

0-  
86012

1984

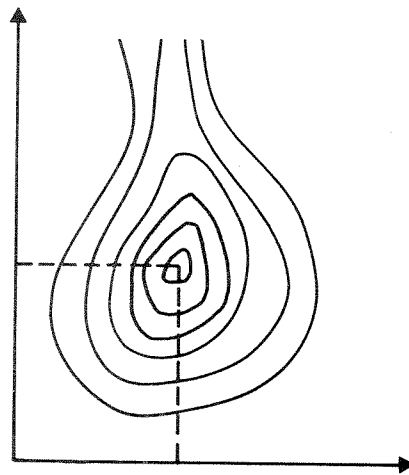
# 1. RAPPORT 7/87

O-86012

## Avløpsnettberegninger

med EDB

- Hvorfor beregne med EDB?
- Om NIVANETT
- Følsomhetsanalyse
- Kalibrering av modeller



# NIVA – RAPPORT

Norsk institutt for vannforskning  NIVA

Hovedkontor  
Postboks 333  
0314 Oslo 3  
Telefon (02) 23 52 80

Sørlandsavdelingen  
Grooseveien 36  
4890 Grimstad  
Telefon (041) 43 03 3

Østlandsavdelingen  
Rute 866  
2312 Ottestad  
Telefon (065) 76 75 2

Vestlandsavdelingen  
Breiviken 2  
5035 Bergen - Sandviken  
Telefon (05) 25 97 00

Prosjektnr.:	0-86012
Undernummer:	1
Løpenummer:	1984
Begrenset distribusjon:	

Rapportens tittel:  Avløpsnettberegninger med EDB	Dato:  April 1987	
	Prosjektnummer:  0-86012	
Forfatter (e):  Oddvar G. Lindholm	Faggruppe:  VA-teknikk	
	Geografisk område:	
	Antall sider (inkl. bilag):  84	

Oppdragsgiver:  Program for VAR-teknikk	Oppdragsg. ref. (evt. NTNf-nr.):  Sveinung Sægrov
---	---

Ekstrakt: Det er utført en følsomhetsanalyse for maksimal regnavrenning med hensyn til variasjoner i inngangsdata til avløpsnettmodellen NIVANETT. Fordeler ved bruk av EDB til avløpsnettberegninger er gjennomgått, likeledes en kort beskrivelse av sentrale egenskaper ved NIVANETT. Det er videre gitt råd om hvordan man kan gjennomføre en kalibrering av NIVANETT.
---

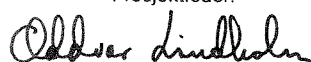
4 emneord, norske:

1. NIVANETT
2. Følsomhetsanalyse
3. Kalibrering
4. Avløpsledningsnett

4 emneord, engelske:


1. NIVANETT
2. Sensitivity analysis
3. Calibration
4. Sewer network

Prosjektleder:



Oddvar Lindholm

For administrasjonen:

  
Dick Wright



Lasse Vråle

ISBN 82-577-1228-0

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING  
OSLO

0 - 8 6 0 1 2

AVLØPSNETTSBEREGNINGER MED EDB

Oslo, 15. april 1987

Oddvar Lindholm

# INNHOLDSFORTEGNELSE

	<u>Side:</u>
1. FORORD .....	4
2. SAMMENDRAG .....	5
2.1. Hvorfor bruke EDB i avløpsnettberegninger? .....	5
2.2. Noen anbefalinger fra følsomhetsanalysen .....	5
2.3. Råd om kalibreringsarbeidet .....	9
3. HVORFOR BEREGNE AVLØPSNETT MED EDB? .....	11
3.1. Generelt .....	11
3.2. Begrunnelse for å analysere avløpsnett .....	12
3.3. Fordeler ved bruk av EDB-modeller på avløpsnett .....	14
3.4. Om systemanalyse av avløpsanlegg .....	15
4. KORT RESYME AV HVA NIVANETT KAN GJØRE .....	18
4.1. Hva kan NIVANETT ikke brukes til? .....	18
4.2. Hvilke egenskaper har NIVANETT? .....	18
5. SAMMENLIGNING AV NIVANETT'S TID-AREAL METODE MED NIVANETT'S OVERFLATEMODELL .....	22
5.1. Generelt .....	22
5.2. Sammenlignende studier av ulike modeller .....	22
5.3. Anbefaling ved valg mellom de to NIVANETT-metoden ...	25
6. FØLSOMHETSANALYSE AV INPUTDATA TIL NIVANETT .....	27
6.1. Innledning .....	27
6.2. Beskrivelse av de benyttede avløpsfeltene .....	27
6.3. Grunnlagsdata .....	36
6.4. Resultater fra følsomhetsanalyser .....	38
7. OM KALIBRERING AV AVLØPSLEDNINGSNETT-MODELLER .....	67
7.1. Hva er kalibrering? .....	67
7.2. Hva kan man tjene på å kalibrere? .....	67
7.3. Matematisk fortlkning av kalibreringsbegrepet .....	69
7.4. Hvilke beregnede data skal man teste på? .....	72
7.5. Hva slags regdatagrunnlag trenger man? .....	73
7.6. Hvilke usikkerheter kan man få i datagrunnlaget? ...	74
7.6.1. Hva er en tilfredsstillende nøyaktighet? .....	74
7.6.2. Hvilke usikkerheter kan ligge i regndata- grunnlaget? .....	74
7.6.3. Avrenning fra flatene .....	75



	<u>Side:</u>
7.7. Om mulige fremgangsmåter i kalibreringsarbeidet .....	76
7.7.1. "Multippel-hendelse" kalibrering .....	76
7.7.2. Følsomhetsanalyse til hjelp i kalibreringen ..	79
7.7.3. Inngangsdata i NIVANETT som er aktuelle for kalibrering .....	80
7.7.4. Eksempler på ofte forekommende situasjoner ...	81
8. LITTERATUR .....	82

## 1. FORORD

Foreliggende prosjekt, "Følsomhetsanalyse for avløpsnett", er ment å være en hjelp for alle som har behov for å dimensjonere avløpsnett, og for å vite reaksjoner i avløpsnettet som følge av ulike påvirkninger.

Program for VAR-teknikk har finansiert prosjektet og prosjektleder har vært Oddvar Lindholm, NIVA.

Prosjektets oppgaver er diskutert med siv.ing. Sveinung Sægrov både i startfasen og under prosjektets gang. Pj.D. Magne Wathne har gitt kommentarer til rapporten.

Følgende temaer er behandlet:

- Motiver for å bruke EDB til avløpsnettberegninger
- Kort om NIVANETT's egenskaper
- Følsomhetsanalyse av inngangsdata til NIVANETT
- Kalibrering av avløpsmodeller.

Alle beregninger er utført med avløpsnettprogrammet "NIVANETT" på en mikrodatamaskin (PC) av typen Olivetti M 24, 256 K og "floppydisk". Prosjektet startet våren 1986 og ble avsluttet våren 1987.

Avløpsnettprogrammet "NIVANETT" har to valgbare overflateavrenningsmodeller:

- a) Modell basert på tid-areal metoden. Denne vil i rapporten bli omtalt som tid-areal modellen.
- b) Modell basert på de hydrologiske enhetsprosesser og som er tatt fra den amerikanske SWMM-modellen. Denne vil i rapporten bli omtalt som SWMM-modellen.

Rapporten er skrevet på tekstbehandling av Lise Tveiten og Inger-Johanne Rørstad, og alle tegninger som er nye i dette prosjektet er tegnet av Iren Halvorsen.

Oslo, juni 1987

Oddvar Lindholm

## 2. SAMMENDRAG

### 2.1. Hvorfor bruke EDB i avløpsnettberegninger

Noen begrunnelser for å benytte EDB-programmer til avløpsnettberegninger er:

- Beregningene skjer svært raskt
- Mange situasjoner og datasett kan prøves for å øke forståelsen for problemene og virkemåten til avløpsnett, uten at dette medfører særlig merarbeid.
- Unngår banale feilberegninger
- Kan gjenta nye beregninger lang tid etter første beregningsomgang, uten ny lang "oppstartingstid"
- Får trykket ut presentable og oversiktlige utskrifter av inngangsdata og resultater
- Får en bedre representasjon av de virkelige fysiske fenomenene enn det man kan ta hensyn til ved håndberegninger.

### 2.2. Noen anbefalinger fra følsomhetsanalysen

Tabell 2.1 viser et sammendrag av følsomheten til inngangsparametrene med hensyn til utslag i beregnet maksimal vannføring i utløpshydrogrammet. Tabellen gir også forslag til anbefalte verdier og løsninger.

De parametere i NIVANETTs tid-areal modell som innvirker mest på hydrogrammene er:

- Regnintensiteten
- Avrenningskoeffisienten
- Tilrenningstiden.

Parametere i SWMM-modellen som innvirker mye på hydrogrammene er:

- Tilknytningslengden
- Overflatehelning
- Motstandsfaktor for tette flater
- Overflatemagasinering for tette flater
- Andel tette flater i feltet.

**TABELL 2.1. VURDERING AV DE ENKELTE PARAMETERES FØLSOMHET M.H.T  
UTSLAG I MAKSIMAL AVRENNING, QMAKS.**

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Regnintensitet	Svært stor følsomhet. Qmaks er nesten direkte proporsjonal med regnintensiteten i de fleste tilfellene	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. DNMI og NHK og f.eks. (14)
Typeregnets form	Plasseringen av maksimum for regnintensiteten i regnforløpet betyr relativt lite for Qmaks	Man kan normalt bruke et symmetrisk regnhyetogram.
Tidssteg i regnhyetogrammet	Dersom man ligger mellom 5 og 10 minutter blir unøyaktighetene ikke større enn det man kan akseptere. 15 minutters steg kan gi merkbare avvik ifra f.eks. det 5. min. steg gir. Tidssteg i regnhyetogrammet må ikke forveksles med NIVANETT's beregningssteg BTRIN.	For felter større enn 50 ha kan man bruke opptil 10 minutters steg i hyetogrammet. For mindre felter bør man ikke bruke større steg enn 5 min. Generelt anbefales 5 minutters steg.
Valg mellom flere kasseregn eller et regnhyetogram	Normalt finner man en akseptabel verdi for Qmaks ved å bruke ett regnhyetogram. Avvikene mellom bruk av mange kasseregn og ett hyetogram ble for 3 forskjellige felter h.h.v. 15%, 0% og 5%.	Normalt kan man bruke ett regnhyetogram for å finne Qmaks istedetfor å prøve seg fram med en rekke forskjellige kasseregn.
Lengde på regnhyetogrammet tidsforløp	Dersom man kutter ned hyetogrammet lengde til 70% av konsentrasjonstiden blir Qmaks ca. 3% for liten (for det viste eks.).	Man bør bruke et regnhyetogram som minimum har en lengde lik 70% av konsentrasjonstiden. Helst bør man bruke 100% av denne tiden.
Avrenningskoeffisienten	Svært stor følsomhet. Qmaks er normalt nesten direkte proporsjonal med avrenningskoeffisienten.	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. NHK.

forts.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Tilrenningsfunksjon for overvann	Rask avrenning (kurve 1) ga h.h.v. 13%, 19%, 8% og 23% høyere $Q_{\text{maks}}$ enn lineær avrenningskurve (kurve 0). Følsomheten for kurve 1 er dermed relativt stor. Sen avrenningskurve (kurve 4) gir liten følsomhet.	Dersom man har rask avrenning av hovedtyngden av avrenningen bør en kurve som uttrykker dette brukes. Ved rimelig homogene felt brukes jevn avrenning (kurve 0).
Tilrenningstid	Svært stor følsomhet.	Bestem tilrenningstiden så nøyaktig som mulig ved hjelp av diagrammer. Se f.eks. SFT's veiledninger.
Hydraulisk formel for rør	Svært liten følsomhet.	Bruk Colebrookes formel selv om valget betyr lite for hydrogrammene.
Rørdiameter	Relativt liten følsomhet dersom oppstuvning ikke oppstår.	Dersom oppstuvningsberegninger gjøres, betyr det mye å bruke riktig diameter.
Rørgradient og svank	Relativt liten følsomhet for hydrogrammer et stykke nedstrøms.	Dersom de lokale forhold ved svanken er av interesse bør fallet bestemmes med en nøyaktighet på $\pm 5$ o/oo.
Rørruhet	Relativt liten følsomhet. Virkningen av en variasjon innenfor 0.5 mm til 2.0 mm er liten.	For betongrør ca. 1 mm.
Effekt av å tillate oppstuvning i kummene	Ved å tillate en oppstuvning på opptil 1 m over topp rør, kan regnets gjentakintervall økes betydelig (opp til 100% i visse situasjoner).	Dersom man velger å kalkulere med oppstuvning, må konsekvensene for tilstøtende bygninger o.l. sjekkes grundig.
Forenkling av ledningsnett	Forenkling av nettet ned til 30% av det opprinnelige antallet punkter har gitt små endringer i utløpshydrogrammet.	Forenklingen må tilpasses behovet for lokalt pålitelige data, og den aktuelle spørsmålstillingen.

forts.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Lengden på rør-strekningene	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten relativt liten i området $\Delta x=50$ til $\Delta x=300$ m.	150 m er optimalt. 150 m $\pm$ 100 m gir også trygge resultater når regnets varighet er større enn 50 % av konsentrasjonstiden.
Beregningstrinn i NIVANETT "BTRIN"	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten liten i området BTRIN=1 minutt til 5 minutter.	Bruk 1 minutt, da man normalt sparer svært lite på å øke beregningstrinnet.
Tilknytningslengde i overflatemod.	Stor følsomhet, særlig ved lave tilknytningslengder	Se litt.listen (29)
Overflatehelning i overflatemod.	Moderat stor følsomhet. Særlig ved små helninger.	Se litt.listen (29)
Motstandsfaktor for tette flater	Moderat stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen (29)
Overflatemagasinering tette flater	Ganske stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen (29)
Alle parametere knyttet til permeable flater	Svært liten eller ingen følsomhet for normalt forekommende situasjoner.	NIVANETT's innlagte standardverdier kan vanligvis brukes.
Tette flater	Svært stor følsomhet.	Viktig å bestemme arealet av tette flater nøyaktig.
Andel av de tette flater som ikke har overflatelagring	Liten følsomhet	Grove anslag burde være tilstrekkelig for denne parameteren.

### 2.3. Råd om kalibreringsarbeidet

- Bruk minst 3-4 representative regn i kalibreringsarbeidet om mulig.
- Vannmåleren bør ha en nøyaktighet på bedre enn  $\pm 10\%$  i det mest aktuelle området (som normalt ligger flere ganger over tørrværsavrenningen).
- Bruk så mange regnmålere som mulig i måleperioden for kalibreringsarbeidet.
- Mål relativt grundig og intenst over en kortere periode som f.eks. 1 mnd., i stedet for langvårige målinger med dårligere beredskap og svak oppfølging av instrumentene.
- Velg primært store og intense regn som har falt på tørr mark.
- For regn i sommer- og høstperioden vil man normalt være tjent med å ikke anta direkte avrenning fra permeable flater (de permeable flatene "mater" imidlertid grunnvannsmagasinet som igjen kan gi øket infiltrasjon lenge etter selve regnet har sluttet).
- Bruk "multippel-hendelse" kalibrering. Dvs. bruk samme inngangsdatasettet for alle regnene samlet, før nytt forbedret datasett velges.
- Følsomhetsanalyse for de mest aktuelle inngangsdataene med hensyn til utslag i avrent volum og maksimal avrenning,  $Q_{maks}$ , vil effektivt gi indikasjoner på hvilke parametre som bør justeres først og i hvor store steg justeringene bør skje.

- Forslag til kalibreringsparametre i NIVANETT:

Parameter Modell	Tilpasning av:	
	Qmaks	Volum
Tid-areal metoden	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Tilrenningstid</li> <li>* Tilrenningsfunksjon</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Avrenningskoeffisient</li> <li>* Tilknyttet areal</li> </ul>
Overflate modellen	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Tilknytningslengde</li> <li>* Motstandsfaktor for tette flater</li> <li>(* Fall på overflatene)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* % tette flater</li> <li>* Overflatemagasinering for tette flater</li> <li>* Tilknyttet areal</li> </ul>

- Volumet kalibreres først og deretter Qmaks. Flere iterasjoner er nødvendig, da "volumparametrene" også påvirker "Qmaks parametrene".
- Eksempler på årsaker til dårlig kalibreringsresultat:
  - Ukjente og aktive overløp eller utløp
  - Ukjente oppstuvninger som forsinker eller avlaster noe av avløpet
  - Deltagende andel av de tette flatene er annerledes enn forutsatt
  - For unøyaktige regnmålere eller vannføringsmålere
  - Regnet kan ikke representeres ved kun en regnmåler fordi man har sterkt lokale byger eller et regn som beveger seg med -eller motstrøms avløpsvannets retning.
  - En for forenklet representasjon av avløpssystemet i modellen.



### 3. HVORFOR BEREGNE AVLØPSNETT MED EDB?

#### 3.1. Generelt

Bruk av EDB har gitt menneskene fantastiske muligheter til å behandle store mengder data, beregne kompliserte systemer og dermed forstå og utføre tekniske anlegg bedre. Dette er en utvikling som allerede i 10-15 år har pågått innen den VA-tekniske sektoren og som ytterligere vil bli forsterket.

Instruksen som ligger i et EDB-program kalles ofte for en matematisk modell. Matematiske modeller kan bl.a. brukes som en hjelp i:

- oversiktlig planleggingsarbeid (rammeplaner)
- detaljert prosjektering
- styring av kompliserte prosesser.

En gitt modell er som regel egnet til bare en av de tre nevnte oppgaver da oppbyggingen av modellen må gjøres med henblikk på den spesielle oppgave den er tiltenkt.

En kan høre følgende motforestillinger mot matematiske modeller:

- Det tar mye tid å sette seg inn i hvordan de kan brukes
- Bare modellbyggeren vet hva som foregår i modellen
- Vi vet for lite om den virkeligheten som er forsøkt modellert og om inngangsdata
- En plans andre aspekter enn det modellen tar opp må vurderes meget grovt.

Som en motvekt er det naturlig å liste opp en del åpenbare generelle fordeler med matematisk modeller:

- Man tvinges til å innta en systematisk og konkret holdning til problemet
- Man får øket forståelse og innsikt i kompliserte forhold
- Man kan bedre planlegge en optimal datainnsamling
- Undersøkelser vil kunne dirigeres til forhold og de områder som modellene selv avdekker som svakt funderte.

- Mulighet til å benytte raske datamaskiner. Dette betyr at store kompliserte systemer uten vanskelighet kan beregnes, samt at en rekke ulike alternativer kan analyseres på svært kort tid.

### 3.2. Begrunnelser for å analysere avløpsnett

Behovet for å analysere et avløpsnett kan deles inn i et akutt behov og et mer beredskapsmessig behov.

Behov for mer akutt karakter kan være:

- \* Uakseptable oversvømmelser i avløpsnettets under nedbør som medfører at kommunen må vurdere å sette inn tiltak for å minke risikoen for dette.
- \* Uakseptable forurensningsutslipp i overløp som medfører at kommunen pålegger seg selv eller pålegges å sette inn effektive mottiltak.

At vi bør beregne et ledningsnett når oppstuvning eller andre uheldige symptomer oppstår er selvkjent. Da er vi tvunget til å sette inn tiltak. Uten grundig analyse vil tiltakene neppe bli optimale. Analysen bør omfatte en variasjon i de parametrene og elementene vi mistenker har innflytelse på den uheldige situasjonen. Vi vil da forstå samspillet mellom ledningsnettets elementer og ytre faktorer. Tiltakene kan da lettere finnes, og de kan bli svært mye bedre og billigere enn uten analyser.

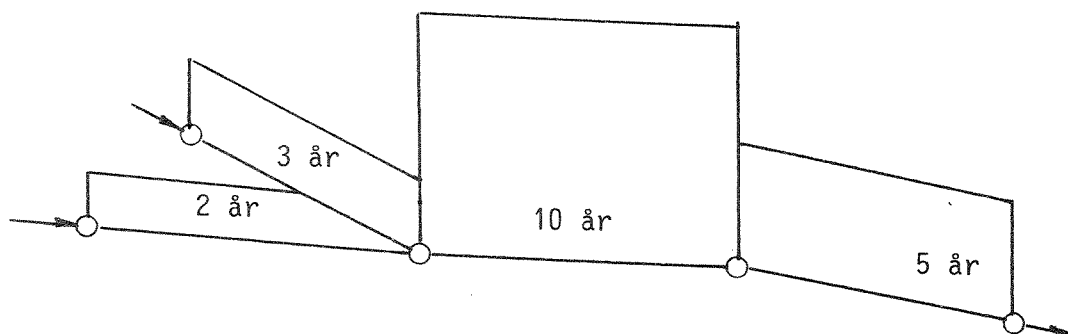
Et ledningsnett bør imidlertid også analyseres selv om akutte symptomer ikke har oppstått. En vil da få innsikt i hvordan nettet reagerer i ulike situasjoner, hvilke følger visse vær-situasjoner kan gi, hvor en kan få problemer osv. F.eks. kunne en lokalisere husgrupper hvor oppstuvning kan skje.

Videre vil en se hvilke deler av nettet som er godt dimensjonert, noe som f.eks. kunne komme til nytte ved planleggingen av arealbruket i det området.

På samme måte som man lager en generalplan for arealutnyttelsen bør en ha en generalplan for tiltak og utvidelse av ledningsnettene. En bør da vite hvor ledig kapasitet til en hver tid befinner seg og sette alle nye ledningsarbeider inn i den større målsettingen.

Konkrete behov for kunnskap av beredskapsmessig natur kan være:

- \* Maksimal kapasitet i l/s for hver enkelt ledning i nettet, forutsatt at oppstuvning skal unngås.
- \* Hvilket dimensjonerende gjentaksintervall (ved den lokale nedbøren) denne kapasiteten tilsvarer, fremstilt f.eks. som i figur 3.1.



Figur 3.1. Dimensjonerende gjentaksintervall for rørene.

- \* Hvilken maksimal vannføring ( $Q_{maks}$ ) oppstår i hvert enkelt rør som følge av regn med ulike gjentaksintervall.
- \* Gjenværende ledig kapasitet i hvert enkelt rør ved ulike gjentaksintervall for regnene.
- \* Oppstuvningsnivå i alle knutepunkter som følge av regn med ulike gjentaksintervall, samt varigheten av oppstuvningen.
- \* Tørrværsvannføringens hastighet i hvert enkelt rør, med tanke på kontroll av rørenes selvrensing.
- \* Hvilke forurensningsmengder og volumer som går i overløp for dels ulike gitte regnstørrelser og dels samlet for lengre perioder.
- \* Hvilke kortsiktige og langsiktige tiltak og utviklingstrender som påvirker kapasiteter, oppstuvninger og forurensningsutslipp i gunstig retning.

### 3.3. Fordeler ved bruk av EDB-modeller på avløpsnett

Et avløpsnett kan beregnes "manuelt", det vil si uten bruk av datamaskiner. Fordelene ved bruk av dagens avløpsnettmodeller er imidlertid så store i forhold til ulempene, at manuell beregning av avløpsnett kun bør være aktuelt som unntak fra hovedregelen. I det følgende er det forsøkt listet opp en del fordeler ved avløpsnettmodellen:

- \* Beregningene skjer så raskt at selv kompliserte og store avløpsnett med lange regnskyll beregnes på under 2-3 minutter i små mikrodata-maskiner (PC'er eller borddatamaskiner).
- \* At beregningene skjer så raskt betyr at svært mange situasjoner kan prøves, med tanke på å komme frem til et sett med inngangsdata og beslutningsvariable som er best tilpasset målet for beregningen.
- \* Man kan enkelt utføre følsomhetsanalyser på inngangsdata og "tiltaksdata". Følsomhet kan defineres som graden av forandring av en parameter, som følge av en viss endring i en annen parameter. Ved hjelp av følsomhetsanalyser kan man enkelt se betydningen av å ha dårlig kjennskap til en inngangsparameter, f.eks. tilrenningstiden. Man kan også se utslag i oppstuvninger, overløpsmengder etc. når et tiltaksdimensjon varieres. Følsomhetsanalyser er utredet nærmere i kapittel 6.
- \* Analysene blir billige å utføre når man trekker inn en relevant timepris for tilsvarende manuelle beregninger. Som eksempel kan nevnes at NIVANETT koster kr 11.000 i innkjøp, enten dette er til PC eller stormaskiner. En PC vil kunne kjøpes til under kr 20.000, dersom man ikke allerede har tilgang til en mikrodatamaskin. Hvis man ikke vil kjøpe programmet eller beregne selv, vil de fleste VA-konsulenter effektivt kunne gjøre beregningene.
- \* Man unngår banale feilberegninger som lett oppstår når mange manuelle avhengige og påfølgende beregninger skal gjennomføres. En EDB-modell er vanligvis grundig uttestet gjennom mange år av hundrevis av brukere, og gir normalt bare "gale" svar dersom inngangsdataene ligger i gale områder.

- \* Når data først er lagt inn i modellen vil det være svært lett å komme tilbake senere for å utføre supplerende eller nye beregninger. Etter den første kjøringen for nettet ligger dataene klare til oppstarting direkte, til enhver tid. Programmet fungerer dermed også som et data-arkiv for ledningsnettdata.
- \* Man får enkelt trykket ut presentable og oversiktlige utskrifter av inngangsdata, dvs. blant annet ledningsnettet, samt beregningsresultatene. Disse utskriftene kan brukes direkte som deler av utredninger og rapporter.
- \* Man kan simulere utslipp fra overløp over lange tidsperioder, f.eks. et sommerhalvår. Dette krever gjennomregning med mange regn, men skjer likevel meget raskt ved bruk av EDB.
- \* Man kan simulere en komplisert virkelighet med mengder av ulike rør, kummer, overløp, pumpestasjoner og fordrøyningsbassenger, samt kompliserte avrenningsforhold på alle delfeltene. Et regnskyll medfører dessuten fenomener som er sterkt dynamiske. Det vil si at forholdene på overflatene og i rørene endrer seg sterkt fra minutt til minutt. Å ta tilsvarende hensyn med manuelle metoder ville være uoverkommelig.

#### 3.4. Om systemanalyse av avløpsanlegg

De fleste avløpsnett er etterhvert blitt forsynt med et avløpsrenseanlegg. Dette betyr at kommunalteknikere får et nytt begrep innen VA-teknikken å arbeide med i tillegg til hydraulikk og kostnader, som tidligere var de dominerende retningsgivende forhold for utformingen av avløpsledningsnett.

Dersom intensjonene med renseanleggene skal kunne oppnås er det helt nødvendig å se hele transportsystemet i sammenheng med renseanleggene. Vi har mange eksempler på at kun 70-80 % av de forurensninger som teoretisk skulle komme til renseanlegget virkelig gjøre det, samtidig som meget større vannmengder kommer til renseanlegget enn det som teoretisk burde gjøre det.

