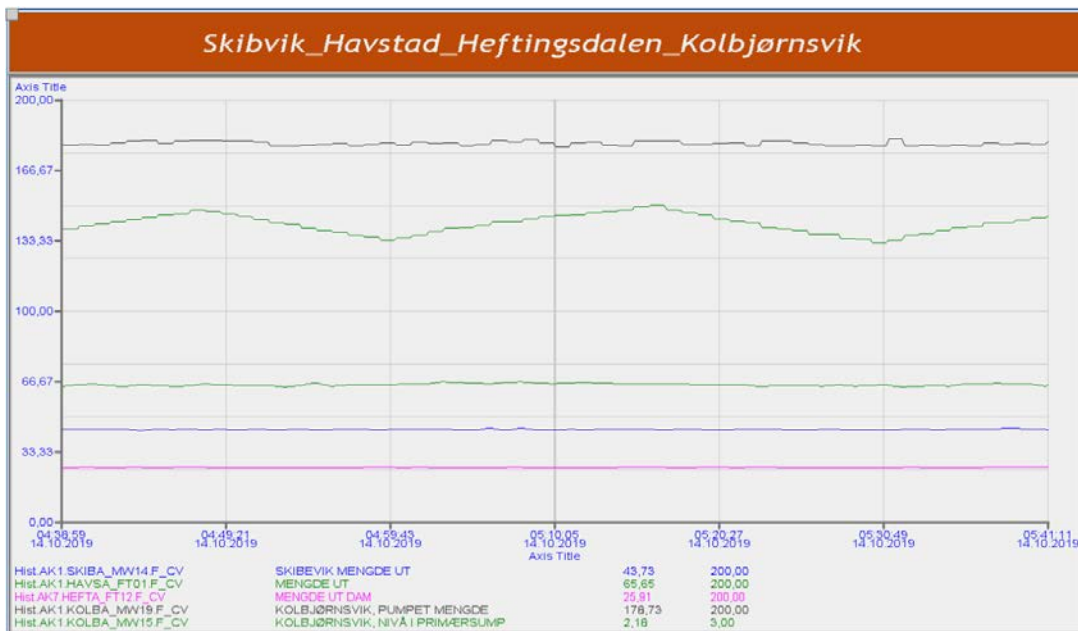
Figur 4.15 viser resultatet fra simuleringen som ble gjennomført. Kurven viser at det er konstant strømning ut fra KP Skilsø, KP Heftingsdalen, KP Skibevik og KP Havstad og ved disse knutepunkter så går pumpene for fullt. Ved KP Kolbjørnsvik klarer pumpene å holde nivået i pumpeumpen innenfor foranstilte nivåer og ingen vann går i overløp.

Pumpesumpen ved KP Kolbjørnsvik fylles opp på omtrent 5 minutter og to pumper går samtidig i perioder for å holde nivået i pumpesumpen nede.

Resultatet fra simuleringen viser samme mengder avløpsvann ut fra de ulike knutepunktene som kurvene mottatt fra drift, hvilket innebærer at kalibreringen av modellen stemmer bra overens med virkeligheten.



Figur 4.15 Simulering over 1 time med mye nedbør



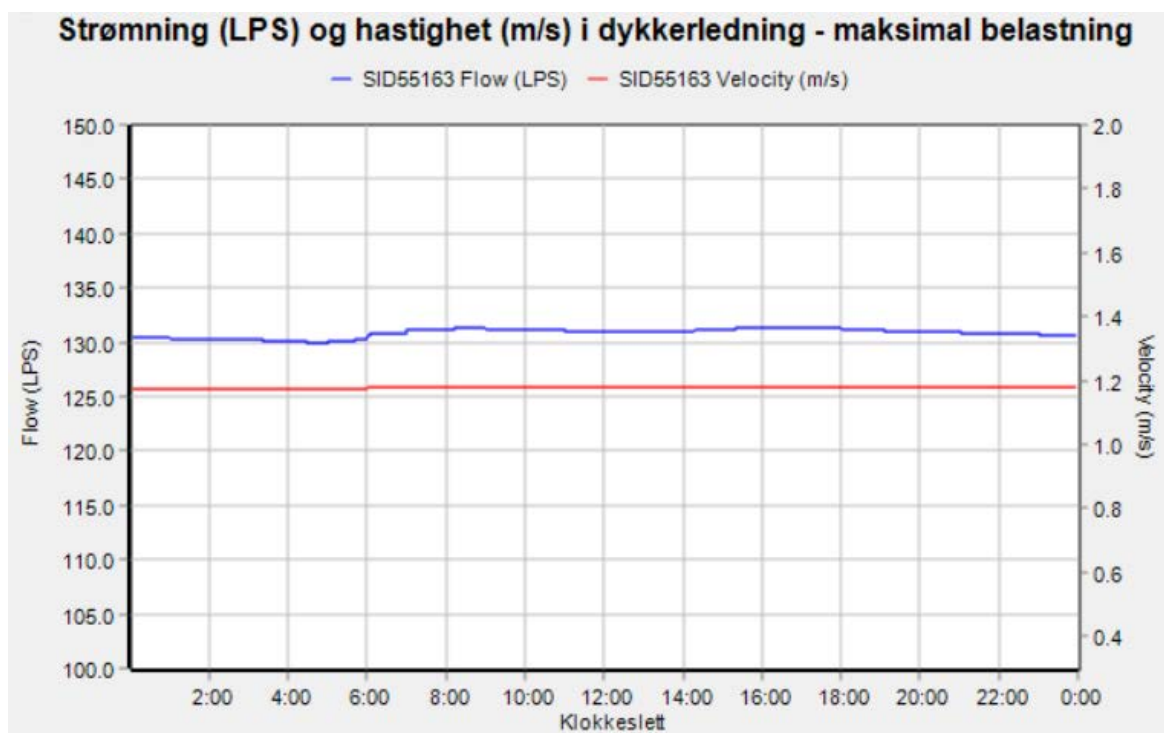
Figur 4.16 Målte tidsserier over 1 time med mye nedbør

Simuleringen gir et godt bilde av den maksimale belastning som avløpssystemet kan håndtere med hensyn på mengde avløpsvann inn til hovedledningen fra hvert knutepunkt. Når alle pumpene går for fullt så er kapasiteten på pumpene fra de ulike knutepunktene i henhold til Tabell 4-2.

Tabell 4-2 Kapasitet på pumper ved maksimal belastning

| Pump            | Percent Utilized | Number of Start-Ups | Minimum Flow LPS | Average Flow LPS | Maximum Flow LPS |
|-----------------|------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|
| P2_Kolbjørnsvik | 1.21             | 0                   | 0.00             | 100.04           | 101.80           |
| P3_Kolbjørnsvik | 0.53             | 3                   | 0.00             | 80.60            | 81.42            |
| P1_Havstad      | 1.21             | 0                   | 0.00             | 57.37            | 57.84            |
| P1_Skibevik     | 1.21             | 0                   | 0.00             | 42.78            | 42.78            |
| P2_Havstad      | 0.00             | 0                   | 0.00             | 0.00             | 0.00             |
| P1_Kolbjørnsvik | 0.00             | 0                   | 0.00             | 0.00             | 0.00             |
| P2_Skibevik     | 0.00             | 0                   | 0.00             | 0.00             | 0.00             |
| P3_Skibevik     | 0.00             | 0                   | 0.00             | 0.00             | 0.00             |
| P3_Havstad      | 0.00             | 0                   | 0.00             | 0.00             | 0.00             |

Figur 4.17 viser hvordan den maksimale belastningen i dykkerledningen mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik ser ut i perioder med mye nedbør når pumpene ved de ulike knutepunktene går for fullt over et døgn. Når det er maksimal strømming ut fra alle knutepunkter så er den maksimale belastningen i dykkerledningen oppstrøms KP Kolbjørnsvik omtrent 130 l/s og hastighet i dykkerledningen er omtrent 1,2 m/s.



