

UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP



Innholdsfortegnelse

Figuroversikt.....	IV
Tabelloversikt	VII
I. Forord	IX
II. Sammendrag	X
III. Abstract	XI
IV. Ordforklaringer.....	XIII
1 Innledning.....	1
1.1 Digital VA-forvaltning - DiVA	2
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Begrensninger.....	2
2 Teori.....	3
2.1 Avløpssystemer i Norge.....	3
2.2 Beregning av avløp fra husstander.....	3
2.3 Nedbørsberegninger – hydrologiske avrenningsmodeller	4
2.3.1 Avrenningskoeffisient og andel deltakende flater	4
2.3.2 Den rasjonelle metode	5
2.3.3 Tre versjoner av den rasjonelle metode for bruk i modellering	5
2.3.4 Konsentrasjonstid for et nedbørsfelt	6
2.4 Ruhet i rør og kapasitetsberegning	7
2.5 Skjærspenning og selvrensing	9
2.6 Singulærtap	11
2.7 Darcy-Weisbach.....	11
2.8 Regnhyetogram	12
2.9 Infiltrasjonsevne – Hortons ligning.....	14
2.10 Rørinspeksjoner.....	14
2.10.1 Kategorier av rørfeil.....	15
2.10.2 Vekting av rørfeil	16
2.10.3 Fysisk indeks	17
3 Metode.....	18
3.1 Bakgrunnsmateriale	18
3.2 Inspeksjoner og befaring.....	18
3.3 Data-innsamling.....	18

3.4	Pre-test i modellering, Bogstadveien	18
3.5	Case-studie Søråsen	19
3.5.1	Om Søråsen	19
3.5.2	Beregning av avløp	20
3.5.3	Konsentrasjonstid og konstruering av regnhyetogram	22
3.5.4	Tegning av modell i AutoCAD Civil 3D	25
3.5.5	Importer og tilpasning i SSA	26
3.5.6	Testkjøring av Søråsen-modellen	27
3.5.7	Kalibrering av modell.....	27
3.5.8	Grunnforhold.....	28
3.5.9	Historiske regn og kjelleroversvømmelser	31
3.5.10	Tilnærminger for simulering av rørfeil	32
4	Resultater	33
4.1	Tendenser – erfaringer fra kalibrering av modell.....	33
4.2	Utløp fra delfeltene – mye vann.....	33
4.3	Resultater fra rørinspeksjoner	34
4.3.1	Kartlagte feil	34
4.3.2	Endring i rør over tid – en sammenligning av rørinspeksjoner fra 1992 og 2013	36
4.4	Innsetting av 2-meters rør for feilsimulering	38
4.4.1	Endring av diameter i innsatt rør	39
4.4.2	Endring av Mannings ruhet i innsatt rør.....	42
4.4.3	Innsetting av singulærtap i innsatt rør	44
4.4.4	Delfylt rør.....	45
4.5	Simulering av singulærtap ved CFD-modell	46
4.6	Følsomhetsanalyse	48
4.6.1	Andel impermeable flater i feltet.....	48
4.6.2	Mannings ruhet i hovedrørstrekket	48
5	Diskusjon	50
5.1	Software og modellens nøyaktighet.....	50
5.1.1	SSA – en SWMM-basert modell	50
5.1.2	Risiko ved bruk av SWMM.....	50
5.1.3	Nøyaktighet	50
5.2	Endring av rørdiameter	51
5.3	Endring av Mannings ruhet	52

5.4	Singulærtap	52
5.5	Hydraulikk og rørinspeksjoner	53
5.5.1	Viktige variable for god hydraulikk.....	53
5.5.2	Rørinspeksjoners fokus.....	54
5.5.3	Betydning av singulærtap.....	54
5.5.4	Vedvarende tap	55
6	Konklusjon	56
7	Veien videre.....	57
8	Kilder.....	58
9	Vedlegg A – Python-script for homogen regnserie	60
10	Vedlegg B – Data fra avrenningsfelter.....	61
11	Vedlegg C – Flere resultatgrafer	63
12	Vedlegg D – Matlab-kode for friksjonsberegninger i rør.....	67
12.1	k _{2n} – k-verdi til Mannings ruhet (n).....	67
12.2	n _{2k} – Mannings ruhet til k-verdi	67
12.3	reynolds – Beregning av reynolds tall	67
12.4	height_in_pipe – Beregning av vann-nivå i rør	67
12.5	hydraulic_radius – Beregning av hydraulisk radius i rør basert på delfylling.....	68
12.6	pipe_loss – Beregning i tap i rør.....	69
12.7	pipe_loss_in_full_pipe – Beregning av friksjonstap i fullt rør	70
13	Vedlegg E – Følsomhetsanalyse	71

Figuroversikt

Figur 2-1: Felles-system der både overvann og spillvann ledes til samme rør	3
Figur 2-2: Separatsystem med lukket håndtering av overvann (2-rørs-system).....	3
Figur 2-3: Separatsystem med åpen håndtering av overvann (1-rørs-system).....	3
Figur 2-4: Illustrasjon av DeKalbs metode, hentet fra (EMS 2013)	6
Figur 2-5: Fordelingen av skjærspenning i bunnen av et rør. Hentet fra (Ødegaard-redaktør 2012)...	10
Figur 2-6: Relasjon mellom vannføring, vannhastighet og hydraulisk radius ved forskjellige delfyllinger.	11
Figur 2-7: Korreksjonsfaktor for maksimal skjærspenning (k1) og jevnt fordelt skjærspenning (k2) i delvis fylte rør.....	11
Figur 2-8: Regnhyetogram slik det er beregnet i eksempelet.	13
Figur 2-9: Illustrasjon for dataflyten ved rørinspeksjoner. Hentet fra (Bernhus, Nilssen et al. 2007) ..	15
Figur 3-1: Oversiktskart over Bærum kommune. Bekkestua er markert da dette ligger sentralt i Søråsen nedslagsfelt.....	19
Figur 3-2: Oversikt over Søråsen nedbørsfelt og oppdelingen av feltet i seksjoner. Blå punkter markerer episoder for kjelleroversvømmelser.	20
Figur 3-3: Antall bosatte per boenhet etter bygningstype i Norge. (SSB 2011a).....	21
Figur 3-4: IVF-kurver for Øvrevoll.....	22
Figur 3-5: Regnhyetogrammer for varierende nedbørshendelser, 2 minutters steglengde.....	24
Figur 3-6: Regnhyetogrammer for varierende nedbørshendelser, 5 minutters steglengde.....	24
Figur 3-7: Oversiktsbilde av Søråsen nedbørsfelt (i gult) med kotehøyder.	25
Figur 3-8: Søråsenfeltet rett etter import i SSA.....	26
Figur 3-9: Vannføringsdata ved utløpet av seksjon 4. Man ser en grunnlast på omtrent 5-7 l/s (før 14. april). Denne grunnlasten innebærer også snøsmelting og grunnvannsinfiltrasjon.....	28
Figur 3-10: Skisse av et infiltrometer. Hentet fra (Bioforsk 2009)	29
Figur 3-11: Løsmassemektighet i Søråsen-feltet.....	29
Figur 3-12: Løsmassekart for Søråsen-feltet.	30
Figur 3-13: Infiltrasjonsevne i Søråsen-feltet. Gult illustrerer nedslagsfeltet for Søråsen.....	31
Figur 4-1: Innstukket rør.....	35
Figur 4-2: Sedimenter	35
Figur 4-3: Deformasjon og sprukket rør	35
Figur 4-4: Deformert rørvegg	35
Figur 4-5: Svank 1 meter frem.....	35
Figur 4-6: Vinkelforskjøvet skjøt.....	35

Figur 4-7: Røtter som henger fra tak.....	35
Figur 4-8: Røtter som gror langs rørveggen	35
Figur 4-9: Sammenligning av betongrør Ø550, og endringene som har funnet sted fra 1992 til 2013.	37
Figur 4-10: Innsettingsposisjon for 2 meters representasjon av rørfeil.....	38
Figur 4-11: Videreførte vannmengder basert på diameterendring ved en innsatt 2-meters rørbit hvor det eksisterer rørfeil. Sirkelen angir rørdimensjonen for gjeldende rørstrekning (530mm) og er referanseverdien. Rørene går fylt.	39
Figur 4-12: Oppskalert visning av Figur 4-11 som tar for seg innvirkningen av diameterendringer ved en innsatt rørbit på 2 meter.	40
Figur 4-13: Variasjoner for videreført vannmengde og vannhastighet gjennom innsnevring, delfylt rør.	41
Figur 4-14: Variasjoner for delfyllingsgraden for røret oppstrøms den innsatte innsnevringen. h/D er delfyllingsgraden oppstrøms, og q/Q_{maks} er utnyttelsesgraden av potensiell gjennomstrømning i oppstrøms rør.....	41
Figur 4-15: Endring av Mannings ruhet for innsatt rør innenfor vanlige verdier.....	42
Figur 4-16: Oppstuvning bak en rørfeil ved endring av Mannings ruhet $[n]$ i innsatt 2-meters rørstrekk.	43
Figur 4-17: Effekten for videreført vannmengde ved innsetting av singulærtap i rørstrekning på 2 meter.....	44
Figur 4-18: Effekten på vannføringskapasiteter ved små singulærtap.	45
Figur 4-19: Effekten av singulærtap og dens innvirkning på oppstuvning bak en rørfeil.....	45
Figur 4-20: Skisse av tilnæringsmetode for å finne delfyllingsgrad i rør.....	46
Figur 4-21: Tap i rørstrekk gjennom et 3-meters rør med en innsatt rørfeil halvveis.	47
Figur 4-22: Følsomhetsanalyse for delfyllingsgrad i røret oppstrøms innsnevringen ved variasjoner av andelen impermeable flater.....	48
Figur 4-23: Følsomhetsanalyse med vekt på diameterendring i innsatt rørbit. Kurvene viser en Mannings ruhet på foregående og etterkommende rør på 0.010 (glatt rør), 0.013 (standard betong) og 0.016 (røft rør).....	49
Figur 11-1: Videreførte vannmengder basert på diameterendring ved en innsatt 2-meters rørbit. Seksjon 1 og 2 av modellen er fjernet for å gi fritt utløp ved en oppstuvings-situasjon. Sirkelen angir rørdimensjonen for gjeldende rørstrekning (530mm) og er referanseverdien.	63
Figur 11-2: Sammenligning av videreførte vannmengder for to tilnæringsmetoder ved simulering. Kun nord angir at seksjon 1 og 2 av modellen er fjernet for å gi fritt utløp ved en oppstuvings-situasjon.	63
Figur 11-3: Effekten for videreførte vannmengder ved innsetting av ekstreme verdier av Mannings ruhet. Dette er kjørt ved 2-minutters steglengde og 2-års gjentaksintervall, som gir en situasjon hvor rørene går fylt.....	64

Figur 11-4: Endring av Mannings ruhet for innsatt rør innenfor vanlige verdier ved kjøring av kun den nordlige delen av nettverket.	64
Figur 11-5: Effekten for videreførte vannmengder ved innsetting av ekstreme verdier av Mannings ruhet. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.	65
Figur 11-6: Her kan det sees at variasjonene med endret Mannings ruhet ved fylte rør har liten til ingen effekt på den videreførte vannmengden ved en innsnevring. Den videreførte vannmengden øker litt ved Mannings-tall rundt 0,020.	65
Figur 11-7: Effekten for videreført vannmengde ved innsetting av singulærtap i rørstrekning på 2 meter. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.	66
Figur 11-8: Sammenligning av singulærtapene for små singulærtap med og uten oppstuvingshendelser. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.	66
Figur 13-1: Følsomhetsanalyse av delfyllingsgrad i røret oppstrøms innsnevringen ved å variere Mannings ruhet for både oppstrøms og nedstrøms rør.	71
Figur 13-2: Følsomhetsanalyse av utnyttelsesgraden i røret ved variasjoner av Mannings ruhet og innvirkningen av ruhet fra tidligere og etterfølgende røstrekk.	71

Tabelloversikt

Tabell 2-1: Maksimale døgn- og timefaktorer. Hentet fra (Ødegaard-redaktør 2012).....	4
Tabell 2-2: Eksempel på avrenningskoeffisienter for gitte flatetyper.....	4
Tabell 2-3: Foreslåtte verdier for andel tette flater og deres tilsvarende deltagende andel. (Lindholm 2013).....	5
Tabell 2-4: Eksempler på rørruheter k (Tabell 7 og 8 i (Hafskjold 2009)) ved en vannhastighet på 0,7 – 1,2 m/s og fellesavløp. Videre vises deres korresponderende n - og M -verdier.....	9
Tabell 2-5: Anbefalte minimumsverdier for skjærspenninger (Norsk-Rørsenter 2007)	11
Tabell 2-6: Verdier fra IVF-data for 2 og 5 års gjentakintervall.	13
Tabell 2-7: Oversikt over feilkoder ved rørrinspeksjoner samt gamle ekvivalente beskrivelser.....	15
Tabell 2-8: Foreslåtte skadeklasser og skadepoeng fra (Bernhus, Nilssen et al. 2007)	17
Tabell 3-1: Oversikt over de oppdelte seksjonene i Søråsen nedslagsfelt. Viser også telling av antall husstander i områdene.	20
Tabell 3-2: Oversikt over antall beboere per hektar i de ulike områdene.	21
Tabell 3-3: Avløpsberegninger som er gjort for Søråsen nedbørsfelt.	22
Tabell 3-4: Beregnede verdier for konstruksjon av regnhyetogrammer.	23
Tabell 3-5: Standardverdier brukt i førstegangs-simulering i SSA.....	26
Tabell 4-1: Tabelloversikt over dimensjonerende avrenninger fra Søråsen-seksjonene basert på variasjoner i modellen. Den første kolonnen angir utløpet fra hele feltet dersom hovedledningen hadde vært stor nok til å ta unna alt det vannet som renner. Den andre kolonnen angir vannføringen som ville rent av dersom alle ledninger var store nok Regnet som er kjørt er et 5-minutters regn ved 20-års gjentakintervall.	33
Tabell 5-1: Trykktap for singulærhendelser presentert som lineært trykktap. (Lahiouel and Haddad 2002).....	51
Tabell 5-2: Foreslått tabell for singulærtapskoeffisienter i sammenheng med rørfeil og grad av alvorlighet.....	54
Tabell 5-3: Forslag på tabell for endring av konstanter for vedvarende rørfeil i sammenheng med grad og alvorlighet.....	55

I. Forord

Denne oppgaven er sluttproduktet av en mastergrad innenfor Vann- og Miljøteknikk ved Institutt for Matematiske Realfag og Teknologi ved Universitetet for Miljø- og Biovitenskap avsluttet i mai 2013. Oppgavens tema er valgt ut fra egen interesse og ønske om å lære mer om hydrologi og modellering av nedbør og avrenning. Veilederen min har vært professor Oddvar G. Lindholm ved Institutt for matematiske realfag og teknologi, UMB. Jeg ønsker å takke ham for god veiledning og hjelp med oppgaven, spesielt i de situasjoner hvor jeg har følt meg fastlåst og ikke kommet videre.

Opgaven er skrevet i samarbeid med Norconsult AS, og som et delbidrag i et av deres prosjekt (DiVA – Digital VA-forvaltning).

Jeg ønsker å takke Norconsult og Bærum kommune for muligheten til å jobbe med et reelt prosjekt og for muligheten til å bidra med noe konstruktivt. Spesielt vil jeg takke Ivar Urke og Anne-Marie Bomo (Norconsult) for veiledning og gode tilbakemeldinger på oppgaven. Andre personer som har vært til god hjelp er Mina Munthe-Kaas, Eivind Bigum Kvernberg, Kjell Laurits Keseler og Christian Sandbakken. Takk.

Takk til Rune Berge (Bærum kommune) for nyttige innspill, og Rita Ugarelli (SINTEF) for hjelp med retning og definisjon av oppgaven.

Til slutt ønsker jeg å takke min familie og kjæreste for gjennomlesning, og god hjelp og støtte.

Sandvika, 8. mai 2013.

Hans Martin Eikerol

II. Sammendrag

Det er sett på sammenhengen mellom rørinspeksjonsdata og hydrauliske evner i avløpsnett. Dette er gjort ved hjelp av et case-studie i Søråsen, Bærum kommune.

Det er opprettet med komplett hydraulisk modell i SSA (Storm and Sanitary Analysis) og kjørt analyser ved bruk av SWMM-metodikk. Modellen er forsøkt kalibrert basert på:

- innhentede nedbørsdata fra utplasserte nedbørsmålere
- vannføringsdata fra vannføringsmålere
- befolkningsanslag og vannforbruk i nedslagsfeltet

Det er gjort en følsomhetsanalyse av modellen.

Fra tidligere er hydrauliske betraktninger i hovedsak basert på erfaringer og driftsproblematikk. Basert på modellen av Søråsen er det forsøkt å simulere konsekvensene av rørfeil i avløpsnettet ved å sette inn en kort rørbit på 2 meter i modellen, på et sted hvor det i virkeligheten eksisterer rørfeil. Resultater fra dette viser at diameter-reduksjon og innsetting av singulærtap i en slik rørbit gir store utslag på de hydrauliske evnene til røret. Mannings ruhet er en faktor som ikke gir særlig utslag for en kort rørbit, men mer på ledningsnettet som helhet.

Beregninger ved bruk av MATLAB er gjennomført for å se på tapt hastighetshøyde gitt spesifikke singulærtapskoeffisienter og deres innvirkning på et rørnett.

Rørfeilene i Søråsen-feltet er kartlagt, og det er funnet tydelige mangler ved rørinspeksjoner generelt, i forhold til å kunne gjøre hydrauliske betraktninger. Rørinspeksjoner bærer preg at de er rettet inn mot strukturelle betraktninger av et rør, og de hydrauliske viktige parameterne er lite vektlagt. Det er konkludert med at for å kunne gi en komplett hydraulisk betraktning basert på rørinspeksjoner alene må følgende elementer inkluderes i en rørinspeksjon:

- Ledningshøyder
- Rør-ruhet
- Referanseverdi på vann-nivå

Det er foreslått en fremgangsmåte å koble rørinspeksjonsklassifisering med de hydrauliske aspekter. Det finnes ikke singulærtapskoeffisienter for rørfeil av spesifikk type og alvorlighet, og dette er ikke mulig å fremskaffe ved "enkle" matematiske beregninger. For å løse dette kreves numerisk løsning av Navier-Stokes ligninger (verdens 6. mest vanskelige matematiske nøtt for generell løsning), og det arbeidet er overlatt til videre undersøkelser.

III. Abstract

The connection between pipe inspection data and hydraulic properties of waste water pipes has been looked at. This has been done by a case-study in Søråsen, Bærum municipality.

It has been created a complete hydraulic model in SSA (Storm and Sanitary Analysis) and run analyses by use of SWMM-methodology. The model has been attempted calibrated based on:

- Collected precipitation data from locally placed rain gages
- Water flow data from water flow measurements
- Population estimates and water consumptions in the catchment

It has been made a sensitivity analysis of the model.

From before, hydraulic considerations are mainly based on experiences and operational problems. Based on the model of Søråsen, it has been attempted to simulate the consequences of pipe errors in the waste water pipe network. This was done by placing a 2 meter long piece of pipe into a location in the model where pipe errors exist. Results show that a diameter reduction or insertion of singular losses in such a pipe gives major effects on the hydraulic properties of the network. Mannings roughness is a property which doesn't give any particular effect on a short piece of pipe, but gives greater effects when used on longer pieces or the network as a whole.

Calculations by use of MATLAB have been executed to look at the head loss given specific singular loss coefficients and their effect on a pipe network.

The pipe errors in the Søråsen catchment have been mapped, and it is found obvious flaws with pipe inspections in general, in terms of being able to make hydraulic considerations. Pipe inspections are heavily focused on the structural aspects, leaving the important hydraulic parameters to oblivion. It has been concluded that to be able to give a complete hydraulic perspective based on pipe inspections alone, the following elements must be included in the pipe inspection portfolio:

- Pipe inlet and outlet heights
- Pipe roughness
- Reference value of water level

It has been proposed an approach of connecting pipe inspection data and hydraulics. Singular loss coefficients for pipe errors of a given type and degradation does not exist, and these are not easily obtained by simple mathematical calculations. To solve this, a numerical solution of Navier-Stokes equations (the 6th most difficult mathematical problem for analytic solution), and the work is left to further investigation.

IV. Ordforklaringer

CCTV	Closed Circuit Television (Brukt om TV-inspeksjoner av rør i denne oppgaven)
CFD	Computational Fluid Dynamics
DiVA	Digital VA-forvaltning
ha	Enhet: Hektar
IVF	Intensitet, varighet og frekvens. Brukt om nedbørskurver.
MATLAB	Matematisk beregningsverktøy
pe	Enhet: person-ekvivalenter
RIN	Rørinspeksjon-Norge
SOSI	Samordnet Opplegg for Stedfestet Informasjon
SSA	Storm and Sanitary Analysis
SWMM	Storm Water Management Model
VA	Vann og avløp
VEAS	Vestfjorden Avløpselskap – avløpsrenseanlegg for blant annet Oslo

1 Innledning

Vann- og avløps-nettet i Norge er i dårlig forfatning, og vedlikeholdsbehovet blir stadig større. Dette ble bekreftet i rapporten "State of the Nation" (RIF 2010) hvor avløpsnettet i Norge får karakteren 2 på en skala fra 1 til 5, hvor 5 er best. Senest i nyhetene den 5. Mars 2013 (NRK 2013), med grunnlag i en ny rapport fra Norsk Vann (Ødegård, Persson et al. 2013) kom det fram at det totale oppussingsbehovet i Norsk VA-sektor fram til 2030 er på hele 490 mrd kroner.

Så lenge det er vann i kranen er det få som tenker på hvor vannet kommer fra, eller hvor det forsvinner. I en undersøkelse av nyere dato (Lindholm, Bjerkholt et al. 2012) kom det fram at hele 68 % av alt vann som kommer inn til norske avløpsrenseanlegg er fremmedvann (regnvann / grunnvann og annet vann som ikke trenger rensing). Til sammenligning er disse tallene 33 % for Danmark, 29 % for Finland og 58 % for Sverige. Den store andelen fremmedvann skaper utfordringer for renselanleggene som må ta imot og behandle store mengder vann som ikke nødvendigvis hadde trengt rensing. Store belastninger på renselanleggene skaper overløpshendelser, og fører til at urensset vann sendes direkte ut i åpne bekker, elver og innsjøer. Dette vil kunne ødelegge det økologiske livet i resipienten og skape smitekilder som igjen vil belaste samfunnet i forhold til økt sykefravær. Sykefravær som skyldes vannbåren smitte har vist seg vanskelig å beregne, men i henhold til (Folkehelseinstituttet 2013) og (Kuusi, Aavitsland et al. 2003) er det estimert at et sted mellom 225 000 og 400 000 arbeidsdager går tapt årlig i Norge grunnet forurenset drikkevann. Ifølge Statistisk sentralbyrå (Berge and Mellem 2011) har forurensningsutslipp fra norske renselanlegg økt med i overkant av 10 % siden år 2000.

Det økende utslippet av næringsstoffer fra renselanlegg kan kobles sammen med klimaendringer. Det forventes at dette vil føre til mer regn og større avrenning enn hva som er sett tidligere. Mer regn fører til mer fremmedvann i avløpsnettet, og utslippene fra renselanleggene vil bli større. De fleste håndbøker og veiledere anbefaler derfor at alle dimensjoneringsgrunnlag og betraktninger multipliseres opp med en klimafaktor for å ta høyde for fremtidige klimaendringer. Denne er i Norge anbefalt til et sted mellom 1,3 – 1,5 (Lindholm, Endresen et al. 2012) ut fra varierende dimensjonerende gjentakintervall.

I norske kommuner foreligger det hovedplaner og saneringsplaner i varierende grad for utbedringen og utbyggingen av VA-nettet. De fleste kommuner har hovedplaner, men saneringsplanene er som oftest delvise eller i form av bruddplaner/øyeblikkstiltak (Norconsult 2012). Det foreligger som oftest to grunner for å rehabilitere et rør:

- Mekaniske svakheter / bruddfare
- Hydrauliske problemer – dårlig selvrensing

Av disse to er det som regel kun de mekaniske forholdene som betraktes ut fra rørinspeksjonsdata. Denne oppgaven skal prøve å lage en kobling mellom de hydrauliske utfordringene og data som er tilgjengelig gjennom rørinspeksjoner. Oppgaven gjennomføres som en del av forskningsprosjektet Digital VA-forvaltning (DiVA).

1.1 Digital VA-forvaltning - DiVA

DiVA er et forskningsprosjekt i regi av Norconsult som skal gjennomføres i perioden 2012 – 2016. DiVA skal være et verktøy som skal kunne assistere i utarbeidelsen av saneringsplaner for kommuner. Dette prosjektet er et samarbeidsprosjekt mellom 11 private aktører, heriblant Norconsult og en rekke Norske kommuner. Et internt høringsnotat beskriver visjonen om DiVA slik:

"Målet med prosjektet er å lage et effektivt, praktisk verktøy som skal hjelpe den enkelte kommune med å finne ut hvilken informasjon kommunen trenger for å kunne legge en bærekraftig plan for forvaltningen av ledningsnettene slik at de i neste omgang skal kunne prioritere tiltak ut fra et kost/nytte perspektiv."

Slik det er i dag har få kommuner kompetanse og ressurser til å holde god oversikt over nødvendige utbedringer og har en handlingsplan å forholde seg til. De fleste kommuner har et begrenset handlingsrom når det kommer til VA, og resultatet av dette vil være et utbedringsmønster som skjer noe tilfeldig og ofte basert på akutte behov uten langsiktig planlegging. DiVA vil være et hjelpemiddel i disse tilfellene.

Forhåpentligvis vil det ferdige produktet av denne masteroppgaven gi en kobling mellom eksisterende graderingssystem for rørinspeksjoner, og en vekting av hydrauliske evner til avløpsledninger.

1.2 Problemstilling

Målet og delmålet som er formulert for denne oppgaven er:

- Finne parametere som vil være avgjørende og mest beskrivende for den hydrauliske evnen til rørledninger med problemer.
 - Se om det er en sammenheng mellom rørinspeksjonsklassifisering og hydraulisk klassifisering av et område eller et sett med rør.

1.3 Begrensninger

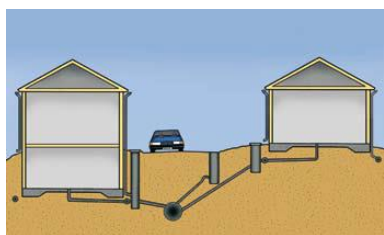
Denne oppgaven er begrenset ved kun én case-studie, og alle simuleringer er kjørt i SSA. Det er tatt et utvalg av rørinspeksjoner av varierende type for å komme med en sammenheng for klassifisering av rørfeil og hydrauliske evner. Oppgaven begrenser seg til kun å omhandle avløpsrør. Fordi avløpsrør som oftest ikke er under trykk og består av andre materialer enn drikkevannsrør, kan det som fremkommer i denne oppgaven ha begrenset relevans i forhold til drikkevannsrør.

Det gjøres ikke betraktninger av strukturelle konsekvenser og levetiden til rør basert på påviste rørfeil i denne oppgaven.

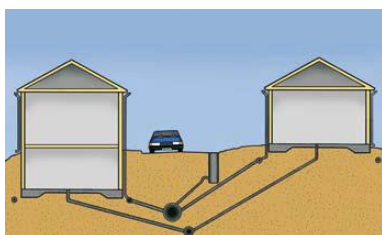
2 Teori

2.1 Avløpssystemer i Norge

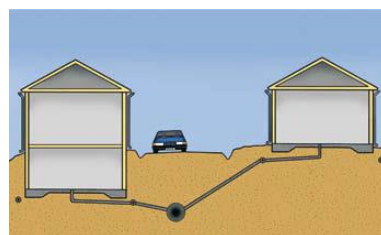
I Norge er det i all hovedsak to typer avløpssystemer: Fellesavløp og separatsystem. I et fellesavløp vil både avløpsvann fra husholdningen (spillvann) og regnvann (overvann) renne i samme rør og til rensesanlegg. Dette er illustrert i Figur 2-1. I et separatsystem er disse to seksjonene separert, slik at spillvann og overvann renner hver for seg (2-rørs-system). En annen variant av et separatsystem avleder overvannet i åpne grøfter og kanaler (1-rørssystem) og tar kun hånd om spillvannet.



Figur 2-1: Felles-system der både overvann og spillvann ledes til samme rør



Figur 2-2: Separatsystem med lukket håndtering av overvann (2-rørs-system)



Figur 2-3: Separatsystem med åpen håndtering av overvann (1-rørs-system)

Alle figurene over er hentet fra (Svensk-vatten 2007)

Fordelene med et separatsystem er tydelige:

- Mindre rensbehov hos avløpsrensanlegg
- Mindre fare for kjelleroversvømmelser

Fellessystemet er noe som i dag i stor grad henger igjen fra tidligere tider. Man prøver i dag å erstatte fellessystemer med separatsystemer. Dette er veldig kostbart, og skjer som oftest kun ved totalreovering av et ledningsstreck.

2.2 Beregning av avløp fra husstander

I sammenheng med dimensjonering av fellesledninger for avløp vil vannføringen i ledningen alltid bestå av to komponenter: spillvann og overvann. I dimensjoneringsøyemed er definitivt overvannsmengden den største. Spillvannsmengden beregnes som oftest ut fra tilknyttet befolkning. Den dimensjonerende vannmengden Q_{maks} er da angitt ved (Pipelife 2007):

$$Q_{maks} = Q_{mid} \cdot f_{maks} \cdot k_{maks} \quad 2-1$$

Q_{maks} : Beregnet gjennomsnittlig vannforbruk som går til avløp, basert på antall personekvivalenter.

f_{maks} : Døgnfaktor for maksimal vannføring.

k_{maks} : Timefaktor for maksimal vannføring.

Vannføringen man får fra denne beregningen utgjør grunnlasten i det et fellessystem må håndtere. Døgnfaktor og timefaktoren er gjerne erfaringsmessige verdier som fastsettes hos hver enkelt kommune. Vanlige verdier for timefaktor og døgnfaktor er vist i Tabell 2-1.

Tabell 2-1: Maksimale døgn- og timefaktorer. Hentet fra (Ødegaard-redaktør 2012)

Type bebyggelse	Døgnfaktor, f_{maks}	Timefaktor, k_{maks}
Fritidsområder (campingplasser, fritidshus og lignende)	2,0 – 4,0	2,0 – 4,0
Spredt eller samlet bebyggelse med overveiende landbruksvirksomhet	2,0 – 3,0	2,0 – 3,0
Mindre samlet bebyggelse med overveiende byvirksomhet	1,5 – 2,0	1,5 – 2,5
Større samlet bebyggelse med differensiert byvirksomhet	1,3 – 1,5	1,5 – 1,7

2.3 Nedbørsberegninger – hydrologiske avrenningsmodeller

Hydrologi er et viktig tema i dagens klimadebatt. Våtere, varmere og villere er blitt et slagord i denne sammenheng. Hydrologi er i all hovedsak læren om vannets kretsløp. I beregninger for fremtidige kapasitetsbehov i avløpsnett er hydrologiske modeller helt nødvendig for å kunne ta riktige beslutninger for oppgradering, bygging og sanering av eksisterende nett. Det finnes i dag flere slike modeller som brukes i beregninger for avrenning i urbane strøk. Denne oppgaven bruker begge de to hovedgrenene av modeller: Den rasjonelle metode for direkte anvendelse av IVF-kurver, samt EPA SWMM sin nedbørsmåler-versjon hvor det er påkrevd en nedbørsmåler i modellen med et tilhørende regnhyetogram.

For å modellere avrenning må det tas høyde for både overflatevann, grunnvann og nedbør. Disse samspiller gjennom faktorer som:

- Avrenningskoeffisient
- Overflateruhet
- Grunnvannsmagasin
- IVF-data for nedbør
- Magasineringsevne
- Arealreduksjonsfaktor

I Norge er hele 5 % av landarealet ferskvann, og avrenningen tilsvarer 320 000 liter per person per døgn (l/pd). Det er 10 ganger mer enn gjennomsnittet i verden (Ødegaard-redaktør 2012). I denne sammenheng har vi overflod av nedbør, og et av de dårligste avløpsnettene i Norden (Lindholm, Bjerkholt et al. 2012). For å unngå overløpshendelser og kjelleroversvømmelser er det viktig å sørge for god hydraulisk kapasitet i avløpsnett til enhver tid.

2.3.1 Avrenningskoeffisient og andel deltagende flater

Avrenningskoeffisienten tar for seg forholdet mellom avrenningen fra et område og nedbøren over samme område (Lindholm, Endresen et al. 2012). Avrenningskoeffisienten er et sentralt begrep innen overvannsberegninger, og er som oftest den av variablene som gir størst utslag i en modell.

Et areal består ofte av både impermeable og permeable flater. De impermeable flatene er som oftest de som fører til høyere avrenningskoeffisient.