Foruten slike selvsagte ting som å ha et ledningsnett som ikke slipper forurensninger ut og lekkasjevann inn, har utformingen av pumpestasjoner, regnvannsoverløp, fordrøyningsbasseng og selvrensningsforhold i nettet en stor innflytelse på det totale resultatet m.h.t. totale utslipp av forurensninger over året. Det er meget viktig å utforme og dimensjonere regnvannsoverløp, fordrøyningsbasseng, pumpestasjoner og renseanlegget som en helhet med optimale utforminger i forhold til hverandre. Dersom en av disse enhetene utformes galt sett i forhold til de andre, kan dette i verste fall ødelegge intensjonene med de øvrige enhetene og gi langt større årlige forurensningsutslipp en nødvendig.

Vi må erkjenne at ledninger og andre elementer må sees som avhengige enheter i et system som tilsammen skal oppnå et ønsket resultat.

Avløpsanlegget har til oppgave å transportere vann og forurensninger fra de punktene hvor de generes og frem til en naturlig vannforekomst som blir funnet egnet som resipient, på en slik måte at omgivelsene tar minst mulig skade, men under visse økonomiske og tekniske restriksjoner. For å tilfredsstille de funksjonskrav som måtte stilles opp vil det være en forutsetning at de enkelte enhetene i avløpsanlegget virker sammen på en slik måte at kravene til enhver tid oppfylles.

For å bruke samfunnets ressurser optimalt er det nødvendig å kunne analysere hvilket mottiltak som gir størst utbytte i form av totalt eller lokalt minket forurensningsutslipp, enten i kortere eller lengre tidsperioder.

Et system er en samling elementer som er forbundet med hverandre ved visse sammenhenger. Selv om enhetenes funksjon vanligvis beregnes mer eller mindre tilfredsstillende enkeltvis, er det også nødvendig å analysere det samlede systems virkemåte, slik som de enkelte enhetenes relative betydning og innbyrdes avhengighetsforhold.

Man bør ikke nøye seg med å analysere systemet i et bestemt øyeblikk, men også se på hvordan systemet oppfører seg over en lengre periode som f.eks. et helt år. Et forhold som imidlertid i høy grad kompliserer disse beregningene er de store regnvannsmengdene som befordres av de tekniske systemet som finnes i alle våre byer og tettsteder.

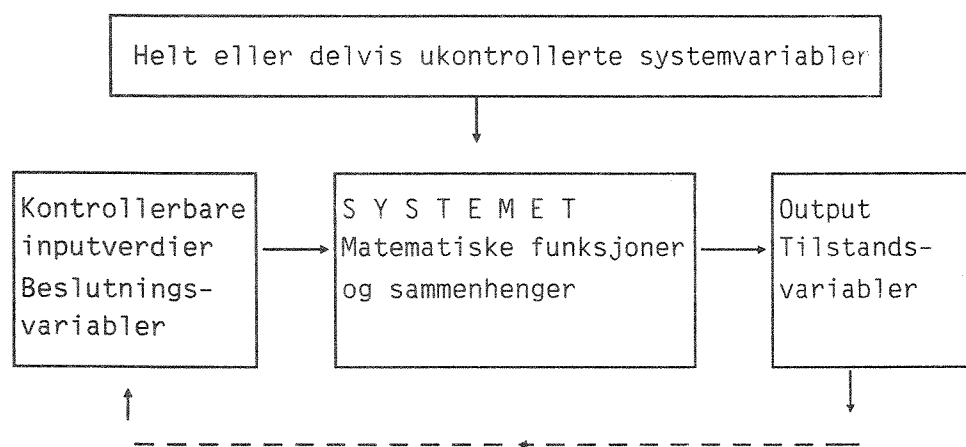
Optimaliseringsoppgaven, som kan løses ved hjelp av såkalte systemanalyse, vil bestå i å finne beslutningsvariable slik at forurensningsbelastning på resipient minimaliseres for en minst mulig økonomisk innsats.

Systemanalyse kan sies å være en strategi for problemløsning (som ofte bygger på en matematisk modellteknikk) og som setter oss i stand til å bestemme tekniske, miljømessige og økonomiske optimale systemutforminger, handlingsmønster og driftsprosedyrer. Gjennom systemanalysen modifiseres delvis og helt kontrollerbare beslutningsvariabler for å maksimere et ønsket resultat - eller minimere et uønsket resultat.

Prinsippet for systemanalyse er vist på figur 3.2. De helt eller delvis ukontrollerbare variabler kan være nedbør, forurensningstransport o.l. som varierer sterkt med tiden. Hvert elements yteevne bestemmes av de kontrollerbare beslutningsvariablene, som kan være diametre, volumer, doseringer, overløpsinnstillinger o.l.

Tilstandsvariable kan være kostnader, vannføringen i de ulike transportlinjer som funksjon av tiden, oppstuvningshøyder i kummer, forurensninger tilført visse resipientavsnitt o.l.

Hvert element i systemet medfører en delkostnad og en "delnytte". Problemstillingen er da å finne et sett med beslutningsvariabler som gir minimal total kostnad ved en gitt total yteevne.



Figur 3.2. Prinsipp for en systemanalyse.

#### 4. KORT RESYMÉ AV HVA NIVANETT KAN GJØRE

NIVANETT er grundig beskrevet i Vaskinn og Lindholm /35/. Det skal derfor her bare kort nevnes noen av de viktigste egenskapene til NIVANETT.

##### 4.1. Hva kan NIVANETT ikke brukes til?

NIVANETT's beregning av vannføringen gjennom rørsystemet er basert på en såkalt kinematisk bølge teori. Dette har den felles med en rekke modeller som f.eks. ILLUDAS /34/, UCUR /23/ m.fl.

En kinematisk bølge er en forenkling av de "fulle" St.Venants ligninger. Dette innebærer at NIVANETT ikke kan beregne:

- Akselerasjons- og retardasjonseffekter som f.eks. vannstandssprang, senkningskurver i rørene, stvningskurver etc.
- Hydrauliske singulærtap som innløps- og utløpstap i kummer, tap i bend, etc. Slike tap blir i NIVANETT inkludert i rørfriksjonstapet.
- Rør med motfall eller null fall.
- Ringsystemer i avløpsnett.
- Kum med to eller flere utløp.

For slike tilfeller må man enten forenkle problemstillingen og tilpasse dette til NIVANETT's betingelser, eller bruke programmer basert på de fulle St.Venants ligninger, som f.eks. den amerikanske SWMM /20/.

##### 4.2. Hvilke egenskaper har NIVANETT?

I det følgende er det listet opp en del sentrale egenskaper hos NIVANETT:

- Modellen kan beregne regn med varierende intensitet fra minutt til minutt.
- Et regn som beveger seg over nedslagsfeltet med en gitt hastighet og retning kan beregnes (Dynamisk regn).
- Overflateavrenningen kan beregnes etter to valgbare prinsipper:
  - \* Tid-areal metoden



- \* Hydrologisk metode hvor de ulike detaljerte enhetsprosessene tas hensyn til (SWMM).
- Forurensningstransport (pollutogrammer) og forurensningsmengder kan beregnes.
- Vannets forflytning gjennom rørsystemet beregnes etter den kinematisk-bølgeteorien. Dette innebærer blant annet at væskespeilet i et gitt beregningssteg antas å være parallelt rørets plan i lengderetningen.
- NIVANETT finner automatisk minste kurante dimensjon på de strekninger en diameter ikke er gitt inn sammen med de øvrige inngangsdataene. Kriteriet er at oppstuvning ikke skal skje på den aktuelle strekningen, for det regn det beregnes for.
- Overløp, fordrøyningsbasseng og pumpestasjoner kan beregnes.
- Oppstuvninger beregnes etter tre forskjellige valgbare metoder.
- Anleggskostnader kan beregnes for nettets fysiske komponenter.

Forøvrig vises det til tabell 4.1.

Tabell 4.1. Egenskaper ved NIVA-NETT.

	Modellen kan ta hensyn til og/eller regne og utføre:	Ja	Nei	Merknader	
Avrennings- modul	Spillvann	Tidsvariasjon	X	Variasjon av tilløpshydrograf	
		Stedsvariasjon			
	Regnvann	Tidsvariasjon	X	Kan gis som konstant	
		Dynamisk regn	X		
	Lekkasje- vann	Infiltrasjon			X
		Snøsmelting			X
		Nedbøravhengig innlekking	X		
	Avrenning	Avrenningskoef- fisient	X		Fritt valg mellom to avrennings- modeller, en enkel og en detaljert
Hydrologiske tapsledd		X			
Overflateav- renning		X			
Lednings- nett- modul	Lednings- nett	Kvasistasjonær strømning	X	X	
		Ikke-stasjonær strømning			
	Byggverk	Magasinering	X	X	
		Ledningstap	X		
		Singulærtap			
		Oppstuvning	X	X	
		Vilkårlig tverr- snitt	X		
		Forgreinsningsnett	X		
		Sirkulasjonsnett			
		Dimensjonering	X		
		Overløp	X		
		Fordrøyningsbass.	X		
	Pumpestasjoner	X			
Renseanlegg	X				

	Modellen kan ta hensyn til og/eller regne og utføre:	Ja	Nei	Merknader
Kvalitetsmodul	Forurensning Parametrer Utvasking fra overflate Første gjennomspyling Gaterengjøring Foregående regn Nedbrytingsprosesser i systemet	1	X  X X X  X	Ind. tatt hensyn til ved valg av parameter/verdier som inngår i forurensningsleddet for overvann
Økonomi	Økonomi Anleggskostnader Driftskostnader Kapitaliseringsregning	X	X  X	
Programadministrasjon	Adminstrasjon Verifisert Modular oppbygging Inndata-kontroll Feilmeldinger Går på både store og små (PC)-computere Grafisk utskrift Innlagde standarddata Fritt tilgjengelig Programmeringsspråk Under utbygging	X X X X  X X X X X X		11.000 kr FORTRAN IV

## 5. SAMMENLIGNING AV NIVANETT'S TID-AREAL METODE MED NIVANETT'S OVERFLATEMODELL

### 5.1. Generelt

NIVANETT har to ulike beregningsrutiner for overflateavrenningen:

#### a) Tid-areal metoden

Her beregnes avrenningen ved hjelp av en avrenningskoeffisient for det enkelte delfeltet, med mulighet for å legge inn rask eller sen avrenning for deler av delfeltets overvannsmengde (tilrenningsfunksjoner).

#### b) Overflatemodellen (SWMM)

Denne beregningsmetoden er hentet fra det amerikanske programmet SWMM, Metcalf and Eddy /20/. Her tar man hensyn til infiltrasjon på permeable flater, fukt og groptap, overflatenes helning, overflatenes ruhet og strømningshastighet langs fortauskanter, etc.

Den første metoden er enkel, krever lite data, mens SWMM er teoretisk komplisert og krever tilsvarende mye data.

### 5.2. Sammenlignende studier av ulike modeller

Svært mange fagfolk har sammenlignet enkle avløpsmodeller med den mer avanserte og kompliserte SWMM-modellen. I det følgende er det fokusert på noen av disse konklusjoner:

Nouh, M. /22/:

Nouh har sammenlignet beregningsresultater for de to enkle modellene ILLUDAS /34/, UCUR /23/ med den avanserte og kompliserte SWMM /20/. NIVANETT vil i denne sammenheng kunne sammenlignes med de to førstnevnte modellene. Figur 5.1 viser beregnet maksimalavrenning,  $Q_{maks}$ , og volum for 10 regn med ulik styrke. Tallene inne i markeringene i diagrammene refererer til 4 felt av ulike størrelser. Disse feltene er beskrevet nærmere i tabell 7.1 i kapittel 7. Som det fremgår av figuren er det liten forskjell mellom de ulike metodenes resultater.

Flatin, A. /4/:

Flatin har direkte sammenlignet de to overflateavrenningsmetodene til NIVANETT. Hans konklusjon er:

"Bruk av SWMM-overflaterutinen i NIVANETT gir etter mine erfaringer ikke bedre resultater enn tid/arealmetoden, men krever mer arbeid."

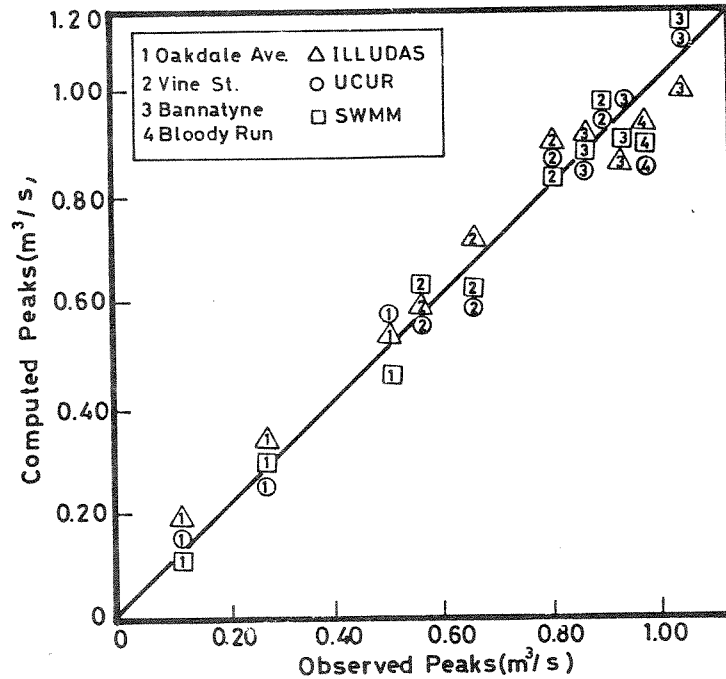
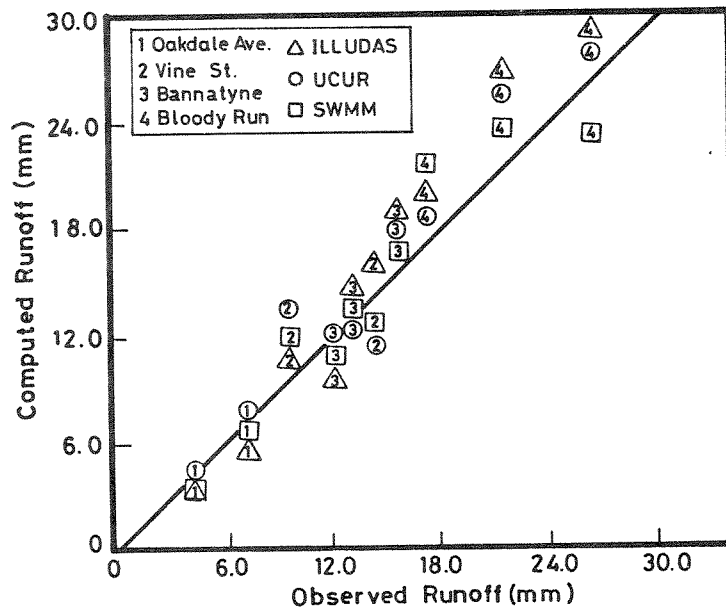


Fig. 1-a. Observed and computed runoff peaks.



Figur 5.1. Observert og beregnet  $Q_{maks}$  og volum for tre ulike beregningsmetoder.

Shiferaw, M. /28/:

Shiferaw har også sammenlignet de to NIVANETT-metodene direkte i sin cand.-scient avhandling. Hans konklusjon er:

"The number of "good" results of simulation and the statistical tests done to compare the accuracy of the two surface runoff blocks of the NIVANETT model indicate that there is no significant difference in the simulated values of peak rate of flow and runoff volume. In spite of the simplifications made in the representation of the surface runoff phenomena in the rational method, it can be applied more reliably than the SWMM by the practising engineer who may lack sufficient knowledge about the hydrological processes described in the latter model."

Sirum og Øren /29/:

Sirum og Øren har testet de to NIVANETT-metodene mot hverandre. Deres konklusjon er bl.a. følgende:

"Den beregnede avrenningen vil i mange tilfeller være temmelig lik ved bruk av de to forskjellige modellene, og forskjellene er neglisjerbare, tatt i betraktning usikkerheter i inngangsdata og beregningsmetodikk. Dessuten har NIVA-modellens versjon av tid-areal metoden den egenskap at faktorer som påvirker avrenningsforløpet lett kan tilpasses forutsetningene i SWMM-modellen. Det er derfor vanskelig å angi spesielle tilfeller der den ene modellen bør brukes fremfor den andre."

Geiger, W. /5/:

Geiger har testet de to enkle modellene ILLUDAS og STORM mot den mer kompliserte SWMM. Hans konklusjon er bl.a.:

"The tests showed that in spite of the quick data preparation and simple model application of the less sophisticated models for the majority of measured rainfall-runoff events, similar results were obtained as compared to the detailed model SWMM. Only severe backwater problems or flow reversal require the detailed modelling approach. However, if it came to such conditions, with the detailed model a number of convergency problems had to be solved."

Geiger sammenlignet dessuten nødvendig forarbeid med inngangsdataene for et fellessystemfelt på 540 ha i München, samt medgåtte datamaskinressurser og arbeid med modellene forøvrig. Se tabell 5.1.

Tabell 5.1. Sammenligning av ulike avløpsmodeller brukt på et 540 ha fellessystem, Geiger /5/.

Tema		ILLUDAS	STORM	SWMM
Dager til å forberede nødvendige inngangsdata		10	15	200
Datamaskintid, CPU-sekunder		12	30	600
Nødvendig tid for kjøring av nytt datasett (turn around) h		2	12	170
Nødvendig modellerfaring for å ta i bruk modellene		Liten	Mye	Svært mye
Nødvendig mengde inngangsdata for	Overflater	Middels	Middels	Svært mye
	Nett	Middels	Lite	Svært mye

### 5.3. Anbefaling ved valg mellom de to NIVANETT-metodene

For normale kommunaltekniske beregninger anbefales det at NIVANETTs tid-areal metode benyttes. Mulige unntak hvor overflatemodellen kan være aktuell er:

- a) Når avrenning fra permeable flater ventes å ha betydning.
- b) Ved pilotprosjekter/detaljstudier, f.eks. av betydningen av avstanden mellom sluk i vegen.

- c) Når en har muligheter til å kalibrere modellen mot målinger av nedbør og avløp fra feltet. Dette fordi denne modellen ut fra kalibrering mot ett regnskyll også vil gi gode resultater ved regnskyll av en annen størrelse enn det modellen ble kalibrert etter.

Man bør i så fall også ha en viss kjennskap til infiltrasjonskapasiteter, overflatemagasineringen, overflatens helning, overflatenes motstandsfaktor og slukplasseringene i de enkelte delfeltene.



## 6. FØLSOMHETSANALYSE AV INPUTDATA TIL NIVANETT

### 6.1. Innledning

Når man skal beregne et avløpsnetts dimensjoner eller reaksjoner trengs dels inngangsdata om ledningsnettets elementer og dels om forhold utenfor nettet som f.eks. nedbørintensiteter, avrenningskoeffisienter, tilrenningstider etc.

Hovedtyngden av disse dataene er mer eller mindre usikre. Om nødvendig kunne man bruke ressurser på å bestemme inngangsdataene svært nøyaktig. Spørsmålet er imidlertid om det overordnede målet er tjent med en slik ressursbruk.

Denne rapporten tar sikte på å gi et bedre grunnlag for å kunne vurdere hvor nøyaktig man trenger å kjenne tallverdiene til de inngangsdata som normalt inngår i avløpsnettberegninger.

Det er ikke mulig å gi bastante regler for behovet for nøyaktighet i alle tilfeller. Dette fordi nøyaktighetsbehovet avhenger av hva resultatene skal brukes til, mulige konsekvenser av oversvømmelser i det aktuelle nettet og en rekke andre forhold i kommunene som alltid vil være forskjellig fra sted til sted.

En presentasjonsmetode som de fleste vil ha nytte av er derimot å vise påvirkningen direkte på beregnede hydrogram når man varierer størrelsen på den aktuelle usikre parameteren.

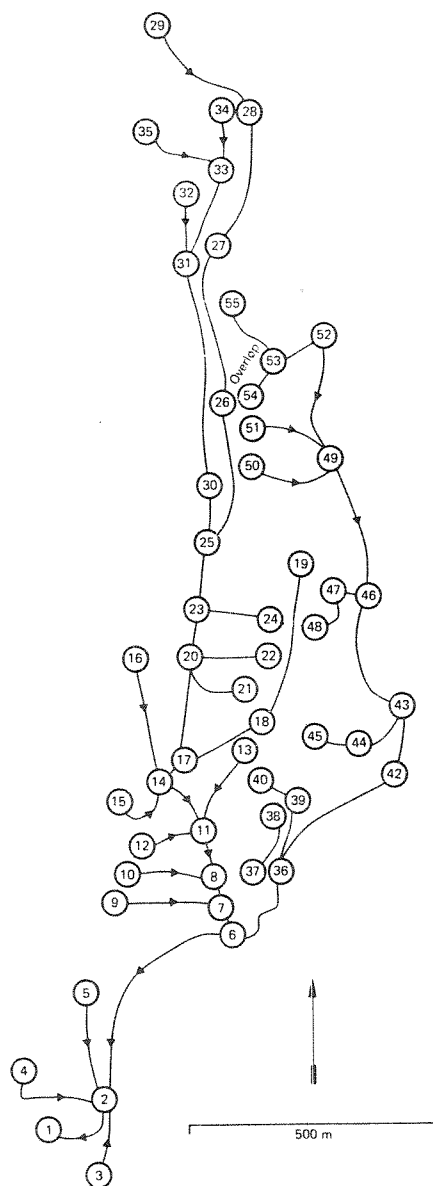
Ut fra dette vil man kunne vurdere hvilken nøyaktighet det spesielle prosjektet man sitter med, krever av de ulike inngangsdataene.

### 6.2. Beskrivelse av de benyttede avløpsfeltene

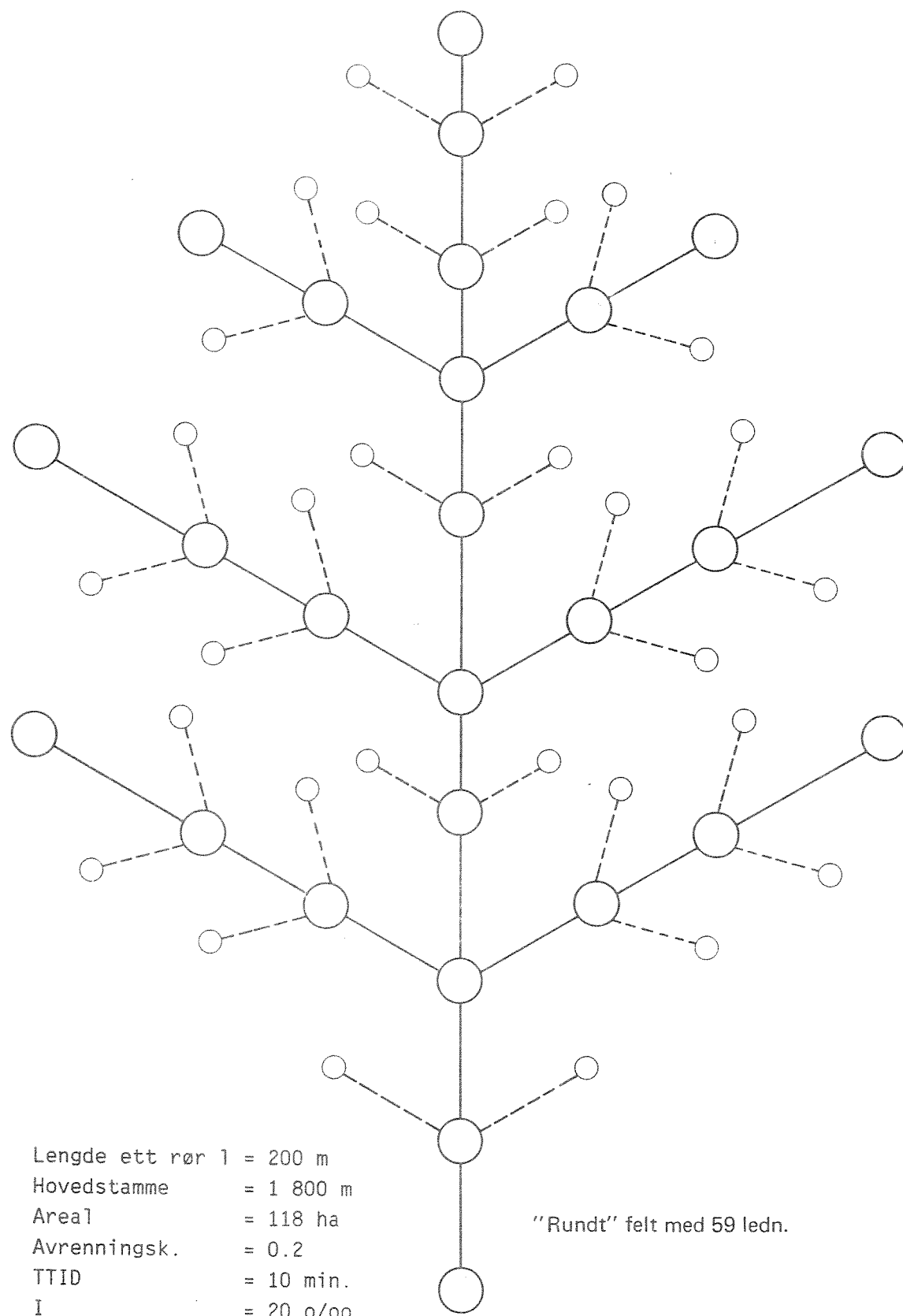
Tabell 6.1 viser summarisk en del nøkkeldata for felt som er benyttet til eksempler i denne rapporten.

TABELL 6.1. HOVEDDATA FOR BENYTTETE FELTER.