Figur 4.17 Strømming og hastighet i dykkerledningen ved maksimal belastning

## Trykktap i ledningsnett

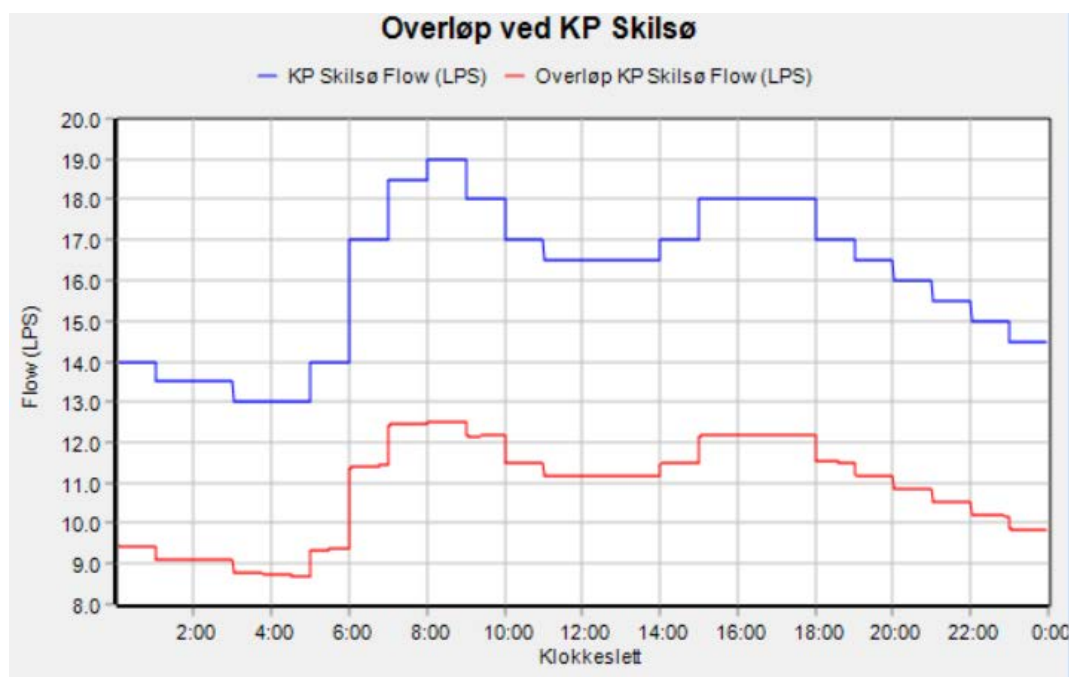
Tabell 4-3 viser trykktap i ledningsnettet ved maksimal belastning ut fra hvert knutepunkt. I henhold til tabellen er det størst trykktap per 100m i dykkerledningene mellom KP Havstad - KP Kolbjørnsvik (SID55613), KP Vindholmen - KP Havstad (SID47099) og i dykkerledningen nedstrøms KP Skibeвик (SID54109). Dette er også de ledningsstrekken med størst ruhet og høyest strømning.

Tabell 4-3 Trykktap i ledningsnett ved maksimal belastning

| Ledningsstrek                    | Pipe ID  | Dimensjon [mm] | Lengde [m] | Strømning ved maksimal belastning |              |                   | Totalt trykktap ledningsstrek [m] |
|----------------------------------|----------|----------------|------------|-----------------------------------|--------------|-------------------|-----------------------------------|
|                                  |          |                |            | Strømning [LPS]                   | Trykktap [m] | Trykktap [m/100m] |                                   |
| KP Heftingsdalen -<br>KP Havstad | SID54020 | 280            | 2074       | 26,31                             | 8,64         | 0,4166            | 16,45                             |
|                                  | SID54067 | 280            | 112        | 26,31                             | 0,36         | 0,3250            |                                   |
|                                  | SID54065 | 315            | 1559       | 26,31                             | 4,07         | 0,2611            |                                   |
|                                  | SID47100 | 280            | 1070       | 26,31                             | 3,38         | 0,3159            |                                   |
| KP Skibeвик -<br>KP Havstad      | SID54550 | 315            | 177        | 42,7                              | 0,32         | 0,1808            | 32,02                             |
|                                  | SID54109 | 280            | 1663       | 42,7                              | 13,85        | 0,8328            |                                   |
|                                  | SID54099 | 500            | 75         | 42,7                              | 0,06         | 0,0800            |                                   |
|                                  | SID54006 | 280            | 1743       | 42,7                              | 5,51         | 0,3161            |                                   |
|                                  | SID54066 | 280            | 112        | 42,7                              | 0,37         | 0,3304            |                                   |
|                                  | SID54064 | 315            | 1559       | 42,7                              | 2,99         | 0,1918            |                                   |
|                                  | SID47099 | 280            | 1070       | 42,7                              | 8,92         | 0,8336            |                                   |
| KP Havstad -<br>KP Kolbjørnsvik  | SID55613 | 450            | 2369       | 131,3                             | 22,59        | 0,9536            | 22,59                             |
| KP Skilsø - SID55613             | SID49101 | 315            | 298        | 6                                 | 0,05         | 0,0168            | 1,01                              |
|                                  | SID49595 | 225            | 115        | 6,03                              | 0,14         | 0,1217            |                                   |
|                                  | SID55590 | 200            | 402        | 6,03                              | 0,82         | 0,2040            |                                   |

## Overløp ved maksimal belastning

Figur 4.18 viser at overløpet ved KP Skilsø trer i kraft når det er maksimal belastning i dykkerledningen som KP Skilsø kobles inn på. Dette medfører at i perioder med mye nedbør så klarer ikke gravitasjonsledningen fra KP Skilsø at lede inn avløpsvannet til dykkerledningen, og store mengder forurenset avløpsvann ledes fra overløpet ved KP Skilsø direkte ut til sjø.



Figur 4.18 Overløp ved maksimal belastning av dykkerledning

## 4.2 Framtidig situasjon

Hensikten med oppgaven er å bygge opp en modell over avløpssystemet og deretter studere hvordan systemet påvirkes av økt belastning i systemet. Simuleringene skal vise om ledningsnett og knutepunktene har tilstrekkelig kapasitet for å kunne håndtere den økte belastningen som er forventet fremover.

For å kunne simulere den framtidige belastningen så har følgende faktorer blitt vurdert:

- Planlagte utbyggingsområder
- Klimafaktor
- Befolkningsvekst

Tilførslene i modellen fra de planlagte utbyggingsområdene som kobles til hovedledningen er vist i Figur 4.19.



Figur 4.19 Framtidige tilførsler til hovedledningen

En sammenstilling av den estimerte framtidige belastningen i avløpssystemet presenteres i Tabell 4-4. Den eksisterende gjennomsnittlige strømmingen inn til hvert knutepunkt er basert på spillvannsmengden som ble estimert inn til knutepunktene ved simuleringene som ble gjennomført for en periode på 24 timer under en normal tørrværsperiode. I tillegg viser tabellen den estimerte økte belastningen grunnet nye utbyggingsområder samt de faktorer som legges til for å ta hensyn til framtidig klimafaktor og befolkningsvekst.

