

Assessment of Treatment Efficiency as a Function
of Surface Load in Wastewater Treatment Plants.

FØRØRD

Denne masteroppgaven er skrevet ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU), Institutt for matematiske realfag og teknikk (IMT), i samarbeid med COWI AS våren 2015.

Fra seksjon bygg- og miljøteknikk ved NMBU har Harsha Chandima Ratnaweera vært veileder. Veileder fra COWI AS har vært Erik Johannessen.

Renseteknologi er et stort og interessant tema, og med dagens utvikling og nye rensekraft er det svært aktuelt. På bakgrunn av dette ønsket jeg å tilegne meg mer kunnskap om temaet. Det var min motivasjon for å skrive denne oppgaven.

Takk til COWI AS som gav meg muligheten til å skrive denne oppgaven i samarbeid med Dere. En spesiell takk til Erik Johannessen som har vært en god veileder underveis.

Jeg vil rette en stor takk til Remmen renseanlegg i Halden kommune, som har Rune Løkkeberg som driftssjef. Takk for at jeg fikk benytte meg av Deres renseanlegg, laboratoriet og utstyr, og takk for god hjelp fra alle på anlegget underveis.

Oppgaven inneholder undersøkelser av 9 avløpsrenseanlegg som er i drift, og jeg vil derfor takke dere alle for at dere ønsket å bli med i undersøkelsen, og for oversendelse av data, informasjon og tegninger. Takk til Tønsberg renseanlegg, Lillevik renseanlegg, Sandefjord renseanlegg, Frevar renseanlegg, Fuglevik renseanlegg, Monserud renseanlegg, Hokksund renseanlegg, Muusøya renseanlegg og Remmen renseanlegg.

Jeg vil takke min kjære familie for god støtte og hjelp underveis i studietiden, og en spesiell takk til min kjære samboer, Mani. Takk for at du har vist god tålmodighet og gitt meg all den støtte jeg har trengt.

Takk til begge mine veiledere, Erik og Harsha, for god veiledning.

Fredrikstad, 15.05.2015

Marthe Martinsen

SAMMENDRAG

Mange avløpsrenseanleggene i Norge står i dag ovenfor utvidelser, enten fordi de har nådd den kapasiteten de var dimensjonert for, eller på bakgrunn av nye, strengere krav til utslipp. Mange av avløpsrenseanleggene må derfor bygges om, utvides eller suppleres med flere bassenger av samme type som er i drift i dag.

I den forbindelse er det ønskelig å vite hvilke renses effekter som kan forventes å oppnås i en byggeperiode. I tillegg er det ønskelig å vite når en eventuell utvidelse av renses anleggets kapasitet vil være nødvendig, altså før det er konkludert med at utvidelse er nødvendig. I den forbindelse er det behov for å vite hvor høyt dagens anlegg kan belastes før det går utover renses kravene.

I forbindelse med dette har historiske data fra 9 avløpsrenseanlegg blitt undersøkt. Det er blitt foretatt et utvidet overbelastningsforsøk ved et avløpsrenseanlegg og det er foretatt hydrauliske analyser ved 4 avløpsrenseanlegg.

Renses effekten påvirkes av flere forhold enn kun overflatebelastningen. Resultatene viser at renses effekten i stor grad blir påvirket av driftsforhold, doseringsforhold og design på sedimenteringsbassengene. Industriavløp spiller også en stor rolle, da anleggene som mottar industriavløp ikke har stabile forhold. Ved god drift, optimale fellingskemikalier og godt design på bassengene kan anleggene klare å oppnå gode renses effekter opp mot en overflatebelastning på 2,0m/h. Anbefalt dimensjonerende overflatebelastning i denne sammenheng er 1,3m/h (Ødegaard et al., 2009). Anleggene som ikke er optimale vil slite med å overholde sine renses krav ved en overflatebelastning på 1,3m/h. Det er stor forskjell mellom gode og dårlige anlegg.

ABSTRACT

Many existing Wastewater Treatment Plants (WWTP's) in Norway are today facing expansion, either because they have reached the capacity they were designed for, or due to increasingly stringent discharge standards. Many of the WWTP's must be reconstructed, expanded or supplemented with several tanks of the same type that are in operation today.

It is desirable to know which treatment efficiency to expect in a construction period. In addition, it is desirable to know when expansion of the WWTP's capacity will be required, before it is concluded that the extension is necessary. In this context it's necessary to know how high the current facility can be charged before it goes beyond treatment requirements.

The thesis includes historical data from 9 Wastewater Treatment Plants. Stress testing has been conducted at one WWTP. Hydraulic analysis has been applied at 4 WWTP's.

The treatment efficiency will be affected by several factors and, not only by the surface load. Operating conditions, chemical dosage and design of sedimentation tanks has a great influence on the treatment efficiency.

Optimal operation, optimal dosage and good design of the sedimentation tank show that the sedimentation tanks can be loaded with a surface load of 2,0m/h. Recommended dimensioning surface load is 1.3m/h (Ødegaard et al., 2009). The plants that are not optimal will struggle to meet its treatment requirements at a surface load of 1.3m/h.

Innholdsfortegnelse

FORORD	I
SAMMENDRAG	II
ABSTRACT	III
FIGURLISTE:	VI
TABELL-LISTE	VIII
1. Innledning	1
1.1 Gjennomføring	2
2. Teori	3
2.1 Sedimentering	3
2.1.1 Dimensjonering av sedimenteringsbasseng	6
2.2 Kjemisk felling	8
2.2.1 Fellingsmidler, koagulanter og flokkulanter	9
2.2.2 Felling og koagulering	9
2.2.3 Kjemikalieinnblanding og styring av doseringsmengde	10
2.2.4 Flokkulering	11
2.2.5 Forventninger til renseresultat ved kjemisk felling	12
2.3 Tidligere studier	13
2.4 CFD – Computational Fluid Dynamics	14
2.6 Mål for oppgaven	15
3. Metoder	15
3.1 Analyser av historiske data:	15
3.2 Overbelastningsforsøk ved et avløpsrenseanlegg med stikkprøver.	16
3.2.1 Prøvetakingsutstyr	16
3.2.2 Analyser ved laboratoriet	17
3.3 CFD	21
4. Anleggsdata	22
4.1 Tønsberg renseanlegg	22
4.2 Sandefjord renseanlegg	22
4.3 Remmen renseanlegg	23
4.4 Frevar renseanlegg	24
4.5 Hokksund renseanlegg	24
4.6 Lillevik renseanlegg	25
4.7 Monserud renseanlegg	25
4.8 Fuglevik renseanlegg	26
4.9 Muusøya renseanlegg	26
5. Resultater	27
5.1 Avløpskarakteristikk	27
5.2 Resultater basert på historiske data	31
5.2.1 Tønsberg renseanlegg	31
5.2.2 Sandefjord	32
5.2.3 Fuglevik	34
5.2.4 Frevar	34
5.2.5 Hokksund	36
5.2.6 Lillevik	38
5.2.7 Monserud	39
5.2.8 Muusøya	39

5.2.9 Remmen.....	41
5.3 Resultater fra det utvidede overbelastningsforsøket ved Remmen	44
5.4 Resultater fra CFD	44
5.4.1 Remmen.....	45
5.4.2 Hokksund.....	46
5.4.3 Monserud.....	49
5.4.4 Tønsberg.....	52
6. Diskusjon	55
6.1 Avløpskarakteristikk	55
6.2 Gjennomgang av historiske data:.....	56
6.2.1 Gjennomgang av resultater for de enkelte anleggene	57
6.2.2 Diskusjon på bakgrunn av alle anleggene samlet.....	62
6.2.3 Utvidet forsøk ved Remmen	69
6.3 CFD.....	70
7. Konklusjon	72
REFERANSER:.....	74

VEDLEGG:

Vedlegg A: Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, med og uten outliers.

Vedlegg B: Antall datapunkter for relevante parametere for hvert renseanlegg.

FIGURLISTE:

Figur 1 - Prinsippskisse av et sedimenteringsbasseng	4
Figur 2 - Flytskjema for et primærfellingsanlegg	8
Figur 3 - Flytskjema for sekundærfellingsanlegg	9
Figur 4 - Isco prøvetaker plassert ved utløpet ved Remmen avløpsrenseanlegg.....	17
Figur 5 - Merket prøveflaske brukt ved innsamling av prøver ved Remmen renseanlegg	17
Figur 6 - HACH DR/2000	18
Figur 7 - COD varmereaktor	18
Figur 8 - PhosVer3 Phosphate Reagent Powder	19
Figur 9 - Palintest Turbidimeter	20
Figur 10 - Korrelasjon mellom turbiditet og SS ved Remmen renseanlegg.	21
Figur 11 - Flytskjema for Sandefjord renseanlegg	23
Figur 12 - Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for TOT-P.	27
Figur 13 - Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for BOF.	28
Figur 14 - Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for KOF.	28
Figur 15 - Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for TOT-P.	29
Figur 16 - Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for BOF.	29
Figur 17 - Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for KOF.	29
Figur 18 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for TOT-P.	30
Figur 19 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for BOF.	30
Figur 20 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for KOF.	30
Figur 21 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Tønsberg renseanlegg	31
Figur 22 - Tønsberg renseanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 21.	32
Figur 23 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Sandefjord renseanlegg	33
Figur 24 - Sandefjord renseanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 23.	33
Figur 25 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Fuglevik renseanlegg	34
Figur 26 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Frevar renseanlegg	35
Figur 27 - Frevar renseanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 26.	36
Figur 28 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Hokksund renseanlegg	37
Figur 29 - Hokksund renseanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 28.	37
Figur 30 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Lillevik renseanlegg	38
Figur 31 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Monserud renseanlegg	39
Figur 32 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Muusøya renseanlegg.	40
Figur 33 - Muusøya - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 32.	41

Figur 34 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Remmen renseanlegg.....	42
Figur 35 – Remmen - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 34.....	43
Figur 36 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Remmen renseanlegg, både historiske data og egne prøver.....	44
Figur 37 - Remmen rensesanlegg - Hastighet på overflaten av sedimenteringsbasseng...	45
Figur 38 - Remmen rensesanlegg - Snitt av sedimenteringsbasseng som viser hastighetsfordelingen.....	46
Figur 39 - Hokksund rensesanlegg - Hastighetsfordeling på overflaten av sedimenteringsbasseng.....	47
Figur 40 - Hokksund rensesanlegg - Hastighetsfordelingen vist i snittet av bassenget.....	48
Figur 41 - Hokksund rensesanlegg - Hastighetsfordeling i snittet av sedimenteringsbasseng.....	49
Figur 42 - Illustrasjon av innløpsarrangement ved sedimenteringsbasseng ved Monserud rensesanlegg.....	50
Figur 43 - Monserud rensesanlegg - Hastighet på innløpsstrømningen på overflaten av sedimenteringsbasseng.....	50
Figur 44 - Monserud rensesanlegg - Snitt av sedimenteringsbasseng med hastighetsfordeling.....	51
Figur 45 - Monserud rensesanlegg - Strømning i slamlomme.....	52
Figur 46 - Tønsberg rensesanlegg - Hastighet på overflaten av bassenget.....	53
Figur 47 - Tønsberg rensesanlegg - Snitt av sedimenteringsbasseng med hastighetsvektorer.....	54
Figur 48 - Tønsberg rensesanlegg - Strømningsmønster i slamlommene.....	55
Figur 49 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt i ukedager ved Tønsberg rensesanlegg.....	59
Figur 50 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt i helgedager ved Tønsberg rensesanlegg.....	59
Figur 51 - Sammenstilling av de rensesanleggene som har blitt belastet over deres kapasitet.....	63
Figur 52 - Sandefjord rensesanlegg - to lineære kurver.....	64
Figur 53 - Naturlig knekk på kurven til Sandefjord rensesanlegg.....	65
Figur 54 - Naturlig knekk på kurven ved Muusøya rensesanlegg.....	66
Figur 55 - Naturlig knekk på kurven ved Frevar rensesanlegg.....	67
Figur 56 – Naturlige knekkkurver for utvalgte anlegg.....	67
Figur 57 - Bruk av lineær modell på Lillevik og Fuglevik.....	68
Figur 58 Utløpsverdier for total fosfor og SS plottet mot hverandre.....	70

TABELL-LISTE

<i>Tabell 1: Dimensjoneringsdata for konvensjonelle sedimenteringsbasseng (Ødegaard et al., 2009).....</i>	<i>7</i>
<i>Tabell 2: Avløpskarakteristikk ved Tønsberg renseanlegg basert på ukedager og helgedager.....</i>	<i>58</i>

1. Innledning

I Norge settes det krav til at kommunalt avløpsvann skal renses før det slippes ut i naturen. Miljøvernmyndighetene setter disse kravene med hjemmel i forurensingsloven (Lovdata, 2001) og dens forskrift (Lovdata, 2004). Begrunnelsen for behovet for rensing av avløpsvann vil i første rekke være ønske om å forhindre lokale forurensingseffekter, men kravene kan også ha forankring i overnasjonale avtaler eller i behovet for gjenbruk av vann (Ødegaard, 2012).

Utbyggingen av avløpsrenseanlegg i Norge startet for fullt på 1970-tallet, og det var spesielt to årsaker som la grunnlaget for dette:

- problemer med algeoppblomstring i Mjøsa
- problemer med forurensing av Oslofjorden

Årsaken til begge disse problemene kunne knyttes til store utslipp av fosfor. På bakgrunn av dette er de fleste avløpsrenseanleggene fra denne tiden bygget med hensikt i å fjerne fosfor. Med befolknings- og industrivekst og strengere krav fra myndighetene står mange av disse anleggene i dag ovenfor utvidelser og oppgraderinger, enten fordi de har nådd den belastningen de var dimensjonert for eller bare fordi de er pålagt strengere renskrav.

På bakgrunn av dette må mange av avløpsrenseanleggene bygges om og utvides med nye rensetrinn, eller suppleres med flere bassenger av samme type som er i drift i dag. Svært ofte har anleggene lite tilgjengelig areal og det er derfor blitt vanlig å utnytte eksisterende bassenger for prosessmessig utvidelse. Ofte blir arealgjerrige løsninger benyttet, som for eksempel flotasjon istedenfor sedimentering som sluttseparasjonstrinn. Ved utnyttelse av eksisterende bassenger er det nødvendig å stenge en eller flere renselinjer mens byggearbeidene pågår. Renseevnen til anleggene vil derfor reduseres og utslippene fra anleggene vil over tid øke. Varigheten på disse utslippene vil variere, og kan vare fra noen måneder og opp til mer enn et år. Dette er avhengig av hvor godt det ligger til rette for utbygging.

I Norge benyttes en veileder utarbeidet av Norsk Vann som grunnlag for dimensjonering av avløpsrenseanlegg, *Rapport 168/2009 – Veiledning for dimensjonering av*

avløpsrenseanlegg(Ødegaard et al., 2009). Veilederen tar utgangspunkt i overflatebelastning ved dimensjonering av separasjonstrinn. Veilederen er generell og har lagt seg på sikker side med hensyn til en permanent situasjon, hvor målet er å klare renskravene med god margin. Lærebøkene som foreligger på fagfeltet har fokus på å angi anbefalte minsteverdier for sikker dimensjonering av permanente avløpsrenseanlegg. Det foreligger lite dokumentasjon på hvordan renseseffekten påvirkes av overflatebelastningen. Lignende studier har blitt gjort, men i den forbindelse har det blitt foreslått at det er nødvendig med videre studier om emnet (Daigger et. al, 1992). En del studier har blitt utført på sluttseparasjonssteg i forbindelse med aktivslamanlegg, men dette er separasjonssteg med andre forhold enn i denne situasjonen.

Det er ønskelig å vite når en eventuell utvidelse av renseanleggets kapasitet vil være nødvendig, altså før det er konkludert med at utvidelse er nødvendig. I den forbindelse er det behov for å vite hvor høyt dagens anlegg kan belastes før det går utover renskravene. På den måten er det mulig å planlegge utvidelsestiltak til rett tid.

Renskravene som er gitt i norsk lovgivning settes ofte som en prosentvis rensing basert på årsgjennomsnittet. Et krav vil for eksempel være 90 % reduksjon av fosfor. I perioder kan anlegget ha lavere rensegrad. Og dette beregnes ved hjelp av massebalanser, hvor også overløp ved renseanlegget tas med i betraktning.

1.1 Gjennomføring

For å evaluere og optimalisere eksisterende avløpsrenseanlegg er det flere metoder som kan benyttes. Overbelastningsforsøk er en god metode for å evaluere renskapasiteten til anleggene.

Konseptet med overbelastningsforsøk på sedimenteringsbasseng er ganske enkelt; den hydrauliske belastningen på bassengene er varierende og responsen blir notert.

Resultatene summeres ved å plote overflatebelastningen mot renseseffektene. I denne masteroppgaven er dette blitt gjort på to ulike måter:

1. Analyser av historiske data fra 9 avløpsrenseanlegg i drift.
2. Overbelastningsforsøk med stikkprøver ved avløpsrenseanlegg i drift.

Tidligere studier indikerer at analyser av sedimenteringsbasseng er best utført ved en kombinasjon av overbelastningsforsøk og hydrauliske analyser. En fire-stegs prosedyre er blitt foreslått(Daigger et al, 1992.):

1. Foreta en overbelastningstest for å kvantifisere kapasitet.
2. Hvis kapasiteten er mindre enn forventet, foreta hydrauliske analyser for å identifisere forbedringer.
3. Foreta forbedringer
4. Test forbedringer ved overbelastningsforsøk og hydrauliske analyser.

Hydrauliske analyser er blitt utført på sedimenteringsbassengene for 4 av de undersøkte avløpsrenseanleggene. Computational Fluid Dynamics (CFD)er blitt brukt som metode for utføre denne delen av oppgaven.

2. Teori

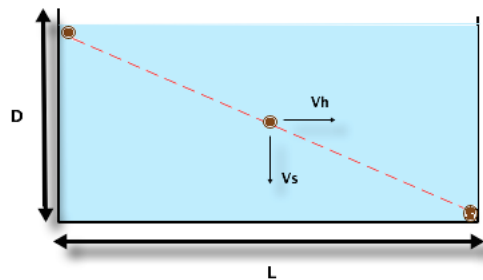
Avløpsrenseanlegg er sammensatt av flere ulike enhetsprosesser og basert på kombinasjon av disse kommer begreper som mekanisk rensing, kjemisk rensing, biologisk rensing og biologisk/kjemisk rensing. Hvilken type renseprosess som skal velges er avhengig av mange forhold, men spesielt viktig er hvilke krav som er satt til utslipp. De anleggene som har vært undersøkt i denne oppgaven har alle et krav om fosforfjerning, og alle anleggene er derfor kjemiske renseanlegg. Teorien for dette vil derfor bli gått gjennom.

2.1 Sedimentering

I alle typer vann- og avløpsrensingsprosesser spiller partikkelseparering en stor rolle, og utformingen og driften av denne delen av renseprosessen er svært viktig. I Norge er sedimentering tradisjonelt mest anvendt som separasjonsmetode ved kommunal avløpsrensing (Ødegaard, 2012). Teorien om sedimenteringsbasseng er svært relevant da alle de undersøkte avløpsrenseanleggene har sedimentering som separasjonsmetode.

Sedimentering er en prosess hvor partikler vil bunnfelle ved hjelp av sin egen tyngde (Ødegaard et al., 2009). Sedimentering kan benyttes som forbehandling for å fjerne store partikler og som separeringsmetode etter andre renseprosesser.

Tradisjonelle sedimenteringsbasseng kan ha ulike utforminger, sirkulære, kvadratiske og rektangulære. I denne sammenheng er det lagt vekt rektangulære sedimenteringsbassenger. Ved rektangulære sedimenteringsbasseng vil partikkelholdigvann føres inn i den ene enden av bassenget, og strømme horisontalt gjennom bassenget i laminær strømning. Innløpsarrangementet bør sørge for god fordeling av vannet både i bredden og i dybden, slik at partiklene bunnfeller før de når den andre enden av bassenget. Når partiklene har nådd bunnen er det ønskelig at de blir avsatt der, slik at alle partiklene kan skrapes sammen til en slamlomme og bli samlet opp. Det rensede vannet vil fanges opp av utløpsrenner ved overflaten av bassenget. I figur 1 er det vist et lengdesnitt av et sedimenteringsbasseng som viser hvordan det er ønskelig at partiklene skal bli avsatt.



Figur 1 - Prinsippskisse av et sedimenteringsbasseng

Den dimensjonerende partikkelstørrelsen er gitt av partikkelens synkehastighet. Denne størrelsen blir bestemt av den partikkelen som vil nå enden og bunnen av bassenget samtidig. I figur 1 er dette vist som den partikkelen som vil følge den stiplede linjen. Synkehastigheten til en partikkel er gitt av Stokes lov:

$$v_s = \frac{1}{18\mu[g(\rho_p - \rho_w)d_p^2]}$$

v_s = synkehastighet

μ = absolutt viskositet

ρ_p = partikkelens tetthet

ρ_w = vannets tetthet

d_p = partikkelens diameter

Som nevnt benyttes overflatebelastningen ved dimensjonering av sedimenteringsbasseng. En amerikaner ved navn Hazen la fram utledningen om overflatebelastningen for første gang og utledningen kalles derfor Hazens overflatebelastningsteori.

Tiden det tar før partikkelen når bunnen ved enden av bassenget settes lik T , da blir:

Synkehastigheten =

$$v_s = \frac{D}{T}$$

Horisontalhastigheten =

$$v_h = \frac{L}{T} = \frac{Q}{B \times D}$$

Benyttes formelen for horisontalhastigheten for å løse formelen for synkehastigheten får vi:

$$v_s = \frac{D}{\frac{L \times B \times D}{Q}} = \frac{Q}{A_{\text{overflate}}}$$

$A_{\text{overflate}}$ er bassengets overflateareal.

Forholdet mellom vannmengden og overflatearealet kalles overflatebelastningen:

$$v_f = \frac{Q}{A} = \frac{m^3/h}{m^2} = m/h$$

Konklusjonen for utledningen er at alle partikler som har en synkehastighet større eller lik forholdet mellom vannmengden og bassengets overflateareal vil fjernes ved hjelp av sedimentering. I praksis vil ikke alle forutsetningene nødvendigvis være realistiske, men overflatebelastningen er likevel den viktigste dimensjoneringsparameteren for sedimenteringsbasseng (Ødegaard, 2012).

Separasjonsprosesser er avhengig av konstruktive forhold for å fungere optimalt, slik at strømningsforholdene blir så korrekte som mulig. I den forbindelse er innløp- og utløpsarrangement svært viktige. For å oppnå høy hydraulisk virkningsgrad og stabil

strømning bør den rektangulære utformingen være lang og smal, helst lengde/bredde > 6:1.

2.1.1 Dimensjonering av sedimenteringsbasseng

Som nevnt i innledningen benyttes *Veiledning for dimensjonering avløpsrenseanlegg* (Ødegaard et al, 2009) ved dimensjonering av avløpsrenseanlegg i Norge. Veilederen gir anvisninger for prosessmessig dimensjonering av avløpsrenseanlegg for kommunalt avløpsvann. De anbefalinger som blir gitt i veilederen gjelder for kommunalt avløpsvann, enten kun sanitært avløpsvann eller sanitært avløpsvann og industriavløp og/eller overvann. Veilederen begrenser seg til de prosesser og løsninger som har vært dominerende i Norge de siste årene, og anbefalinger er gjort på bakgrunn av forurensningsforskriften.

Veilederen gir anbefalinger med hensyn til enhetsprosessene som kan inngå i et avløpsrenseanlegg og tillegg anbefalinger i forhold til hvordan disse enhetsprosessene kan sammenbygges for å oppnå de renskravene som forurensningsforskriften tilsier. Veilederen tar bakgrunn i ulike typer avløpsvann, mengde og sammensetning, og det gis anbefalinger om hydraulisk dimensjonering.

Det er viktig å legge til grunn av effektiviteten til rensanleggene blir påvirket av mange faktorer i tillegg til den prosessmessige utformingen. Avløpsvannets mengde og sammensetning, anleggets konstruktive utforming, grad av automatisering og grad av driftstilsyn er eksempler på faktorer som er med på å bestemme effektiviteten til avløpsrenseanleggene.

Som nevnt er overflatebelastning benyttet som dimensjoneringsparameter ved sedimenteringsbasseng. I tillegg er oppholdstid i bassengene en viktig parameter, men denne er sikret ved at overflatebelastningen er knyttet til bassengdybde. Tabell 1 angir dimensjoneringsdata for konvensjonelle sedimenteringsbasseng (Ødegaard et al, 2009).

Tabell 1: Dimensjoneringsdata for konvensjonelle sedimenteringsbasseng (Ødegaard et al., 2009)

Sedimenterings- bassengenes funksjon		Vann- dyp ¹⁾ m	Overflatebelastning m ³ /m ² time	
			Q _{dim}	Q _{maksdim}
Eneste rensetrinn		≥ 2,5	1,6	2,5
For sedimentering	Foran aktivslamprosess, biofilmprosess eller kjemisk fellingsprosess	≥ 2,5	2,4	4,8
Primær- eller sekundærfelling	Etter flokkuleringsreaktor	2,5	1,0	1,6
		≥ 3,0	1,3	2,0
Sluttsedimentering uten kjemisk felling	Etter biofilmreaktor	2,5	0,8	1,1
		≥ 3,0	1,0	1,6
Sluttsedimentering ved etterfelling	Direkte etter biofilmreaktor	2,5	1,0	1,6
		≥ 3,0	1,3	2,0
Sluttsedimentering ved etterfelling	Etter aktivslamprosess eller biofilmprosess (med egne separasjonsanlegg)	2,5	1,0	1,6
		≥ 3,0	1,3	2,0

¹⁾ For spissbunnete basseng uten slamskrape skal flaten på 1 meters vandndyp oppfylle kravene. Som vandndyp regnes den totale vanddybde fratrukket 1,0 m som slamsone.

Hvis det blir benyttet polymerer som flokkuleringsmiddel, kan sedimenteringshastigheten på fnokker bli høyere enn uten bruk av polymerer. Verdiene som er gitt i tabell 1 er for bruk uten polymerer. Spesifikke anvisninger for forbedring er ikke angitt da dette er et svært usikkert moment. Det bør etter anbefaling gjøres forsøk i hvert tilfelle for å fastslå hvilken overflatebelastning som vil være dimensjonerende. En økning på 0,5 m³/m²time i forhold til de verdier som er gitt i tabell 1 kan antas (Ødegaard et al, 2009).

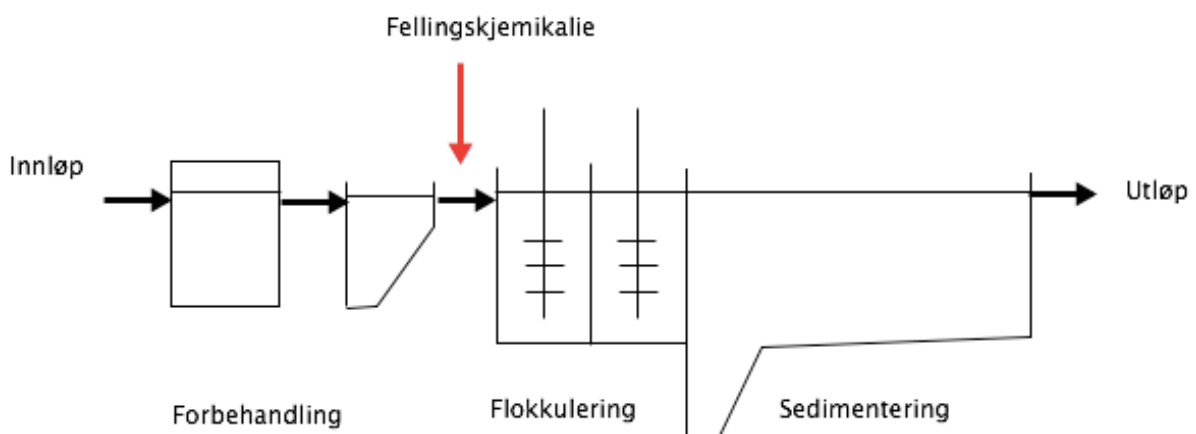
2.2 Kjemisk felling

Ved kjemisk rensing tilsettes kjemikalier slik at oppløst fosfat utfelles og partikulære forurensninger koagulerer. Kjemisk rensing består i hovedsak av tre steg: tilsetning av kjemikalier (utfelling og koagulering), oppbygging av fnokker gjennom flokkulering og separasjon av fnokkene i et separeringssteg (Ødegaard et al, 2009). Ved kjemisk felling i avløpsrensing er sedimentering mest brukt som separasjonssteg, men flotasjon og filtrering er metoder som også kan benyttes. Normalt tilsettes kjemikaliene etter forbehandlingen. I flokkuleringssteget foregår en omrøring av vannet, slik at partiklene kan bygge seg opp til større fnokker som er lette å separere fra vannet. Videre føres vannet over i separasjonssteget hvor målet er å separere fnokkene fra vannet.

Det finnes to hovedutførelser ved kjemiske renseanlegg:

1. Primærfelling
2. Sekundærfelling

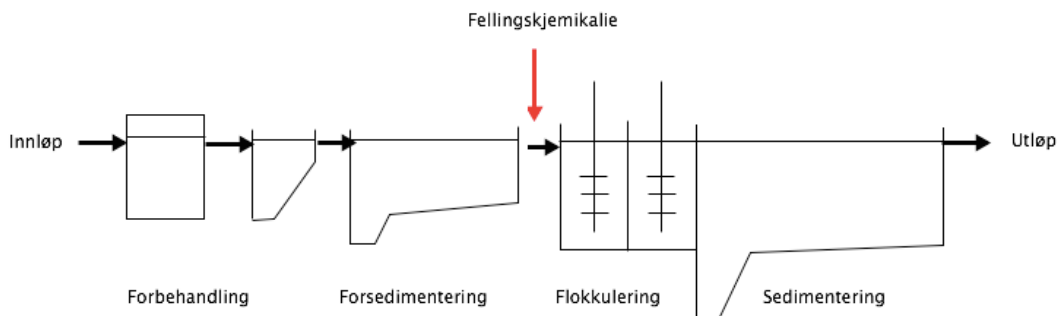
Oppbyggingen av et primærfellingsanlegg er vist i figur 2. Vannet strømmer inn i en forbehandling, videre går vannet til flokkulering og tilslutt går vannet til sedimentering. Tilsetningen av kjemikalier er plassert på ulike plasser, normalt etter sand- og fettfang som vist i figur 2.



Figur 2 - Flytskjema for et primærfellingsanlegg

Ved et sekundærfellingsanlegg vil det være en forbehandling tilsvarende som ved primærfellingsanleggene, men det vil i tillegg være et steg med separering, ofte

sedimentering, før kjemikalietilsettingen. Oppbyggingen av et sekundærfellingsanlegg er vist i figur 3.



Figur 3 - Flytskjema for sekundærfellingsanlegg

2.2.1 Fellingsmidler, koagulanter og flokkulanter

I Norge kalles kjemikaliene som tilsettes avløpsvannet for å få reaksjon til å forløpe for fellingsmiddel/fellingskjemikalie. Kjemikalie vil allikevel forårsake både felling og koagulering. Koagulant er derfor et annet ord som er benyttet for å beskrive kjemikaliene som tilsettes. Det er også mulig å tilsette kjemikalier som vil øke flokkuleringshastigheten, binde fnokker sterkere sammen og bedre separerbarheten. Disse kalles flokkulanter. Fnokkene vil da være mer motstandsdyktige mot hydrauliske påkjenninger som oppstår ved transport fra et basseng til et annet.

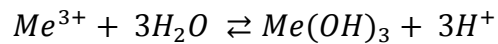
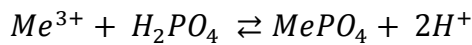
Ved norske avløpsrensaneanlegg benyttes tradisjonelt salter av aluminium eller jern som fellingsmiddel, men kalk benyttes også. Som flokkulant er det primært organiske polymerer som benyttes. Hvilken type fellingskjemikalie som vil fungere best bør undersøkes spesielt for hvert tilfelle.

2.2.2 Felling og koagulering

I en fellingsprosess er det mange ulike prosesser som kan forløpe samtidig, og selv om kjemisk felling praktisk sett er en enkel prosess, er den vanskelig å forklare med enkle kjemiske ligninger.

Som tidligere nevnt benyttes svært ofte jern eller aluminium som fellingsmiddel i Norge, og prosessmessig skjer felling med aluminium og jern svært likt. Derfor kan de forklares

videre under ett, som Me^{3+} . Meget forenklet kan de hovedreaksjonene som skjer etter at fellingskjemikaliet er tilsatt avløpsvannet beskrives slik:



Disse to reaksjonene skjer parallelt. Metallet reagerer dels med fosfat i vannet og felles ut som metallfosfat og dels med vannet, slik at hydroksid feller ut. Det er altså en kombinert felling av metallfosfat og metallhydroksid. I begge tilfeller påvirker fellingen vannets alkalitet og pH. Det oppstår en alkalitetsreduksjon og et pH-fall. Fellingen blir også påvirket av råvannets pH og alkalitet (Ødegaard, 2012).