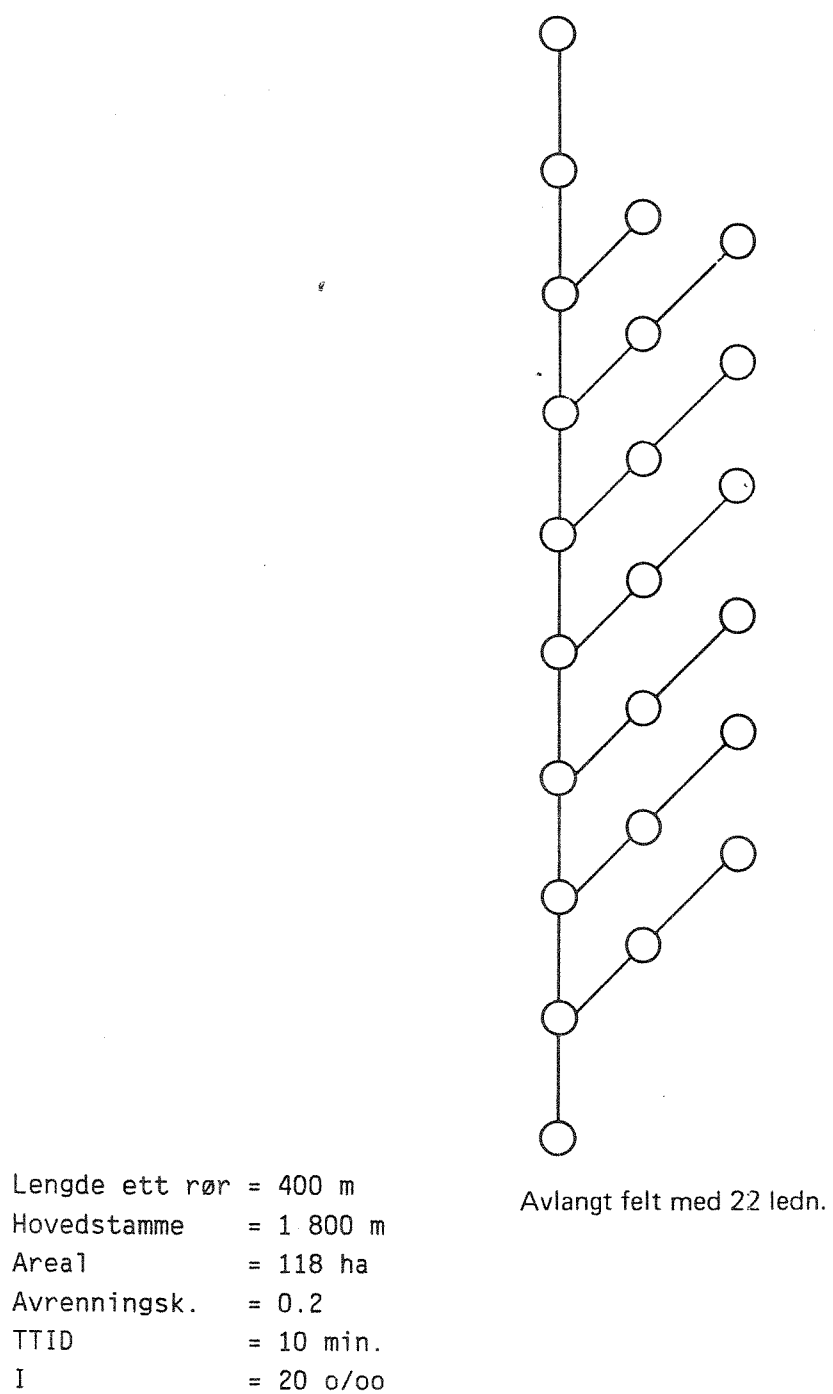
FELTETS NAVN	EVT. FORFATTER-REFERENSER ELLER DATAOPPRINNELSE	AREAL I HA.	ANTALL KNUTE-PUNKTER	P.E. PR. HA.	LENGSTE LENGDE PÅ HOVEDSTAMMEN M
Søren Jaabaks gate i Oslo. Fig. 6.1	Oslo Vann- og Avløpsverks data. Eksisterende felt	57.6	55	210	ca. 2 500
"Rundt" felt Fig. 6.2	Lindholm /16/ Hypotetisk felt	118	60	50	1 800
"Avlangt" felt Fig. 6.3	Lindholm /16/ Hypotetisk felt	118	23	50	3 600
"PRA-felt" Fig. 6.4	Lindholm /12/ Hypotetisk felt	260	27	100	1 800
"Sjøbergfeltet" Fig. 6.5	Sjøberg /30/ Hypotetisk felt	Irrelevant her.	27	Irrelevant her.	2 700
Vika i Oslo Fig. 6.6	Shiferaw /28/ Eksisterende felt	10.1	26	city-område	ca. 560
Sirum/Øren	Sirum og Øren /29/ Hypotetisk felt	4.0	1	40	1



Figur 6.1. Avløpsnett i Søren Jaabæks gate.



Figur 6.2. Avløpsnett i "rundt" felt.



Figur 6.3. Avløpsnett i "avlangt" felt.

"PRA-feltet"

En ledningsstrekning	= 300 m
Rørgradient	= 6 o/oo
Colebrookes rørruhet k	= 2 mm
Tilrenningstid for et delfelt	= 10 minutter
Lineær overflateavrennings-karakteristikk	(kurve 0)
Befolkningstetthet	= 100 pers./ha
Spesifikk spillvannsavrenning	= 350 l/p.d
Avrenningskoeffisient	= 0.5
Regnintensitet	= 100 l/s.ha
Beregningssteg	= 1 minutt

I tabell 6.2 er vist diametre i ledningsnett.

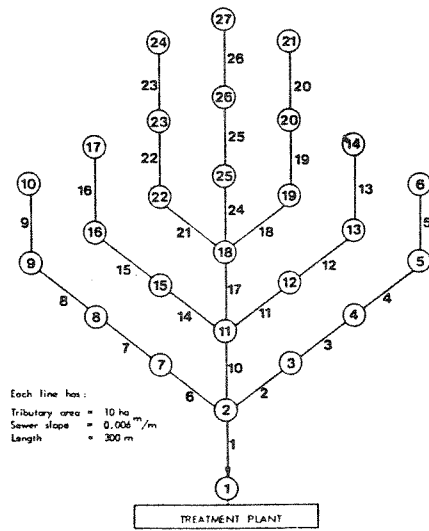
TABELL 6.2 DIAMETRE I LEDNINGSNETTET I MM.

Rørnummer i nettet (se fig. 6.4)	Diameter i mm Basis
1,	2250
10,	2000
17,	1750
2, 6,	1100
3, 7, 11, 14, 18, 21, 24,	1000
4, 8, 12, 15, 19, 22, 25,	900
5, 9, 13, 16, 20, 23, 26,	700

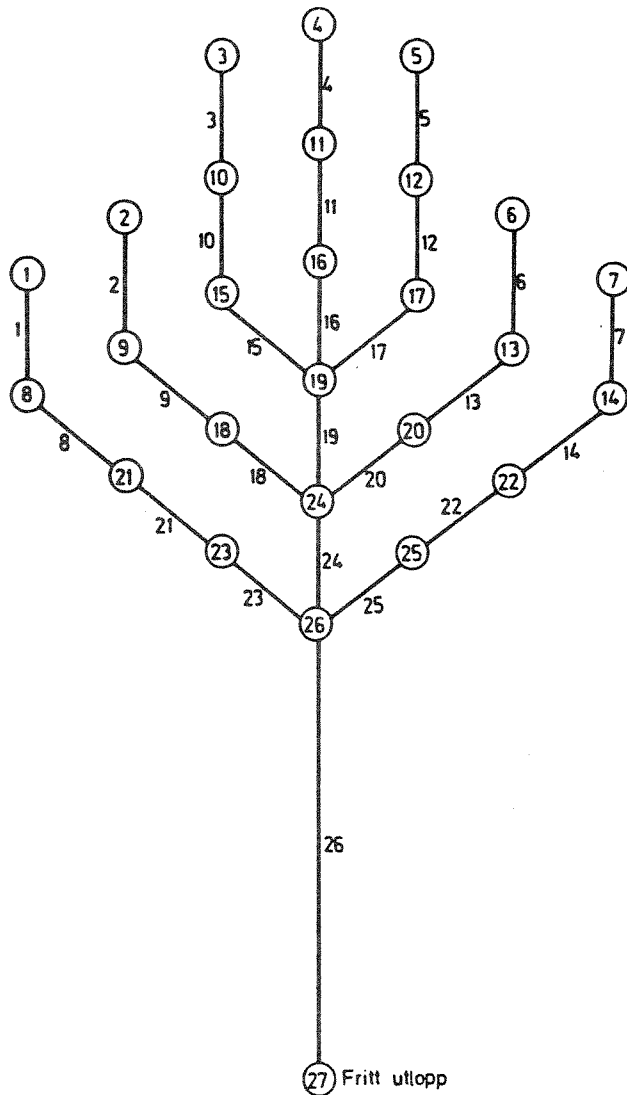
Ledningsnett er vist på fig. 6.4

"Sjøberg-feltet" Se figur 6.5.

Hver ledning er 300 m bortsett fra ledning nr. 26 som er 1200 m. Ruheten  $k=1\text{mm}$ . Ledningenes diametere er som for "PRA-feltet" i figur 6.4.

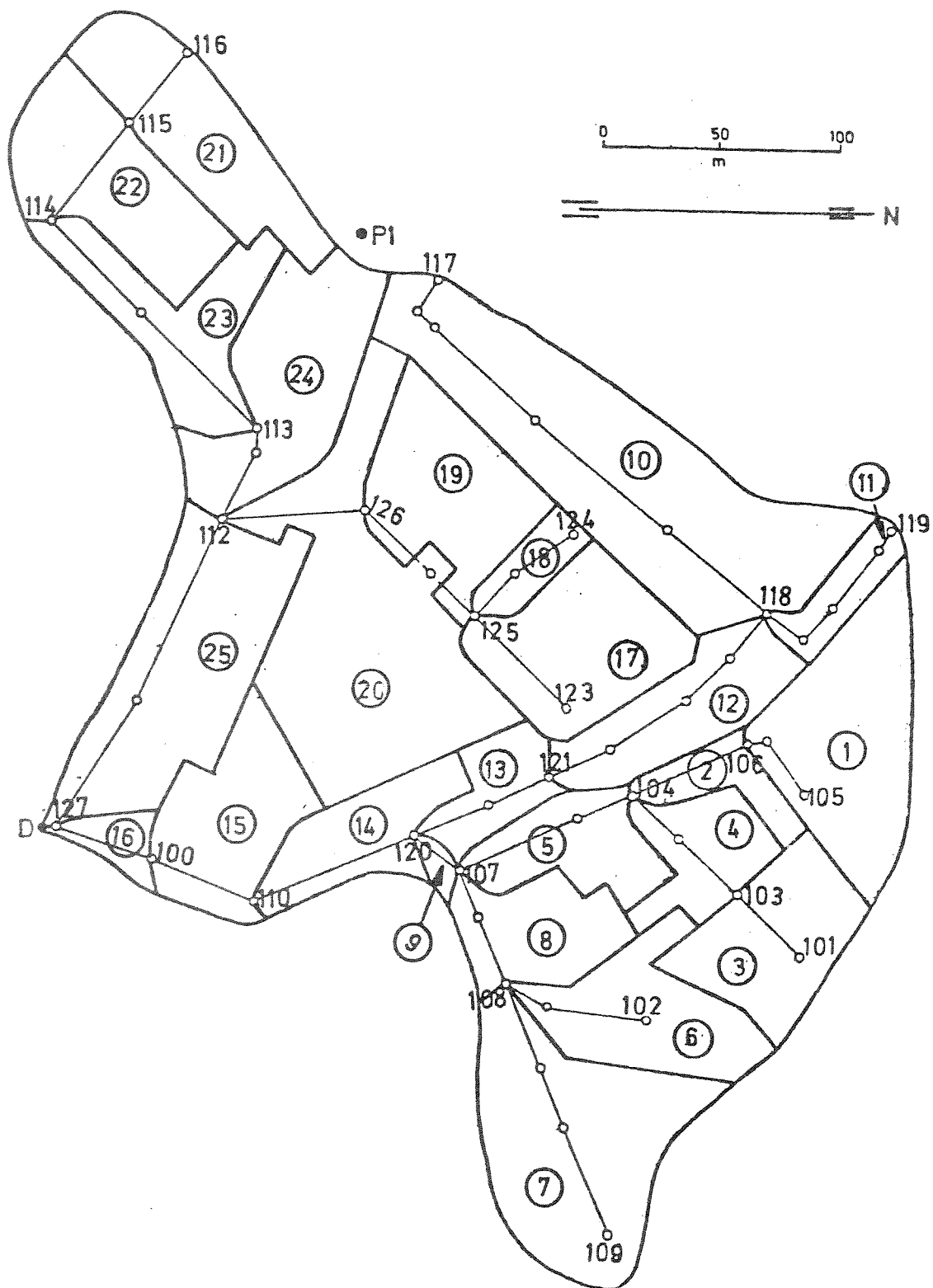


Figur 6.4. PRA-feltet, Lindholm /12/.



Figur 6.5. "Sjøberg-feltet", Sjøberg /30/.

⑫ Delområde nr.  
105 Knutepunkt nr.



Figur 6.6. Avløpsnett i Vika. Shiferaw /28/.



"Sirum/Øren-feltet"

Regnet som ble brukt, er vist i fig. 6.7. Total nedbør i regnskyllet er 8.6 mm.

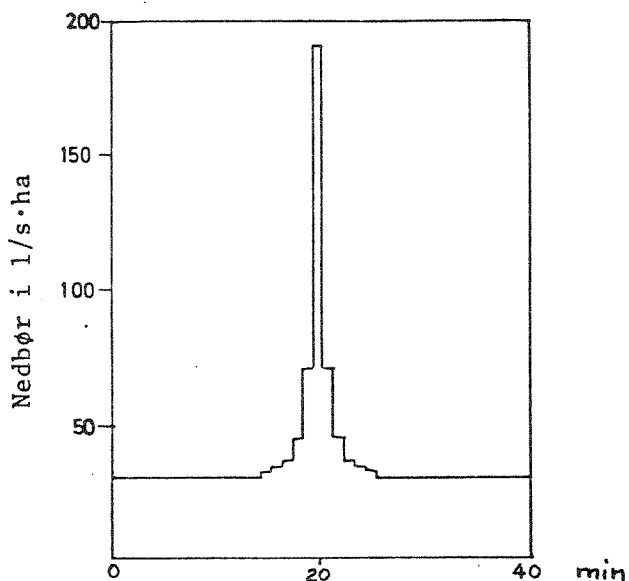


Fig. 6.7 Regn brukt i sensitivitetsanalysen på "Sirum/Øren-feltet" Sirum og Øren /29/.

Inngangsdata for nedbørfeltet, som er grunnlag for simuleringene, er:

Areal 4 ha  
 Tette flater 50 prosent  
 Tette flater uten overflatelagring 25 prosent  
 Terrenghelning 0.03, dvs. 3 prosent  
 Motstandsfaktor tette flater 0.013  
 Motstandsfaktor gjennomtrengelige flater 0.250  
 Overflatemagasinerings tette flater 1.6 mm  
 Overflatemagasinerings gjennomtrengelige flater 4.7 mm  
 Maksimum infiltrasjon 1.27 mm/min.  
 Minimum infiltrasjon 0.22 mm/min.  
 Infiltrasjonens avtrapping 0.069 min.<sup>-1</sup>  
 Befolkningstetthet i området ble satt til 40 p/ha og med et avløp på 350 l/p.d.  
 Rørlengde 1 m, rør diameter 400 mm, rør-helning 1 prosent  
 Områdets tilknytningslengde 400 m.

Nettverksdata ble i dette feltet holdt konstant og med en meget kort rørlengde. Dette fordi det var faktorer som influerte på overflateavrenningen en i denne analysen var interessert i å teste.

### 6.3. Grunnlagsdata

Som grunnlag for beregningene har man benyttet nedbørkurvene fra målestasjonen på Blindern i Oslo. Disse kurvene er utgitt av Det norske meteorologiske institutt (DNMI) nylig.

Regnhyetogramkurven er beregnet på basis av intensitets-varighetsfrekvens (I-V-F) kurven for Blindern. For beregningsprinsipper og omtale av egenskapene til regnhyetogram vises til referenselistens punkt /13/.

Det er valgt et tidsintervall på 5 minutter i regnhyetogrammet. Dette er vist i figur 6.8. Dette regnhyetogrammet spenner over en periode på 75 minutter. De fleste beregningene hvor regnhyetogrammet er brukt har imidlertid et kortere varighet bare 35 minutter. Verdiene for dette er:

0-5	:	23 l/s.ha
6-10	:	30 l/s.ha
11-15	:	62 l/s.ha
16-20	:	177 l/s.ha
21-25	:	62 l/s.ha
26-30	:	30 l/s.ha
31-35	:	23 l/s.ha

Dette er den indre 35-minutters delen av hyetogrammet vist i figur 6.8. De øvrige nivåene utenfor denne indre delen er:

-	17 l/s.ha
-	11 l/s.ha
-	10 l/s.ha
-	8 l/s.ha

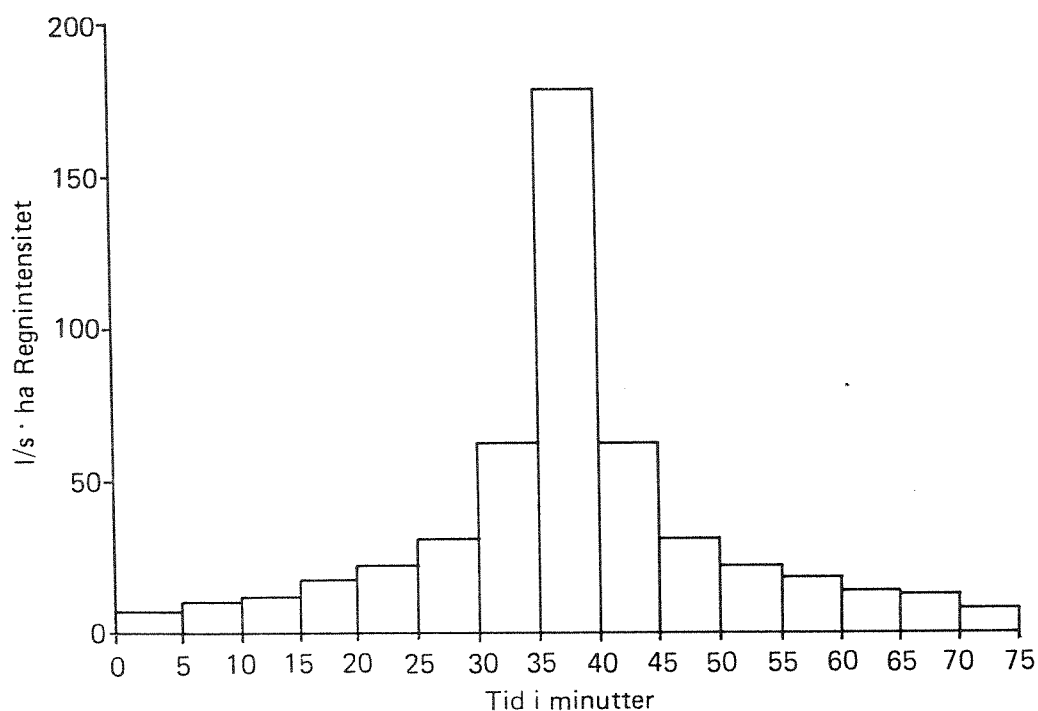
Når ikke noe annet er nevnt i teksten eller på figurene direkte, er følgende basisdata benyttet for de hypotetiske feltene.

Spesifikt avløp fra befolkningen	:	200 l/p.d
Variasjonsfaktor for sp. avløp	:	1.0
Befolkningstetthet	:	50 PE/ha
Tilrenningstid	:	10 minutter

Avrenningskoeffisient	: 0.2
Tilrenningsfunksjon	: nr. 0 (lineær)
Hydraulisk formel	: Colebrooke
Hydraulisk ruhet	: 1 mm
Tidssteg i regnhyetogram	: 5 minutter
Gjentaksintervall for regnhyetogram	: 2 år
Total lengde på regnhyetogram	: 35 minutter
Beregningstrinn i NIVANETT	: 1 minutt

Parametere i overflatemodellen i de tilfellene denne er brukt.

Tilknytningslengde	: 800 m
Helning overflater	: 0.03 m/m
Motstandsfaktor tette flater	: 0.013
Motstandsfaktor gjennomtrengelige flater	: 0.25
Overflatemagasinerings tette flater	: 1.6 mm
Overflatemagasinerings gjennomtrengelige flater	: 4.7 mm
Maksimal infiltrasjon	: 1.27 mm/minutt
Minimal infiltrasjon	: 0.22 mm/minutt
Infiltrasjons avtrappingskoeffisient	: 0.069 min <sup>-1</sup>
% tette flater uten overflatelagring	: 25 %



Figur 6.8. Regnhyetogram for 2-års regnet (Blindern).

#### 6.4. Resultater fra følsomhetsanalysen

Følgende kapittel er et utdrag fra en mer omfattende NIVA-rapport om følsomhetsanalyse på inngangsparametere til NIVANETT, Lindholm /16/.

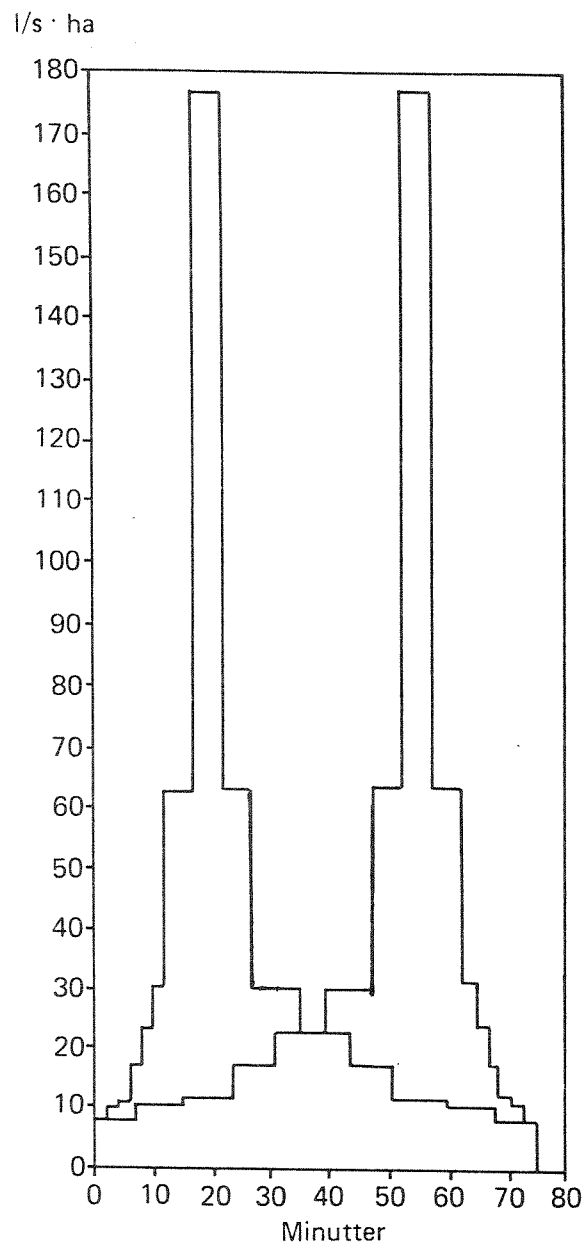
##### Valg av typeregner

Det har lenge vært interesse for hvilken form et regnhyetogram eller typeregner har på det aktuelle dimensjoneringsstedet. Når man omtaler et typeregner med betegnelsen regnhyetogram, mener man normalt et symmetrisk regn som vist i figur 6.8.

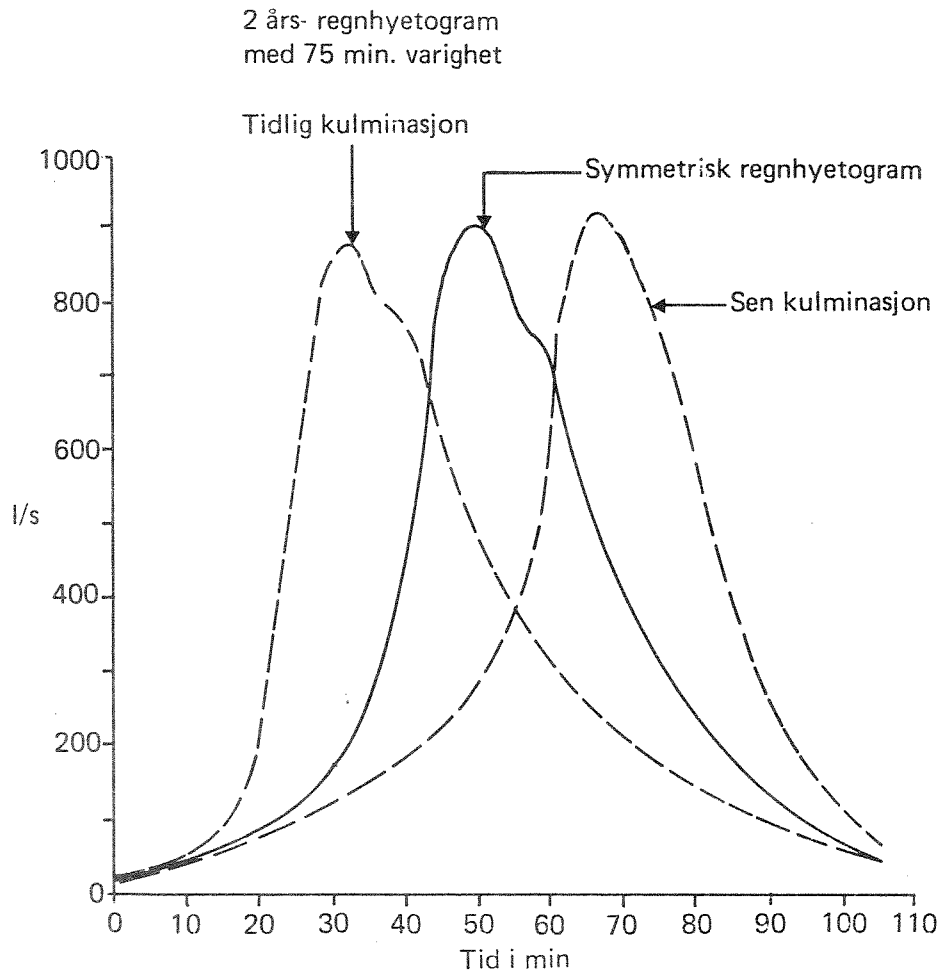
For å kunne vurdere betydningen av en forskyvning av intensitetsmaksimum er typeregnene vist i figur 6.9 brukt som inngangsdata såvel som regnhyetogrammet vist i figur 6.8. Alle disse tre typeregnene har samme volum og intensiteter, bortsett fra tidsforskyvningen.

Figur 6.10 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med de tre variantene av tidsplasseringen av intensitetsmaksimum i regnhyetogrammet. Som man ser er det en ubetydelig økning i  $Q_{maks}$  når intensitetsmaksimum forskyves bakover i regnhyetogrammet. Det samme viser seg når de tre typeregnene er inngangsdata for det avlange hypotetiske feltet.

Man kan dermed normalt benytte et symmetrisk regnhyetogram dersom man ikke har velbegrunnede lokalt tilpassede typeregner.



Figur 6.9. Tidsforskjøvede regnhyetogram for 2-års regnet på Blindern.



Figur 6.10. Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Varierende tidspunkt for nedbørsmaksimum i regnhyetogrammet.