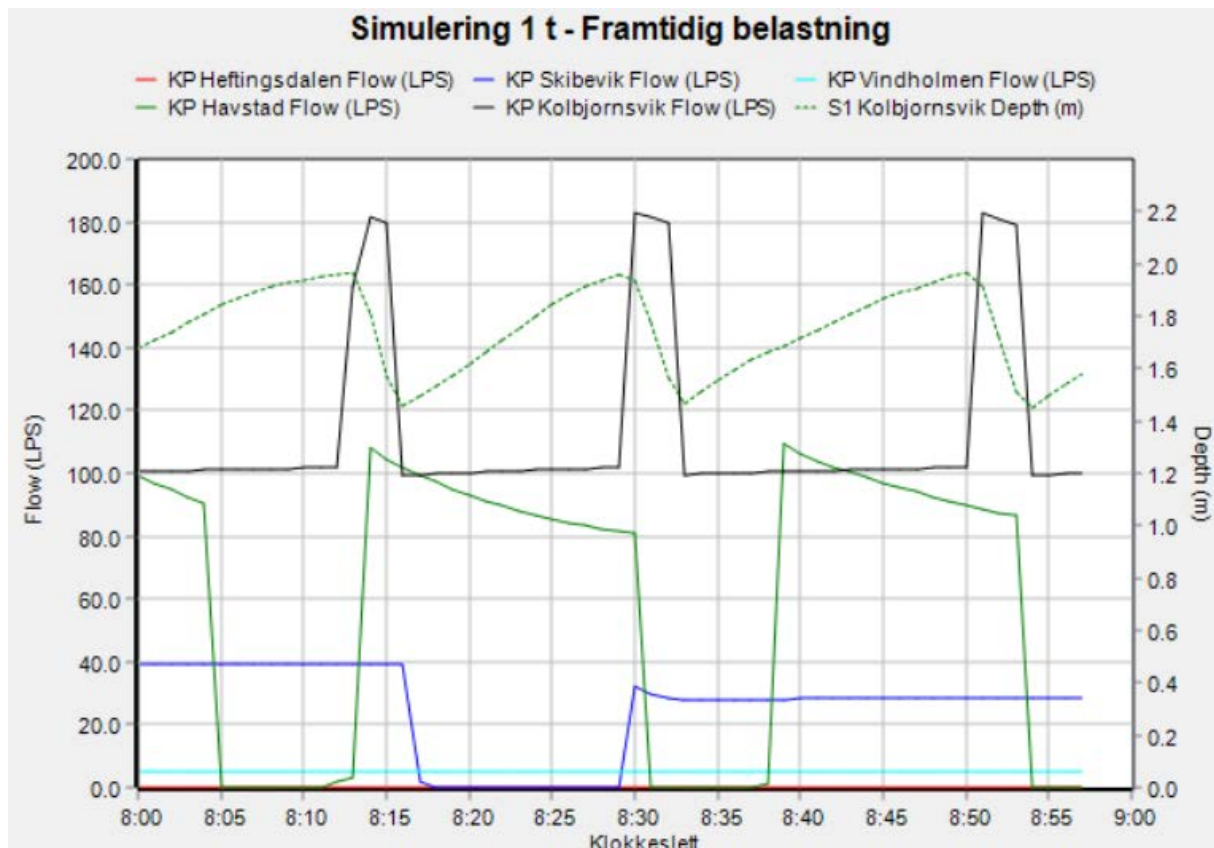
Tabell 4-4 Estimert framtidig belastning i ledningsnett

| Node ID          | Eksisterende belastning, spillvann [lps] | Eksisterende belastning, overvann-/fremmedvann [lps] | Gjennomsnittlig økning for planlagte utbyggingsområder [lps] | Klimafaktor | Tilleggsfaktor mhp. befolkningsvekst | Estimert framtidig belastning [lps] |
|------------------|--|--|--|-------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| KP Heftingsdalen |  | 7  | -  | 1,4         | -                                    | 9,8                                 |
| KP Skibevek      | 10                                       | 10   | -  | -           | 1,1                                  | 21                                  |
| KP Havstad       | 26                                       | 10   | 0,2  | 1,4         | 1,1                                  | 31,7                                |
| KP Skilsø        | 5  |  | 4,2  | -           | 1,1                                  | 9,7                                 |
| KP Vindholmen    |  |  | 2,6  | -           | -                                    | 2,6                                 |

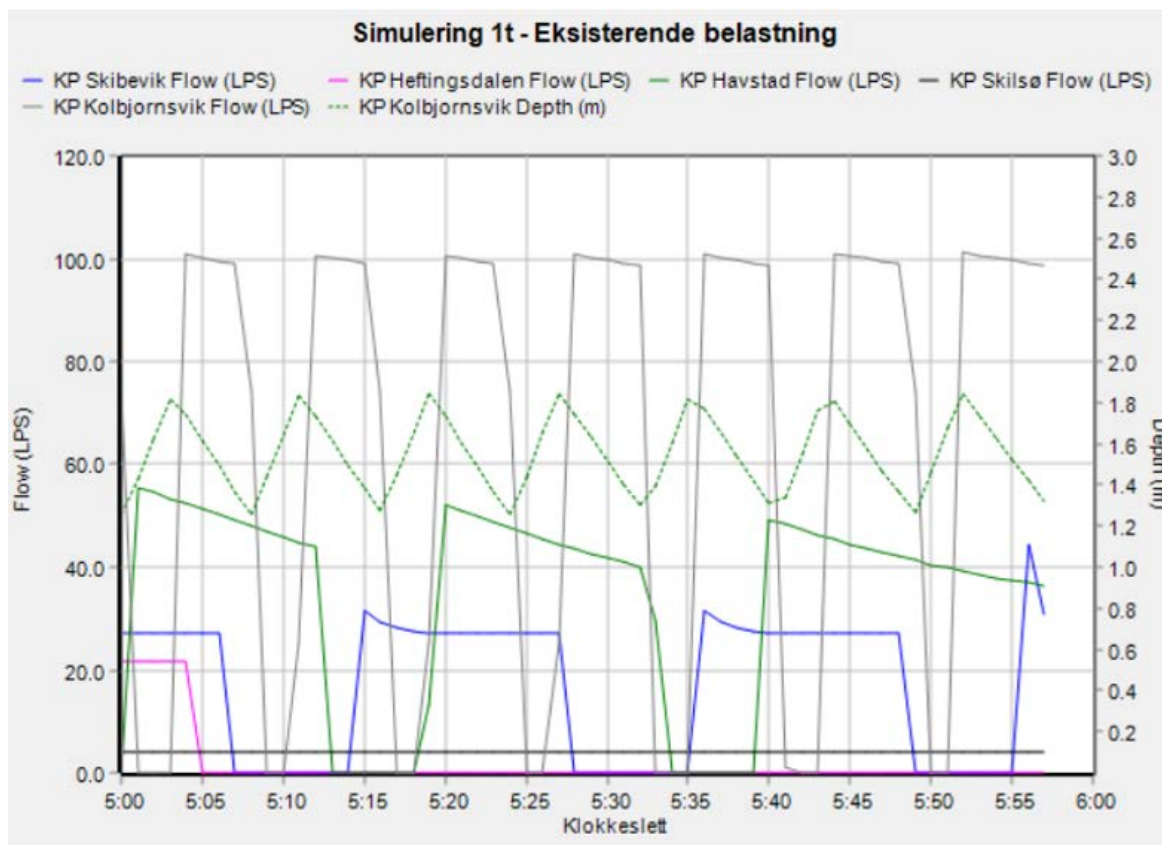


Simuleringene som er gjennomført for å vurdere den framtidige belastningen i ledningsnett er basert på en økt belastning i henhold til tabellen ovenfor. Resultatene fra simuleringene vises i Figur 4.20. Simuleringene er gjennomført kl. 08.00 på morgenen som er den timen i døgnet med høyest mengde spillvann fra husholdene.

I henhold til simuleringene som er gjennomført for den estimerte framtidige belastningen i systemet, så klarer avløpssystemet å håndtere den økte mengden med avløpsvann som kommer inn til hvert knutepunkt. Ved den timen på døgnet som har høyest forbruk så går pumpene ved KP Havstad, KP Vindholmen og KP Kolbjørnsvik nesten kontinuerlig for å klare å holde nivåene i pumpeumpene nede.