2.2.3 Kjemikalieinnblanding og styring av doseringsmengde

De reaksjonene som oppstår ved kjemisk felling er svært hurtige, og på bakgrunn av dette er det svært viktig å oppnå en rask og god innblanding av fellingsmiddelet i vannet. Hvis innblandingen er inhomogen og langsom kan det både føre til dårlig fosfatfelling. Partikkeldestabilisering og forbruket av kjemikalier kan bli høyere enn det som er nødvendig. Felling med jern og aluminium krever en hurtig innblanding slik som ovenfor, men ved bruk av kalk er situasjonen noe annerledes. Felling med kalk krever noe lengre tid da utfellingsreaksjonen skjer langsomt, og det må sørges for at kalkslurryen blir oppløst. Dette er en grunn til at dosering med kalk ofte skjer før sand- og fettfang.

Mengden kjemikalier som doseres kan styres på ulike måter. Det mest vanlige har vært å styre på bakgrunn av vannmengde. Dette er ikke optimalt ettersom nødvendig doseringsmengde og fellings-pH er avhengig av vannets sammensetning.

Ulike fellingskjemikalier har ulike optimale pH-områder, og ulike fellingskjemikalier er mer avhengig av pH enn andre. Typisk for de fellingskjemikaliene som blir mest brukt, jern og aluminium er at fellings-pH er avgjørende for god felling. Derfor velger mange å dosere på bakgrunn av vannmengde, og bruker pH til overstyring. Noen anlegg doserer også kun på bakgrunn av pH. Prepolymeriserte fellingskjemikalier er mindre avhengig av pH enn jern og aluminium, og det kan derfor være hensiktsmessig å benytte

prepolymeriserte kjemikalier på anlegg hvor man vil legge mindre vekt på styring av kjemikaliedosering (Ødegaard, 2012).

2.2.4 Flokkulering

Hensikten med flokkuleringen er som nevnt å bygge fnokker som lett lar seg separere fra vannet i et separasjonssteg. Mekaniske flokkuleringskamre er det som benyttes mest. Ved mekanisk flokkulering kommer partikler i kontakt med hverandre og danner større fnokker.

Flokkuleringseffektiviteten er avhengig av tre forhold:

- Omblandingsintensiteten i flokkuleringskammeret. Flokkuleringseffektiviteten vil øke med økende omblandingsintensitet inntil et maksimumspunkt. Ved økende omblandingshastighet oppnås høyere kollisjonsfrekvens mellom partiklene, og det oppnås rask oppbygging av fnokker. Ved maksimalpunktet blir intensiteten såpass høy at fnokkene vil ødelegges og effektiviteten vil gå ned.
- Oppholdstiden i flokkuleringskammeret og oppholdstidfordelingen i kammeret. Også her vil økende oppholdstid gi økende effektivitet inntil et punkt hvor lengre oppholdstid ikke lenger vil gi bedre effektivitet.
- Sammensetningen til råvannet og valg av koagulant vil påvirke effektiviteten.

I tillegg til flokkuleringseffektiviteten er det ønskelig at fnokkene som blir dannet lett kan separeres fra vannet i et separeringssteg.

Ved bruk av sedimentering som etterfølgende separeringsprosess er det ønskelig med høy sedimenteringshastighet slik at fnokkene er så tunge som mulig, dette blir bestemt av Stokes lov. Tyngden til en fnokk er avhengig av størrelsen til en fnokk, som igjen er avhengig av omblandingshastigheten. Lav omblandingshastighet vil gi store fnokker. Med tanke på flokkuleringseffektiviteten er det ønskelig med høy omblandingshastighet. Det vil derfor være en fordel hvis omblandingshastigheten synker ved utløpet av flokkuleringskammeret slik at fnokkene som går ut av kammeret og videre til sedimentering er størst mulig. For å hindre at fnokkene blir ødelagt bør åpningen inn til separasjonssteget være så åpen som mulig.

Ved tilsetning av flokkulant kan separerbarheten og flokkuleringseffektiviteten økes, i praksis vil det si at ved tilsetning av polymer i riktig mengde kan resultatet gi sterkere

fnokker. Ved sterkere fnokker kan omblandingshastigheten økes og det oppnås høyere flokkuleringseffektivitet. (Ødegaard, 2012)

2.2.5 Forventninger til rensresultat ved kjemisk felling

I Norge finnes det ingen omfattende, systematiske undersøkelser av norsk avløpsvanns sammensetning. Det er gjort ulike undersøkelser som gir et godt innblikk av sammensetningen, og resultatene viser at sammensetningen varierer svært mye. Det som er den alminnelige oppfatningen er at norsk avløpsvann er rimelig fortynnet i forhold til andre land. Spesielt gjelder dette for avløpsanlegg langs kysten. Store nedbørsmengder og mye bruk av fellessystemer er bakgrunnen for dette (Ødegaard, 2012). Bakgrunnen for at det ikke er bestemt en "norsk standard" for sammensetning av kommunalt avløpsvann er at lokale forhold varierer såpass mye. I hvert tilfelle må det tas hensyn til lokale forhold, og det er derfor lite interesse for det generelle bildet (Ødegaard, 1992).

Ved karakterisering av avløpsvann er det flere måter å gjøre dette på, men den klassiske måten er å oppgi konsentrasjonene av de ulike forurensningsstoffene i form av samleparametere, som biokjemisk oksygenforbruk (BOF), kjemisk oksygenforbruk (KOF), suspendert stoff (SS), total fosfor (TOT-P) osv.

I 1990 ble det gjennomført en analyse av erfaringer ved 87 kjemiske renseanlegg i Norge (Ødegaard, 1992b). Datagrunnlaget i undersøkelsen var såpass stort slik at det gir et representativt bilde for norske renseanlegg. Analysen viste at det er meget stor spredning i avløpsvannets sammensetning. Bakgrunnen for dette er store innlekkinger som fortynner avløpsvannet, spesielt ved store renseanlegg. En annen ting som varierer fra anlegg til anlegg og som vil påvirke sammensetningen av avløpsvannet er mottak av industriavløp. Dette vil gi et mer konsentrert avløp.

I Norsk vann sin veileder – *Veiledning for dimensjonering av avløpsrenseanlegg* (Ødegaard et al., 2009) er det satt opp en oversikt over hva som kan beskrives som "normalt" kommunalt avløpsvann. Veilederen karakteriserer "normalt" kommunalt avløpsvann med innløpskonsentrasjoner omkring følgende verdier:

- SS = 175 mg/l
- BOF₅ = 150 mg/l
- TOT-P = 4,5 mg/l
- TOT-N = 30 mg/l

Analysen som ble utført i 1990 (Ødegaard, 1992) viste at innløpskonsentrasjonene i avløpsvannet var svært varierende basert på størrelse av anleggene. De større anleggene (anleggsstørrelse over 10 000 pe) hadde et markert lavere konsentrasjonsnivå, mens de mindre anleggene hadde et mer konsentrert avløp.

Resultatet av analysen som ble utført ved 87 kjemiske renseanlegg i Norge i 1990 viste at det kan forventes en renseeffekt godt over 90% reduksjon av TOT-P ved både primær- og sekundærfellingsanlegg (Ødegaard, 1992).

2.3 Tidligere studier

Tidligere studier har vist at overbelastningsforsøk og hydrauliske tester er best brukt sammen for å kunne vurdere kapasiteten til separasjonstrinn og identifisere oppgraderinger. Først utføres overbelastningsforsøk for å vurdere kapasiteten, og videre blir hydrauliske analyser benyttet for å identifisere potensielle oppgraderingsmuligheter (Daigger et al., 1992).

Det er blitt foretatt flere overbelastningsforsøk på sluttseparasjonssteg ved aktivslamanlegg. Ved et kommunalt avløpsrenseanlegg i New Jersey, USA, er det blitt foretatt et slik overbelastningsforsøk. Hovedmålet med dette overbelastningsforsøket var å undersøke hvordan polymerer påvirket renseeffekten. Hovedkonklusjonen med forsøket var at ved å tilsette polymerer kunne overflatebelastningen økes med omtrent 50 % og likevel oppnå akseptable renseeffekter (Patoczka et al., 1998).

Ved optimale forhold har ulike studier vist at separasjonsstegene kan tåle en større belastning enn hva de er dimensjonert for. Ved et avløpsrenseanlegg i USA ble det gjort et forsøk i å bestemme kapasiteten til eksisterende sluttseparasjonssteg. Bakgrunnen var å vite når de burde planlegge en oppgradering, og de ville vite om det burde utføres noen oppgraderinger. Konklusjonen var at sluttsedimenteringen hadde en kapasitet 2 ganger større enn det den var dimensjonert for (Boyle et al., 2004). Anlegget som ble

undersøkt her var også et aktivslamanlegg.

De fleste studiene som er blitt gjort tidligere har omfattet aktivslamanlegg.

Når det er snakk om aktivslamanlegg er forutsetningene noen helt andre da SS-innholdet i vannet har mye høyere konsentrasjon enn ved primær- og sekundærfellingsanlegg. Problemstillingen er derfor en helt annen, noe som gir gode argumenter for å undersøke effekten av overflatebelastning på renseeffekt ved kjemiske renseanlegg.

2.4 CFD – Computational Fluid Dynamics

Computational Fluid Dynamics (CFD) er en del av hydrodynamikken og blir med bakgrunn i numeriske metoder og algoritmer benyttet som simuleringsverktøy for å optimalisere hydrodynamiske forhold. Datamaskiner blir brukt til å utføre de beregninger som kreves for å simulere interaksjonen av væsker og gasser med overflater definert av grensebetingelser.

CFD ble utviklet i slutten av 1960 årene innen luftfartsteknologi. I dag benyttes CFD innen mange fagområder, som vann- og avløpsteknikk. Vann- og avløpsteknikk består av svært mange prosesser, og de fleste av prosessene kan benytte seg CFD-simuleringer for optimalisering.

Sedimentering er en av de eldste prosessene som er benyttet innen vann- og avløpsrensing. For optimal drift av sedimenteringsbasseng er det viktig med full forståelse for hvordan strømmingene fungerer. Dette er for å sikre godt design og god drift. I et sedimenteringsbasseng er det mange parametere som kan påvirke kapasiteten, som for eksempel overflatebelastning, utforming av bassenget, slamfjerningsmetode, innløpsarrangement, utløpsarrangement osv. For å ta hensyn til alle disse påvirkningene blir sedimenteringsbassengene ofte overdimensjonert. (Goula et al, 2008)

CFD kan oppdage dårlige strømningsforhold og dødsoner i et sedimenteringsbasseng. Ut ifra dette kan forbedringstiltak vurderes uten gjennomføring av fysiske forsøk.

Sirkulering i sedimenteringsbasseng kan føre til dødsoner i bassengene, og på den måten vil det effektive volumet til bassengene bli mindre. Dødsoner i et sedimenteringsbasseng kan føre til at sedimenterte partikler blander seg med "rent"

vann og blir med til overflaten igjen. På den måten vil det rensede vannet bli påvirket av dødsonene. Den hydrauliske analysen blir altså brukt for å identifisere faktorer som påvirker ytelsen til sedimenteringsbassengene. Basert på dette kan det vurderes forbedringstiltak og optimaliseringer.

2.6 Mål for oppgaven

Fjerning av forurensningskomponenter fra vannfasen i avløpsrenseanlegg er avhengig av den partikulære andelen av disse og i tillegg eventuelle renses effekter ved hjelp av kjemisk felling. Separasjonsprosessene er svært viktig i begge tilfeller og vil være avhengig av overflatebelastningen. Gjennom undersøkelse av data fra avløpsrenseanlegg i drift kan det etableres anleggs-spesifikke modeller, samt generelle modeller, for renses effekt som en funksjon av overflatebelastning. Hydrauliske simuleringsforsøk benyttes for å oppdage dårlige strømningsforhold i sedimenteringsbassengene.

Opgavens målsetning er å utruste de som planlegger utvidelser av avløpsrenseanlegg med verktøy som gjør at man med større sikkerhet enn tidligere kan fastslå hvilke renses effekter som er sannsynlige å oppnå mens byggearbeidene pågår.

3. Metoder

3.1 Analyser av historiske data:

Det er samlet inn data fra 9 avløpsrenseanlegg i drift på Østlandet. Dataene som er samlet inn er typiske driftsjournaler fra renses anleggene og årsrapporter for 2012, 2013 og 2014. I driftsjournalene ligger vannmengder, innløp- og utløpskonsentrasjoner, kjemikaliedosering m.m.

Dataene har blitt sortert og organisert for å kunne finne nyttige resultater. For å oppdage "outliers" er det brukt gjennomsnitt og standardavvik som metode. Metoden sier at:

$3 \times \text{standardavvik over/under gjennomsnittsverdi} = \text{outlier}$

Metoden ble brukt for å identifisere de verdiene som lå langt utenfor normalen slik at resultatet ikke skulle bli påvirket av disse verdiene.

En svært viktig del har vært å utelukke andre faktorer enn overflatebelastningen som kunne påvirke renseeffekten. For å kunne sammenligne renseeffekt og overflatebelastning er det viktig at alle andre parametere er normale under hele prosessen. Perioder hvor for eksempel kjemikaliedoseringen har vært utenfor det normale, har dataene for renseeffekten blitt fjernet. En del data har altså blitt fjernet fra datagrunnlaget på bakgrunn av faglig skjønn. Noen anlegg har blitt kontaktet i forbindelse med unormale data for å få en forklaring på hvorfor det i perioder har vært unormale forhold.

Renseeffekter og overflatebelastninger har blitt plottet slik at resultatene viser gjennomsnittlige sammenhenger for den representative perioden. Forholdene kan benyttes for å bestemme den gjennomsnittlige responsen for økte overflatebelastninger.

Alle dataene i denne delen av oppgaven er blitt behandlet i Excel.

3.2 Overbelastningsforsøk ved et avløpsrenseanlegg med stikkprøver.

Ved Remmen avløpsrenseanlegg er det blitt utført et utvidet overbelastningsforsøk. Det er blitt foretatt daglige stikkprøver, både på innløpet og på utløpet, hver annen time i en periode på 13 dager. Den hydrauliske belastningen har blitt variert slik at overflatebelastningen har vært varierende. Verdiene fra denne delen er på tilsvarende måte som de historiske dataene blitt behandlet i Excel.

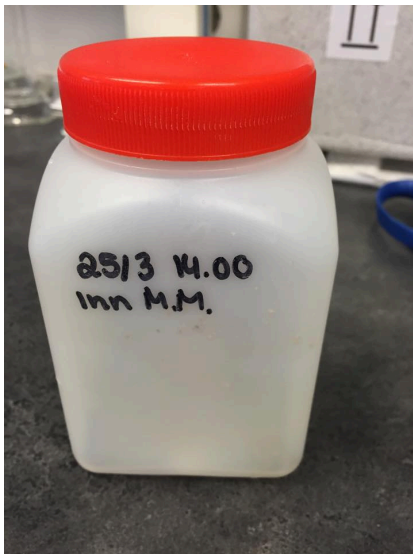
3.2.1 Prøvetakingsutstyr

Prøvetakingsutstyret bestod av to automatiske prøvetakere med karusell. En prøvetaker ble plassert på innløpet og en på utløpet. Ved valg av prøvetakingspunkt er det det viktig at hele vannstrømmen kan fanges opp, og at det er god omblanding av vannet (Farestveit et al., 1997). Prøvetakerene ble derfor plassert på samme sted som renseanlegget tar ut egne prøver. Prøvetakerene ble programmert slik at det ble tatt ut prøver hver andre time. Figur 4 viser prøvetakeren som var plassert ved utløpet av renseanlegget. Avløpsrenseanlegget overvåker vannmengder kontinuerlig, slik at en oversikt over vannmengder per time ble tatt ut fra kontrollsystemet Deres.



Figur 4 - Isco prøvetaker plassert ved utløpet ved Remmen avløpsrenseanlegg

Prøvene som ble hentet ut hver annen time, ble samlet i merkede flasker og analysert ved laboratoriet. Figur 5 viser en merket prøveflaske.



Figur 5 - Merket prøveflaske brukt ved innsamling av prøver ved Remmen renseanlegg

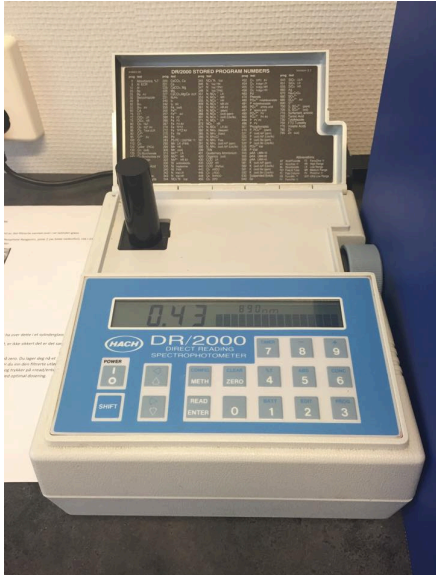
3.2.2 Analyser ved laboratoriet

På laboratoriet ved renseanlegget er det foretatt analyser av innløps- og utløpsprøvene som er hentet ut. Prøvene ble testet for total-fosfor, orto-fosfat og turbiditet/SS.

3.2.2.1 Total – fosfor

Totalt ble 111 prøver fra innløpet og 141 prøver fra utløpet analysert for total fosfor.

Ved analyseringen av total fosfor ble det benyttet HACH DR/2000 og metoden ble hentet fra analysehåndboken til instrumentet. I figur 6 er HACH DR/2000 vist.



Figur 6 - HACH DR/2000

Fremgangsmåte for analysering av total-fosfor:

1. COD reaktoren ble slått på slik at den kunne varmes opp til 150 grader celsius.

Reaktoren er vist i figur 7.



Figur 7 - COD varmereaktor

2. Riktig program ble tastet inn, slik at den ble programmert til å måle TOT-P.
3. Riktig bølgelengde ble sjekket, 890 nm.
4. I reagensrør skulle det fylles på 5ml prøve. Reagensrørene ble merket, og for utløpsprøvene ble det benyttet en pipette innstilt på 5 ml for overføring til reagensrørene. Innløpsprøvene måtte fortynnes, 1 ml prøve med sprøyte og 4 ml destillert vann med pipette.

5. En liten trakt ble brukt til å tilsette *Potassium Persulfate Powder* pute til prøven.
6. En dråpe med *Sulfuric Acid* ble tilsatt ved hjelp av dråpeteller. Korken ble satt på og reagensrøret ble ristet slik at alt ble oppløst.
7. Reagensrørene ble så plassert i varmeren i 30 minutter ved 150°C.
8. Prøvene ble så tatt forsiktig ut av varmeren og plassert i et reagensrørstativ inntil de ble nedkjølt til romtemperatur.
9. Igjen ble det brukt en liten trakt for å tilsette en *PhosVer 3 Phosphate Reagent Powder* pute i reagensrørene. En slik pute er vist i figur 8.



Figur 8 - PhosVer3 Phosphate Reagent Powder

10. En dråpe med *Sodium Hydroxide* ble tilsatt ved hjelp av dråpeteller. Korken ble satt på og ristet godt.
11. Et reagensrør med destillert vann ble brukt til å nulle ut apparatet før prøvene ble lest av.
12. 2 minutter etter at *Sodium Hydroxide* ble tilsatt ble prøvene lest av i HACH-maskinen.

For innløpsprøvene ble verdiene multiplisert med 10, og for utløpsprøvene ble verdiene lest rett av. Verdiene ble notert.

3.2.2.3 Orto-fosfat

Totalt ble 68 prøver fra innløpet og 67 prøver fra utløpet analysert for ortofosfat. Ved analyseringen av ortofosfat ble det benyttet et lommekolorimeter fra Hach, Pocket Colorimeter II, Orthophosphate. Bakgrunnen for at det ble brukt et lommekolorimeter var at det var det som ble benyttet ved analysering av orto-fosfat ved renseanlegget.

Før selve analyseringen av orto-fosfat ble alle prøvene filtrert gjennom et filter med poreåpning på $0,45\mu\text{m}$.

Ved analysering av orto-fosfat ble det brukt "pulverputemetoden":

1. I medfølgende prøveflasker med merker for volum ble det fylt opp et prøvevolum på 10 ml. For hver prøve ble det fylt opp to slike flasker. En for å tilsette kjemikalier og en for nulle ut apparatet.
2. I den ene flasken ble det tilsatt en *PhosVer 3 Phosphate Reagent Powder Pillow*. Som vist i figur 8.
3. Kork ble satt og prøven ble ristet i 15 sek.
4. Stoppeklokke ble brukt for å overholde en reaksjonstid på 2 min.
5. Prøveflasken med kun prøve ble tørket av og satt i kolorimeteret.
6. Hetten ble plassert over. Og knappen Zero ble brukt slik at displayet viste 0,00.
7. Videre etter de 2 minuttene og innen ti minutter ble prøve med tilsatt kjemikalie lest av.

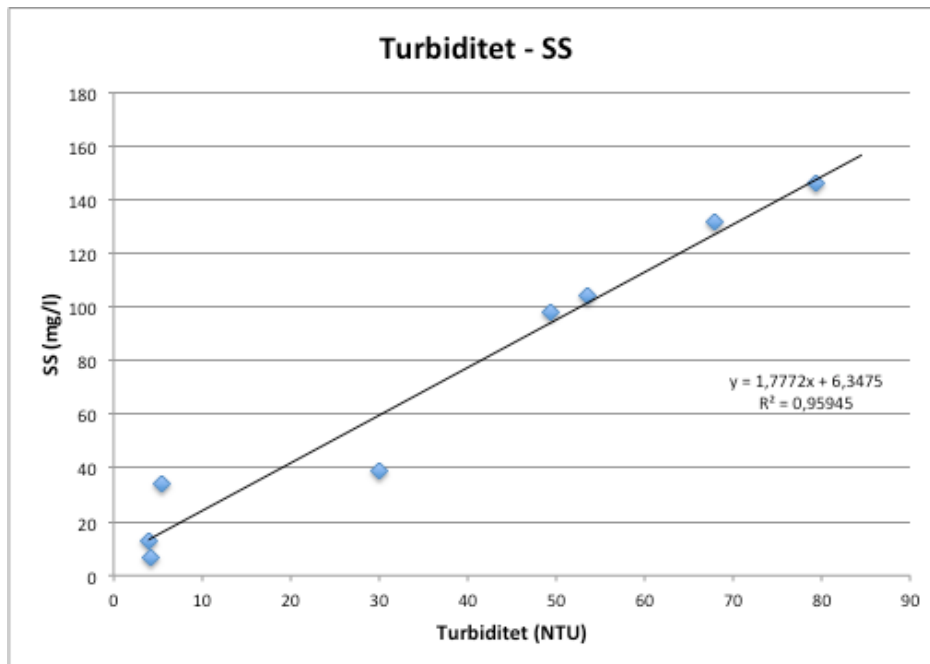
3.2.2.4 Turbiditet og suspendert stoff (SS)

Ettersom analysering av suspendert stoff tar noe tid, ble det besluttet å kun analysere noen prøver for SS og benytte turbiditet som en indikator for SS. Turbidimetre kan benyttes for å estimere innhold av SS i avløpsvann. Lineære regresjonsmodeller basert på turbiditetsverdier med SS innhold i korresponderende prøver kan lages (Bertrand-Krajewski, 2004). Totalt ble det analysert 8 prøver med SS, 4 på innløpet og 4 på utløpet. Ved analysering av SS ble det benyttet Norsk Standard NS-EN 872, *Bestemmelse av suspendert stoff*. For de samme prøvene ble det målt turbiditet. Ved måling av turbiditet ble det benyttet et turbidimeter, som vist i figur 9.



Figur 9 - Palintest Turbidimeter

Ved å plote verdiene for turbiditet mot de målte verdiene for suspendert stoff ble det laget en lineær regresjonsmodell som dannet grunnlag for å vurdere innholdet av SS i de resterende prøvene. Figur 10 viser korrelasjonen mellom turbiditet og SS.



Figur 10 - Korrelasjon mellom turbiditet og SS ved Remmen renseanlegg.

Totalt ble 92 prøver fra innløpet og 104 prøver fra utløpet målt for turbiditet, og turbiditetsverdien ble brukt til å estimere innhold av SS, lineære regresjonsmodell:

$$y = (1,7772x + 6,3475) = SS \text{ mg/l}$$

Korrelasjonskoeffisienten, $R^2=0,95945$, er svært høy, noe som tilsier at det var svært god korrelasjon mellom turbiditet og SS.

3.3 CFD

For å utføre en hydrauliske analyse på fire av anleggene er det blitt brukt Computational Fluid Dynamics (CFD) som simuleringsverktøy, og programvaren som er blitt brukt heter Fluent 15.0. Stipendiat Duo Zhang har utført denne simuleringen og hjulpet til med å lese av resultatene.

4. Anleggsdata

Det er innhentet data fra 9 ulike avløpsrenseanlegg i drift. Anleggene har ulike størrelser, utforming og ulik avløpskarakteristikk, men alle anleggene er basert på kjemisk felling. 8 av anleggene er primærfellingsanlegg, mens 1 av anleggene er et sekundærfellingsanlegg. Flytskjemaer for primærfelling og sekundærfelling er vist i figur 2 og 3.

De fleste anleggene har en tradisjonell oppbygging med flokkulering før sedimenteringen, unntaket er renseanlegget i Sandefjord. Utformingen for Sandefjord er vist i figur 11, i avsnittet om Sandefjord avløpsrenseanlegg.

4.1 Tønsberg renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med seks renselinjer. Anlegget har blitt utsatt for høye overflatebelastninger i perioden som data er innsamlet. Anlegget er under utbygging og 2 av renselinjene har vært stengt siden juni 2014.

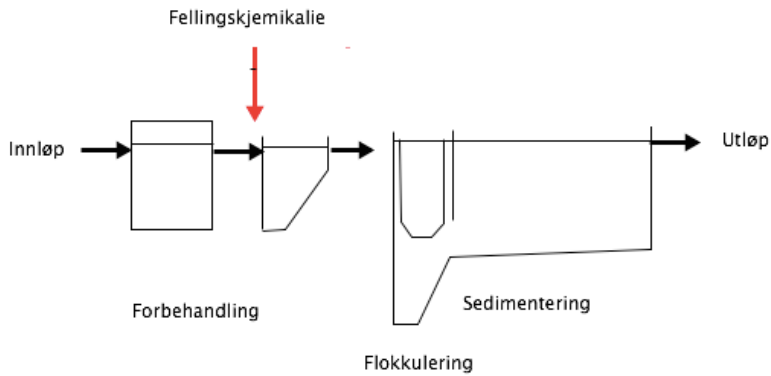
Anlegget mottar industriavløp fra Findus. Dette vannet inneholder mye stivelse, noe som kan gi noe driftsproblemer i ukedagene det er produksjon.

Som fellingskjemikalie benyttes jernklorid, og dosering skjer på bakgrunn av pH og erfaringer. Dosering skjer etter sandfang.

- **Dimensjonerende vannmengde** = $1920 \text{ m}^3/\text{t}$.
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 40 m
 - B = 6 m
 - D = 3,9 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 1440 m^2 .
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = $1,33 \text{ m}^3/\text{h}$

4.2 Sandefjord renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med flokkulering integrert i sedimenteringsbassengene. Dette er vist i figur 11. Anlegget har sedimenteringsbassengene plassert utendørs.



Figur 11 - Flytskjema for Sandefjord rensesanlegg

Anlegget har fire renselinjer, og opererer generelt med høy overflatebelastning.

Som hovedkjemikalie benyttes Aluminium, og det tilsettes noe polymerer. For god innblanding av koagulant tilsettes kjemikalier før sand- og fettfang, ved hjelp av blåseluft.

Doseringene skjer på bakgrunn av vannmengde og et eget tidssystem, som overstyring benyttes pH.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 754 m³/t.
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 30 m
 - B = 5 m
 - D = 3,5 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 600 m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 1,23 m/h

4.3 Remmen rensesanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg, og anlegget har tre renselinjer.

Som fellingskjemikalie har AVR vært benyttet i den perioden det har vært innhentet historiske data. AVR er en blanding av aluminiumsulfat og jern_{III}sulfat. I desember 2014 gikk anlegget over til å dosere med PAX, aluminiumklorid, og polymerer. De analysene som har blitt gjort i forbindelse med det utvidede overbelastningsforsøket har vært i perioden hvor PAX og polymerer har vært benyttet.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 715 m³/t.
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 32 m
 - B = 6 m
 - D = 3 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 576 m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 1,24 m/h

4.4 Frevar renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med fem renselinjer. Sedimenteringsbassengene er plassert utendørs.

Som fellingskjemikalie benyttes jernklorid og dosering skjer på bakgrunn av vannmengde og pH. Kjemikaliene blir tilsatt direkte i flokkuleringen.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 1800m³/t
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 51 m
 - B = 6,2 m
 - D = 3,5 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 1590 m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 1,13 m/h

4.5 Hokksund renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med to renselinjer.

Som fellingskjemikalie benyttes Aluminium, og doseringen skjer på bakgrunn av vannmengde.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 250 m³/t
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 42,65 m
 - B = 3,7 m
 - D = 2,5 m

- **Totalt areal_{sedimentering}** = 316 m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 0,79 m/h

4.6 Lillevik renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med fire renselinjer.

Som fellingskjemikalie benyttes Aluminium, men det tilsettes også noe jern. Doseringen skjer på bakgrunn av vannmengde i utløp og erfaringer. Kjemikaliene blir tilsatt direkte i flokkuleringen.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 1268 m³/t
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 39,95 m
 - B = 6 m
 - D = 3,9 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 960 m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 1,3 m/h

4.7 Monserud renseanlegg

Anlegget er et sekundærfellingsanlegg med fire renselinjer.

Som fellingskjemikalie benyttes jernklorid.

- **Dimensjonerende vannmengde** = 370 m³/t
- **Geometrisk utforming:**
 - L = 23 m
 - B = 4,95 m
 - D = 3,5 m
- **Totalt areal_{sedimentering}** = 455,4m².
- **Overflatebelastning ved Q_{dim}** = 0,81 m/h

4.8 Fuglevik renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med fire renselinjer. Kapasitetsmessig har de kun behov for to linjer, men per i dag benyttes tre renselinjer. En linje er stengt permanent. Anlegget mottar avløp fra Idun og Nora, slik at anlegget har stor organisk belastning. Dette kan være utfordrende.

Som fellingskjemikalie brukes i hovedsak aluminium, men det doseres også noe jern. Doseringen skjer på bakgrunn av mengde og klokkeslett. Ettersom anlegget mottar mye industriavløp er det satt opp et skjema med klokkeslett slik at doseringene øker i perioder med mye industriavløp.

- **Geometrisk utforming:**

$$L = 42,7 \text{ m}$$

$$B = 6,2 \text{ m}$$

$$D = 4,35$$

- **Totalt areal_{sedimentering} = 794 m².** (som benyttes)

4.9 Muusøya renseanlegg

Anlegget er et primærfellingsanlegg med to renselinjer. Anlegget er i hovedsak uten bemanning og styres fra et større renseanlegg i Drammen.

Anlegget benytter i hovedsak kalk som fellingskjemikalie, men de doserer også noe med jernklorid. Kalk doseres på bakgrunn av mengde og jernklorid mengden er fast på 61 g/m³.

- **Dimensjonerende vannmengde = 400 m³/t**

- **Geometrisk utforming:**

$$L = 42,3 \text{ m}$$

$$B = 4,4 \text{ m}$$

- **Totalt areal_{sedimentering} = 372 m².**

- **Overflatebelastning ved Q_{dim} = 1,08 m/h**

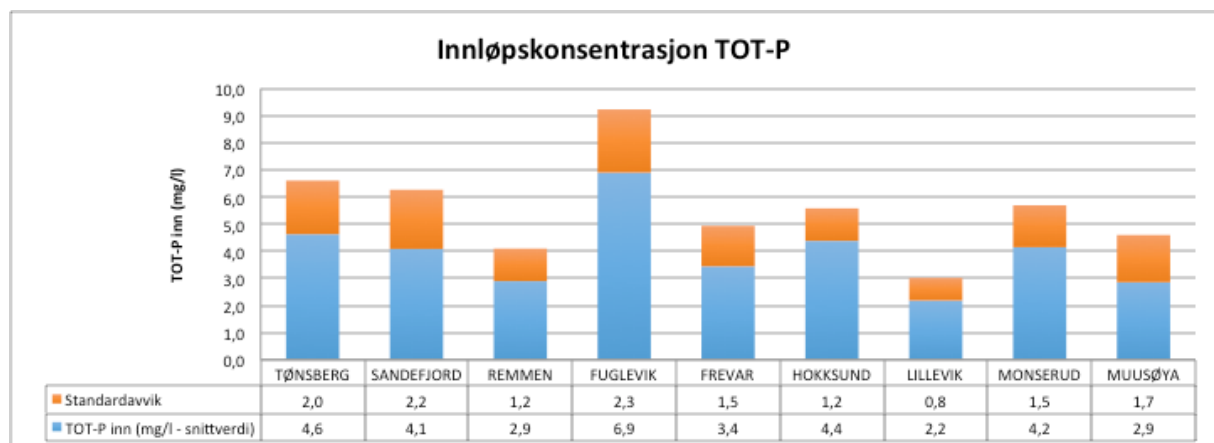
5. Resultater

5.1 Avløpskarakteristikk

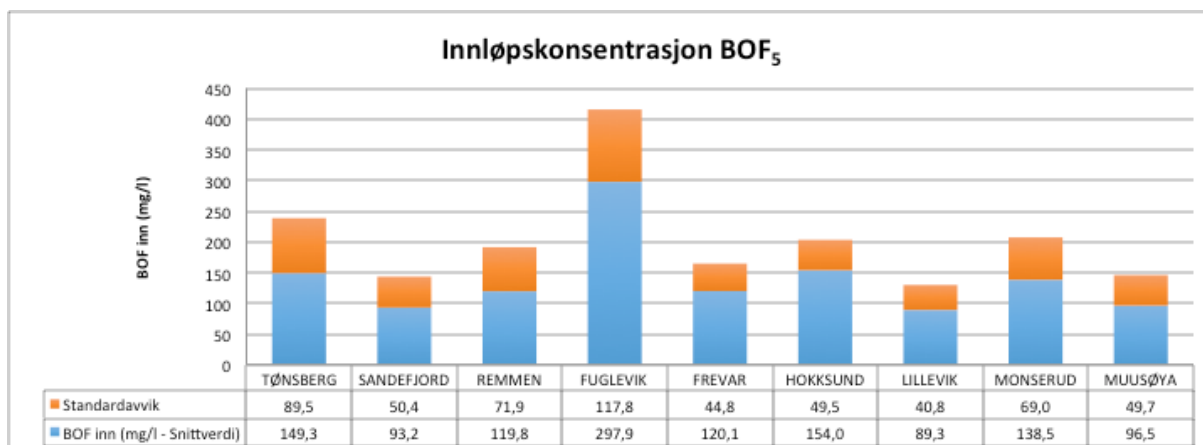
Figurene som er presentert i dette kapittelet viser avløpskarakteristikken for de 9 avløpsrenseanleggene som har vært en del av undersøkelsen i denne oppgaven. De parameterne som er tatt med i karakteristikken er TOT-P, BOF og KOF. Parameterne som er valgt er valgt på bakgrunn av at de var en del av det innsamlede datagrunnlaget ved alle rensenanleggene. Veldig få av anleggene hadde SS-verdier i datagrunnlaget og derfor er dette utelatt. Resultatene som er vist frem i avløpskarakteristikken er basert på rensenanleggenes egne målinger samt resultater fra årsrapporter. Antall data per anlegg er varierende, antall prøver per anlegg er vist i vedlegg B.