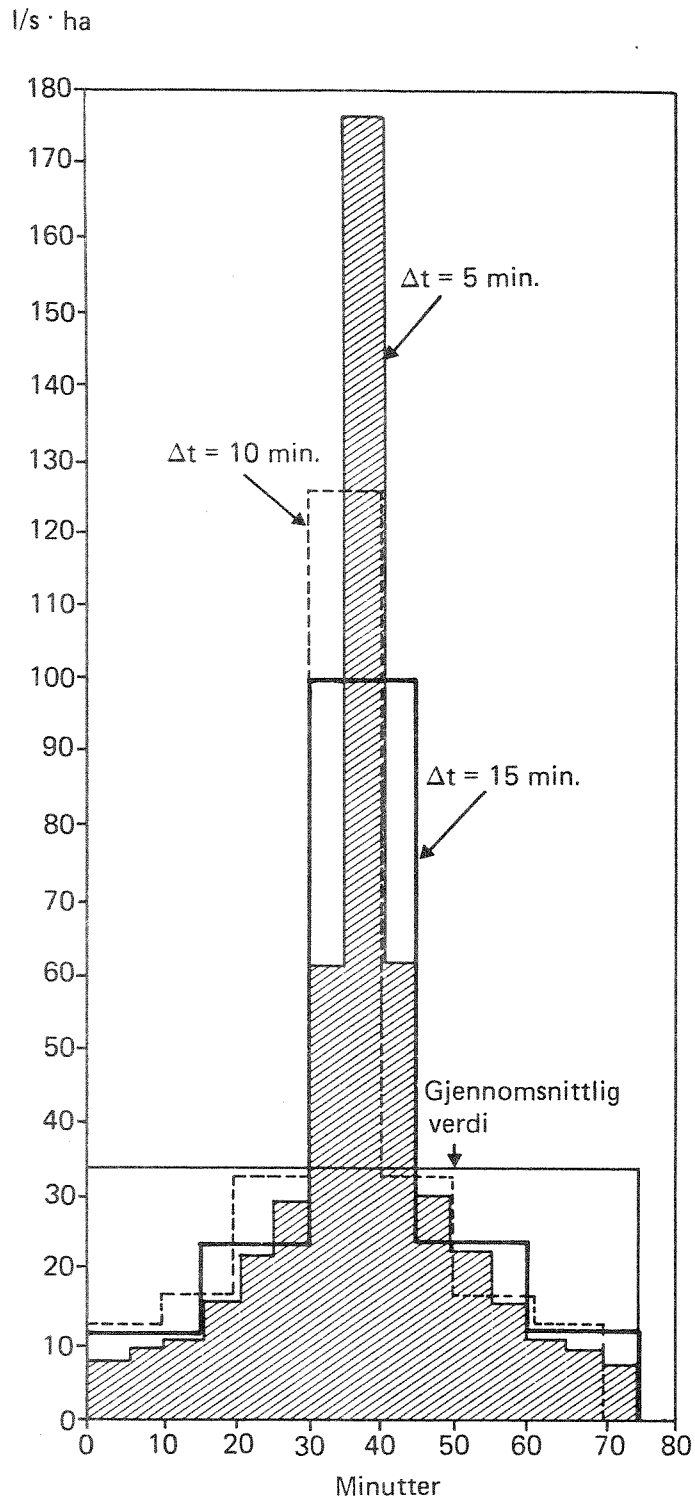
### Tidssteg i regnhyetogrammet

Et regnhyetogram beregnes normalt på grunnlag av en intensitets-varighets-frekvens (I-V-F) kurve. Ved en slik beregning, Lindholm og Aune /13/, velger man tidssteg i regnhyetogrammet.

I følgende eksempel har man valgt tre alternativer, 5 minutter, 10 minutter og 15 minutter. Se figur 6.11. Figur 6.12 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med de tre nevnte regnhyetogram. Det viste eksempelet har ubetydelige forskjeller for de tre alternativene.

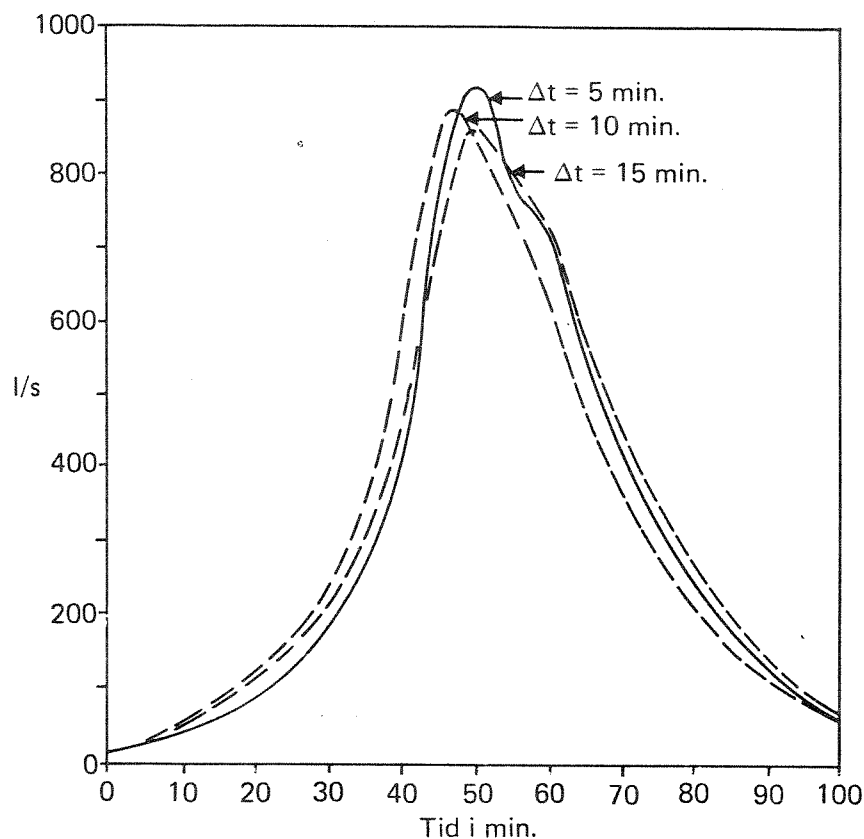
Tilsvarende utløpshydrogram er beregnet for det hypotetiske avlange feltet med 22 ledninger. Maksimalt avvik mellom  $Q_{maks}$  for det grovt inndelte regnhyetogrammet med  $\Delta t = 15$  min. og  $Q_{maks}$  for det finere inndelte regnhyetogrammet med  $\Delta t = 5$  min er ca. 10 %.

Forholdet mellom  $\Delta t = 5$  min. og  $\Delta t = 10$  min. er bare ca. 4 %. Konklusjonen blir at i felter med en størrelse i området 50 ha og over, vil tidssteg i regnhyetogram opptil 10 minutter neppe ha noen betydelig innflytelse på nøyaktigheten i beregningene.



Figur 6.11. 2-års regnhyetogram med alternative tidssteg.





Figur 6.12. Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Ulike tidssteg i regnhyetogrammet.

#### Dimensjonering med kasseregn eller regnhyetogram

Hvis man ønsker å beregne maksimale avløp eller dimensjonere avløp f.eks. i et avløpsnetts utløp kan man prøve seg frem med ulike kasseregn tatt fra I-V-F kurven eller benytte et regnhyetogram.

For å se på om bruken av det ene eller andre slår ut i beregnet  $Q_{maks}$ , har man brukt et 2-års regnhyetogram (se figur 6.8), samt en rekke kasseregn fra 2-års I-V-F kurven på Blindern.

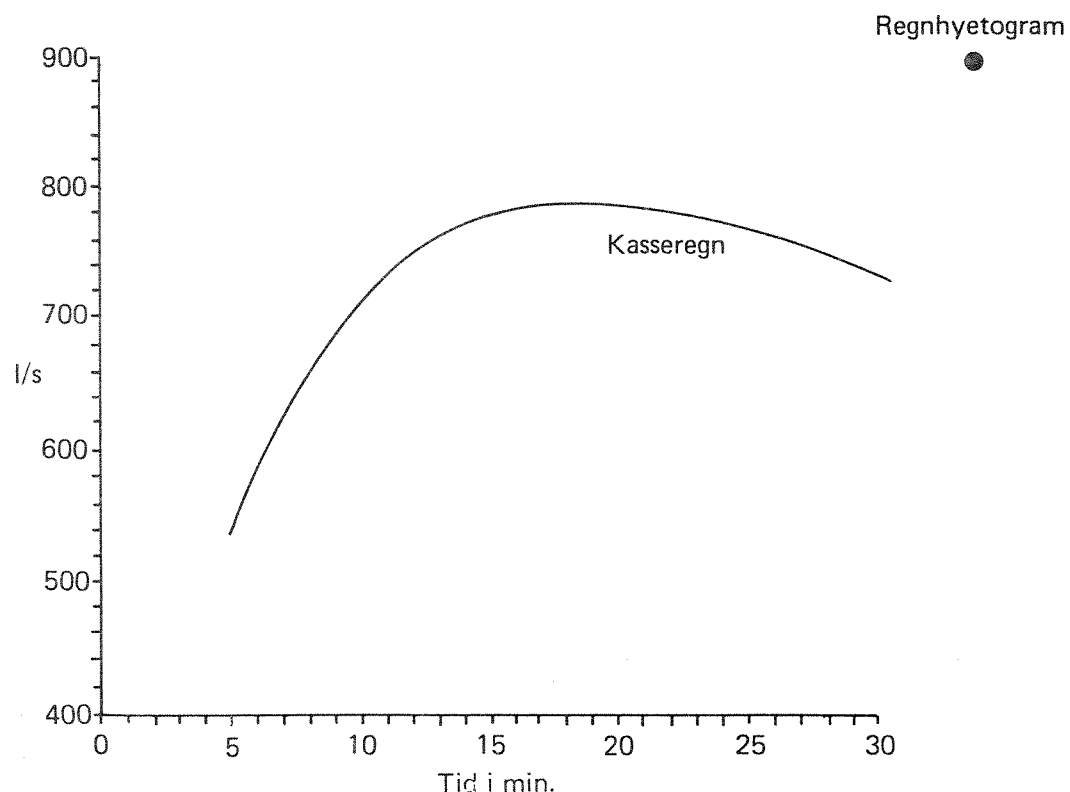
Figur 6.13 viser beregnede maksimalavløp fra Søren Jaabæks gate,  $Q_{maks}$ , for regnhyetogrammet, samt en kurve som forbinder  $Q_{maks}$ -punktene fra kasseregnberegningene. For eksempel viser kurven at det kasseregnet som gir maksimalt avløp varer i 20 minutter og gir ca. 785 l/s. Regnhyetogrammet gir derimot 900 l/s, eller en økning på ca. 15 %.

Figur 6.14 viser tilsvarende beregninger for det "avlange" feltet på 22 ledninger. Her gir kasseregnet som varer i 15 minutter  $Q_{maks} = 2327$  l/s, mens regnhyetogrammet gir  $Q_{maks} = 2329$  l/s. Med andre ord

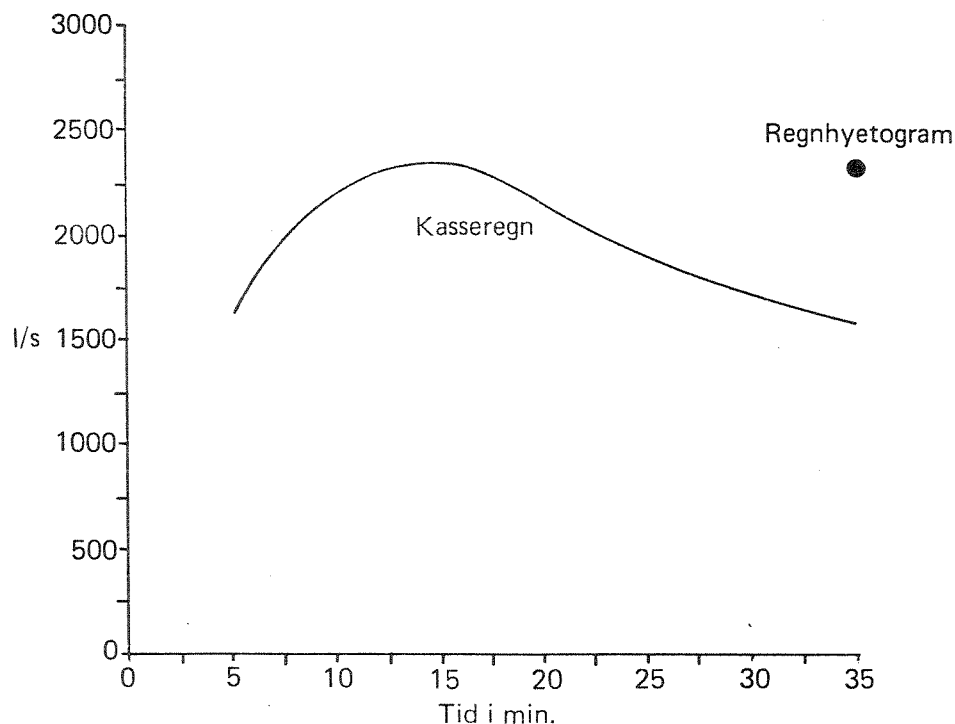
praktisk talt samme verdi. Figur 6.15 viser beregninger fra det "runde" feltet med 59 ledninger. Her er det kasseregnet med varighet 10 minutter som gir størst  $Q_{maks} = 3484$  l/s.

Regnhyetogrammet gir en  $Q_{maks}$  på 3296 l/s, m.a.o. en minkning på ca. 5 %. Grunnen til at Søren Jaabæks gate-feltet oppfører seg noe annerledes enn de to hypotetiske feltene, er antagelig at man har relativt lite bidragende felter nær utløpet der, i forhold til i de to hypotetiske feltene. At et så kort kasseregnet som 10 minutter blir dimensjonerende for det runde feltet, mens 15 og 20 minutter må til for de to andre feltene, beror på at det runde feltet har en sterkest konsentrasjon av bidragende felter rundt sitt utløp.

Konklusjonen på beregningene samlet sett, er at begge metoder gir omtrent samme dimensjonerende avløp. Det anbefales å bruke regnhyetogram fordi man da klarer seg med en beregning istedetfor kanskje 4-5 kasseregnberegninger. Dessuten får man en mer naturtro form på regnskyillet, samt dimensjonerende vannføringer i alle punkter i nettet og ikke bare i det betraktete utløpspunktet.



Figur 6.13. "Søren Jaabæks gate".  $Q_{maks}$  for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregnet.



Figur 6.14. "Avlangt" felt.  $Q_{maks}$  for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregn.

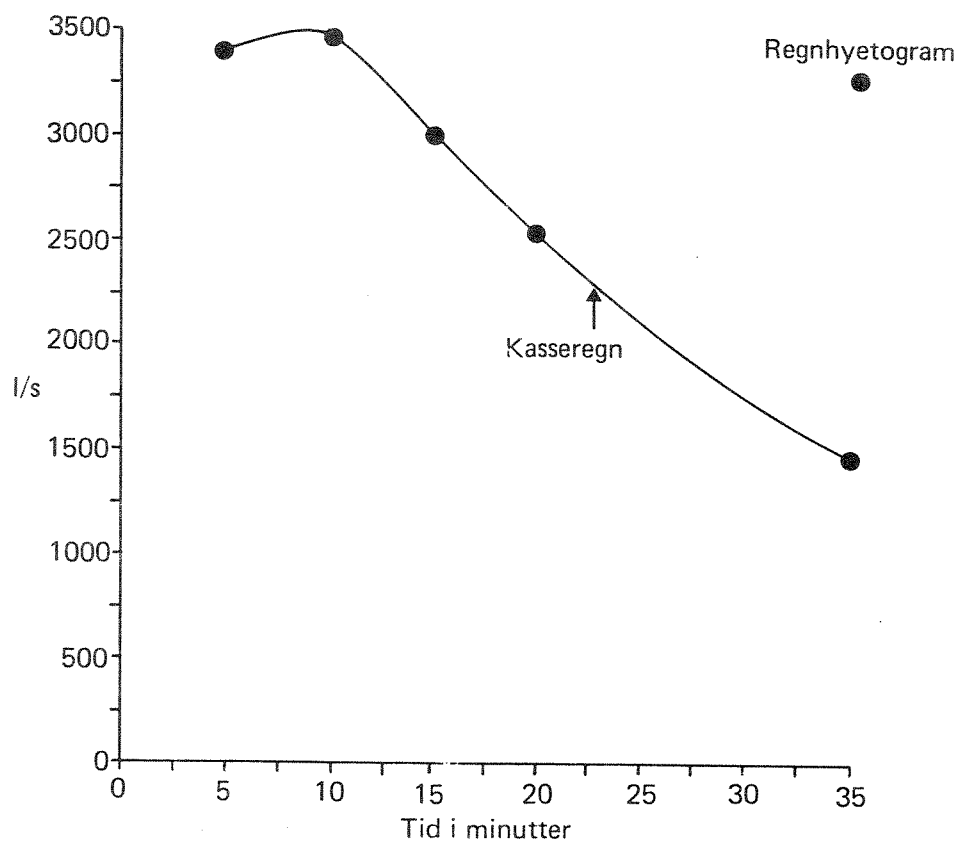
#### Lengde på regnhyetogrammens tidsforløp

Regnhyetogram er normalt symmetrisk om midtaksen. Det fins imidlertid lite i litteraturen som sier hvor lenge regnhyetogrammet bør vare. Vanligvis har man vel valgt en varighet omtrent lik feltets konsentrasjonstid. For feltet Søren Jaabæks gate er det beregnet en rekke alternativer med de varigheter som er vist i figur 6.16.

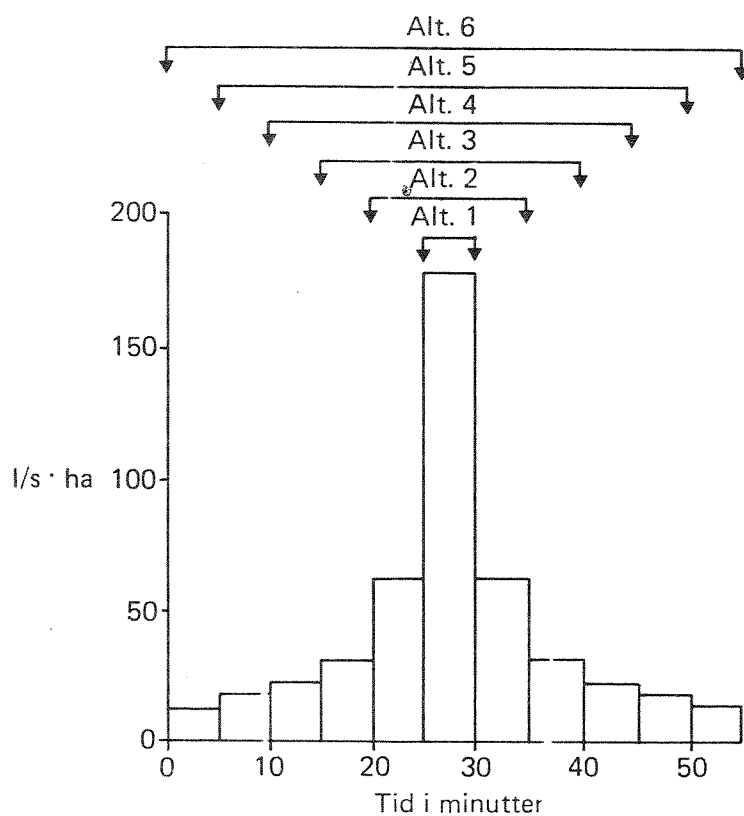
Figur 6.17 viser beregnede maksimale vannføringer fra feltet Søren Jaabæks gate ved seks alternative lengder på regnhyetogrammet.

Konsentrasjonstiden for Søren Jaabæks gate er omtrent 35 minutter. (Definert som det tidspunkt der vannføringen har nådd 95 % av absolutt maksimal vannføring under et svært langt og konstant regn).

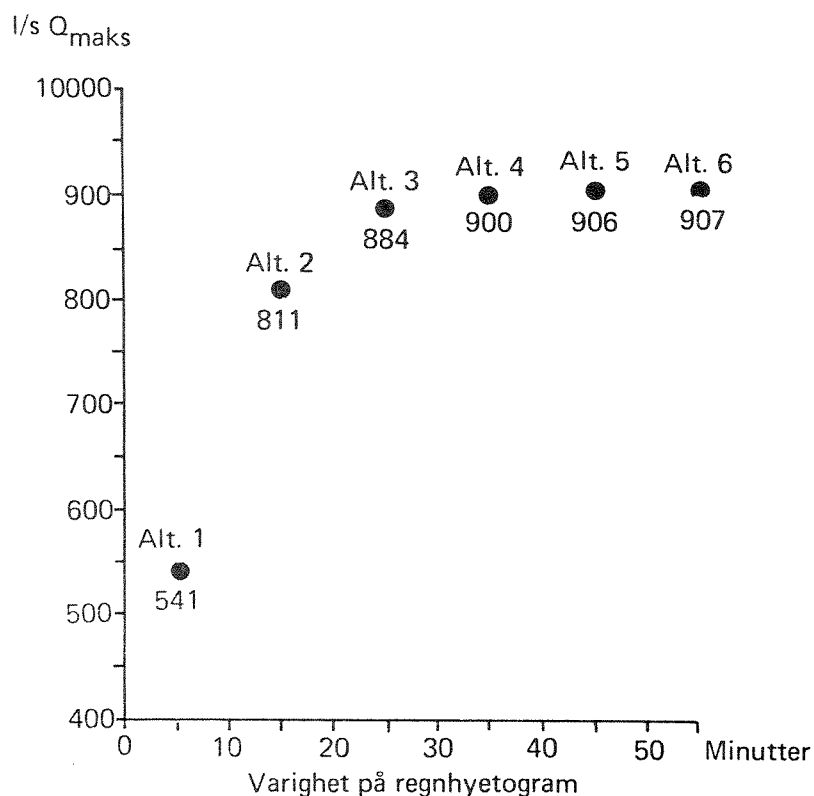
Figur 6.17 gir kun en økning på 0.8 % i  $Q_{maks}$  når regnhyetogrammens lengde øker fra 35 minutter til 55 minutter. Dersom man går ned til 25 minutter minker  $Q_{maks}$  med 2.5 % i forhold til  $Q_{maks}$  for et regnhyetogram med lengde 55 minutter. Basert på det foregående kan man si at et regnhyetogram med lengde lik konsentrasjonstiden bør benyttes. Imidlertid synes det som om en lengde på minimum ca. 70 % av konsentrasjonstiden også vil gi akseptable resultater m.h.t. beregning av maksimale avløp.



Figur 6.15. "Rundt" felt.  $Q_{\text{maks}}$  for 2-års regnhyetogram og for 2-års kasseregns.



Figur 6.16. Alternative lengder på 2-års regnhyetogram.



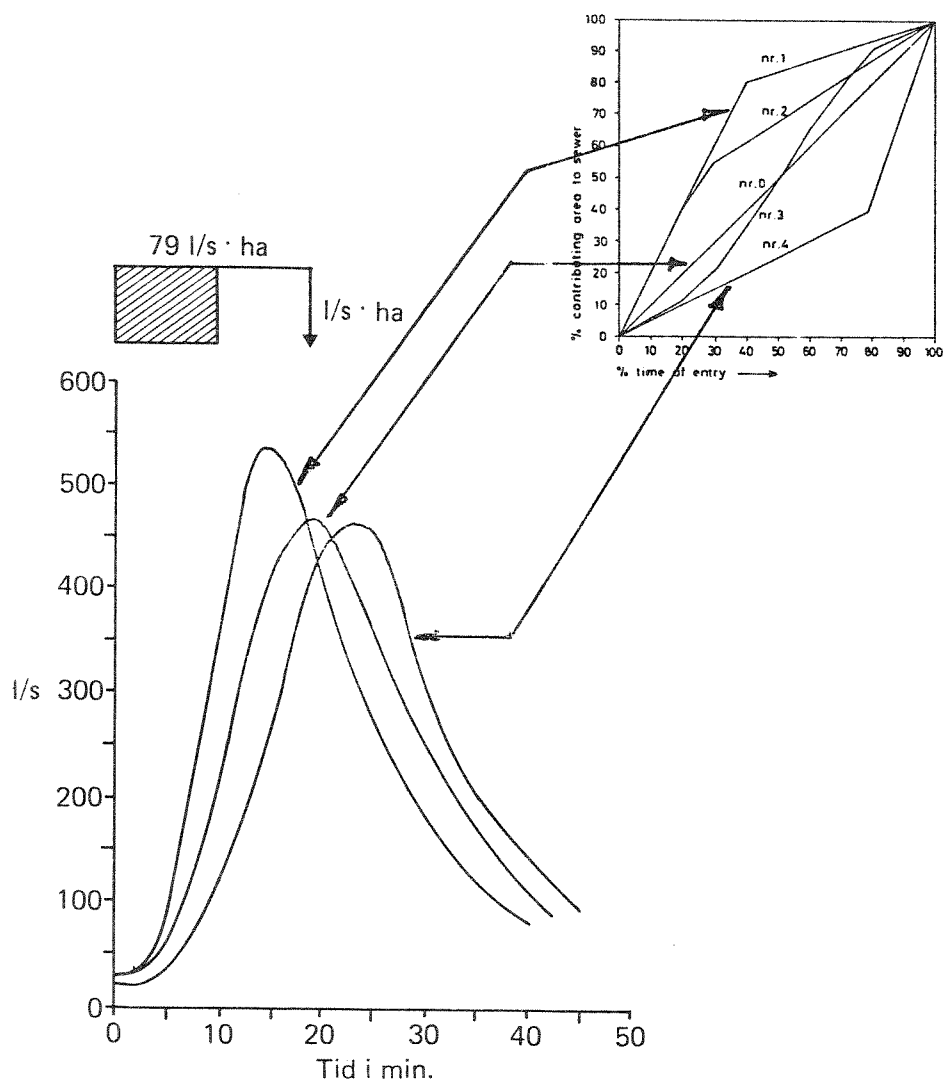
Figur 6.17.  $Q_{maks}$  for Søren Jaabæks gate beregnet med ulik lengde på regnhyetogrammet.

#### Tilrenningsfunksjon for overvann

NIVANETT's tid-areal metode har mulighet for å nyansere mellom rask avrenning eller sen avrenning for ulike deler av delfeltens overflater. Kurve nr. 1 brukes ved mye tette flater nær slukene og kurve nr. 4 ved mye tette flater langt fra slukene.

Figur 6.18 viser utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate med et 1/2-års kasseregn som inngangsdata.

Kurvene viser at en rask avrenning fra hovedtyngden av delfeltet (kurve 1) gir ca. 13 % høyere  $Q_{maks}$  enn en jevn, lineær (kurve 0) avrenning,



Figur 6.18. Utløpshydrogram fra søren Jaabæks gate. Forskjellige tilrenningskurver.

Tilsvarende beregning fra PRA-feltet (se figur 6.4) gir en forhøyelse av  $Q_{maks}$  på ca. 8 %. En beregning fra Vika i Oslo utført av Shiferaw /28/ viser tilsvarende forhøyelse av  $Q_{maks}$  på ca. 23 %. Konklusjonen må bli at en svært ujevn fordeling av de tette flatene innen de enkelte delfeltene bør forsøkes reflektert via riktig valg av tilrenningsfunksjon.