Figur 4.20 Simulering 1t - Framtidig belastning



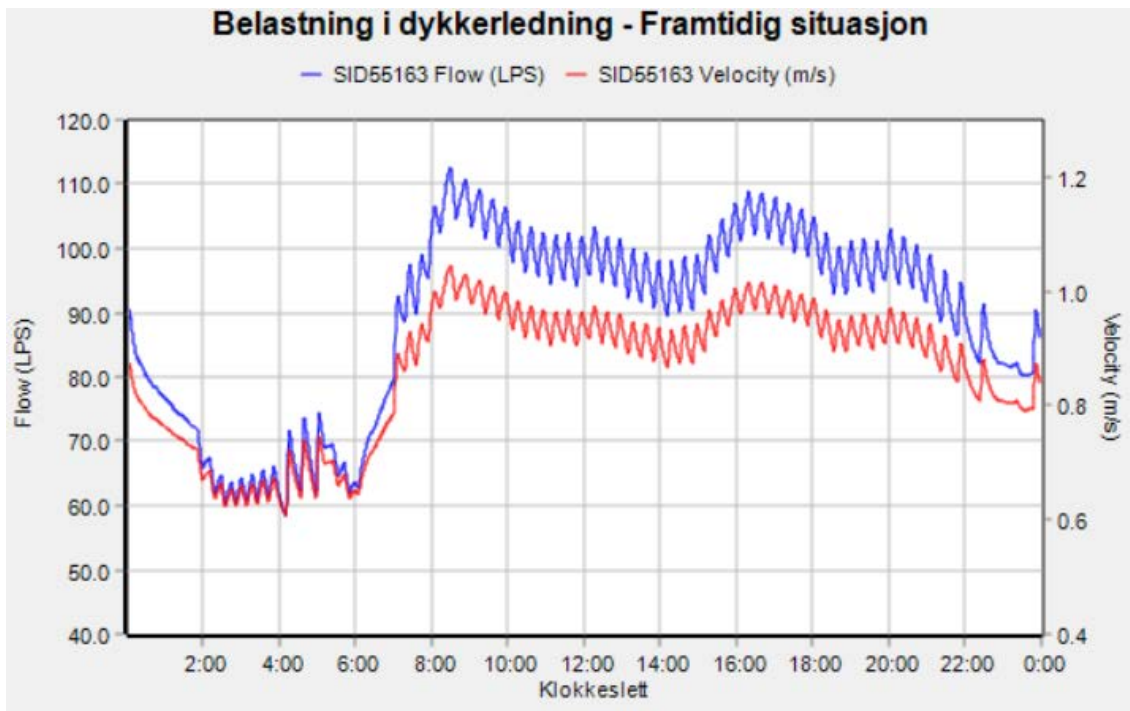
Figur 4.21 Simulering 1t – Eksisterende belastning

Sammenlignet med grafen over den eksisterende belastningen som vises i Figur 4.21, så viser simuleringene for den framtidige belastningen tydelig at pumpestumpen i KP Kolbjørnsvik fylles opp fortere, og begge pumpene ved KP Kolbjørnsvik må gå for å holde nivået i pumpestumpen nede.

Da avløpssystemet blir hardt belastet i nedbørsperioder allerede ved den eksisterende belastningen i systemet, så medfører dette at med den framtidige belastningen så kommer overløpet ved pumpestasjonene til å tre i kraft allerede ved mindre nedbørsmengder enn i dag.

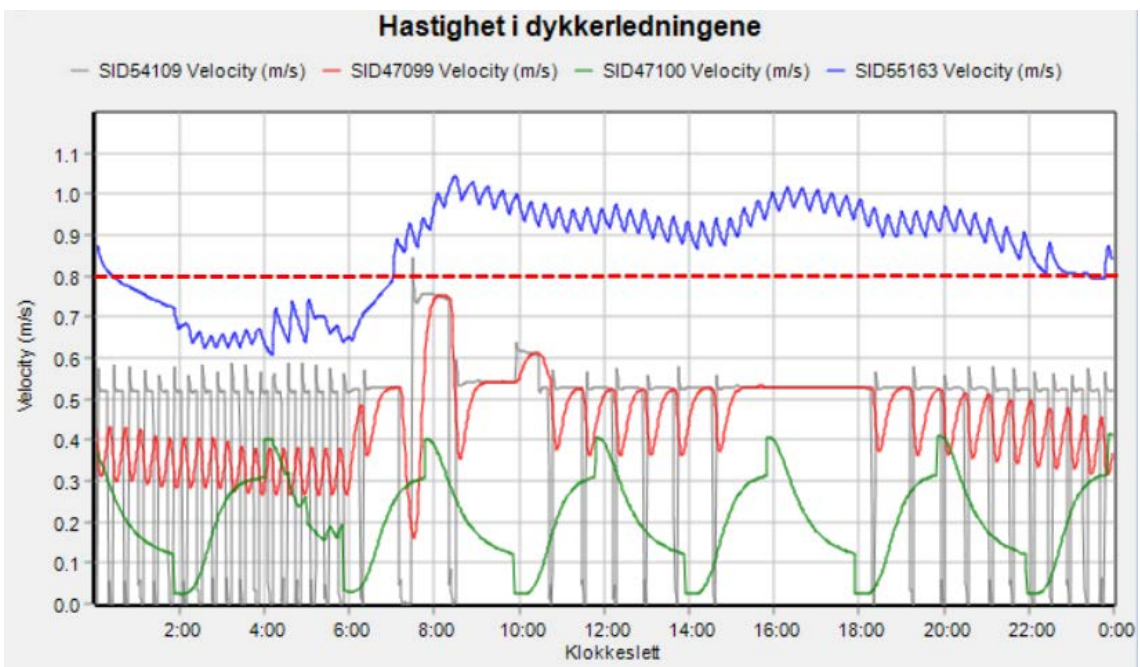
### Belastning i dykkerledning

Figur 4.22 viser strømmingen og hastigheten i dykkerledningen mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik under en 24 timers periode ved den framtidige belastningen. Den maksimale strømmingen i ledningen oppstår på morgenen da det er høyest forbruk inn til hvert knutepunkt og da er strømmingen i ledningsnettets omtrent 110 l/s. Hastigheten i dykkerledningen ligger gjennom store deler av døgnet over 0,8 m/s, hvilket innebærer at selvrensensende hastighet oppnås i ledningsnettets mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik.



Figur 4.22 Belastning i dykkerledning ved framtidig belastning

Figur 4.23 viser hastigheten i alle dykkerledningene i Tromøysund ved den framtidige belastningen. Generelt så viser grafen lave hastigheter i ledningene og effekten av spylepumpene ved de ulike knutepunktene gir en liten innvirkning på den selvrensende hastigheten. Selvrensende hastighet oppnås kun i dykkerledningen mellom KP Havstad og KP Kolbjørnsvik. Dette innebærer at avleiringer som setter seg i ledningen ikke blir transportert vekk under en normal tørrværsperiode.