Avløpskarakteristikken viser i tillegg til gjennomsnittverdier for 2012, 2013 og 2014, standardavviket. Standardavviket, som er et mål på et typisk avvik fra gjennomsnittet, gir god informasjon om spredningen i datasettene. *Minimum* 75% av verdiene ligger i intervallet $gjennomsnittsverdi \pm 2 \times standardavviket$ (Løvås, 2004).

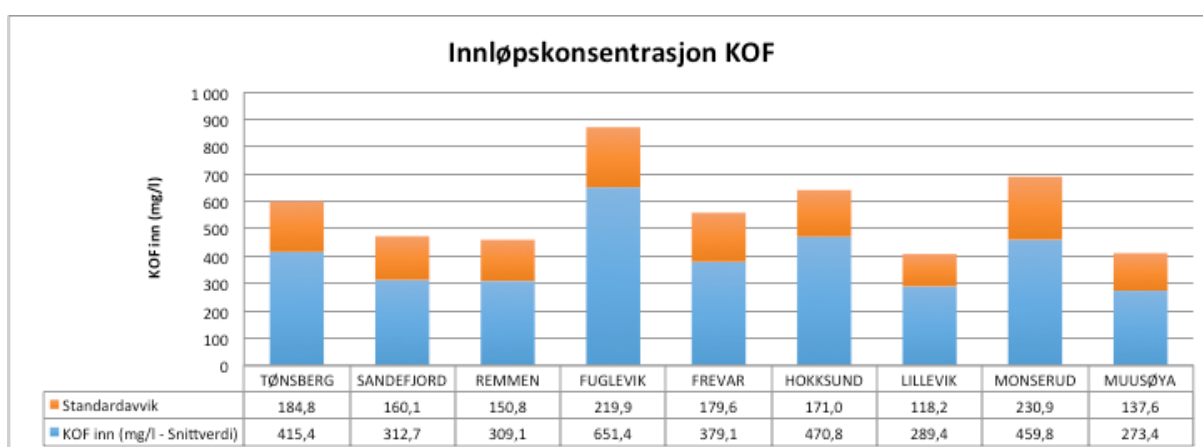
Figur 12, 13 og 14 viser innløpskonsentrasjoner for TOT-P, BOF og KOF.



Figur 12 - Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for TOT-P.



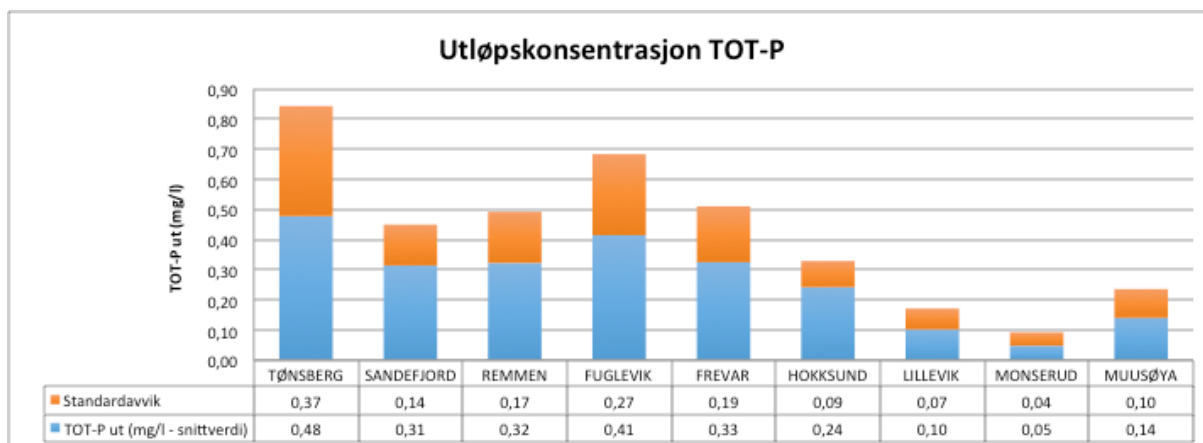
Figur 13 – Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for BOF.



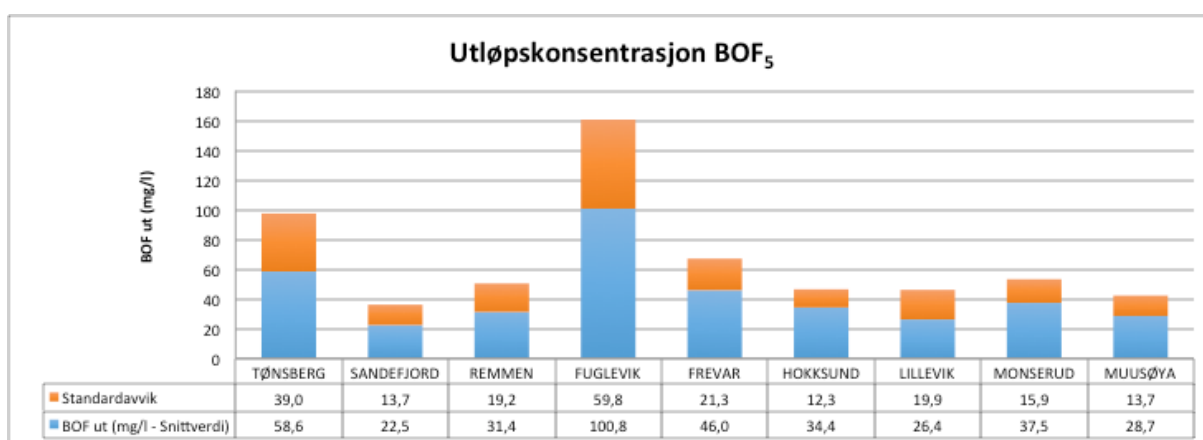
Figur 14 – Avløpskarakteristikk, innløpskonsentrasjoner for KOF.

Avløpskarakteristikken viser at innløpskonsentrasjonene ved anleggene er svært varierende. Fuglevik er det anlegget som skiller seg klart ut ved å ha et konsentrert avløpsvann. Lillevik, Remmen og Muusøya har det mest fortynnede avløpet, med lave verdier. Standardavvikene er stort sett på samme nivå, Fuglevik skiller seg litt ut med høyest standardavvik.

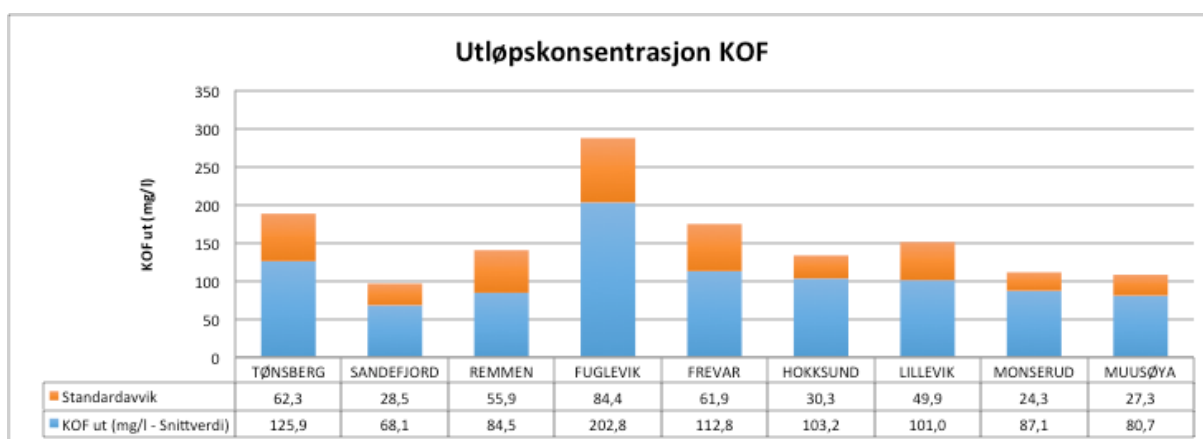
I figur 15, 16 og 17 er det vist utløpskonsentrasjoner for TOT-P, BOF og KOF.



Figur 15 – Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for TOT-P.



Figur 16 – Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for BOF.

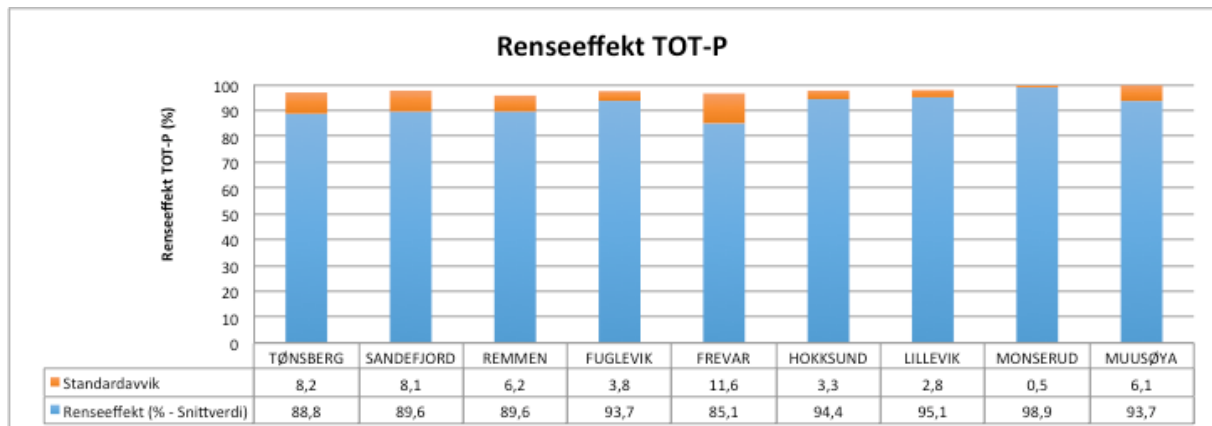


Figur 17 – Avløpskarakteristikk, utløpskonsentrasjoner for KOF.

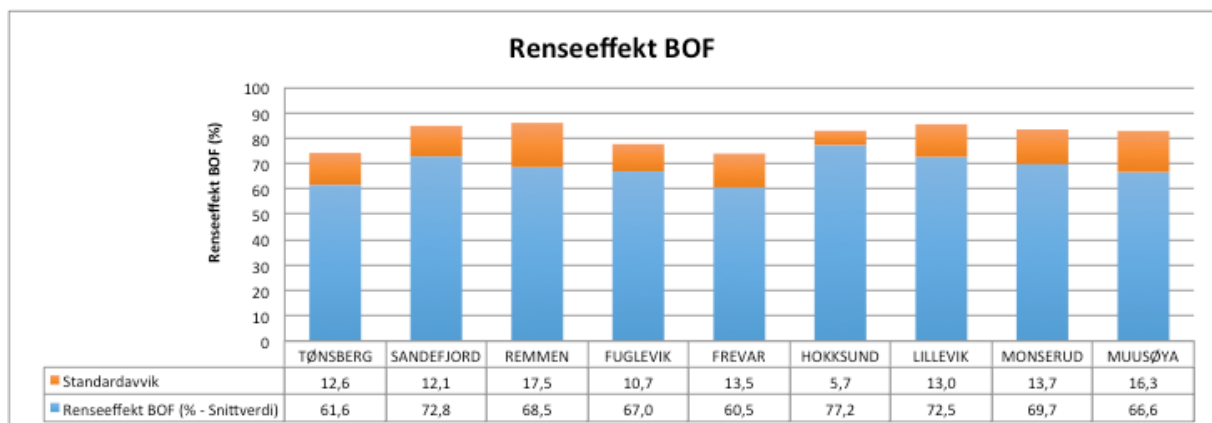
Utløpsmengdene er varierende, men noen anlegg skiller seg ut med gjennomgående høye utslipp og gjennomgående lave utslipp. Fuglevik har gjennomgående høye utslipp, men også Tønsberg og Frevar ligger noe høyt. Tønsberg renseanlegg har spesielt høyt

standardavvik ved TOT-P, men også på BOF og KOF. Det samme gjelder Fuglevik. Monserud har svært lave standardavvik.

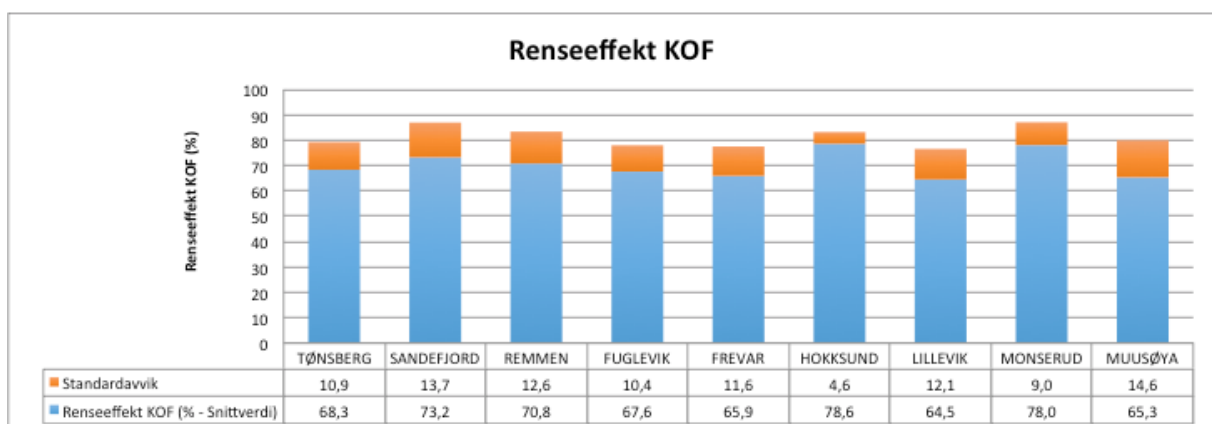
I figur 18, 19 og 20 er renseeffektene for de ulike anleggene vist med hensyn til TOT-P, BOF og KOF.



Figur 18 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for TOT-P.



Figur 19 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for BOF.



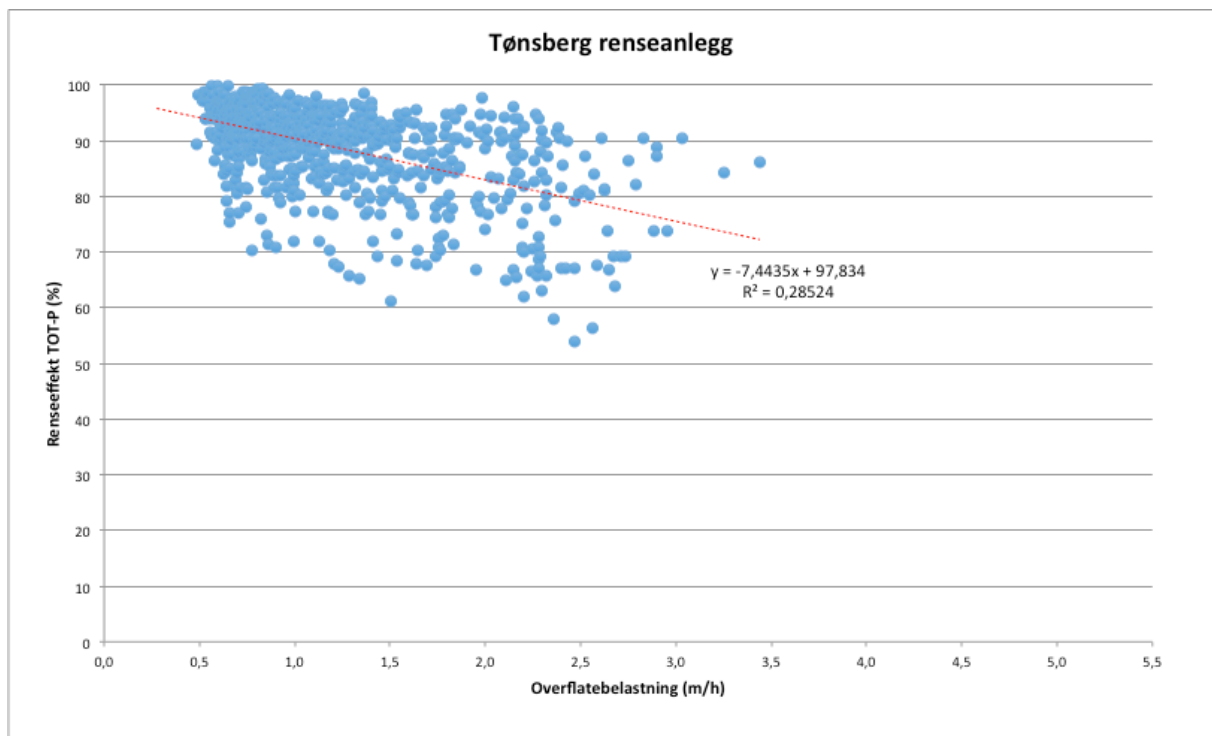
Figur 20 - Avløpskarakteristikk, renseeffekter for KOF.

Resultatene er varierende med hensyn til TOT-P, BOF og KOF, men Frevar er det anlegget som skiller seg ut da det har dårlige renses effekter for alle parameterne. 5 av anleggene har basert på de 3 siste årene hatt gode renses resultater med hensyn til TOT-P, Muusøya, Monserud, Hokksund, Fuglevik og Lillevik. De resterende 4 anleggene ligger lavt, men Frevar er det som skiller seg mest ut.

5.2 Resultater basert på historiske data

5.2.1 Tønsberg rensesanlegg

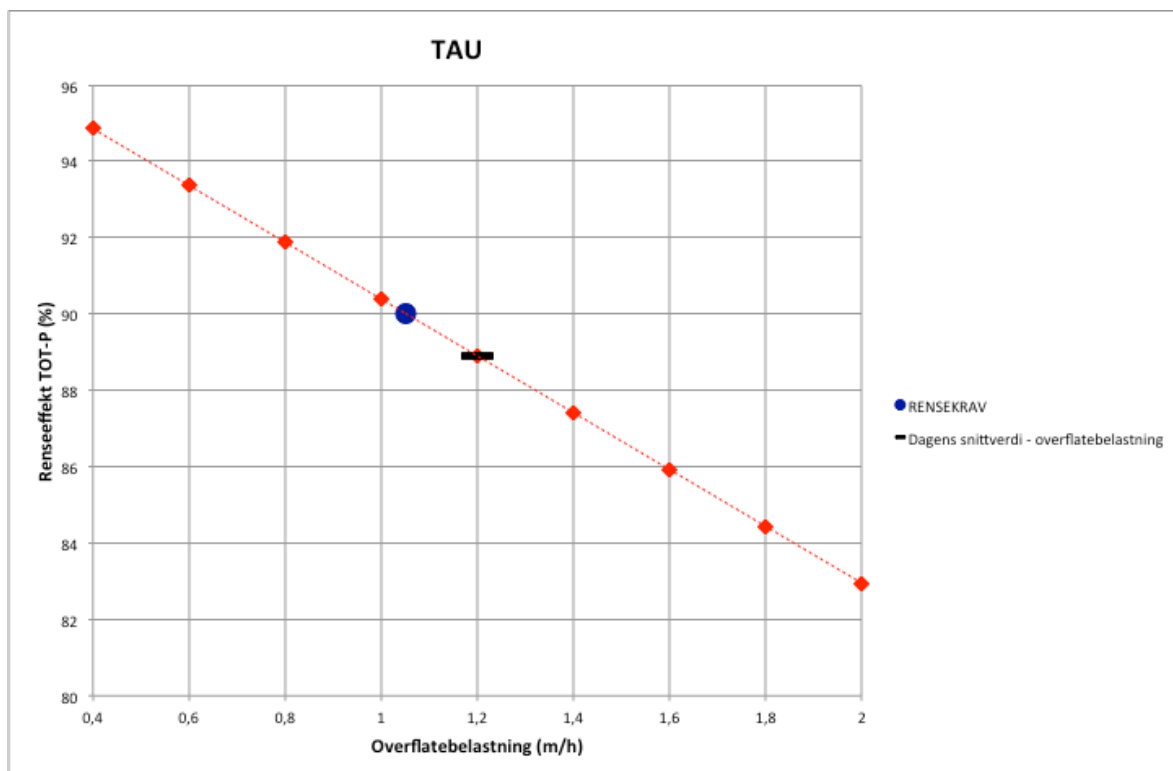
I figur 21 er korrelasjon mellom overflatebelastning og renses effekt Tønsberg rensesanlegg vist. Anlegget tar egne prøver i ukedagene, så resultatet er basert på et stort datagrunnlag.



Figur 21 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renses effekt ved Tønsberg rensesanlegg

Figur 21 viser at anlegget har operert med høye overflatebelastninger ved flere anledninger. Den røde linjen er den lineære korrelasjonslinjen, og basert på denne er lineær modell og korrelasjonsfaktor vist. Korrelasjonsfaktoren noe lav.

For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 21 brukt til å lage en ny figur. Figur 22 viser korrelasjonslinjen fra figur 21.

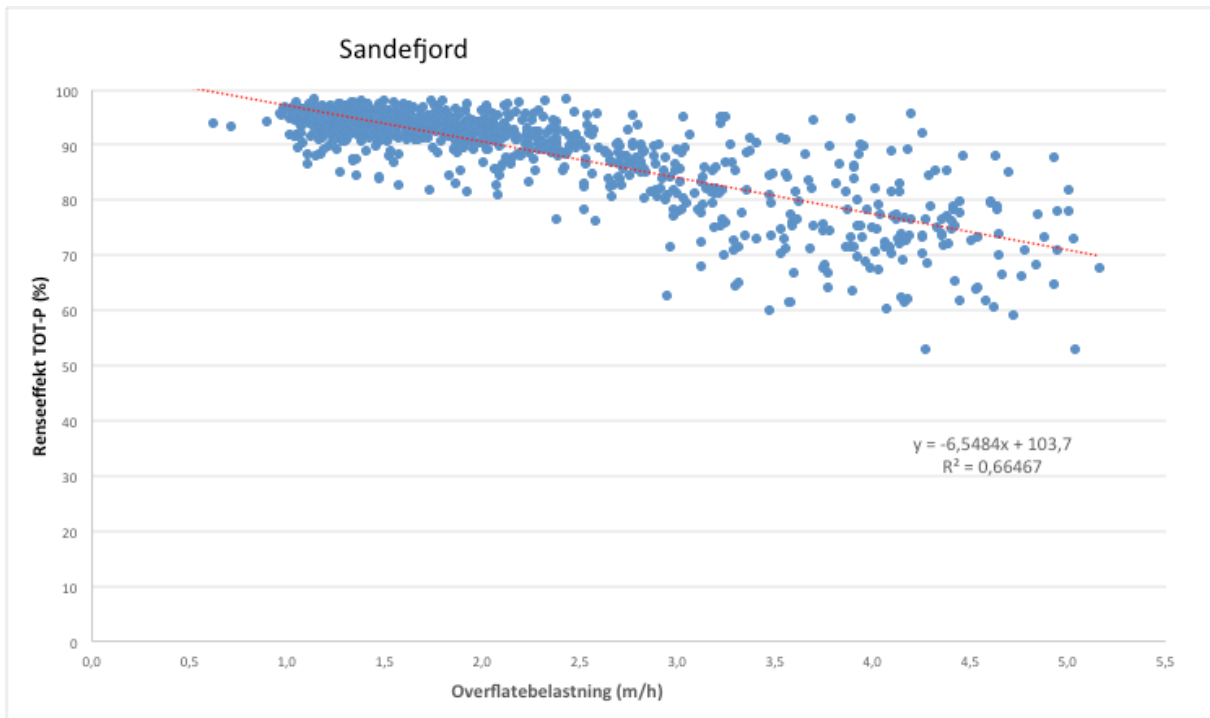


Figur 22 - Tønsberg rensanlegg – Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 21.

Figur 22 er basert på den lineære modellen fra figur 21, og den røde linjen representerer resultatet fra modellen. Rensekravet ved Tønsberg rensanlegg er 90 % reduksjon av TOT-P. Punktet er vist i figur 22. Gjennomsnittlig overflatebelastning basert på datagrunnlag fra de 3 siste årene vises også i modellen. Ved gjennomsnittlig overflatebelastning oppnås en lavere renseseffekt enn det som er kravet.

5.2.2 Sandefjord

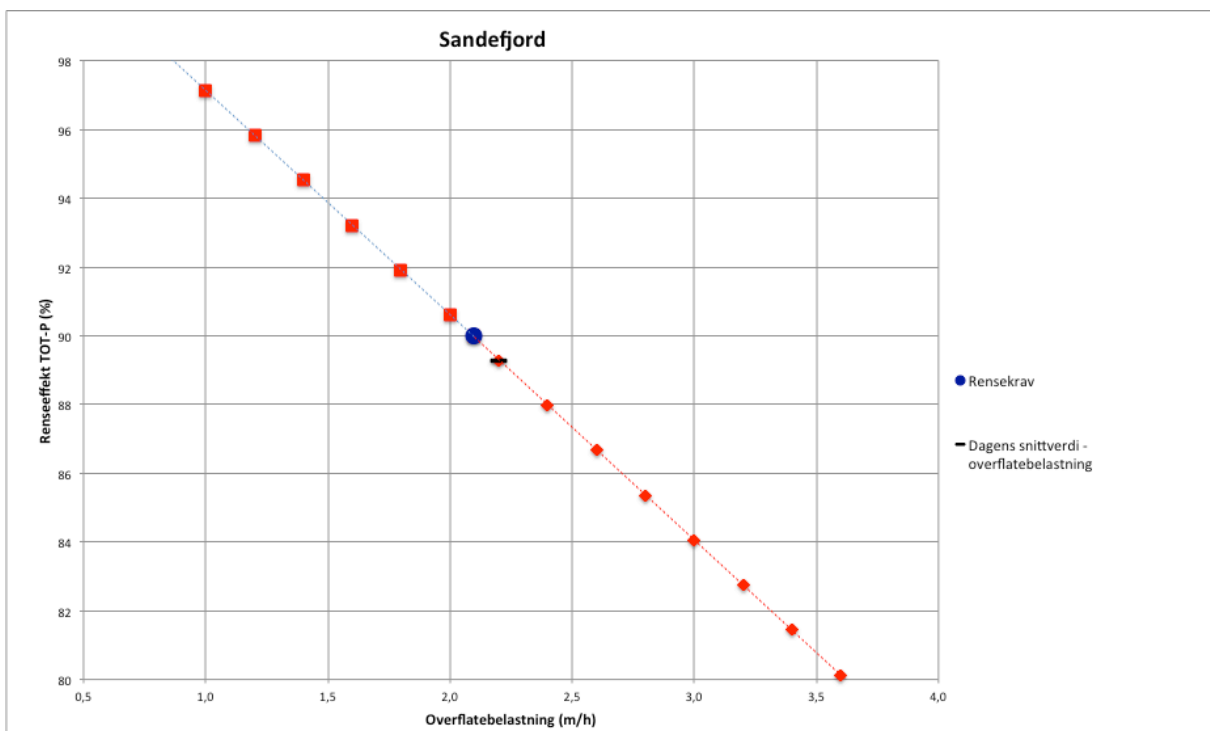
Figur 23 viser korrelasjon mellom overflatebelastning og renseseffekt ved Sandefjord rensanlegg. Datagrunnlaget er basert på daglige prøver av TOT-P.



Figur 23 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Sandefjord renseanlegg

Figur 23 viser at Sandefjord renseanlegg generelt opererer med høy overflatebelastning. Den lineære modellen har en god korrelasjonskoeffisient.

For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 23 brukt til å lage en ny figur. Figur 24 viser korrelasjonslinjen fra figur 23.

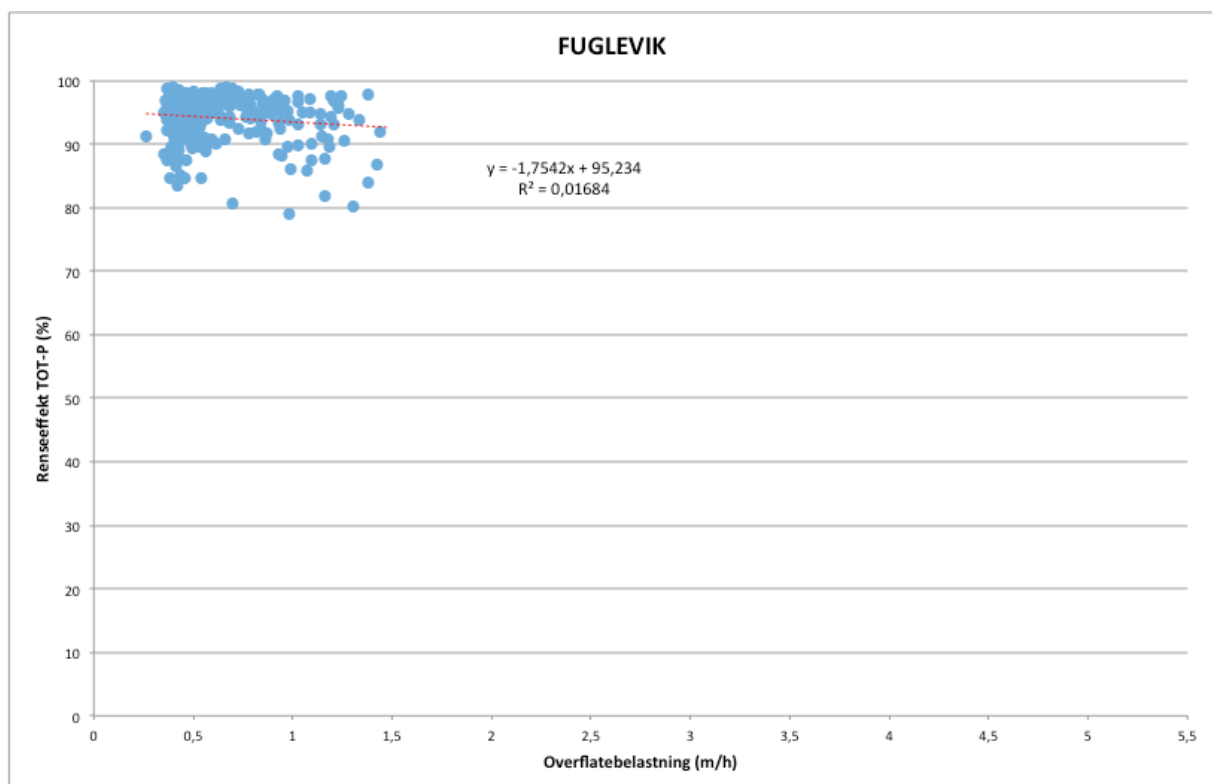


Figur 24 - Sandefjord renseanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 23.

Sandefjord renseanlegg har et rensekrav på 90 % reduksjon av TOT-P. Dette punktet er vist i figuren. Gjennomsnittlig overflatebelastning basert på de 3 siste årene er også vist i figuren. Dagens snittverdi vil en renseeffekt som er lavere en kravet på 90%.

5.2.3 Fuglevik

I figur 25 vises korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Fuglevik renseanlegg. Datagrunnlaget inneholder egne analyser av TOT-P og resultater fra årsrapporter.