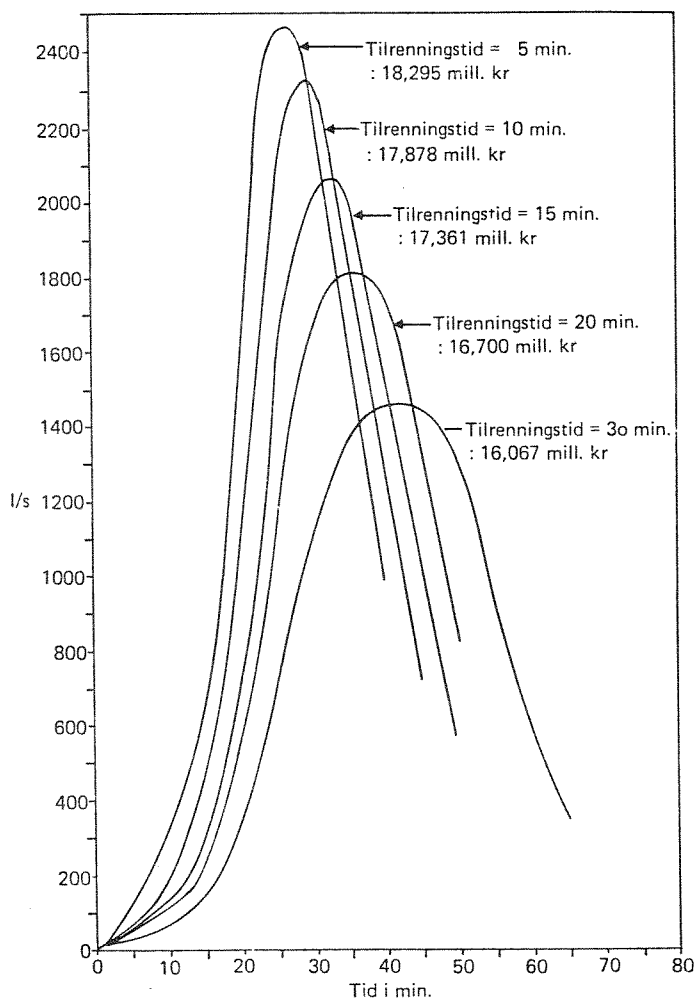
### Tilrenningstid

Tilrenningstiden i NIVANETT's tid-arealmetode påvirker hydrogrammenes form og maksimale avrenning svært mye.

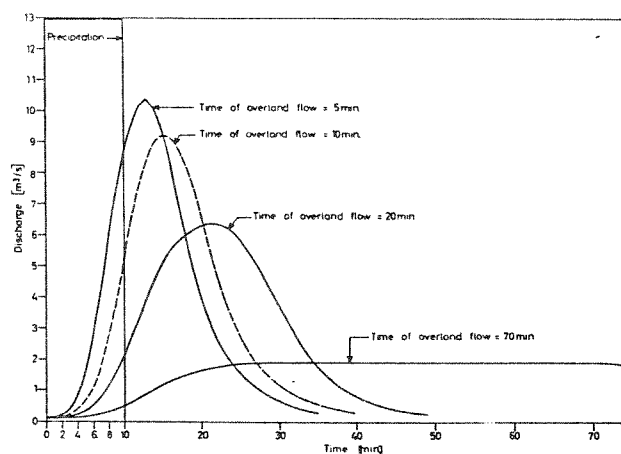
Dette sees klart fra beregningene vist i figurene 6.19, 6.20 og 6.21. Økningen i  $Q_{\text{maks}}$  ved å gå ifra en tilrenningstid på 20 minutter til 10 minutter er som følger:

Vika i Oslo	: ca 50 %
Avlangt felt, 22 ledn.:	ca 30 %
PRA-feltet	: ca. 45 %

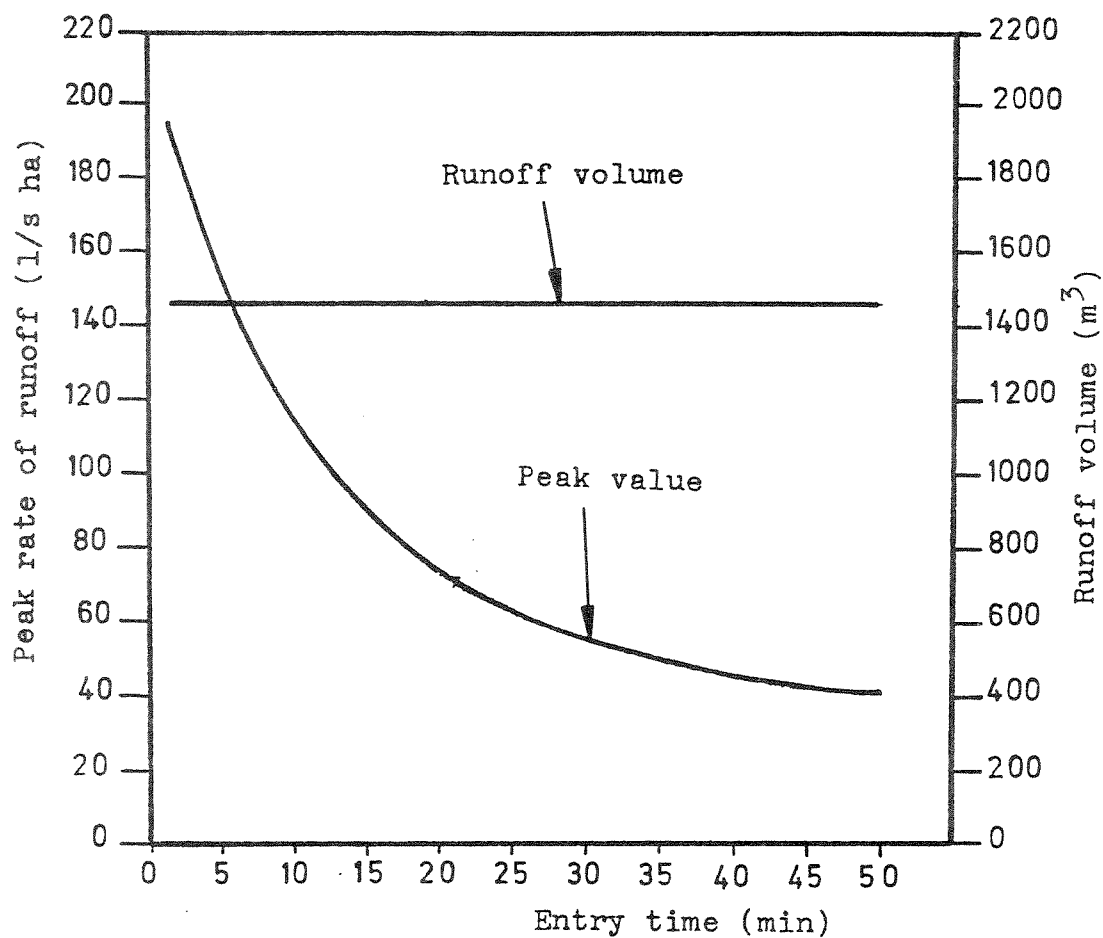
Dette er dermed en av de mest kritiske parametere i tid-areal metoden, hvor det vil svare seg å bestemme parameteren med rimelig god nøyaktighet.



Figur 6.19. Utløpshydrogram fra hypotetisk felt med 22 ledninger. 2-års regnhyetogram. Ulike tilrenningstider.



Figur 6.20. Utløpshydrogram fra PRA-feltet med varierende tilrennings-tid.



Figur 6.21. Maksimal avrenning og avrent volum fra Vika i Oslo som funksjon av tilrenningstiden. Shiferaw /28/.



### Rørruhet

Rørenes hydrauliske ruhet påvirker vannets hastighet i ledningene. Virkningene av dette er beregnet av Sjøberg /30/ for feltet vist i figur 6.5. Hans beregningsresultater vist i figur 6.22 indikerer at ruheten kan variere svært mye uten at hydrogrammenes form påvirkes nevneverdig.

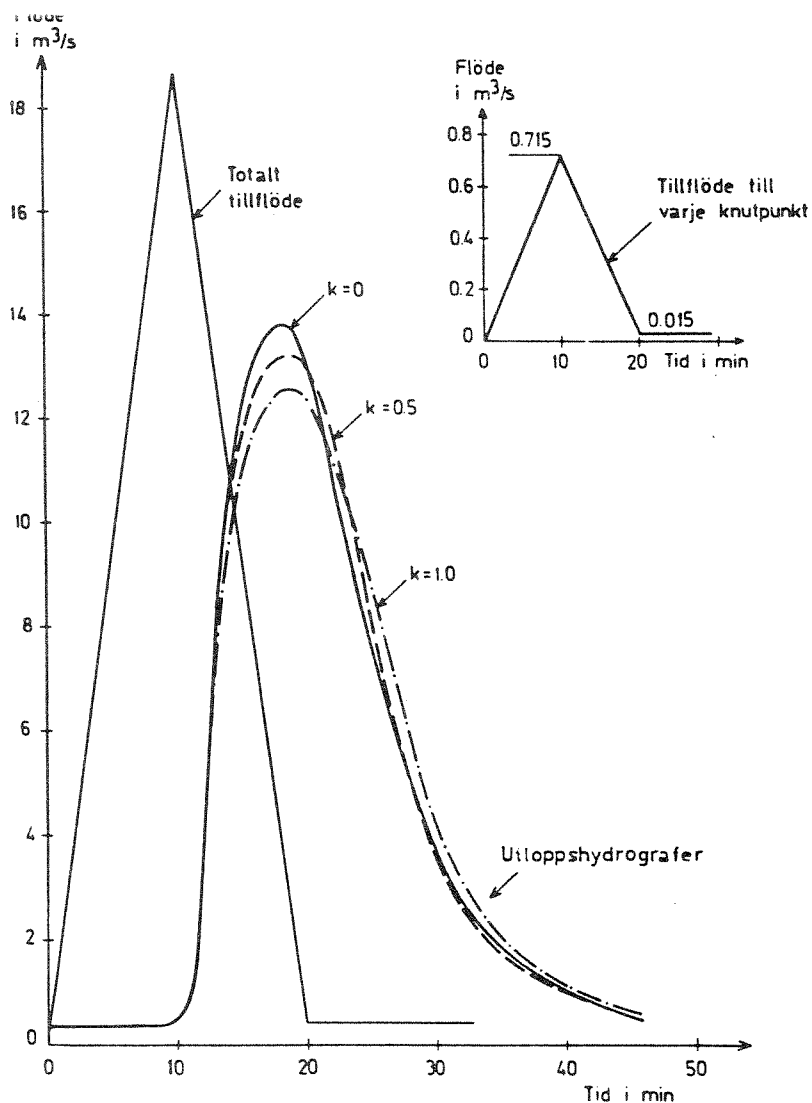
Figur 6.23 viser beregninger fra Søren Jaabæks gate hvor konklusjonene også blir de samme.

### Effekt av å tillate oppstuvning i ledningsnett

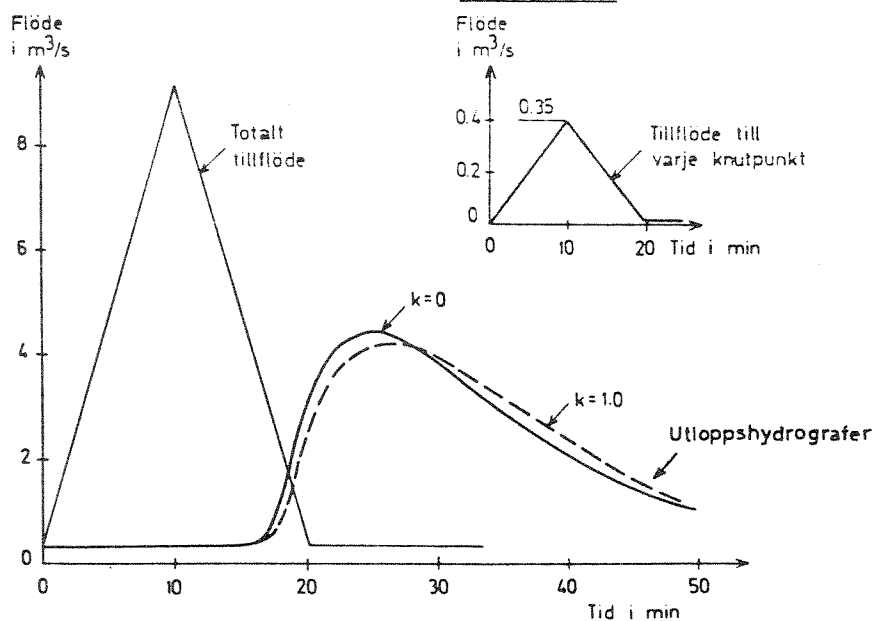
Følgende eksempel viser betydningen av å kunne tillate en viss oppstuvning. Her er et 2-års-regnhyetogram, med to alternative oppskaleringer i regnintensiteten, benyttet på det "runde" feltet med 59 ledninger.

Rørdiameterene er først dimensjonert for å unngå oppstuvning ved et 2-års regnhyetogram.

Deretter er regnintensitetene i regnhyetogrammet skalert opp inntil oppstuvningsnivået i den mest kritiske kummen nærmet seg marknivået (som ligger 2 meter over bunnrør).

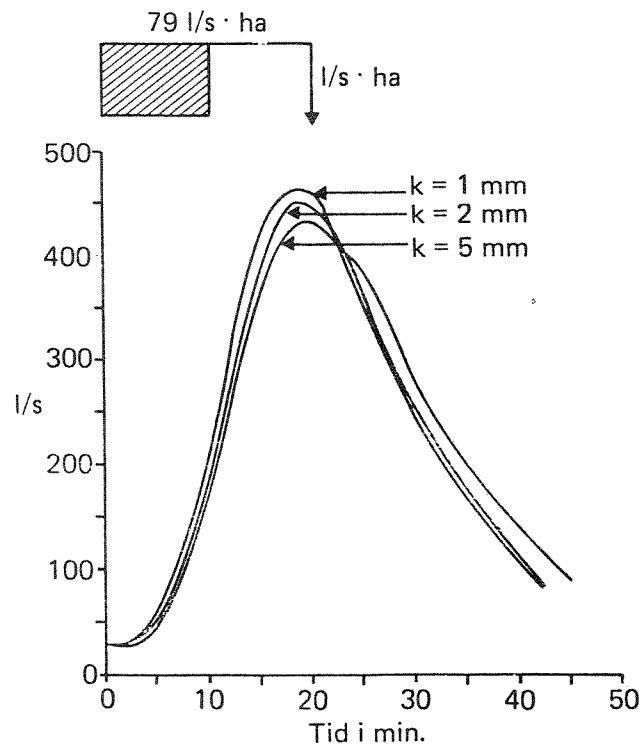


a) Ledningarnas lutning  $I_0 = 6 \text{ ‰}$



b) Ledningarnas lutning  $I_0 = 1.5 \text{ ‰}$

Figur 6.22. Utløpshydrogram fra "Sjøberg-feltet" ved varierende ruhet og røravfall. Sjøberg /30/.



Figur 6.23. Utløpshydrogram fra Søren Jaabæks gate. Ulik hydraulisk ruhet i rørene 1/2 års regn (ingen oppstuvninger).

Tabell 6.3 viser oppstuvningsnivået ved 3-års-regnet i meter for hvert minutt av regnforløpet. F.eks. ser man at punkt 2 i nettet får en maksimal oppstuvning i det 22. minutt på 9.3 meter. Dette er 0.7 m under marknivået. Nettet er dimensjonert for 2-års-regnet.

Tabell 6.4 viser oppstuvningene ved 4-års-regnet. For pkt. 2 ser man at nivået blir 9.9 m i det 22. minutt, hvilket er bare 0.1 m under marknivået. Eksempelet viser klart at kapasitetsøkningen er betydelig, dersom man tar hensyn til mulighetene som en bevisst oppstuvning innebærer.

Resultatet ble derved at et avløpsnett dimensjonert for å unngå oppstuvning ved et 2-års-regn, klarer et 3-års-regn med en oppstuvning på 0.3 m over topp-rør (1.9 m over bunn-rør).

Tabell 6.3. Oppstuvningsberegninger i "rundt" felt med 3-års regnhyetogram (1.15 x 2-års regnet).

PUNKT		17	19	22	24	21	2	16
M								
I	MARK	14.0	14.0	22.0	22.0	14.0	10.0	6.0
N	BUNN	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0

0	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0
1	12.0	12.0	20.0	20.0	12.0	8.0	4.0
2	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
3	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
4	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.1	4.1
5	12.1	12.1	20.1	20.1	12.1	8.2	4.2
6	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
7	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
8	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.2	4.2
9	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.3	4.3
10	12.1	12.1	20.1	20.1	12.2	8.3	4.3
11	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.3	4.3
12	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.3	4.3
13	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
14	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
15	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.4	4.4
16	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.4	4.5
17	12.3	12.3	20.3	20.3	12.4	8.5	4.5
18	12.3	12.3	20.3	20.3	12.5	8.6	4.6
19	12.4	12.4	20.4	20.4	12.6	8.7	4.7
20	12.9 *	12.9 *	20.7 *	20.7 *	12.7	8.9	4.8
21	12.6 *	12.6 *	20.4	20.4	12.8	9.0	5.0
22	12.6 *	12.6 *	20.4	20.4	12.9 *	9.3 *	5.2 *
23	12.3	12.3	20.3	20.3	12.8	9.1 *	5.2 *
24	12.3	12.3	20.3	20.3	12.7	8.9	5.0 *
25	12.3	12.3	20.3	20.3	12.6	8.6	4.9
26	12.2	12.2	20.2	20.2	12.5	8.6	4.8
27	12.2	12.2	20.2	20.2	12.5	8.6	4.6
28	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.5	4.6
29	12.2	12.2	20.2	20.2	12.4	8.5	4.5
30	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.5
31	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
32	12.2	12.2	20.2	20.2	12.3	8.4	4.4
33	12.	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.4
34	12.	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3
35	12.1	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3
36	12.1	12.1	20.1	20.1	12.3	8.3	4.3

\* VANNFEIL MELLOM TOPP FOR OG MARKNIVA

X VANNFEIL OVER MARKNIVA

Tabell 6.4. Oppstuvningsberegninger i "rundt" felt med 3-års regn-  
hyetogram (1.2 x 2-års regnet).

OPPSTUVNINGSSANALYSE (HØYDER I M.)														
		* VANNspeIL MELLOM TOFF FOR OG MARKNIVA												
		X VANNspeIL OVER MARKNIVA												
PUNKT		2	16	34	33	18	3	17	37	38	20	5	1	44
M														
I MARK		10.0	6.0	18.0	18.0	22.0	18.0	14.0	18.0	18.0	22.0	18.0	14.0	26.0
N BUNN		8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
-----														
0		8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
1		8.0	4.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	16.0	16.0	20.0	16.0	12.0	24.0
2		8.1	4.1	16.0	16.0	20.0	16.0	12.1	16.0	16.0	20.0	16.0	12.1	24.0
3		8.1	4.1	16.0	16.0	20.1	16.1	12.1	16.0	16.0	20.1	16.1	12.1	24.0
4		8.1	4.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
5		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
6		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
7		8.2	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
8		8.3	4.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
9		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
10		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
11		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
12		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
13		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	24.1
14		8.4	4.4	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
15		8.4	4.4	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
16		8.5	4.5	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
17		8.5	4.5	16.2	16.2	20.2	16.2	12.3	16.2	16.2	20.2	16.2	12.3	24.2
18		8.6	4.6	16.2	16.2	20.3	16.3	12.3	16.2	16.2	20.3	16.3	12.3	24.2
19		8.7	4.7	16.2	16.2	20.4	16.3	12.4	16.2	16.2	20.4	16.3	12.4	24.2
20		9.2 *	5.1 *	16.9 *	16.9 *	20.8 *	16.7 *	13.6 *	16.9 *	16.9 *	20.8 *	16.7 *	13.6 *	24.4 *
21		9.3 *	5.2 *	16.2	16.2	20.3	16.3	13.0 *	16.2	16.2	20.3	16.3	13.0 *	24.2
22		9.9 *	5.5 *	16.1	16.1	20.3	16.3	13.4 *	16.1	16.1	20.3	16.3	13.4 *	24.1
23		9.5 *	5.4 *	16.1	16.1	20.2	16.3	12.4	16.1	16.1	20.2	16.3	12.4	24.1
24		9.0 *	5.1 *	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	24.1
25		8.8	5.0	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	16.1	16.1	20.2	16.2	12.3	24.1
26		8.7	4.9	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
27		8.6	4.7	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	16.1	16.1	20.2	16.2	12.2	24.1
28		8.5	4.6	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	16.1	16.1	20.1	16.2	12.2	24.1
29		8.5	4.5	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
30		8.4	4.5	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
31		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
32		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
33		8.4	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	16.1	16.1	20.1	16.1	12.2	24.1
34		8.3	4.4	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
35		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1
36		8.3	4.3	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	16.1	16.1	20.1	16.1	12.1	24.1

### Virkning av å forenkle ledningsnett

Arbeidet med datainnsamling og forberedelser øker sterkt med økende antall knutepunkter.

Det er derfor av interesse å kunne få et inntrykk av hva en forenkling av et ledningsnett innebærer av tap i beregningsnøyaktighet. Følgende eksempler er ment å illustrere dette:

#### Søren Jaabæks gate

Det opprinnelige ledningssystemet med 54 ledningsstrekninger er vist i figur 6.1. Samme avløpsfelt er forenklet ned til halvparten så mange ledningsstrekninger. Regninggangsdataene var et 1/2-års-kasseregner på 115 l/s.ha i 5 minutter.

Figur 6.24 viser utløpshydrogrammene for de to respektive situasjonene. Forskjellen i  $Q_{maks}$  er ca. 1 %.

#### "Rundt" felt

I et annet eksempel er det opprinnelige "runde" feltet forenklet fra 59 ledninger (figur 6.2) ned til 14 ledninger. Figur 6.25 viser utløpshydrogrammene fra de to alternative situasjonene. Forskjellen i  $Q_{maks}$  er ca. 3 %.

Konklusjonen må bli at en forenkling av et ledningsnett kan skje uten at utløpshydrogrammene påvirkes nevneverdig. Det er imidlertid større fare for betydelige påvirkninger lokalt nær de stedene hvor virkelige ledninger utlates.

### Virkingen av korte kontra lange rørstrekninger

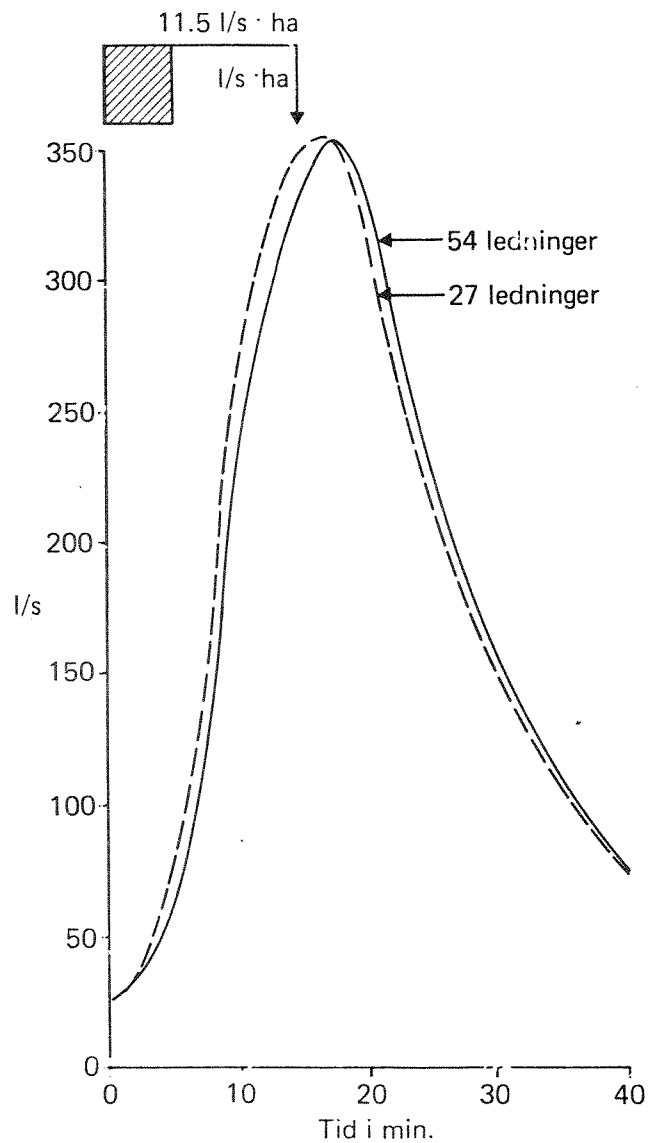
#### "Sjøberg"-feltet

Sjøberg /30/ har sett på betydningen av å dele inn avløpsledningene i korte kontra lengre strekninger. Han har brukt et avløpsprogram med kinematisk bølge, slik som det prinsippet NIVANETT benytter. Beregningene er foretatt på avløpsnett vist i figur 6.5. Ruheten er 1 mm.

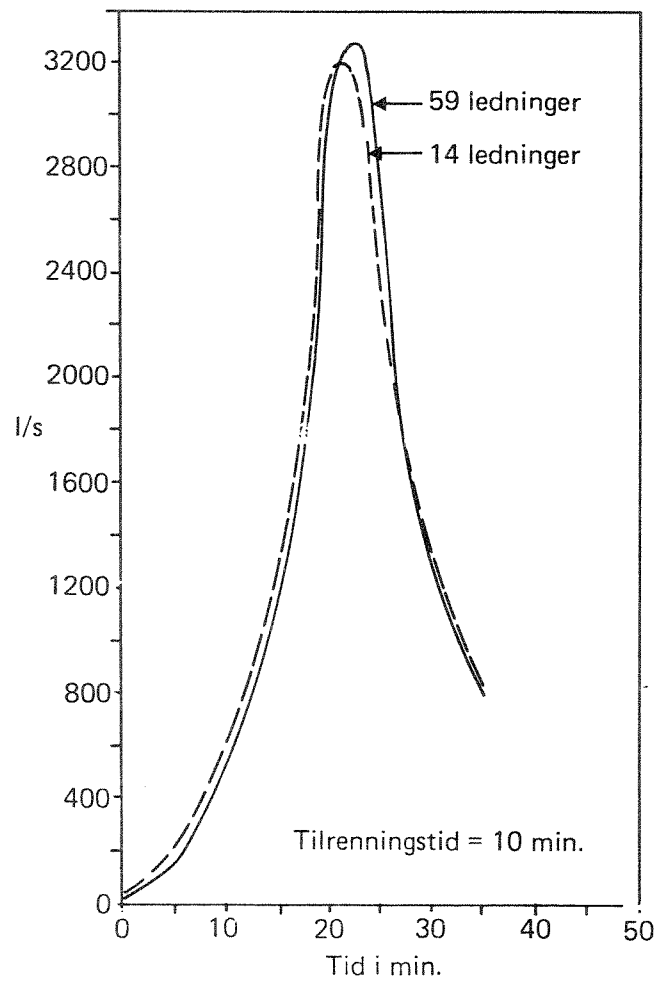
Figur 6.26 viser en forskjell i  $Q_{maks}$  på ca. 15 % ved en økning i  $\Delta x$  fra 150 m til 300 m, med rørfall på 1.5 o/oo.