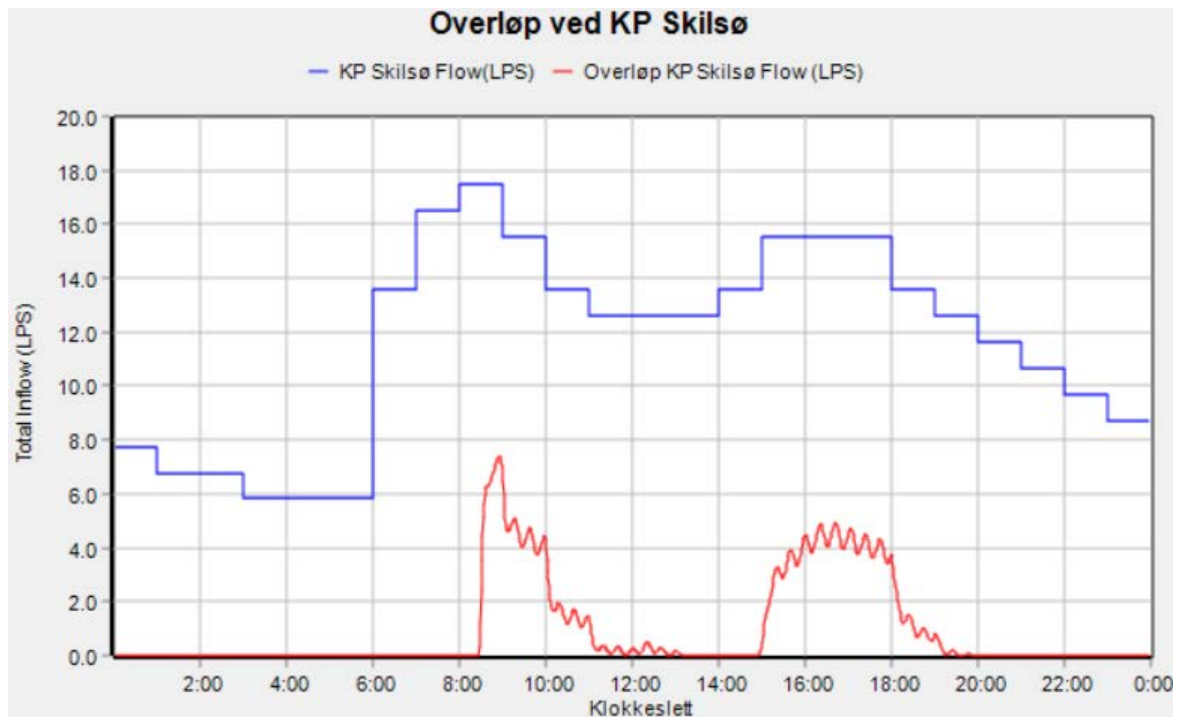


Figur 4.23 Simulering 24 timer – hastighet i dykkerledningene

### Overløp ved framtidig belastning

I henhold til Figur 4.24 så trer overløpet ved KP Skilsø i kraft hver morgen og hver ettermiddag då spillvannsforbruk fra husholdene øker i henhold til forbrukskurven i Figur 3.28. Dette medfører at forurenset avløpsvann kommer at ledes direkte til sjø hver dag ved den framtidige belastningen i avløpssystemet.

Pumpesumpene ved de ulike knutepunktene kommer også å fylles opp fortere ved den framtidige økte belastningen og som vist i Figur 4.20 så har pumpene en høyere driftstid sammenlignet med den eksisterende driften på pumpene. Dette innebær at pumpene kommer å gå fullt ved en mindre nedbørsmengde enn de gjør ved den eksisterende belastningen. Dette medfører at også overløp ved pumpestasjonene kommer til å tre i kraft ved mindre nedbørsmengder.



Figur 4.24 Overløp ved KP Skilsø ved framtidig belastning

## 5 DISKUSJON OG SIMULERING AV TILTAK

For å kunne løse oppgaven har det vært nødvendig å avgrense avløpssystemet som skulle modelleres og analyseres i simuleringene. Avgrensinger har begrenset studieområdet og det har også vært nødvendig å gjøre et flertall estimat underveis då annen informasjon ikke har vært tilgjengelig.

Systemet som er modellert består av flere pumpestasjoner med varierende belastning og samtidighet. Modellen er også avgrenset til å bygges opp som et rørnett som belastes av strømninger fra ulike knutepunkter. Avløpssystemet oppstrøms hvert knutepunkt har ikke blitt studert i detalj og dermed har antakelser vært nødvendige med hensyn på strømning inn til hvert knutepunkt.

En stor usikkerhet som påvirker resultatet for de hydrauliske simuleringene er mengden fremmedvann i ledningsnettet grunnet innlekking og feilkoblinger, og også mengden overvann i fellesavløpssystem. Simuleringene som er gjennomført for en periode på 24 timer viser at overvann renner inn til pumpestasjonene og resultatet blir dermed usikkert med hensyn på å estimere spillvannsmengder inn til systemet.

En annen usikkerhet i simuleringene er mangelfull instrumentering som gjør at det ikke er mulig å hente inn måledata fra kommunens driftskontrollsystem som kan brukes til analyser. Strømning inn til hvert knutepunkt er estimert som en fast verdi som påvirkes av en forbrukskurve for spillvann. Strømning inn til knutepunktene påvirker strømning ut fra de ulike knutepunktene. Strømningen inn har dermed en stor påvirkning på samtidig drift av pumpene ved de ulike pumpestasjonene og dette påvirker belastningen i ledningsnettet samt driften av pumpene ved KP Kolbjørnsvik. For å få et så riktig bilde av virkeligheten som mulig så har stor vekt lagts på å kalibrere modellen mot data som har blitt hentet ut fra kommunens driftskontrollsystem. Strømning inn til knutepunktene har blitt estimert og deretter justert så at resultat fra simuleringene skal etterligner de kurver som er hentet ut fra kommunens driftskontrollsystem for ulike perioder.

Ledningsnettet i Arendal kommune har også vært i drift i lang tid og tilstanden i ledningene er ikke kjent. Ruheten i røren er dermed estimert og basert på at det kan være betydelige mengder med avleiringer i ledningsnettet.

For at usikkerheten i modellen skal reduseres så bør mengden avløpsvann inn til hvert knutepunkt studeres i detalj og kurver bør hentes ut fra kommunens driftkontrollsystem fra perioder uten nedbør, dette for å kunne simulere samtidighet og belastning i hovedledningene mer korrekt. Resultatene fra simuleringene som er gjennomført gir dog et godt grunnlag for å danne et bilde over hvordan belastningen i avløpssystemet ser ut. Simuleringene gir også en god mulighet for å kunne vurdere effekten av forendringer, både med hensyn på framtidig belastning og med hensyn på tiltak som skal vurderes i forbindelse med ombygging av systemet.

I denne rapporten har fokus vært på å danne et bilde av hvordan den eksisterende belastningen i systemet ser ut, og også se hvordan systemet blir påvirket av framtidig belastning. Målet har vært og foreslå mulige tiltak som kan være aktuelle å vurdere videre for å kunne utøke kapasiteten i avløpssystemet for å håndtere økt belastning.

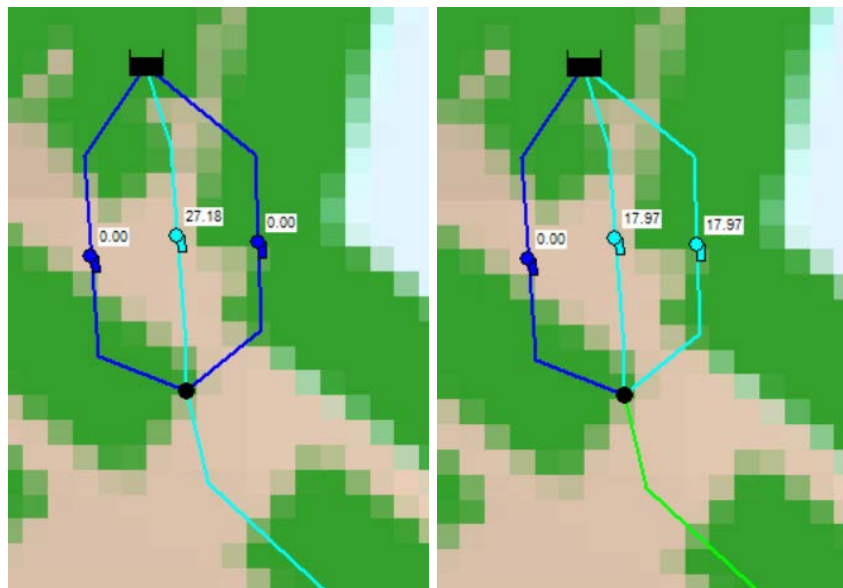
For å utøke den framtidige kapasiteten i avløpssystemet så bør følgende forslag til tiltak vurderes iverksatt.