Tabell 2-2: Eksempel på avrenningskoeffisienter for gitte flatetyper

Type flater	ϕ
Tak	0,8 – 0,9
Asfalterte veger og gater	0,7 – 0,8
Grusveger	0,4 – 0,6
Plen	0,05 – 0,1

Avrenningskoeffisienten for et område kan beregnes nøyaktig dersom man kjenner de forskjellige andelene av flatetyper. En midlere avrenningskoeffisient kan da beregnes slik:

$$\phi_{midl} = \frac{\phi_1 A_1 + \phi_2 A_2 + \dots + \phi_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad 2-2$$

I veilederen fra Norsk vann (Lindholm, Endresen et al. 2012) er det oppgitt veiledende verdier for ulike typer overflater som vist i Tabell 2-2. I en rapport av (Lindholm 2013) foreslås det også å ta høyde for hvor stor andel av de impermeable flatene som faktisk bidrar til overvannsavrenning for et lukket system. Det kan antas at annethvert hus i et villastrøk for eksempel vil kaste vannet fra taknedløpet ut på åpen gressplen, og dermed til de permeable flatene. Dette vil minske det totale bidraget og dermed minske den endelige avrenningskoeffisienten. Foreslåtte verdier er vist i Tabell 2-3. Det finnes mange forskjellige kilder for slike tall, men de har alle samme størrelsesorden.

Tabell 2-3: Foreslåtte verdier for andel tette flater og deres tilsvarende deltagende andel. (Lindholm 2013)

Type område	Tette flater i % av totalt areal	Andel deltagende tette flater
Villa / eneboliger	20 %	0,55
Rekkehus	40 %	0,6
Blokk	60 %	0,7
Kontorområder	80 %	0,9
Industriområder	80 %	0,9
Sentrumsområder	80 %	0,9
Veger	100 %	1

2.3.2 Den rasjonelle metode

Den rasjonelle metode er en metode for å gjøre enkle manuelle beregninger av regnet som faller på et felt. Grunnlaget for den rasjonelle metode ble lagt av (Kuichling 1889), i hans beregninger for å estimere avrenning fra små urbane nedslagsfelt. Utgaven av den rasjonelle metode som brukes i dag ser slik ut:

$$Q = \phi \cdot i \cdot A \quad 2-3$$

- Q : Dimensjonerende vannføring
- ϕ : Avrenningskoeffisient
- i : Regnintensitet
- A : Areal

På grunn av forventede klimaendringer er det også mer og mer vanlig å justere den rasjonelle metode med en klimafaktor for å ta høyde for økt avrenning.

$$Q = \phi \cdot i \cdot A \cdot k \quad 2-4$$

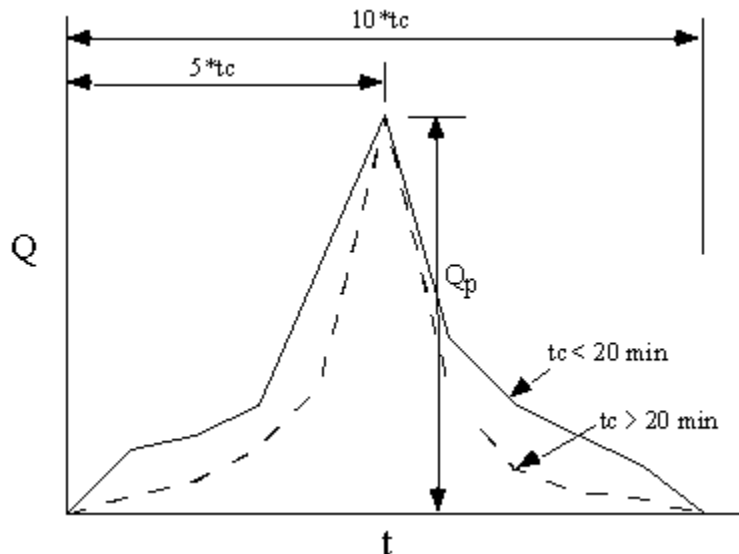
- k : Klimafaktor (typisk 1,3 – 1,5)

2.3.3 Tre versjoner av den rasjonelle metode for bruk i modellering

Det er utarbeidet flere versjoner av den rasjonelle metode, i SSA brukes tre forskjellige versjoner av den: Den rasjonelle metode, modifisert rasjonell, og DeKalbs rasjonelle metode. Felles for alle er at de bruker IVF-kurver som grunnlagsdata for beregning av nedbør (Autodesk 2011). Andre

modelleringsmetoder bruker nedbørsmålere og tilhørende regnhyetogrammer for å beregne nedbør. Fordelen med de rasjonelle metodene er da at man slipper å konstruere et regnhyetogram.

De tre variasjonene av **den rasjonelle metode** har alle sine svakheter og fordeler. Den rasjonelle metode skal i all hovedsak benyttes til å beregne spissavrenning, og må ikke brukes til å beregne fordrøyingsbehov. Den bruker den kalkulererte konsentrasjonstiden til å finne spissavrenningen i et gitt punkt. I modellering-sammenheng benytter den rasjonelle metode konsentrasjonstiden til hvert enkelt delfelt, og fordeler volumet av et kasseregn for denne konsentrasjonstiden over dette intervallet.



Figur 2-4: Illustrasjon av DeKalbs metode, hentet fra (EMS 2013)

For å beregne størrelsen på fordrøyingsbassenger kan den **modifiserte rasjonelle** metode benyttes. Denne tillater at man setter en varighet på regnet og bruker ut fra dette et kasseregn med intensiteten som hentes fra IVF-kurven for det angitte tidsspennet. Dette gir så en akkumulasjon i fordrøyingsmagasinene slik at korrekt volum kan finnes.

DeKalbs rasjonelle metode er en annen vri på den modifiserte rasjonelle metode. Denne baserer seg på konsentrasjonstiden for hvert delfelt, og konstruerer så nedbørshendelsen basert på faktorer ganget konsentrasjonstiden (se Figur 2-4). Denne gir et annet bilde av en regnhendelse enn et kasseregn, og dette bildet stemmer også bedre med virkeligheten enn hva et kasseregn gjør.

2.3.4 Konsentrasjonstid for et nedbørsfelt

Konsentrasjonstiden er tiden det tar før arealet som befinner seg lengst unna bidrar med vann til utløpet av nedbørsfeltet. Konsentrasjonstiden er dermed sammensatt av to elementer: tilrenningstiden på overflaten og strømningsstiden i rørene.

$$t_k = t_t + t_s \quad 2-5$$

- t_k : Konsentrasjonstid
- t_t : Tilrenningstid på overflaten
- t_s : Strømningsstid i rør

For enkle beregninger av disse er det vanlig å anvende en vannhastighet i rørene (kanalisert strømming) på 1,5 – 2 m/s (Ødegaard-redaktør 2012) slik at strømmingstiden i rør blir tilsvarende lengde/hastighet. Tilrenningstiden for ytterste punkt i feltets vannskille til nærmeste sluk avtar med regnintensiteten og terrengfallet, og er proporsjonal med strømningsavstanden. Den anslås vanligvis til 3-7 minutter i urbane områder.

I forbindelse med modellering er et nedbørsfelt som regel inndelt i mindre delfelt. For å beregne de indre konsentrasjonstidene i feltene bruker modell-verktøyene flere ulike formler for dette.

Kirpich fant i 1940 at det var en klar sammenheng mellom konsentrasjonstiden og lengden og helningen for et felt (Kirpich 1940). I senere tid er denne sammenhengen formalisert, og formelen som anvendes for beregning av konsentrasjonstid for kanalisert strømming kan sees i formel 2-6.

$$t_s = 0,0195 \left(\frac{L^{0.770}}{S^{0.385}} \right) \quad 2-6$$

L : Strømningslengde for ikke-kanalisert strømming

S : Helning (slope) på feltet (tall fra 0 – 1)

Kerby har kommet med en tilsvarende formel for tilrenningstid over land. Denne er gjengitt i formel 2-7.

$$t_t = 1,44 \frac{(L \cdot N)^{0.467}}{S^{0.235}} \quad 2-7$$

N : Dimensjonsløs retardasjonskoeffisient (0,02 – 0,80 for hhv asfalt og tett gress/skog) for ulike overflatetyper.

Fra en online manual (Mark A. Marek 2011) anbefales det å benytte seg av Kerby-Kirpich metode (altså begge to) for å beregne konsentrasjonstiden for et felt. Kirpich bør brukes for å estimere tilrenningstid for det som kan antas som kanalisert strømming (grøftkanter ol.), og Kerby for overflatestrømming.

EPA SWMM benytter seg av den **kinematiske bølge**-formelen for beregning av konsentrasjonstid. Kinematisk bølge er en avansert beregningsmetode som tar høyde for både Mannings-ruhet, regnintensitet, helning og størrelse på feltet.

$$t_k = 0.94 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}} \quad 2-8$$

L : Strømningslengde (fot)

n : Mannings ruhet

i : Regnintensitet (tommer / time)

S : Helning (slope) på feltet

2.4 Ruhet i rør og kapasitetsberegning

Overflaten i nye, så vel som gamle rør, spiller inn på kapasiteten for vannføringen i røret. Det brukes i all hovedsak to forskjellige metoder for å angi ruheten i rør. Det mest vanlige i Europa er å oppgi en k -faktor for røret. Dette er et tall på ruheten i røret oppgitt i millimeter. Vanlige k -verdier ligger mellom 0,015 – 3 for vanlige rør. En annen faktor som er veldig mye brukt i Amerika og England er Mannings ruhet. Dette er det inverse Mannings-tall, som vist i formel 2-9.

$$n = \frac{1}{M} \quad 2-9$$

Mannings ruhet er et tall som ligger i området 0,01 – 0,03. I beregning av ruhet må det tas hensyn til om det er laminær eller turbulent strømming. I alle praktiske øyemed kan det antas turbulent strømming, og laminær strømming omtales derfor ikke i denne oppgaven. Sammenhengen mellom Mannings ruhet og k -faktoren er gitt ved formlene 2-10 og 2-11.

$$k \text{ må oppgis i meter} \quad n = \frac{k^{\frac{1}{6}}}{25,4} \quad 2-10$$

$$k \text{ må oppgis i meter} \quad k = (25,4 \cdot n)^6 \quad 2-11$$

Når både k og n er tall mindre enn 1 - én - vil det umiddelbare inntrykket av forskjellen være liten. Derimot vil selv liten endring i Mannings ruhet (n) tilsvare en stor endring i k -faktoren. For å beregne gjennomstrømningshastigeten og dermed maksimalkapasiteten til avløpsrør er det vanlig å bruke Colebrook-Whites formel. Dette er en halvempirisk formel og et eksempel på denne vises i formel 2-12. Denne kan brukes videre sammen med kontinuitets-ligningen ($Q = VA$) og bestemme nødvendige diametere på rør når man kjenner fallet og ruheten.

$$V = -2(2gDS)^{\frac{1}{2}} \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,5v}{D(2gDS)^{\frac{1}{2}}} \right) \quad 2-12$$

Da ruhet og dens innvirkning på hydrauliske evner er av stor betydning i denne oppgaven er det vist et regneeksempel nedenfor som illustrerer konsekvensen av små endringer i Mannings ruhet. Dette vises i formlene 2-14. Grunnlaget for utregningen vises under, og alle eksemplene har samme diameter og fall på ledningen.

Grunnlag for regneeksempel	
Indre diameter	1000 mm → 1 m
Fall på ledning	0,005 m/m

k oppgitt i mm (vanlig praksis)	Liten motstand	$k = 0.05 \rightarrow n = 0.0076 \rightarrow M = 132$	2-13
	Middels motstand	$k = 1.00 \rightarrow n = 0.0124 \rightarrow M = 81$	
	Høy motstand	$k = 3.00 \rightarrow n = 0.0150 \rightarrow M = 67$	

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,005} \log \left(\frac{\left(\frac{k}{1000}\right)}{3,7} + \frac{2,5 \cdot 1,01 \cdot 10^{-6}}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,005}} \right) \quad 2-14$$

$k = 0.05$	$Q = VA = 2,92 \cdot 0,79 = 2,29 \text{ m}^3/\text{s}$
$k = 1.00$	$Q = VA = 2,23 \cdot 0,79 = 1,75 \text{ m}^3/\text{s}$
$k = 3.00$	$Q = VA = 1,93 \cdot 0,79 = 1,52 \text{ m}^3/\text{s}$

Fra dette fremgår det at k -verdien kan gi store utslag i tilgjengelig kapasitet i røret. En viktig spesifisering er at et lavt Mannings tall (M) gir en høyere ruhet (flere hindringer), og dermed må

justeres ned i sammenhenger med større hindringer i rør. Tilsvarende må Mannings ruhet (n) økes i tilfeller hvor rørinspeksjoner indikerer hindringer i rørene.

En tabell for vanlige ruhetsfaktorer er gjengitt i Tabell 2-4. Tilsvarende n -verdier og M -verdier er også beregnet og oppgitt for å bedre vise sammenhengen mellom disse.

Tabell 2-4: Eksempler på rørruheter k (Tabell 7 og 8 i (Hafskjold 2009)) ved en vannhastighet på 0,7 – 1,2 m/s og fellesavløp. Videre vises deres korresponderende n - og M -verdier.

Rørmateriale	k -verdi [mm]	n -verdi	M -verdi
Plastrør (PVC, PE, etc.)	0,5 – 2,0	0,0111 – 0,0140	90 – 71
Betongrør	0,5 – 6,0	0,0111 – 0,0168	90 – 60
Keramikk / leirrør	0,3 – 3,0	0,0102 – 0,0150	98 – 67

I henhold til (Hafskjold 2009) bør ruheten sees i sammenheng med flere andre faktorer for å tilnærme seg en mer praktisk ruhet, også kjent som sandruhet. Det er flere forhold som tar for seg den praktiske ruheten til en avløpsledning (hentet direkte fra (Hafskjold 2009)):

- Vannhastighet: lavere ruhet med økende vannhastighet.
- Fyllingsgrad: lavere ruhet med økende fyllingsgrad, fyllingsgraden jevner også ut forskjeller i ruhet mellom ulike materialer.
- Materiale: Plastrør har i noen situasjoner lavere ruhet enn betongrør, som ved lav vannføring for spillvann og fellesledninger.
- Tilstand: Dårlig anleggsutførelse kan gi svanker, sedimenter reduserer kapasiteten.
- Type ledning: Spillvannsledninger har generelt høyere ruhet enn overvannsledninger, med mindre overvannsledningen fører mye sand.
- Utvikling over tid: Biofilm bygger seg opp i løpet av noen måneder. I et lengre perspektiv bør man ta hensyn til at ledningens tilstand og andre forhold nevnt over vil forandre seg over tid, for eksempel kan en ledning som legges i dag være i dårligere stand om 20 år.

For å forenkle modellering og bruk av ruhet anbefaler Norsk vann å bruke praktisk ruhet og dermed slippe å ta høyde for singulærtap som sedimenter og rørfeil.

2.5 Skjærspenning og selvrensing

En av de viktige faktorene for et avløpsrør er selvrensing. Et rør må ha gode selvrensende egenskaper for å unngå at det tettes igjen, og at kloakken stopper opp. Selvrensing bør forekomme minst en gang i døgnet. Selvrensingen bør vare en time eller 10 % av døgnet (Pipelife 2007). I veilederen fra Pipelife settes derfor vannføringen ved selvrensende tilstand settes derfor slik:

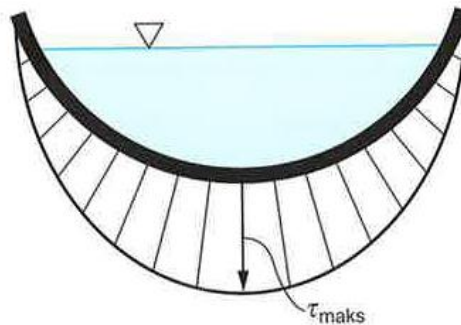
$$Q_{selvrens} = \alpha \cdot Q_{mid} \quad 2-15$$

Denne faktoren α er et tall større enn 1, som varierer med størrelsen på avløpsnettets og antall tilknyttede pe:

$$\alpha (200 \text{ til } 3000 \text{ pe}) = 1 + \frac{23}{\sqrt{pe}}$$

$$\alpha (> 3000 \text{ pe}) = 1.43$$

Vi skiller mellom jevnt fordelt skjærspenning, og maksimal skjærspenning. Den jevnt fordelte skjærspenningen, τ_0 , er den gjennomsnittlige skjærspenningen av den våte periferien. Maksimal skjærspenning finnes i bunnen av røret slik som vist i Figur 2-5.



Figur 2-5: Fordelingen av skjærspenning i bunnen av et rør. Hentet fra (Ødegaard-redaktør 2012)

Når vann strømmet i en ledning, utøver vannet en slepekraft på rørveggen. Det er dette som er skjærspenningen, og som også gir opphav til selvrensing. Denne kraften oppgis som kraft per areal (N/m^2). Den generelle formelen for skjærspenningsberegning i rør kan uttrykkes som vist i formel 2-16. Den generelle formelen for skjærspenning forteller om den jevnt fordelte skjærspenningen, τ_0 , og er ikke like interessant som maksimal skjærspenning, τ_{maks} .

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot I \quad 2-16$$

- γ : Vannets spesifikke vekt (tetthet x gravitasjon)
- R : Hydraulisk radius (areal / våt periferi)
- I : Helning på røret (m/m)

Maksimal skjærspenning avhenger av delfyllingsgraden/vannføringen og fallet på et rør. I vanlige driftsituasjoner innen avløpsteknikken kan man i vanlige situasjoner ($0 < \frac{h}{d_i} < 0.25$) regne med at den maksimale skjærspenningen i bunnen av rør er som vist i formel 2-17 (Lysne 1976).

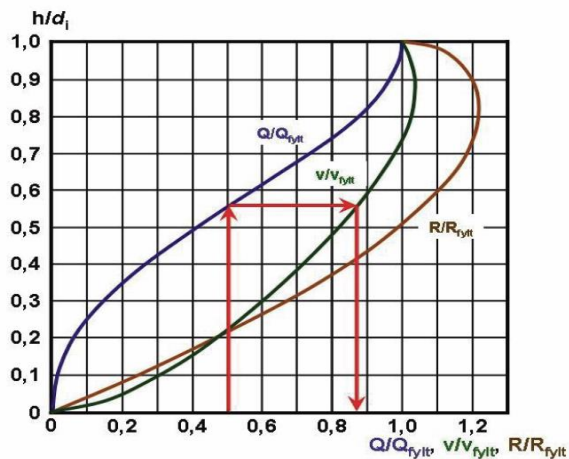
$$\tau_{maks} = \tau_{fylt} \cdot 4 \cdot \frac{h}{d_i} \left(1 - \frac{h}{d_i}\right) \quad 2-17$$

For å finne delfyllingsgraden av et rør kan dette leses av i diagram som vist i Figur 2-6. For å finne vannføringen ved en gitt delfylling kan dette beregnes ved Brettings formel:

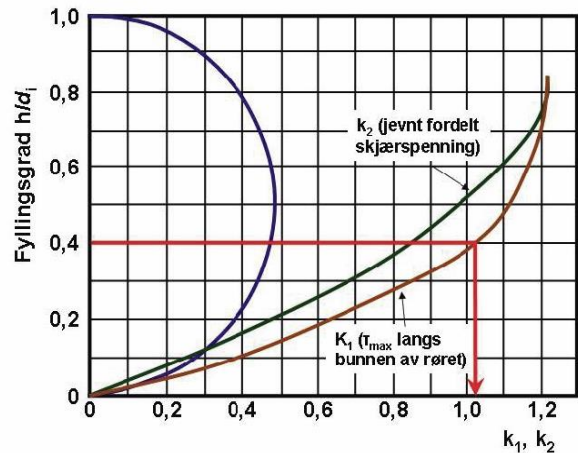
$$\frac{q}{Q_{fylt}} = 0.46 - 0.5 \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{h}{d_i}\right) + 0.04 \cdot \cos\left(2\pi \frac{h}{d_i}\right) \quad 2-18$$

- q : Vannføring ved delfylling
- Q_{fylt} : Vannføring ved fylt ledning
- h/d_i : Fyllingshøyde i forhold til innvendig rørdiameter





Figur 2-6: Relasjon mellom vannføring, vannhastighet og hydraulisk radius ved forskjellige delfyllinger.



Figur 2-7: Korreksjonsfaktor for maksimal skjærspenning (k_1) og jevnt fordelt skjærspenning (k_2) i delvis fylte rør.

Hentet fra (Pipelife 2007)

Basert på delfyllingen vil trykkhøyden som virker på rørbunnen variere, og skjærspenningen vil øke ved økt vannhøyde.

For å oppnå selvrensing må skjærspenningen (τ_{maks}) være større enn det som er oppgitt i Tabell 2-5.

Tabell 2-5: Anbefalte minimumsverdier for skjærspenninger (Norsk-Rørsenter 2007)

Fellessystem og overvannsrør	3 – 4 N/m ² for både plast og betongrør
Spillvannsledninger	2 N/m ² for både plast og betongrør

2.6 Singulærtap

I sammenheng med rørrinspeksjoner vil mange av de påviste rørfeilene kunne resultere i singulærtap i en rørstrekning. Singulærtap angis som vist i formel 2-19.

$$h_s = K_s \frac{v^2}{2g} \quad 2-19$$

- h_s : Singulært tap
- K_s : Singulærtapskoeffisient
- v : Vannhastighet [m/s]
- g : Gravitasjonskonstanten

Når singulærtapskoeffisienten er lik 1, vil det bety at hele vannets hastighetshøyde er tapt, og all energien fra vannhastigheten er borte.

2.7 Darcy-Weisbach

Darcy-Weisbachs ligning beskriver forholdet mellom friksjonsfaktor, diameter og vannhastighet for å beregne trykktapet (friksjonstapet) i en rørledning. Ofte oppgis ikke friksjonsfaktoren hos rørgrossister og rørprodusenter, så denne må bestemmes ut fra halvempiriske formler eller leses ut fra Moodys diagram. Under er Darcy-Weisbachs ligning presentert slik den er for fylte rør.

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad 2-20$$

Ofte i VA-sammenheng er det ønskelig å beregne dimensjoner ut fra ønsket vannføring. Darcy-Weisbach kan modifiseres ved vannbalanse-likningen for å fremstille en relativt enkel formel for beregning av diametere gitt en kjent vannføring, lengde og friksjonsfaktor.

$$D^5 = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot h_f} \quad 2-21$$

Slik det ofte er tilfelle i avløpsammenheng vil rørene som regel ikke være fylt. Skjærspenningen, vannhastigheten og følgelig friksjonstapet som da forekommer vil være annerledes enn for fylte rør. Den første kjente standardiserte formel for beregning av kanalisert strømning ble laget av Chezy rundt 1775 (Allen 1996) da han skulle bygge en vannforsyningskanal fra elven Yvette inn i Paris. For å vite at kanalen ville være tilstrekkelig for å frakte den ønskede vannmengden var det nødvendig å vite hastigheten på strømmen i kanalen (Newbury 1995). Han foreslo følgende relasjoner:

$$h_f = C_f \cdot \frac{L}{R_h} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad 2-22$$

$$v = C(RS)^{1/2} \quad 2-23$$

Den første av disse skiller seg fra Darcy-Weisbachs formel kun ved anvendelsen av den hydrauliske radiusen R_h og en noe annerledes friksjonskonstant. Darcy forenklet denne formelen for fylte rør da den hydrauliske radiusen tilsvarer $D/4$.

Videre foreslo Chezy en formel for gjennomsnittlig strømningshastighet. Et århundre senere foreslo Robert Manning, en irsk ingeniør, å modifisere Chézy's originale formel til det man i dag kjenner som Mannings formel:

$$v = M \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad 2-24$$

Mannings formel sier noe om vannføringen ved fri strømning i et rør/kanal, gitt ruheten og fallet. Det som kan vises i formel 2-24 er at et høyere Mannings tall vil gi økt vannstrømning, og følgelig økt vannføring.

2.8 Regnhyetogram

I mange sammenhenger er det nødvendig å konstruere et regnhyetogram fra en IVF-kurve. Dimensjonerende regn har aldri en konstant regnintensitet og ved å benytte et regnhyetogram beregnes et gitt regnforløp med en gitt intensitetstopp (Ødegaard-redaktør 2012). For å fremstille nedbør fra en IVF-kurve til et regnhyetogram må en først bestemme varigheten på regnet som skal benyttes, og deretter må tidssteg bestemmes for inndelingen av hyetogrammet. Varigheten bestemmes ved konsentrasjonstiden pluss tilrenningstiden for feltet som vist i seksjon 2.3.4.

Dersom steglengden velges til 2 minutter kan et regnhyetogram fremstilles symmetrisk om dens midtakse slik at arealet under kurven for de midterste 4 minuttene vil tilsvare volumet for det samme kasseregnet for et 4 minutters regn. På denne måten får man enkelt fremstilt flere nedbørshendelser (regn av forskjellig varighet) inne i den samme modell-kjøringen.

For å konstruere et regnhyetogram henter man først ut intensitetene for steglengden man har bestemt seg for. Disse er angitt i Tabell 2-6.

Tabell 2-6: Verdier fra IVF-data for 2 og 5 års gjentakintervall.

Gjentaks-intervall og mm/time	2	5
4 min.	71,4	90,4
8 min.	53,9	69,5
12 min	43,3	57,6
16 min.	37,1	49,0
20 min.	32,4	42,9
24 min.	29,8	39,3
28 min.	27,1	35,6
32 min.	25,0	32,8

Deretter bruker man formel for å beregne de resterende volumene for et kasseregnet av gitt intensitet og varighet. Utregningene ved en steglengde på 2 minutter blir som vist i formlene 2-25.

$$I_4 = 71,4$$

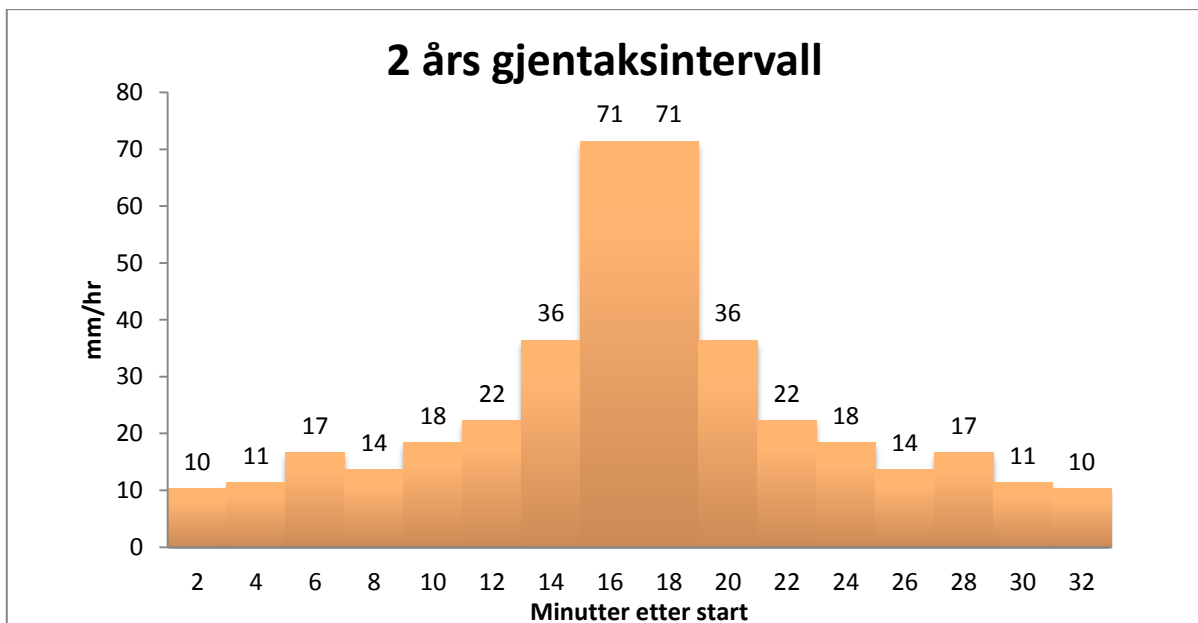
$$I_8 - I_4 = \frac{(I_8 \cdot 8 - I_4 \cdot 4)}{4} = \frac{53,9 \cdot 8 - 71,4 \cdot 4}{4} = 36,4$$

$$I_{12} - I_8 = \frac{(I_{12} \cdot 12 - I_8 \cdot 8)}{4} = \frac{43,3 \cdot 12 - 53,9 \cdot 8}{4} = 22,1$$

etc ...

2-25

Ved å plote disse utregnede verdienes sentrisk om midtaksen til regnet vil man få et regnhyetogram som representerer de regn som vil forekomme ved det valgte gjentakintervallet.



Figur 2-8: Regnhyetogram slik det er beregnet i eksempelet.

2.9 Infiltrasjonsevne – Hortons ligning

I modelleringen er Hortons ligning anvendt som infiltrasjonsmetode til grunnen. Hortons ligning kobler maksimal og minimal infiltrasjonsevne for et jordsmonn med økende metningsgrad ettersom jorden blir mer og mer mettet. Hortons ligning er vist i formel 2-26.

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad 2-26$$

$f(t)$: Infiltrasjon som funksjon av tid

f_c : Minimumsinfiltrasjon ved mettet jord [mm/time]

f_0 : Maksimal infiltrasjonsevne ved umettet jord [mm/time]

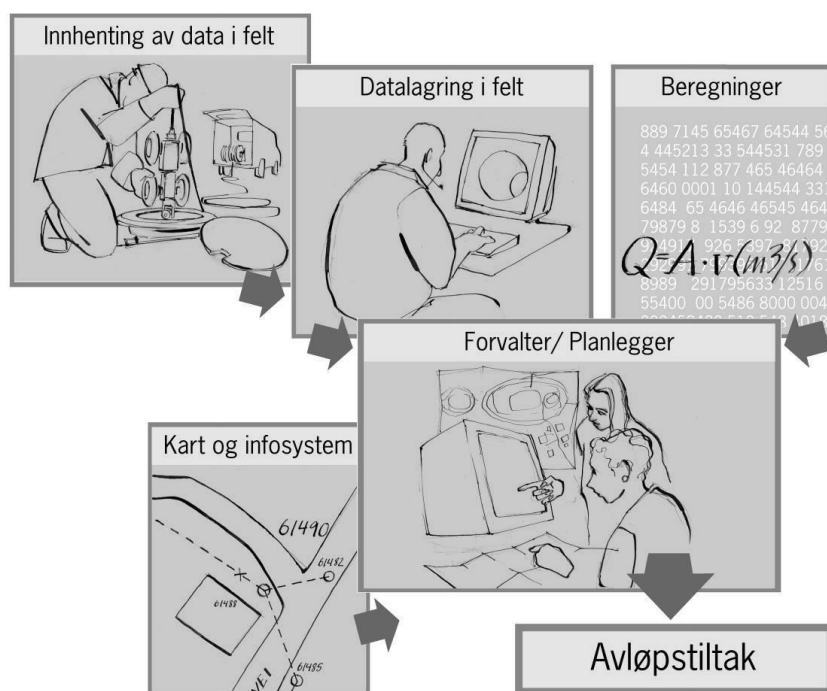
k : Konstant for avtagende infiltrasjonsevne

Ved starten av et regn kan det infiltreres tilsvarende maksimal infiltrasjonsevne som er oppgitt for jordsmonnet. Denne infiltrasjonsevnen avtar med tiden i henhold til Hortons ligning. Etter et lengre regn er metningsgraden nådd, og kun minimal infiltrasjonsevne er tilgjengelig.

2.10 Rørinspeksjoner

For å kartlegge tilstanden til avløpsledninger, er den mest anvendte metoden CCTV-inspeksjoner. En annen viktig komponent for kartlegging av lednings-tilstander er innrapporterte feil ved nettet. Dette kan være kjelleroversvømmelser, vond lukt og overløpshendelser. De fleste norske kommuner bruker i dag Gemini VA - dagbok for å kartlegge disse hendelsene.

Allerede rundt 1980 ble det laget dokumenter for gjennomføring av kontroll av avløpsledninger (PRA 19-1977, PTV 6-1979, PTV 17-1981). Et stort steg for standardisering av rørfeil skjedde i 1994, da RIN (Rørinspeksjon-Norge) ble opprettet (Bernhus, Nilssen et al. 2007). RIN er en interessegruppe for kommuner og private firma. Ettersom rørinspeksjoner har utviklet seg til å bli den dominerende metoden for å kartlegge tilstanden til avløpsnett har det vært nødvendig å utarbeide gode rutiner for å gi en god og helhetlig rapportering. Første gang det ble utgitt en veileder innen gjennomføring av rørinspeksjoner var i 1995 (NORVAR-rapport 54). I 1998 ble det utgitt en revidert utgave av denne. I Norden ble det i 2005 utarbeidet en felles mal for hvordan de ulike typene rørfeil skal kategoriseres (Bäckmann, Bergmann et al. 2005). Det er denne som er den gjeldende standarden som brukes for kartlegging av feil i rør i dag.



Figur 2-9: Illustrasjon for dataflyten ved rørinspeksjoner. Hentet fra (Bernhus, Nilssen et al. 2007)

Hensikten med en felles standard for innsamling av rørd data og felles rutiner er å heve kvaliteten på dataene, og dermed oppstår nye muligheter for hva man kan gjøre med dem. Den typiske arbeidsflyten ved tiltak på avløpsnett i dag er illustrert i Figur 2-9.

2.10.1 Kategorier av rørfeil

Rørfeilene vektet etter type skade, og graden av alvorlighet. Denne formen for vekting sier ingenting om konsekvensene som følger av en gitt skade, men er mer for å kartlegge tilstanden. Noen typer rørfeil (som f. eks rørbrudd og deformasjoner) vil kunne regnes som mer alvorlige enn andre (røtter og sedimenter), og vurderingen på hvorvidt tiltak bør gjøres må vektet ut fra hvilken type feil man står ovenfor.