Figur 6.27 viser en forskjell i  $Q_{maks}$  på ca. 7 % ved en økning i  $\Delta x$  fra 150 m til 300 m, med et rørfall på 6 o/oo.

Figur 6.28 viser forskjellige utløpshydrogram for  $\Delta x=30$  m kontra  $\Delta x=300$  m. For beregningssteg på  $\Delta t=1$  minutt er forskjellen i  $Q_{\text{maks}}$  ca. 12 %.

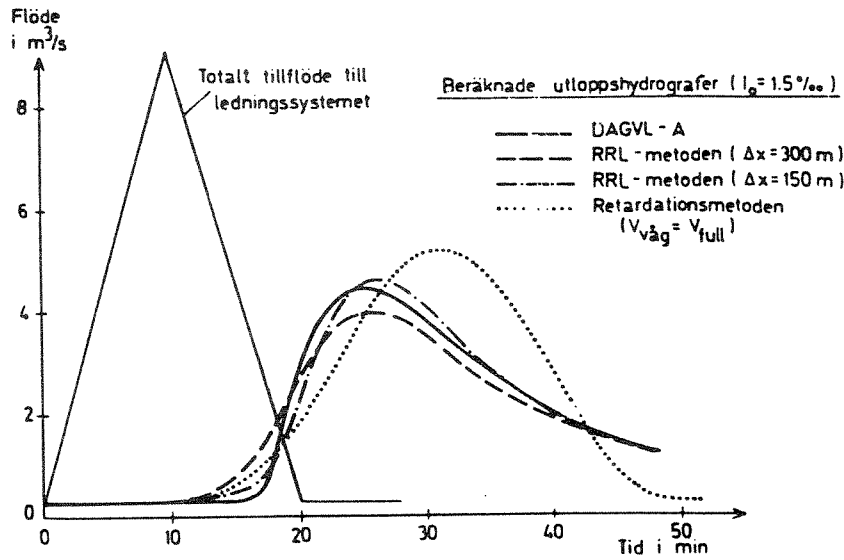


Figur 6.24. Utløpshydrogram fra feltet Søren Jaabæks gate, med fullstendig nett (54 ledn.) og forenklet nett (27 ledn.).

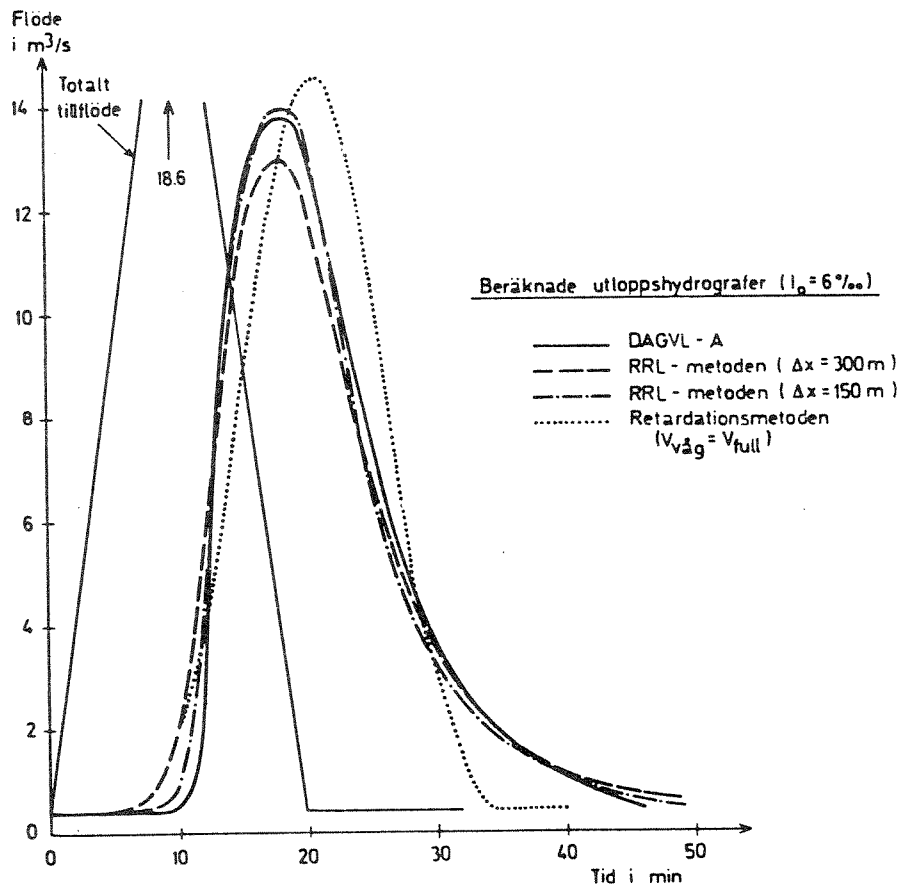


Figur 6.25. Utløpshydrogram fra "rundt" felt, med ulik antall rørstrekninger. 2-års regnhydrogram.

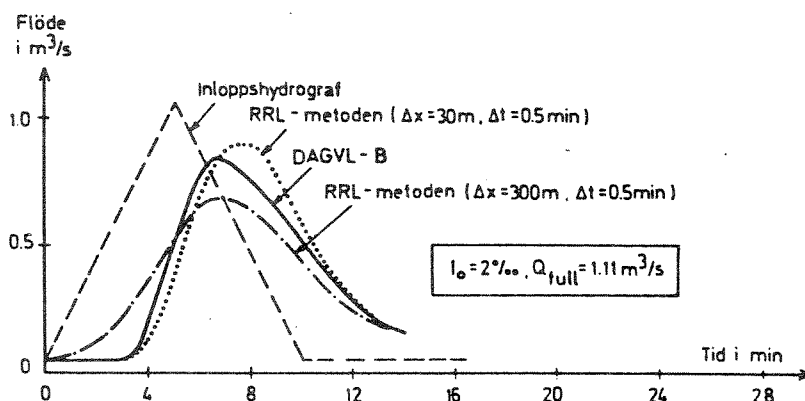




Figur 6.26. Utløpshydrogram ved ulike rørlengder,  $\Delta X$ . Fall på rørene = 1,5 o/oo. Sjøberg /30/.



Figur 6.27. Utløpshydrogram ved ulike rørlengder,  $\Delta X$ . Fall på rørene = 6 o/oo. Sjøberg /30/.



Figur 6.28. Utløpshydrogram ved ulike rørlengder, Sjøberg /30/.

Anders Sjøberg har i sin dr.avhandling kommet til at en rørlengde på ca. 150 m er optimalt m.h.t. å gi mest mulig riktige hydrogram. Imidlertid viser det seg at selv betydelige avvik fra dette, f.eks. fra 30 m til 400 m, ikke får særlig stor betydning for normale avløpsledningsnett. Et unntak kan være svært korte regn i området 10-20 % av konsentrasjonstiden for det feltet som betraktes. Dette er imidlertid regn som ikke er interessante i dimensjoneringsammenheng.

Dersom man har en rørstreng uten forgreninger vil avvikene i hydrogrammene kunne bli betydelige når  $\Delta x$  varierer og

- a) rørfallet er lavt (10 o/oo) og
- b) tørrværsvannføringen svært lav (0.04 l/s).

Situasjonene som gir disse store avvikene er imidlertid lite aktuelle for normale avløpsnett.

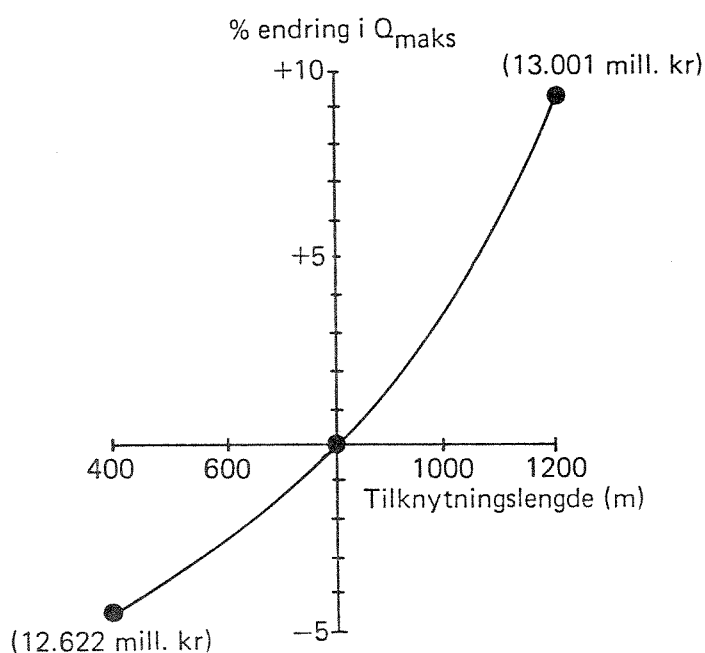
#### Overflatemodellens "tilknytningslengde"

NIVANETT's overflatemodell ("SWMM-modellen") har 11 forskjellige inngangsparametere for hvert delfelt, og som er forskjellig fra de parameterene som benyttes i NIVANETT's tid-areal metode.

I dette prosjektet er følsomheten i disse 11 parameterene beregnet for det "runde feltet" med 14 ledningsstrekninger.

Tilknytningslengden er et mål på hvor raskt overflateavrenningen blir avledet fra delområdet. Delområdets tilknytningslengde kan ofte settes lik to ganger lengden av dreneringskanalen (f.eks. rennesteinen) dersom tilrenningen skjer fra to kanter samtidig, og lik en gang tilknytningslengden dersom tilrenningen bare skjer fra en side. En reduksjon i tilknytningslengden vil dra avrenningen ut i tid, da vann vil lagres i lengre tid på overflaten. Det er kun  $Q_{maks}$  som influeres, og ikke avrent volum. En økning i lengden vil tillate vannet å drenere raskere av overflaten.

Figur 6.29 viser utslaget i  $Q_{maks}$  fra det "runde feltet", når tilknytningslengden varierer.



Figur 6.29. Sensitivitet i  $Q_{maks}$  ved endring i tilknytningslengde.

Anleggskostnadene for å bygge et tilpasset nett er også vist på figuren. Som i tidligere eksempler varierer  $Q_{maks}$  betydelig mer enn anleggskostnadene.

I figur 6.30 er følsomheten vist for alle parametere i overflatemodellen. Utgangspunktet for beregningene er en basissituasjon med de parameterverdier som er vist i kapittel 6.3. Parameterverdiene er så variert en av gangen, hvoretter utslaget er registrert som % endring i maksimal avrenning ( $Q_{maks}$ ).

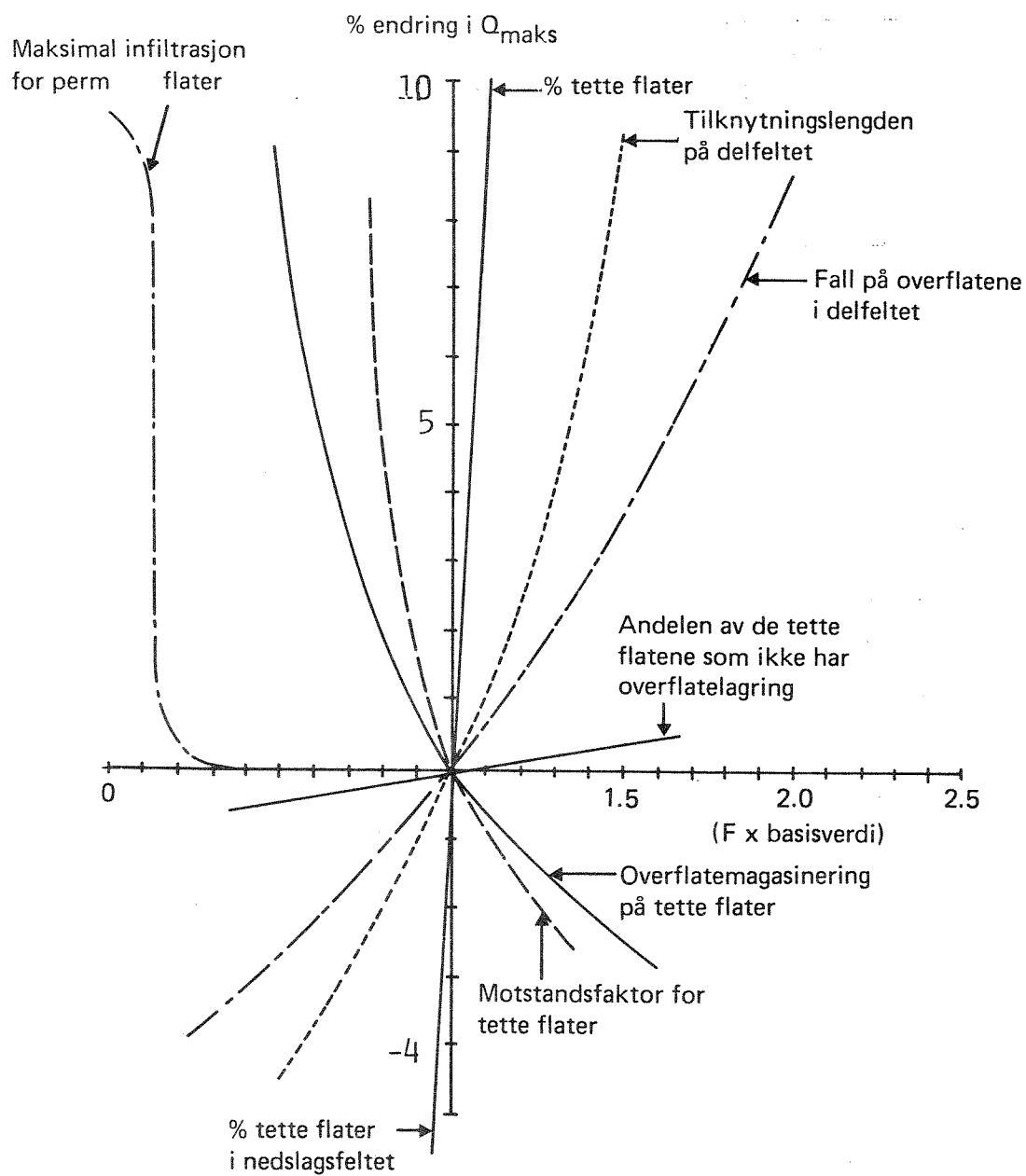
Benevningen på verdiene langs X-aksen er den tallverdi ( $F$ ) man må multiplisere basisverdien fra kapittel 6.3 med.  $F$  lik 2.0 innebærer f.eks. for fall på overflatene  $2.0 \times 0.03 = 0.06$  m/m.

Selve begrepet følsomhet er vinkelen til tangenten i etthvert kurvepunkt. Man ser de 5 parametere i overflatemodellen har en betydelig følsomhet. Maksimal infiltrasjon slår bare ut for de helt lave verdiene, forøvrig har de andre parameterene som vedrører permeable flater så liten følsomhet at i praktisk talt skjules av eller ligger i X-aksen.

I tabell 6.5 er det gitt en kortfattet sammenstilling over de enkelte parameteres følsomhet og eventuelt anbefalte verdier eller løsninger.

Av de 33 parametere er det 8 parametere som er karakterisert til å ha relativt stor, eller stor følsomhet m.h.t. utslag i hydrogrammene. Dette er:

- Regnintensiteten
- Avrenningskoeffisienten
- Tilrenningstid
- Tilknytningslengde (overflatemodellen)
- Overflatehelning (overflatemodellen)
- Motstandsfaktor tette flater (overflatemodellen)
- Overflatemagasinerings tette flater (overflatemodellen)
- Andel tette flater (overflatemodellen)



Figur 6.30. Sensiviteten for parametere i overflatemodellen i forhold til maksimal avrenning ( $Q_{maks}$ ).

TABELL 6.5 VURDERING AV DE ENKELTE PARAMETERES FØLSOMHET M.H.T UTSLAG I MAKSIMAL AVRENNING, QMAKS.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I LITT. /16/ I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Regnintensitet	6.1	Svært stor følsomhet. Qmaks er nesten direkte proporsjonal med regnintensiteten i de fleste tilfellene	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. DNMI og NHK og f.eks. /14/
Typeregnets form	6.3	Plasseringen av maksimum for regnintensiteten i regnforløpet betyr relativt lite for Qmaks	Man kan normalt bruke et symmetrisk regnhyetogram.
Tidssteg i regnhyetogrammet	6.4	Dersom man ligger mellom 5 og 10 minutter blir unøyaktighetene ikke større enn det man kan akseptere. 15 minutters steg kan gi merkbare avvik ifra f.eks. det 5. min. steg gir. Tidssteg i regnhyetogrammet må ikke forveksles med NIVANETT's beregningssteg BTRIN.	For felter større enn 50 ha kan man bruke opptil 10 minutters steg i hyetogrammet. For mindre felter bør man ikke bruke større steg enn 5 min. Generelt anbefales 5 minutters steg.
Valg mellom flere kasseregn eller et regnhyetogram	6.6	Normalt finner man en akseptabel verdi for Qmaks ved å bruke ett regnhyetogram. Avvikene mellom bruk av mange kasseregn og ett hyetogram ble for 3 forskjellige felter h.h.v. 15%, 0% og 5%.	Normalt kan man bruke ett regnhyetogram for å finne Qmaks istedetfor å prøve seg fram med en rekke forskjellige kasseregn.
Lengde på regnhyetogrammet tidsforløp	6.7	Dersom man kutter ned hyetogrammet lengde til 70% av konsentrasjonstiden blir Qmaks ca. 3% for liten (for det viste eks.).	Man bør bruke et regnhyetogram som minimum har en lengde lik 70% av konsentrasjonstiden. Helst bør man bruke 100% av denne tiden.
Avrenningskoeffisienten	6.8	Svært stor følsomhet. Qmaks er normalt nesten direkte proporsjonal med avrenningskoeffisienten.	Bruk tilgjengelig litteratur fra bl.a. NHK.

forts.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I LITT. /16/ I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Tilrenningsfunksjon for overvann	6.9	Rask avrenning (kurve 1) ga h.h.v. 13%, 19%, 8% og 23% høyere $Q_{maks}$ enn lineær avrenningskurve (kurve 0). Følsomheten for kurve 1 er dermed relativt stor. Sen avrenningskurve (kurve 4) gir liten følsomhet.	Dersom man har rask avrenning av hovedtyngden av avrenningen bør en kurve som uttrykker dette brukes. Ved rimelig homogene felt brukes jevn avrenning (kurve 0).
Tilrenningstid	6.10	Svært stor følsomhet.	Bestem tilrenningstiden så nøyaktig som mulig ved hjelp av diagrammer. Se f.eks. SFT's veiledninger.
Hydraulisk formel for rør	6.11	Svært liten følsomhet.	Bruk Colebrookes formel selv om valget betyr lite for hydrogrammene.
Rørdiameter	6.12	Relativt liten følsomhet dersom oppstuvning ikke oppstår.	Dersom oppstuvningsberegninger gjøres, betyr det mye å bruke riktig diameter.
Rørgradient og svank	6.13 og 6.14	Relativt liten følsomhet for hydrogrammer et stykke nedstrøms.	Dersom de lokale forhold ved svanken er av interesse bør fallet bestemmes med en nøyaktigheten + 5 o/oo.
Rørruhet	6.15	Relativt liten følsomhet. Virkningen av en variasjon innenfor 0.5 mm til 2.0 mm er liten.	For betongrør ca. 1 mm.
Effekt av å tillate oppstuvning i kummene	6.16	Ved å tillate en oppstuvning på opptil 1 m over topp rør, kan regnets gjentakintervall økes betydelig (opp til 100% i visse situasjoner).	Dersom man velger å kalkulere med oppstuvning, må konsekvensene for tilstøtende bygninger o.l. sjekkes grundig.
Forenkling av ledningsnett	6.17	Forenkling av nettet ned til 30% av det opprinnelige antallet punkter har gitt små endringer i utløpshydrogrammet.	Forenklingen må tilpasses behovet for lokalt pålitelige data, og den aktuelle spørsmålstillingen.

PARAMETER ELLER INNGANGSDATA	BESKREVET I LITT. /16/ I KAPITTEL	KOMMENTARER TIL FØLSOMHETEN	ANBEFALTE VERDIER OG LØSNINGER
Lengden på rør-strekningene	6.18	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten relativt liten i området $\Delta x=50$ til $\Delta x=300$ m.	150 m er optimalt. 150 m $\pm$ 100 m gir også trygge resultater når regnets varighet er større enn 50 % av konsentrasjonstiden.
Beregningstrinn i NIVANETT "BTRIN"	6.21	For regn lenger enn 50% av feltets konsentrasjonstid er følsomheten liten i området BTRIN=1 minutt til 5 minutter.	Bruk 1 minutt, da man normalt sparer svært lite på å øke beregningstrinnet.
Tilknytningslengde i overflatemod.	6.23	Stor følsomhet, særlig ved lave tilknytningslengder	Se litt.listen /29/
Overflatehelning i overflatemod.	6.24	Moderat stor følsomhet. Særlig ved små helninger.	Se litt.listen /29/
Motstandsfaktor for tette flater	6.25	Moderat stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen /29/
Overflatemagasinering tette flater	6.27	Ganske stor følsomhet, som øker med minkende faktor.	Se litt.listen /29/
Alle parametere knyttet til permeable flater	6.26, 6.28, 6.29, 6.30, 6.31	Svært liten eller ingen følsomhet for normalt forekommende situasjoner.	NIVANETT's innlagte standardverdier kan vanligvis brukes.
Tette flater	6.32	Svært stor følsomhet.	Viktig å bestemme arealet av tette flater nøyaktig.
Andel av de tette flater som ikke har overflatelagring	6.33	Liten følsomhet	Grove anslag burde være tilstrekkelig for denne parameteren.



## 7. OM KALIBRERING AV AVLØPSLEDNINGSNETT-MODELLER

### 7.1. Hva er kalibrering?

Kalibrering er en prosedyre hvor man systematisk forandrer på enkelte av en modells inngangsparametre, inntil de beregnede resultatene stemmer overens med de målte resultatene på en akseptabel måte.

Dette er en vanskelig oppgave fordi man ofte mangler gode målinger på store nok og representative nedbør- og avrenningssituasjoner, samt at de parametrene man skal justere gjerne er vanskelig å måle direkte i felten.

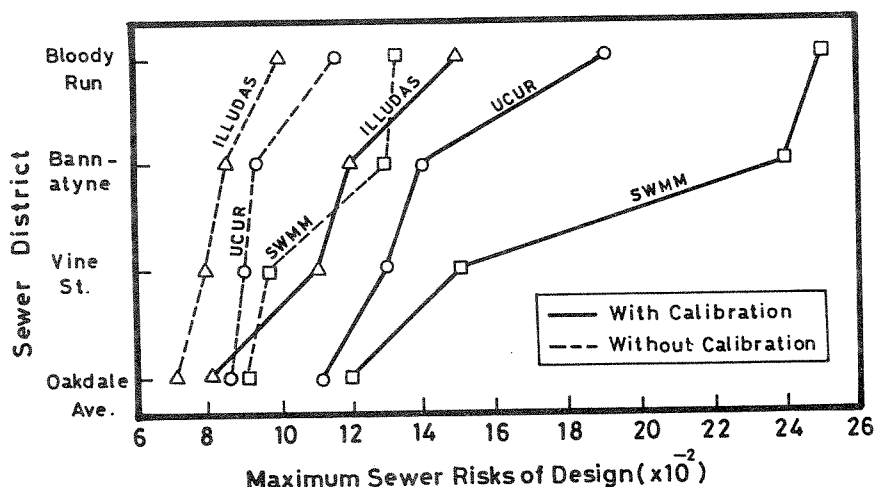
### 7.2. Hva kan man tjene på å kalibrere?

Nouh /22/ har analysert virkningen av å kalibrere de tre modellene "SWMM", Metcalf and Eddy /20/, "ILLUDAS", Terstriep and Stall, /34/ og "UCUR", Papadakis and Preul /23/, kontra det å ikke kalibrere modellene. Fire felter ble valgt med følgende karakteristikker:

Tabell 7.1. Felter med i kalibreringseksperiment, Nouh /22/.

Navn	Areal. ha	Type felt	Permeabelt areal ha	Fall i %	Ant. regn med i kali- breringen
Oakdale	5,22	Bolig	2,87	10- 40	2
Vine St.	70,0	Industrielt & kommersielt	44,8	5- 19	2
Bannatyne	216,8	Bolig og kommersielt	97,6	5- 60	2
Bloody Run	960,0	Uspesifisert "Rolling terrain"	432	20-221	3

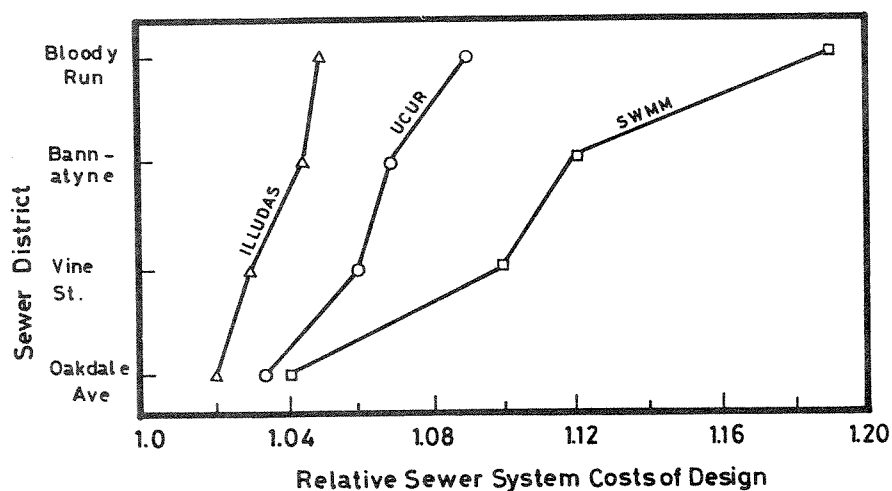
Figur 7.1 viser forskjellene i maksimum risiko for kjelleroversvømmelse med og uten kalibrering av modellen. For ILLUDAS brukt på Vine St. (70 ha) blir den beregningsmessige risikoen ca. 0,08 ganger pr. år uten kalibrering og ca. 0,11 med kalibrering.



Figur 7.1. Effekten av modell-kalibrering på maksimum risiko for oversvømmelse. Nouh /22/.

I figur 7.2 er de relative kostnadene for et avløpssystem for overvann vist med kalibrerte og ikke-kalibrerte beregninger. Man ser f.eks. at for ILLUDAS-modellen, anvendt på Vine St., blir avløpssystemet ca. 3 % dyrere uten kalibrering i forhold til med kalibrering.

Nouh's arbeider viser at kompliserte modeller som SWMM anvendt på større felt enn ca. 200 ha bør kalibreres, mens enkle modeller som ILLUDAS (og NIVANETTS tid-areal metode) kan anvendes uten kalibrering på felt mindre enn ca. 200 ha.



Figur 7.2. Relative kostnader for et overvannssystem ved kalibrerte kontra ikke kalibrerte modeller. Nouh /22/.