### **KP Skibevik**

I henhold til informasjon mottatt fra Arendal kommune så består avløpssystemet ved KP Skibevik fremst av separatsystem. I henhold til resultatene fra simuleringene som ble

gjennomført, og av den informasjon som er mottatt fra drift i form av kurver over målte tidsserier, så går pumpene ved KP Skibevik for fullt i perioder med mye nedbør og overløp ved pumpestasjonen trer i kraft. Dette innebærer at det mest sannsynligvis er store mengder fremmedvann i ledningsnettets rundt dette område som ledes til pumpestasjonen i nedbørsperioder.

Simuleringer har gjennomført for å se på muligheten for å øke mengden avløpsvann ut fra pumpestasjonen gjennom å starte to pumper samtidig for å holde volumet i pumpesumpen nede. Resultatet fra simuleringen viser at ledningsnettets nedstrøms pumper ikke er dimensjonert for en økt mengde avløpsvann og det økte mottrykket i ledningene gjør at driftspunktet til pumpen flyttes så at kapasiteten på pumpene reduseres. Vid samtidig drift av to pumper så gir pumpene kun en økning på 30 % i total vannmengde. Resultat fra simuleringene vises i Figur 5.1. Samtidig drift av to pumper ved KP Skibevik er dermed med ikke en mulig løsning for å forhindre at avløpsvann går i overløp ved pumpestasjonene.



Figur 5.1 Samtidig drift av to pumper ved KP Skibevik

Det anbefales at Arendal kommune ser på mulighetene for å redusere mengden fremmedvann som lekker inn i ledningsnettets i dette område, og om det eventuelt finnes steder der overvann ledes inn i nettet via eksempelvis feilkoblinger. Allerede ved den eksisterende belastningen i ledningsnettets så går pumpene kontinuerlig i perioder med mye nedbør og overløp ved pumpestasjonen trer i kraft. Ved en framtidig økt belastning så kommer overbelastning av pumpene å skje allerede ved mindre nedbørsmengder enn de gjør i dag.

En alternativ løsning er å se på muligheten for å lage fordrøyningsanlegg i området som kan håndtere perioder med mye nedbør uten at overløp ved pumpestasjonen trer i kraft.

### KP Havstad

I området rundt KP Havstad så finnes den største andelen av det fellessystem som finnes kvar i kommunen. Dette medfører at store mengder overvann ledes til pumpestasjonen i perioder med nedbør. For å redusere mengden overvann i ledningsnettets og mengden avløpsvann som går i overløp ved KP Havstad så er det viktig at Arendal kommune fortsetter sitt arbeid med å fornye det eldre ledningsnettets og å sanere bort de resterende fellesledningene rundt KP Havstad. På så vis kan mengden fremmedvann og mengden overvann som ledes til KP Havstad reduseres.

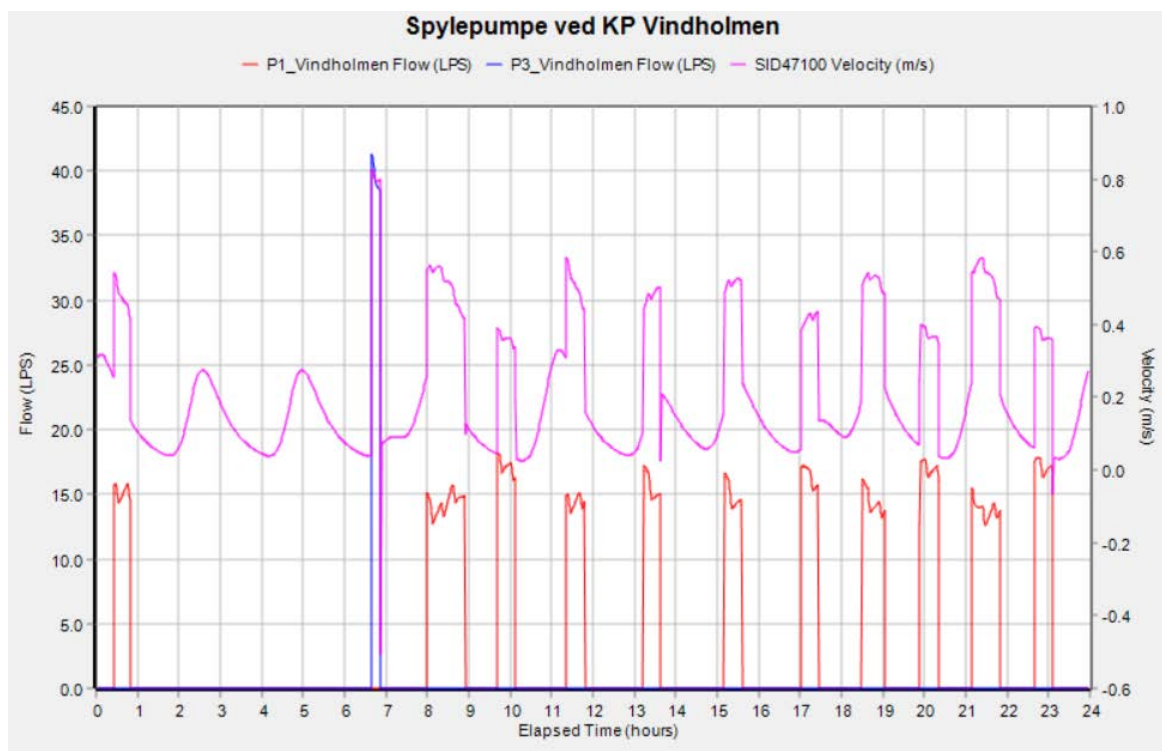
Simuleringene for den framtidige belastningen i ledningsnettet viser at pumpene ved KP Havstad kommer å gå mer frekvent og til tider også kontinuerlig for å klare å håndtere de spillvannsmengder som forventes komme inn til pumpestasjonen. Det anbefales at Arendal kommune ser på muligheten å installere en ny pumpestasjon nærmere Arendal sentrum så at mengden spillvann som ledes til KP Havstad kan reduseres gjennom at spillvannet fordeles til ytterligere en pumpestasjon. Om en pumpestasjon installeres nærmere Arendal sentrum så anbefales det at vannet transporteres direkte til KP Kolbjørnsvik og ikke via dykkerledningen i Tromøysund.

### KP Vindholmen

I henhold til resultatene fra simuleringene så oppnås ikke selvrensende hastighet eller skjærspenning i dykkerledningen mellom Vindholmen og KP Havstad. For å oppnå selvrensende hastighet i ledningsstrekket så anbefales det å installere en spylepumpe ved den nye pumpestasjonen som er anbefalt ved KP Vindholmen.

Simuleringer viser at en spylepumpe med en kapasitet på omtrent 40 l/s klarer å øke hastigheten i dykkerledningen til 0,8 m/s og selvrensende hastighet oppnås. Resultatet fra simuleringene vises i Figur 5.2.

Start av spylepumpen ved KP Vindholmen bør arrangeres ved et tidspunkt då ikke spylepumpene ved KP Skibevik eller KP Havstad går. Om alle spylepumper går samtidig så blir det et økt mottrykk i ledningen og kapasiteten på pumpene kommer da at reduseres.