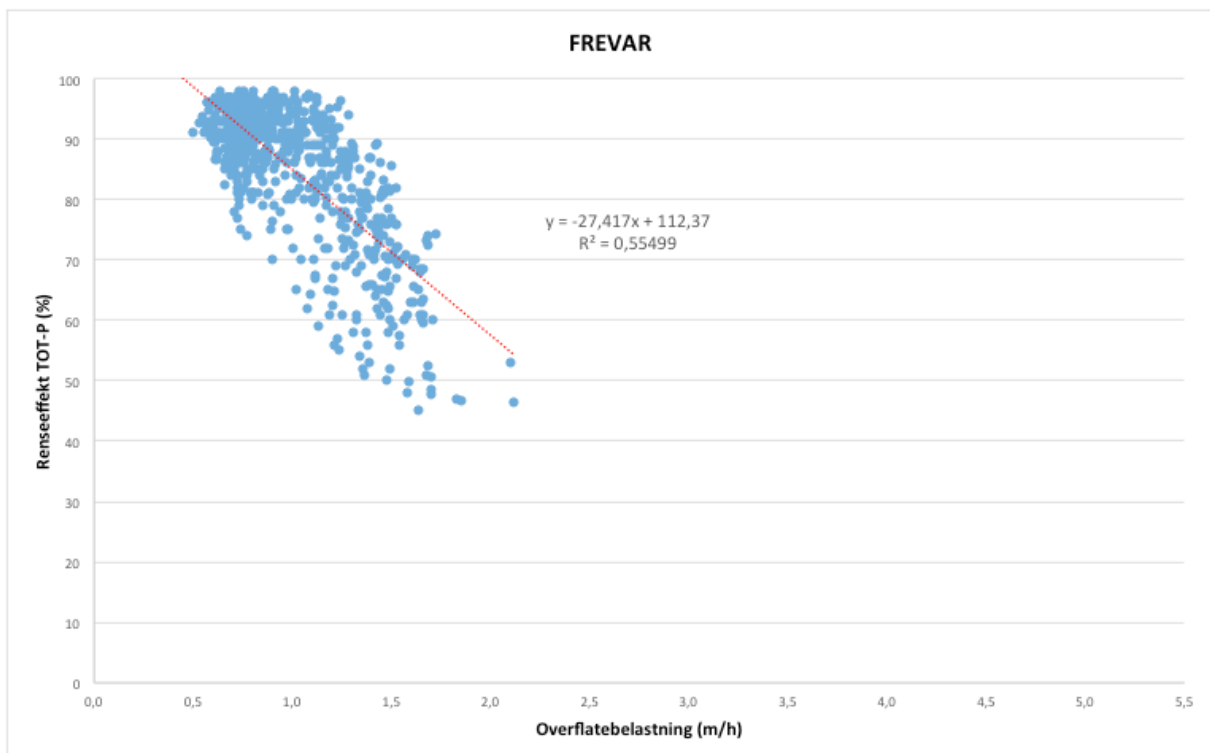


Figur 25 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Fuglevik renseanlegg

Som figuren viser er det svært dårlig korrelasjon mellom renseeffekt og overflatebelastning. Kurven er tilnærmet flat. Basert på dette er det valgt å ikke benytte den lineære modellen som er satt opp til å lage en ny figur slik som er gjort for de andre anleggene. Rensekravet ved anlegget er 90 % og ved å følge den røde linjen er ikke anlegget belastet høyt nok for å vise når kravet vil kunne nås.

5.2.4 Frevar

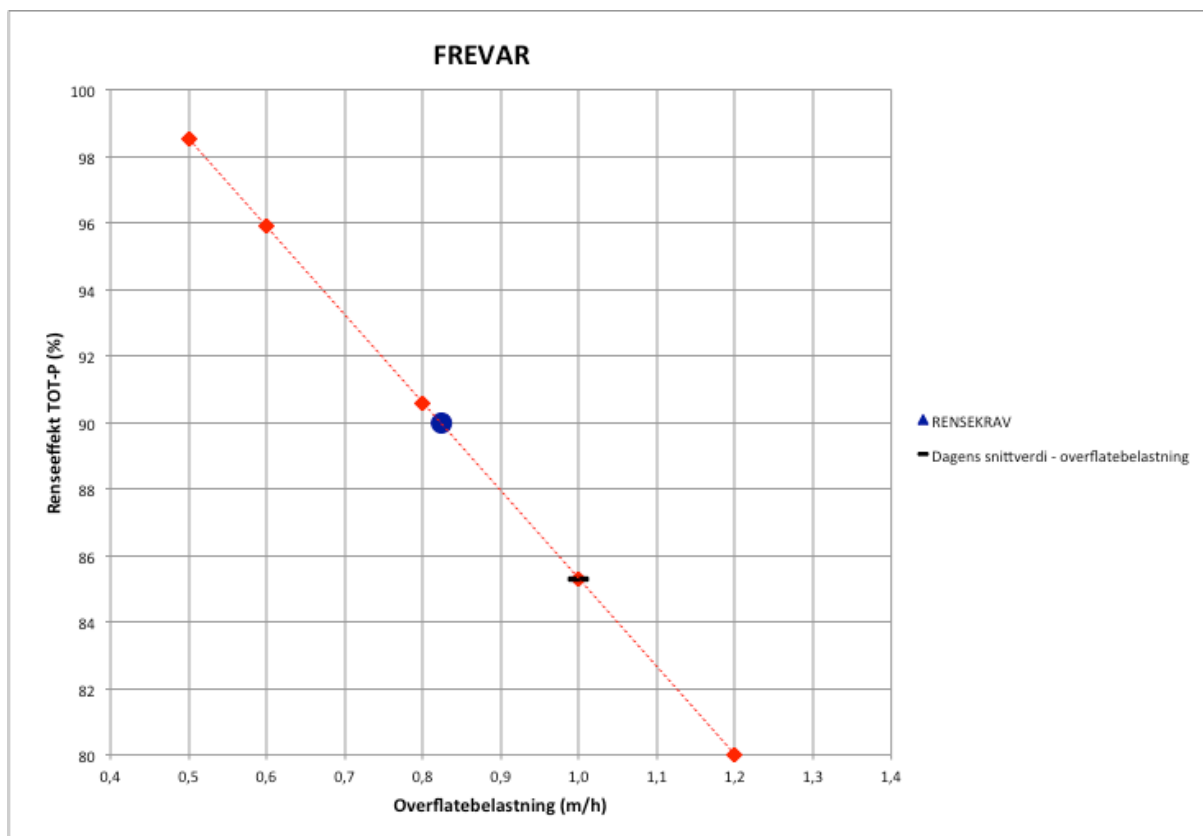
Figur 26 viser resultatet fra Frevar renseanlegg med hensyn til korrelasjon mellom renseeffekt for TOT-P og overflatebelastning. Datagrunnlaget består av årsrapporter og egne daglige analyser av TOT-P.



Figur 26 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Frevar renseanlegg

Anlegget har hatt varierende overflatebelastning, og som figuren viser er den lineære linjen svært bratt. Korrelasjonskoeffisienten viser at det er god korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt.

For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 26 brukt til å lage en ny figur. Figur 27 viser den lineære korrelasjonslinjen fra figur 26.

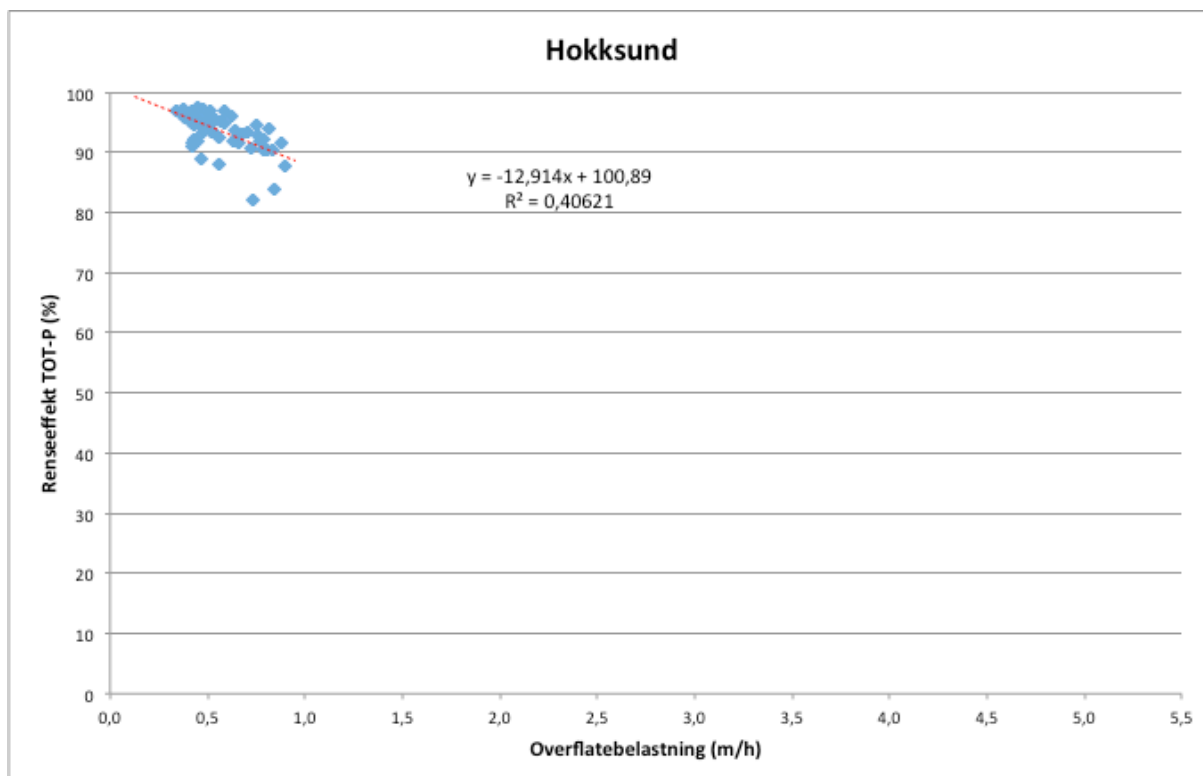


Figur 27 - Frevar renseanlegg – Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 26.

Som figur 27 viser har Frevar et rensekrav på 90% reduksjon av TOT-P. Basert på de historiske dataene kan dette kravet oppnås ved en overflatebelastning mindre eller lik 0,83 m/h. I figuren er det også lagt inn et merke hvor dagens snittverdi for overflatebelastning ligger, og med denne verdien oppnår Frevar en renseseffekt på ca. 85 %, som vist i figuren.

5.2.5 Hokksund

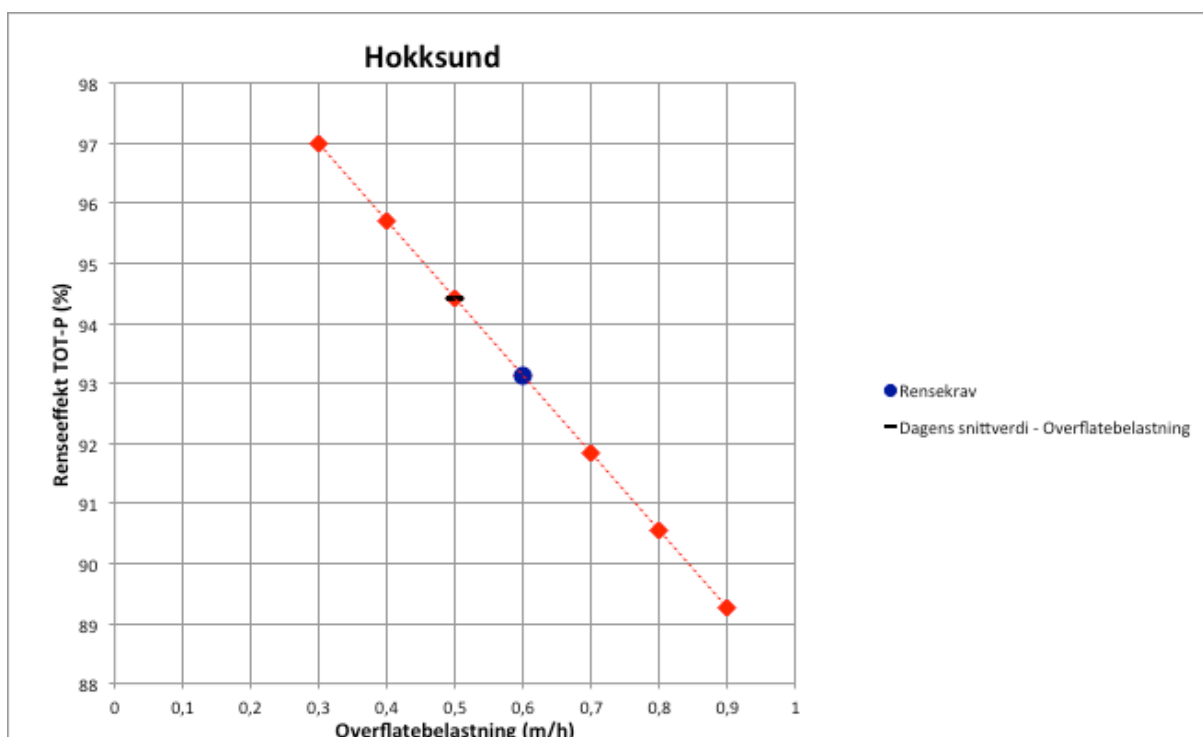
I figur 28 vises korrelasjonen mellom overflatebelastning og renseseffekt ved Hokksund renseanlegg. Anlegget tar ikke daglige analyser av TOT-P, og datagrunnlaget er derfor kun hentet fra årsrapporter.



Figur 28 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Hokksund rensanlegg

Anlegget har generelt gode renseeffekter med hensyn til TOT-P. Resultatene viser at det er korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved anlegget.

For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 28 brukt til å lage en ny figur. Figur 29 viser den lineære korrelasjonslinjen fra figur 28.

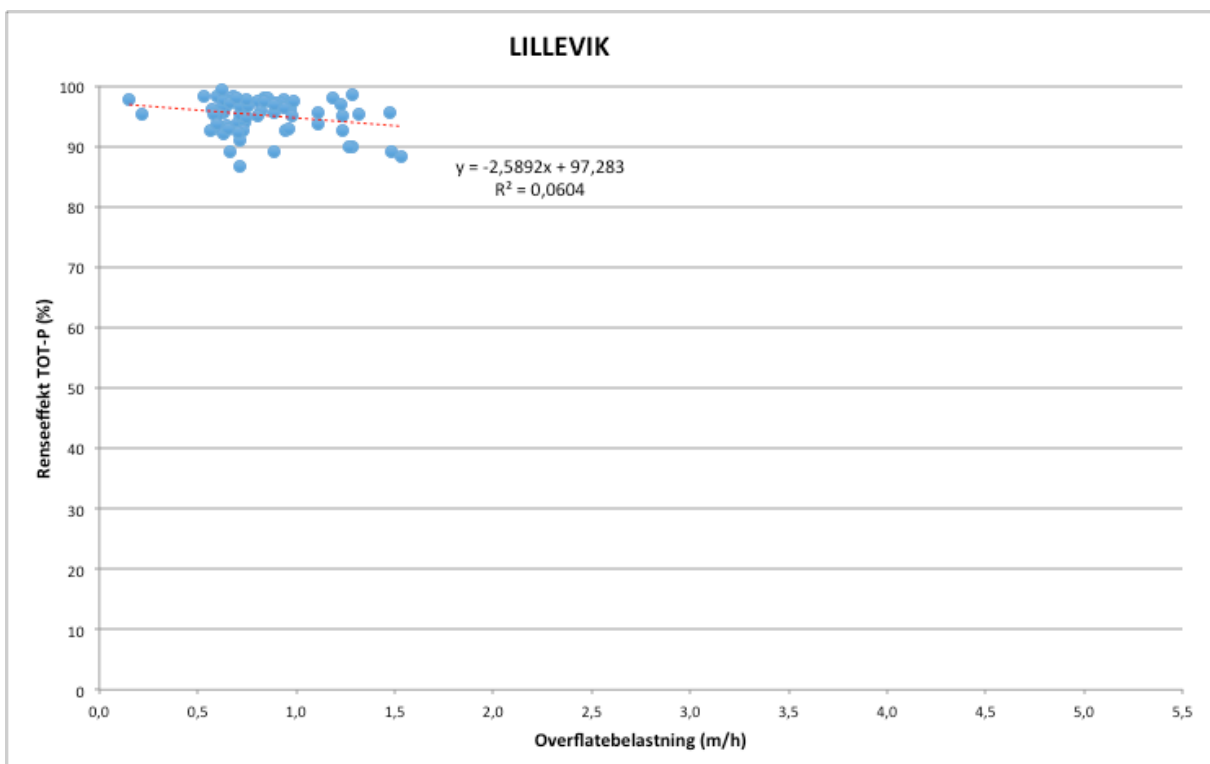


Figur 29 - Hokksund rensanlegg - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 28.

I figur 29 er det vist hvor dagens gjennomsnittlige overflatebelastning ligger, og hvilken renseseffekt som er forventet å oppnå her. Rensekravet på 93% ligger også vist i figuren. Kravet er i følge den lineære modellen forventet oppnådd ved en overflatebelastning mindre eller lik 0,6 m/h.

5.2.6 Lillevik

Figur 30 viser korrelasjonen mellom overflatebelastning og renseseffekt for TOT-P ved Lillevik rensesanlegg. Anlegget tar ikke egne analyser for TOT-P, så datagrunnlaget er basert på årsrapporter.

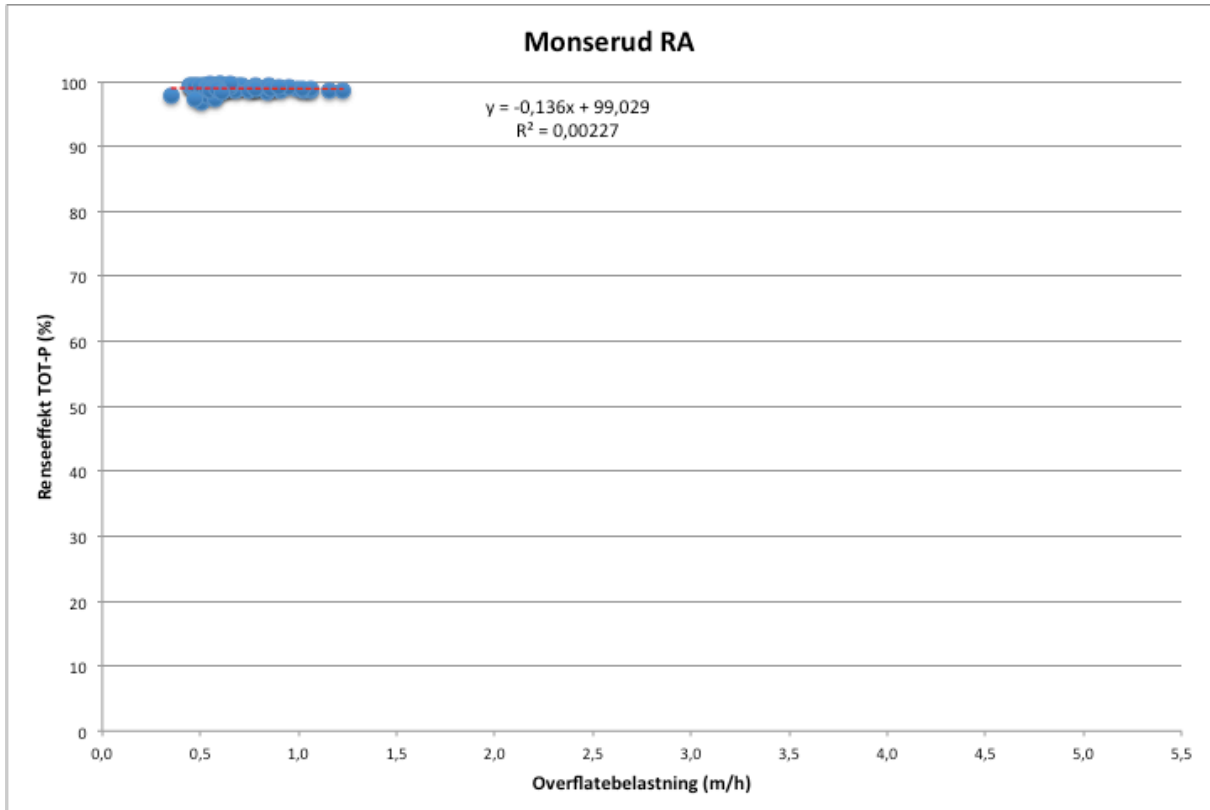


Figur 30 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseseffekt ved Lillevik rensesanlegg

Figuren viser at det er dårlig korrelasjon mellom overflatebelastning og renseseffekt ved Lillevik rensesanlegg. Anlegget har generelt gode rensesultater, og kurven er som vist tilnærmet flat. Med dette som bakgrunn er det valgt å ikke trekke ut den lineære korrelasjonslinjen i en egen figur. Resultatene viser at anlegget ikke har nådd sin kapasitet med hensyn til renskravet på 90%.

5.2.7 Monserud

Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Monserud rensanlegg er vist i figur 31. Grunnlaget for dataene er hentet fra årsrapporter, da anlegget ikke tar egne prøver for TOT-P.

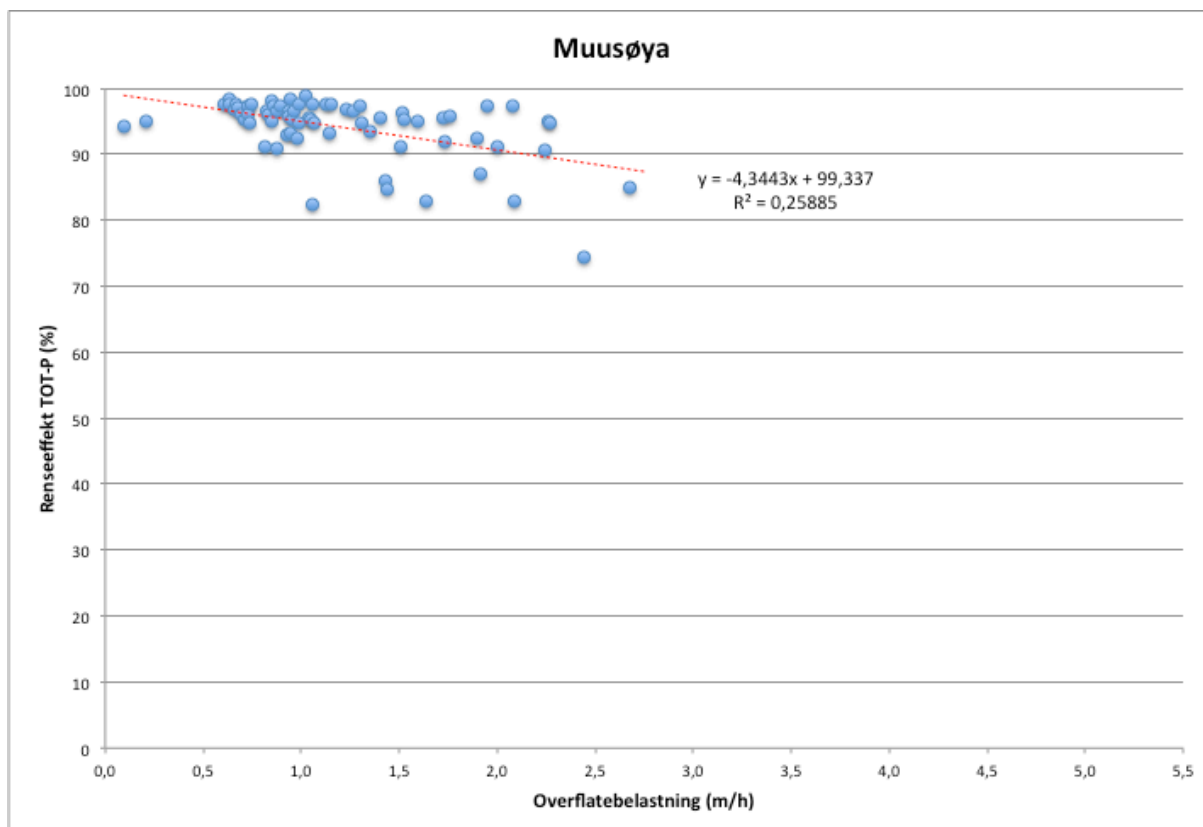


Figur 31 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Monserud rensanlegg

Figuren viser at det er svært dårlig korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Monserud. Anlegget har svært gode renseeffekter og har ikke blitt påvirket av overflatebelastningen. Det er derfor valgt å ikke trekke ut korrelasjonslinjen i en egen figur. Som figuren viser har anlegget ikke blitt belastet over sin kapasitet med hensyn til renseeffekt. Anlegget har en gjennomsnittlig renseeffekt på 98,9%, vist i figur 18.

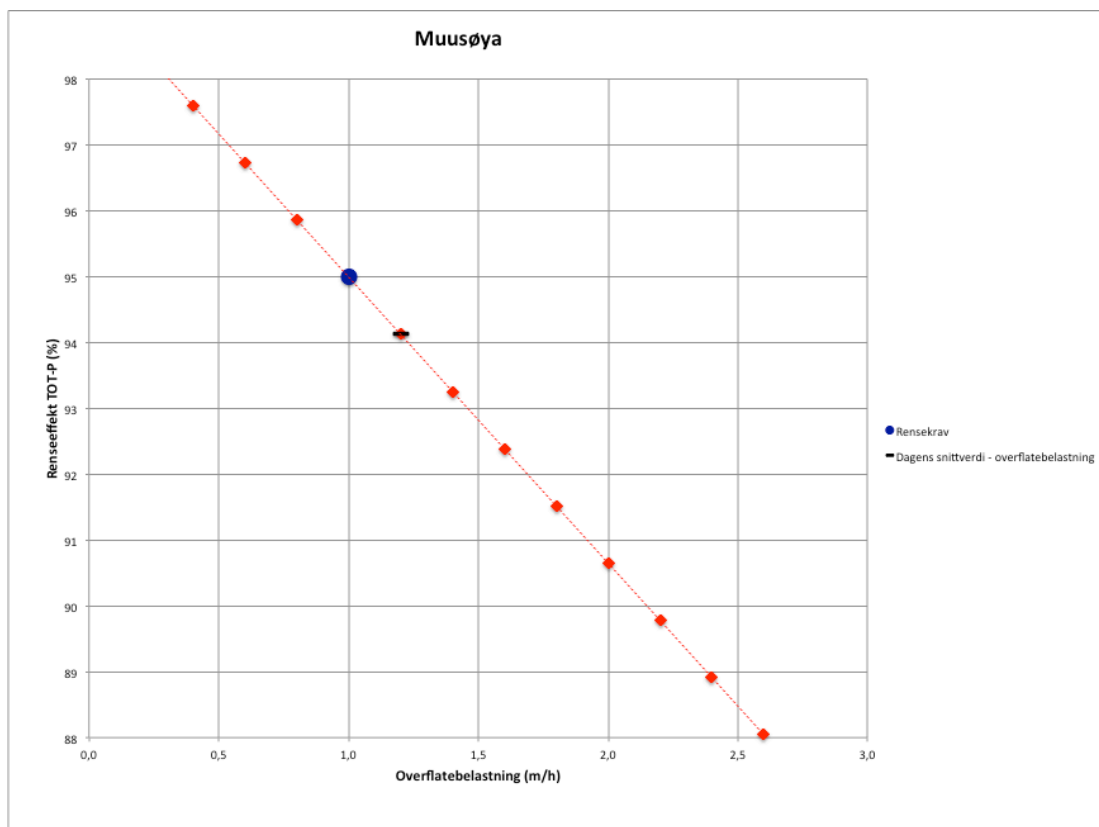
5.2.8 Muusøya

Ved Muusøya rensanlegg tas det ikke egne analyser av TOT-P. Resultatene er derfor basert på årsrapporter. Korrelasjonen mellom overflatebelastning og renseeffekt med hensyn til TOT-P for Muusøya rensanlegg er vist i figur 32.



Figur 32 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Muusøya renseanlegg.

Anlegget har generelt gode rensresultater, og resultater viser at det er en korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt for TOT-P. For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 32 brukt til å lage en ny figur. Figur 33 viser korrelasjonslinjen fra figur 32.



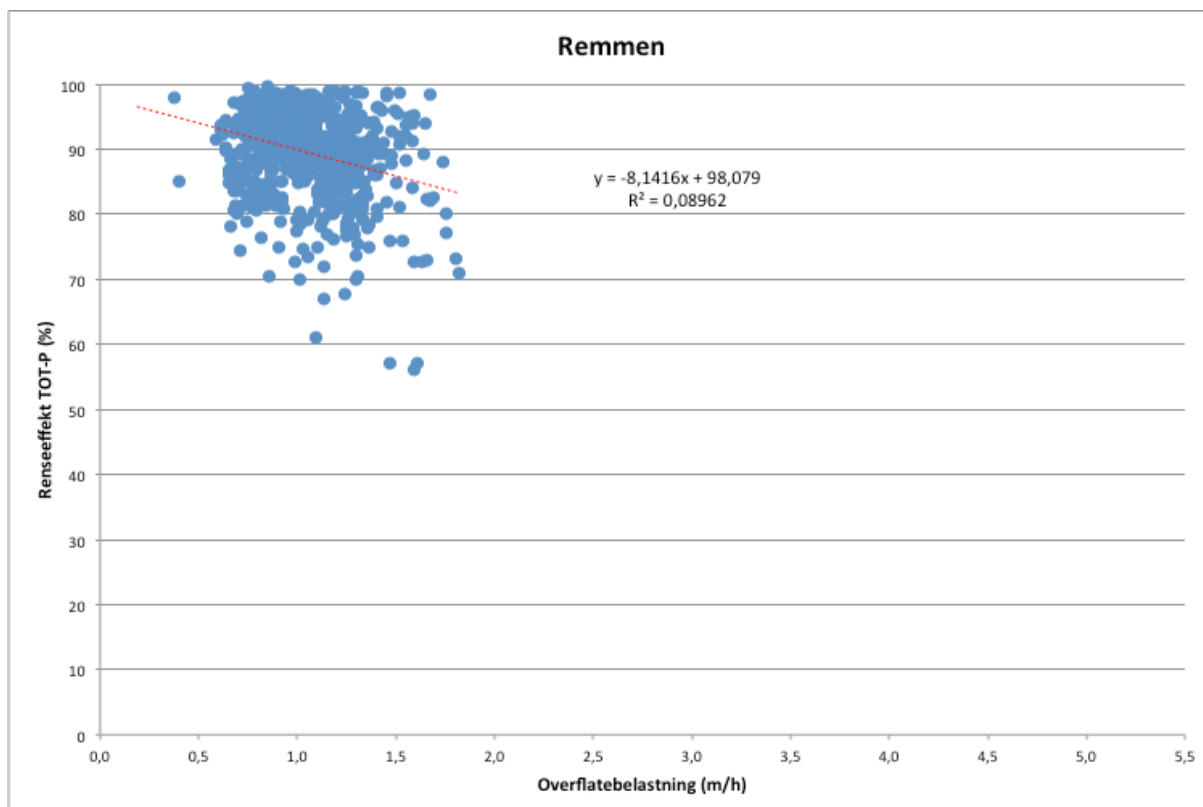
Figur 33 - Muusøya - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 32.

Rensekravet med hensyn til TOT-P er ved Muusøya renseanlegg 95 % reduksjon.

Figuren viser at anlegget må ha en overflatebelastning mindre eller lik 1,0 m/h for å oppnå dette kravet. I figuren er det også angitt hvilken overflatebelastningsverdi som er dagens gjennomsnittlige verdi. Denne verdien er lavere enn kravet.

5.2.9 Remmen

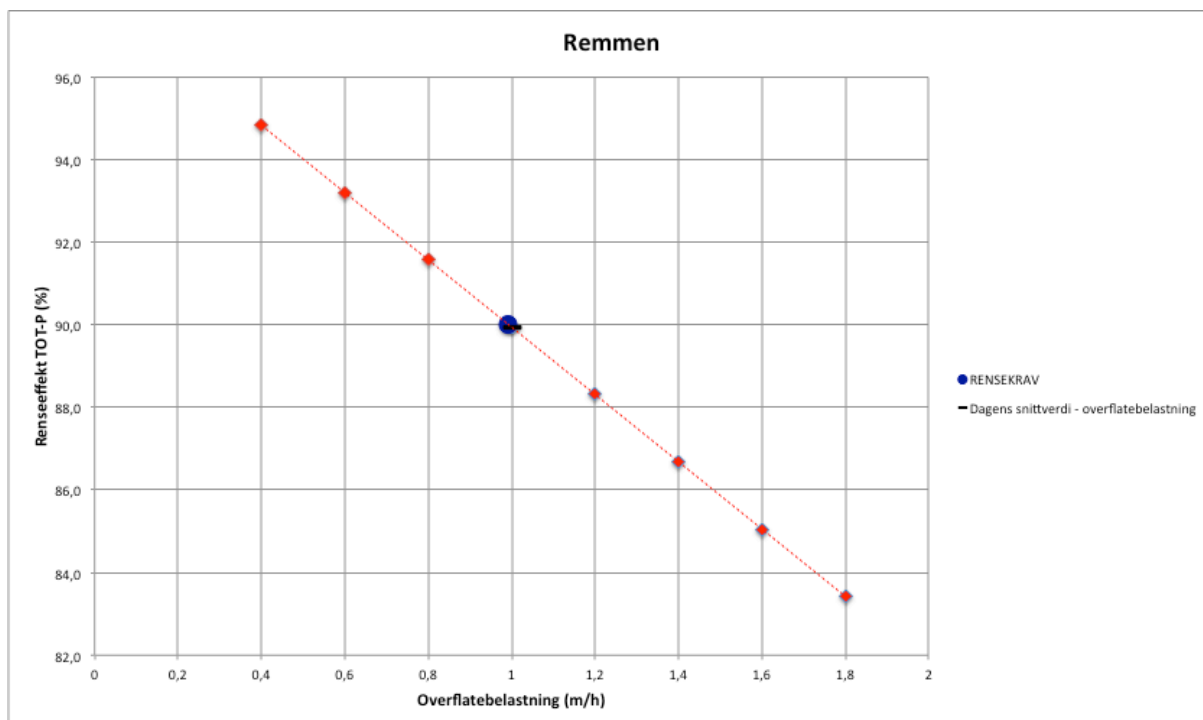
Ved Remmen renseanlegg tas det daglige prøver som blir analysert for TOT-P ved renseanlegget. Datagrunnlaget er derfor stort. Figur 34 viser korrelasjonen mellom overflatebelastning og renseseffekt ved Remmen renseanlegg.