Enhver fagmann må imidlertid selv vurdere om den aktuelle situasjon tillier at kalibrering av modellen kan være gunstig, eller i det hele tatt mulig.

### 7.3. Matematisk fortolkning av kalibreringsbegrepet

Matematisk sett er kalibrering å finne et sett parametre som minimaliserer en objektivfunksjon. En slik objektivfunksjon kan f.eks. være:

$$F = V_1 \sum_{i=1}^n (Q_m - Q_b)^2 + V_2 \sum_{i=1}^n (V_m - V_b)^2$$

Der F blir et positivt tall man ønsker å minimere

$V_1$  og  $V_2$  er vekttall som tilsammen blir 1,0

Q = Maksimal vannføring i hydrogrammet

V = Volum av vannmengden i regnforløpet

Indeksen m betyr målt.

Indeksen b betyr beregnet, mens

n er det antallet regn man ønsker å kalibrere med.

Vekttallene velges i tråd med hva som ansees viktigst å få til å stemme best; volum eller maksimal vannføring. Dersom oppgaven er å dimensjonere rør for maksimal vannføring, kunne man sette  $V_1 = 1,0$  og  $V_2 = 0$ .

Differensen mellom  $Q_m$  og  $Q_b$  må opphøyes i kvadrat for å unngå at avvik over og under målt verdi opphever hverandre. Dersom tidspunktet for når maksimal vannføring opptrer er viktig, kunne man føye til følgende ledd i ligningen:

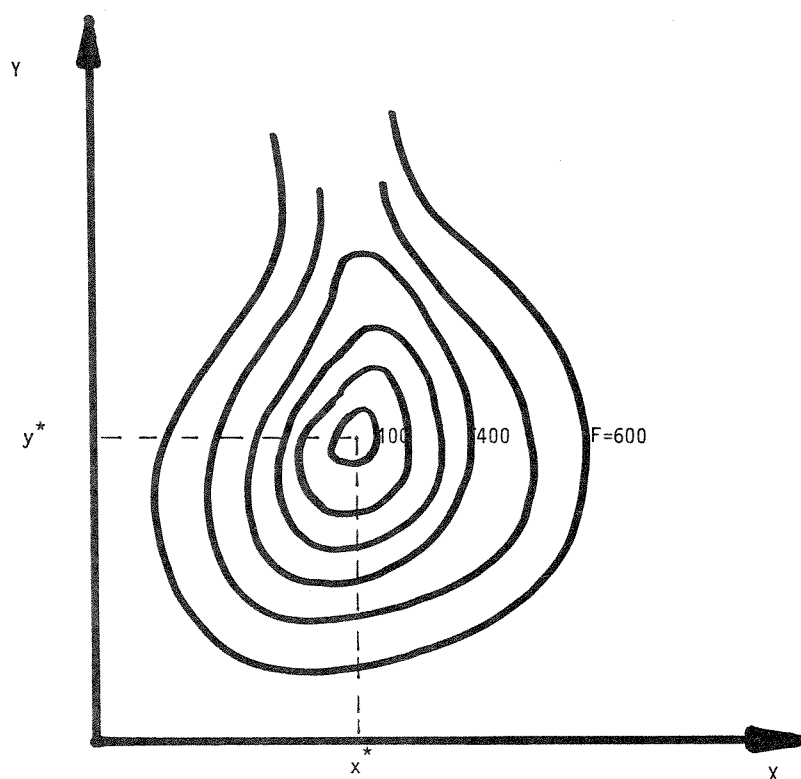
$$V_3 \sum_{i=1}^n (T_m - T_b)^2$$

Kalibreringen vil da bestå i å finne ett sett med inngangsdata til modellen som for n antall regn gir en lavest mulig objektiv funksjonsverdi, F.

Figur 7.3 viser prinsippet grafisk for en todimensjonal situasjon, det vil si at man bare varierer to av inngangsparametrene i modellen.

Opgaven er å finne dypeste punkt på romflaten, hvilket gjøres ved å starte første valg gunstigst mulig ved å velge en "vei" som representerer størst mulig fall eller gradient mot dypeste punkt.

Det kan være en tidkrevende og vanskelig oppgave fordi regn-avløpsmodeller ofte har mange flere parametre enn 2, modellene er ikke-lineære, man har ofte store målefeil og ikke-perfekte modeller, Sorooshien og Arfi /31/.



Figur 7.3. Responsflate for modell. Objektivfunksjon.

Kalibreringen kan gjøres "manuelt" og automatisk, Sorooshien og Gupta /32/. Ved den "manuelle" teknikken er det viktig at fagmannen har erfaring og intuisjon. Han bør kjenne modellens egenskaper og helst avløpsfeltets også. Ved den "manuelle" metoden justeres parametrene subjektivt basert på karakteristikene til datakjøringene.

Automatisk kalibrering har vunnet en viss popularitet i de siste årene. Denne teknikken utnytter datamaskinens hastighet og en spesielt tilpasset optimaliseringsalgoritme.

Denne algoritmen bruker en gradient-teknikk som innebærer at man starter i et tilfeldig, men så godt anslått punkt som mulig, se figur 7.3. Så søker algoritmen ut den retning som har sterkest fall og arbeider seg forhåpentligvis frem, steg for steg, mot F-funksjonens laveste punkt.

Teknikken innebærer en fare for at man ender i en "lokal" fordypning.

For de fleste tilfeller innen urbanhydrologien i Norge antas det at arbeidet med å utvikle og gjøre seg kjent med en automatisk kalibreringsalgoritme blir større enn de eventuelle ulemper man møter ved å bruke en manuell teknikk.

#### 7.4. Hvilke beregnede data skal man teste på?

Ved ingeniørtekniske oppgaver innen urbanhydrologien er det normalt to forhold som er av særlig interesse. Dette er:

1. Maksimal vannføring som følge av nedbør
2. Vannvolum i et hydrogram overstigende en gitt konstant videreført vannmengde.

I det første tilfellet er det dimensjonering av rørtverrsnitt og studier av oppstuvningssituasjoner som er av interesse, og i det andre tilfellet er det studier av fordrøyningsvolum og overløpsmengder som danner bakgrunnen for interessen.

En tredje lett iøynefallende parameter i de beregnede og målte hydrogram er tidspunktet for når maksimal avrenning opptrer. Dette er imidlertid av mindre interesse sett ut fra de ingeniørmessige oppgavene man normalt står overfor.

Disse betraktningene fører til følgende anbefaling for hvilke data man bør teste på:

- Primært: 1a) Maksimal vannføring i avrenningsforløpet  
 1b) Volum av avrenningen
- Sekundært: 2) Tidspunkt for når maksimal avrenning opptrer.

Det vil som regel være tilfredsstillende å bare benytte maksimal avrenning,  $Q_{maks}$ , og volum i kalibreringsarbeidet. Hva man skal legge størst vekt på av de to avgjøres av følgende:

- $Q_{maks}$ : Når man primært er interessert i rørdimensjonering og oppstuvningsforhold
- Volum: Når man primært er interessert i overløpsmengder og fordrøyningsvolum.

#### 7.5. Hva slags regndatagrunnlag trenger man?

For å få en sterk nok avrenning må også regnet ha en minimumsstørrelse før det kan anvendes i kalibreringen. Green /6/ antyder at regnet minst må ha et volum tilsvarende 5 mm, samt at intensiteten må overstige 14 l/s·ha i minst 2 minutter.

Intensitetskravet virker som det er satt for lavt. Green anfører imidlertid at det er foreslått slik fordi man bør kunne klare å gjennomføre måleprogrammet for kalibreringen i løpet av en tilfeldig valgt måned i den perioden som nedbøren faller i flytende form.

De regn som anvendes bør også ha falt på tørr mark. Ved ulike grader av fuktighet i marken er det vanskeligere å kalibrere en avløpsmodell.

Green /6/ hevder videre at et måleprogram for kalibreringen og den hydrauliske analysen bør ha en omfatning tilsvarende kostnader i området kr 300.000,-, samt ikke utgjøre mer enn ca. 10 % av kostnadene ved de tiltak som analysen er tenkt å skulle gi tilrådinger om.

Antallet regn som anvendes i kalibreringsarbeidet må vurderes i forhold til det datamaterialet som er tilgjengelig og tiltroen til dette.

Å bruke bare ett enkelt regn kan gi en falsk trygghet for at modellen representerer alle typer situasjoner like godt. Dersom man har mulighet for det, anbefales det at 3 regn, av noe forskjellig karakter, benyttes.

## 7.6. Hvilke usikkerheter kan må få i datagrunnlaget og hva er en tilfredsstillende nøyaktighet?

### 7.6.1. Hva er en tilfredsstillende nøyaktighet?

Nøyaktigheten i målingene og i teorien for modellen er ikke større enn at et avvik mellom målt og beregnet avløp for et enkelt regntilfelle på ca. 20 % må ansees som akseptabelt. Midlere avvik for flere regntilfeller må man imidlertid kunne anta synker etter følgende formel, Mosevoll /21/:

$$\bar{e} = e \frac{1}{\sqrt{n}} \text{ der}$$

$n$  = antall uavhengige regn som benyttes i kalibreringen av modellen for ett felt

$e$  = sannsynlig avvik for en regnhendelse

$\bar{e}$  = midlere avvik for  $n$  antall regnhendelser.

Dersom sannsynlig avvik for ett enkelt regn er ca. 20 % må man ifølge formelen ta med 4 uavhengige regn for å kunne forvente at midlere avvik for de 4 regnene blir 10 %.

Spørsmålet om hvilket avvik mellom målt og beregnet hydrogram som skal kunne ansees som akseptabelt avhenger av hvilken oppgave man står overfor, og det aktuelle feltets særegne forutsetninger.

Water Research Centre /36/ antyder imidlertid at en rimelig bra overensstemmelse mellom målt og beregnet avløp kan sies å være nådd ved følgende avvik:

1. Volum innenfor ± 20 %
2.  $Q_{\text{maks}}$  innenfor ± 20 %
3. Tidspunkt for  $Q_{\text{maks}}$  innenfor ± 5 minutter.

### 7.6.2. Hvilke usikkerheter kan ligge i regndatagrunnlaget?

Et stort problem man kan møte ved bruk av såkalte konvektive regn (sterke, kortvarige sommerregn) er at en enkelt regnmåler i felt større enn ca. 100 ha, ofte ikke gir et godt uttrykk for midlere nedbør i hele feltet.



Dette uttrykkes i de såkalte arealreduksjonsfaktorer (ARF). Lindholm /14/ har vist at for et regn med gjentaksintervall på 1 år er det normalt å kunne forvente at en midlere regnintensitet over et felt på 100 ha ligger på ca. 80 % av det en enkelt regnmåler registrerer. Dette gjelder for et regn på 20-30 minutter.

Bertillotti et al. /3/ hevder at feilen ved å anta samme regnintensitet som det en punktmåling viser i et felt på bare 100 ha, kan bli større enn 100 %. Han mener at dette er en sterk begrunnelse for å velge flere regn i kalibreringsarbeidet, når bare en regnmåler er tilgjengelig.

Schilling /27/ fant, for et felt på 200 ha i Hannover, at midlere feil mellom virkelig arealintensitet og beregnet, selv med 5 pluviografer innen de 200 ha, var på ca. 20 %. Schilling fant videre at avvikene for maksimal avrenning ved bruk av bare en regnmåler kontra det å bruke alle fem regnmålerne varierte med en faktor mellom 0,18 og 4,13 av  $Q_{maks}$  ved bruk av 5 regnmålere.

Dersom det regn man benytter i kalibreringen beveget seg oppstrøms avløpsnettets strømretning, kan også  $Q_{maks}$  bli svært forskjellig fra  $Q_{maks}$  beregnet for et antatt stasjonært regn. Feil på 20-30 %, Lindholm /17/, kan lett introduseres i slike situasjoner. Størrelsen på avviket avhenger av bl.a. feltets størrelse og form, regnets hastighet og retning, samt regnets intensitet og varighet.

Midlere målefeil for en nedbørmåler antas normalt til 5-10 %. Målefeil som følge av vindforhold under nedbøren på ca. 10 % kommer også i tillegg.

### 7.6.3. Avrenning fra flatene

Pethick /24/ fra Hydraulic Research i Wallingford mener man kan se bort fra avrenning fra permeable flater i normale tilfeller. Unntak kan være tilfeller med svært høyt grunnvann, frossen mark eller ekstreme regn på mark med liten infiltrasjon.

Et annet moment er dessuten at de permeable flatene "mater" grunnvannsmagasinet som i sin tur kan gi øket infiltrasjon i et utett ledningssystem. Dette opptrer i så fall som en forhøyet "hale" på hydrogrammet sent

i avrenningsforløpet (sekundæravrenning). Det finnes foreløpig ikke noen avløpsmodeller som er tenkt å skulle "modellere" varierende infiltrasjon i utette avløpsrør.

Dersom man bruker NIVANETTs tid-areal metode vil fukt-tap på tørr mark ikke automatisk tas hensyn til. Dette kan man imidlertid få med virkningen av ved å redusere regnintensiteten det første minuttet tilsvarende fukt-tapet.

En aktuell og stor feilkilde kan være at en del av de tette flatene ikke drenerer til ledningsnettets som forutsatt. Flatin /4/ undersøkte et felt i Bergen hvor bare 28 % av de tette flatene avga vann til ledningsnettets. Dette skyldes primært manglende kantstein, hvilket medførte at en del av vannet drenerte til omkringliggende permeable flater. Andre årsaker kan også medføre alvorlige uoverensstemmelser mellom virkelig deltagende tett-flate areal og teoretisk deltagende tett-flate areal.

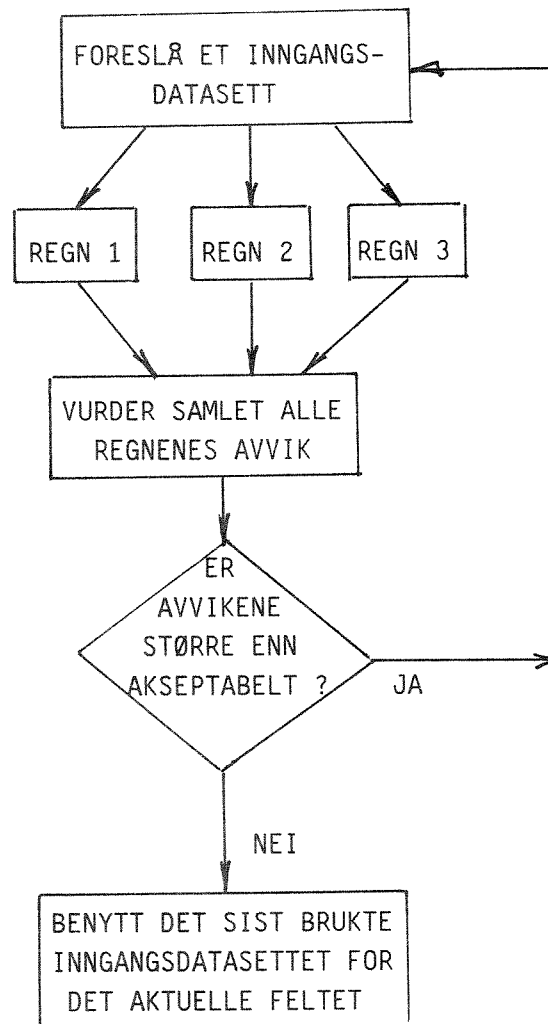
Usikkerhetene i vannføringsmålingene vil selv etter grundig kalibrering i forskriftsmessige avløpsmålestasjoner, ligge i området 5-10 %, Mosevoll /21/.

### 7.7. Om mulige fremgangsmåter i kalibreringsarbeidet

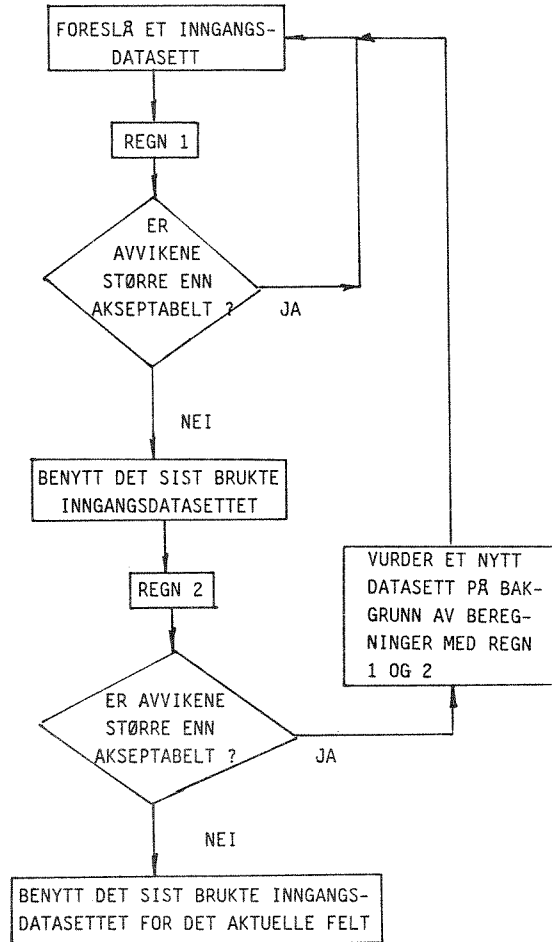
Det forutsettes i det følgende at automatisk kalibrering ikke er aktuelt og at man dermed velger "manuell" kalibrering. Noen viktige forhold vedrørende kalibreringsarbeidet blir berørt i dette kapitlet.

#### 7.7.1. "Multippel-hendelse" kalibrering

Maalel og Huber /18/, mener at kalibreringsarbeidet blir betydelig lettere og mer effektivt om man kjører gjennom det samme inngangsdatasettet for modellen i alle kalibreringsregnene, og så vurderer et nytt inngangsdatasett på basis av resultatene fra alle kalibreringsregnene samlet. Figur 7.4 viser prinsippene i denne fremgangsmåten. Figur 7.5 viser mulig fremgangsmåte ved separat kalibrering av alle enkeltregnene. Fremgangsmåten i figur 7.4 anbefales.



Figur 7.4. Prinsippet for "multippel-hendelse" kalibrering.



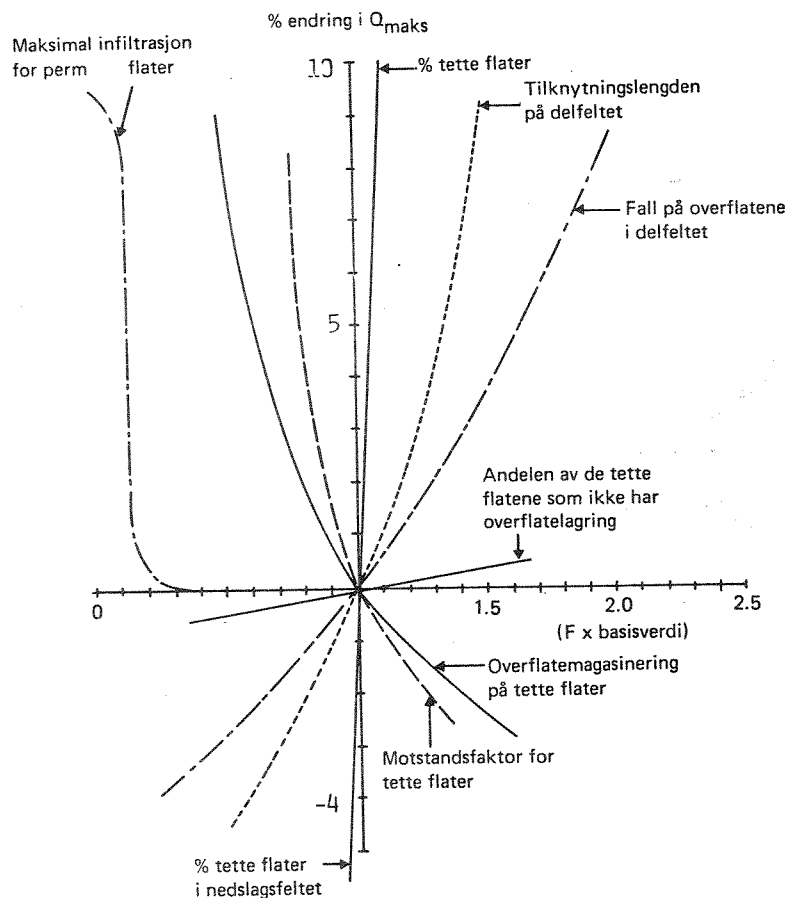
Figur 7.5. Prinsippet for separat kalibrering av enkeltregn.

Som undersløyfer implisitt i figur 7.4 og figur 7.5 ligger at man først bør kalibrere volumet med de anbefalte "volum-parametrene" fra tabell 7.2. Deretter kan man kalibrere for  $Q_{maks}$  med " $Q_{maks}$ -parametrene" fra tabell 7.2. Mange av de aktuelle parametrene påvirker både volumet og  $Q_{maks}$ . Dette medfører at en del forsøk med prøving og feiling må gjennomkjøres før man blir fornøyd.

### 7.7.2. Følsomhetsanalyse til hjelp i kalibreringen

Det kan være nyttig å utføre en følsomhetsanalyse for utslaget i volum eller  $Q_{maks}$ , når det er flere enn en inngangsparameter som skal kalibreres.

Figur 7.6 viser en slik følsomhetsanalyse for NIVANETT's overflatemodell for et gitt utgangspunkt.



Figur 7.6. Følsomhetsanalyse for  $Q_{maks}$  i NIVANETT's overflatemodell.

På basis av en slik følsomhetsanalyse kan man velge å starte med en passende forandring i den parameteren som raskest gir utslag i  $Q_{maks}$  eller volum, slik vi ønsker. Man låser i så fall de andre parametrene til sin utgangsverdi, mens den parameteren vi er interessert i varierer.

### 7.7.3. Inngangsdata i NIVANETT som er aktuelle for kalibrering

Tabell 7.2 viser forslag til parametre i NIVANETT som kan vurderes kalibrert.

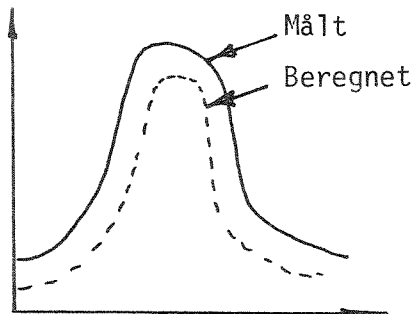
Tabell 7.2. Forslag til kalibreringsparameter i NIVANETT

Parameter Modell	Tilpasning av:	
	$Q_{maks}$	Volum
Tid-areal metoden	* Tilrenningstid * Tilrenningsfunksjon	* Avrenningskoeffisient * Tilknyttet areal
Overflate modellen	* Tilknytningslengde * Motstandsfaktor for tette flater (* Fall på overflatene)	* % tette flater * Overflatemagasinering for tette flater * Tilknyttet areal

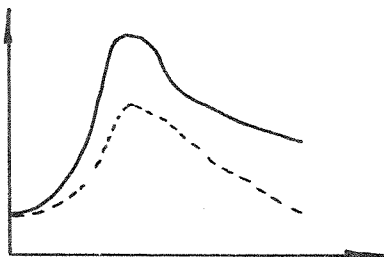
Det anbefales å kalibrere volumet først og deretter å kalibrere for  $Q_{maks}$ . Avrenningskoeffisient og areal påvirker selvsagt både volum og  $Q_{maks}$ . Imidlertid anbefales det å bare variere avrenningskoeffisienten og areal for justering av volum og primært bruke andre parametre for  $Q_{maks}$ -justering.

#### 7.7.4. Eksempler på ofte forekommende situasjoner

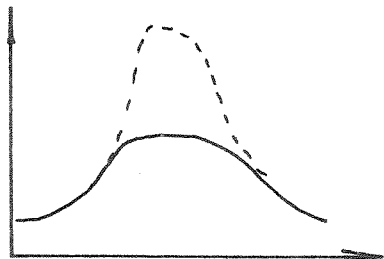
Figur 7.6 gir noen eksempler på situasjoner man kan møte i kalibreringsarbeidet.



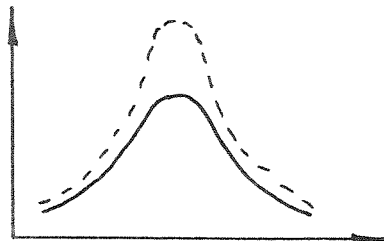
For lav tørrværsavrenning i beregningene.



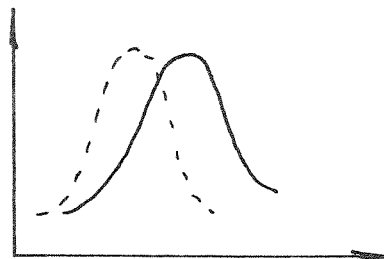
Raskt økende infiltrasjon i rørnettets fra grunnvannsmagasinet under regnforløpet (vil kunne simuleres ved et fiktivt forsinket tilleggsregn med relativt lav intensitet).



Ett eller flere overløp er uteglemt i beregningene.



Innlest for store virksomme arealer, eller for høy avrenningskoeffisient.



Regnet har muligens hatt en hastighet inn over avløpsfeltet. Andre muligheter er feil tilrenningskurve ved bruk av tid-areal metoden.

Figur 7.6. Beregnet og målt avrenning. Prinsippkisser.

## 8. LITTERATURLISTE

- /1/ Alvardo, L.C., B. Gooding, and C. Geldof (1982). Calibration strategies for SWMM modelling of a combined sewer system. Proceedings Stormwater and Water Quality Management Modeling, University of Ottawa, Ottawa, Ontario, 36-50.
- /2/ Balmér, P. et. al. "Modelling of Storm Sewer Systems". Urban Storm Drainage. Proceedings of 3. int. conf. vol. 2. Göteborg, juni 1984.
- /3/ Bertillotti, R., Guillon, A. and Jacquet, G. "Evaluation of three Rainfall-run-off Models for the Control Logic of Sewer System Real Time Control in the Seine Saint Demis County". Proceedings of the Int. symposium. Dubrovnik, Yugoslavia 1986.
- /4/ Flatin, A. "Sandsli-Bergen. Feltdokumentasjon, dataanalyse, modell-anvendelse og vannføringsmålinger". Hovedoppgave. Inst. for Vassbygging, NTH, 1986.
- /5/ Geiger, W. "Goodness and limits in Urban runoff modelling". Proceedings of the third international conference on urban storm drainage". Göteborg June 4-8, 1984.
- /6/ Green, M.J. "Hydraulic analysis of sewerage systems". Proceedings of the 1. Intern. seminar, Southampton, Sept. 1982. Computational Mechanics Centre, Southampton, U.K.
- /7/ Gupta, V.K., and S. Sorooshian (1985). The automatic calibration of conceptual catchment models using derivative-based optimization algorithms. Water Resources Research, 21, 4, 473-485.
- /8/ James, C.S. "Estimation of urban flood hydrographs". Second international conference on urban storm drainage. Urbana, Illinois USA June 14-19, 1981.
- /9/ Kuczera, G. (1982). On the relationship between the reliability of parameter estimates and hydrologic time series data used in calibration. Water Resources Research, 18, 1, 146-154.
- /10/ Kuczera, G. (1983a). Improved parameter inference in catchment models 1. evaluation parameter uncertainty. Water Resources Research, 19, 5, 1151-1162.
- /11/ Kuczera, G. (1983b). Improved parameter inference in catchment models 2. Combining different kinds of hydrologic data and testing their compatibility. Water Resources Research, 19, 5, 1163-1172.
- /12/ Lindholm, O. "Parameteranalyse av hydrogrammer fra ledningsnett". Nordisk symposium i Sarpsborg 11.-13. juni 1975. Prosjekt-komiteen for rensing av avløpsvann, PRA.
- /13/ Lindholm, O. og Aune, B. "Konstruksjon og bruk av nedbørhyetogrammer". VANN nr. 2, 1978.