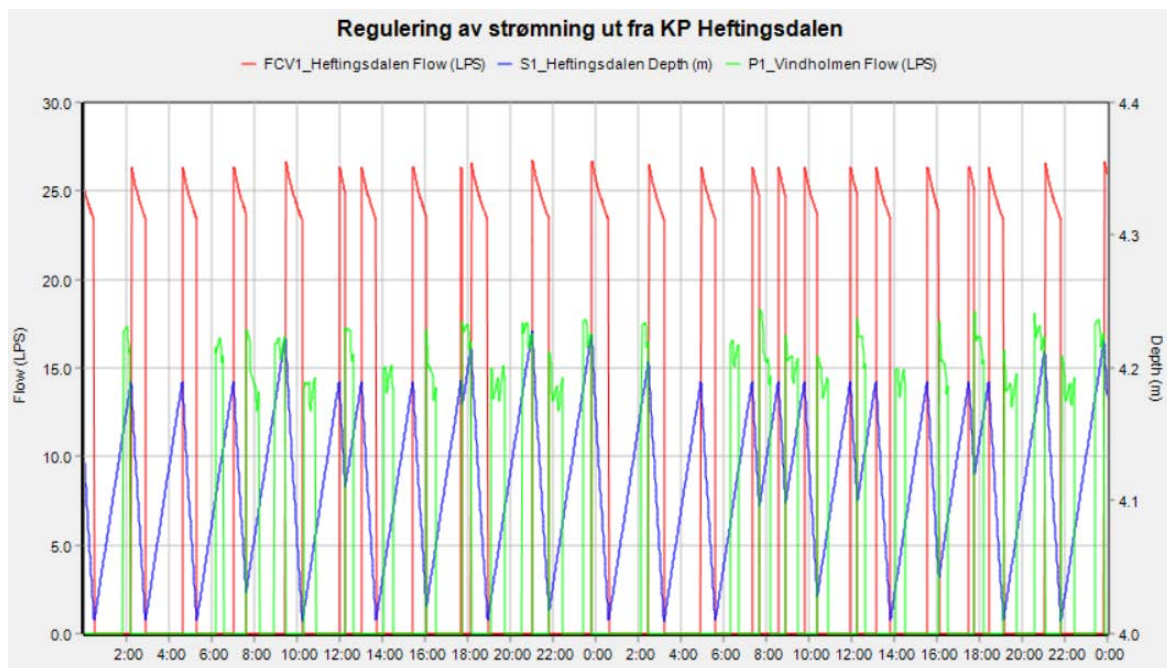


Figur 5.2 Spylepumpe ved KP Vindholmen

### KP Heftingsdalen

For å redusere mengden avløpsvann til KP Kolbjørnsvik så kan det vurderes å regulere samtidig strømning fra KP Vindholmen og KP Heftingsdalen. Reguleringsventilen ut fra KP Heftingsdalen kan styres så at den ikke åpner om pumpen ved KP Vindholmen går. Grafen i Figur 5.3 viser et eksempel på hvordan utløpet i KP Heftingsdalen kan reguleres for å ikke åpne når pumpen ved KP Vindholmen går. Grafen viser at ved et fåtall tilfellen så blir det marginal økning av vann i fordrøyningsbassenget ved KP Heftingsdalen grunnet at utløpsventilen ikke åpner.

Det er viktig å ta hensyn til at overløp av overvann fra KP Heftingsdalen kan lede til forurensning av innsjøen plassert nedstrøms fordrøyningsdammen. Systemet må derfor designes så at det forhindres at fordrøyningsdammen flommer over ved høy strømming inn til fordrøyningsbassenget. Ved nedbørsperioder, og om nivået i fordrøyningsbassenget begynner å øke, så må vannet fra KP Heftingsdalen prioriteres og pumpeumpen ved KP Vindholmen må derfor dimensjoneres for å klare å holde på spillvannet i perioder. Den nåværende installasjonen ved utløpet av KP Heftingsdalen består av to reguleringsventiler, en med større dimensjon og en med mindre dimensjon. For tilfellet er ikke den store reguleringsventilen tatt i bruk. Det anbefales at denne ventilen stilles inn så at den åpnes ved en høyere nivå i bassenget og at pumpen ved KP Vindholmen stoppes når denne åpnes. Denne ventilen har mulighet å slippe igjennom en høyere strømming under en kortere periode og dermed kan det forhindres at fordrøyningsdammen flommer over i perioder med mye nedbør og også korte ned perioden då pumpen i KP Vindholmen må stå stille.



Figur 5.3 Regulering av strømming ut fra KP Heftingsdalen

### KP Skilsø

KP Skilsø er en samlingskum som samler spillvann fra flere områder på Tromøy. I kummen er det fritt vannspeil og vannet transporteres videre til hovedledningen via gravitasjon.

Et flertall prosjekt er satt i gang for å vurdere utbygging av boligområder på Tromøy, hvorav de største prosjektene er tatt med i simuleringene som er gjennomført. Resultatet fra simuleringene som er gjennomført viser at overløpet ved kummen trer i kraft ved økt framtidig belastning i avløpssystemet.

En pumpestasjon bør installeres ved KP Skilsø for å kunne håndtere den framtidige belastningen inn til kummen uten at forurenset avløpsvann ledes til sjø via overløp. Installasjon av en pumpestasjon bestående av pumper og en pumpeump muliggjør en høyere tilrenning fra dette området. For å redusere mengden avløpsvann i dykkerledningen til KP Kolbjørnsvik så bør man se på muligheten å transportere avløpsvannet direkte fra KP Skilsø til KP Kolbjørnsvik.



## 6 KONKLUSJONER OG ANBEFALINGER

Hovedmålet med oppgaven har vært å modellere og analysere hovedavløpssystemet i Arendal kommune, dette for å:

- danne et oversiktsbilde over eksisterende belastning i avløpssystemet
- identifisere eventuelle flaskehalsar og områder der overløp gir kloakkutslipp
- evaluere nødvendige tiltak for å utøke kapasiteten i avløpssystemet ved den forventede framtidige belastningen. Dette for å kunne redusere mengden avløpsvann som går i overløp.

Resultatet fra simuleringene viser at avløpssystemet kan håndtere mengden avløpsvann som kommer under en normal tørrværsperiode, men hastigheter i dykkerledningene er generelt for lave for at selvreisende hastighet skal oppnås.

Ved den forventede framtidige belastningen så kommer pumpene ved de ulike pumpestasjonene å gå mer frekvent og kummen ved KP Skilsø blir en flaskehals der overløpet i kummen kommer til å tre i kraft daglig.

Det er også vist at avløpssystemet allerede ved den nåværende belastningen blir hardt belastet ved perioder med mye nedbør. Ved større mengder nedbør så går pumpene ved de ulike knutepunktene for fullt og pumpene klarer dermed ikke å holde volumet nede i pumpeumpene. Dette medfører at overløp ved pumpestasjonene trer i kraft. Ved en framtidig økt belastning så kommer dette å innebære at overløp ved pumpestasjonene trer i kraft allerede ved mindre nedbørsmengder enn i dag.

I henhold til data mottatt fra Arendal kommune så består merparten av ledningsnett i Arendal kommune av separatsystem og kun 8 % av ledningsnett i Arendal kommune består av fellessystem. Dette innebærer at store mengder av vannet som kommer inn til pumpestasjonene er fremmedvann som lekker inn i røren. For å redusere mengden vann i ledningsnett og dermed mengden avløpsvann som går i overløp så er det viktig at Arendal kommune fortsetter sitt arbeid med å fornye det eldre ledningsnett og å sanere bort de siste fellesledningene. På så vis kan lekkasjer in på ledningsnett reduseres og dermed mengden fremmedvann som belaster ledningsnett og renseanleggene. En reduksjon i total mengde avløpsvann reduserer mengden vann som går i overløp og forbedrer vannkvaliteten fra renseanleggene.