Tabell 2-7 under viser de forskjellige feiltypene som brukes i kategoriseringen. Ettersom dette systemet er av relativt ny dato og slike koder ikke ble brukt på eldre rørinspeksjoner er det dermed tatt med de ekvivalente gamle beskrivelsene som ville beskrevet de samme feilene. Slik det fremkommer, finnes det ingen tilsvarende ekvivalent for mange av de nye kodene i de gamle formatene, noe som kan gjøre det vanskelig å beskrive utviklingen av et rør i konkret forstand.

Tabell 2-7: Oversikt over feilkoder ved rørinspeksjoner samt gamle ekvivalente beskrivelser.

Materialteknisk	Kode	Gammel ekvivalent beskrivelse (1993)
Deformasjon	DF	Røret knust, noe deformert
Sprukket rør	SR	Oppsprukket rør / Langsgående sprekker i hele rørets lengde
Korrosjon/slitasje	KO	Del av røret mangler
Produktfeil	PF	
Innstukket rør	IR	Påhugg / Innstukket rør
Tilkoplingsfeil	TF	Påhugg / Innstukket rør
Defekt gjenåpning av tilkobling	DG	

Defekt hattprofil	DH	
Synlig pakning	SP	Åpen skjøt
Forskjøvet skjøt	FS	Åpen skjøt / Forskjøvet skjøt
Defekt overgangsdeler eller punktrepasjon	DO	
Driftsmessige feil	Kode	
Røtter	RØ	Røtter
Utfelling/belegg	UB	
Sedimenter	SM	Stein/grus i røret
Hindring	HI	
Innsig	IS	
Konstruksjonskoder	Kode	
Tilkopling	TK	Påhugg
Plugget tilkopling	PT	Påhugg blendet
Punktrepasjon	PR	
Retningsendring	RE	
Tverrsnittsendring	TE	
Materialendring	ME	
Dimensjonsendring	DE	
Fallkum	FK	
Andre koder	Kode	
Inspeksjon avbrutt	IA	Avbrudd
Vannivå	VN	Fyllingsgrad
Vann fra stikkledning	VS	
Dårlig sikt	DS	

Tilstandene i et rør som er viktigst med tanke på hydrauliske betraktninger er i all hovedsak de som er driftsmessige feil. Her finner vi:

- Røtter
- Utfelling/belegg
- Sedimenter
- Hindringer

Alvorlige tilfeller av strukturelle feil vil også kunne påvirke de hydrauliske egenskapene, slik som:

- Deformasjon
- Sprukket rør
- Korrosjon / slitasje
- Innstukket rør
- Forskjøvet skjøt

I forhold til hydrauliske betraktninger er svanker også en meget viktig faktor. Svankene kan finnes ved profilvisninger av den registrerte kjøringen, men store variasjoner i registrert vannivå kan også være en god indikator på at en svank er tilstede.

2.10.2 Vekting av rørfeil

Gradangivelsen for feil på rør spenner fra 0 – 4, hvor 0 er ingen feil, og 4 er stor feil. For enkelte merknadstyper angis verdier i prosent (for eksempel vann-nivå i rør).

2.10.3 Fysisk indeks

I henhold til Norsk Vann - rapport 150 (Bernhus, Nilssen et al. 2007) benyttes det i dag tre klasser for vektning av rørenes tilstand: skadeklasser, funksjonsklasser og tiltaksklasser. Vektingen av klassene går fra en til fem, hvor en er meget god, og fem er ubrukelig.

Skadeklasser er den mest konkrete klassen. Denne baserer seg på en vektning av de ulike rørfeilene, og tilegner hver rørfeil en verdi for å angi skadepoeng. Et rør med mange skadepoeng vil havne i en dårligere skadeklasse enn et rør med få skadepoeng. I Norsk Vann – rapport 150 er det foreslått grupperingen av disse poengsummene inn i tilsvarende skadeklasser. Hver enkelt kommune velger gjerne sine egne grenseverdier for skadepoeng. De foreslåtte verdiene for skadepoeng fra Norsk Vann sin veileder er vist i Tabell 2-8.

Tabell 2-8: Foreslåtte skadeklasser og skadepoeng fra (Bernhus, Nilssen et al. 2007)

	Skadeklasse	Skadepoeng
Skadeklasse	S1 (Meget god)	0 – 10
	S2 (God)	11 – 20
	S3 (Dårlig)	21 – 40
	S4 (Meget dårlig)	41 – 99
	S5 (Ubrukelig)	> 99 eller at minst en av observasjonene har grad 4.

Funksjonsklasser sier mer om hvilken tilstand røret har, og er dermed langt mer interessant for denne oppgaven. Funksjonsklassen bygger på poengene fra skadeklassen, og forteller om hvor godt rørledningen er i stand til å transportere avløpsvann. Når det oppstår hydrauliske problemer, eller når avløpsvannet ikke blir transportert dit det skal, har ledningen nedsatt funksjonsevne. Funksjonsevnen til et avløpsnett er i hovedsak bestemt ut fra kapasiteten, tettheten, evnen til selvrensing og driftssikkerhet. Slik det er foreslått i rapporten fra Norsk Vann bør funksjonsklassen bestemmes ut fra skadepoeng, driftssikkerhet, kapasitet og tetthet. De tre sistnevnte bestemmes ut fra registrerte og antatte forhold.

Tiltaksklasser uttrykker behovet for tiltak på et gitt ledningsstrek. Dette er avhengig av begge de foregående klassene, samt en rekke andre forhold. Hvis to ledninger har samme tilstand, men kloakkstopp i den ene ville gitt små konsekvenser (dvs få abonnenter, ingen nærliggende kjellere etc) vil denne havne i en lavere tiltaksklasse enn den andre ledningen hvor konsekvensene ville vært større. Det er også aktuelt å ta for seg forhold som miljøaspekter og påvirkning av resipienter, samt utfordringer rundt driftsforhold. Dette kan være spesielle drifts- eller vedlikeholdsbehov som økt tilsynsbehov, negativ innvirkning på arbeidsmiljø eller forhold som skaper nabosjenanse.

Alle de tre nevnte klassene er med på å skape en felles forståelse av tilstanden i ledningsnettet. Av de tre klassene er det funksjonsklassen som er av størst relevans og interesse for denne oppgaven.

3 Metode

Det er utført en hydraulisk analyse av tv-inspiserte rør ved bruk av modell i SSA og ved å koble de hydrauliske egenskapene opp mot eksisterende/påviste rørfeil. Det er forsøkt å lage en vektet prioritering basert på eksisterende rørinnspeksjonsdata i forhold til hydrauliske egenskaper og vedlikeholdsbehov.

3.1 Bakgrunnsmateriale

Det ble gjennomført litteraturundersøkelse med mål om å skaffe et bredt og godt grunnlag for oppgaven. Det er brukt både nasjonale og internasjonale kilder som er funnet relevant for oppgaven. Rørinnspeksjoner ble startet opp på 70-tallet, siden da har det skjedd mye utvikling på området, og det er fokusert på å anvende litteratur av nyere dato i denne sammenheng. Feilklassifisering av rørinnspeksjoner har endret seg mye inntil standardiseringen ble gjort i 2005. Hydraulikkteori som ligger til grunn for beregninger har endret seg lite og er velkjent. Disse kildene er like gode som noen andre, og brukt like gjerne som nyere litteratur. Litteraturen som er blitt brukt er i hovedsak publiserte artikler og rapporter.

I forbindelse med kartlegging av gamle rørinnspeksjonskoder og metoder å inspisere rør på før standarden fra 2005, ble det gjort samtaler med personer som har erfaring med rørinnspeksjon før standardiseringen. Noe informasjon er også innhentet via e-post.

3.2 Inspeksjoner og befaring

Ved innstallering og montering av vannføringsmålere ble det gjort befaring under installasjon. Ellers ble det dratt på befaringer i Søråsen-feltet for å få bedre oversikt over potensiell avrenning og andel tette flater.

3.3 Data-innsamling

I vurderingen av rørfeil og kvaliteten ved rørinnspeksjoner ble det samlet inn data fra Bærum kommune. Dataene som ble hentet inn representerer i all hovedsak betongrør i leirholdige omkringliggende masser, men med varierende leggealder. Basert på mengden rør i Norge er dette et begrenset datasett, men det antas at det kan trekkes slutninger som vil være representative for norske forhold.

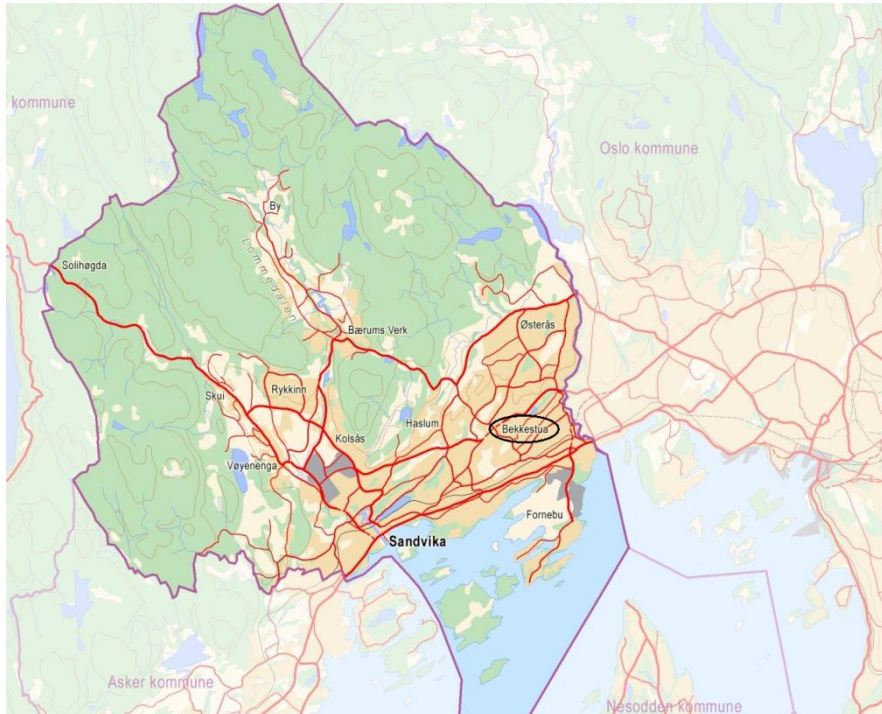
Kartdata som er hentet inn kommer fra Gemini VA-databasen til Bærum kommune. Disse dataene kan være mangelfulle, og er beheftet med noe usikkerhet. I flere av kummene i modellen som er brukt i denne oppgaven er det derfor hentet inn direkte innmålinger og kum-kort for å kvalitetssikre dataene.

3.4 Pre-test i modellering, Bogstadveien

Det er kjørt modellering av et lite delfelt i Bogstadveien for at forfatteren skulle få økt kunnskap innen modellering av nedbørsfelt og avrenning ved bruk av SSA. Lærdom trukket fra dette går i all hovedsak på de forskjellige typene modelleringsmetodene, formlene og forutsetningene som ligger til grunn for dette. Denne pre-testen beskrives ikke ytterligere i denne oppgaven.

3.5 Case-studie Søråsen

Det er gjennomført en case-studie av Søråsen nedslagsfelt for å vurdere forhold mellom rørinspeksjoner og hydrauliske funksjonsevner i rør. Dette kapittelet tar for seg fremgangsmåten for case-studiet.

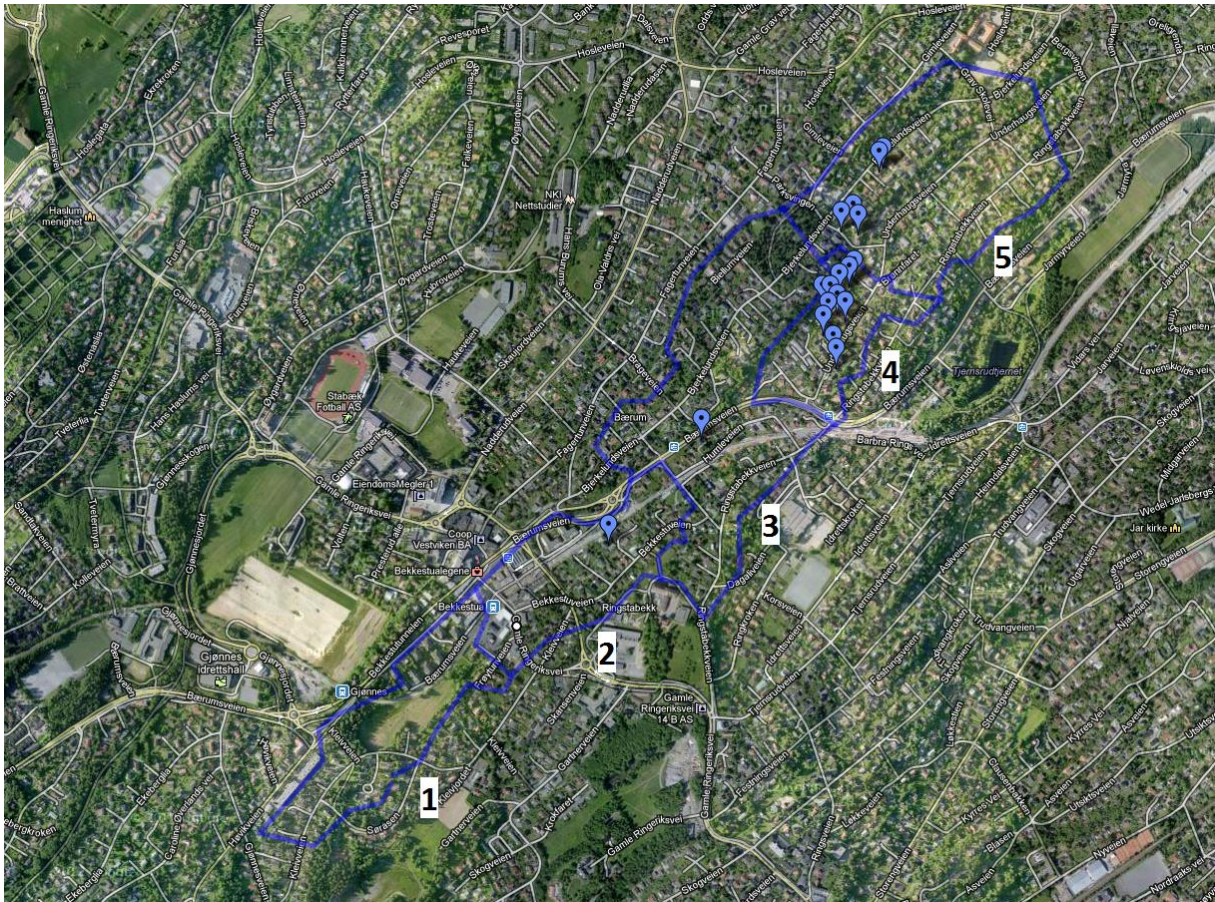


Figur 3-1: Oversiktskart over Bærum kommune. Bekkestua er markert da dette ligger sentralt i Søråsen nedslagsfelt.

3.5.1 Om Søråsen

Søråsen-feltet ligger i ytterkanten av Bærum kommune, men er meget sentralt da det grenser mot Oslo. Feltet er 76 ha stort, og det bor omtrent 2300 personer i området. De siste tre årene har VEAS rensaneanlegg rapportert om meget store påslippmengder ved Søråsen-påslippet. Dette ønsker Bærum kommune å gjøre noe med, og det er også grunnen til at Søråsen er under utredning i disse dager. Kommunen ønsker å se på mulighetene for å separere de nedre områdene i feltet, da midt-partiet av Søråsen-feltet allerede er separert. For å få til en slik separering er det nødvendig å fordrøye alt fellesavløp nord om Egne Hjem (fra og med seksjon 3, se Figur 3-2), slik at spillvannsledningen som allerede er installert klarer å ta hånd om vannmengdene som kommer derfra.

Det er blitt opprettet en komplett hydraulisk modell over Søråsen-feltet. Denne ble tegnet inn ved hjelp av AutoCAD Civil 3D, og deretter eksportert til LandXML-fil. Denne filen ble siden importert inn i SSA, og dannet dermed grunnlaget for de videre justeringene og kalibreringene av SSA-modellen.



Figur 3-2: Oversikt over Søråsen nedbørsfelt og oppdelingen av feltet i seksjoner. Blå punkter markerer episoder for kjelleroversvømmelser.

3.5.2 Beregning av avløp

Det er gjort beregninger av grunnlasten i Søråsen nedbørsfelt for å vite hvor mye vann som totalt kan renne i feltet. Beregningene er i hovedsak basert på telling av husstander i området. Feltet består av områder med noe forskjellig karakter. Bekkestua sentrum er preget av tett bebyggelse, men i hovedsak består området av villabebyggelse. I sør har feltet også et lite innslag av landbruksarealer, som vil gi noe lavere persontetthet i dette området.

Det er gjort et overslag på antall husstander basert på manuell telling ved hjelp av flyfoto. Anslaget husstander i de forskjellige delfeltene er fordelt på følgende måte:

Tabell 3-1: Oversikt over de oppdelte seksjonene i Søråsen nedslagsfelt. Viser også telling av antall husstander i områdene.

Seksjon	Størrelse	Beskrivelse	Antall husstander
1	8,5 ha	Sør-vest i feltet ved utslippet, lengst sør i feltet.	37 (187)
2	15 ha	Bekkestua sentrum.	Ingen telling utført
3	21 ha	Midtre felt, fra Egne Hjem og nordover.	128
4	8,5 ha	Området rundt Underhaugsveien, i dumpa.	62
5	23 ha	Det nord-østligste feltet.	172

I de urbane områdene (Bekkestua sentrum) ville en manuell husstandstelling basert på flyfoto vært unøyaktig, og den er derfor ikke med. Dette gjelder i delfelt 2 og den delen av delfelt 1 som ligger nord-vest for Gjøannes T-bane. Tall i parentes for delfelt 1 inkluderer dette området.

Tallene for antall bosatte per bolig i 2011 er 2,2 (SSB 2011a). Når en ser på områdets boligstruktur og sammenlikner med Figur 3-3 kan det antas at området har mellom 2,2-2,5 beboere per husstand. Dersom det benyttes 2,5 personer per husstand kan det i følge tellingen i Tabell 3-1 gi et gjennomsnitt på ca. 17 personer per hektar, ikke medregnet Bekkestua sentrum. Beregningene er vist i Tabell 3-2.

	Bebodde boliger		Bosatte		Bosatte per bolig
	Antall	Prosent	Antall	Prosent	
I alt	2 205 191	100,0	4 898 537	100,0	2,2
Enebolig	1 166 721	52,9	2 948 583	60,2	2,5
Tomannsbolig	201 865	9,2	471 616	9,6	2,3
Rekkehus, kjedehus og andre småhus	260 860	11,8	554 293	11,3	2,1
Boligblokk	500 938	22,7	818 823	16,7	1,6
Bygning for bofellesskap og annen bygningstype	74 807	3,4	105 222	2,1	1,4

¹ 81 418 personer bosatt i institusjon eller med uoppgitt boform ikke medregnet.

Figur 3-3: Antall bosatte per boenhet etter bygningstype i Norge. (SSB 2011a)

Tabell 3-2: Oversikt over antall beboere per hektar i de ulike områdene.

Antatt beboere per husstand			2,5		
Delfelt	Husstander	Areal	Hus/Areal	pe/ha	
1	37	6,9	5,4	13,4	
2	-	15	-	-	
3	128	21	6,1	15,2	
4	62	8,5	7,3	18,2	
5	172	23	7,5	18,7	

Det er i tillegg innhentet informasjon om Bekkestua valgkrets som omfavner en stor del av nedslagsfeltet. Dette omfatter et område som sammenfaller til dels med nedslagsfeltet og har tilsvarende bebyggelse. Dette feltet har et samlet areal på 171 hektar. Valgkretsen hadde ved kommune- og fylkestingsvalget i 2011, 3 097 stemmeberettigete (SSB 2011b).

I Bærum kommune samlet er 24,2 prosent av befolkningen barn 0-17 år, dvs. ikke stemmeberettiget i kommune- og fylkestingsvalget 2011. Dette gir en samlet befolkning i valgkretsen på omtrent 3 800 personer. Dette tilsvarer 22,2 personer/ha i denne valgkretsen. Innbyggerne i Bærum kommune har en befolkningstetthet på 21,2 per hektar (basert på beregning ved tallene fra (SSB 2012)).

Ut fra disse tallene kan man estimere antallet pe for hele feltet, og hvor de er lokalisert. Det er flere måter å løse dette på, og beregningene som er brukt her gir et totalt antall pe for hele feltet på omtrent 2000. Etter standarder fra Norsk Vann rapport 193 (Lindholm, Endresen et al. 2012) anslås det et vannforbruk på 150 l/pe døgn. For å ta litt hardt i er det brukt en avløpsproduksjon på 200l/pe

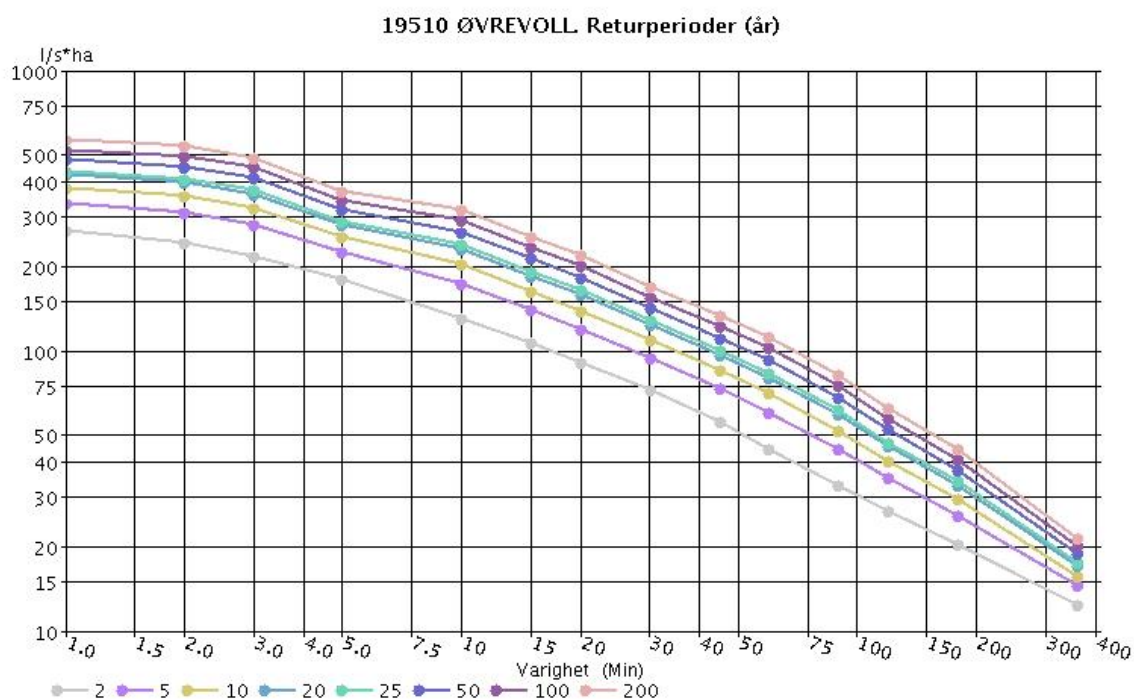
og døgn. Dette kan benyttes for den videre beregningen av vannføringen som skyldes forbruk. Ved å sette 200 l/pe døgn vil man får beregnede verdier som vist i Tabell 3-3 under. Det kommer fram at vannforbruket i feltet ikke har særlig stor betydning på den totale avrenningen ved store regnhendelser. Derimot vet man at lekkasjene på avløpsnett i Norge ofte er betydelige, så man kan anta at grunnvannsinfiltrasjon vil føre til større grunnlast i avløpsrørene enn det som fremkommer i Tabell 3-3.

Tabell 3-3: Avløpsberegninger som er gjort for Søråsen nedbørsfelt.

Avløpsmengder Søråsen							
Felt	pe	l/p	l/d	sek/døgn	k-faktor	f-faktor	Q-maks
1	210	200	42000	86400	3,0	2,2	3,2
2	420	200	84000	86400	3,0	2,2	6,4
3	510	200	102000	86400	3,0	2,2	7,8
4	210	200	42000	86400	3,0	2,2	3,2
5	575	200	115000	86400	3,0	2,2	8,8
Total	1925	1000	385000	432000	15,0	11,0	29,4

3.5.3 Konsentrasjonstid og konstruering av regnhyetogram

Det ble konstruert et regnhyetogram i forbindelse med modellering i SSA. Den totale lengden på rørledningen er 2225 meter, og ved å bruke en tilrenningstid på 7 minutter og en vannhastighet i røret på 1,5 m/s (anbefalte verdier fra Norsk lærebok i VA (Ødegaard-redaktør 2012)) får man den totale konsentrasjonstiden på feltet til å være 32 minutter. Ved å velge et beregning-steg på 2 minutter kan det lages et regnhyetogram for feltet etter anvisninger beskrevet i teoridelen avsnitt 2.2. Det ble brukt nedbørsdata fra Øvrevoll nedbørstasjon da dette er data som vil gi best representasjon for Søråsen-feltet. De beregnede verdiene for regnhyetogrammene er vist i Tabell 3-4.

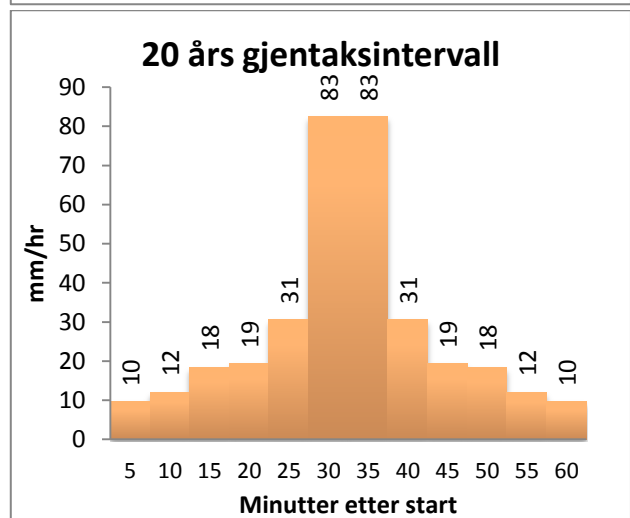
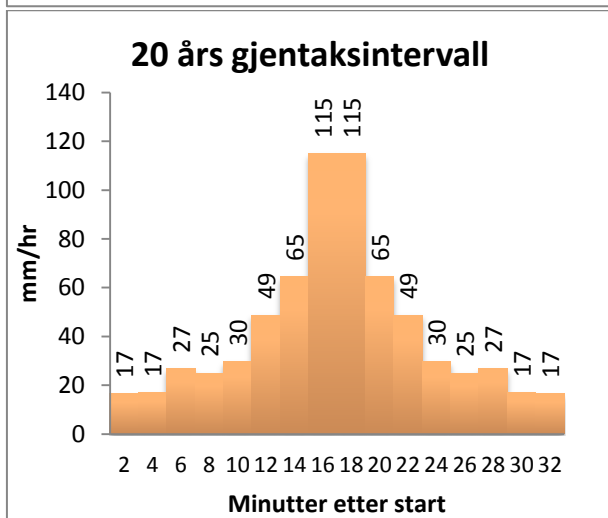
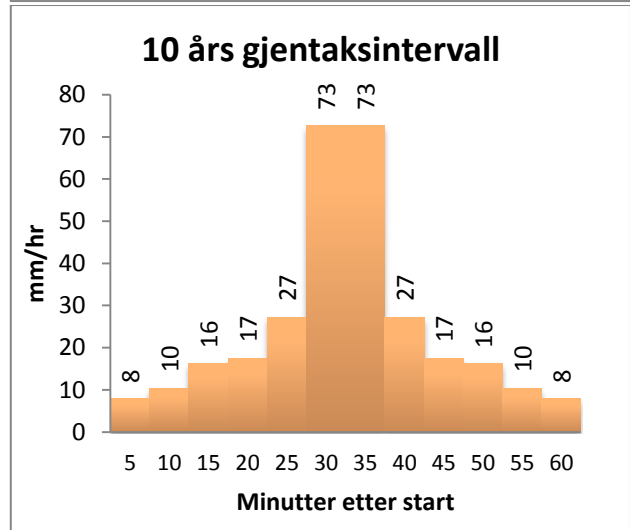
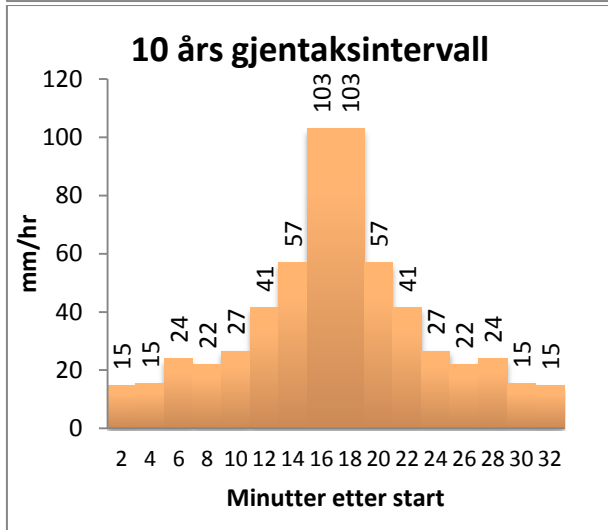
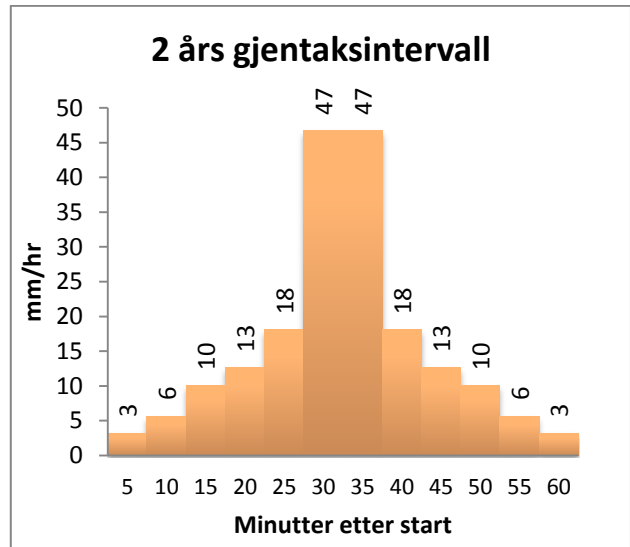
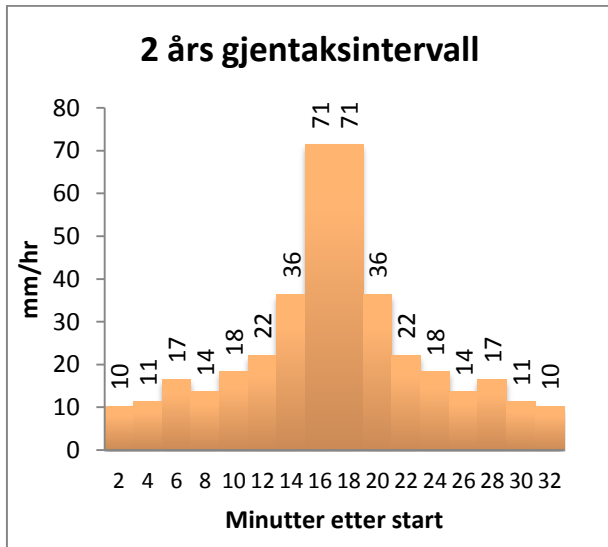


Figur 3-4: IVF-kurver for Øvrevoll.

Tabell 3-4: Beregnede verdier for konstruksjon av regnhyetogrammer.

Tid	År og mm/time							
	2	5	10	20	25	50	100	200
I4	71,4	90,4	102,9	114,9	118,7	130,5	142,2	153,8
I8 - I4	36,4	48,7	56,8	64,6	67,1	74,7	82,2	89,8
I12 - I8	22,2	33,7	41,4	48,7	51,0	58,2	65,3	72,4
I16 - I12	18,3	23,2	26,5	29,6	30,6	33,7	36,7	39,7
I20 - I16	13,6	18,6	21,9	25,0	26,0	29,2	32,2	35,1
I24 - I20	16,6	21,1	24,0	26,8	27,7	30,5	33,3	36,1
I28 - I24	11,3	13,8	15,3	16,9	17,4	18,9	20,4	22,1
I32 - I28	10,3	13,0	14,8	16,5	17,1	18,8	20,4	22,2

De ulike regnhyetogrammene som ble laget er videre vist i Figur 3-5. Benevningen her er i mm/time da SWMM-motoren vil ha regnhyetogrammer på det formatet. Ettersom konsentrasjonstiden for feltet er 32 minutter ble simuleringene kjørt i tre timer, med korte beregningssteg (5 sekunder) for best mulig nøyaktighet.