Figur 34 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Remmen renseanlegg.

Anlegget har svært dårlig korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt selv om anlegget har blitt belastet varierende og har et stort datagrunnlag.

For å vise resultatene bedre er den lineære modellen fra figur 34 brukt til å lage en ny figur. Figur 35 viser korrelasjonslinjen fra figur 34.

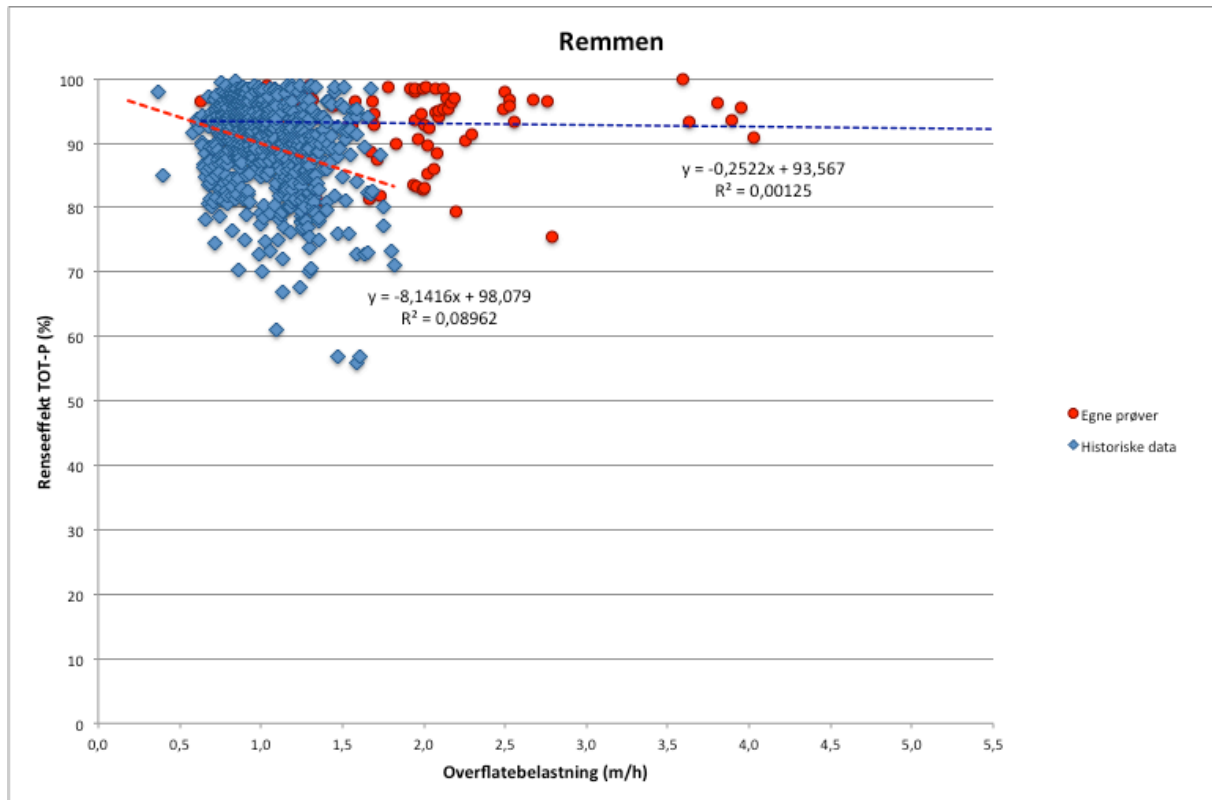


Figur 35 - Remmen - Renseeffekt som en funksjon av overflatebelastning basert på figur 34.

Figuren viser at anlegget opererer med en gjennomsnittlig overflatebelastning på 1,0 m/h. Dette gir en gjennomsnittlig renseeffekt som er like under kravet for TOT-P. Begge punktene er vist i figuren. Det vil si at anlegget har nådd sin kapasitet med hensyn til rensekrevet på 90%, basert på slik drift det har vært de 3 årene resultatene er hentet fra.

5.3 Resultater fra det utvidede overbelastningsforsøket ved Remmen

Resultatet fra det utvidede overbelastningsforsøket ved Remmen renseanlegg er vist i figur 36. Figuren viser korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt. Figur 36 viser også resultatet fra de historiske dataene slik at det er mulig å se forskjellen.



Figur 36 – Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved Remmen renseanlegg, både historiske data og egne prøver

Mens de historiske dataene følger en bratt kurve, utgjør prøvene som er tatt i forbindelse med det utvidede overbelastningsforsøket en tilnærmet flat kurve. Begge tilfellene viser at det er dårlig korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt ved anlegget.

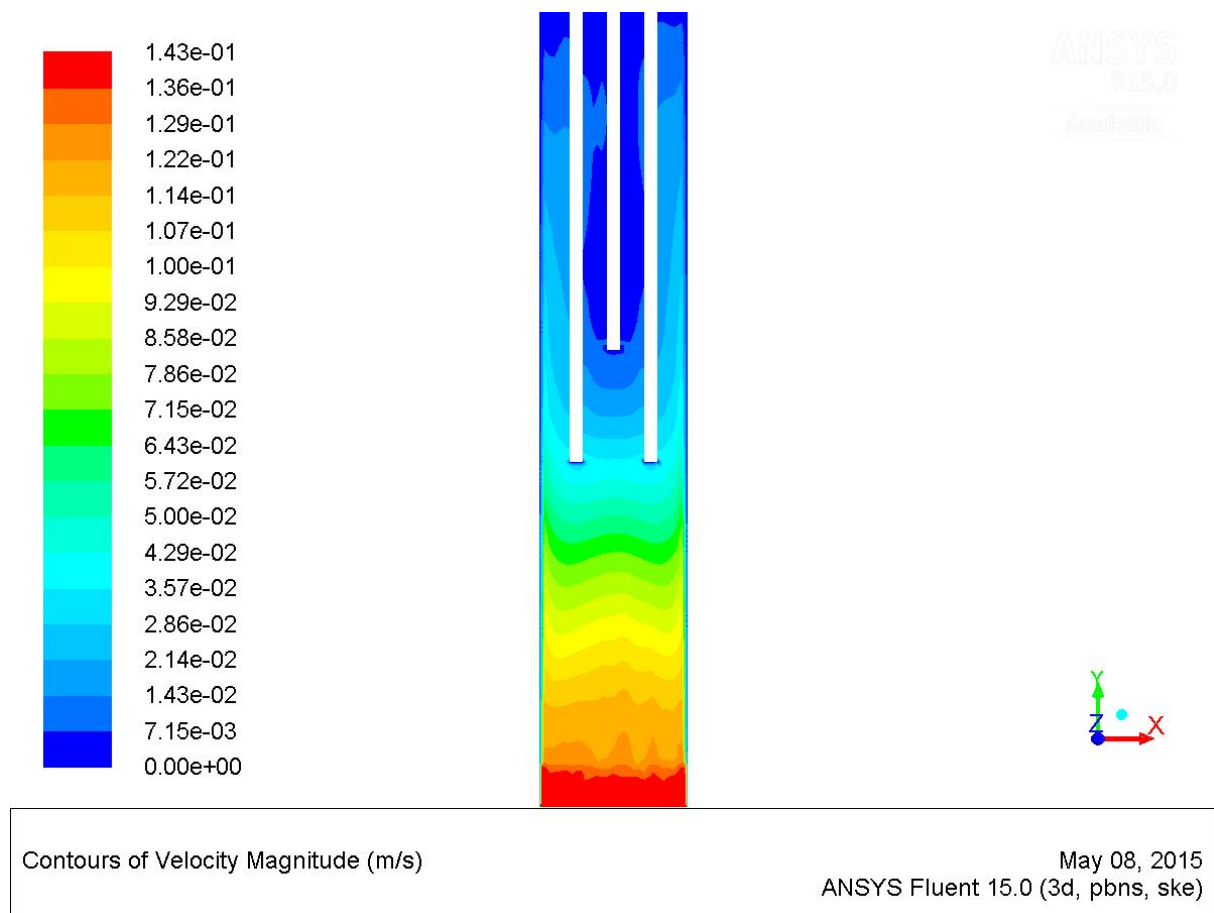
5.4 Resultater fra CFD

I dette kapitlet er resultatene fra simuleringen av sedimenteringsbassengene ved fire ulike anlegg vist. Simuleringen skal være realistisk da det er benyttet mål og tegninger fra renseanleggene. Den største forskjellen mellom anleggene er utformingen på innløps- og utløpsarrangementet.

5.4.1 Remmen

Vannet som strømmer inn i sedimenteringsbassengene ved Remmen renseanlegg, strømmer inn fra flokkuleringen over en kant. Det vil si at vannet fordeler seg langs hele bredden på bassenget. Utløpsarrangementet består av tre utløpsrenner som ligger langs med bassenget, dette vises tydelig i figur 37.

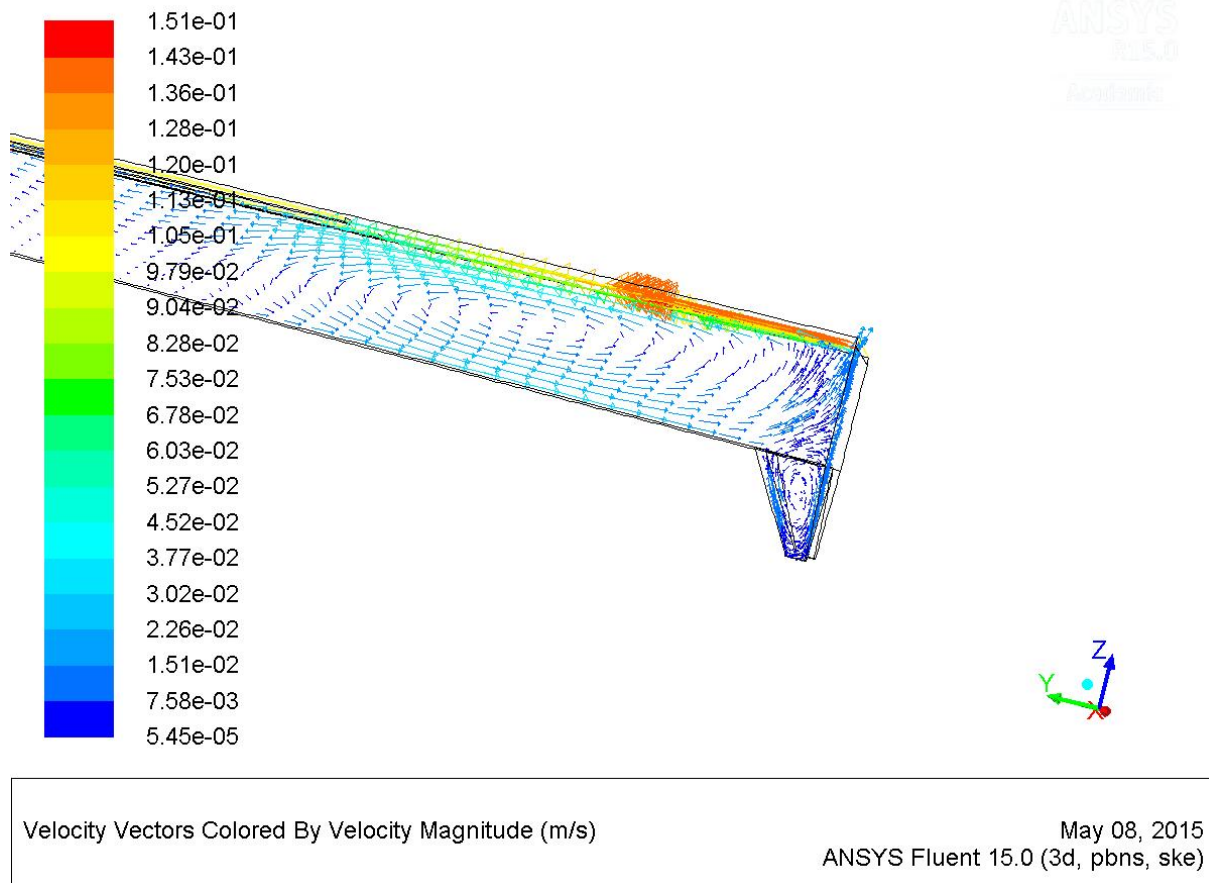
I figur 37 er det vist hvordan hastigheten til innløpsstrømningen oppfører seg på overflaten av sedimenteringsbassenget.



Figur 37 - Remmen renseanlegg - Hastighet på overflaten av sedimenteringsbasseng

Innløpsstrømmen fordeler seg langs hele bredden av bassenget, og hastigheten er betydelig lavere når den når utløpsrennene.

Figur 38 viser hvordan strømmingen fordeler seg i bassenget, vist som et snitt av bassenget.



Figur 38 - Remmen renseanlegg - Snitt av sedimenteringsbasseng som viser hastighetsfordelingen

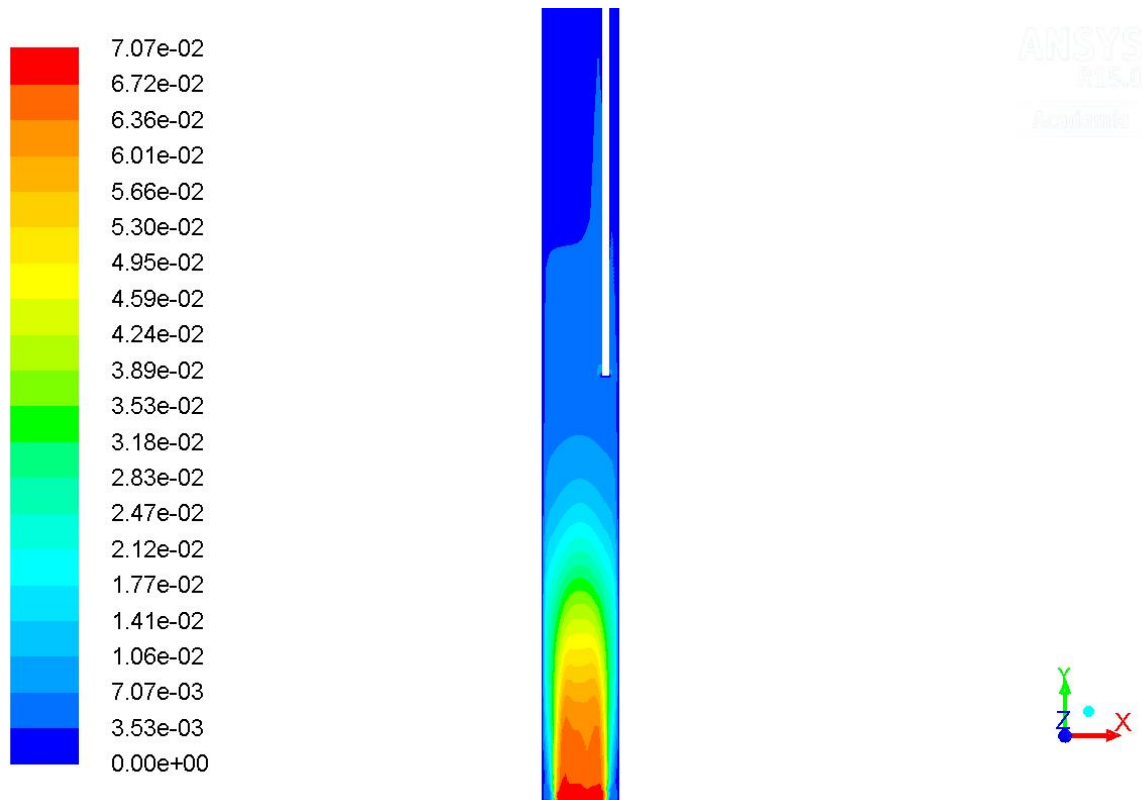
Figur 38 viser tydelig sirkulasjon i den første delen av bassenget. Vektorer langs overflaten med retning mot utløpet, og vektorer langs bunn med retning mot innløpet viser dette. Vektorer som er store betyr høy hastighet, slik at den sirkulasjonen som skjer ved innløpet er ganske stor.

Vektorene i slamlommene tyder på sirkulasjon, men vektorene er betydelig mindre, slik at sirkulasjonen også er mindre.

5.4.2 Hokksund

Ved Hokksund renseanlegg strømmer også vannet inn i sedimenteringsbassengene over en kant, men innløpsarrangementet dekker ikke hele bredden av bassenget. I figur 41 er det et tydelig bilde av dette. Utløpsarrangementet består av en utløpsrenne plassert på langs i bassenget, vist i figur 39.

Hastigheten til innløpsstrømningen på overflaten av sedimenteringsbassenget er vist i figur 39.



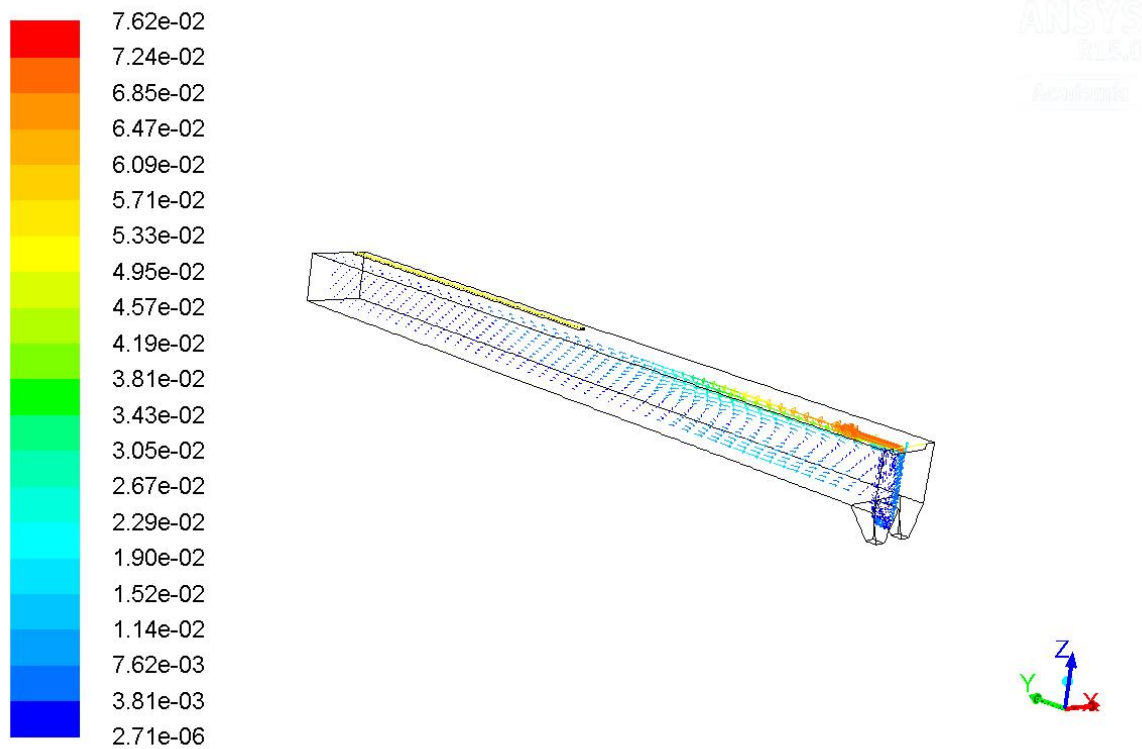
Contours of Velocity Magnitude (m/s)

May 08, 2015
ANSYS Fluent 15.0 (3d, pbns, ske)

Figur 39 - Hokksund rensanlegg - Hastighetsfordeling på overflaten av sedimenteringsbassenget

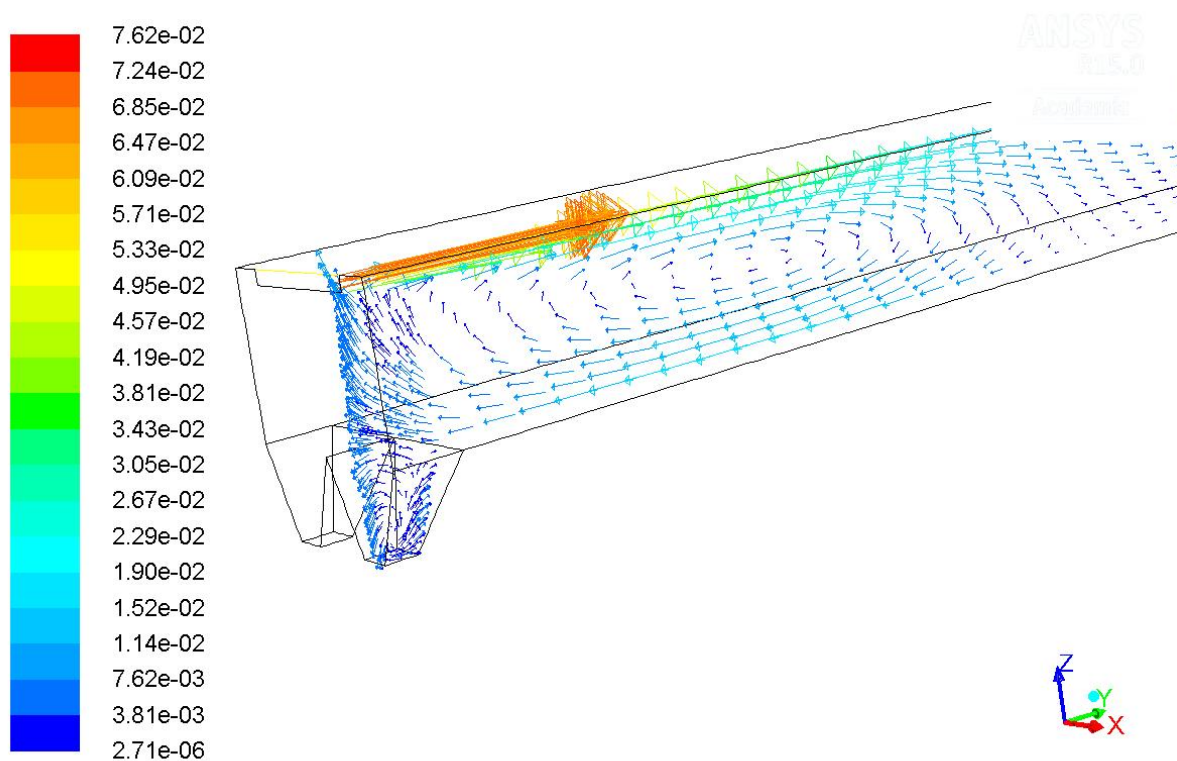
Vannet som strømmer inn i bassenget strømmer inn via en innsnevring. Dette kan tydelig ses på figur 39 ved at det er høy hastighet i midtre del av bredden ved innløpet. Hastigheten til strømmingen har nådd et rolig nivå innen strømmingen har nådd utløpsrennen.

Figur 40 viser et snitt av bassenget med hastighetsvektorer.



Figur 40 - Hokksund rensanlegg - Hastighetsfordelingen vist i snittet av bassenget

Vektorene ved overflaten er klart større ved innløpet og blir mindre nærmere utløpet. Dette viser at det er høyere hastighet ved innløpet. Langs bunnen ved innløpssiden er det noen store vektorer som tyder på høy hastighet langs bunnen. Vektorene peker i retning mot innløpssiden. Dette tyder på at det er stor sirkulasjon i bassenget ved innløpssiden. Dette er vist tydeligere i figur 41.

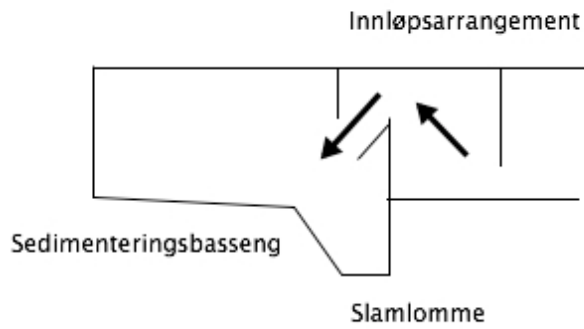


Figur 41 - Hokksund renseanlegg - Hastighetsfordeling i snittet av sedimenteringsbassenget

I figuren vises innløpsarrangementet til sedimenteringsbassenget tydelig. En kant som er felt ned, og er noe innsnevret i forhold til bredden på bassenget. Som nevnt viser figuren tydeligere de store vektorene langs overflaten og langs bunnen av bassenget, og figuren viser tydelig et området med sirkulasjon. I slamlommene er det svært lite sirkulasjon.

5.4.3 Monserud

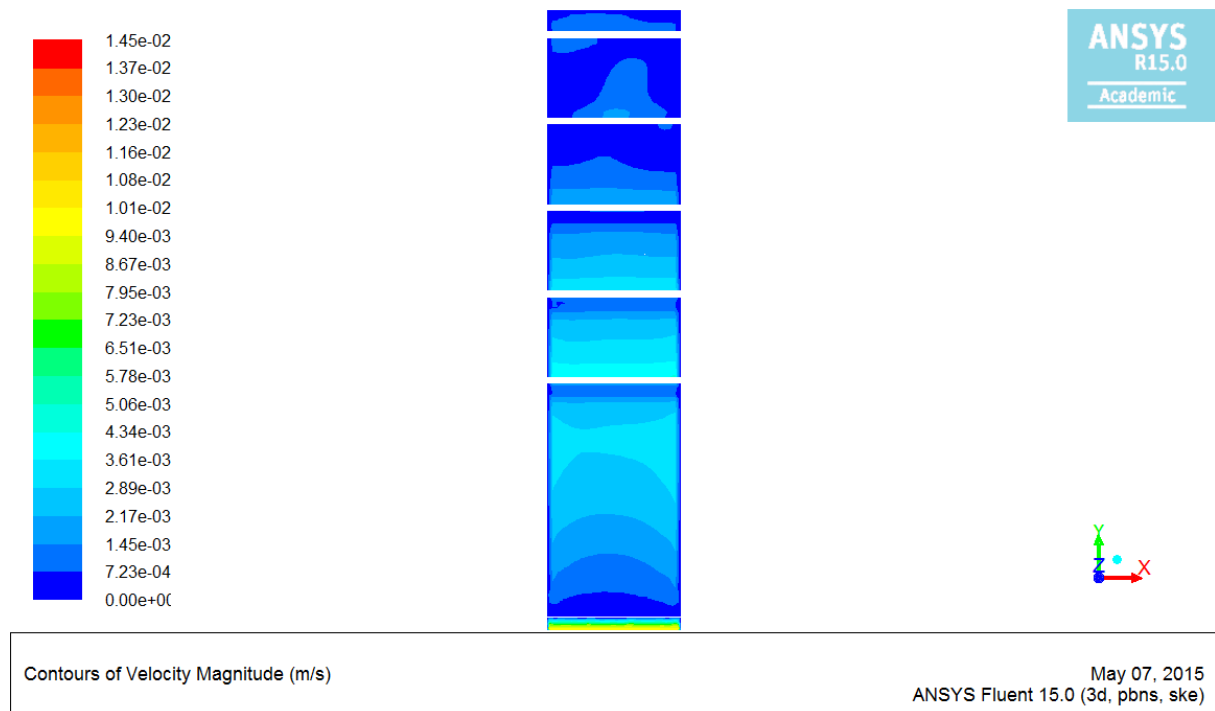
Ved Monserud renseanlegg er innløpsarrangementet ulikt de andre anleggene. Her er det benyttet en skilleplate slik at vannet som strømmer inn i bassenget vil ha retning nedover i bassenget. Dette er illustrert i figur 42, illustrasjonen er kun ment for å vise innløpsarrangementet og er ikke målsatt.



Figur 42 - Illustrasjon av innløpsarrangement ved sedimenteringsbasseng ved Monserud rensanlegg

Ved hjelp av skilleplater strømmer altså vannet fra flokkulering nedover i sedimenteringsbassenget. Utløpsarrangementet består av 5 utløpsrenner på tvers av bassenget.

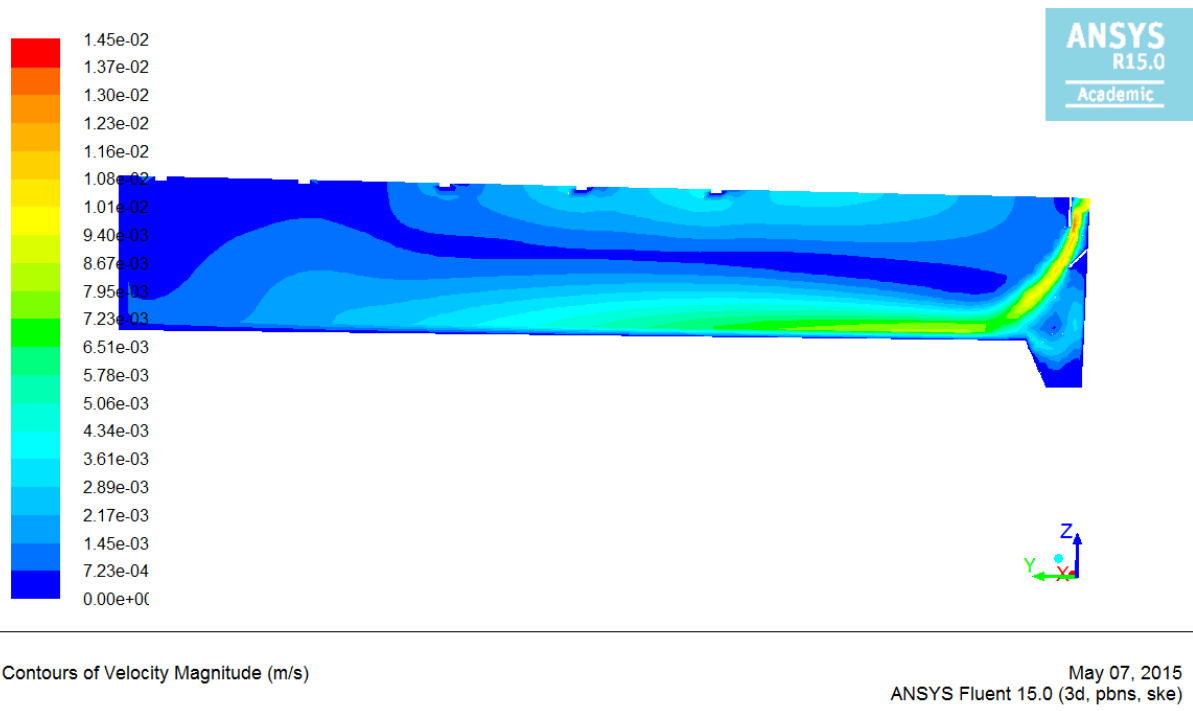
I figur 43 er det vist hvordan hastighetsfordelingen er på overflaten av sedimenteringsbassengene ved Monserud rensanlegg.