I tillegg til å redusere mengden fremmedvann til pumpestasjonene så er det anbefalt at Arendal kommune ser på nedenstående tiltak for kunne utøke kapasiteten i ledningsnett.

- En reduksjon av strømning in til KP Havstad bidrar til å redusere mengden avløpsvann som går i overløp i perioder med mye nedbør. Mulige løsninger er å installere en ny sentrumsnær pumpestasjon som kan håndtere deler av strømningen til KP Havstad.
- For å redusere mengden vann som går i overløp ved KP Skibevik så anbefales det å se på muligheten for å redusere mengden fremmedvann in til denne pumpestasjonen. Alternative løsninger er å vurdere muligheten for å installere fordrøyningsanlegg i området som kan forhindre at avløpsvann går i overløp i perioder med mye nedbør.
- Det anbefales å se på muligheten å installere en pumpestasjon ved KP Skilsø. Dette for å kunne håndtere en økt belastning fra Tromøy uten att overløp ved kummen trer i kraft.

- Ved den framtidige pumpe-stasjonen ved KP Vindholmen så anbefales det å installere en spylepumpe for å kunne spyle dykkerledningen mellom Vindholmen og KP Havstad. Det er ikke mulig å spyle dette ledningstrekket i dag, men det er mulig å etablere en spylepumpe når den nye pumpe-stasjonen skal prosjekteres.

For videre studier så anbefales det å forbedre analysene med hensyn på simuleringer for tørrværsperioden. Denne masteroppgaven ble utført på høsten og det var vanskelig å finne perioder då målte tidsserier fra drift kun indikerte spillvann inn til pumpe-stasjonene. I forbindelse med dette så anbefales det også at kommunen ser mer på mengden avløpsvann som strømmer inn til hvert knutepunkt, fremfor alt til KP Havstad, KP Skibevek og KP Skilsø. Dette for å få en bedre oversikt for når overløp ved respektive knutepunkt trer i kraft. En bedre innsikt over strømming inn til hvert knutepunkt gir bedre muligheter for å kunne simulere maksimal strømming i ledningene nedstrøms knutepunktene, hvilket gir bedre forutsetninger for å kunne vurdere ulike tiltak som er nødvendige for å kunne utøke kapasiteten i avløpssystemet.

For å kunne få en bedre oversikt over strømming inn til hvert knutepunkt så anbefales det at kommunen ser igjennom muligheter for å installere flere målepunkter langs ledningsnettet. Flere målepunkter gjør det mulig å hente inn tilstrekkelig med måledata fra kommunens driftskontrollsystem som kan brukes til å gjennomføre gode simuleringer for bruk til analyser av avløpssystemet.

En hydraulisk modell gir gode forutsetninger for å kunne analysere og vurdere eksisterende og framtidig belastning i et avløpssystem. Det gir også en god mulighet for å kunne simulere effekten av ulike tiltak som skal vurderes og er dermed et godt hjelpemiddel for at kunne evaluere hvilke tiltak som er best lempede. Det anbefales derfor at Arendal kommune ser videre på muligheten for å bygge opp en hydraulisk modell for avløpssystemet i kommunen.

## 7 REFERANSER

- Arendal kommune. (2014a). *Boliganalyse - Byplan 2023*.
- Arendal kommune. (2014b). *Hovedplan vannforsyning og avløp, Arendal kommune 2014-2023*.
- Arendal kommune. (2016). *VA-norm*.
- Arendal kommune. (2019). *Hvor blir avløpsvannet av?*
- Blomquist, D., Hammarlund, H., Härle, P. & Karlsson, S. (2016). *Riktlinjer för modellering av spillvattenförande system och dagvattensystem* Rapport Nr. 2016-15: Svenskt Vatten AB.
- Dyrddal, A. V. & Førland, E. J. (2019). *Klimapåslag for korttidsnedbør - Anbefalte verdier for Norge*. NCSS Report No. 5/2019: Norsk Klimaservicesenter.
- EurEau. (2017). *Europe's water in figure*. An overview of the European drinking water and waste water sectors: EurEau.
- Haplast. (2013). *PE80 og PE100 rør - Teknisk informasjon*.
- Hey, G., Jönsson, K. & Mattsson, A. (2016). *The impact of infiltration and inflow on wastewater treatment plants*. A case study in Sweden. VA-teknik Södra.
- IPCC. (2018). *Global Warming of 1.5°C*. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate change, sustainable development, and efforts to eradicate poverty
- Kartverket. (2019). [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no). Tilgjengelig fra: <https://www.norgeskart.no>.
- Kaste, Ø. & Håvardstun, J. (1997). *Overvåking av Mjåvann nedstrøms Heftingsdalen søppelfyllplass i 1996*. Rapport LNR 3629-97: NIVA.
- Kristiansand kommune. (2018). *Hovedplan avløp*.
- Lindblom, T. (2014). *Modellering av avloppspumpstasjoner*. Master's thesis: Uppsala University.
- Lindholm, O., Endresen, S., Thorolfsson, S., Sægrov, S., Jakobsen, G. & Aaby, L. (2008). *Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering* Rapport 162: Norsk Vann.
- Lindholm, O., Endresen, S., Smith, B. T. & Thorolfsson, S. (2012). *Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportsystem*. Rapport 193: Norsk Vann
- Lindholm, O. G., Bjerkholt, J. T. & Lien, O. (2012). *Fremmedvann i nordiske avløpsledningsnett*. VANN (01/2012).
- NCCS. (2019). *Klimaframskrivninger*. <https://klimaservicesenter.no/>: Norsk Klimaservicesenter.
- Norsk Vann. (2012). *Sluttrapport fra Norsk Vanns arbeidsgruppe for ledningsnettfornyelse*. [https://norskvann.no/images/pdf/Sluttrapport\\_ledningsnett.pdf](https://norskvann.no/images/pdf/Sluttrapport_ledningsnett.pdf).
- Røysted, U. E. (2016). *Dokumentasjon av utslipp fra avløpsnettet*. Rapport 222: Norsk Vann.
- Sekse, T. (2012). *Klimatilpasningstiltak innen vann og avløp i kommunale planer*. Rapport 190 Norsk Vann.
- SSB. (2018). *Befolkningsframskrivninger i kommunene. 2018-2040*. Tilgjengelig fra: [www.ssb.no](http://www.ssb.no).
- SSB. (2019a). *6 av 10 bor i kommuner som oppfyller rensekravene*. Tilgjengelig fra: <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/artikler-og-publikasjoner>.
- SSB. (2019b). *Kommunefakta Arendal - 0906 (Aust-Agder)*. Tilgjengelig fra: <https://www.ssb.no/kommunefakta/arendal>.
- Strand, K. T. & Hansen, G. H. (2017). *Trykkavløp i spredtbygde og urbane strøk*. Rapport 225: Norsk Vann.
- Stærk. (2019). *Dykkerledning, prosjekt VVA Vindholmen, Arendal kommune*. VA-notat, Rev. B: Stærk.
- VA/Miljø-blad. (2013). *Hydraulikk tilpasset VA-anlegg*. Nr. 101/2013: VA/Miljø-blad
- VA/Miljø-blad. (2015). *Beregning av dimensjonerende avløpsmengder*. Nr. 115/2015: VA/Miljø-blad.

VA/Miljø-blad. (2016). *Kravspesifikasjon for rør og rørdeler av PVC-U material*. Nr. 10/2016:  
VA/Miljø-blad.  
Ødegaard, H. (2014). *Vann- og avløpsteknikk*, b. 2. utgave: Norsk Vann.



**Norges miljø- og biovitenskapelige universitet**  
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet  
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
Norway