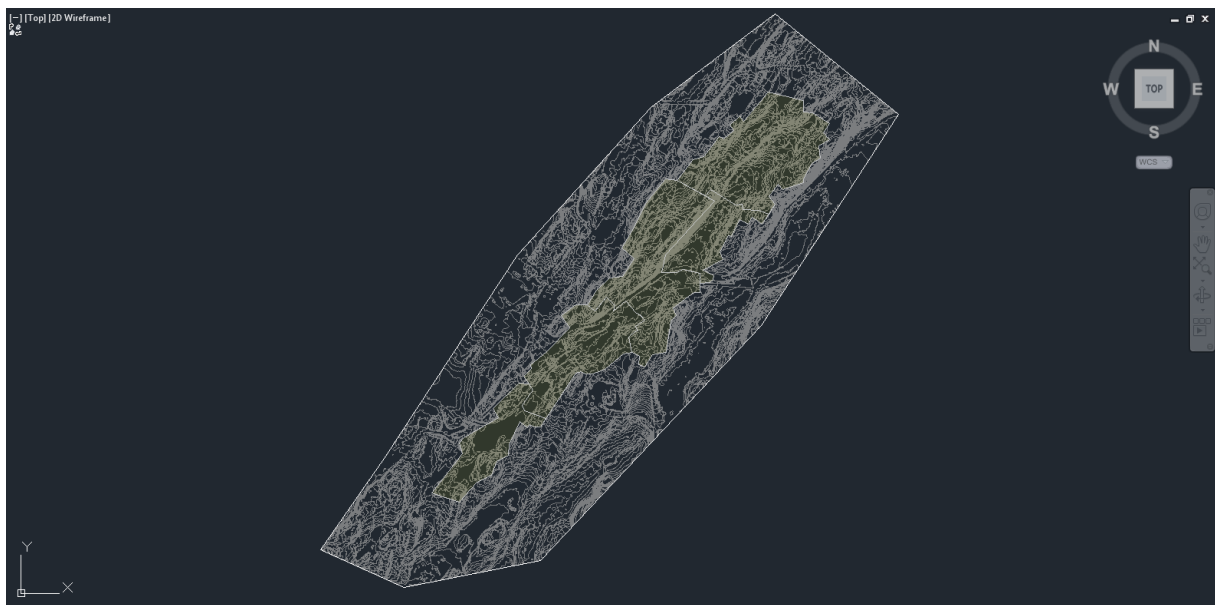
Figur 3-5: Regnhyetogrammer for varierende nedbørshendelser, 2 minutters steglengde.

Figur 3-6: Regnhyetogrammer for varierende nedbørshendelser, 5 minutters steglengde.

3.5.4 Tegning av modell i AutoCAD Civil 3D

En SOSI-fil fra Bærum kommune danner grunnlaget for overflatemodellen som vist i Figur 3-7. Før overflatemodellen kunne opprettes måtte SOSI-dataene fra Bærum kommune behandles og tilpasses slik at modellen ikke ble for tung og unøyaktig. SOSI-filen inneholdt flere unødvendige elementer som rekkverk, mønelinjer, portstolper, flaggstenger etc. Disse måtte fjernes fra grunnlaget før overflatemodellen kunne opprettes. Etter at dette var gjort ble alle punktene og linjene fra SOSI-fila gruppert og gjort om til en 3D-overflate ved hjelp av funksjoner i AutoCAD.

For å ta få med ledninger inn i modellen ble kartdata innhentet for det eksisterende ledningsnettverket, og linjer ble trukket over det eksisterende ledningsnettverket. Dette for å fremheve interessante kum-punkter og rørstrekk og dermed forenkle systemet.



Figur 3-7: Oversiktsbilde av Søråsen nedbørsfelt (i gult) med kotehøyder.

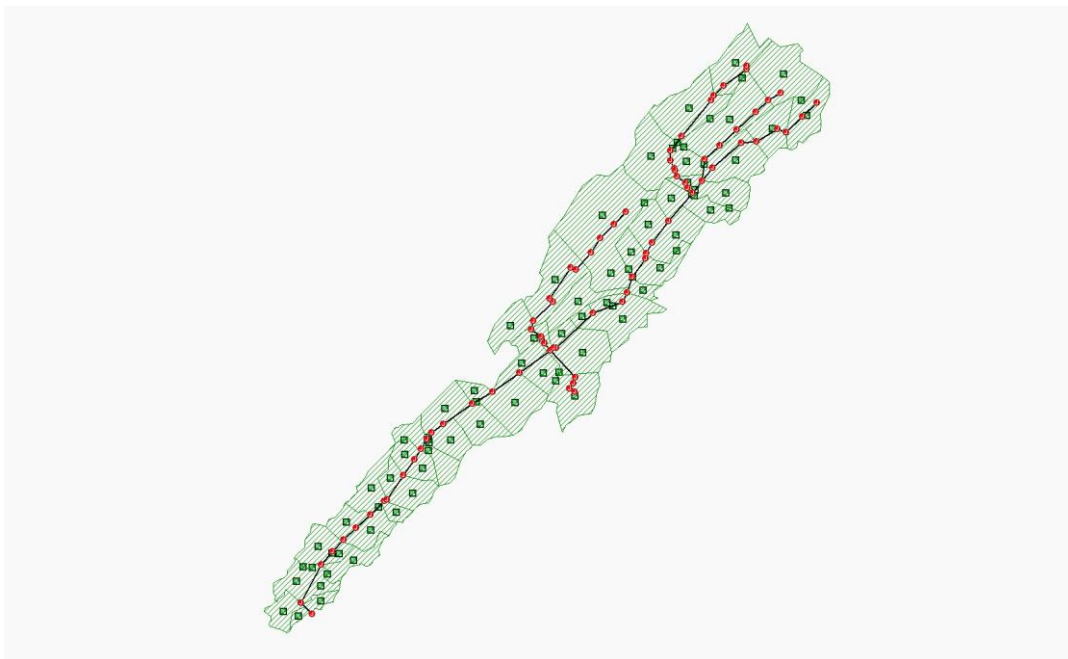
Etter at skissering av punkter for kummer og opptegning av ledningstrekk var utført ble disse linjene konvertert til rør-elementer. Basert på overflatemodellen ble høydene på rørstrekket tilpasset i et 3D-perspektiv. Ettersom funksjonene og mulighetene i denne fasen begrenser seg til kun å tegne ett ledningstrekk om gangen, måtte det opprettes flere ledningstrekk som siden ble slått sammen til ett enkelt strekk. Etter at ledningene var konvertert til rør-elementer og satt sammen til ett ledningsnett, ble rørdiameter tilpasset. Tilpasningen var slik at de stemte mest mulig overens med hva som er reelt eksisterende ledningsnett. Ettersom utvalget på disse delene kommer fra en forhåndsdefinert produktkatalog måtte det i flere tilfeller gjøres tilnærminger til nærmeste kurante diameter og rørmateriale.

Da ledningene var tegnet inn og omgjort til 3D-elementer måtte nedbørsfeltene defineres. Det ble definert fem hovedfelt, og disse ble igjen delt inn i mindre delfelt. Dette ble gjort for å håndtere variert bebyggelse og grunnforhold innad i de fem hovedfeltene, samt å ha større spillerom og endringsmuligheter for senere modellering. Defineringen av hovedfeltene og deres delfelt ble gjort ved å tegne linjer som fulgte koter, lavbrekk og høydepunkter slik at vannets strømningsretning var mest mulig homogen.

Etter å ha delt opp feltene i sine respektive soner måtte disse konverteres til parseller for å kunne eksporteres til SSA. Når det først eksisterer lukkede polyline-soner går denne prosessen relativt fort ved enkel bruk av innebygde funksjoner i AutoCAD Civil 3D. Etter å ha gjennomført det som står beskrevet over var modellen klar til eksportering ved LandXML-format. En komplett eksport med alt av referansepunkter og kotehøyder ble for tungt for programmet å håndtere, slik at en minimums-fil til slutt ble eksportert til SSA. Denne inneholdt ingen referanser til overflatemodellen, men hadde det vesentligste med tanke på kumdybder, høyder, arealer og ledningstrekk.

3.5.5 Importering og tilpasning i SSA

Etter å ha laget LandXML-fil i AutoCAD Civil 3D ble denne filen importert til SSA – Storm and Sanitary Analysis. Den importerte fila gav ledningsnettets som vist i Figur 3-8.



Figur 3-8: Søråsenfeltet rett etter import i SSA.

I simuleringene ble det brukt metriske enheter (standard er US units i SSA) med liter per sekund som måleenhet. Videre ble det kjørt en hydrodynamisk simulering for å få best mulige teoretiske verdier, og Darcy-Weisbach ble brukt for de hydrauliske konsentrasjonsberegningene. Det er kjørt flere typer modellkjøringer. Resultatene som er vist er kjørt ved enten den rasjonelle formel ved DeKalbs metode, eller simulering ved bruk av EPAs SWMM-motor. Hortons ligning ble brukt for å beregne infiltrasjon i SWMM-kjøringen. Videre ble det valgt å tillate "ponding" (oppstuvning over kum) slik at alt vannet som faller, i hovedsak må renne ut av feltet gjennom det lukkede fellessystemet.

For å legge et grunnlag for avrenningen i feltet ble standard-verdiene for alle delfelt satt som vist i Tabell 3-5.

Tabell 3-5: Standardverdier brukt i førstegangs-simulering i SSA

Variabel	Verdi
Ekvivalent bredde	500m
Gjennomsnittlig helning	0,5 %
Andel impermeable flater	20 %
Overflateruhet for impermeable flater	0,015

Overflateruhet permeable flater	0,2
Overflatelagring impermeable flater	2 mm
Overflatelagring permeable flater	5 mm
Andel av impermeable flater uten overflatelagring	25 %

Samtlige bredder og helninger måtte beregnes på nytt. Dette ble gjort ved hjelp av Excel. En annen viktig justering i forbindelse med modellering med SWMM-motoren var å justere infiltrasjonskonstantene for de permeable flatene. Standardverdiene som er oppgitt ligger i intervallet 0,5 – 3,0 tommer/time infiltrasjon. Ved endring fra US units til metriske enheter følger ikke verdiene (0,5 og 3,0) etter, og man får en ekstremt lav infiltrasjon dersom man ikke er oppmerksom på å endre disse til de faktiske verdiene for mm/time.

Etter å ha justert samtlige infiltrasjonskonstanter, bredder og helninger for delfeltene og deretter gitt mer forståelige navn til ledninger og andre elementer i modellen var det klart for å sette i gang med modelleringsarbeidet.

3.5.6 Testkjøring av Søråsen-modellen

Etter å ha satt opp modellen i henhold til 3.5.5 var det klart for modellering. Først ble det innhentet IVF-data fra Øvrevoll som grunnlag for nedbørshendelser i modelleringen. Disse ble skrevet inn i egen tabell i SSA og lagret som IVF-kurve der. Videre ble det konstruert regnhyetogrammer for simuleringer ved EPA-SWMM-metodikk.

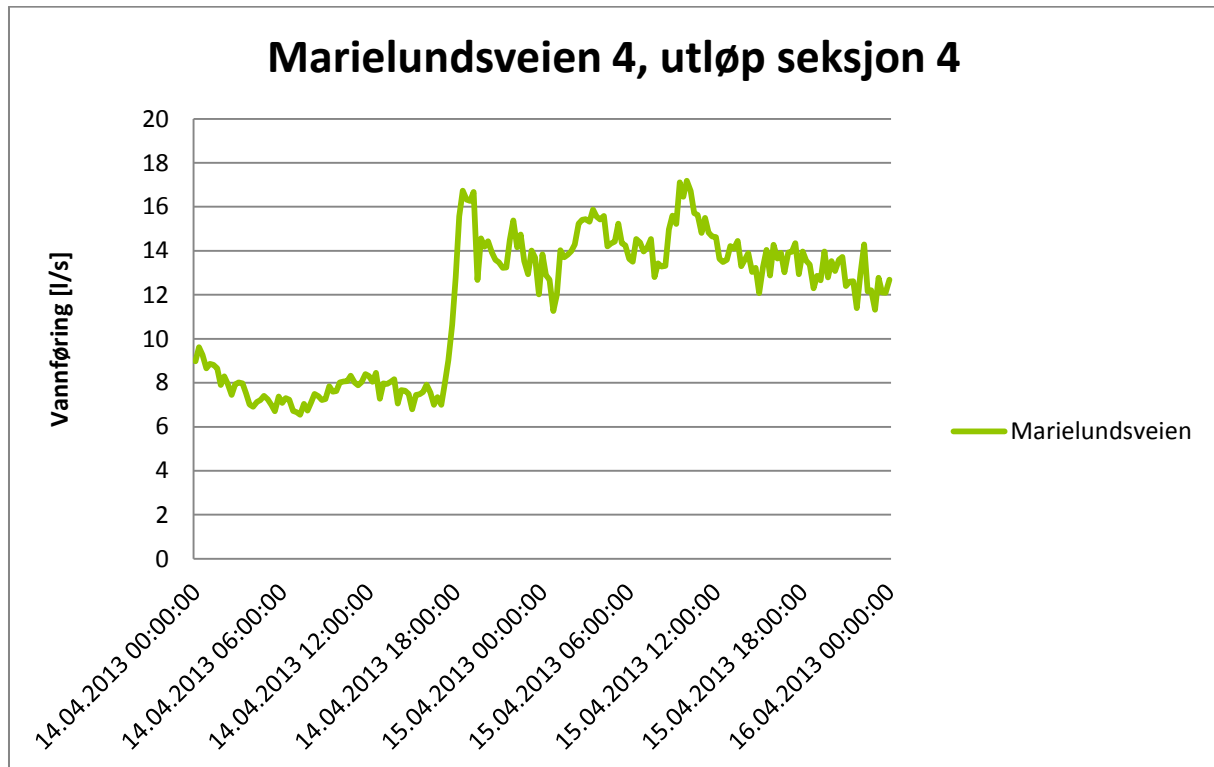
De første kjøringene gav meget store vannmengder i modellen, og det var tydelig at selv en 5-års hendelse gav mer vann enn det eksisterende rørnett kunne håndtere. Det ble forsøkt å kjøre forskjellige simuleringmetoder for å bestemme den beste tilnærmingen. Basert på mange kjøring ble det bestemt å legge vekt på å kjøre beregninger etter SWMM-metodikken da denne gav mest realistiske resultater. DeKalbs rasjonelle metode er en annen tilnærming som er gjort for å kvalitetssikre resultatene og bekrefte at modellen gav fornuftige estimater. Etter testfasen ble denne ikke lenger brukt da SWMM-metodikken gir mer naturtro resultater.

3.5.7 Kalibrering av modell

For å kalibrere modellen er det først gjort befaringer i feltet for å kartlegge andelen impermeable flater. Dette er også delvis gjennomført ved bruk av kart-tjenester på internett. Basert på flere befaringer i feltet er det funnet at i boligområdene er omtrent ett av tre taknedløp koblet på fellesavløpet. Ettersom taknedløpene i all hovedsak er den bidragsytende faktoren for avrenning i boligfelt er det dermed anslått at andelen impermeable flater er 10 %. Dette er et konservativt anslag da kun ett av tre hus er koblet til fellesavløpet, og forskning viser at selv om 20 % er anbefalt faktor for andel impermeable flater ved villa-bebyggelse, er andelen deltakende flater kun 55 % av de impermeable flatene (Lindholm 2013). Da andelen deltakende flater i Søråsen-feltet kan anslås til 33 % virker 10 % (impermeable flater x deltakende flater) som en grei faktor for impermeable flater.

Søråsen-prosjektet er et prosjekt som skal fortsette utover høsten 2013. Det er utført vannføringsmålinger for Søråsen-feltet i siste halvdel av april som legges til grunn for kalibrering av modellen. Disse vannføringsmålingene kommer til å fortsette utover høsten. Ettersom disse dataene ble gjort tilgjengelige på et veldig sent tidspunkt er det en kort tidsserie som ligger til grunn for kalibreringen. Det er ikke gunstig.

Det er plassert ut både en vannføringsmåler og en nedbørmåler i Søråsen-feltet. Grunnet fravær av nedbør er det kun en tidsserie på et par dager som kan kalibreres opp mot nedbøren som falt. Det finnes langt flere målinger av grunnlasten i fellesavløpet. Et par dager i april (14. – 16. april) regnet det noe, og dette ble grunnlaget for kalibrering av modellen. Vannføringskurven som er målt ved knutepunktet i utløpet av seksjon 4 (se Figur 3-2) er vist i Figur 3-9.



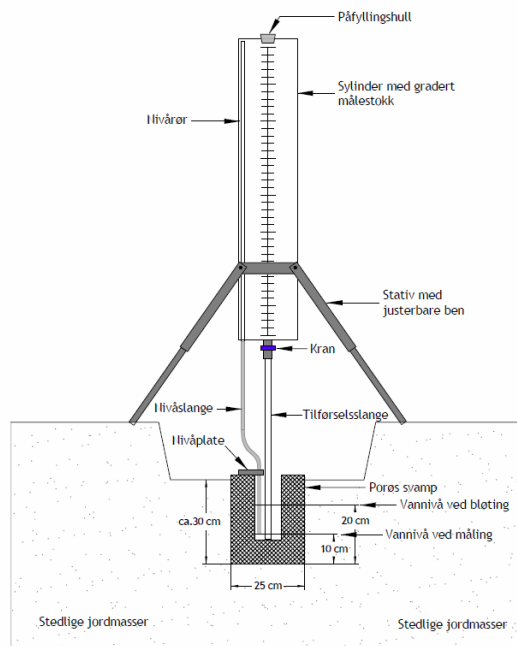
Figur 3-9: Vannføringsdata ved utløpet av seksjon 4. Man ser en grunnlast på omtrent 5-7 l/s (før 14. april). Denne grunnlasten innebærer også snøsmelting og grunnvannsinfiltrasjon.

Nedbørsdataene som er tilgjengelige for samme periode er målt i nordre ende av Søråsen nedbørsfelt. Denne nedbørmåleren er en vippemåler som registrerer antall vipp, og tidspunktet for et vipp. Hvert vipp tilsvarer 0,2mm nedbør. For å få en intensitetskurve som kunne brukes i modellen måtte disse dataene tilpasses for å få en homogen tidsserie og like tidssteg for modellberegninger. For å konvertere dataene ble det derfor laget et Python-script som leste de opprinnelige dataene og skrev en ny fil som kunne brukes direkte i SSA. Se Vedlegg A – Python-script for homogen regnserie.

3.5.8 Grunnforhold

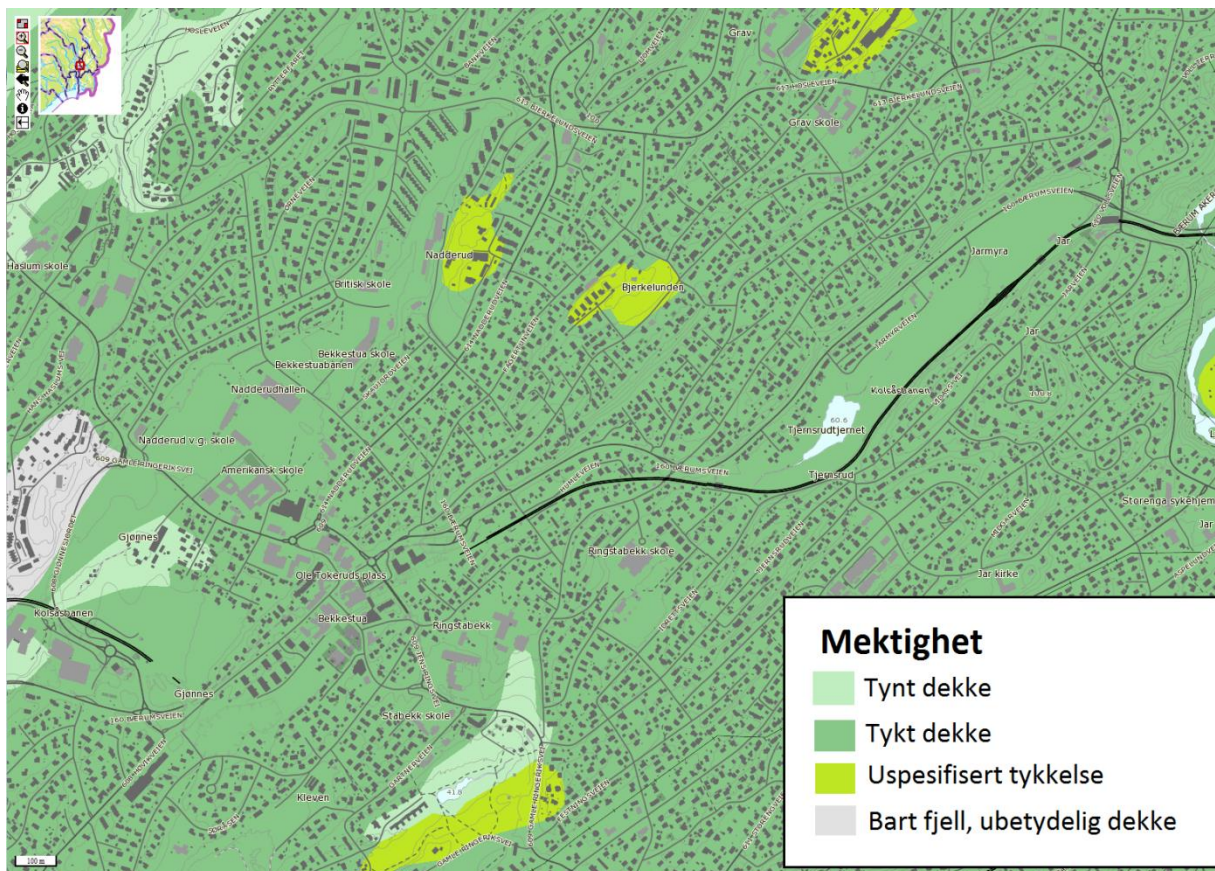
Det er gjort grunnanalyser for Søråsen-feltet. Prøveboringer har vist at det er marine avsetninger og mye leire i området. Det er relativt langt ned til fast fjell. Grunnforholdene innvirker på infiltrasjonskapasiteten i feltet, og det er derfor viktig å ha god kjennskap til de reelle infiltrasjonsegenskapene i feltet.

Det er ikke blitt gjort en egen infiltrasjonstest på massene i området. En infiltrasjonstest kunne vært gjort ved bruk av et infiltrometer. Før måling må det graves en grop på 30cm som må bløtlegges i en halvtime før målingen finner sted (Bioforsk 2009). Når gropa er bløtlagt kan infiltrasjonsevnen måles ved synkende vannstand i infiltrometere. Ved å ta tiden på dette kan man finne en god pekepinn på infiltrasjonshastigheten i løsmassene som er tilstede i Søråsen-feltet.



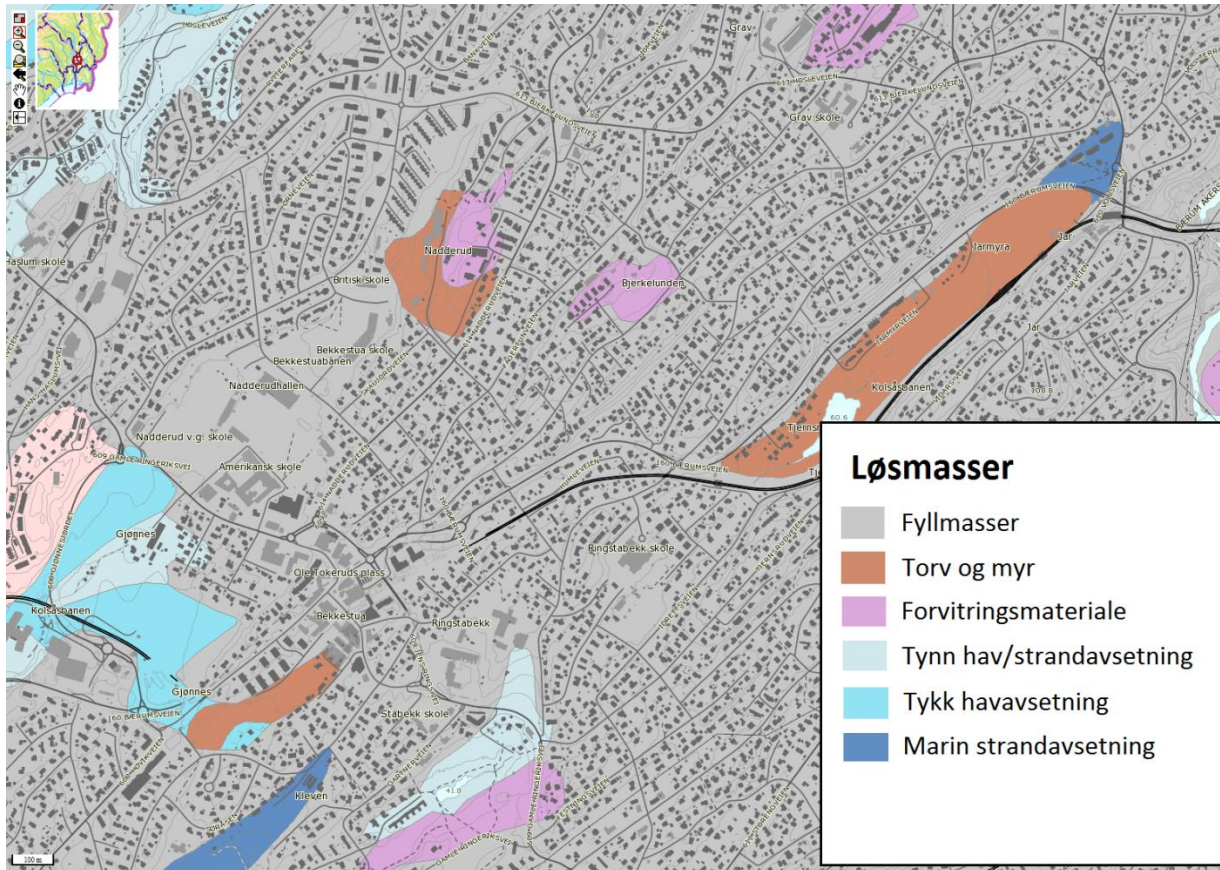
Figur 3-10: Skisse av et infiltrrometer. Hentet fra (Bioforsk 2009)

Ved å undersøke kartdata fra (NGU 2013) kommer det tydelig fram at det er store mengder løsmasser i området (se Figur 3-11). Et tykt dekke med løsmasser taler for gode muligheter for infiltrasjon til grunnen.



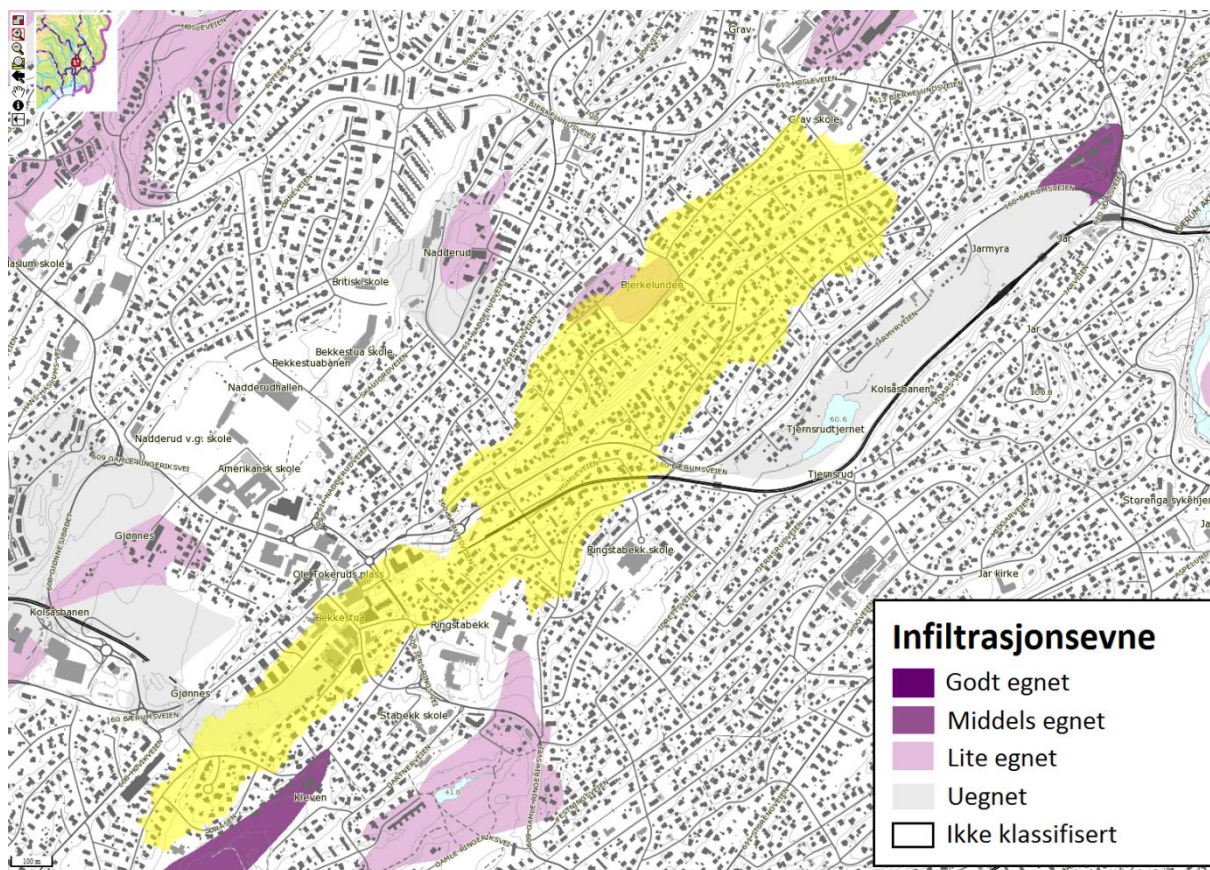
Figur 3-11: Løsmassemektighet i Søråsen-feltet.

Videre undersøkelser viste at infiltrasjonsevnen i Søråsen er dårlig kartlagt, se Figur 3-12. Løsmasseoversikt for Søråsen viser at feltet har store mengder fyllmasser. Fyllmasser kan være nærmest hva som helst, det eneste man vet med sikkerhet er at det er menneskepåvirkede masser. Prøveboringene som er gjort i feltet viste at det var mye leire og silt langs hovedstrekket av ledningen. Dette er lagt til grunn for videre antagelser.



Figur 3-12: Løsmassekart for Søråsen-feltet.

Ettersom det ikke finnes data for infiltrasjon i området (se Figur 3-13) er det brukt standard-verdier fra tabell for leire og siltholdige jordmasser da det ikke lar seg gjøre å si noe om hvilke fyllmasser som er brukt. Forutsetningen er da at Søråsen hovedsakelig har fyllmasser (leire og silt) med et topp-lag matjord (ca. 0,5 meter). Infiltrasjonsratene er da valgt til å ligge med et minimum på 10 mm/time, og maksimum på 30 mm/time.



Figur 3-13: Infiltrasjonsevne i Søråsen-feltet. Gult illustrerer nedslagsfeltet for Søråsen.

3.5.9 Historiske regn og kjelleroversvømmelser

Ved gjennomgang av Gemini VA-dagbok hos Bærum kommune ble det påvist mange kjelleroversvømmelser i 1999 for Søråsen-feltet. En oversikt over disse kan finnes i Figur 3-2. Regnhendelsene fant sted hovedsakelig i tre omganger: 10. og 15. august 1999, samt 20. og 21. oktober 1999. Regnhendelsene som førte til disse kjelleroversvømmelsene ble forsøkt innhentet hos meteorologisk institutt, men dessverre var Øvrevoll værstasjon ute av drift i den aktuelle perioden i 1999.

Det ble innhentet nedbørsdata for de nærmeste aktive værstasjonene for de aktuelle dagene, men dessverre viste det seg at nedbøren som falt i Søråsen-feltet må ha vært meget lokal. De nærliggende værstasjonene hadde kun små regnhendelser som ikke nådde opp til størrelsen som ville vært forventet ved en slik regnhendelse. Det lot seg derfor ikke gjøre å kjøre en simulering med de reelle regnfallene som falt når kjelleroversvømmelsene fant sted.

Gjennom de mange kjøringene som er gjort av Søråsen-feltet er det kommet fram at ledningstrekket rett under området hvor det var rapportert mange kjelleroversvømmelser i 1999, har dårlig kapasitet ved store regnhendelser. Hovedledningen blir en flaskehals ved modellkjøringene. Denne observasjonen fungerer som en bekreftelse på at modellen fungerer som den skal, og den kan brukes til det formål den er ment for.

3.5.10 Tilnærminger for simulering av rørfeil

I Søråsen-feltet er det påvist følgende rørfeil i knutepunktet for seksjon 3:

- Sedeforskjøvede skjøter
- Korrosjon
- Røtter
- Innstukkede rør
- Sedimenter
- Deformasjon

For å prøve å simulere de rørfeilene som er rapportert i feltet er det gjort flere typer kjøring. Én måte var ved å sette inn en fiktiv rørbit på 2 meter i midten av røret hvor det er påvist rørfeil. Denne ble manipulert ved å endre Mannings ruhet, diameter og ved å sette inn singulærtap. En annen måte å angripe dette på var ved å justere ruhetskonstanter for hele rørlengder der det var påvist korrosjon, sedeforskjøvede skjøter og andre vedvarende rørfeil.

4 Resultater

4.1 Tendenser – erfaringer fra kalibrering av modell

Under opprettelsen av modellen for Søråsen-feltet ble modellen kalibrert og justert mange ganger. For å få en best mulig modell ble flere variable i modellen tilpasset virkelige forhold ved kalibreringen:

- Kumhøyder
- Fall på ledninger
- Diametere
- Andel impermeable flater
- Infiltrasjonsevne i jordsmonn
- Helning på avrenningsflater

Ved justeringen av disse faktorene fremkom det store endringer i modellen. Spesielt kom det fram at fallet på ledninger (basert på kumhøyder) hadde stor innvirkning på modellen og dens evne til å si noe om vannføringsevnen. Selv små variasjoner i fallet på en ledning ga stort utslag på dens evne til å føre vann.