Figur 43 - Monserud rensanlegg - Hastighets på innløpsstrømningen på overflaten av sedimenteringsbassenget

Det er ingen overflatestrømning på overflaten av sedimenteringsbassenget. Dette skyldes skilleplaten som er plassert ved innløpet. Etersom innløpsstrømningen ikke

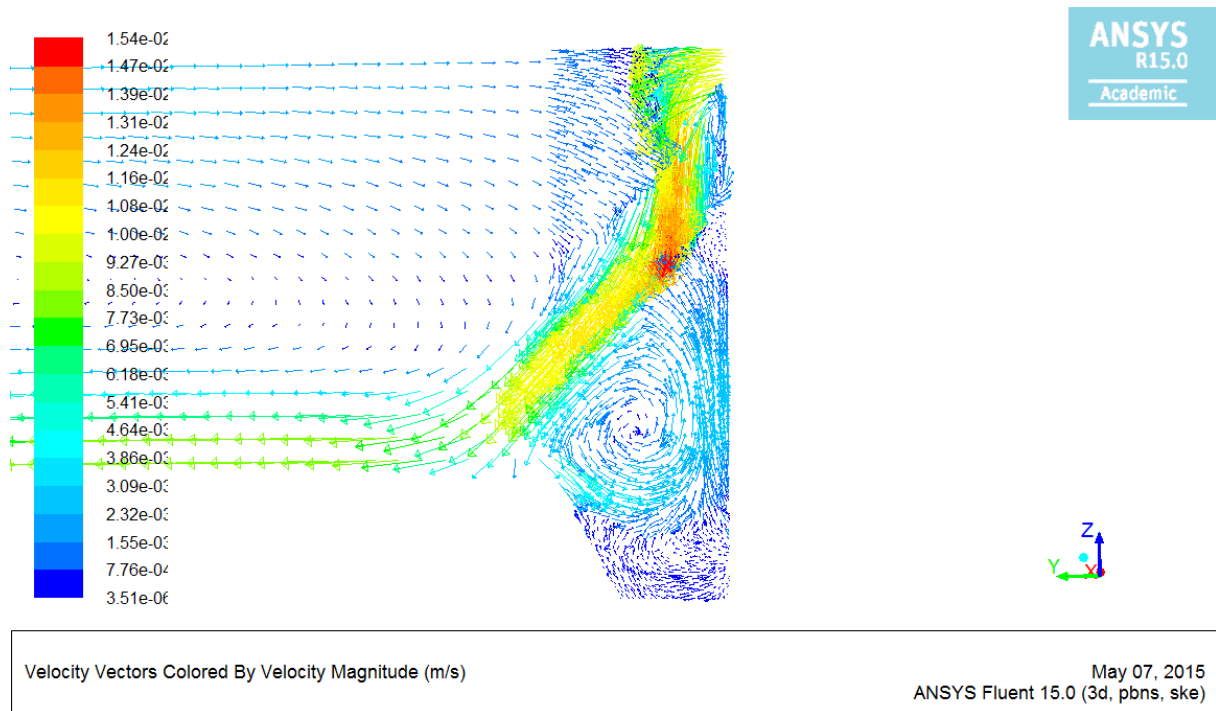
fordeler seg på overflaten er det vist et snitt av bassenget. Dette er for å vise hvordan hastigheten til innløpsstrømningen fordeler seg i bassenget, se figur 44.



Figur 44 - Monserud renseanlegg - Snitt av sedimenteringsbasseng med hastighetsfordeling

På grunn av skilleplaten som er plassert ved innløpet vil innløpsstrømmen bevege seg ned mot bunnen.

I figur 45 er det vist hvordan strømningen påvirker slamloennen.



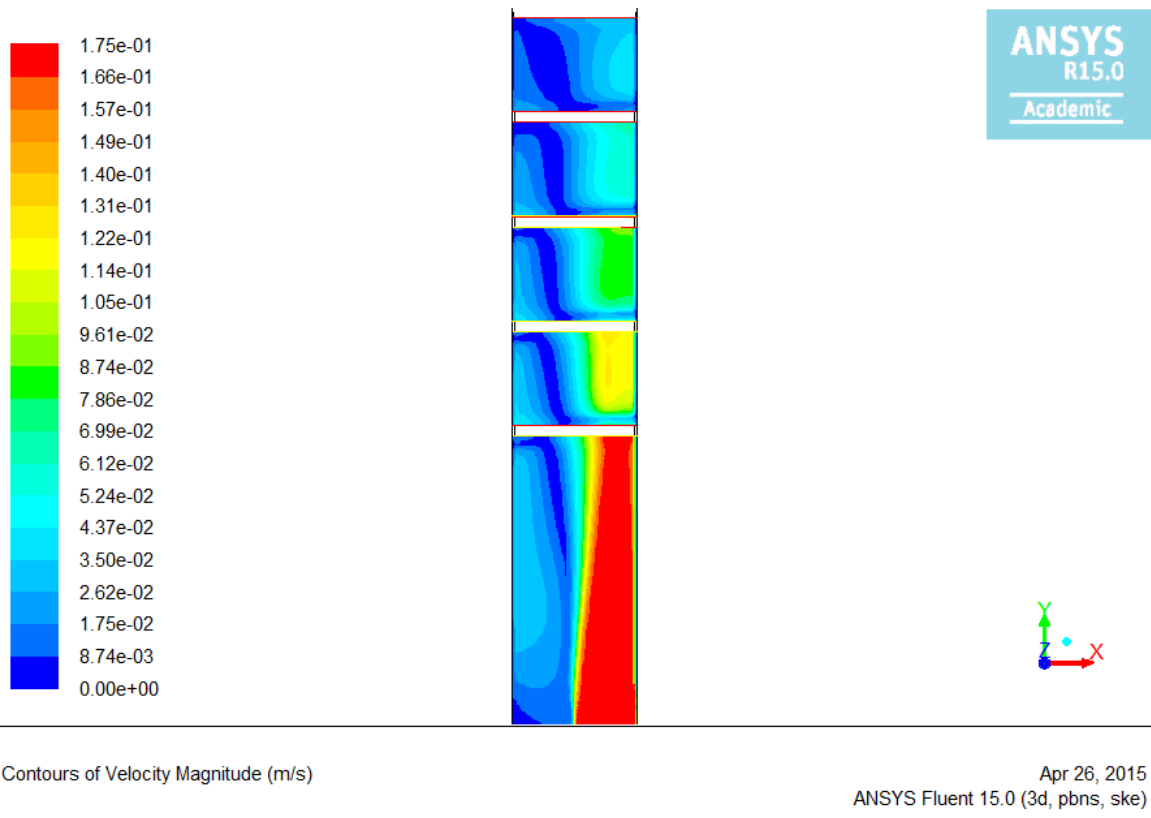
Figur 45 - Monserud rensanlegg - Strømning i slamlomme

Øverste del av slamlommen blir påvirket av innløpsstrømmen med noe sirkulasjon. I bunnen av slamlommen er vektorene svært små, noe som antyder at det er liten sirkulering i slamlommene. Ellers i sedimenteringsbassenget er det lite sirkulasjon.

5.4.4 Tønsberg

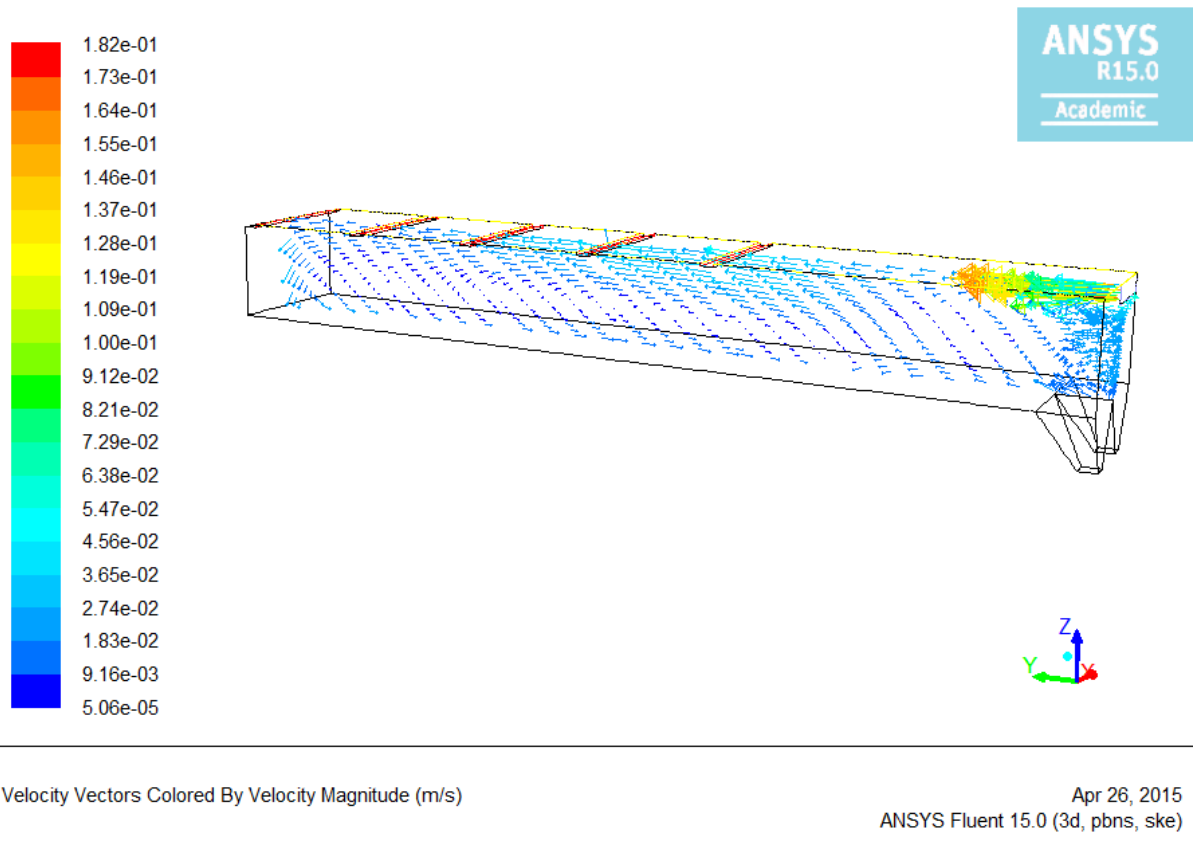
Ved Tønsberg rensanlegg strømmet vannet inn i sedimenteringsbassengene over en kant på den ene siden av bredden. Dette vises tydeligere i figur 46. Utløpsarrangementet består av 4 utløpsrenner på tvers av bassenget.

I figur 46 er det vist hvordan hastigheten til innløpsstrømmingen oppfører seg på overflaten av sedimenteringsbassenget.



Figur 46 - Tønsberg renseanlegg - Hastighet på overflaten av bassenget

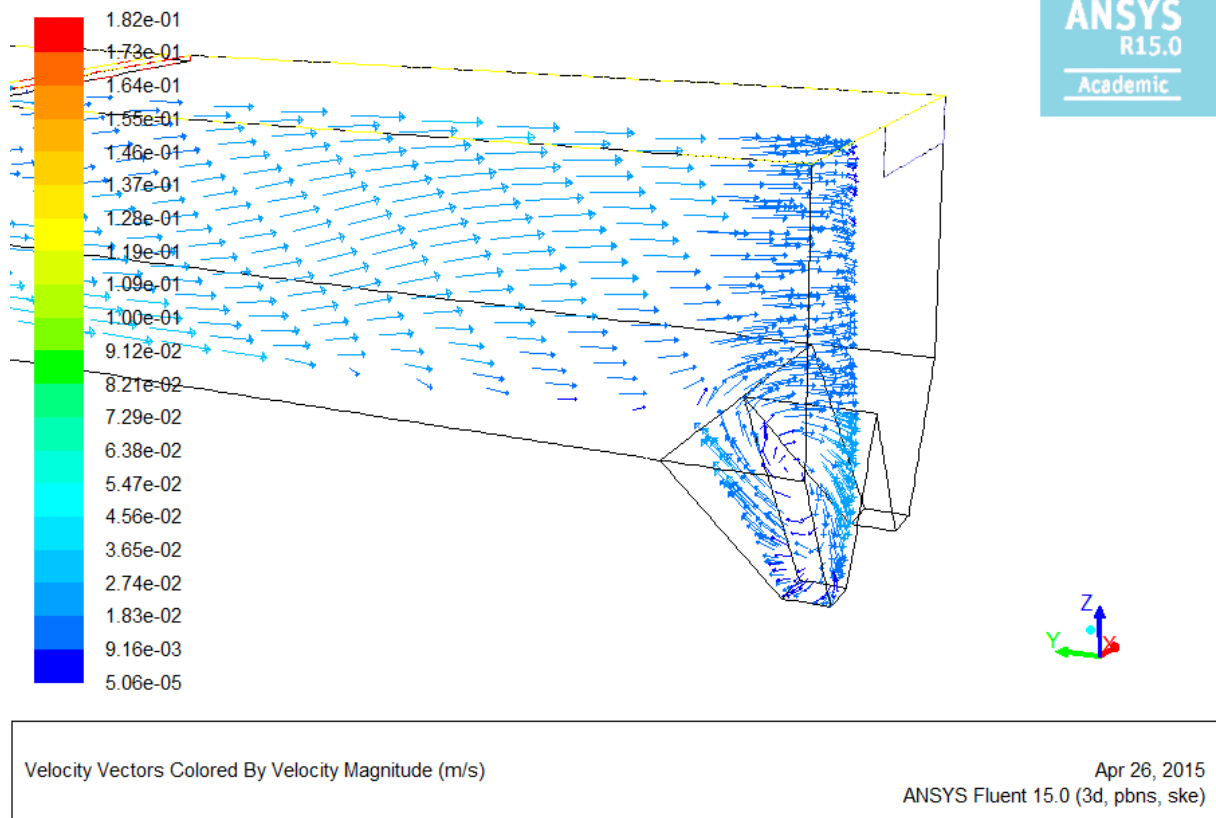
Det er tydelig høyere hastighet ved høyre side av bassenget, hvor innløpet er plassert. Hastigheten til innløpsvannet er fortsatt svært høy når den når den første utløpsrennen. I figur 47 vises snittet av bassenget med strømningsmønsteret.



Figur 47 - Tønsberg renseanlegg - Snitt av sedimenteringsbassenget med hastighetsvektorer

I snittet som figur 47 viser kan det ses at vektorene langs overflaten er mye større enn de vektorene som beveger seg langs bunnen. Dette betyr høyere hastighet ved overflaten og lavere hastighet ved bunnen. Vektorene ved overflaten peker mot utløpssiden, mens vektorene langs bunnen peker mot innløpssiden. Dette illustrerer at det er sirkulasjon i bassenget.

Figur 48 viser hvordan strømningsmønsteret oppfører seg i slamlommene.



Figur 48 - Tønsberg renseanlegg - Strømningsmønster i slamlommene

I slamlommene kan det av figuren sees at det er noe sirkulasjon som kan skape forstyrrelser.

6. Diskusjon

6.1 Avløpskarakteristikk

Som nevnt i kapittel 2.2.5 er "normal" innløpsverdi for TOT-P omkring 4,5 mg/l og "normal" innløpsverdi for BOF ligger omkring 150 mg/l. Ødegaard (1992) kom fram til at det kan forventes et mer fortennet avløpsvann ved store renseanlegg.

Når det gjelder TOT-P ligger Lillevik, Remmen og Muusøya en god del lavere enn 4,5mg/l. Trolig har de mye fremmedvann som kommer inn til anleggene.

Fuglevik skiller seg ut med et konsentrert avløpsvann. Forklaringen på dette er at anlegget mottar mye industriavløp. Trolig mottar anlegget lite fremmedvann.

Anleggene som mottar lite industriavløp vil skille seg ut med tanke på lavt innhold av BOF i innløpskonsentrasjonene. Dette gjelder spesielt Lillevik, Sandefjord og Muusøya.

Som tidligere studier har vist (Ødegaard, 1992) er innløpskonsentrasjonene svært varierende og lokale forhold spiller en stor rolle.

Alle anleggene som er med i karakteristikken har per i dag krav om fosforfjerning med varierende %-vis reduksjonskrav. Felles for alle er at alle kravene ligger fra 90 % fosforreduksjon og oppover.

Ingen av anleggene har krav om verken KOF eller BOF fjerning, men de fleste anleggene står ovenfor et krav om sekundærrensing. Anleggene må da både ha en reduksjon på 70% med hensyn til BOF og 75 % reduksjon med hensyn til KOF (Lovdata 2004). Ut i fra resultatene er det kun Hokksund som ville overholdt dette kravet per i dag.

Standardavvikene forteller om spredningen i datasettene, og et par anlegg skiller seg ut med store standardavvik, Fuglevik og Tønsberg renseanlegg. Begge disse anleggene mottar mye industriavløp i ukedagene og dette gjør at innløpskonsentrasjonene er veldig varierende. Dermed vil også spredningen i datasettene være stor.

Frevar viser større standardavvik ved renseeffekt, med hensyn til TOT-P. Trolig kan dette forklares med at anlegget driftes dårlig.

6.2 Gjennomgang av historiske data:

Det er hensiktsmessig å gå kritisk gjennom de metodene som er blitt brukt for å vurdere de historiske dataene i første omgang.

Da mange av datasettene inneholdt svært mye data, og en del data var langt utenfor normalen ble det bestemt at det var nødvendig å bruke en metode for å karakterisere outliers. Det er viktig å påpeke at metoden kun ble brukt for å identifisere de største outlierne.

Som nevnt ligger *minimum* 75% av verdiene i intervallet *gjennomsnittsverdi ± 2 x standardavviket* (Løvås, 2004).

Standardavviket ble brukt som hjelp til å finne outliers, og metoden er ikke den beste å benytte seg av da standardavviket er med på å øke/senke outliers-grensen. Grensen ble satt til at alle verdier over/under *gjennomsnittsverdien ± 3 x standardavviket* var outliers. Hvis du fjerner noen av disse dataene som er blitt karakterisert som outliers vil du kunne se at outliergrensen forandrer seg. Men som sagt ble metoden benyttet for å

utelukke de største feilene. Med de største feilene menes typiske inntastningsfeil osv, altså menneskelig svikt.

De fleste resultatene fra årsrapportene var i PDF-format, og måtte derfor manuelt skrives inn i Excel. Denne delen av arbeidet gav også rom for inntastningsfeil.

Når korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt skal undersøkes, er det viktig at alle andre forhold i prosessen er "normale". Det vil si at andre forhold som påvirker renseeffekten i perioder er viktig å vite om, slik at disse verdiene kan bli tatt ut fra datasettet. En annen viktig ting er at de fleste renseanlegg i perioder må stenge ett eller flere basseng av ulike grunner. I slike perioder er det viktig at overflatebelastningen kan bli justert for å få et godt bilde av hvordan overflatebelastningen påvirker renseeffekten. Med bakgrunn i dette er det mye usikkerhet i de fleste datasettene.

Renseanleggene skal/bør notere når det er unormale forhold, og av de kommentarer det har vært mulig å få tak i, har det har blitt gjort en innsats i å få justert og fjernet en del. Ved de fleste renseanleggene har svært få forhold blitt notert i driftsjournalene. Med manglende opplysninger har det vært vanskelig å vurdere hvilke forhold som ikke er riktige. Det har også blitt tatt kontakt med noen renseanlegg for å få tak i ytterlige notater ang. driftsforhold.

Ved gjennomgang av dataene var det allikevel tydelig at noen punkter ikke kunne stemme, og derfor har noen punkter blitt fjernet på bakgrunn av faglig skjønn.

I vedlegg A er det vist hvordan korrelasjonen så ut før arbeidet med å luke ut outliers og andre feil så ut.

De ulike anleggene har ulik mengde analyseresultater, da noen tar egne prøver daglig, mens andre kun har de prøvene som benyttes i årsrapporten. I vedlegg B er antall prøver for hvert anlegg vist. For å få et godt bilde av hvordan overflatebelastningen påvirker renseeffekten, er det best med så mange datapunkter som mulig. Samtidig øker også dette usikkerheten da antall kommentarer som mangler om driftsforhold øker.

6.2.1 Gjennomgang av resultater for de enkelte anleggene

Tønsberg renseanlegg:

Korrelasjonskoeffisienten fra resultatene for Tønsberg er noe lavere enn forventet, $R^2 = 0,285$. Ettersom anlegget har blitt belastet høyt i lengre perioder var det forventet en bedre korrelasjon.

Det har blitt gjort en stor innsats for å øke korrelasjonskoeffisienten ved Tønsberg. Outliers er fjernet. Unormale ting som var nevnt i driftsrapport er fjernet, eller overflatebelastning er blitt justert. Det er tatt kontakt med renseanlegget for å få ytterlige kommentarer, og noen punkter er fjernet på bakgrunn av faglig skjønn. Det mistenkes at korrelasjonskoeffisienten kunne vært økt betraktelig med riktig informasjon. Kurven viser allikevel en korrelasjon.

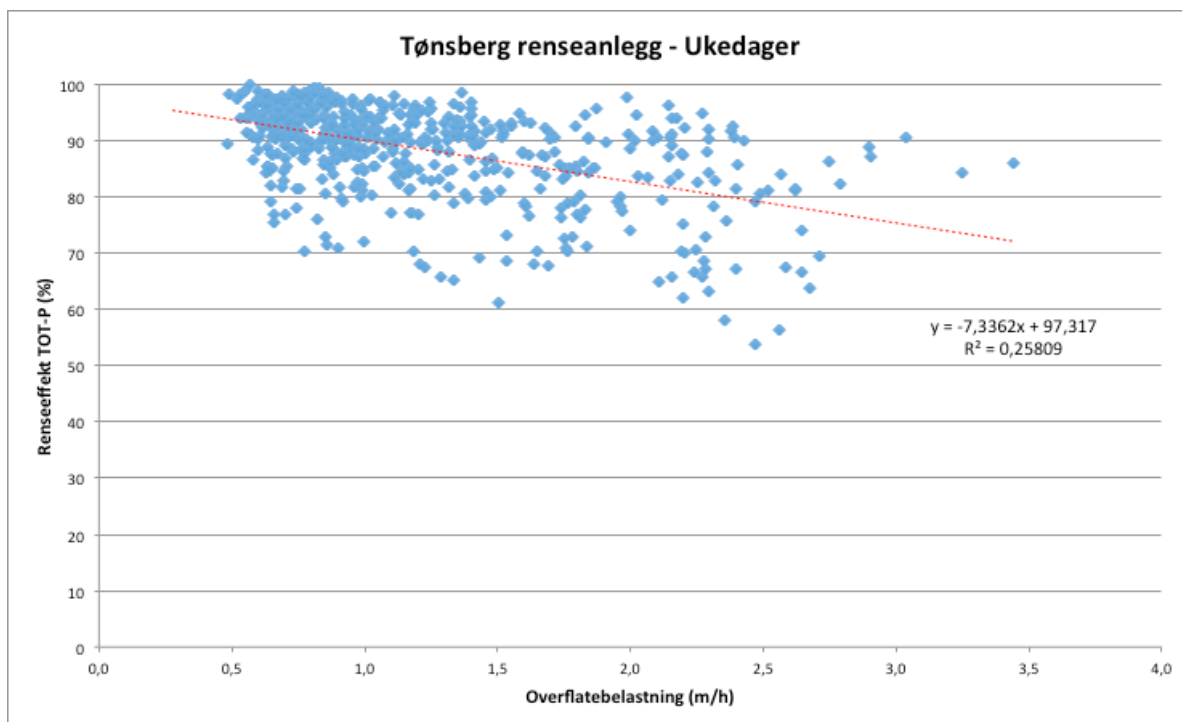
Resultatene for Tønsberg viser at rensekraften på 90 % vil kunne overholdes med en overflatebelastning på 1,05 m/h. Den gjennomsnittlige overflatebelastningen ved anlegget er på 1,2 m/h. Denne verdien vil gi en lavere renseeffekt enn kravet. På den måten anlegget er driftet i dag, har anlegget allerede nådd sin kapasitet med hensyn til renseeffekt.

Tønsberg renseanlegg mottar avløpsvann som inneholder mye stivelse fra Findus. Dette er problematisk for anlegget. Anlegget oppnår bedre renseeffekt i helger hvor Findus har stengt. På bakgrunn av dette ble driftsdataene delt opp slik at det ble laget ett sett med ukedager og ett sett med helgedager. Tabell 2 viser en ny oversikt over avløpskarakteristikken ved Tønsberg renseanlegg når avløpet blir delt opp i ukedager og helgedager.

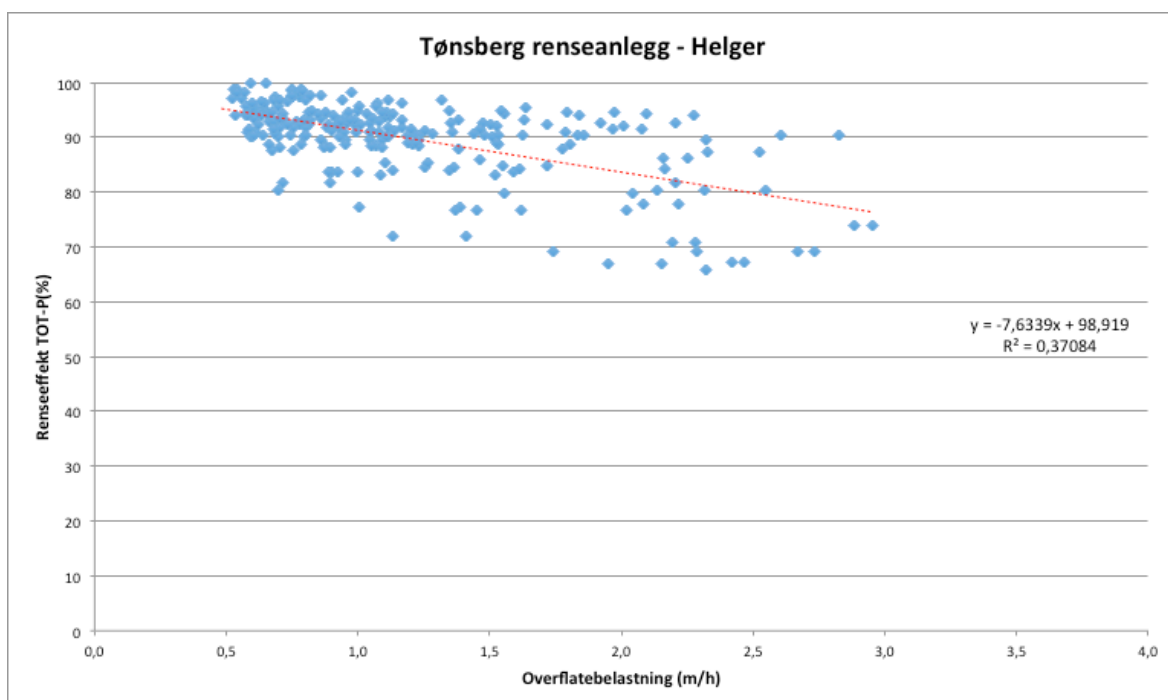
Tabell 2: Avløpskarakteristikk ved Tønsberg renseanlegg basert på ukedager og helgedager.

	Inn (mg/l)		Ut (mg/l)		Renseeffekt (%)	
	Uke	Helg	Uke	Helg	Uke	Helg
TOT-P	5,0	3,7	0,54	0,32	88,4	89,8
KOF	458,4	316,4	138,1	97,1	68,5	68,1
BOF	174,7	107,2	69,1	41,4	60,4	63,4

I ukedagene når anlegget mottar avløp fra Findus er det tydelig at avløpsvannet er mer konsentrert. Anlegget oppnår bedre renseeffekt i helger. En teori var dermed at anlegget muligens også ville oppnå bedre korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt i helgene. I figur 49 og 50 er korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt vist for ukedager og helgedager.



Figur 49 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt i ukedager ved Tønsberg rensanlegg



Figur 50 - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt i helgedager ved Tønsberg rensanlegg

Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt øker betraktelig når ukedager og helgedager deles opp i to kurver. Industriavløpet som Tønsberg mottar forstyrrer renseprosessen i stor grad og anlegget opererer bedre i helgene. I helgene kan anlegget tåle en overflatebelastning opp til 1,2 m/h for å klare rensekravet på 90%, mens i

ukedagene kan anlegget bare operere med en overflatebelastning på 1,0 m/h for å klare rensekravet.

Som nevnt tidligere er gjennomsnittlig overflatebelastning ved Tønsberg renseanlegg 1,2 m/h, det vil si at hvis anlegget ikke hadde mottatt det forstyrrende industriavløpet som det mottar per i dag, ville anlegget overholdt rensekravet på 90%.

Sandefjord renseanlegg

Korrelasjonskoeffisienten for Sandefjord renseanlegg er en av de bedre i undersøkelsen, $R^2 = 0,665$. En oppfatning er at de som arbeider ved renseanlegget er svært nøye og noterer viktige hendelser, samt sjekker datagrunnlag for feilinntastninger. Anlegget opererer med en overflatebelastning som er langt høyere enn det som er normalt. Resultatene viser at for å klare rensekravet på 90 % bør anlegget ha en overflatebelastning mindre eller lik 2,1m/h. Dagens gjennomsnittlige overflatebelastning ligger på 2,2 m/h. Anlegget opererer svært bra med høye overflatebelastninger, men anlegget har nådd sin kapasitet med hensyn til rensekravet.

Frevar

Korrelasjonskoeffisienten ved Frevar ligger på 0,555 noe som er bra i denne undersøkelsen. Ved Frevar kan det forventes å oppnå rensekravet hvis overflatebelastningen er mindre eller lik 0,83 m/h. Snittverdien for overflatebelastning ved Frevar er lik 1,0 m/h, noe som gir en gjennomsnittlige renseeffekt godt under kravet. Kurven som er laget på bakgrunn av historiske data er meget bratt slik at høye belastninger vil gi store utslag. Anlegget har på bakgrunn av hvordan det driftes nå nådd sin kapasitet, og operer godt over sin kapasitet. Anlegget skiller seg ut med dårlige renseeffekter uten noen god forklaring. Innløpskonsentrasjonene er normale. Anlegget driftes dermed ikke optimalt, og det ville vært hensiktsmessig med bedre drift av anlegget.

Hokksund

Korrelasjonsfaktoren ved Hokksund renseanlegg ligger på 0,41. Rensekravet ved Hokksund renseanlegg ligger i dag på 93 % for TOT-P. For å kunne overholde dette kravet bør anlegget holde en snittverdi på overflatebelastning rundt 0,6m/h. Dagens snittverdi for overflatebelastning ligger på 0,5 m/h slik at anlegget overholder dagens

rensekrav. Anlegget har blitt belastet over sin kapasitet med hensyn til renseseffekt, og det er derfor valgt å benytte den lineære modellen fra resultatene til å si noe om når anlegget vil forvente å nå sin kapasitet med hensyn til renseskravet.

Den lineære modellen, hvor renseseffekt er satt opp som en funksjon av overflatebelastning vises nedenfor:

$$y = -12,914x + 100,89$$

Ved et renseskrav på 93% kan anlegget basert på modellen belastes med en overflatebelastning på 0,6m/h.

Dagens gjennomsnittlige overflatebelastning ligger på 0,5m/h. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig vannmengde på ca 3946m³/d. 0,6m/h tilsvarer en vannmengde på ca 4550 m³/d. En økning fra 0,5m/h til 0,6m/h tilsvarer 15% økning i vannmengde.

Basert på det innsamlede datagrunnlaget har anlegget hatt en årlig økning i vannmengde på ca 10%.

Hvis det antas samme økning vil anlegget nå sin kapasitet med hensyn til renseseffekt om ca. 1,5 år.

Dette var svært enkelt beregnet, men anlegget vil altså nå sin kapasitet med hensyn til renseskravet ved en overflatebelastning på 0,6m/h.

Hokksund har sedimenteringsbasseng med dybde 2,5m slik at den dimensjonerende overflatebelastningen i følge veilederen (Ødegaard et al., 2009) bør ligge på 1,0m/h. Ved en overflatebelastning på 1,0m/h vil ikke anlegget overholde sitt renseskrav.

Anlegget driftes antageligvis ikke optimalt, og med driftsjusteringer kunne anlegget trolig ha tålt en høyere overflatebelastning enn det gjør i dag.

Muusøya

Korrelasjonskoeffisienten var på 0,289, noe som tilsier at det er en korrelasjon mellom overflatebelastning og renseseffekt ved anlegget. Datagrunnlaget er litt lite med tanke på at det kun er verdier fra årsrapporter. Korrelasjonskoeffisienten kunne vært bedre med utvidet datagrunnlag.

Ved Muusøya rensenanlegg er kravet for fosforfjerning 95%, noe som er meget høyt. På bakgrunn av historiske data kan det sies at anlegget vil klare dette kravet opptil en overflatebelastning på 1 m/h. De historiske dataene tilsier at anlegget har en gjennomsnittlige overflatebelastning på 1,2 m/h. Dette gir en lavere renseseffekt enn det

som er kravet. Anlegget er forbi sin kapasitet når det gjelder rensekravet, men anlegget vil allikevel kunne belastes noe høyt og allikevel oppnå gode resultater. Dette tyder på at det er god drift ved anlegget og at ting fungerer optimalt.