- /14/ Lindholm, O. "Arealreduksjonsfaktorer. Fase III". Rapport 2/86. Norsk Hydrologisk Komité. Desember 1985, Oslo.
- /15/ Lindholm, O. "NIVANETT på mikrodatamaskin". 0-85207. 20.1.1986, NIVA.
- /16/ Lindholm, O. "Følsomhetsanalyse". VA-rapport 11/86. NIVA oktober 1986.
- /17/ Lindholm, O. "Virkning av dynamisk regn på hydrogram". VANN vol. 21, Nr. 3-1986.
- /18/ Maab, Kand Huber, W.C. "SWMM Calibration Using Continuous and Multiple Event Simulation". Proceedings of the third Int. Conf. on Urban Storm Drainage. Göteborg 1984.
- /19/ Maksimović, C, og Radojković, M. "Urban drainage modelling". Pergamon Press, 1986.
- /20/ Metalf and Eddy Inc. "Storm Water Management Model, Final Report". U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C. 1971.
- /21/ Mosevoll, G. "Kvalitetssikring ved måling av vannføring og forureningsstransport i avløpsanlegg". VAR '86. Trondheim juli 1986.
- /22/ Nouh, M. "Effect of Model Calibration on the Least-cost Design of stormwater Drainage Systems". Kong Saud University. Saudi Arabia 1986.
- /23/ Papadakis, C.N. and Preul, H.C. "University of Cincinnati Urban Run-off Model". J. Hydraul. Div. ASCE, 98 (10) pp. 1789-1804, 1972.
- /24/ Pethick, R.W. "Runoff Models for Post of Spain". Proceedings of the third Int. Conf. on Urban Storm Drainage. Göteborg 1984.
- /25/ Price, R.K. and Osborne, M.P. "Verification of Sewer Simulation Models". Hydraulics Research, Wallingford Oxon U.K. 1986.
- /26/ Rao, A.R. and J. Han (1981). Optimal parameter estimation in urban runoff models. Second International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois, June 14-19, 384-393.
- /27/ Schilling, W. "Effect of spatial rainfall distribution on sewer flows". Specialized seminar - Copenhagen, Denmark, 1983.
- /28/ Shiferaw, M. "Runoff characteristics in highly urbanised area". University of Oslo. Dept. of Geophysics. April 1983.
- /29/ Sirum, J. og Øren, K. "Avrenning fra overflater. Modeller tilkoblet NIVAs ledningsnettprogram". NIVA-rapport 0-59/77, Oslo 1978.
- /30/ Sjøberg, A. "Beräkning av icke stationära flödesförlopp i reglerade vattendrag och dagvattensystem". Meddelande nr. 87. Chalmers Tekniska Högskola.

- /31/ Sorooshian, S. and F. Arfi (1982). Response surface parameter sensitivity analysis methods for postcalibration studies. *Water Resources Research*, 18, 5, 1531-1538.
- /32/ Sorooshian, S. and V.K. Gupta (1983). Automatic calibration of conceptual rainfall-runoff models: the question of parameter observability and Uniqueness. *Water Resources Research*, 19, 1, 260-268.
- /33/ Sorooshian, S., V.K. Gupta and J.L. Fulton (1983). Evaluation of maximum likelihood parameter estimation techniques for conceptual rainfall-runoff models: influence of calibration data variability and length on model credibility. *Water Resources Research*, 19, 1, 251-259.
- /34/ Terstriep, M.L. and Stall, J.B. "The Illinois Urban Drainage Area Simulator - ILLUDAS". Bull-58 Illinois State Water Survey, Urbana Ill. USA.
- /35/ Vaskinn, K. og Lindholm, O. "NIVANETT". Brukerrapport 4/86. Program for VAR-teknikk, desember 1986.
- /36/ Water Research Centre. "Guide to Sewer Flow Surveys - a Discussion document, WRC Swindon U.K. 1985.

# WA rapporter utgitt av NIVA

- 1/78 Tiltak i eksisterende avløpssystem. Delrapport 1.  
C2-31 Kjell Øren. November 1978
- 1/79 Kjemisk felling med kalk og sjøvann. Del 2  
C2-34 O-40/71 A Lasse Vråle. Juli 1979
- 2/79 Driftsresultater fra norske simultanfellingsanlegg.  
C2-28 Lasse Vråle, Eilen A. Vik. Juli 1979
- 3/79 Slamavvanning med filterpresser. Del 1  
O-78102 Bjørn-Erik Haugan. November 1979
- 4/79 Slamavvanning med filterpresser. Del 2  
O-78102 Bjørn-Erik Haugan. September 1979
- 5/79 Sigevann fra søppelfyllplass.  
C2-26 Torbjørn Damhaug, Arild Eikum,  
Ole Jakob Johansen. August 1979
- 6/79 Vannforurensning fra veg.  
O-79024 Eivind Lygren, Egil Gjessing,  
John Ferguson. Desember 1979
- 9/79 Primærfelling med ulike fellingskjemikalier  
ved Sandvika renseanlegg.  
O-79001 Lasse Vråle. Desember 1979
- 1/80 Bakteriologiske forhold i norske og utenlandske  
råvannskilder  
O-78029 Jens J. Nygård. Februar 1981
- 2/80 Treatment of Septic Tank Sludge  
Research Proposal  
F-80413 Arild Eikum. Januar 1980
- 3/80 Industrifyllplass i Arendal-Grimstadregionen  
Vurdering av vannforurensning og rensetekniske  
tiltak for alternativene Gloseheia og Lundeheia  
O-80016 Torbjørn Damhaug, Hans Holtan. Mars 1980
- 4/80 Utprøving av analysemetoder for PAH og kartlegging  
av PAH-tilførsler til norske vannforekomster  
A3-25 Lasse Berglund. Mars 1980
- 5/80 Mobil avvanning av septikslam  
Utprøving av septikbil »HAMSTERN»  
O-80019 Bjørn-Erik Haugan. November 1980
- 6/80 Tilføringsgrad  
Kontroll og kalibrering av vannmålestasjon  
ved Monserud kloakkrenseanlegg. Del 1  
O-78107 Lasse Vråle. Oktober 1980
- 7/80 Tilføringsgrad  
Forurensningstilførsler og beregning av  
tilføringsgrad for Monserud renseanlegg i 1979. Del 2  
O-78107 Lasse Vråle. Oktober 1980
- 8/80 Overløp i avløpsnett  
Tilstand i dag og mulige tiltak  
C2-32 Eivind Lygren. September 1980
- 9/80 Sikring av vannforsyning i Oslo mot  
forurensninger ved uhell eller sabotasje  
Vurdering av faremomenter. (Sperrert)  
O-79084 Egil Gjessing, Jens J. Nygård. September 1980
- 10/80 Important aspects of water treatment in USA  
XT-25 Eilen Arctander Vik. Juli 1980
- 11/80 Myrgrøfting, effekt på vannkvalitet  
Noen observasjoner fra grøftet myrområde  
i Røyken 1971-79  
XK-05 Egil Gjessing. September 1980
- 12/80 Driftsundersøkelse av vannbehandlingsanlegg  
F-80417 Torbjørn Damhaug. November 1980
- 13/80 Hvirveloverløp  
Avskilling av sedimenterbart materiale og  
flytестoffer i overløpsvann  
O-79090 Eivind Lygren. Desember 1980
- 14/80 Use of UV and H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> in water and  
wastewater treatment  
Research Proposal  
F-80415 Arild Schanke Eikum. Desember 1980
- 1/81 Treatment of potable water containing humus by  
electrolytic addition of aluminium followed by  
direct filtration  
Research Proposal  
F-80415 Eilen Arctander Vik. Januar 1981
- 2/81 Water research in developing countries  
A desk survey about planning and ongoing  
research projects  
O-80028 Svein Stene Johansen. Januar 1981
- 3/81 VA-teknisk forsøkshall Sentralrenseanlegg Vest SRV  
Notat  
Arild Schanke Eikum, Arne Lundar. Februar 1981
- 4/81 Alkalization/hardening of drinking water  
Research proposal  
G-314 Egil Gjessing. Februar 1981
- 5/81 Tiltak mot forurensning fra fiskeoppdrett  
Behandling av vann i resirkuleringsanlegg for fiskeoppdrett  
Forskningsprogram 1981-1984  
FP-80802 Arild Schanke Eikum, Eivind Lygren. Mai 1981
- 6/81 Tiltak i eksisterende avløpssystem. Delrapport 2  
O-80018 Svein Stene Johansen. Mai 1981
- 7/81 Kalking av tilløp til lille Asketjern for fjerning av humus  
Innledende forsøk. O-81065 Eilen Arctander Vik. August 1981
- 8/81 Tilføringsgrad for oppsamlingsnett  
Status for eksisterende målinger  
O-80055 Lasse Vråle. August 1981
- 9/81 A Water Pricing Study for Western Province,  
Zambia. Draft !  
O-81022 Svein Stene Johansen. September 1981
- 10/81 Fjerning av humus ved H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> tilsetning  
og UV - bestråling  
F-80415 Lasse Berglund. Oktober 1981
- 11/81 Treatment of Septic Sludge  
European practice  
O-80040 Arild Schanke Eikum. November 1981

- 12/81 **Silgrainsyre som fellingsmiddel for avløpsvann**  
Buhrestua renseanlegg. Nesodden  
O-80093 Lasse Vråle. Desember 1981
- 13/81 **Analyse av vannbehov i husholdninger, næringsvirksomhet institusjoner og til kommunaltekniske formål**  
O-78028-01 Svein Stene Johansen, Kim Wedum. Desember 1981
- 1/82 **Fjerning av nitrogen fra kommunalt avløpsvann ved ammoniakkavdriving**  
F-81427 Torbjørn Damhaug. Mars 1982
- 2/82 **Rensing av sigevann fra søppelfyllplasser**  
OF-80606 Torbjørn Damhaug. Juni 1982
- 3/82 **Hvirvelkammer og hvirveloverløp**  
Regulering av vannføring og rensing av overløpsvann  
O-79090 Eivind Lygren, Kim Wedum. Mai 1982
- 4/82 **Avvanning av septikslam i container**  
O-81104 Bjarne Paulsrud. August 1982
- 5/82 **Kalibrering og justering av vannføringsmålere**  
O-82011 Kim Wedum. Mai 1982
- 6/82 **Vurdering av driftsinstrukser og driftsforhold ved renseanlegg rundt Indre Oslofjord**  
O-82004 Arne Lundar, Bjarne Paulsrud. August 1982
- 7/82 **Styring av kjemikaliedosering ved kjemiske renseanlegg**  
Erfaringer med bruk av ledningsevne som styringsparameter  
O-82025 Torbjørn Damhaug, Bjarne Paulsrud. August 1982
- 8/82 **Strålingskjemisk oksydasjon av organisk stoff i vann**  
Programforslag. (Sperrert)  
F-80415 Kim Wedum. September 1982
- 9/82 **Slamstabilisering under høy temperatur ved bruk av rent oksygen**  
F-81430 Bjørn-Erik Haugan. Oktober 1982
- 10/82 **Tørrværsavsetninger i fellessystemrør**  
O-82022 Oddvar Lindholm. November 1982
- 11/82 **Treatment of septage**  
European practice  
O-80040 Arild Schanke Eikum. Februar 1983
- 1/83 **Alkalisering av drikkevann**  
Delrapport 1 NIVA/SIFF  
F-82441 Eilen A. Vik. Mars 1983
- 2/83 **Industriavløp på kommunale renseanlegg**  
Forbehandling av meieriavløp i luftede utjevningsbasseng  
Delrapport 1  
O-82017 Torbjørn Damhaug. Februar 1983
- 3/83 **Samlet optimalisering av avløpsrenseanlegg og avløpsledningsnett**  
O-82124 Oddvar Lindholm. Februar 1983
- 4/83 **Driftskontrollprogram for galvanoidindustriens renseanlegg**  
O-79049 Eigil Iversen. Mars 1983
- 6/83 **Optimalisering av galvanotekniske industrirenseanlegg**  
O-82119 Eigil Iversen. Mai 1983
- 7/83 **Utslipp av syre, løst organisk materiale og suspendert stoff fra Hunsfos Fabrikker og Norsk Wallboard juli-oktober 1982**  
O-82067 Øivind Tryland. Mars 1983
- 8/83 **Analysesultater for avløpsvann fra Mosjøen Aluminiumverk april-oktober 1982**  
O-82027 Øivind Tryland. Mars 1983
- 9/83 **Vannforensning ved bruk av kalksalpeter som støvdempingsmiddel på grusveger**  
O-81050 Eivind Lygren, Reidun Schei. Juni 1983 (Sperrert)
- 10/83 **Funksjonsprøving nr 2 av membran kammerfilterpresser VEAS Mars 1983**  
O-82130 Lasse Vråle. Mars 1983
- 11/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**  
Delrapport 1  
Forensningsproduksjon fra boligfelt med tett oppsamlingsnett i Sydsbogen, Røyken kommune  
O-81041 Lasse Vråle. April 1983
- 12/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**  
Delrapport 2  
Automatisk overvåking av vannforbruk og lekkasje som alternativ metode for beregning av tilførsingsgrad. Resultater fra undersøkelser ved Sydsbogen, Buhrestua og Siggerud.  
O-81041 Lasse Vråle. Desember 1984
- 13/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**  
Delrapport 3  
Spillvannstapets resipient påvirkning i Siggerudgryta, Ski kommune  
O-81041 Lasse Vråle. August 1983
- 14/83 **Spillvannstap fra oppsamlingsnett**  
Delrapport 4  
Spillvannstapets innvirkning på grunnvannskvalitet. Buhrestua rensedistrikt, Nesodden kommune.  
O-81041 Lasse Vråle. Oktober 1984
- 15/83 **A feasibility study of fishfarming in Jordan**  
O-83026 Eivind Lygren, Torbjørn Damhaug. Juni 1983 (Sperrert)
- 16/83 **Driftsanalyse av Bekkelaget renseanlegg**  
O-82005 Bjarne Paulsrud, Kim Wedum. Juni 1983 (Sperrert)
- 17/83 **Water Research in Zambia**  
A review of the need for water research  
O-83014 Svein Stene Johansen. September 1983
- 18/83 **Water Research in Kenya**  
A review of the need for water research  
O-83014 Svein Stene Johansen. September 1983
- 19/83 **Water research in Tanzania**  
A review of the need for water research  
O-83014 Svein Stene Johansen, Torbjørn Damhaug. May 1984
- 20/83 **Mikrobiologisk angrep på gummipakninger til vann- og avløpsrør**  
Programforslag  
O-83033 Kim Wedum. Juni 1983 (Sperrert)

- 21/83 **Slamdeponering ved norske mangansmelteverk**  
Fysisk-kjemisk karakterisering av drenevann og virkninger av drenevann på biologiske forhold i resipienten  
O-80058 Øivind Tryland, Harry Efraimsen. April 1983
- 22/83 **Sandstangen vannverk**  
O-83079 Eilen A. Vik. Juni 1983 (Sperrret)
- 23/83 **Erfaringer med mottak av septikslam på kommunale renseanlegg**  
O-82037 Bjarne Paulsrud. Juli 1983
- 24/83 **Miljøgifter i overvann**  
O-83063 Oddvar Lindholm. August 1983
- 25/83 **Arealfordeling av korttidsnedbør**  
O-83005, F-83450 Oddvar Lindholm. Oktober 1983
- 26/83 **Urbanhydrologi i Sverige**  
En litteraturstudie  
O-83092 Oddvar Lindholm. November 1983
- 27/83 **Tørrværsavsetninger i fellessystemrør Fase II**  
O-82111 Oddvar Lindholm, November 1983
- 28/83 **Bruk av rent oksygen for luktreduksjon ved renseanlegg R-2, Lillehammer**  
O-82083 Bjarne Paulsrud, Bjørn-Erik Haugan. November 1983
- 29/83 **Avsluttende funksjonsprøve for membran-filterpresser ved VEAS, oktober-november 1983**  
O-83098 Lasse Vråle, Bjarne Paulsrud. November 1983 (Sperrret)
- 30/83 **Emerging European Wastewater Treatment Technology Preliminary Description**  
O-83150 Arild Schanke Eikum. Desember 1983 (Sperrret)
- 31/83 **Treforedlingsindustriens avløpsvann**  
Mikrobiell nedbrytning av klorert organisk materiale i blekeriavløpsvann  
F-81434 Øivind Tryland, Harry Efraimsen. Desember 1983
- 32/83 **Suspensjoners synkehastighet**  
Metode for analyse av finfordelte partiklers synkehastighet i vann  
F-81434 Øivind Tryland. Desember 1983
- 33/83 **Silgrainsyre som fellingsmiddel ved SRV, VEAS Slemmestad**  
O-82102 Lasse Vråle, P. Sagberg. Desember 1983. (Sperrret)
- 1/84 **Industriavløp på kommunale renseanlegg**  
O-82017 Torbjørn Damhaug. Januar 1984
- 2/84 **Luftet lagune for rensing av sigevann**  
Delrapport 1. Driftserfaringer  
O-83027 Ragnar Storhaug. Februar 1984
- 3/84 **Highway pollution in a Nordic Climate**  
O-79024 Eivind Lygren. Mars 1984
- 4/84 **An evaluation of large-scale algal cultivation systems for fish feed production**  
O-84002 Torbjørn Damhaug et al. Februar 1984 (Sperrret)
- 5/84 **Matematisk modell av avløpsrenseanlegg**  
O-82124/F-83448 Oddvar Lindholm. Februar 1984
- 6/84 **Adsorption in Water Treatment Fluoride Removal**  
FP-83828 Eilen A. Vik. Februar 1984
- 7/84 **Analyse av vannføringsdata**  
O-81113 Kim Wedum. Januar 1984
- 8/84 **Renseeffekt i Heistad renseanlegg med og uten tilkopling av industrielt avløpsvann**  
O-83093 Øivind Tryland. April 1984
- 9/84 **Hygienisering av slam ved bruk av rent oksygen**  
F-81430 Bjarne Paulsrud, Bjørn-Erik Haugan, Gunnar Langeland. Juli 1984
- 10/84 **Slamavvanning med filterpresser ved SRV**  
Økonomisk sammenligning av Lasta membran-filterpresser og Rittershaus & Blecher kammerfilterpresser  
O-83098 Lasse Vråle, Bjarne Paulsrud. Mai 1984 (Sperrret)
- 11/84 **Separat behandling av slamvann fra avvanning av septikslam**  
Biologisk rensing ved bruk av aktivslam  
O-83021 Ragnar Storhaug. Juni 1984
- 12/84 **Industriutslipp til vassdrag**  
Avveininger for å beskytte resipienten, eksempel fra en tekstilbedrift  
OF-81618 Bjørn-Erik Haugan, Kim Wedum. April 1984 (Sperrret)
- 13/84 **Treforedlingsindustriens avløpsvann**  
Virkning av peroksyd og UV-bestråling på klororganisk materiale og farge i celluloseblekeriers avløpsvann  
F-81434 Øivind Tryland. Mai 1984
- 14/84 **Driftsassistanse**  
Vannrenseanlegg, ÅSV A/S Fundo Aluminium  
O-83141 Eigel Iversen, Torbjørn Damhaug. Juni 1984
- 15/84 **Ammonium som forureningsparameter**  
O-83035 Kim Wedum. August 1984
- 16/84 **Driftsoppfølging av Biovac renseanlegg for helårsbolig**  
O-82101 Bjarne Paulsrud. September 1984
- 17/84 **Kalkfelling på små renseanlegg**  
O-83067 Ragnar Storhaug. Oktober 1984
- 18/84 **Hygienisering av slam ved lufttilførsel (Janca-prosessen)**  
O-84050 Bjarne Paulsrud, Gunnar Langeland. September 1984
- 19/84 **Utvikling av lukket mærkonstruksjon.**  
Prosessløsning og optimalisering  
O-84091 Kjeil Maroni, Eivind Lygren, Bjørn Braaten. Oktober 1984. (Sperrret)
- 20/84 **Forureningsproduksjon fra husholdning**  
Halvårlig sommerundersøkelse fra Sydsbogen i 1983, Røyken kommune.  
F-83451 Lasse Vråle. Oktober 1984
- 21/84 **Luftet lagune for rensing av sigevann**  
O-83027 Ragnar Storhaug. April 1985
- 22/84 **Avløpsvannmengder tilført påslippene ved SRV i 1983 og 1984**  
O-83090 Lasse Vråle. April 1985

- 1/85 **Spesifikk forurensningsproduksjon fra husholdning**  
Enkel litteraturstudie  
O-84131-01 Lasse Vråle. Mars 1985
- 2/85 **Kritisk analyse av spesifikke forurensningsmålinger**  
O-84131-02 Lasse Vråle. Mars 1985
- 3/85 **Treatment of leachate in aerated lagoons**  
Lab-scale study  
O-84022 Ragnar Storhaug. Juli 1985
- 4/85 **Fiskeoppdrett på Granerudstøa, Nesodden**  
O-85233 Bjørn Braaten, Torbjørn Damhaug. Juni 1985
- 5/85 **Oppdrett av ferskvannskreps ved Mesna Bruk A/S**  
Forprosjekt  
O-85126 Sigurd Rognerud, Stellan Karlson  
Torbjørn Damhaug, Gösta Kjellberg. August 1985
- 6/85 **Driftsassistanse - Vannrenseanlegg ved Steens Fornikling A/S**  
O-84157 Øivind Tryland. August 1985
- 7/85 **Spillvarmebasert akvakulturanlegg i Tyssedal**  
Forprosjekt  
O-85226 Kjell Maroni, Erlend Waatevik. September 1985 (Sperrert)
- 8/85 **Driftsassistanse - Avløpsledning**  
**Høvik Lys A/S**  
O-85221 Øivind Tryland, Eigil Iversen,  
Åse K. Rogne. August 1985
- 9/85 **Teknologi og miljø i oppdrettsnæring**  
O-84159/O-84160 Kjell Maroni. Januar 1985
- 10/85 **Rensing av blyholdig avløpsvann.**  
**Undersøkelser ved Sønnak Batterier A/S**  
O-85222 Eigil Iversen, Øivind Tryland. September 1985
- 11/85 **Spillvarmebasert oppdrettsanlegg i tilknytning**  
**til Sauda Smelteverk A/S**  
O-84167 Kjell Maroni. April 1985 (Sperrert)
- 12/85 **Overføring av avløpsvann fra Bekkelaget rensedistrikt**  
**til Sentralrenseanlegg Vest, SRV.**  
Noen vurderinger av VA-tekniske konsekvenser  
O-85147 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 14/85 **Vann- og avløpstekniske løsninger for Helleberg hytteområde**  
Nordstul, Store-Ble, Notodden kommune  
O-85292 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 15/85 **Fremdriftsrapport for Frogn Vannverk**  
Perioden juni-oktober 1985  
O-85211 Lasse Vråle. Oktober 1985
- 17/85 **Landbasert fiskeoppdrettsanlegg i Grimstad**  
O-85262/Kristoffer Næs, Eivind Lygren, Torbjørn Damhaug,  
Kjell Maroni, Bjørn Braaten. November 1985 (Sperrert)

# rapporter utgitt av NIVA

- 1/86 **NIVANETT på mikrodatamaskin**  
O-85207 Oddvar Lindholm. Januar 1986
- 2/86 **Utvikling av resirkuleringsanlegg for fiskeoppdrettsanlegg**  
O-81068 Eivind Lygren, Kjell Maroni. April 1986
- 3/86 **Avfall fra skip på norske strender**  
O-85174 Tor Moxnes. Mars 1986
- 4/86 **Driftsundersøkelse av sølvvarefabrikkers renseanlegg**  
O-82108 Eigil Iversen. Februar 1986
- 6/86 **Minivannverk - forsøk i full skala med prototyp**  
O-84114 Tor Moxnes. Mai 1986
- 7/86 **Sanitærbidrag fra yrkesaktive i Ringbygget**  
O-85255 Lasse Vråle. Mai 1986
- 8/86 **Virkning av dynamisk regn på hydrogram**  
O-86037 Oddvar Lindholm. Juni 1986
- 9/86 **Driftserfaringer fra kalkdoseringsanlegg i vannverk**  
O-86092 Jens Arne Ohren. Juni 1986
- 10/86 **Driftsundersøkelse av VIV's direktefiltreringsanlegg ved Akersvann**  
O-86068 Jens Arne Ohren. Oktober 1986
- 11/86 **Følsomhetsanalyse for parametre i avløpsnettberegninger. Fase I**  
O-86012 Oddvar G. Lindholm. Oktober 1986
- 12/86 **Sanitærbidrag fra yrkesaktive i Bosch bygget Oppegård kommune**  
O-86091 Lasse Vråle. November 1986
- 13/86 **Bestemmelse av tilførringsgrad**  
O-86195 Lasse Vråle. November 1986
- 14/86 **Heterotrofe mikroorganismer i ledningsnett for drikkevann**  
F-86635 Kari Ormerod. Januar 1987
- 15/86 **Driftserfaringer for hvirveloverløp**  
O-85209, E-86638 Ole Jakob Johansen. Desember 1986
- 16/86 **Vannkvalitet Vansjø vannverk**  
O-85075 Jens Arne Ohren. Desember 1986.
- 17/86 **Evaluering av ABW-filter**  
O-86191 Jens Arne Ohren. Desember 1986
- 18/86 **VIV's direktefiltreringsanlegg ved Akersvann.**  
Renseeffekter for alger, algetoksiner og andre vannkvalitetsparametre  
O-86068 Jens Arne Ohren. Desember 1986
- 1/87 **Overløpsforurensninger**  
Teoretiske beregninger  
O-85285, O-86638 Oddvar G. Lindholm. Januar 1987
- 2/87 **Testing av pH og oksygenmålere.**  
Delrapport 1. Test av pHOX og oksygenmålere  
O-86167 Tor Sukke. Februar 1987. Sperret
- 3/87 **Akvakulturmuligheter i Lilleelv.**  
O-86168 Arne Lande. Desember 1986. Sperret
- 4/87 **Desinfeksjon av vann i oppdrettsnæringen**  
O-86148 Helge Liltved. Februar 1987
- 5/87 **Optimalisering av kalksjøvannsfelling**  
Undersøkelse ved NIVAs laboratorie i Oslo og ved SRV  
O-85251, E-86645 Lasse Vråle, Hans Kristiansen. Mars 1987