Med tanke på når kapasiteten på en avløpsledning overskrides var dette også veldig avhengig av avrenningskoeffisienten og de strømningsmessige variablene. Med dette menes andelen impermeable flater, infiltrasjonsevnen i jordsmonn og helningen på avrenningsflatene. En høy avrenningskoeffisient ville ført til store vannmengder, og dermed også store skader i form av kjelleroversvømmelser.

4.2 Utløp fra delfeltene – mye vann

For modellering av Søråsen er feltet delt opp i 54 små delfelt, og disse er igjen delt opp i 5 større seksjoner for å belyse problempunkter i feltet. Søråsen-feltet er såpass stort i at når det først regner, så regner det mye. Ved simuleringer med 20 års gjentaksintervall har det vist seg i modellen at nesten alle ledningstrekk og kummer får for mye vann. Ettersom det brukes reelle verdier for kumhøyder, fall på ledninger og ledningsdiametere har det vært ønskelig å ikke endre på disse. En utfordring ved simulering av rørfeil i Søråsen-feltet har vært at selv ved å bruke en meget lav avrenningskoeffisient ved et 20-års regn (omtrent 0,15) vil modellen angi større vannmengder enn det systemet klarer å dra unna, og det blir oversvømmelser.

Tabell 4-1: Tabelloversikt over dimensjonerende avrenninger fra Søråsen-seksjonene basert på variasjoner i modellen. Den første kolonnen angir utløpet fra hele feltet dersom hovedledningen hadde vært stor nok til å ta unna alt det vannet som renner. Den andre kolonnen angir vannføringen som ville rent av dersom alle ledninger var store nok Regnet som er kjørt er et 5-minutters regn ved 20-års gjentaksintervall.

Seksjon	Qdim, oppdimensjonert, ikke sideledningene [l/s]	Qdim, oppdimensjonert, også sideledningene [l/s]
1	1836	2214
2	1611	2053
3	1049	1557
4	683	1058
5	377	790

Som det fremgår i Tabell 4-1 ser man at den reelle dimensjonen på sideledningene er meget avgjørende på avrenningen fra hvert delfelt.

4.3 Resultater fra rørinspeksjoner

4.3.1 Kartlagte feil

I Søråsen-feltet er det kjørt mange rørinspeksjoner. Etter gjennomgang av mange inspeksjoner kan det konkluderes med følgende:

Dårlig:

- Svanker blir oversett jevnlig. Vann-nivå registreres sporadisk og tilsynelatende tilfeldig, uten noen form for referanse-verdi som gir grunnlag for sammenligning. Vann-nivå-målingene gir ikke mening uten å registrere en referanse-verdi for "vannføringen akkurat nå".
- Sideforskjøvede skjøter blir sjelden registrert. Hvis det registreres blir det gjerne registrert på formen "sideforskjøvet rør, start – ende", og ikke punktvis.
- Korrosjon i rør blir dårlig kartlagt, og det finnes ingen god måte å si noe konkret om ruheten til røret i forhold til tilstanden den er i.
- Kotehøyder for kummene burde måles inn ved start og slutt av en rørinspeksjon.

Hverken eller:

- Røtter blir kartlagt stort sett i alle tilfeller, men av varierende kvalitet. I tilfeller som vist i Figur 4-8 bør en rørvegg som er overgrodd av røtter gi større bidrag til et singulærtap eller økt ruhet, enn røtter som henger ned i midten av røret og som vil føye seg ved større vannføring.

Bra:

- Innstikk og tilkoplinger gjennomgår omfattende registrering. I enkelte tilfeller oversees en tilkobling eller to, men alt i alt registreres dette på en bra måte.
- Sprekker i rør og deformasjon kartlegges i tilfredsstillende grad. De registreres som punktelementer i tilfeller hvor det er punkt-deformasjoner eller hull/avskalling i røret, og som strekning "fra – til" for mer omfattende skader.

Rørledningen som er forsøkt simulert i denne oppgaven har de feil og mangler som er vist i figurene under. Det er mye røtter, korrosjon, sprukne rør, deformasjoner og innstukkede rør.



Figur 4-1: Innstukket rør



Figur 4-2: Sedimenter



Figur 4-3: Deformasjon og sprukket rør



Figur 4-4: Deformert rørvegg



Figur 4-5: Svank 1 meter frem



Figur 4-6: Vinkelforskjøvet skjøt



Figur 4-7: Røtter som henger fra tak



Figur 4-8: Røtter som gror langs rørveggen

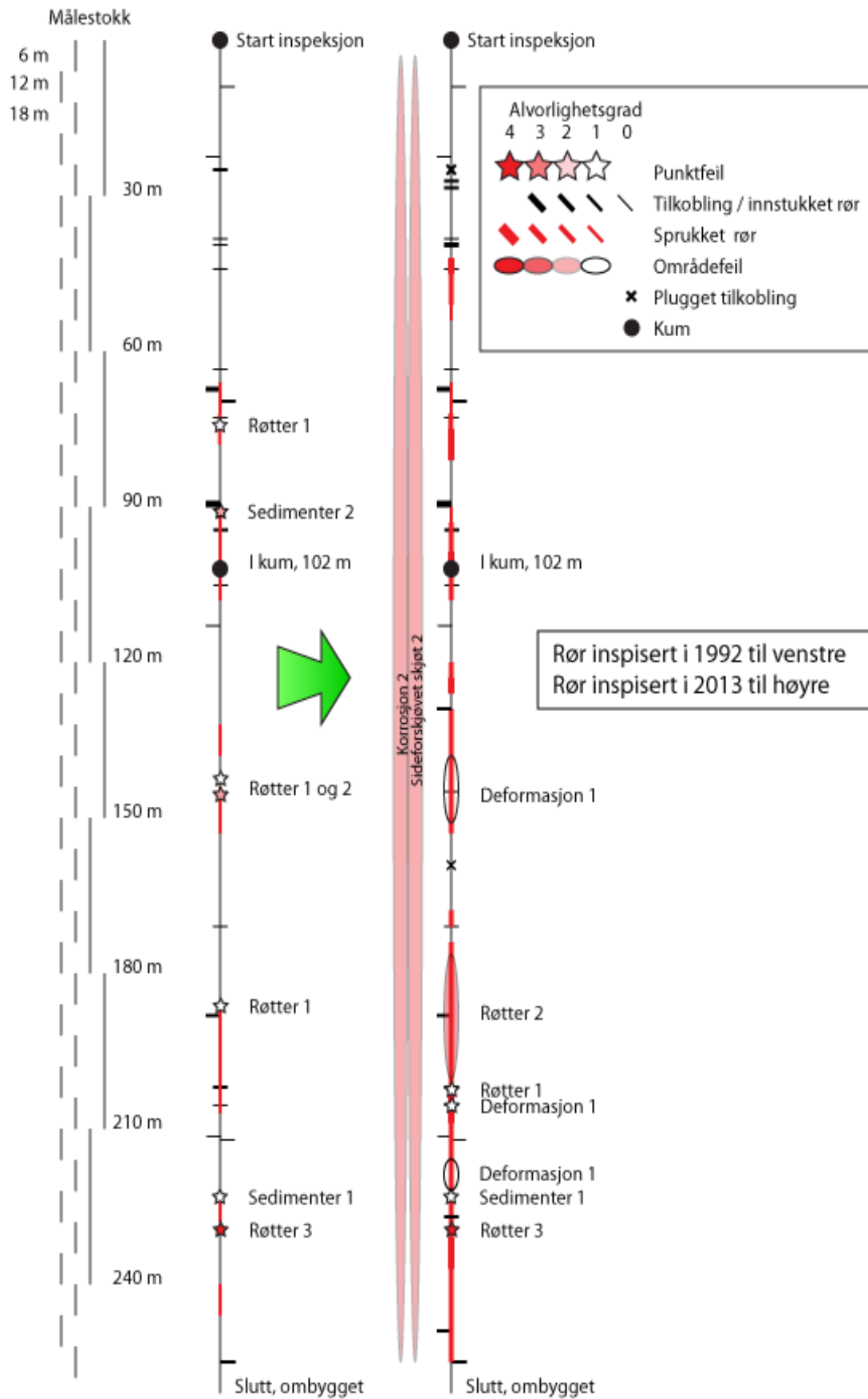
4.3.2 Endring i rør over tid – en sammenligning av rørinspeksjoner fra 1992 og 2013

I Søråsen-feltet ble det i 1992 kjørt en rørinspeksjon av det samme røret som det også er kjørt en inspeksjon av i dag. Røret dreier seg om et 550mm betongrør. Disse to (fire kjøringene) rørinspeksjonene er sammenlignet, og forskjellene er illustrert i Figur 4-9. I figuren kan det sees hvordan dette røret har endret seg de siste 20 årene.

Som undersøkelser i Trondheim kommune har vist (Munthe-Kaas 2012), er betong den dominerende formen for kommunale avløpsledninger. Det kan legges til grunn at endringene av rørstrekket som her er undersøkt (se Figur 4-9) kan være representativt for andre betongrør i leire og silt-holdige masser. Da dette er kun ett rør vites det ikke med sikkerhet i hvor stor grad dette vil gjelde på generell basis.

Det som er mest interessant å peke på i denne sammenligningen er hvordan et relativt lite utgangspunkt med sprukne rør fordeler seg og utvides over en periode på bare 20 år. Man kan se at deformasjoner finner sted der hvor sprukne rør tidligere var begrenset. Også i områder hvor det tidligere var mye røtter har deformasjon funnet sted.

Rørinspeksjonen fra 1992 sa ingenting om korrosjon og sedeforskjøvede skjøter, så det er lagt til grunn en antagelse om at dette ikke eksisterte i 1992. Som det fremkommer i inspeksjonen fra januar 2013 ser man at korrosjon og sedeforskjøvede skjøter er gjennomgående for hele ledningstrekket.

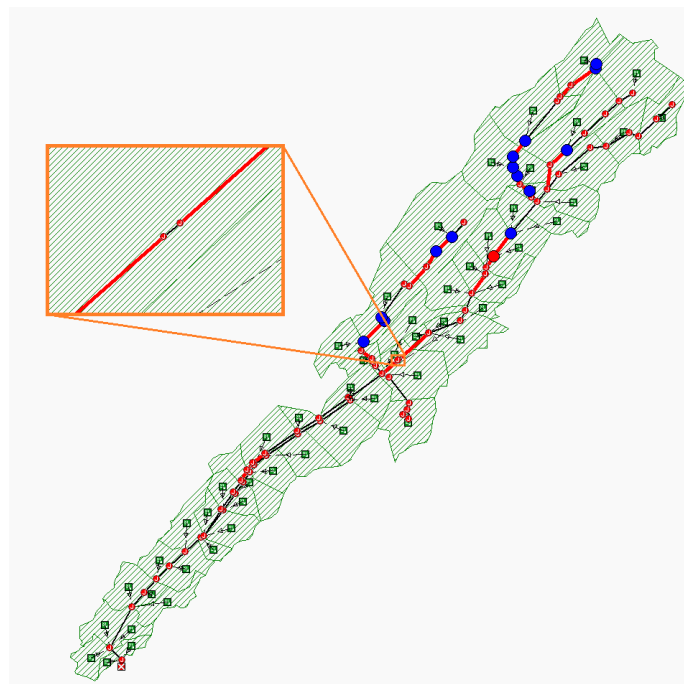


Figur 4-9: Sammenligning av betongrør Ø550, og endringene som har funnet sted fra 1992 til 2013.

4.4 Innsetting av 2-meters rør for feilsimulering

I modellen som er brukt for simulering i Søråsen vil et regnhyetogram som er basert på 2 minutters steglengde, overskride maksimal kapasitet for enkelt rør i ledningsnettets ved et 2-års gjentaksintervall. Ved å bruke et regn med 5 minutters steglengde vil spiss-intensiteten være noe lavere, og det lar seg gjøre å simulere en situasjon som ikke overskrider maksimal kapasitet i rørene. Infiltrasjonsevnen er også økt i denne situasjonen for å få mindre avrenning i rørene. For å få et større perspektiv og for å bedre kartlegge hvilke parametere som er viktige for en modell er det valgt å ta med flere aspekter av samme rørfeiltilnærming: både med og uten oppstuvning.

Initialbetingelsene for dette røret er at det ikke har friksjonstap ved inn- og utløp ("entrance-" og "exit-losses"). "Additional losses" er satt til null. Røret har samme diameter som rørstrekket det er innsatt i (530mm), og det har samme Mannings ruhet som rørstrekket det er innsatt i (0,013). Samtlige kjøring er kjørt ved beregninger med SWMM-motoren.



Figur 4-10: Innsettingsposisjon for 2 meters representasjon av rørfeil.

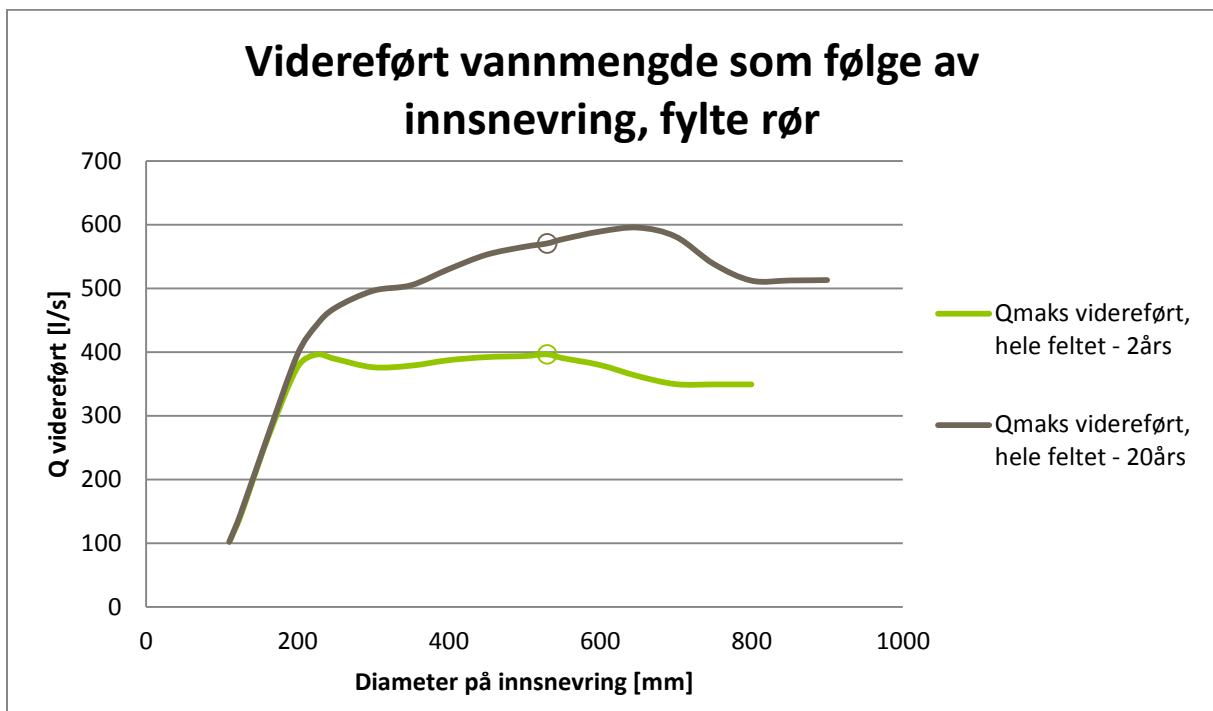
For alle følgende grafer er det samme røret manipulert (se Figur 4-10), og kun én parameter er endret av gangen. Plasseringen av punktfeilen er valgt på bakgrunn av plassering for eksisterende rørfeil, hvor det både finnes deformasjoner og røtter. I dette punktet er det satt inn en fiktivt rørstrek av to meters lengde for å simulere effekten på feltet ved å justere de forskjellige parametere i modellen. Dette er gjort for å prøve å belyse effekten de hydrauliske parametere har på en modellkjøring, og se om det lar seg gjøre å bruke disse dataene for å lage mer realistiske modeller basert på rørinspeksjonsdata.

4.4.1 Endring av diameter i innsatt rør

4.4.1.1 Fylt rør

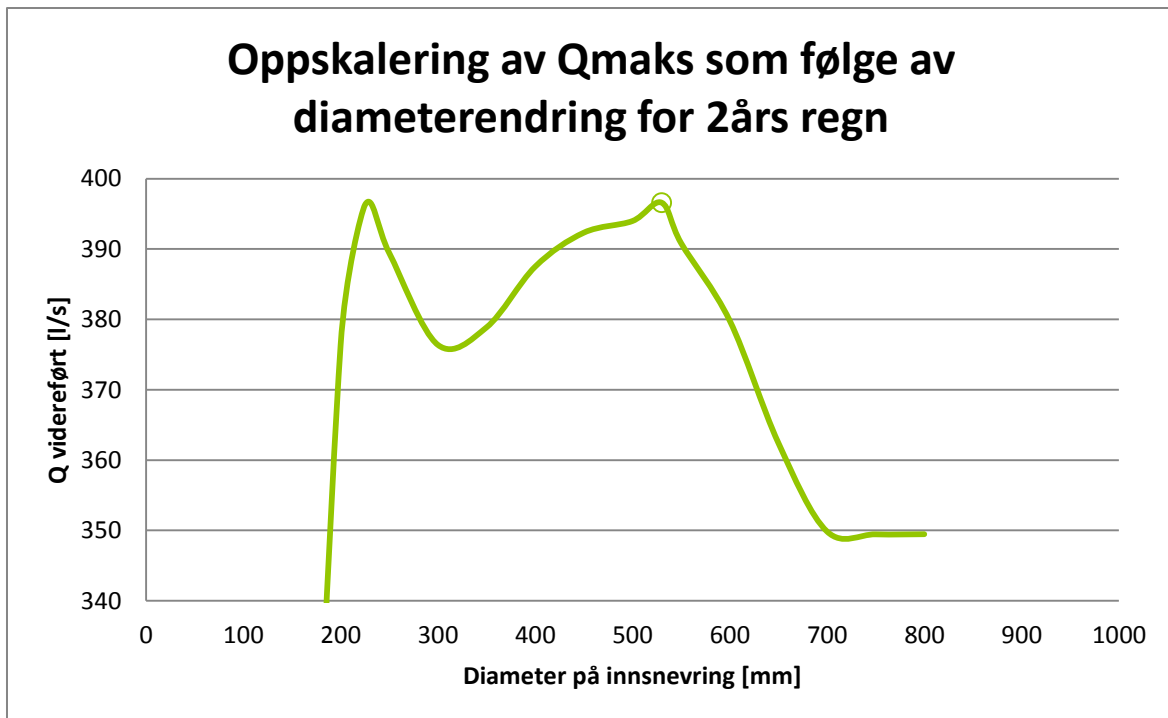
Det er gjort simuleringer der effekten av endret rørdiameter på en 2 meter lang innsnevring er undersøkt. Det er undersøkt hvorvidt en diameterendring gir utslag på den videreførte vannmengden i det påfølgende rørstrekket, og hvordan oppstuvning forekommer bak den innsatte feilen.

I grafen som vises under er det sammenlignet utviklingen av den videreførte vannmengden (etter innsnevring) i situasjoner med mye vann i rørnett (2-minutter steglengde). Det sammenlignes en 2-års- og en 20-års regnhendelse hvor det allerede forekommer oppstuvning i rør og helt opp til bakkenivå. Dette er målt ved den videreførte vannmengden i det påfølgende rørstrekket.



Figur 4-11: Videreførte vannmengder basert på diameterendring ved en innsatt 2-meters rørbit hvor det eksisterer rørfeil. Sirkelen angir rørdimensjonen for gjeldende rørstrekning (530mm) og er referanseverdien. Rørene går fylt.

For 2-års-hendelsen er det en økt videreført vannmengde ved omtrent halve diameteren av røret. For å få et bedre innblikk i dette er det gjort en oppskalering av kurven for 2-års-hendelsen, og den er vist i Figur 4-12.



Figur 4-12: Oppskalert visning av Figur 4-11 som tar for seg innvirkningen av diameterendringer ved en innsatt rørbit på 2 meter.

I kjøringen gitt ved Figur 4-11 og Figur 4-12 står rørene i systemet under trykk i punktet for den innsatte rørfeilen kjøringen. Dette skyldes som nevnt i avsnitt 4.1, at det er mye vann i modellen.

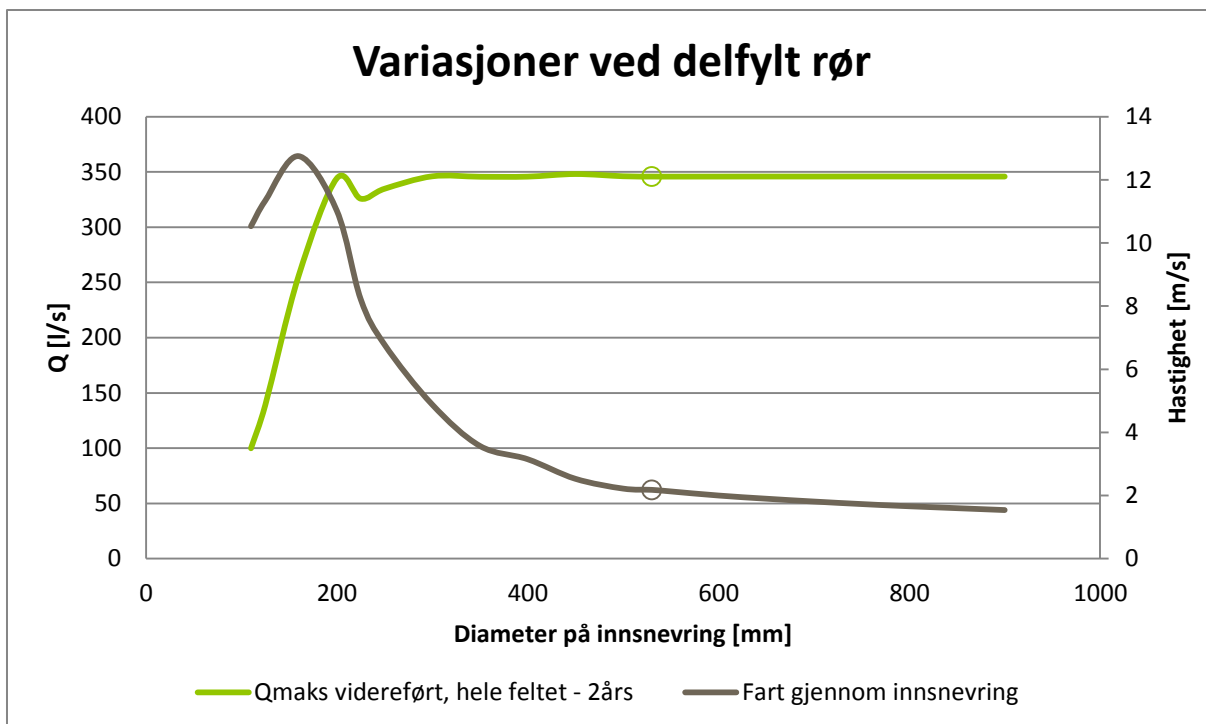
I en oppstuvings situasjon ser man at endring av diameter vil kunne gi to forskjellige utfall. Ved en innsnevring av diameteren i forhold til rørstrekket ellers ($D > 300$; $D < 530$) ser man at den videreførte vannmengden minker inntil omtrent halve diameteren. Der skjer noe merkelig. Plutselig øker den videreførte vannmengden, og den blir tilnærmet like stor som for tilstanden uten innsnevring. Dette blir diskutert i avsnitt 5.2.

Ved økende diameter avtar den videreførte vannmengden. Hvor raskt den videreførte vannmengden avtar, avhenger av hvor stor oppstuvning man har bak rørfeilen. For en 20-års hendelse har man mer oppstuvning enn for 2-årshendelsen, og den økte trykkehøyden bak feilen fører til økt videreført vannmengde inntil et punkt hvor diameteren blir så stor at den opptrer som et fordrøyningsvolum eller eventuelt skaper så stor turbulens at det får innvirkning på den videreførte vannmengden.

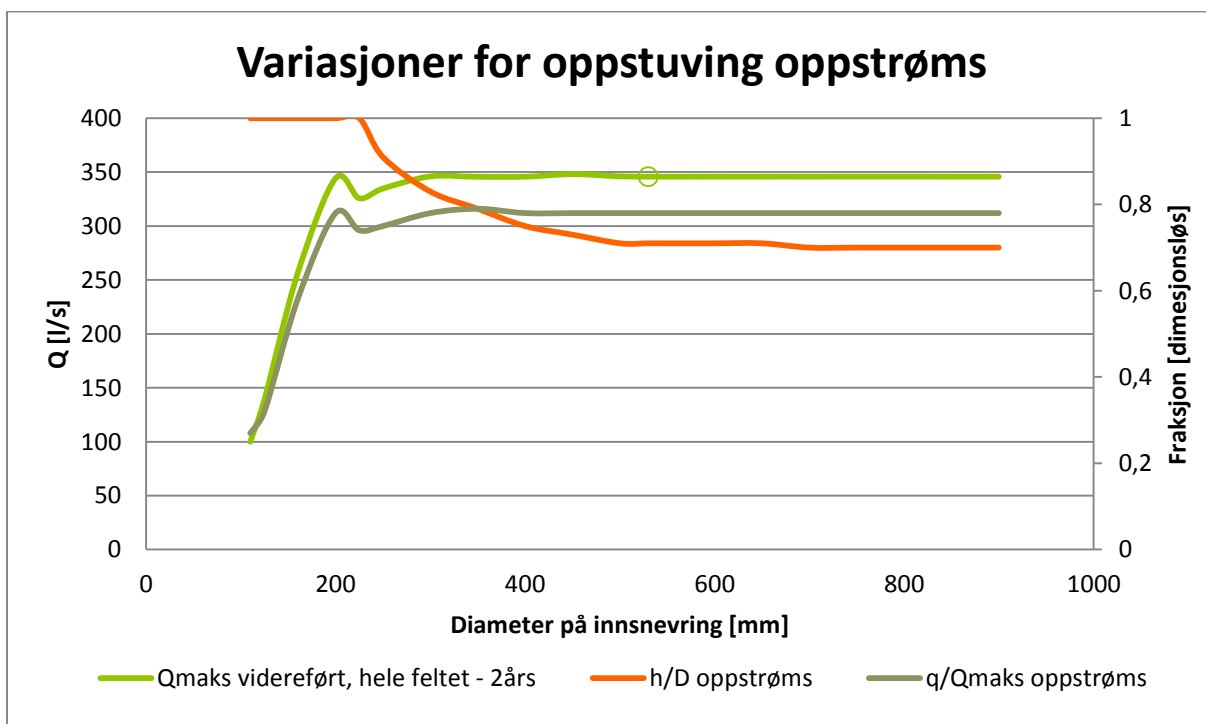
4.4.1.2 Delfylt rør

Ved en situasjon hvor det ikke forekommer oppstuvning i ledningsnett er det også forsøkt å sette inn en rørbit hvor diameteren på rørbiten er variert. Først er det sett på vannhastigheten gjennom innsnevringen. Dette er vist i Figur 4-13. I denne grafen kan det sees at det samme fenomenet som ble vist for fylt rør, oppstår. Ved en diameter på omtrent halve diameteren til hovedledningen får man en maksimal vannføring som tilsvarer det samme som om en innsnevring ikke var tilstede.

I Figur 4-14 er oppstuvingsproblemene vist som direkte resultat av en innsnevring. Ved avtagende diameter øker delfyllingsgraden som en eksponentiell funksjon inntil røret går fullt. I en situasjon hvor røret er delfylt vil en økning av diameter for den innsatte rørbiten ikke gi utslag på oppstuvning oppstrøms, eller avtagende videreført vannføring. Dette motsier antydningen som fremkom i avsnittet for fylte rør, hvor man kunne se et tydelig fall i videreført vannmengde.



Figur 4-13: Variasjoner for videreført vannmengde og vannhastighet gjennom innsnevring, delfylt rør.

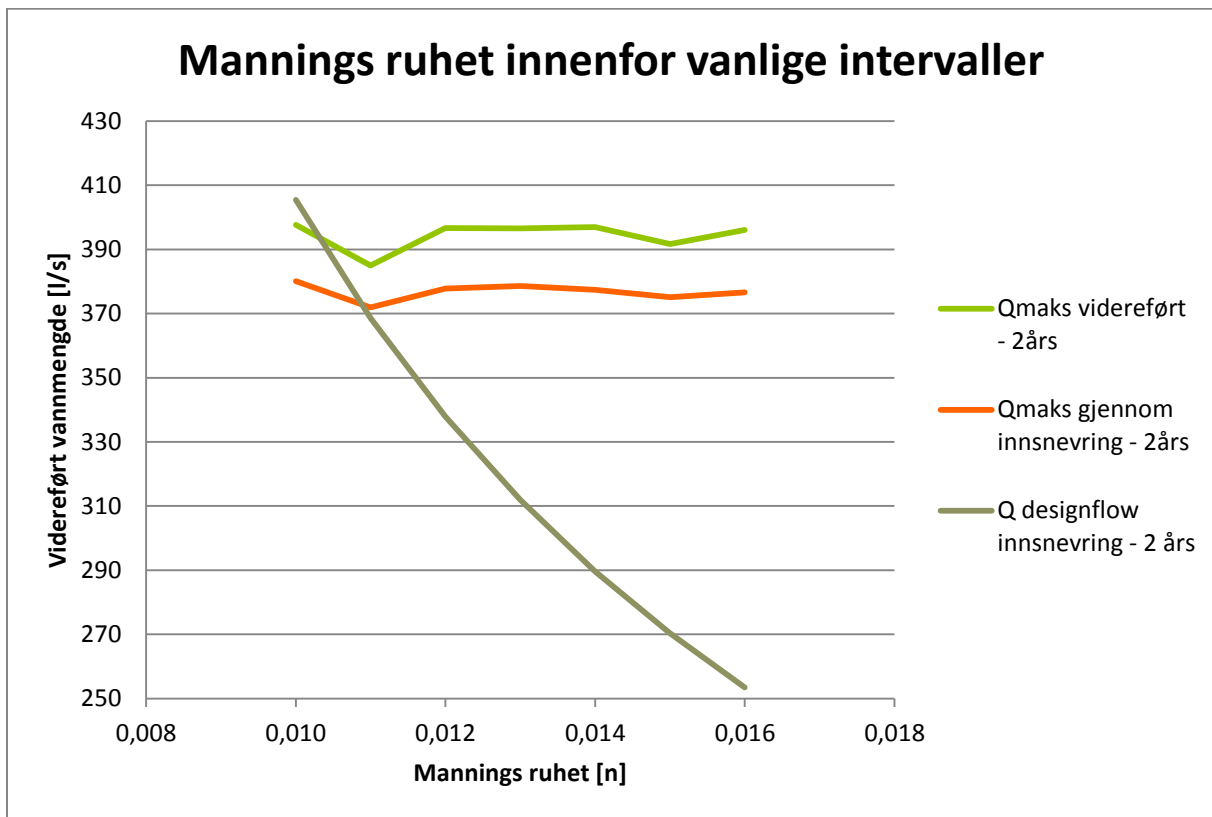


Figur 4-14: Variasjoner for delfyllingsgraden for røret oppstrøms den innsatte innsnevringen. h/D er delfyllingsgraden oppstrøms, og q/Q_{maks} er utnyttelsesgraden av potensiell gjennomstrømning i oppstrøms rør.

4.4.2 Endring av Mannings ruhet i innsatt rør

4.4.2.1 Fylt rør

Som en annen tilnærming for å se på modelleringskvaliteter for rørfeil er det satt inn en rørbit på 2 meter hvor det er justert Mannings ruhet (n). I første omgang er det sett på situasjonen for 2års gjentakintervall med 2 minutters steglengde på regnhyetogrammet som er brukt. Verdiene som er brukt for Mannings ruhet ligger innenfor de "vanlige" intervallene man kan forvente for Mannings ruhet. Resultatet fra disse kjøringene er gitt i Figur 4-15 under.