Remmen

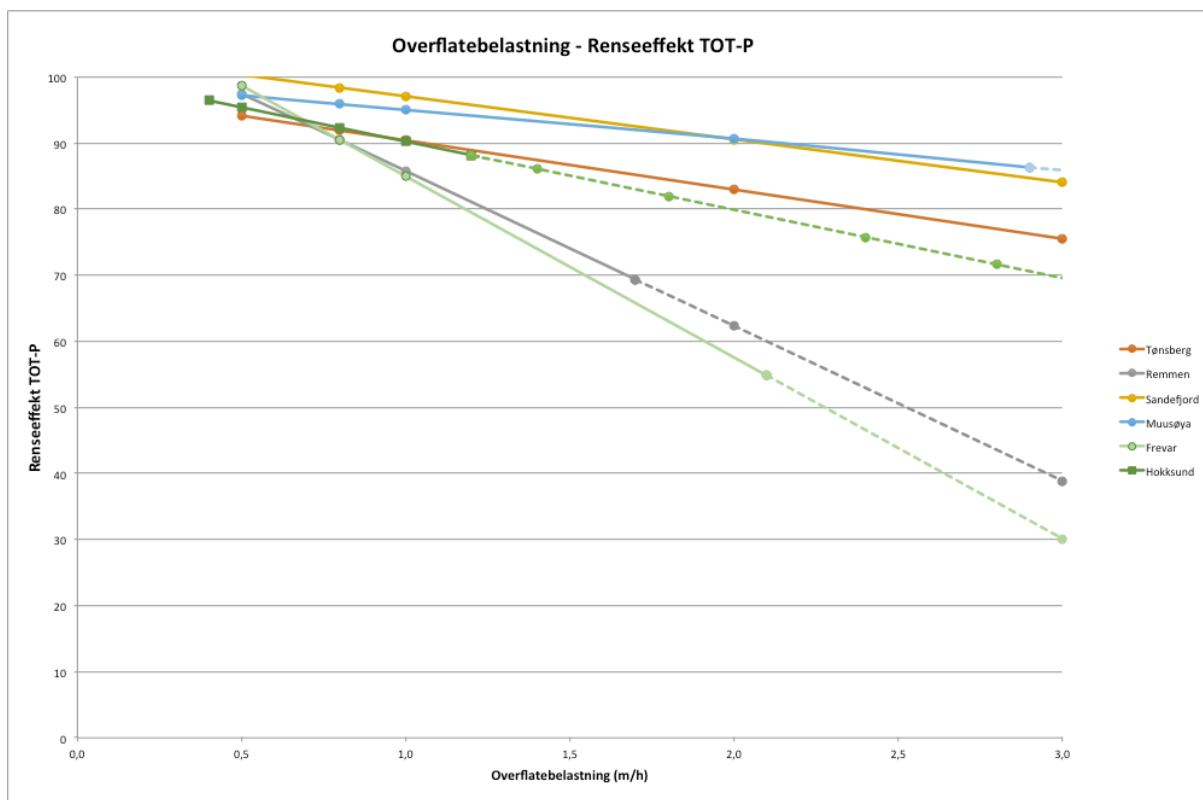
Ved Remmen var det dårlig korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, $R^2 = 0,09$, men dette er diskutert mer litt senere i kapittelet. Ved bruk av historiske data ved Remmen, vil anlegget kunne klare rensekravet på 90 % ved en maks overflatebelastning på 0,99 m/h. Den gjennomsnittlige overflatebelastningsverdien ligger på 1,0 m/h slik at renseanlegget ligger omtrent akkurat på kravet.

Svært dårlig korrelasjon, mye data, og varierende belastning kan tyde på at driften ved anlegget ikke har vært optimal.

6.2.2 Diskusjon på bakgrunn av alle anleggene samlet

På bakgrunn av tidligere studier (Daigger 1992) var det forventet at anlegg som var godt driftet og ikke hadde blitt belastet over sin kapasitet, ville gi en dårlig korrelasjon med tilnærmede flate kurver. Fuglevik, Lillevik og Monserud er tre renseanlegg som gir gode resultater på bakgrunn av dette, se figur 25, 30 og 31. Anleggene har svært gode renseeffekter, men anleggene har ikke blitt belastet høyt nok til å se hvilken effekt overflatebelastningen har på renseeffekten.

Figur 53 viser en oversikt over de renseanleggene som har korrelasjoner mellom overflatebelastning og renseeffekt. Anleggene med tilnærmede flate kurver er ikke med i sammenstillingen, da de kun representerer gode resultater. De lineære modellene fra resultatdelen er benyttet for å lage kurvene. Heltrukne linjer viser hvor langt anleggene har blitt belastet. Stiplede linjer betyr at linjen er ekstrapolert.



Figur 51 - Sammenstilling av de renseanleggene som har blitt belastet over deres kapasitet

Muusøya og Sandefjord har kurver som følger hverandre og er tilnærmet like. Det samme gjelder for Tønsberg og Hokksund. Frevar og Remmen har mye brattere kurver og skiller seg ut.

Det er valgt å sette en grense på overflatebelastningen på 3,0m/h, da det er ikke normalt at anlegget blir belastet noe særlig høyere, Sandefjord renseanlegg er et unntak.

Anleggene har en vannmengdegrense hvor vann vil gå i overløp, og ved mye vann i overløp blir renseseffektene betraktelig dårligere.

Som figuren viser, følger Hokksund og Tønsberg hverandre. Ved en overflatebelastning på ca 1,0m/h vil anleggene nå en renseseffekt på 90% med hensyn til TOT-P.

Sandefjord og Muusøya følger også hverandre til en viss grad. Og disse to anleggene vil nå en renseseffekt på 90% ved 2,1m/h. Altså en dobling av hva som kan forventes ved Hokksund og Tønsberg.

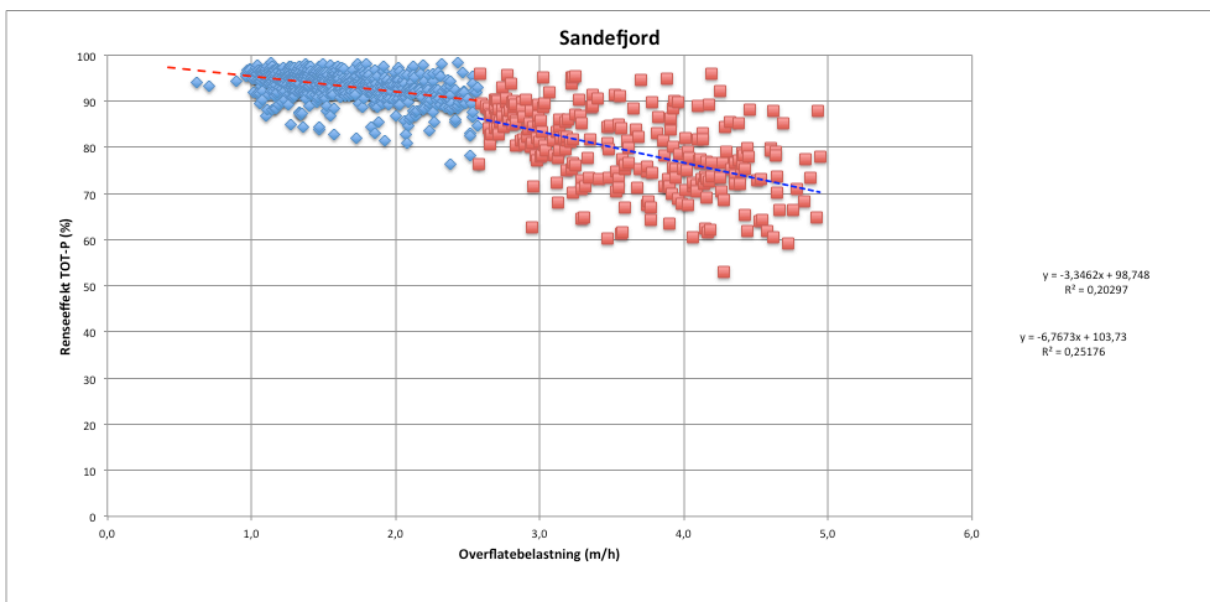
Frevar og Remmen har som nevnt svært bratte kurver og vil nå en renseseffekt på 90% ved 0,8m/h. Dette er meget dårlig.

Som nevnt i innledningen vil det være hensiktsmessig å vite når anleggene som ikke har blitt belastet over sin kapasitet kan forvente å nå sin kapasitet. En teori er at effekten

overflatebelastningen har på renseseffekten muligens ikke er lineær. Derfor er det blitt gjort en innsats i å se om korrelasjonen egentlig er lineær.

Tanken var at resultatene kunne vises gjennom to lineære kurver, altså at kurvene ville ha et knekkpunkt. Anleggene som har blitt belastet høyt og over sin kapasitet kan benyttes for å lage slike kurver. Knekkpunktet kunne videre bli brukt til å undersøke når de "gode" anleggene ville kunne nå sin kapasitet.

Første tanke var å splitte opp kurvene ved punktet for Q_{dim} , men dette gav to ulike kurver som ikke hang sammen. En annen tanke var å splitte opp kurvene ved dagens renskrav, altså på det punktet hvor anlegget har nådd sin kapasitet med hensyn til dagens renskrav. For Sandefjord rensanlegg er dette vist i figur 52.

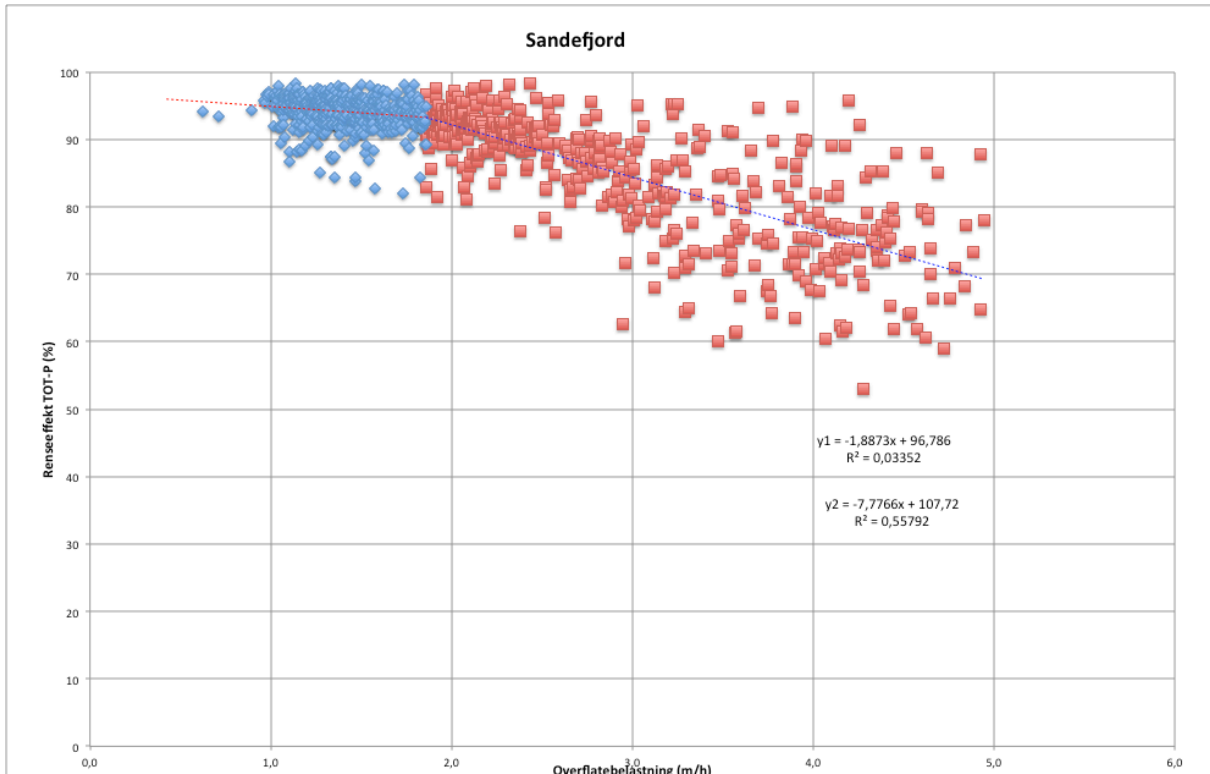


Figur 52 - Sandefjord rensanlegg - to lineære kurver

Figuren viser to lineære kurver som ikke henger sammen. Kurvene følte heller ikke tilfredsstillende ved å gjøre det på denne måten. Figuren viser at man vil kunne belaste anlegget med en overflatebelastning på ca. 2,5 m/h og allikevel klare renskravet på 90 % reduksjon. Dette samsvarer dårlig med den tidligere lineære kurven og rensresultatene basert på de siste 3 årene. Resultatene fra de siste 3 årene tilsier at anlegget har en gjennomsnittlig overflatebelastning på 2,2 m/h og en gjennomsnittlig renseseffekt for TOT-P på 89,6 %.

Den neste tanken som dukket opp var at det kunne lages to kurver som hang sammen, hvor kurven ville ha et naturlig knekkpunkt. For å finne det naturlige knekkpunktet er det brukt prøve- og feilemetoden.

Figur 53 viser resultatet med naturlig knekk ved Sandefjord rensesanlegg.

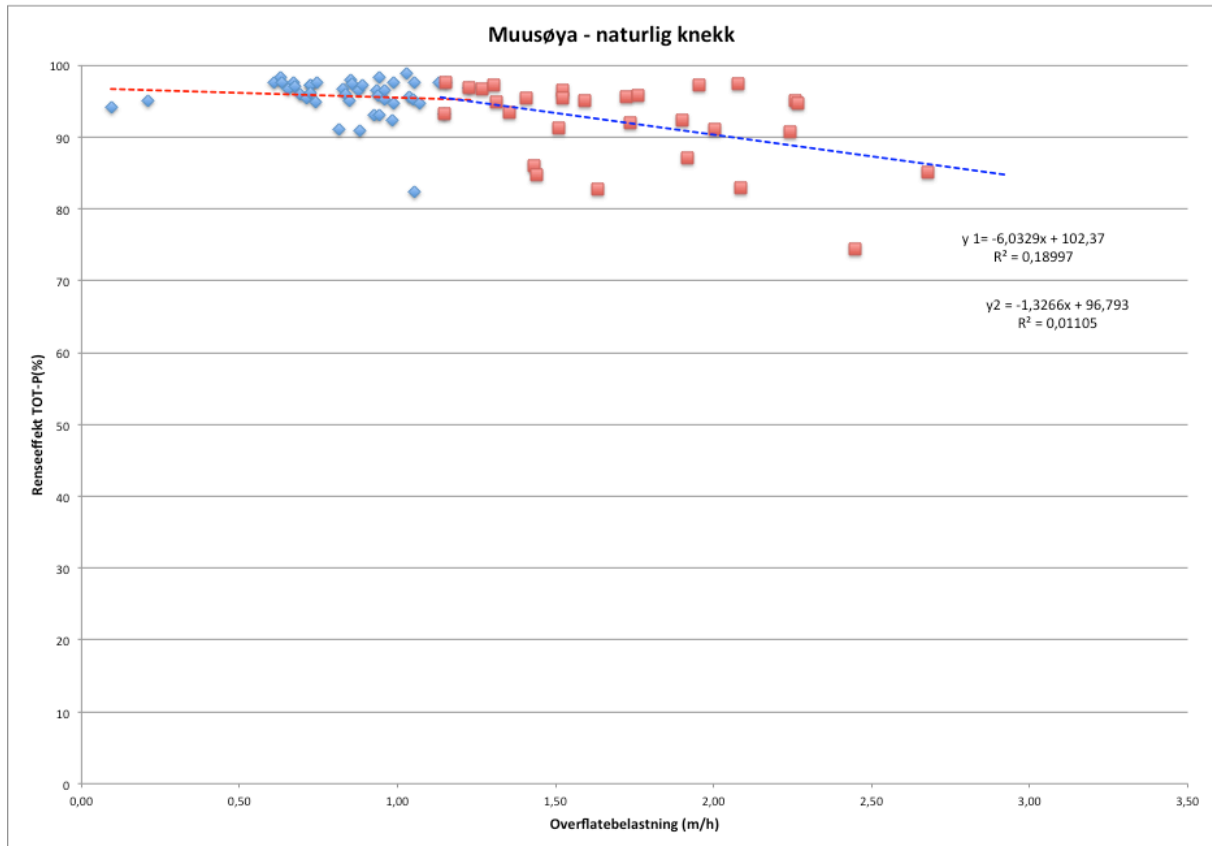


Figur 53 - Naturlig knekk på kurven til Sandefjord rensesanlegg

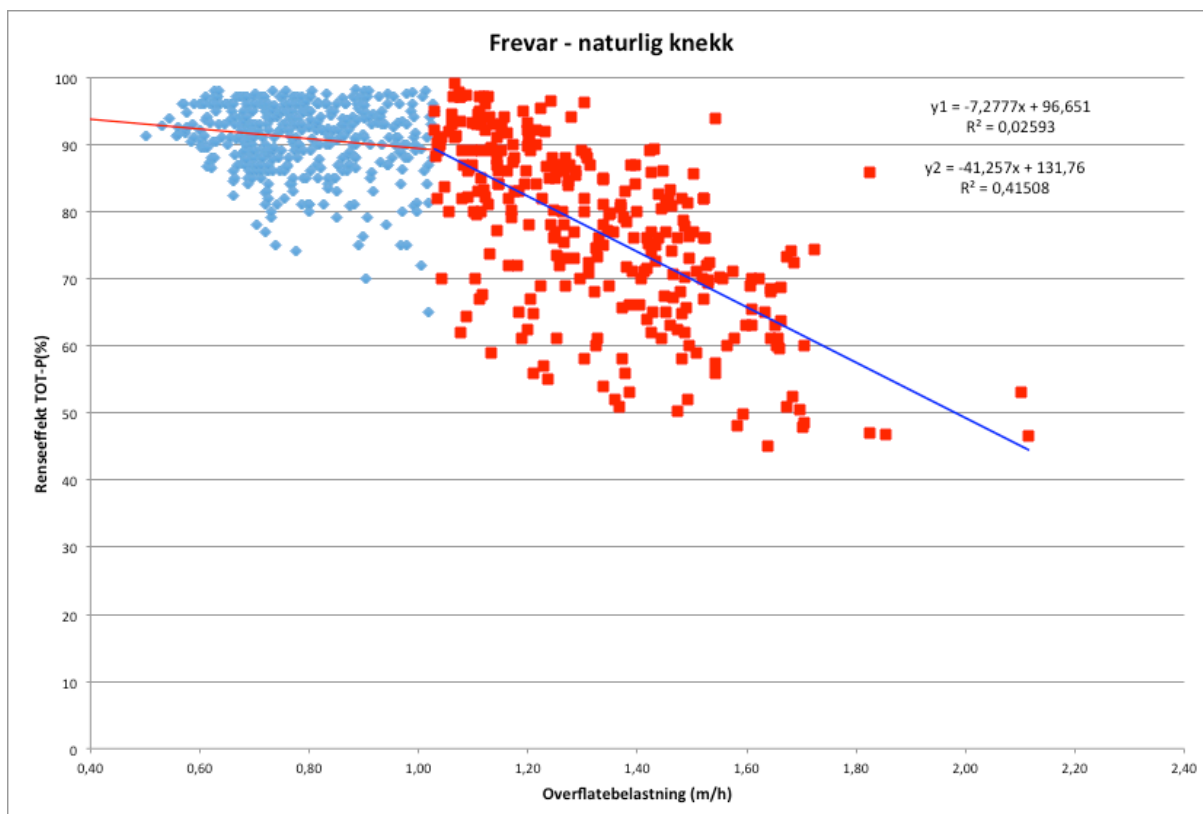
I figur 53 ser vi at Sandefjord rensesanlegg har et naturlig knekkpunkt ved en overflatebelastning ved 1,9 m/h. Etter denne verdien blir kurven brattere og anlegget opplever en forverring i renseseffekten. Når det gjelder de lineære modellene som er satt opp med korrelasjonskoeffisienter, tilhører y1 den første kurven og y2 den bratte kurven med røde punkter. Korrelasjonskoeffisienten blir noe lavere når kurvene splittes opp.

Det naturlige knekkpunktet forteller oss når anlegget begynner å merke en betydelig forverring av renseseffektene. Det er viktig å påpeke at dette punktet ikke forteller når anlegget har nådd sin endelige kapasitet, men at anlegget har nådd en grense hvor renseseffekten forverres betydelig. For de anleggene som ikke har blitt belastet spesielt høyt og har svært gode renseseffekter, er det derfor grunn å tro at disse anleggene ikke har nådd sitt knekkpunkt ennå.

De anleggene som hadde gode korrelasjonskoeffisienter i resultatene er blitt benyttet for å lage slik kurver med knekk. Ikke alle anleggene gav resultater, men Sandefjord, Muusøya og Frevar gav gode kurver. Figur 54 og 55 viser kurver med naturlig knekk fra Muusøya og Frevar.



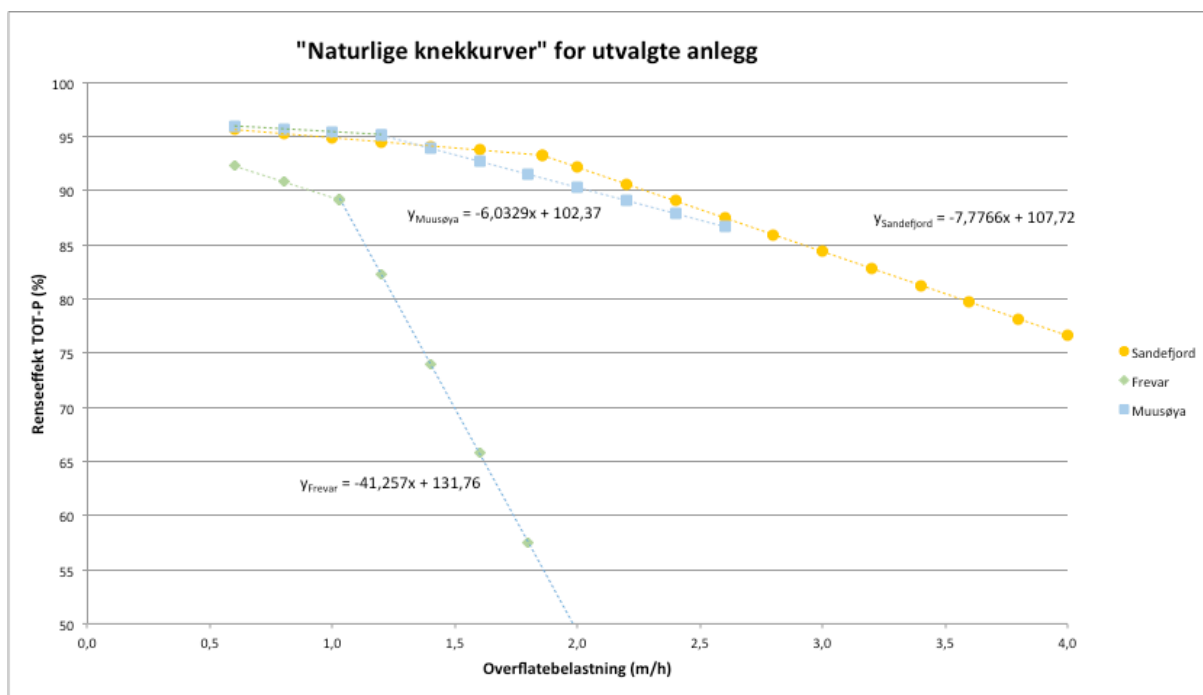
Figur 54 - Naturlig knekk på kurven ved Muusøya rensanlegg



Figur 55 - Naturlig knekk på kurven ved Frevar renseanlegg

Figurene viser oss de naturlige knekkpunktene ved Muusøya og Frevar.

For å vise et bedre overblikk over de tre anleggene med knekkkurver er det valgt å trekke ut de lineære modellene fra figur 53, 54 og 55 og vise de i en figur. Dette er vist i figur 56.



Figur 56 - Naturlige knekkkurver for utvalgte anlegg

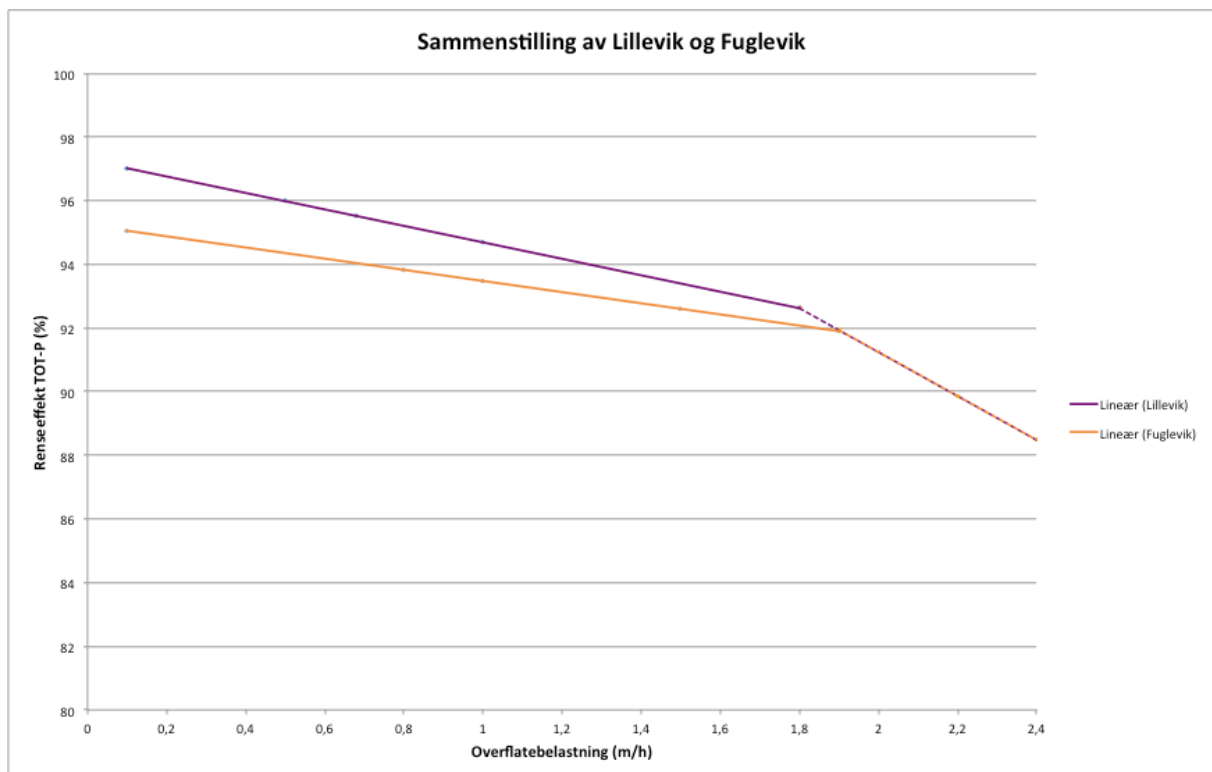
Som tidligere skiller Frevar seg ut i denne sammenstillingen også med en svært bratt kurve etter det naturlige knekket. Sandefjord og Muusøya har svært like kurver etter knekkpunktet. Som figur 51 viste følger Sandefjord og Muusøya de samme tendensene der og Frevar er et av anleggene som skiller seg betraktelig ut. Kurven som Frevar representerer er alt for bratt i forhold til de fleste andre anleggene.

Ved å lage en lineær modell basert på de naturlige knekkkurvene, føles det naturlig å kun benytte modellene fra Sandefjord og Muusøya. Optimalt burde det vært flere anlegg med i denne delen av oppgaven.

Basert på de to lineære modellene fra Sandefjord og Muusøya er det laget en ny lineær modell som kan benyttes etter knekkpunkt:

$$y = 6,9048x + 105,05$$

Den nye lineære modellen ble satt sammen med de eksisterende kurvene for Lillevik og Fuglevik i håp om å finne de naturlige knekkpunktene. Dette ble gjort på samme måte som tidligere, ved hjelp av prøving og feiling. Resultatet er vist i figur 57.



Figur 57 - Bruk av lineær modell på Lillevik og Fuglevik

Som figuren viser vil knekkpunktene finne sted ved ulik overflatebelastning, og videre følge den nye lineære modellen basert på modellene fra Sandefjord og Muusøya. Figuren viser også at anleggene kan forvente å nå renskravet på 90% ved en

overflatebelastning på 2,1m/h. Dette virker noe høyt. Figur 51 viser at Muusøya og Sandefjord kan forvente en renseeffekt på 90% helt opp til en overflatebelastning på 2,1m/h. Dette er svært høyt og det derfor ikke sikkert at disse resultatene blir realistiske å bruke på Lillevik og Fuglevik.

Lillevik har en gjennomsnittlig overflatebelastning på 0,8m/h, og har blitt belastet så høyt som 1,7m/h uten at modellen for anlegget tilsier at det har nådd sin kapasitet. Derfor er det grunn til å tro at Lillevik trolig vil kunne belastes så høyt som figur 57 tilsier.

Ved Fuglevik er resultatene veldig varierende ettersom anlegget mottar mye industriavløp. Det er derfor grunn til å tro at Fuglevik vil nå sin kapasitet tidligere enn det figur 57 tilsier.

Den lineære modellen som blir brukt etter det naturlige knekkpunktet burde vært basert på flere anleggsresultater.

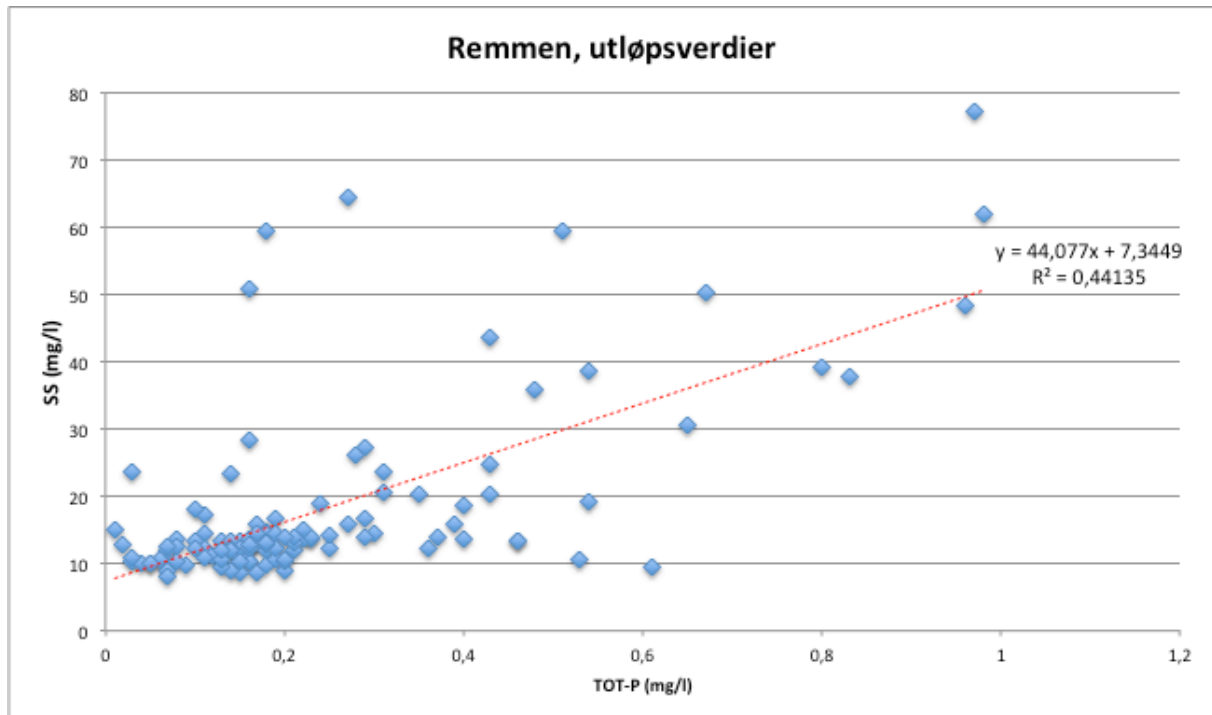
6.2.3 Utvidet forsøk ved Remmen

Et slikt utvidet overbelastningsforsøk som har blitt utført ved Remmen renseanlegg er nyttig og man vil kunne få et godt innblikk i hvordan anlegget reagerer på ulike overflatebelastninger.

Remmen renseanlegg gikk over fra AVR til PAX + polymerer like før det utvidede forsøket begynte, slik at resultatene ikke samsvarte med de historiske dataene. Det var forventet å se en god korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt da vi kjørte anlegget med høy overflatebelastning. Resultatene viser en svært dårlig korrelasjon, men gode renseeffekter. Forsøket var allikevel nyttig da man kan se hvor viktig det er med god drift av renseanleggene. For å få enda bedre resultater i forhold til hvordan renseeffekten ville blitt påvirket av overflatebelastningen, burde anlegget vært belastet mye høyere i perioden forsøket pågikk. Dette ville gitt bedre resultater og det ville vært mulig å se om resultatene gav kurver med naturlig knekk.

En ting som var interessant å undersøke var om avskillingen er like effektiv ved høye overflatebelastninger. Ved at utløpsverdier for TOT-P er knyttet til overflatebelastningen vil dette bli vist ved at en økning i TOT-P burde gi en økning i utløpsverdien for turbiditet. Ved at det er dannet en korrelasjon mellom turbiditet og SS,

kan TOT-P verdien også knyttes opp mot SS verdien. I figur 58 er det vist hvordan korrelasjon mellom utløpsverdier for TOT-P og SS ser ut.



Figur 58 Utløpsverdier for total fosfor og SS plottet mot hverandre

Figuren viser en viss korrelasjon mellom utløpsverdiene. Og det tyder på at avskillingen ikke er like effektiv ved høye overflatebelastninger. Det er en viss usikkerhet i forbindelse med datagrunnlaget ettersom konsentrasjonene er lave. Det ville vært hensiktsmessig med utvidet datagrunnlag.

6.3 CFD

CFD simuleringer har flere forenklinger og tilnærminger, men allikevel kan de numeriske metodene benyttes til å forbedre forståelsen av hvordan sedimenteringsbassengene fungerer (Zhang, 2014).

Ved analysing av resultatene fra CFD-simuleringen er det i hovedsak sett etter store overflate- og bunnstrømninger og sirkulasjonssoner. Dette er problemer som kan føre til kort oppholdstid, dødsoner og stabilitetsforstyrrelser i sedimenteringsbassengene.