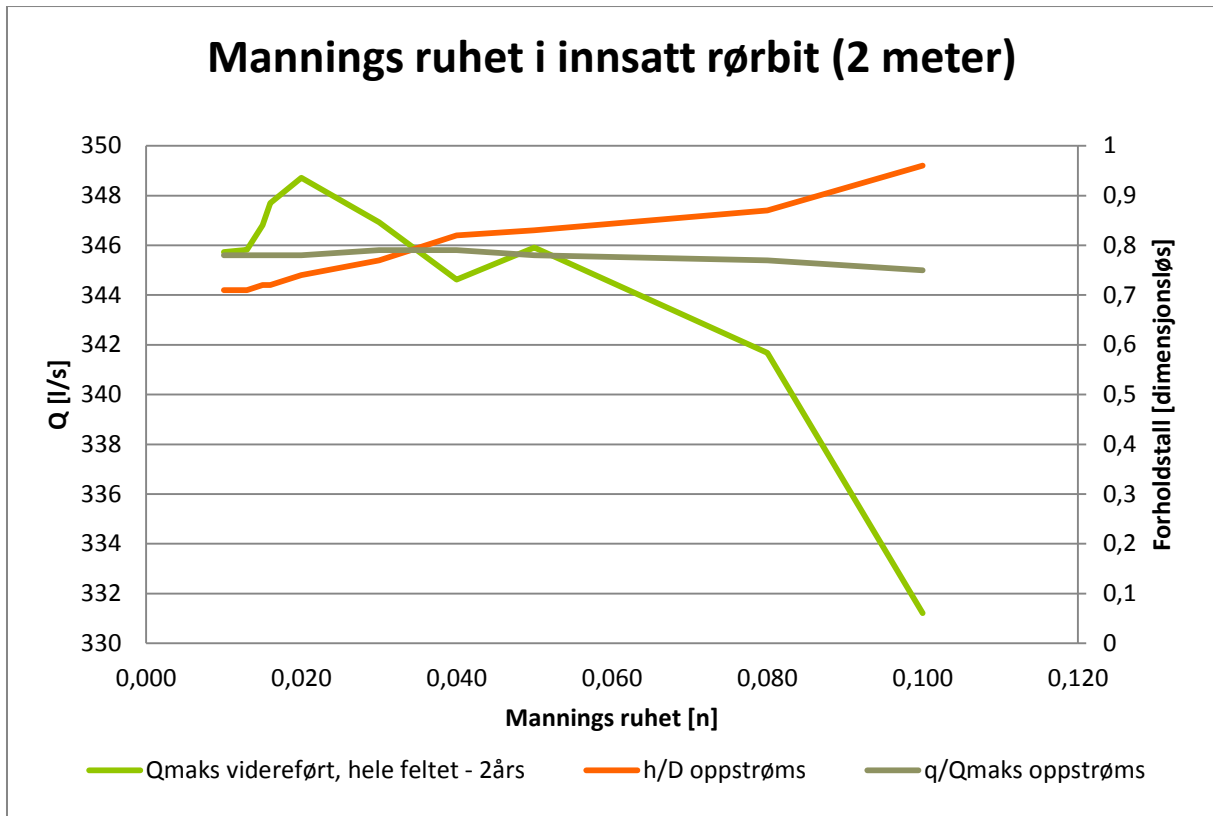
Figur 4-15: Endring av Mannings ruhet for innsatt rør innenfor vanlige verdier.

Som det fremkommer av Figur 4-15 vil endringer av Mannings ruhet for en kort 2-meters lengde innenfor de vanlige intervallene ha mindre effekt på modellens beregninger for videreførte vannmengder enn det diameterendringer gir. Det er heller ingen konsistens i hva som skjer. Både ved økende og minkende Mannings ruhet fås det en liten "dump" i den videreførte vannmengden.

Det er også forsøkt å sette inn ekstreme verdier for Mannings ruhet for det korte rørstrekket. Da får man en større effekt på den videreførte vannmengden, men de ekstreme verdiene for Mannings ruhet er det ikke lett å forholde seg til. Se Figur 11-3 i Vedlegg C – Flere resultatgrafer. Figuren vises ikke her, men kan sees i nevnte vedlegg. Sammenhengen mellom den videreførte vannmengden og designkapasiteten på det innsnevrede røret virker usannsynlig. For å få en skikkelig effekt av ruheten i røret må vannføringskapasiteten godt under 50 l/s. Først da ser man en større endring av videreført vannmengde.

4.4.2.2 Delfylt rør

Det ble kjørt simuleringer hvor det ikke var oppstuvning i rørene, og rørene gikk delfylte. I Figur 4-16 er det lagt vekt på oppstuvningen som forekommer bak en rørfeil. Med hensyn på den videreførte vannmengden får denne lite utslag uavhengig av hvor stor Mannings ruhet som tilegnes rørbiten. Derimot fås det en økt delfyllingsgrad som potensielt kan føre til oversvømmelser. Forholdet mellom strømning oppstrøms og maksimal potensiell strømning endres lite, noe som tyder på at oppstuvningen i røret skyldes en redusert gjennomstrømningshastighet gjennom innsnevringen.



Figur 4-16: Oppstuvning bak en rørfeil ved endring av Mannings ruhet [n] i innsatt 2-meters rørestrekk.

Det kan virke som at den videreførte vannmengden ikke lar seg påvirke av Mannings tall uten å bruke ekstreme verdier. Omtrent like mye vann strømmer inn og forbi rørfeilen som om det ikke ville vært en endring der. Derimot fås det et økt vann-nivå i røret oppstrøms. Det oppstrøms røret blir et reservoar, og den økte trykk høyden i røret bidrar til å holde gjennomstrømmingen forbi rørfeilen konstant.

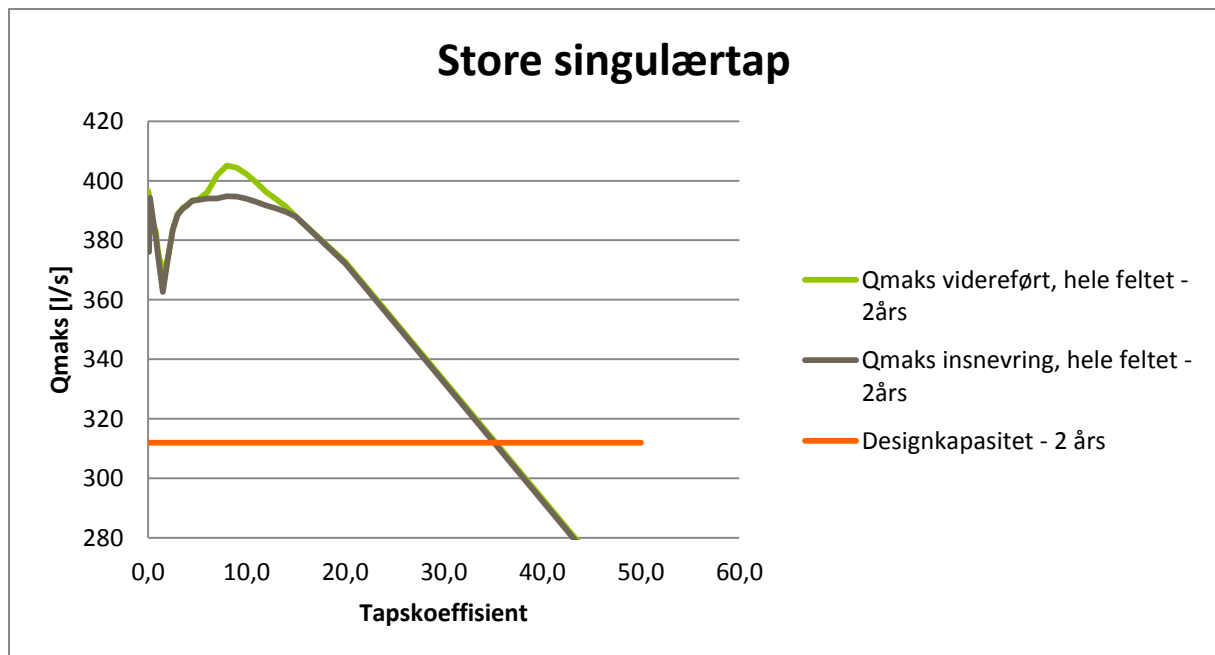
4.4.3 Innsetting av singulærtap i innsatt rør

4.4.3.1 Fylt rør

Den siste tilnæringsmetoden for å simulere rørfeil har vært ved å sette inn verdier for "additional losses" i rørstrekking på 2 meter. "Additional losses" er en verdi som kan settes inn på et rørstrekk og som tilsvarer summen av singulærtap i rørstrekking. Videre er det mulig å sette inn "entrance losses" og "exit losses". Disse er satt til null.

Som det står beskrevet i seksjon 2.6 om singulærtap vil en innsatt singulærtapskoeffisient tilsvare denne singulærtapskoeffisienten multiplisert med fartshøyden til vannet ($v^2/2g$). I trykksatte systemer (som her for fylt rør) er det fullt mulig å miste mer energi enn vannets fartshøyde.

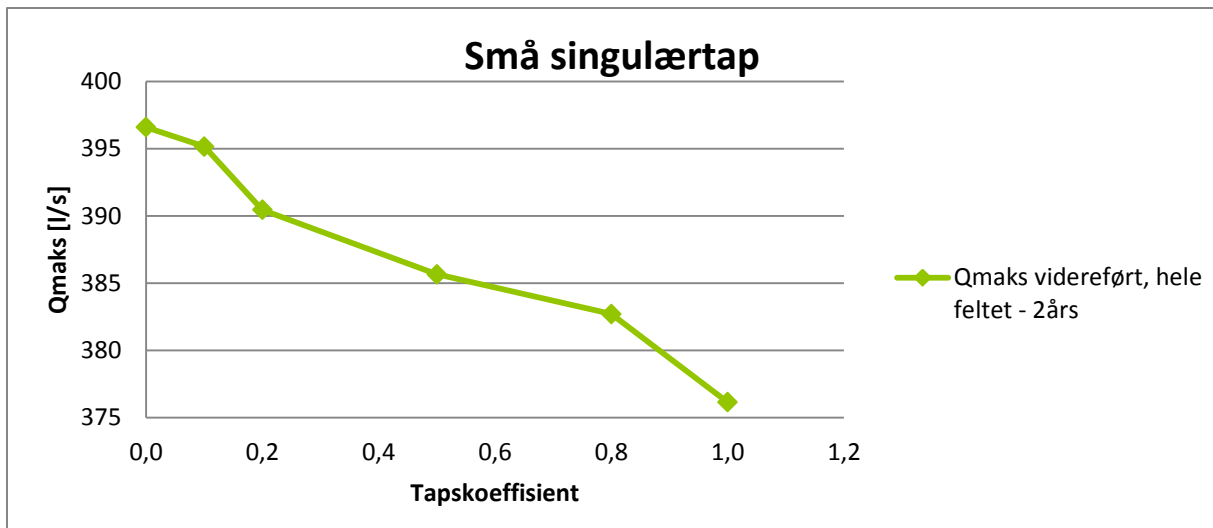
Som det fremkommer av Figur 4-17 ser man at modellkjøringen ved SWMM-metodikken ikke påvirker den beregnede designkapasiteten til innsnevringen (311,9 l/s). Modellen tar med andre ord ikke hensyn til denne faktoren når den beregner maksimal designkapasitet for et ledningstrekk. Det stemmer bra med tanke på at Colebrook-White ligger til grunn for kapasitetsberegninger, og den tar ikke direkte høyde for singulærtap.



Figur 4-17: Effekten for videreført vannmengde ved innsetting av singulærtap i rørstrekning på 2 meter.

Ved store singulærtap i et "trykksatt" system er den videreførte vannmengden tilnærmet proporsjonal med vannføringen i innsnevringen. Unntaket for dette skjer ved topp-punktet ved en singulærtapskoeffisient på omtrent 8. Dette kan skyldes at trykkehøyden bak rørfeilen øker slik at den reelle videreførte vannmengden er høyere enn det som fremkommer av maksimal vannføring i innsnevringen.

En rørfeil vil i de fleste tilfeller ikke føre til større singulærtap enn fartshøyden til vannet. Derfor er det naturlig å legge ekstra vekt på de små singulærtapene, som er vist i Figur 4-18. Ved de små singulærtapene oppfører modellen seg som ventet, og den videreførte vannmengden avtar ved økende singulærtap.

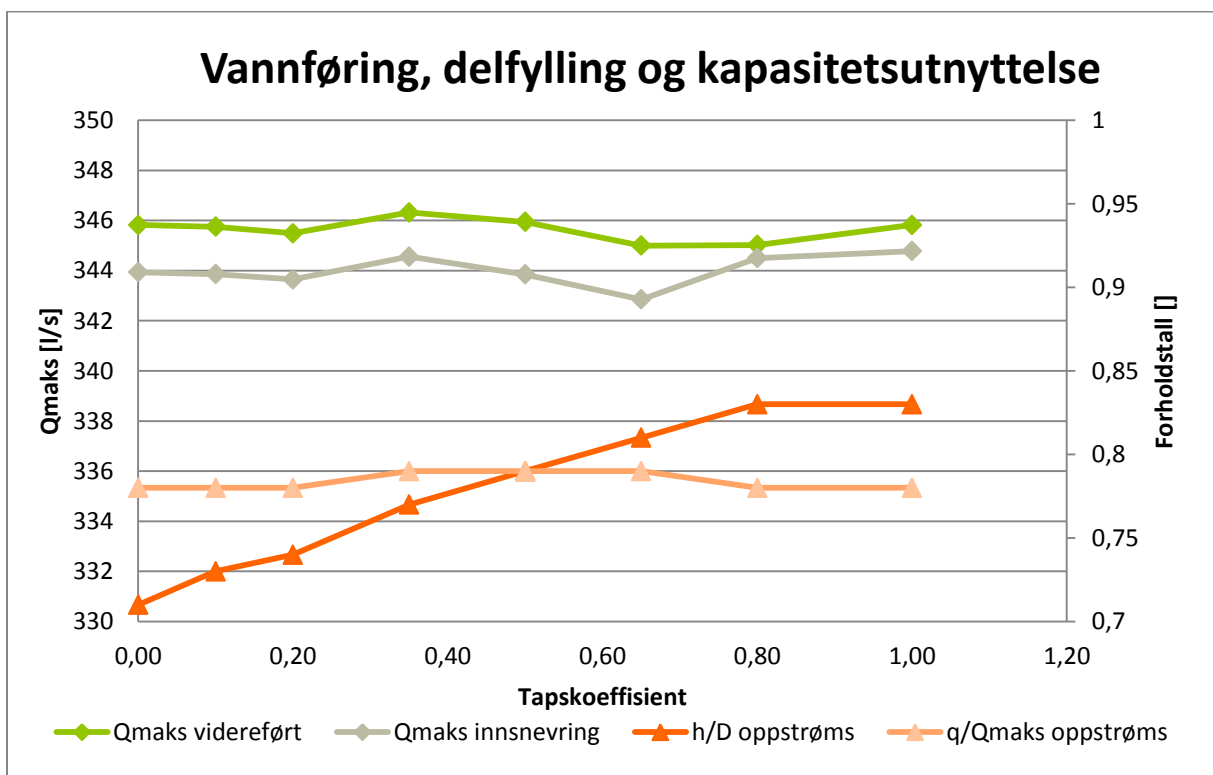


Figur 4-18: Effekten på vannføringskapasiteter ved små singulærtap.

Ved å sammenfatte flere rørfeil vil summen av singulærtapene være langt større og ikke ligge i intervallet 0 – 1. Det er også forsøkt å justere "entrance-" og "exit-losses" (dvs friksjonstap inn og ut av kum), og det er funnet at endringen av disse tilsvarer den samme endringen som fremkommer ved å legge inn verdier for "additional losses".

4.4.4 Delfyllt rør

Figur 4-19 viser hvordan innsetting av et singulærtap fører til en oppstuvning bak en rørfeil. Den videreførte vannmengden varierer lite i en situasjon hvor rørene er delfyllt. Oppstrøms rørfeilen varierer forholdet mellom videreført vannmengde og potensiell vannføring lite, og det kan dermed fastslås at vannføringen forbi rørfeilen forblir konstant, mens vannhastigheten øker.

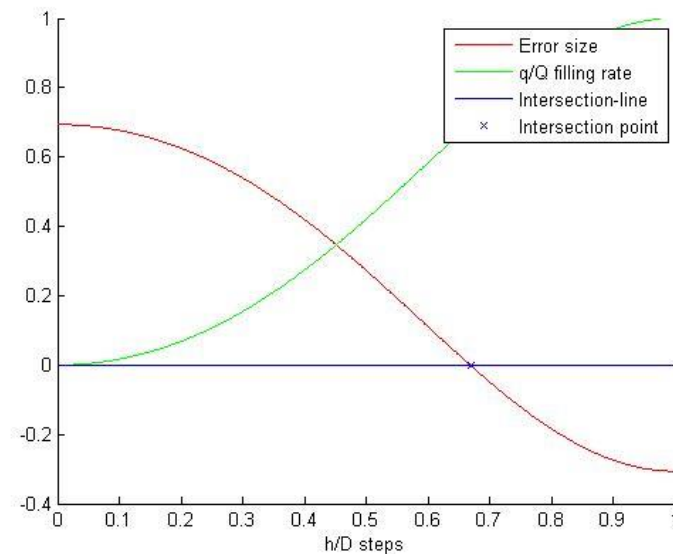


Figur 4-19: Effekten av singulærtap og dens innvirkning på oppstuvning bak en rørfeil.

4.5 Simulering av singulærtap ved CFD-modell

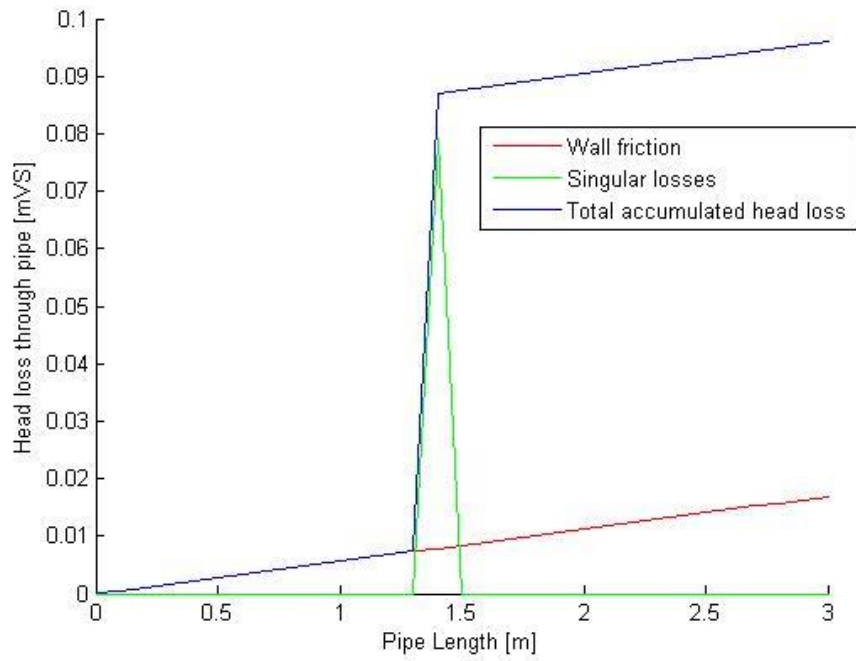
Det er forsøkt å anvende CFD-metoder og løsning av Navier-Stokes ligninger for å beregne singulærtapskoeffisienter for ulike rørfeil. Derfor ble det laget en modell for beregning av friksjonstap gjennom et delfyllt rør i MATLAB. Denne modellen viser sammenhengene mellom vannføringskapasiteter, friksjonstap og vannhastigheter gitt forhåndsdefinerte variable. Denne øvelsen ga resultater som er gjengitt under.

Først ble det utviklet en metode for å beregne delfyllingsgraden i et rør med fritt avløp gitt en input vannmengde, ruhet, temperatur etc. Fra en numerisk tilnærming finner man delfyllingsgraden i røret der hvor feilkurven tangerer null. Dette vises i Figur 4-20. Ved å plukke dette punktet langs x-aksen finner man hvor høyt vannet står i røret ved en gitt vannmengde.



Figur 4-20: Skisse av tilnæringsmetode for å finne delfyllingsgrad i rør.

Ved å ta for seg en rørlengde på for eksempel 3 meter (Figur 4-21), og ved å sette inn en geometri- endring i midten av dette røret kan man simulere et singulærtap i dette punktet som vil tilsvare en rørfeil i dette punktet. Singulærtap betegnes ved en konstant ganget med fartshøyden til vannet. Det totale tapet vil derfor variere med vannhastigheten til vannet.



Figur 4-21: Tap i rørstrekk gjennom et 3-meters rør med en innsatt rørfeil halvveis.

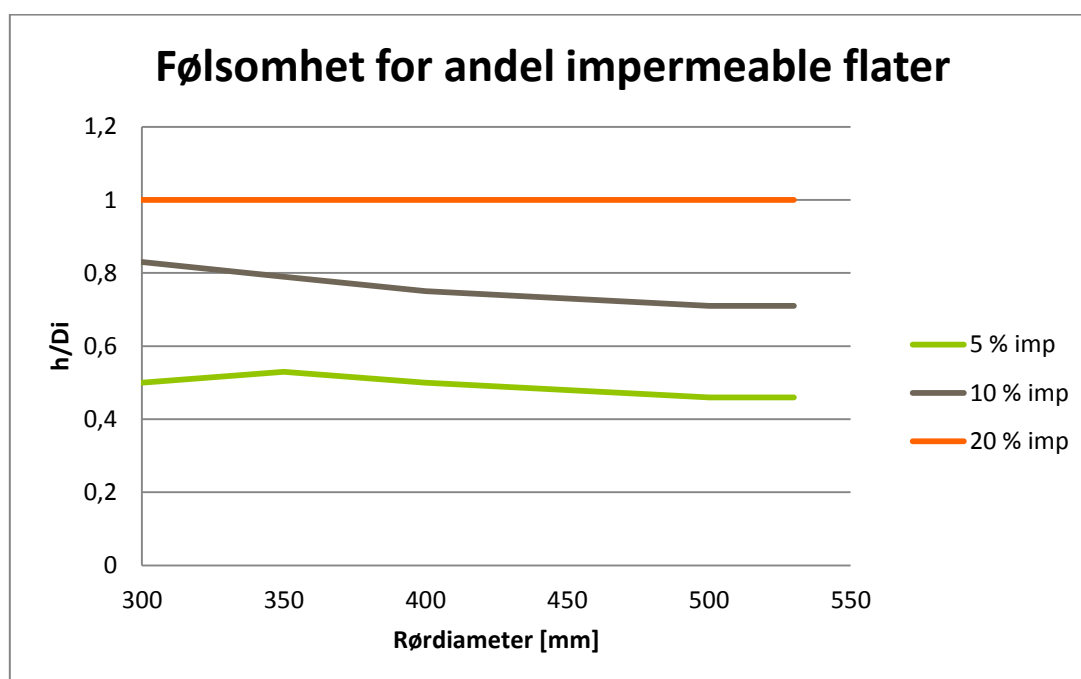
Ved denne metoden kan det vises at det totale tapet som skyldes en enkelt rørfeil er liten for små singulærtap.

4.6 Følsomhetsanalyse

Det er gjort følsomhetsanalyser av forskjellige parametere målt rundt den innsatte innsnevringen for å se på påvirkningen de eksterne faktorene har å si på resultatene som fremkommer fra den innsatte innsnevringen. Alle følsomhetsanalysene er kjørt med EPA SWMMs beregningsmetode og et konstruert regnhyetogram med 2 minutters steg for en 5-års regnhendelse.

4.6.1 Andel impermeable flater i feltet

Andelen impermeable flater ble forsøkt endret for hele nedbørsfeltet. Dette førte til økt avrenning ved økende andel impermeable flater. I Figur 4-22 er det vist de tre scenarioene som er undersøkt i følsomhetsanalysen: 5 % impermeable flater, 10 % impermeable flater og 20 % impermeable flater. Som det fremkommer av figuren blir det ikke noe utslag i det tilfellet hvor andelen impermeable flater er størst, og rørene går fulle. Ved lavere andel impermeable flater varierer resultatet på oppstuvningen oppstrøms innsnevringen (serien er ikke homogen), og det kommer frem at den hydrauliske modellen faktisk er følsom for endring av andelen impermeable flater i tilfeller hvor rørene er delfylte.

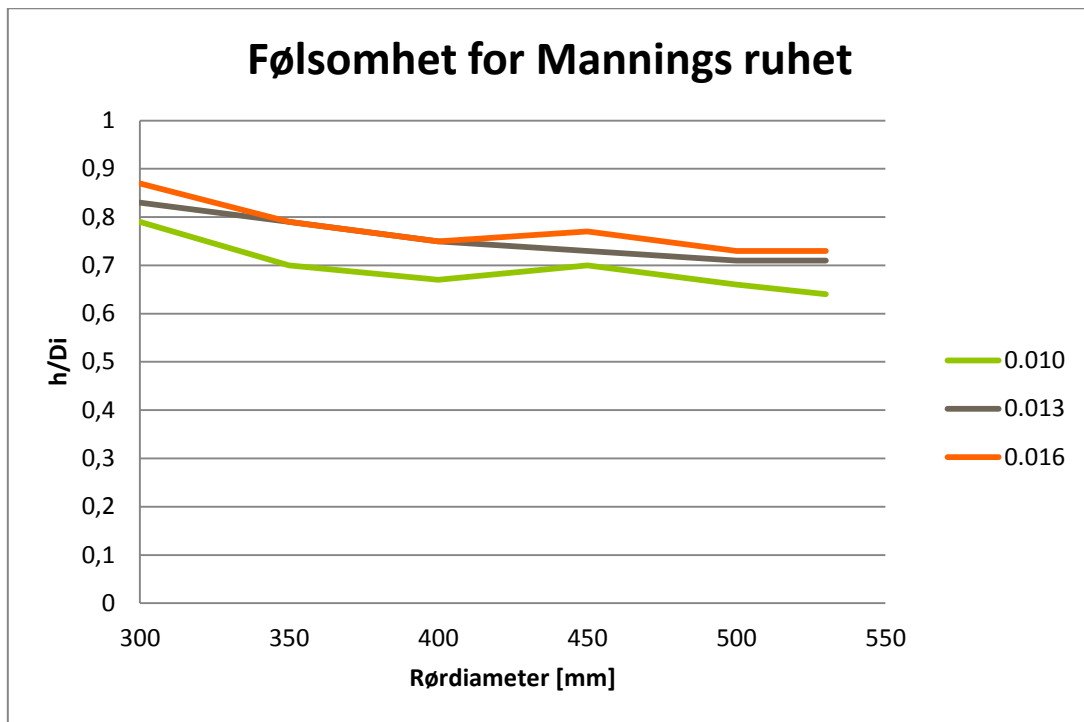


Figur 4-22: Følsomhetsanalyse for delfyllingsgrad i røret oppstrøms innsnevringen ved variasjoner av andelen impermeable flater.

4.6.2 Mannings ruhet i hovedrørstrekket

Ved å justere Mannings ruhet i rørene både ovenfor og etter den innsatte rørbiten er det gjort sammenligninger av resultatene som kommer frem ved å variere Mannings ruhet i den innsatte biten i de forskjellige omkringliggende miljøene. Det er testet med verdier for glatte omkringliggende rør (Mannings ruhet = 0,010) og veldig røe omkringliggende rør (Mannings ruhet = 0,016). Som det fremkommer av Figur 13-1 og Figur 13-2 som kan finnes i Vedlegg E – Følsomhetsanalyse, ser man at delfyllingsgraden (og dermed kapasitetsutnyttelsen) er sterkt påvirket av rørene før og etter. I hovedtrekk vil glatte rør oppstrøms føre til at variasjoner i Mannings ruhet for den innsatte rørbiten gir tilnærmet ingen effekt på oppstuvning. Mer røe rør før og etter innsnevringen gir økt oppstuvning, og en endring av Mannings ruhet i det innsatte rørstrekket vil få større utslag.

I forhold til endringen av diameter ved glattere eller røffere rør før og etter vil diameteren være den dominerende faktoren på oppstuvningen. Dette kan sees i Figur 4-23. Variasjonen av Mannings ruhet påvirker den maksimale oppstuvningen, men diameteren er ansvarlig for trenden som fremkommer.



Figur 4-23: Følsomhetsanalyse med vekt på diameterendring i innsatt rørbit. Kurvene viser en Mannings ruhet på foregående og etterkommende rør på 0.010 (glatt rør), 0.013 (standard betong) og 0.016 (røft rør).

5 Diskusjon

5.1 Software og modellens nøyaktighet

Til de fleste hydrauliske analyser brukes modeller som SSA, SWMM, Mouse, Mike Urban og lignende. Dette for å ta stilling til status i et nedbørsfelt, og om noe bør gjøres. Felles for modellering er at det som oftest gjøres i en "best guess"-situasjon hvor man baserer seg på nedbørs-statistikk og regionalt foreslåtte verdier for avrenningskoeffisienter og ruheter. En sjelden gang blir det også tatt hensyn til innmålinger og faktiske data. Det å kunne bruke en modell for å si noe om rørfeil i en større sammenheng er sterkt avhengig av graden av nøyaktighet man klarer å gi en slik modell.

5.1.1 SSA – en SWMM-basert modell

Storm and Sanitary Analysis er et modelleringsverktøy som bygger på konsepter fra EPAs SWMM. Den har også tatt inn mange muligheter som ikke foreligger i den originale utgaven av SWMM. Heriblant kan det nevnes mulighet for å:

- Kjøre flere nedbørshendelser i samme kjøring.
- Sammenligne data fra flere forskjellige nedbørshendelser i samme graf.
- Redigere nodepunkter og koblinger direkte i profilvisning.
- Spore endringer man gjør i modellen slik at man kan angre dersom man gjør feil valg underveis.

EPAs SWMM er den metoden som det er lagt hovedvekt på for de hydrauliske modelleringene i denne oppgaven. Mulighetene med SWMM-modellering er mange, f. eks mulighet for å modellere snøsmelting, snøakkumulasjon, avrenning med og uten oppstuvning over kum, infiltrasjon ved lekkasje i kummer og fra/til ledninger med mer.

5.1.2 Risiko ved bruk av SWMM

Risikoen ved å bruke SSA (SWMM) som modelleringsverktøy var at SSA ikke er laget med det formål å modellere rørfeil. SSA er et verktøy som ofte anvendes for å lokalisere problempunkter i et avløpsnett, og for å dimensjonere og beregne avløpsnett, fordrøyningsmagasiner, samt avrenning fra nedbørsfelter. Dette viste seg gjeldende også under utarbeidelsen av denne oppgaven.

SWMM er en metodikk som er følsom for veldig mange forskjellige parametere, og det å kalibrere en SWMM-modell for å gi en nøyaktig representasjon i forhold til virkeligheten var vanskelig. Andre simuleringsverktøy som ble vurdert har derimot ikke mulighet til å lage en direkte kobling mot hele nettverk. Det har vært ønskelig å se på totaliteten i nettverk og rørinspeksjoners utbytte i forhold til hele nettverk. SSA ble derfor likevel valgt som simuleringsverktøy for å se på koblingen mellom rørinspeksjoner og hydraulikk.

5.1.3 Nøyaktighet

Det å kalibrere modellen slik at den gjengir ekte forhold er vanskelig. Input-dataene er så mange at det å lage en god og representativ modell som gjengir nøyaktige resultater i forhold til virkeligheten er vanskelig.

SWMM er en modelltype som gir veldig nøyaktige resultater i forhold til de parameterne som legges til grunn for beregningene. Utfordringene har vist seg å være å finne de riktige parametere for input. Hele modellen er veldig følsom for parametere som:

- Avrenningskoeffisient
- Infiltrasjonsevne

Uten å kunne gi gode estimater på disse er det vanskelig å si noe konkret om hvor ofte det vil oppstå problemer for et nedbørsfelt. Derimot er det fullt mulig å identifisere mulige problempunkter selv om avrenningskoeffisienten og infiltrasjonsevnen er feilaktig anslått. Problempunktene i en SWMM-modell er veldig avhengig av parametre som:

- Fall på ledninger (inntakshøyder og utløpshøyde på ledninger)
- Ruhet på rør
- Singulærtap i kummer og ledningstrekk

Ved å vite disse parameterne med sikkerhet lar det seg fint gjøre å lokalisere mulige problempunkter fra en SWMM-modell. Utfordringen rundt det å koble rørinspeksjonsdata og de hydrauliske evnene ved et ledningsnettverk var nettopp å etablere størrelsen på singulærtapene gitt av rørfeil.

5.2 Endring av rørdiameter

For en kort innsatt ledningslengde ble diameteren variert for å se på konsekvensene for den videreførte vannmengden. Det ble funnet at en rask innsnevring eller økning av diameter ville gi en reduksjon i den videreførte vannmengden i en situasjon hvor det er oppstuvning i rørene (systemet er "trykksatt"). (Lahiouel and Haddad 2002) fant tilsvarende resultater for små rør ved eksperimentelle målinger hvor en brå diameterendring, både økning og reduksjon, i et rør ville gi trykktap i rørledningen ved trykksatt rør. I arbeidene deres refereres det også til andre som har påvist det samme tidligere.

Tabell 5-1: Trykktap for singulærhendelser presentert som lineært trykktap. (Lahiouel and Haddad 2002)

	Brå diameterøkning [h_f / L]	Brå innsnevring [h_f / L]
Eksperimentelle resultater	0,21	0,39
$D_1 = 13,3 \text{ mm}$ $D_2 = 23,5 \text{ mm}$		

I normale driftstilfeller (hvor rørene går delfylt, uten trykk) vil kun en innsnevring gi en innvirkning på den videreførte vannmengden og oppstuvingsproblemer. En økning gir i disse tilfellene ingen effekt annet enn økt magasineringssevne. Dermed er en innsnevring bedre enn en økt diameter for simulering av rørfeil.

I løpet av modellkjøringene som er gjort er det påvist ett unntak ved reduksjonen av diameter på den innsatte rørbiten. Unntaket var når rørdiameteren ble halvert. Den videreførte vannmengden er i dette tilfellet like stor som når det ikke er noen innsnevring. Et forslag til hva som skjer her er at denne innsnevringen akkurat er stor nok til at trykkehøyden bak innsnevringen plutselig øker, og dermed også den videreførte vannmengden. Som det kan sees i Figur 4-14 er delfyllingsgraden i røret oppstrøms 100 %, og det er dermed trykksatt avløp oppstrøms for innsnevringen. I et tilfelle hvor vannføringen ville vært mindre ville det antakelig ikke vært det samme problemet.

For å kunne simulere alvorlige punktfeil kan det være interessant å bruke diameter på en kort rørstrekning som justeringsfaktor. For å komme fram til gode verdier på dette må det først beregnes singulærtapskoeffisienter for varierende rørfeil og alvorlighetsgrader. Til det kreves mer avanserte matematiske beregninger enn det SWMM-motoren kan tilby.