Tidligere studier har vist at skilleplater tvinger partikler til å bevege seg raskere mot

bunnen av bassenget (Goula et al., 2008). På den måten blir det mindre sirkulasjonen ved innløpet, og det oppnås et bedre sedimenteringsresultat. Goula et al. (2008) viste at innholdet av partikler i utløpet er betydelig mindre når det er lite sirkulasjon i bassengene. For å redusere sirkulering i sedimenteringsbasseng og for å sikre god innblanding på innløpet, er skilleplater ofte brukt som løsning på problemene. Skilleplatene vil gi en bedre fordeling av vannet og reduserer sirkuleringen.

Ved Tønsberg renseanlegg er det store overflatestrømninger på overflaten av sedimenteringsbassenget, og strømmingen har fortsatt stor hastighet ved de første utløpsrennene. Resultatene viser også store sirkulasjoner i bassenget, og noe sirkulasjon i slamlommene.

Ved Remmen renseanlegg viser resultatene store overflatestrømninger på overflaten av sedimenteringsbassenget, men hastigheten på strømmingen avtar innen den når utløpet. Ved innløpssiden av bassenget er det en stor sirkulasjonssone. Resultatene viser også at det er sirkulasjon i slamlommene.

Ved Hokksund renseanlegg er det også store overflatestrømninger på overflaten og ved bunn av sedimenteringsbassenget. Dette skaper mye sirkulasjon i bassenget. I slamlommene er det lite sirkulasjon.

Ved Monserud renseanlegg er det benyttet skilleplate ved innløpet, og resultatene tilsier at det får en god effekt av dette. Det er svært lite sirkulasjon i tanken og ingen overflatestrømninger. I øverste del av slamlommen er det litt sirkulasjon, men ikke i bunnen. Effekten ved bruk av skilleplate er altså svært god i forhold til anleggene uten.

Et moment som er viktig ved fremvisning av resultater fra CFD simuleringer er hvilken retning resultatene vises. De aller fleste figurene fra CFD resultatene som er vist frem i denne oppgaven viser at vannet kommer inn fra høyre. Strømmingen går fra høyre og mot venstre. Noen mener at det ville vært mer naturlig å vise figurene omvendt vei, altså med strømmingen fra venstre og mot høyre. Bakgrunnen for det er at det den veien teksten leses. Det er valgt å vise figurene med strømming fra høyre for alle figurene, bortsett fra en, figur 41. At en figur er vist med strømming fra venstre er var for å vise innløpsarrangementet tydelig.

7. Konklusjon

Overbelastningsforsøk, både ved analyser av historiske data og ved stikkprøver, er svært nyttig hvis anleggene har blitt belastet over sin kapasitet. De renseanleggene som var godt dimensjonerte og godt driftet, gav tilnærmet flate kurver. Renseeffekten var omtrent upåvirket av overflatebelastningen.

God drift av renseanleggene er svært avgjørende for hvor høyt renseanleggene kan belastes med tanke på overflatebelastning. Godt driftede anlegg kan belastet høyt og allikevel oppnå gode renseresultater. Resultatene var svært varierende, men det var tydelig at godt driftede anlegg kunne oppnå mye høyere renseseffekt ved høye overflatebelastninger. Figur 51 viser at to av anleggene kunne tåle dobbelt så høy belastning som de andre anleggene.

Renseeffekten påvirkes av flere forhold enn kun overflatebelastningen. Resultatene viser at renseseffekten i stor grad blir påvirket av driftsforhold, doseringsforhold og design på sedimenteringsbassengene. Industriavløp har også stor betydning for hvordan renseseffekten vil påvirkes. Ved store mengder industriavløp er det vanskelig å vurdere renseseffekten basert på overflatebelastning.

Resultatene fra den hydrauliske analysen viser at det er stor forskjell i strømningsbildet i de ulike sedimenteringsbassenget. Monserud skiller seg ut ved bruk av skilleplate ved innløpet. Dette fungerer mye bedre enn ved normale innløpsarrangementer.

De 3 andre anleggene med dårlige resultater ville fungert bedre med tiltak for å løse de store sirkulasjonsproblemene. Om skilleplater vil fungere ved disse anleggene også er det nødt til å undersøkes nærmere.

Optimalt design og strømningsforhold i sedimenteringsbassengene er svært viktig for å oppnå gode resultater. Sandefjord og Muusøya skiller seg ut med høye overflatebelastninger og gode renseseffekter. Det hadde vært interessant å se hvordan strømmingen fungerer i disse bassengene.

Overbelastningsforsøket ved Remmen viser hvor viktig det er med optimal drift av avløpsrenseanleggene. Renseeffektene ved anlegget ble svært mye bedre ved optimale fellingskemikalier, og anlegget ble i mindre grad påvirket av overflatebelastningen. For å få mer ut av resultatene fra dette forsøket burde anlegget vært belastet mye høyere

enn det ble.

Ved god drift, optimale fellingskjemikalier og gode design på bassengene kan anleggene klare å oppnå gode renses effekter opp mot en overflatebelastning på 2,0m/h. Anbefalt dimensjonerende overflatebelastning i denne sammenheng er 1,3m/h (Ødegaard et al., 2009). Anleggene som ikke fungerer optimalt vil slite med å overholde sine renses krav ved en overflatebelastning på 1,3m/h.

Oppgavens målsetning var å kunne utruste de som planlegger utvidelser av avløpsrensaneanlegg med verktøy som gjør at man med større sikkerhet enn tidligere kan fastslå hvilke renses effekter som er sannsynlige å oppnå mens byggearbeidene pågår. Basert på de resultatene som er vist frem og diskutert i oppgaven, føles det nødvendig med flere undersøkelser for å kunne gi et sikrere bilde på hva som kan forventes. Flere anlegg som har vært belastet høyt burde vært en del av grunnlaget for å danne en modell som kan fortelle hva som kan forventes av anlegg som ikke er blitt overbelastet enda.

REFERANSER:

Bertrand-Krajewski, J.-L (2004). TSS concentration in sewers estimated from turbidity measurements by means of linear regression accounting for uncertainties in both variables. *Water Science & Technology*, 2004, Vol. 50 (11), 81-88.

Lovdata (2004) Forskrift om begrensing av forurensning (Forurensingsforskriften)
www.lovdata.no

Lovdata (2001) Lov om vern mot forurensinger og avfall (Forurensingsloven)
www.lovdata.no

Daigger, G.T., Buttz, J.A., Stephenson, J.P (1992) Analysis of techniques for evaluating and optimizing existing full-scale wastewater treatment plants. *Water Science Technology*, Vol. 25 (4-5), 103-118.

Farestveit T., Hoel T. (1997). Veileder for prøvetaking av avløpsvann. NORVAR rapport nr. 82/1997.

Goula, A.M., Kostoglou, M., Karapantisos, T.D., Zouboulis, A.I. (2008) A CFD methodology for the design of sedimentation tanks in potable water treatment Case study: The influence of a feed flow control baffle. *Chemical Engineering Journal* 140 (2008), 110–121

Løvås, G.G. (2004) Statistikk for for universiteter og høyskoler. Universitetsforlaget.

Patoczka, J., Lauria, J., Scheri, J., Sheehan, J. (1998). Stress testing of final clarifier and polymer use for flow maximization. *Water Environment Federation Conference and Exposition*, Orlando, FL, 1998

Ødegaard, H. og Norheim, B. (2012). *Vann- og avløpsteknikk*. Hamar, Norsk Vann.

Ødegaard, H. (1992) Rensing av avløpsvann for fjerning av næringsstoffer. TAPIR forlag 1992.

Ødegaard, H (1992b) Norwegian experiences with chemical treatment of raw wastewater. *Wat. Sci. Tech.* Vol 21, No 1, pp 1.

Ødegaard, H., Rusten, B., Storhaug, R. og Paulsrud, B. (2009) Veiledning for dimensjonering av avløpsrensaneanlegg. Norsk Vann rapport 168-2009.

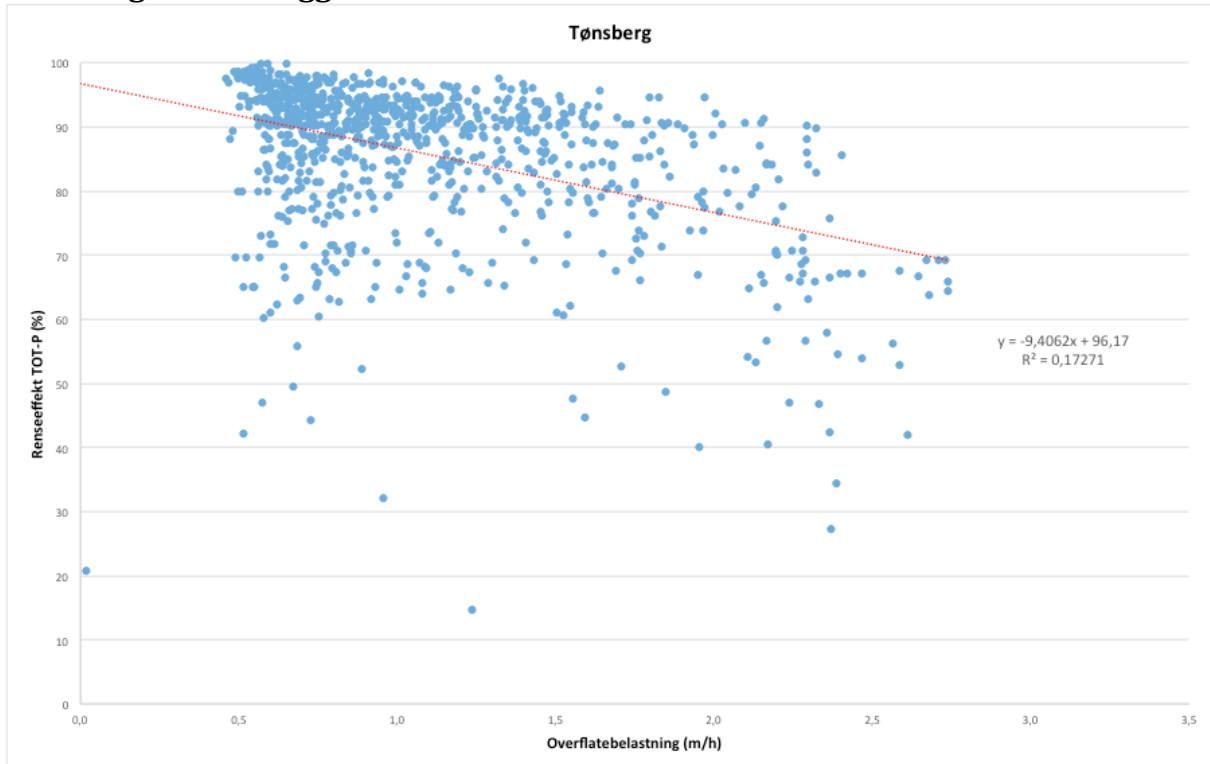
W.H. Boyle, B.N. Davis, J.K. Esler, C. Applegate, R.J. Gross (2004). High load field test of secondary clarifier. Joint Annual Grand Junction, Colorado.

Zhang, D. (2014) Optimize Sedimentation Tank and Lab Flocculation Unit by CFD. Masteroppgave. Ås, NMBU

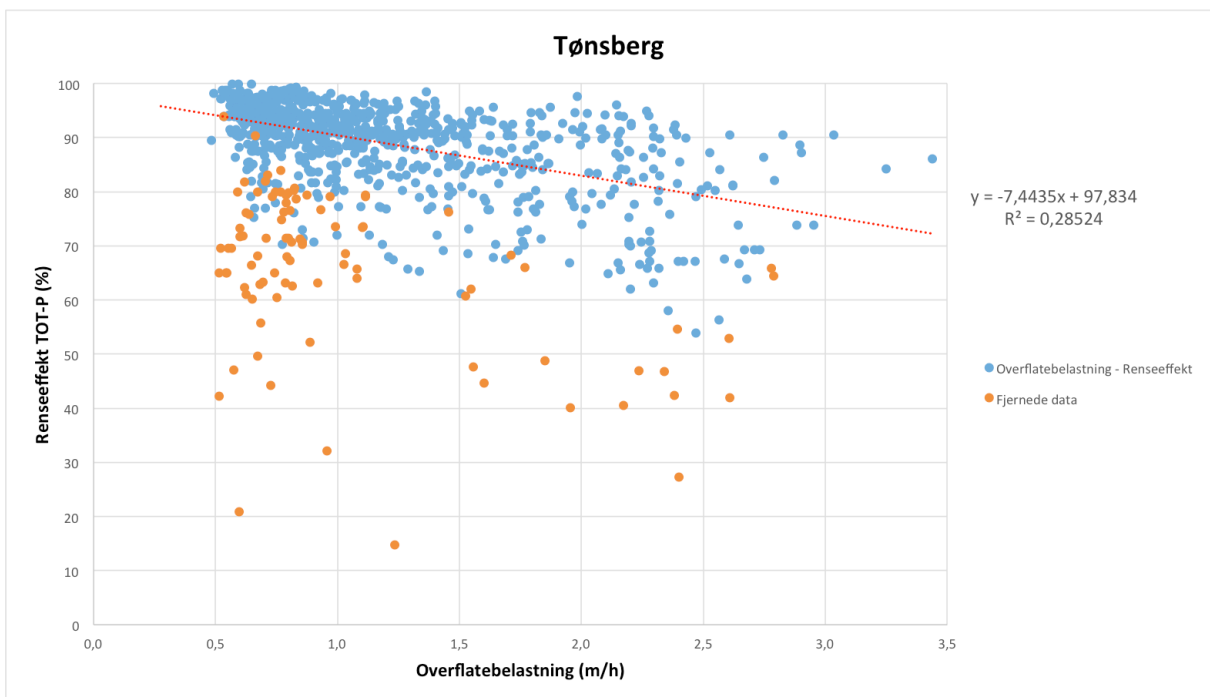
Vedlegg A: Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, med og uten outliers

Ved Muusøya, Fuglevik, Lillevik, Monserud og Hokksund ble ingen data fjernet fra datasettene.

Tønsberg renseanlegg:

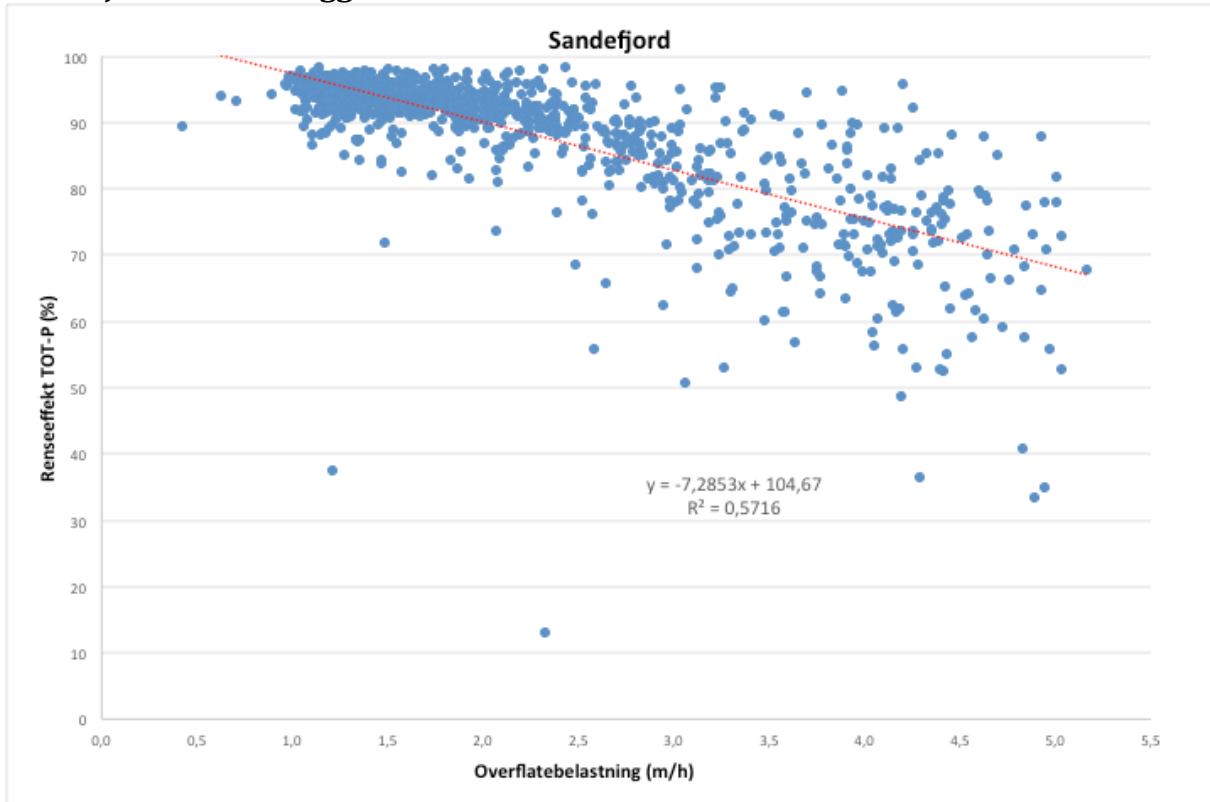


Figur 1 - Tønsberg renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, opprinnelig kurve.

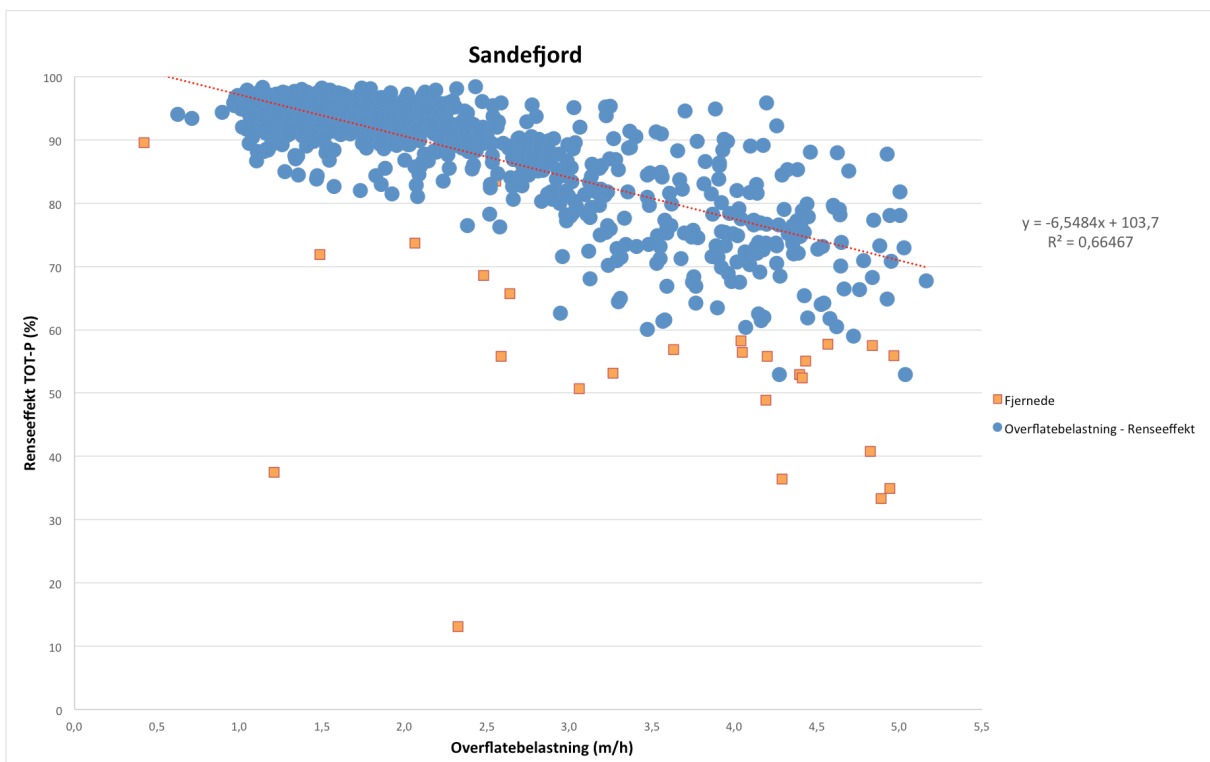


Figur 2 - Tønsberg renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, outliers vist med oransje farge.

Sandefjord rensanlegg:

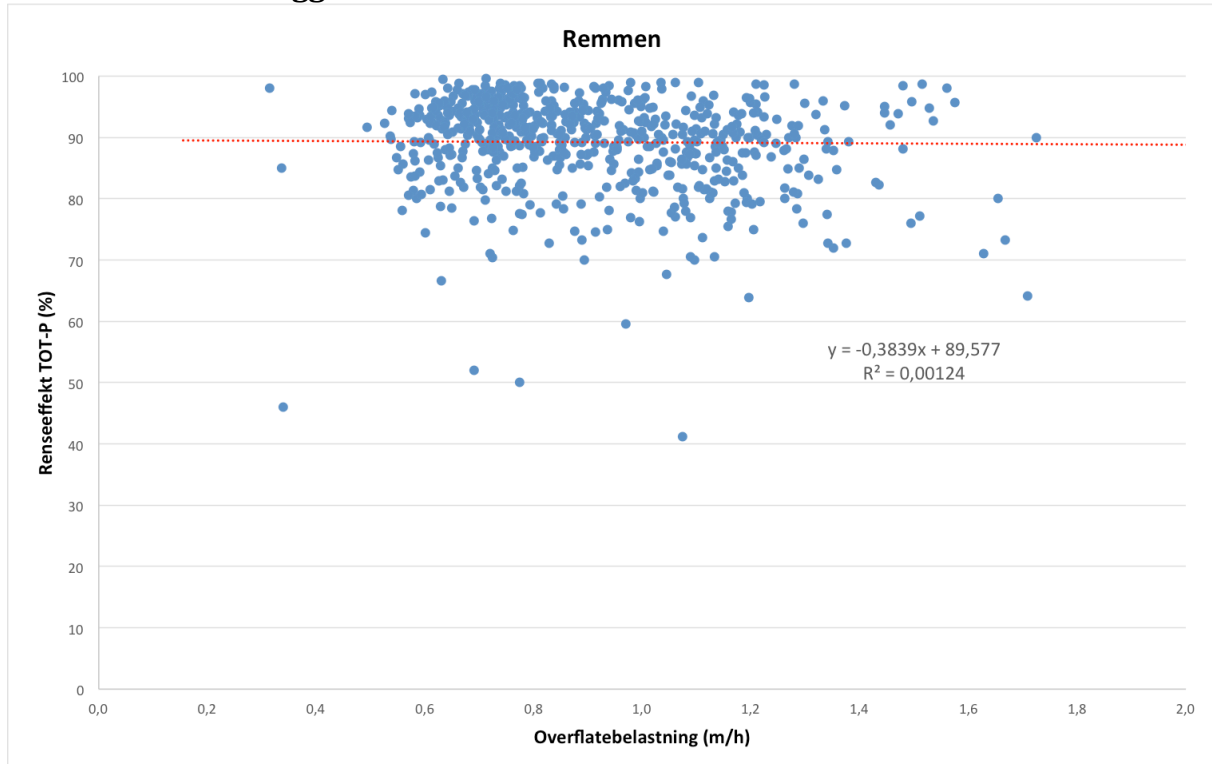


Figur 3 - Sandefjord rensanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, opprinnelig kurve.

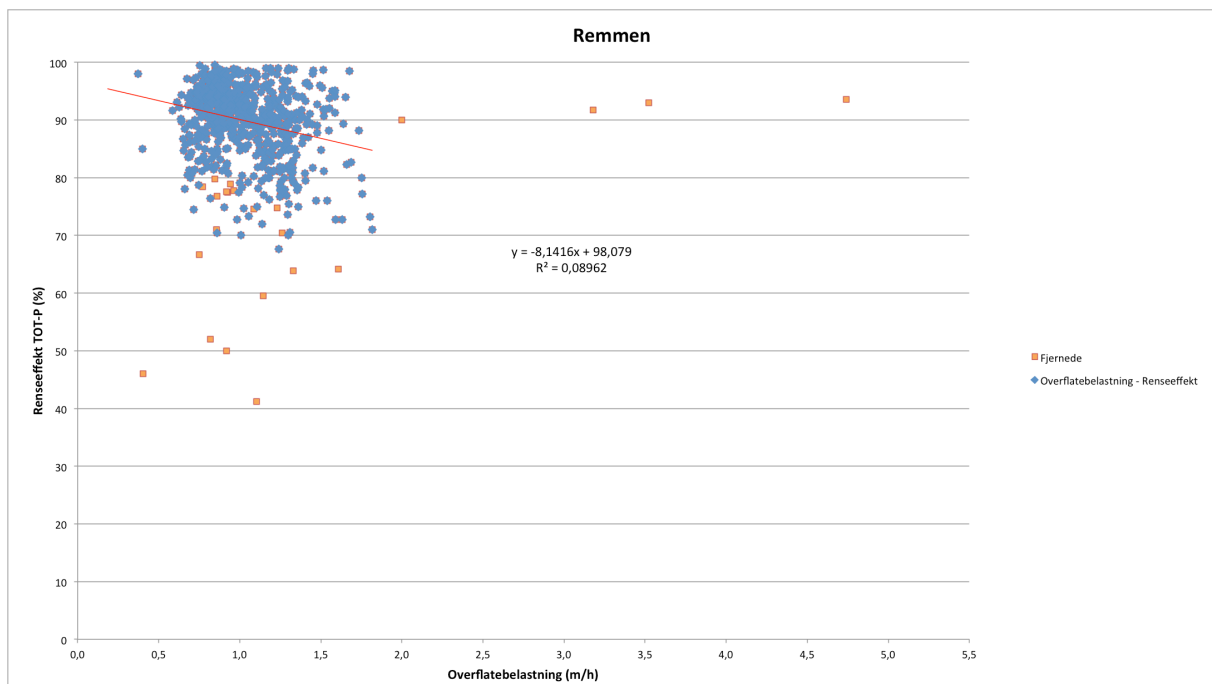


Figur 4 - Sandefjord rensanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, outliers vist med oransje farge.

Remmen renseanlegg:

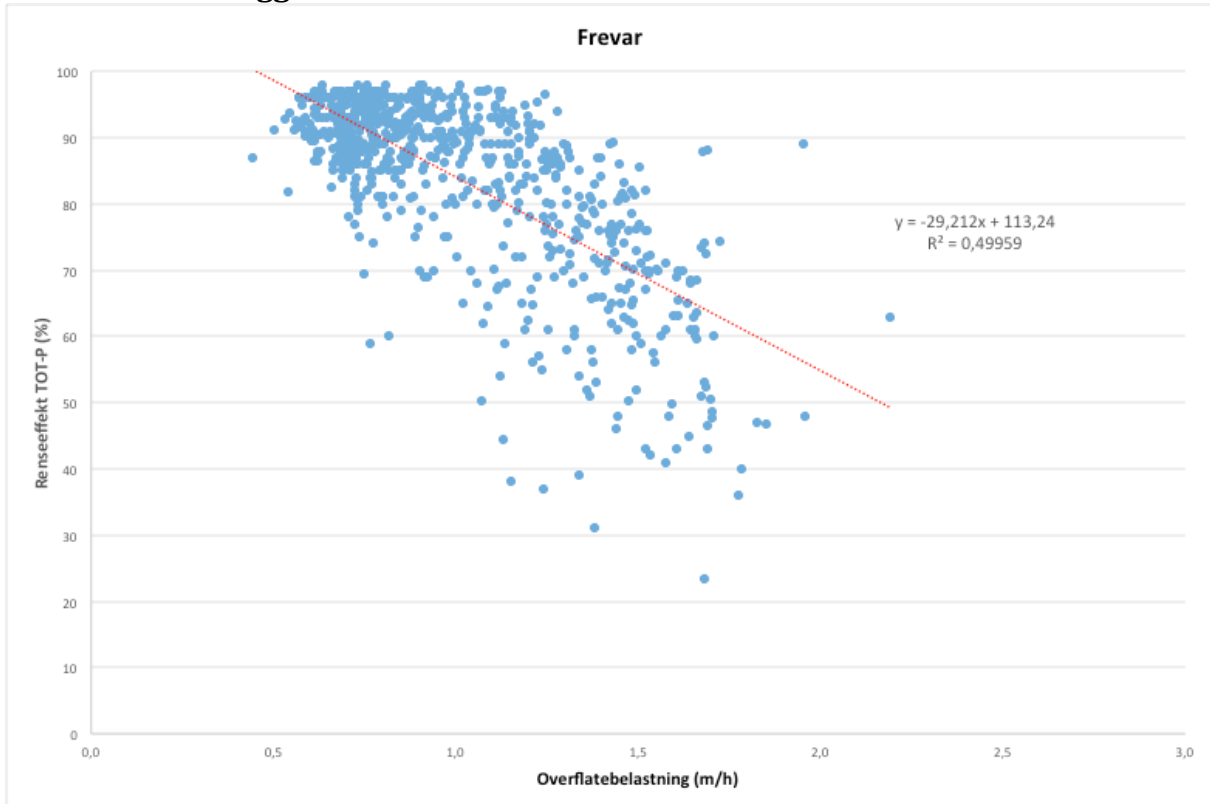


Figur 5 - Remmen renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, opprinnelig kurve.

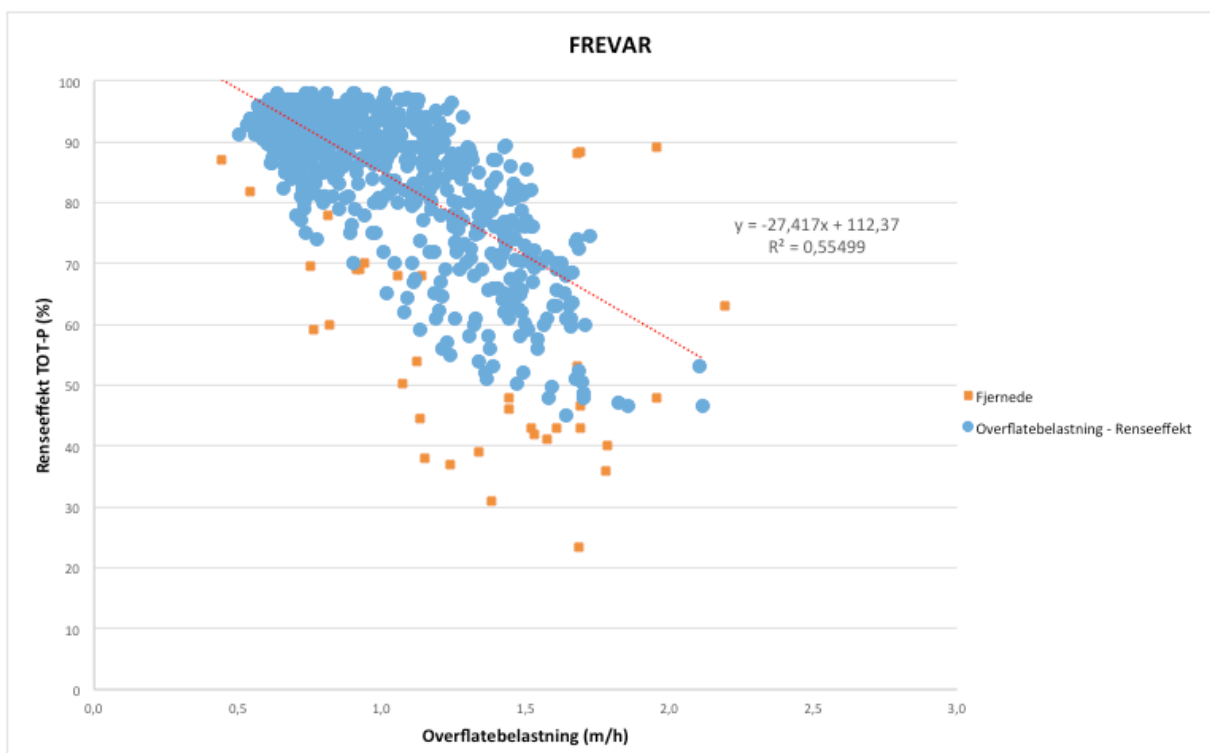


Figur 6 - Remmen renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, outliers vist med oransje farge.

Frevar renseanlegg:



Figur 7 - Frevar renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, opprinnelig kurve



Figur 8 - Frevar renseanlegg - Korrelasjon mellom overflatebelastning og renseeffekt, outliers vist med oransje farge.

Vedlegg B: Antall datapunkter for relevante parametere for hvert renseanlegg.

Antall datapunkter for viktige parametere.									
	MUUSØYA	FUGLEVIK	LILLEVIK	HOKKSUND	REMMEN	MONSERUD	SANDEFJORD	FREVAR	TØNSBERG
TOT-P inn	71	580	71	74	546	71	1036	723	824
TOT - P ut	71	582	70	74	546	71	1035	724	819
TOT-P (%)	71	578	70	74	546	71	1035	716	806
BOF inn	71	68	71	70	61	71	65	47	68
BOF ut	71	68	71	70	61	71	65	47	68
BOF (%)	68	68	71	70	61	71	65	47	68
KOF inn	71	283	71	48	61	71	64	48	801
KOF ut	71	283	71	48	61	71	64	48	795
KOF (%)	67	283	71	48	61	71	64	48	792
Overflatebelastning	819	672	1096	718	813	1096	1073	1073	933

Tallene er basert på innhentet datamateriell for 2012, 2013 og 2014.



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Postboks 5003
NO-1432 Ås
67 23 00 00
www.nmbu.no