5.3 Endring av Mannings ruhet

Fra teoridelen ble det vist ved regneeksempel at Mannings tall (M), Mannings ruhet (n) og k -verdi er faktorer som kan være vanskelige å forholde seg til. Dersom kun én av disse benyttes konsekvent kan arbeidet gjøres lettere. Det ble vist at selv små endringer i Mannings ruhet vil tilsvare store endringer i både k -verdien og Mannings tall. Mannings tall er også en faktor som synker ved større motstand, som av mange kan oppfattes som bakvendt.

Videre kan det vises at litteraturen er inkonsekvent når det kommer til hvordan k -verdien benevnes. I flere formler kommer det ikke frem om denne skal oppgis i meter eller millimeter. Dette kan oppfattes som misvisende.

I tilfeller hvor rørene går fulle gir kontinuitetslikningen ($Q = VA$) at vannhastigheten simpelthen øker gjennom det korte røret med økt ruhet, men det har liten effekt å justere denne med tanke på den videreført vannmengden. Dette så man også ved modellkjøringene.

Etter å ha kjørt modellen for Søråsen mange ganger har det kommet fram at ruhet har mest å si for større systemer og hele ledningstrekk. I tilfellet hvor man varierte ruheten (innenfor vanlige intervaller) for et kort, innsatt rør på 2 meter førte ikke dette direkte til store endringer for den hydrauliske kapasiteten i røret eller oppstuvning i forkant av rørfeil. Dermed kan det slutes at Mannings ruhet er dårlig egnet for å representere punktfeil i rør. Derimot er den bedre egnet for lengre ledningstrekk og større systemer da den påvirker kapasiteten til en rørledning i stor grad.

5.4 Singulærtap

Fra modellkjøringene som er gjort kan det sees at selv små utslag i singulærtap innenfor de vanlige intervallene ($0 - 1$) gir store utslag for oppstuvningen i forkant av en innsatt rørfeil. Dette betyr at rørfeil er av stor betydning for de hydrauliske egenskapene til et ledningsnett. Det å kunne representere rørfeil ved nøyaktige singulærtapsverdier er dermed viktig.

Selv små singulærtap reduserer den videreførte vannmengden betydelig, og bidrar til oppstuvning. En singulærtapskoeffisient på én vil, basert på denne modellen, gi 5 % reduksjon i den totale videreførte vannmengden, som igjen fører til oppstuvning i røret oppstrøms. Den konkrete endringen i oppstuvningen er ikke en lineær funksjon, og kan dermed ikke oppgis i prosent.

Utfordringen rundt det å angi gode singulærtapskoeffisienter er knyttet til geometri. Gjennom kjøringene ved bruk av MATLAB er det forsøkt å komme frem til gode representative verdier for singulærtap. Beregningen av singulærtapskoeffisienter er langt mer avansert enn det som kan framstilles ved bruk av enkle formler, spesielt fordi det i disse tilfellene er snakk om delvis fylte rør.

Singulærtap som skyldes rørfeil vil være en funksjon av delfyllingsgraden i røret, vannføring, vannhastighet, rør-ruhet og geometrien til rørfeil. Ingen rørfeil er like, men derimot kan det antas at rørfeil av samme feiltype og alvorlighetsgrad kan representeres geometrisk innenfor de samme rammene. Ved løsning av Navier-Stokes ligninger kan dermed rørfeil kategoriseres og representeres i tabellformat, og settes inn i modeller av rørnett for å knytte sammen rørinspeksjonsdata og hydrauliske analyser.

5.5 Hydraulikk og rørinspeksjoner

God hydraulikk tilsier at røret skal klare å frakte de vannmengdene som det er beregnet for, og på en slik måte at det ikke fører til oppstuvning i rør, overløpshendelser eller kjelleroversvømmelser. Det har i nyere tid blitt utviklet en egen standard for kategorisering av rørfeil. I Europa verserer det flere utgaver av denne, men etter hvert har de fleste europeiske landene tilnærmet seg den samme standarden: EN13508. Dette gjør det lettere å få en mer felles forståelse av kategorier og størrelsesorden av de ulike typene rørfeil.

5.5.1 Viktige variable for god hydraulikk

Ut fra rørinspeksjoner som er gjort og inspisert i Søråsen feltet vites det at ledningen som går fra Egne Hjem og nordover er i dårlig forfatning. Derfra er det inspisert ledninger videre nordover inn i seksjon 4. I seksjon 4 var det en rekke kjelleroversvømmelser i 1999: 11 innrapporterte, og kun én i Humleveien (seksjon 3) hvor røret som er i dårlig forfatning, ligger. Røret som går gjennom seksjon 4 er i relativt god forfatning.

Dette leder til spørsmålet rundt hvorvidt rørfeil og rørproblemer har stor innvirkning på hydraulikken i avløpsrør. Basert på kjelleroversvømmelsene i 1999 virker det som at et "feilfritt" rør gav flere kjelleroversvømmelser enn røret som hadde problemer. Ved befaring viser det seg at problemområdet ligger nede i et dalsøkk. Ledningen som går gjennom er av mindre diameter enn ledningen som går forbi Humleveien, og det er dårlig fall.

Gjennom mange kjøring med modell er det tydelig kommet fram at "de harde" faktorene ved et rør ofte gir mye større utslag på de hydrauliske beregningene enn "de myke" faktorene. Med harde faktorer menes ting man ikke uten videre får gjort noe med etter at installasjonen av en ledning er utført. Eksempler på dette er rørdiameter, kumhøyder og fall på ledning. De myke faktorene er de som baseres mer på skjønn og de blir gjerne variert for å kalibrere en modell: andel impermeable flater, avrenningskoeffisienter, helning og infiltrasjonsevne. De myke faktorene har stor innvirkning på hele modellen i forhold til totale vannmengder. Et av hovedproblemene ved denne oppgaven har vært nettopp de store vannmengdene som modellen har generert.

Rørfeil havner fort i kategorien harde faktorer. Korrosjon, deformasjon og innstukket rør er ikke noe man uten videre får gjort noe med. Det å vurdere koblingen mellom slike feil og hydraulikken i et avløpsnett har vist seg å være veldig vanskelig. Veilederen fra Norsk Vann foreslår vektete metoder for å vurdere tilstanden til et rør. Disse tilstandsvurderingene tar i all hovedsak for seg de konstruksjonsmessige problemene ved et rør, som selvfølgelig også har stor innvirkning på beslutningene på om tiltak skal iverksettes. En ren hydraulisk indeks har derimot vist seg langt vanskeligere å fremstille, og skjer i hovedsak basert på driftsmessige erfaringer.

For å klare å gjennomføre en vektet hydraulisk vurdering av et avløpsnett trengs det gode og nøyaktige data, som ofte er dyre eller vanskelige å framstille. Per i dag registreres veldig mange av de nødvendige dataene ved rørinspeksjoner. Den viktigste parameteren som registreres ved en rørinspeksjon i forhold til hydraulikk er den nøyaktige diameteren på røret. Dessverre måles nesten aldri kotehøydene på ledningen i bunn kum ved en vanlig rørinspeksjon. Det ville vært meget nyttig å sørge for bedre registrering av:

- Svanker (viktig!)
- Overflateruhet

- Ledningshøyder i kum

Ved spesialbestilling er det mulig å hente ut et ledningsprofil som angir svankene i røret. For at dette skal bli mer anvendelig ville det vært nyttig å kunne lage en direkte kobling mellom alvorligheten av en svank i et rør, og lengden og diameteren på røret. Dårlig fall på ledninger gir store utslag på vannføringskapasiteter.

5.5.2 Rørinspeksjoners fokus

Rørinspeksjoner i dag har veldig stort fokus på de strukturelle egenskapene og feilene ved rør. For å bedre kartlegge hydrauliske egenskaper må det et helt annet fokus til. Punktfeil blir som regel kartlagt omhyggelig. Derimot blir viktige hydrauliske feil, som for eksempel korrosjon, bare notert ved starten av en kjøring og glemt inntil operatøren må stoppe kjøringen. Det later til at få vurderinger blir gjort underveis, og noen måling av korrosjonen skjer ikke.

Ut fra følsomhetsanalysene som ble gjort tidlig i oppgaven kom det fram at variasjon av Mannings ruhet for et lengre lednings-strekk gav relativt store utslag vannføringskapasiteten. Den er dermed proporsjonal med ledningslengden, og en bedre kartlegging av korrosjon vil derfor være viktig for å gi et bedre grunnlag for hydrauliske betraktninger.

Ofte kan kumdata hentes ut fra kommunenes kart-database. Her får man informasjon om kumhøyder, ledningsdiametere etc. Dessverre er ofte slike data beheftet med feil. Det gir store utslag i en hydraulisk modell. En klar forbedring av rørinspeksjoner ville vært at kotehøydene på rørledningene i bunn av kum ble registrert ved rørinspeksjonen.

5.5.3 Betydning av singulærtap

Ut fra de modellkjøringene som er gjort kan det virke som at veldig små singulærtap har lite å si for kjøringen av et helt ledningsnett. For at punktfeil skal gi reelle utslag på hydraulikken kan det dermed antas at det må det være feil av grad 3 eller 4 (alvorlige feil), eventuelt må det foreligge en serie av mindre rørfeil. For å kunne bruke dette i modellsammenheng bør det dermed utarbeides en tabell som angir forholdet mellom type rørfeil, alvorlighetsgrad, og singulærtapskoeffisient. Den kan se ut som vist i Tabell 5-2. Ikke alle rørfeil ville ført til innføring av singulærtap, og dermed er kun de aktuelle rørfeilene listet opp i tabellen.

Tabell 5-2: Foreslått tabell for singulærtapskoeffisienter i sammenheng med rørfeil og grad av alvorlighet.

Rørfeil	Kode	Konsekvens	1	2	3	4
Innstukket rør	IR	Singulærtap				
Tilkoplingsfeil	TF	Singulærtap				
Defekt hattprofil	DH	Singulærtap				
Synlig pakning	SP	Singulærtap				
Forskjøvet skjørt - punktfeil	FS	Singulærtap				
Røtter	RØ	Singulærtap				
Sedimenter	SM	Singulærtap				
Hindring	HI	Singulærtap				
Retningsendring	RE	Singulærtap				
Tverrsnittsendring	TE	Singulærtap				
Dimensjonsendring	DE	Singulærtap				
Fallkum	FK	Singulærtap				

Ettersom avløpsrør generelt ikke er trykksatte systemer vil slike singulærtapskoeffisienter i all hovedsak ligge et sted mellom 0 og 1.

5.5.4 Vedvarende tap

I tillegg til singulærtap vil lengdebaserte rørfeil kunne føre til andre former for tap i ledningen. Disse er vist i Tabell 5-3. Økning av Mannings ruhet bør skje som en prosentvis endring i forhold til standardverdi for den rørtypen det er snakk om. En innsetting av en kort rørbit med mindre diameter bør skje i henhold til lengden på deformasjonen / svanken og bør få en prosentvis reduksjon som står i stil med graden av deformasjonen eller svanken.

Tabell 5-3: Forslag på tabell for endring av konstanter for vedvarende rørfeil i sammenheng med grad og alvorlighet.

Rørfeil	Kode	Konsekvens	1	2	3	4
Deformasjon	DF	Innsetting av kort rørbit med mindre diameter				
Sprukket rør	SR	Øke Mannings ruhet				
Korrosjon/slitasje	KO	Øke Mannings ruhet				
Forskjøvet skjøt - gjennomgående	FS	Øke Mannings ruhet				
Utfelling/belegg	UB	Øke Mannings ruhet				
Vannivå	VN	Innsetting av kort rørbit med mindre diameter				

Det å finne konstantene som bør stå i disse tabellene er arbeid som fortsatt gjenstår. En måte å angripe denne utfordringen på er for eksempel ved å løse Navier-Stokes ligninger ved bruk av CFD-modeller og dermed beregne friksjonstapet basert på geometrien en "typisk" feil av den typen og alvorlighetsgrad vil føre til.

6 Konklusjon

Målet med denne oppgaven var å se på sammenhengen mellom rørinspeksjonsklassifisering og hydraulisk klassifisering av et område eller et sett med rør. Ved å bruke SWMM-modellering blir antakelsene for mange, og det reelle utbyttet gir ikke tilstrekkelig nøyaktighet for det som var ønsket. Resultatene fra denne oppgaven indikerer at det er en viss sammenheng mellom data som er tilgjengelig fra rørinspeksjoner, og de hydrauliske evnene. Det er tydelig rom for forbedringer, da de viktigste parameterne for hydraulikk ikke er med i en standard rørinspeksjon.

Det er funnet at rørinspeksjon i dag har for dårlig fokus på de viktigste hydrauliske parameterne. Generelt er de strukturelle egenskapene vektlagt ved rørinspeksjoner. Det er kartlagt hvordan rørfeil blir kategorisert, og dette er dokumentert slik at videre forskning og undersøkelser kan finne friksjonskonstanter for kjente rørfeil. Oppsummert kan det nevnes at følgende parametere bør inkluderes i standarden for rørinspeksjonsutførelse:

- Kartlegging av kotehøyde, bunn renne, i kum.
- Måling av rør-ruhet ved hver kjøring.
- Svanker bør kartlegges i langt større grad, eventuelt bør det innføres krav om registrering av referanseverdi for vann-nivå.

For lokalisering av problempunkter i et avløpsnettverk er de viktigste parameterne i et hydraulisk perspektiv funnet til å være ledningshøyder (fall), diametere og singulærtap. For helheten av nettverket er parametere som Mannings ruhet viktig. Eksterne parametere som avrenningskoeffisient er viktigst i forhold til kalibrering av en modell.

Singulærtapskoeffisienter har vist seg betydningsfulle i sammenheng med hydraulisk evne for avløpsrør. Per i dag finnes ingen direkte kobling eller tabell hvor det kan avleses singulærtapskoeffisienter for rørfeil av type X, alvorlighetsgrad Y. Ved å finne disse koeffisientene og plassere dem i tabellformat for spesifikke rørfeiltyper og deres alvorlighetsgrad kan man ved hjelp av videre forskning finne en tilnærming for hydraulisk indeksering av avløpsnett.

7 Veien videre

For å oppnå en klarere kobling mellom rørinspeksjoner og hydrauliske evner til avløpsrør må singulærtapskoeffisientene for rørfeil og tilhørende alvorlighetsgrad finnes. Dette er arbeid som vil være både tidkrevende og meget avansert. Ved hjelp av geometriske betraktninger og numerisk løsning av Navier-Stokes' ligninger kan det la seg gjøre å fylle ut en tabell med veiledende singulærtapskoeffisienter. Software som ANSYS Fluent kan antakelig benyttes til slike beregninger.

Noe av utfordringen er å definere standard-geometrier som skal benyttes ved en spesifikk rørfeil. Et innstukket rør er "enkelt" fordi det kan antas å ha samme utforming hver gang. Stort sett er et innstukket rør plassert i øvre halvdel av hovedrøret, og ikke reelt til hinder for vannstrømningen. Derimot er røtter en rørfeil som ikke helt uten videre vil være enkel å definere med en standard geometrisk utforming. Røtter vokser sjelden på samme måte, og det må undersøkes om denne variasjonen vil gi konsekvenser for de hydrauliske evnene.

8 Kilder

- Allen, R. G. (1996). "Relating the Hazen-William and Darcy-Weisbach Friction Loss Equations for Pressurized Irrigation." Applied Engineering in Agriculture **12(6)**: 685-693.
- Autodesk (2011). "User Manual Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2012."
- Berge, G. and K. B. Mellem (2011). "Ressursinnsats, utslipp, rensing og slamdisponering 2010. Gebyrer 2011." Statistisk sentralbyrå - rapporter **46/2011**.
- Bernhus, C., et al. (2007). "Dataflyt - klassifisering av avløpsledninger." Norsk Vann **150**: 56.
- Bioforsk (2009). "Bruksanvisning infiltrrometer."
- Bäckmann, H., et al. (2005). "Nordic sewer system inspection manual."
- EMS (2013). "Dekalb Rational Hydrograph." Retrieved 9. April, 2013, from http://www.ems-i.com/wmshelp/Hydrologic_Models/Models/Rational/Hydrographs/Dekalb_Rational_Hydrograph.htm.
- Folkehelseinstituttet (2013). "Sykdommer som kan smitte gjennom vann." Retrieved 9. April, 2013, from <http://www.fhi.no/artikler/?id=104345>.
- Hafskjold, L. S. (2009). "Trykktap i avløpsnett." Norsk Vann **172**: 46.
- Kirpich, Z. P. (1940). "Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds." Engineers' Notebook.
- Kuichling, E. (1889). "The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts." Transactions, American Society of Civil Engineers **20**: 1-56.
- Kuusi, M., et al. (2003). "Incidence of gastroenteritis in Norway – a population-based survey." Epidemiology & Infection **131(01)**: 591-597.
- Lahiouel, Y. and A. Haddad (2002). "Evaluation of energy losses in pipes." The 6th Saudi Engineering Conference, KFUPM **5**: 577 - 589.
- Lindholm, O. (2013). "Rapport til prosjektet Indre Oslofjord 2013 - Fosfor- og nitrogenutslipp via overvann."
- Lindholm, O., et al. (2012). "Veiledning i dimensjonering og utforming av VA-transportssystem." Norsk Vann **193**: 126.
- Lindholm, O. G., et al. (2012). "Fremmedvann i nordiske avløpsledningsnett." Vann **01-2012**: 39-48.
- Lysne, D. K. (1976). Selvrensing i avløpsrør, PRA.
- Mark A. Marek, P. E. (2011). "Hydraulic design manual." Retrieved 24. April, 2013, from http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/hyd/time_of_concentration.htm.
- Munthe-Kaas, M. S. (2012). Rehabiliteringsbehov på avløpsnettet i Trondheim - En analyse i CARE-W LTP. Institutt for Vann- og Miljøteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet. **Master**: 104.

- Newbury, R. (1995) Rivers and the Art of Stream Restoration.
- NGU (2013). Nasjonal løsmassedatabase.
- Norconsult (2012). Markedsundersøkelse som grunnlag for DIVA. Norconsult.
- Norsk-Rørsenter (2007). "Dimensjonering av avløpsledninger. Selvreising." VA/Miljøblad 79.
- NRK (2013). 9-Nyhetene, NRK: 21:00.
- Pipelife (2007). Pipelife Teknisk Håndbok. P. N. AS.
- RIF (2010). "State of the Nation."
- SSB (2011a). "Folke- og boligtellingsen. Boliger 19. november 2011." Retrieved 9. April, 2013, from <http://www.ssb.no/befolkning/statistikker/fobolig/hvert-10-aar/2013-02-26?fane=tabell&sort=nummer&tabell=99253>.
- SSB (2011b). "Stemmeberettigede, etter kjønn, kommune og valgkrets. Kommunestyre- og fylkestingsvalget 2011. Akershus." Retrieved 9. April, 2013, from <http://www.ssb.no/a/kortnavn/stemmerettkomm/tab-2011-08-25-05.html>.
- SSB (2012). "Tettsteder. Folkemengde og areal, etter kommune. 1. januar 2012." Retrieved 9. april, 2012, from <http://www.ssb.no/a/kortnavn/befsett/tab-2012-09-06-01.html>.
- Svensk-vatten (2007). "Klimatförändringarnas inverkan på allmänna avloppssystem- Underlagsrapport till Klimat- och sårbarhetsutredningen." 48.
- Ødegaard-redaktør (2012). Vann- og avløpsteknikk.
- Ødegård, J., et al. (2013). "Investeringsbehov i vann- og avløpssektoren." Norsk Vann(B17 - 2013).

9 Vedlegg A – Python-script for homogen regnserie

Det ble laget et Python-script for å produsere en homogen regnserie basert på nedbørsmålinger som ble gjort i Søråsen-feltet. Dette scriptet ligger vist her.

```
from numpy import *
import datetime
import time

# Load file
filename = 'nadderudveien55.dat';

# Read all lines
lines = [line.strip() for line in open(filename)]

# Initialize new file
newfile = open('populated.dat', 'w')
day = 60*60*24
rainfall = 0.0
minutes = 0

# Loop through all lines in original file
for i, line in enumerate(lines):
    if i > 2: # Skip first three lines

        # Split input by tab
        lineArray = line.split('\t')

        # Fetch date from original entry
        dates = lineArray[0].split('/')
        month = int(dates[0])
        day = int(dates[1])
        year = int(dates[2])

        # Fetch time from original entry
        times = lineArray[1].split(':')
        hour = int(times[0])
        minute = int(times[1])

        # Create unix timestamp from original entry
        dt = datetime.datetime(year,month,day,hour,minute,0)
        timestamp = time.mktime(dt.timetuple())

        # Make exception for the first entry
        if i == 3:
            currenttime = timestamp
            previous = dt
            value = lineArray[2]

        # Loop through all the minutes until we've reached the next
        minutes = 0
        while (currenttime + minutes*60) < timestamp:
            # Format timestamp to SSA format
            newtime = previous + datetime.timedelta(minutes=minutes)
            timeText = newtime.strftime("%m/%d/%Y\t%H:%M")
            # Write line to new file
            newfile.write(timeText + '\t' + value + '\n')
            minutes += 1

        if i != 3:
            currenttime = (currenttime + minutes*60)
            previous = dt
            value = lineArray[2]
    else:
        # Write three lines at the top of the file for SSA
        newfile.write('Skip the first three lines\n')

newfile.close() # Close the file
```

10 Vedlegg B – Data fra avrenningsfelter

Subbasin Runoff Summary

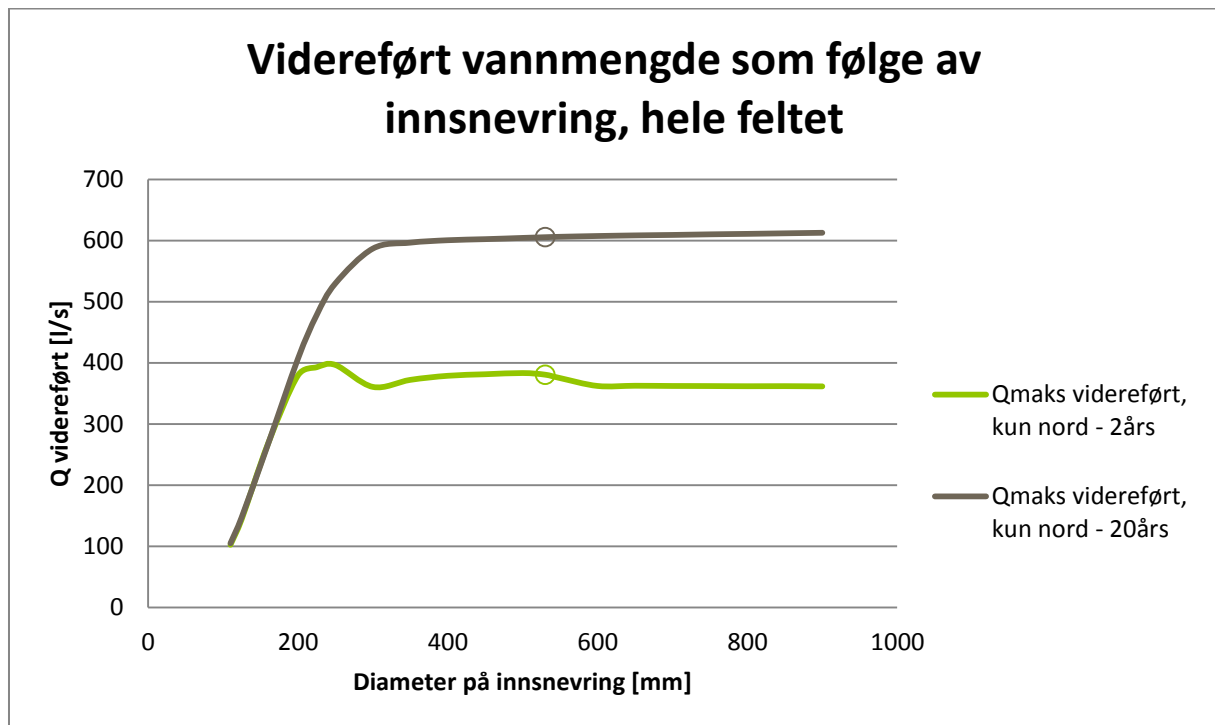
Subbasin ID	Total Rainfall mm	Total Infil. mm	Total Runoff mm	Peak Runoff LPS	Runoff Coefficient	Time of Concentration days	hh:mm:ss
{Site 1}.S1V01	28.77	18.35	10.26	19.03	0.357	0	00:11:54
{Site 1}.S1V02	28.77	21.16	7.46	39.88	0.259	0	00:29:37
{Site 1}.S1V03	28.77	20.61	8.01	57.28	0.278	0	00:25:20
{Site 1}.S1V04	28.77	21.06	7.56	55.87	0.263	0	00:28:49
{Site 1}.S1V05	28.77	20.90	7.72	39.50	0.268	0	00:27:30
{Site 1}.S1V06	28.77	19.57	9.05	88.03	0.315	0	00:18:34
{Site 1}.S1Ø01	28.77	19.06	9.56	30.33	0.332	0	00:15:39
{Site 1}.S1Ø02	28.77	20.47	8.15	31.22	0.283	0	00:24:21
{Site 1}.S1Ø03	28.77	21.40	7.22	44.93	0.251	0	00:31:40
{Site 1}.S1Ø04	28.77	17.61	11.01	46.58	0.383	0	00:07:56
{Site 1}.S1Ø05	28.77	19.45	9.16	81.86	0.318	0	00:17:55
{Site 1}.S1Ø06	28.77	19.21	9.41	29.93	0.327	0	00:16:30
{Site 1}.S2V01	28.77	17.49	10.97	43.95	0.381	0	00:19:15
{Site 1}.S2V02	28.77	13.93	14.39	91.65	0.500	0	00:09:33
{Site 1}.S2V03	28.77	14.07	14.25	193.78	0.495	0	00:10:31
{Site 1}.S2V04	28.77	15.88	12.59	59.91	0.438	0	00:09:19
{Site 1}.S2V05	28.77	18.81	9.81	70.62	0.341	0	00:14:18
{Site 1}.S2Ø01	28.77	19.28	9.34	86.57	0.325	0	00:16:53
{Site 1}.S2Ø02	28.77	14.14	14.18	93.02	0.493	0	00:10:59
{Site 1}.S2Ø03	28.77	18.38	10.08	102.00	0.351	0	00:25:52
{Site 1}.S2Ø04	28.77	18.73	9.88	99.93	0.344	0	00:13:55
{Site 1}.S2Ø05	28.77	19.90	8.72	86.33	0.303	0	00:20:34
{Site 1}.S2Ø06	28.77	19.32	9.30	171.48	0.323	0	00:17:08
{Site 1}.S2Ø07	28.77	18.63	9.98	86.22	0.347	0	00:13:23
{Site 1}.S3V01	28.77	20.30	8.31	40.01	0.289	0	00:23:12
{Site 1}.S3V02	28.77	19.90	8.71	77.77	0.303	0	00:20:36
{Site 1}.S3V03	28.77	21.37	7.25	123.81	0.252	0	00:31:27
{Site 1}.S3V04	28.77	21.04	7.57	259.91	0.263	0	00:28:40
{Site 1}.S3V05	28.77	20.34	8.28	24.16	0.288	0	00:23:27
{Site 1}.S3V06	28.77	20.63	7.98	13.35	0.277	0	00:25:32
{Site 1}.S3V07	28.77	18.94	9.68	30.96	0.337	0	00:15:00
{Site 1}.S3V08	28.77	19.87	8.75	90.53	0.304	0	00:20:23
{Site 1}.S3Ø01	28.77	22.14	6.47	74.96	0.225	0	00:39:12
{Site 1}.S3Ø02	28.77	20.46	8.16	118.12	0.284	0	00:24:17
{Site 1}.S3Ø03	28.77	23.52	5.09	66.17	0.177	0	01:00:52
{Site 1}.S4V01	28.77	20.83	7.79	64.83	0.271	0	00:26:59
{Site 1}.S4V02	28.77	19.58	9.04	54.98	0.314	0	00:18:37
{Site 1}.S4V03	28.77	19.49	9.13	83.94	0.317	0	00:18:05
{Site 1}.S4V04	28.77	18.80	9.82	72.97	0.341	0	00:14:14
{Site 1}.S4Ø01	28.77	20.51	8.10	21.15	0.282	0	00:24:40
{Site 1}.S4Ø02	28.77	20.81	7.81	56.10	0.271	0	00:26:49
{Site 1}.S4Ø03	28.77	19.56	9.06	113.76	0.315	0	00:18:30
{Site 1}.S4Ø04	28.77	20.40	8.22	53.49	0.286	0	00:23:52
{Site 1}.S5V01	28.77	19.24	9.37	29.76	0.326	0	00:16:42
{Site 1}.S5V02	28.77	19.71	8.91	54.85	0.310	0	00:19:25
{Site 1}.S5V03	28.77	20.58	8.04	136.56	0.279	0	00:25:08
{Site 1}.S5V04	28.77	20.70	7.91	147.88	0.275	0	00:26:03
{Site 1}.S5V05	28.77	19.38	9.23	225.91	0.321	0	00:17:30
{Site 1}.S5V06	28.77	20.40	8.22	166.50	0.286	0	00:23:53
{Site 1}.S5V07	28.77	20.63	7.99	105.30	0.278	0	00:25:28
{Site 1}.S5Ø01	28.77	21.21	7.41	58.78	0.257	0	00:30:03
{Site 1}.S5Ø02	28.77	21.60	7.02	95.52	0.244	0	00:33:31
{Site 1}.S5Ø03	28.77	21.09	7.52	72.51	0.262	0	00:29:04
{Site 1}.S5Ø04	28.77	20.62	8.00	88.03	0.278	0	00:25:24

Subbasin Summary

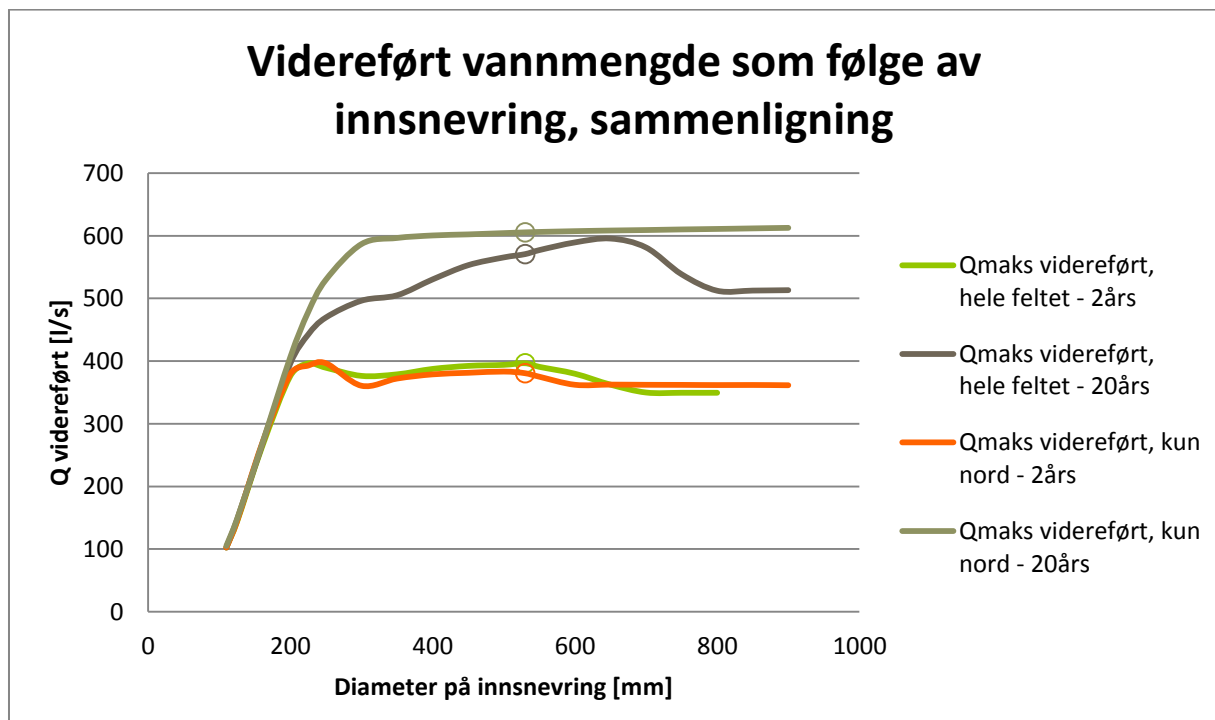
Subbasin ID	Total Area hectares	Equiv. Width m	Imperv. Area %	Average Slope %	Raingage
{Site 1}.S1V01	0.19	33.20	10.00	5.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1V02	0.88	75.78	10.00	1.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1V03	1.11	93.02	10.00	1.8000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1V04	1.20	130.11	10.00	0.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1V05	0.82	95.85	10.00	0.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1V06	1.30	116.91	10.00	4.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø01	0.38	42.11	10.00	5.2000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø02	0.59	59.40	10.00	1.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø03	1.04	45.59	10.00	3.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø04	0.34	94.28	10.00	7.6000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø05	1.17	104.81	10.00	5.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S1Ø06	0.40	48.69	10.00	3.5000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2V01	0.53	78.98	20.00	1.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2V02	0.63	85.02	30.00	10.8000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2V03	1.40	159.15	30.00	11.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2V04	0.44	87.52	20.00	7.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2V05	0.82	131.67	10.00	3.3000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø01	1.18	103.23	10.00	6.3000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø02	0.69	81.77	30.00	8.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø03	1.45	56.46	20.00	6.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø04	1.14	102.32	10.00	11.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø05	1.40	102.62	10.00	4.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø06	2.36	167.29	10.00	9.2000	Rain Gage-01
{Site 1}.S2Ø07	0.95	102.91	10.00	8.9000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V01	0.72	66.69	10.00	7.9000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V02	1.26	101.02	10.00	15.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V03	2.85	137.41	10.00	10.5000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V04	5.57	293.68	10.00	12.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V05	0.44	94.84	10.00	1.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V06	0.26	69.04	10.00	0.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V07	0.38	113.11	10.00	3.2000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3V08	1.46	119.75	10.00	15.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3Ø01	2.00	149.37	10.00	2.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3Ø02	2.22	163.72	10.00	10.6000	Rain Gage-01
{Site 1}.S3Ø03	2.20	161.67	10.00	0.5000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4V01	1.33	109.24	10.00	6.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4V02	0.82	74.83	10.00	16.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4V03	1.21	130.80	10.00	13.3000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4V04	0.85	100.80	10.00	24.2000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4Ø01	0.40	42.15	10.00	5.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4Ø02	1.14	81.80	10.00	8.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4Ø03	1.68	142.16	10.00	20.0000	Rain Gage-01
{Site 1}.S4Ø04	0.99	71.27	10.00	11.8000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V01	0.40	69.35	10.00	6.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V02	0.85	86.38	10.00	11.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V03	2.64	174.37	10.00	11.8000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V04	2.94	186.36	10.00	11.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V05	3.17	286.58	10.00	21.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V06	3.08	183.72	10.00	17.2000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5V07	2.06	135.26	10.00	11.4000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5Ø01	1.31	85.16	10.00	6.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5Ø02	2.30	135.38	10.00	5.7000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5Ø03	1.57	124.09	10.00	5.1000	Rain Gage-01
{Site 1}.S5Ø04	1.71	120.44	10.00	10.1000	Rain Gage-01

11 Vedlegg C – Flere resultatgrafer

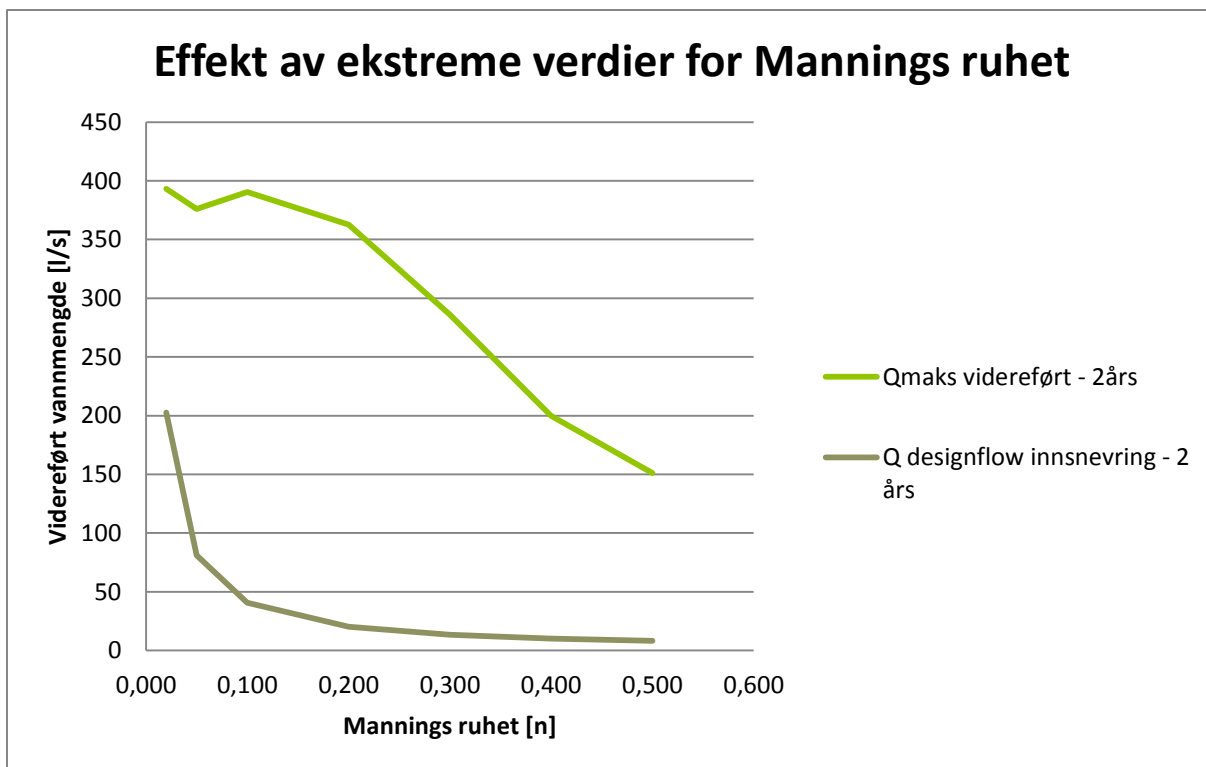
Da det er kjørt mange simuleringer og dermed produsert mange grafer er grafene av mindre interesse gjengitt her.



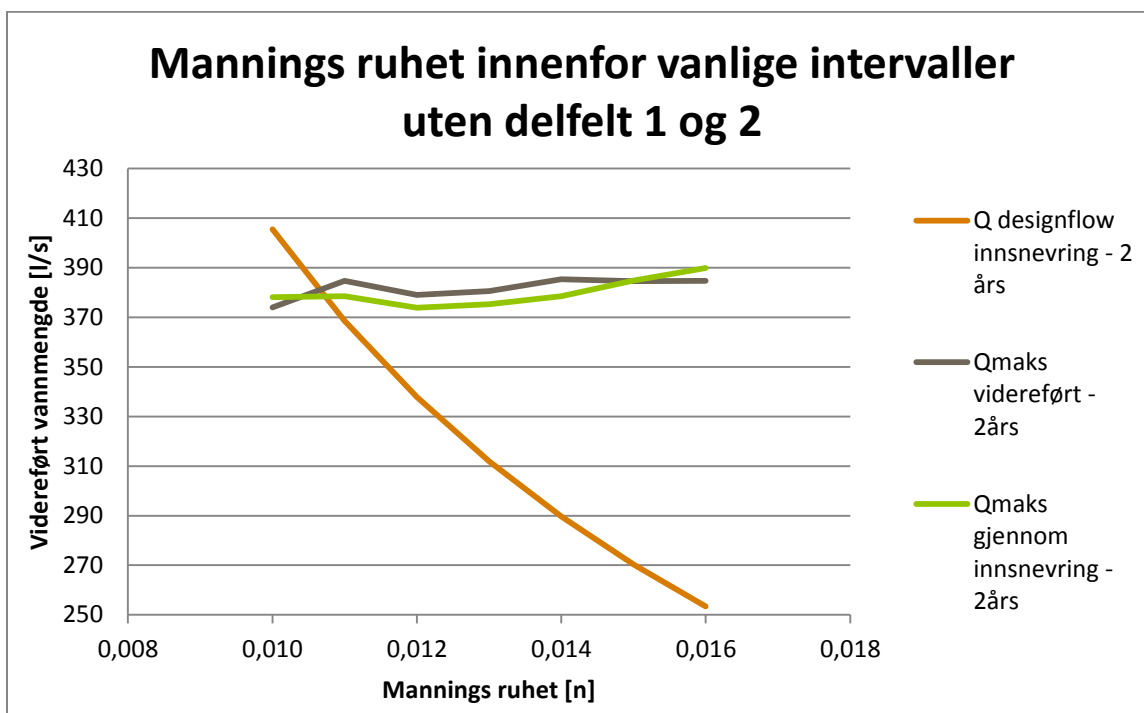
Figur 11-1: Videreførte vannmengder basert på diameterendring ved en innsatt 2-meters rørbit. Seksjon 1 og 2 av modellen er fjernet for å gi fritt utløp ved en oppstuvings-situasjon. Sirkelen angir rørdimensjonen for gjeldende rørstrekning (530mm) og er referanseverdien.



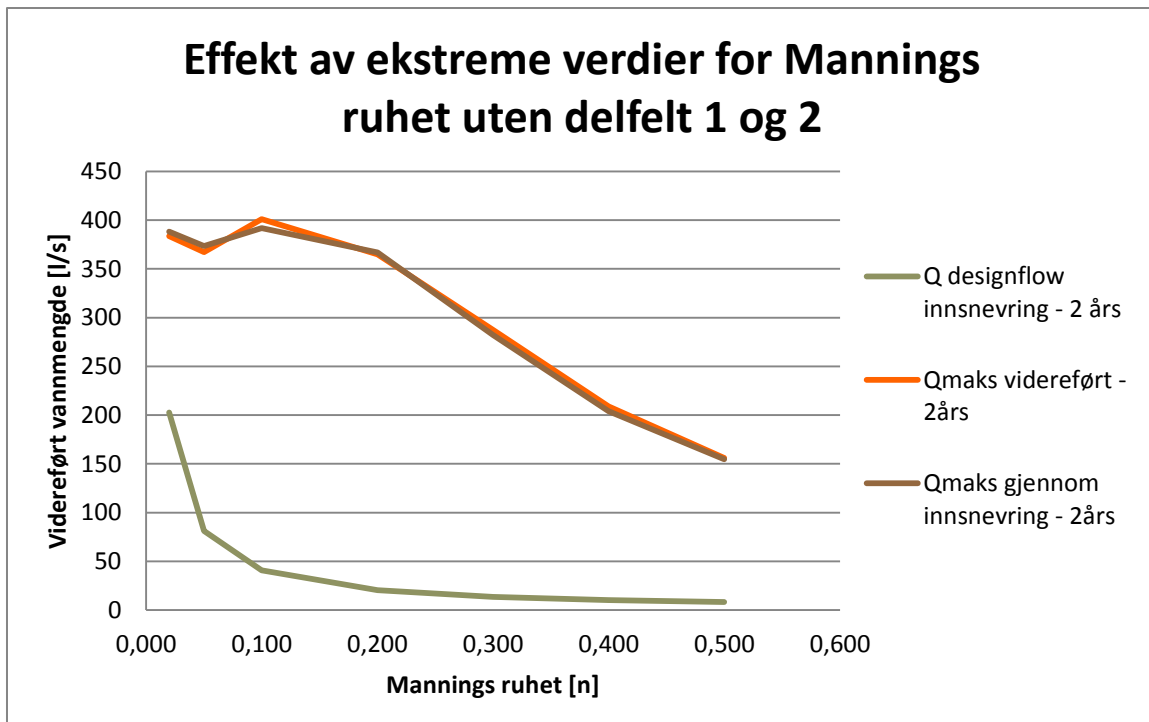
Figur 11-2: Sammenligning av videreførte vannmengder for to tilnæringsmetoder ved simulering. Kun nord angir at seksjon 1 og 2 av modellen er fjernet for å gi fritt utløp ved en oppstuvings-situasjon.



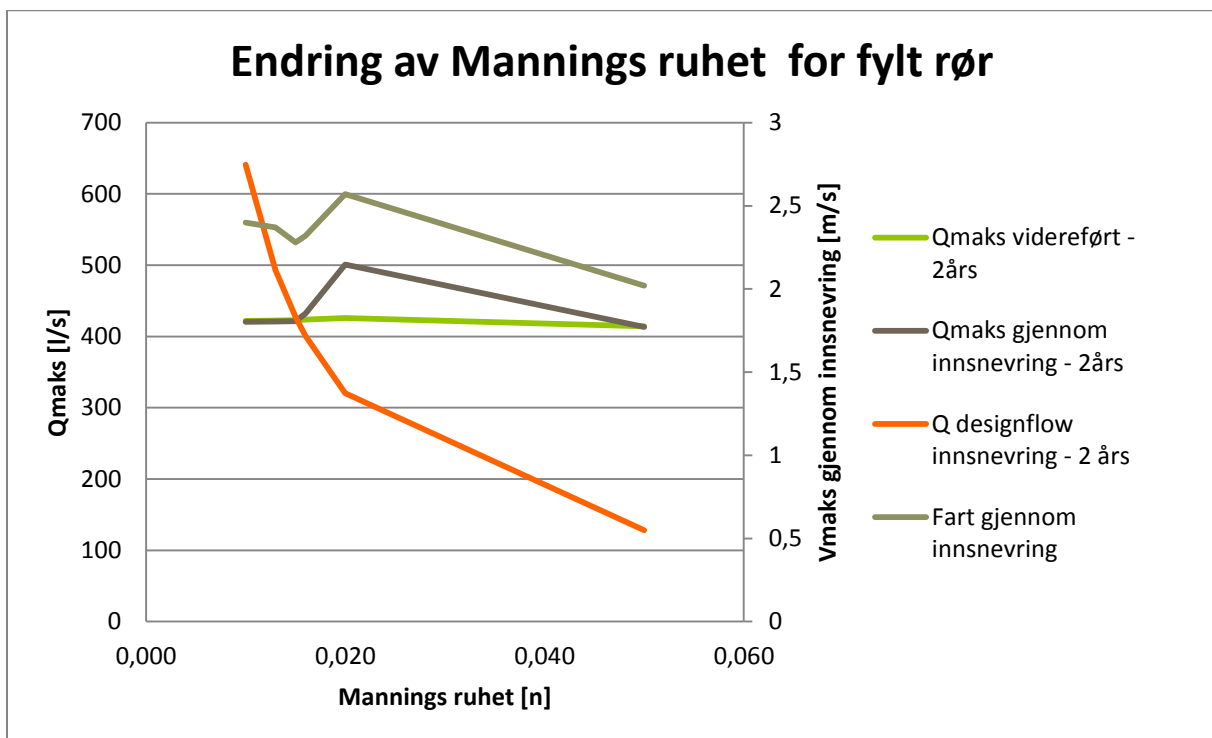
Figur 11-3: Effekten for videreførte vannmengder ved innsetting av ekstreme verdier av Mannings ruhet. Dette er kjørt ved 2-minutters steglengde og 2-års gjentakintervall, som gir en situasjon hvor rørene går fylt.



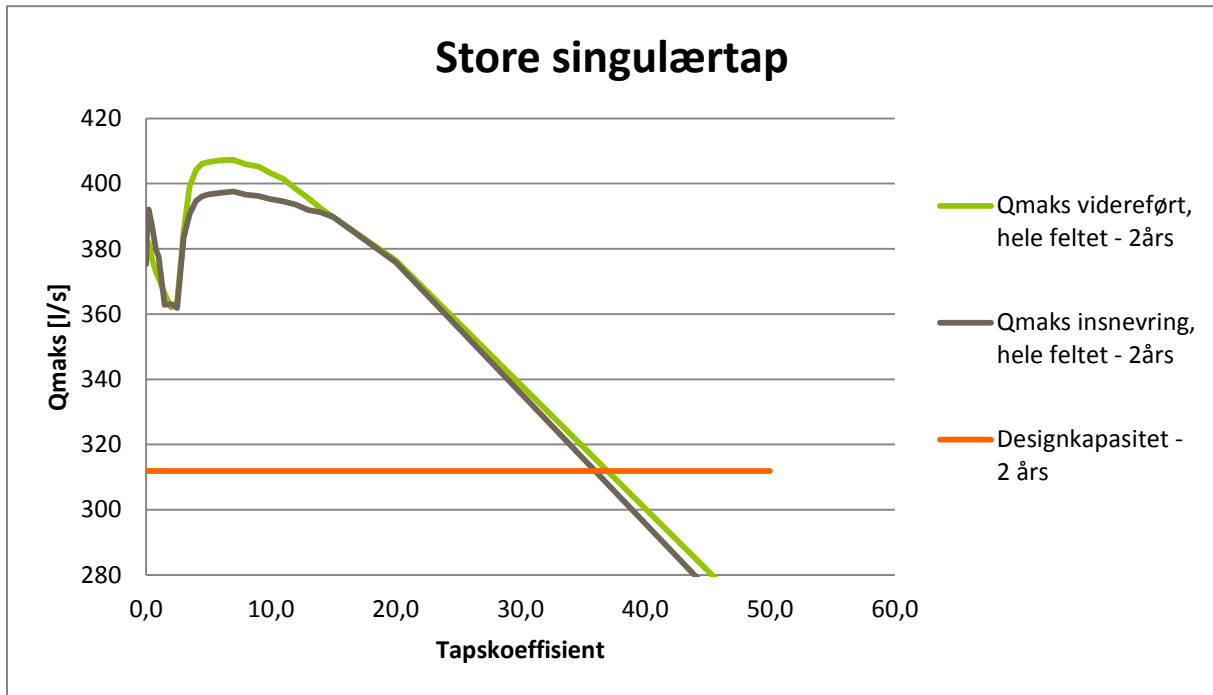
Figur 11-4: Endring av Mannings ruhet for innsatt rør innenfor vanlige verdier ved kjøring av kun den nordlige delen av nettverket.



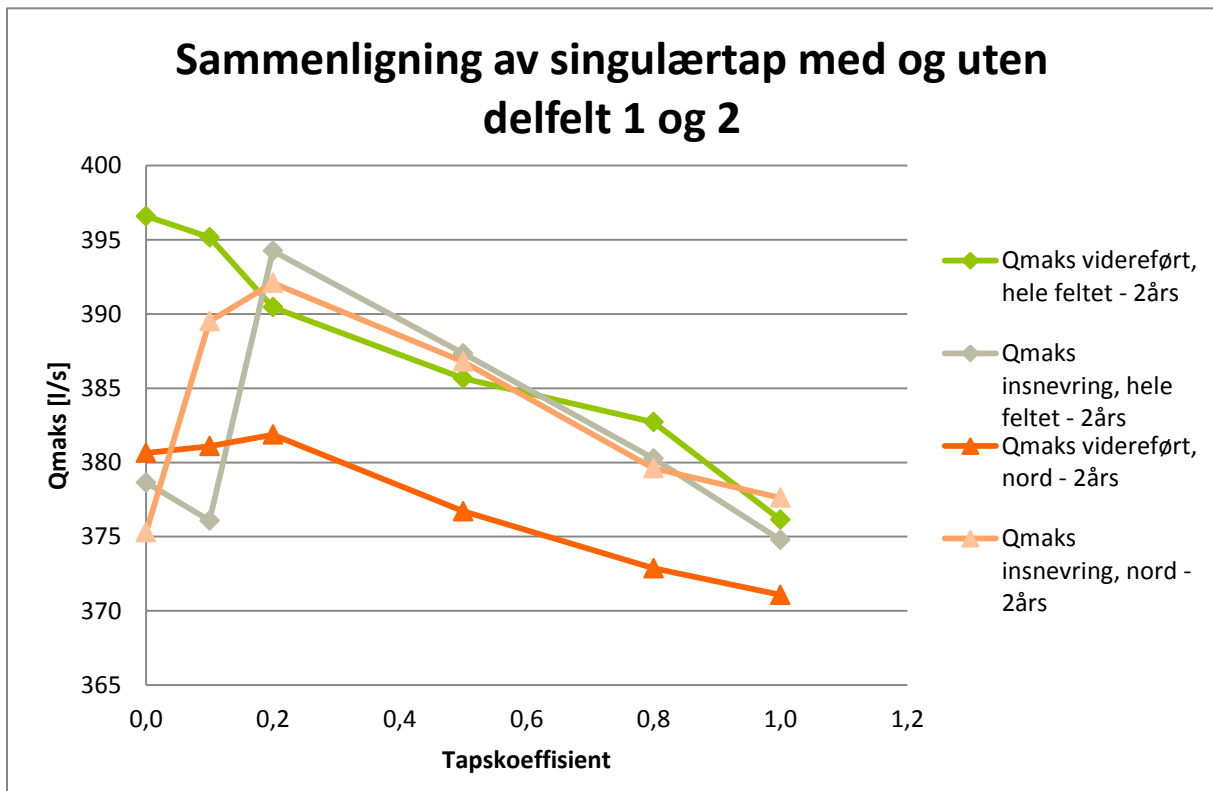
Figur 11-5: Effekten for videreførte vannmengder ved innsetting av ekstreme verdier av Mannings ruhet. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.



Figur 11-6: Her kan det sees at variasjonene med endret Mannings ruhet ved fylte rør har liten til ingen effekt på den videreførte vannmengden ved en innsnevring. Den videreførte vannmengden øker litt ved Mannings-tall rundt 0,020.



Figur 11-7: Effekten for videreført vannmengde ved innsetting av singulærtap i rørstrekning på 2 meter. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.



Figur 11-8: Sammenligning av singulærtapene for små singulærtap med og uten oppstuvingshendelser. Denne gang hvor seksjon 1 og 2 er fjernet og det er fritt utløp et lite stykke etter innsnevringen.

12 Vedlegg D – Matlab-kode for friksjonsberegninger i rør

For å beregne friksjonstap i rør er det gjort mange beregninger ved bruk av Matlab. Dette har resultert i flere mindre kodesnutter, som er gjengitt her.

12.1 k2n – k-verdi til Mannings ruhet (n)

```
function n = k2n (k)

% k-value has to be in unit [m] - meters
n = k^(1./6) ./ 25.4;
```

12.2 n2k – Mannings ruhet til k-verdi

```
function k = n2k(n)

k = (25.4 * n)^6;
```

12.3 reynolds – Beregning av reynolds tall

```
function Re = reynolds(v, D, rho, mu)

% Default values for viscosity and density
if nargin == 2
    rho = 1;
    mu = 10e-3;
end

Re = rho * v * D ./ mu;
```

12.4 height_in_pipe – Beregning av vann-nivå i rør

```
function h = height_in_pipe(D, qQ)

Hd = 0:0.001:1;
HdErr = ones(size(Hd));
Qpart = zeros(size(Hd));

% Approach best fit for height
for i=2:length(Hd)
    Qpart(i) = 0.46 - 0.5 * cos(pi*Hd(i)) + 0.04 * cos(2*pi*Hd(i));
    HdErr(i) = qQ - Qpart(i);
    if(HdErr(i-1) > 0 && HdErr(i) <= 0)
        HdRemember = Hd(i);
    end
end

figure
hold on
plot(Hd, HdErr, '-r')
plot(Hd, Qpart, 'g')
plot(Hd, zeros(size(Hd)))
plot(HdRemember, 0, 'xb')
xlabel('h/D steps')
legend('Error size', 'q/Q filling rate', 'Intersection-line',
'Intersection point')

Hd = HdRemember; % h/D ratio i pipe
h = Hd * D; % [m] Water height in pipe, not percentage of pipe
```

12.5 hydraulic_radius – Beregning av hydraulisk radius i rør basert på delfylling

```
function Rh = hydraulic_radius(h, D)

%Get the radius
r = D/2;

if h < r
    y = h; % Circular segment height
else
    y = D - h;
end

theta = 2 * acos( (r - y) ./ r); % Central angle
K = ( r^2 * (theta - sin(theta)) ) ./ 2; % Circular segment area
s = r * theta; % Arc length

if h < r
    A = K; % Flow area
    Pw = s; % Wetted perimeter
else
    A = pi * r^2 - K;
    Pw = 2 * pi * r - s;
end

Rh = A ./ Pw; %Hydraulic radius
```

12.6 pipe_loss – Beregning i tap i rør

```
function [out1,out2,out3] = pipe_loss(Q,L,A,Dh,e,nu,KL,Am)
% Input:
% Q = flow rate through the system (m^3/s)
% L = vector of pipe lengths
% A = vector of cross-sectional areas of ducts. A(1) is area of
% pipe with length L(1) and hydraulic diameter Dh(1)
% Dh = vector of pipe diameters
% e = vector of pipe roughnesses (k-value)
% nu = kinematic viscosity of the fluid
% KL = minor loss coefficients. Default: KL = [], no minor losses
% Am = areas associated with minor loss coefficients.
% For a flow rate, Q, through minor loss element 1, the area,
% Am(1) gives the appropriate velocity from  $V = Q/Am(1)$ . For
% example, the characteristic velocity of a sudden expansion
% is the upstream velocity, so Am for that element is the
% area of the upstream duct.
%
% Output:
% hL = (scalar) total head loss
% hv = (optional,vector) head losses in straight sections of pipe
% hm = (optional, vector) minor losses
% f = (optional, vector) friction factors for straight sections

if nargin<7, KL = []; Am = []; end
if nargin<8, Am = A(1)*ones(size(KL)); end
if size(Am) ~= size(KL)
    error('size(Am) = [%d,%d] not equal size(KL) = [%d,%d]',size(Am),size(KL));
end

% --- Viscous losses in straight sections
g = 9.81; % acceleration of gravity, SI units
if isempty(L)
    hv = 0; f = []; % no straight pipe sections
else
    V = Q./A; % velocity in each straight section of pipe
    f = zeros(size(L)); % initialize friction factor vector
    for k=1:length(f)
        f(k) = moody(e(k)/Dh(k),V(k)*Dh(k)/nu); % friction factors
    end
    hv = f.*(L./Dh).*(V.^2)/(2*g); % viscous losses in straight sections
end

% --- minor losses
if isempty(KL)
    hm = 0; % no minor lossess
else
    hm = KL.*((Q./Am).^2)/(2*g); % minor lossess
end

% --- optional return variables
if nargout==1
    out1 = sum(hv) + sum(hm); % return hL = total head loss
elseif nargout==2
    out1 = hv; out2 = f; % return viscous losses and friction factors
elseif nargout==3
    out1 = hv; out2 = f; % return viscous losses, friction factors
    out3 = hm; % and minor losses
else
    error('Only 1, 2 or 3 return arguments are allowed');
end
```

12.7 pipe_loss_in_full_pipe – Beregning av friksjonstap i fullt rør

```

function pipe_loss_in_full_pipe

% --- Define system components
Q = 0.35; % Flow
L = 0:0.1:3; % Pipe lengths (m)
D = 0.530 * ones(size(L)); % Pipe diameters
A = 0.25 * pi*D.^2; % Cross sectional area
k = 0.001 * ones(size(L)); % Roughness for concrete
KL = zeros(size(L)); % Minor loss coefficients
KL(15) = 0.5;
Am = A(1)*ones(size(KL)); % Areas of pipe used with minor loss coefficients
Am(15) = A(1) * 0.9;
T = 298.15;
rho = water_density_lbar(T); % Density of water (kg/m^3) at 20 degrees C
gam = rho*9.81; % specific weight of fluid (N/m^3)
mu = water_viscosity_lbar(T); % Dynamic viscosity (kg/m/s) at 20 degrees C
nu = mu/rho; % Kinematic viscosity (m^2/s)
dz = -sum(L)*0.01; % Inlet is 0.1 meter below outlet

% --- The pipeLoss function uses root-finding to find head loss at given Q
[hv,f,hm] = pipe_loss(Q,L,A,D,k,nu,KL,Am);

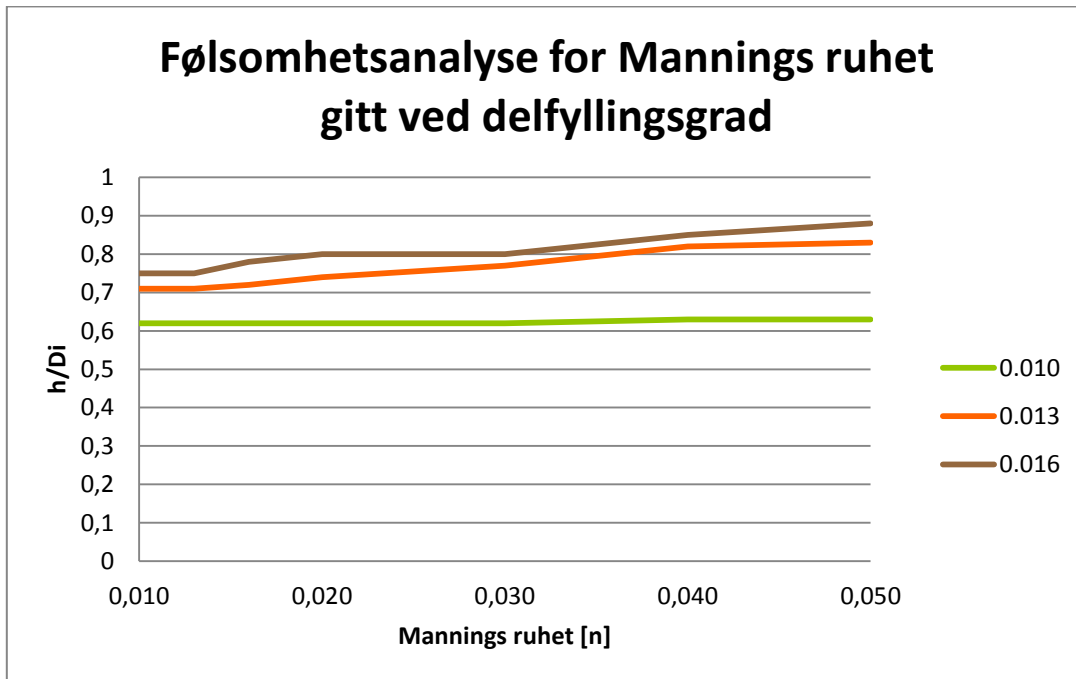
% --- Print summary of losses
fprintf('\n-----');
fprintf('\nViscous losses in straight pipe sections\n');
fprintf(' section Re f hL\n');
for k=1:length(L)
    Re = reynolds(Q/A(k), D(k), rho, mu);
    fprintf(' %3d %12.2e %8.4f %6.3f\n',k,Re,f(k),hv(k));
end
fprintf('\nMinor losses in straight pipe sections\n');
fprintf(' fitting KL hm\n');
for k=1:length(KL)
    fprintf(' %3d %8.2f %6.3f\n',k,KL(k),hm(k));
end
% --- Total head loss is sum of viscous (major) and minor losses
hLtot = sum(hv) + sum(hm);
fprintf('\nTotal head loss');
fprintf(' = %6.3f (m H2O)\n',hLtot);
% --- Total static pressure difference
p1 = gam*(hLtot-dz);
fprintf('\np1 = %8.0f (Pa)\n',p1);
fprintf('\nFlow rate = %11.3e (m^3/s)\n',Q);

% Accumulate the head loss from singular losses
hs = zeros(size(hv));
for i=2:length(hv)
    hs(i) = hs(i-1) + hm(i);
end

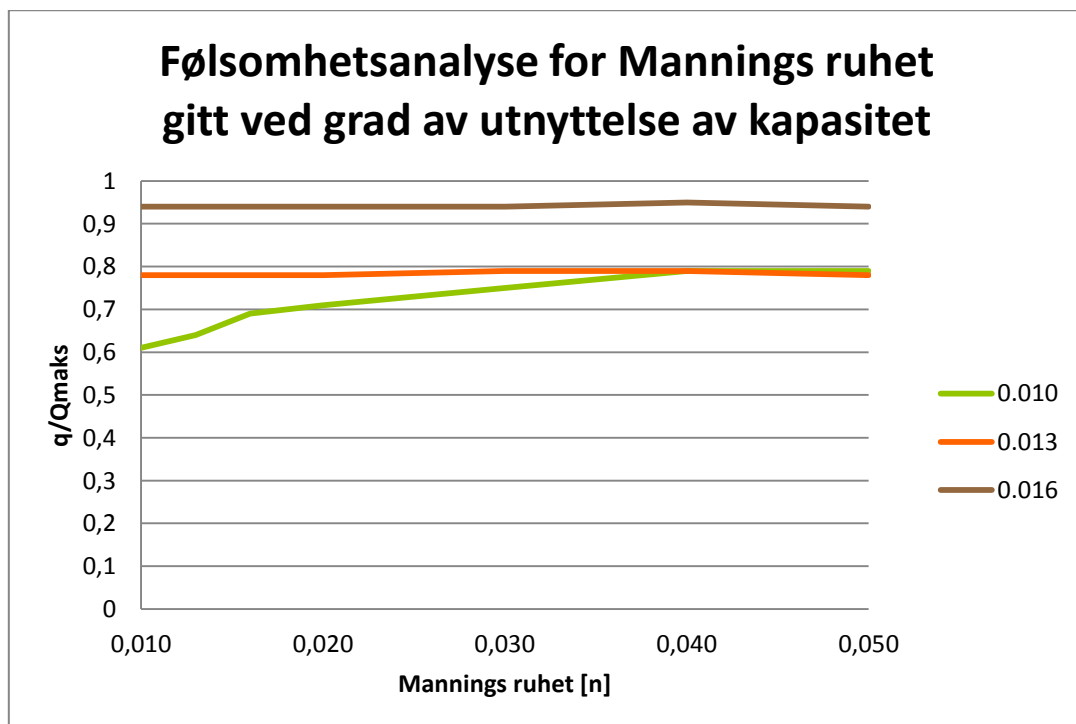
figure
hold on
plot(L, hv, 'r');
plot(L, hm, 'g');
plot(L, hv + hs);
xlabel('Pipe Length [m]')
ylabel('Head loss through pipe [mVS]')
legend('Wall friction', 'Singular losses', 'Total accumulated head loss')

```

13 Vedlegg E – Følsomhetsanalyse



Figur 13-1: Følsomhetsanalyse av delfyllingsgrad i røret oppstrøms innsnevringen ved å variere Mannings ruhet for både oppstrøms og nedstrøms rør.



Figur 13-2: Følsomhetsanalyse av utnyttelsesgraden i røret ved variasjoner av Mannings ruhet og innvirkningen av ruhet fra tidligere og etterfølgende rørstrekk.