

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING

Blindern

0 - 53/71

PRA 4.6 SYSTEMANALYSE AV AVLØPSANLEGG

Fremdriftsrapport nr. 2

Rapporten avsluttet 26.7.72

Saksbehandler: Siv.ing. Oddvar Lindholm

Medarbeider: Avd.sjef Terje Simensen

INNHOLDSFORTEGNELSE:

	Side:
1. FORORD	5
2. INTRODUKSJON OG SAMMENDRAG	5
2.1 Problemstilling og generelt om systemanalyse	5
2.2 Målsetting	9
2.3 Sammendrag av det hittil utførte arbeid	9
2.4 Fremtidig arbeid	15
2.4.1 Fremtidig arbeid på ledningsnettmodellen	15
2.4.2 Fremtidig arbeid på modell for renseanlegg	18
3. OPTIMALISERING GENERELT	21
4. MODELL FOR LEDNINGSNETT	31
4.1 Testing av modellen	31
4.2 Valg av prøvofelter	31
4.3 Nye fremskritt og forbedringer	32
4.3.1 Oppstuvningsrutine	32
4.3.2 Forurensingsrutine	33
4.3.3 Brukervennlighet	34
4.4 Eksempler på forurensingsberegninger i forbindelse med overløp	35
4.5 Avvik mellom manuelle metoder og den matematiske ledningsnettmodellen	36
4.5.1 Overløpsberegninger	36
4.5.2 Fordrøyningsbassenger	39
4.5.3 Ledningsnett	40
4.6 Praktisk utnyttelse av ledningsnettmodellen	40
4.7 Detaljert beskrivelse av modellens struktur	40
5. MODELL FOR RENSEANLEGG	41
5.1 Modelltype	41
5.2 Strømningsbildet	41
5.3 Prosessbeskrivelse for renseanlegget	42

	Side:	
5.4	Prosessbeskrivelse - slambehandling	50
5.4.1	Målsetting	50
5.4.2	Angrepsmåte	50
5.4.3	Input-verdier	54
5.4.4	Enhetsprosesser - prosessanalyse	54
5.5	Kostnadsfunksjoner	61
5.5.1	Renseanlegget (eksklusiv slambehandling)	61
5.5.2	Kostnadsfunksjoner for slambehandlingen	65
5.5.3	Generelt tillegg i anleggskostnadene	68
5.6	Optimaliseringsmetodikk	69
5.7	Begrensninger og tilnærmelser	71
5.7.1	Renseanleggmodell	71
5.7.2	Slambebehandlingsmodell	72
6.	LITTERATURSTUDIER AV ANDRE MODELLER	73
6.1	Modeller for renseanlegg	73
6.2	Modeller for avløpsnett	73
7.	LITTERATURLISTE	75
APPENDIKS A		
APPENDIKS B		

FIGURFORTEGNELSE

Figur nr.:

1	Prinsippskisse av et avløpsanlegg og vannføring tilført renseanlegget	6
2	Prinsipp for systemanalyse	8
3	Illustrasjon til hydraulisk modell	10
4	Prinsipp for simulering av ett års nedbøraktivitet	10
5	Avlastede forurensinger i overløp ved boligfelt på Nøtterøy. Manuell metode kontra matematisk modell	12

Figur nr.:		Side:
6	Vannstrømmer i et renseanlegg som betjener et felles-avløpssystem	13
7	EDB - Modell Renseanlegg	14
8	Prinsippskisse av feilen i dagens oppstuvningsrutine	16
9	Fremdriftsplan for modellutviklingen	20
10	Forurensing i overvann	34
11	Manuell beregning av forurensinger avlastet i overløp	37
12	Beregning av forurensinger avlastet i overløp med matematisk modell	37
13	Illustrasjon til avlastningsberegninger	38
14	Avsatt del av sedimenterbart stoff som funksjon av oppholdstid i forsedimenteringen	43
15	Basisrenseeffekt (BOF) i luftetank vs. slam-belastning	45
16	Renseeffekt (BOF) i luftetank vs. hydraulisk belastning	45
17	Renseeffekt (BOF) som funksjon av temperatur	46
18	Overskuddslam fra luftetank vs. slambelastning	46
19	Suspendert stoff i effluenten fra biologisk ettersedimentering	47
20	Andel av BOF i suspendert stoff fra ettersedimenteringen vs. slambelastning	48
21	Suspendert stoff i effluenten fra kjemisk ettersedimentering	49
22	Alternativer ved valg av flyteskjema	55
23	Skjema for analyse av enhetsprosessene	58
24	Anleggskostnader for preliminær behandling og kontrollhus	62
25	Anleggskostnader for forsedimentering	62
26	Anleggskostnader for luftebasseng	63
27	Anleggskostnader for ettersedimentering	63
28	Eksempel på beregningsmetodikk ved en søking etter en optimal løsning	70

TABELLFORTEGNELSE

(Slammodell)

Tabell nr.:		Side:
SB-1	Produksjon og bestanddeler av slam tilført behandlingsanlegget (eksempel)	52
SB-2	Slamvannføring og bestanddeler etter forskjellige behandlingstrinn (eksempel)	52
SB-3	Vann ført tilbake til anlegget (eksempel)	52
SB-4	Kostnader (eksempel)	53
5	Grunnleggende input-parametre	56
6	Beregning av utgangsverdier for konsentrasjoner av forurensingskomponentene	57

1. FORORD

PRA 4.6. "Systemanalyse av avløpsanlegg" er et prosjekt som er finansiert ved Stortingets ekstraordinære bevilgning i 1970 til forskning innen avløpsproblematikken.

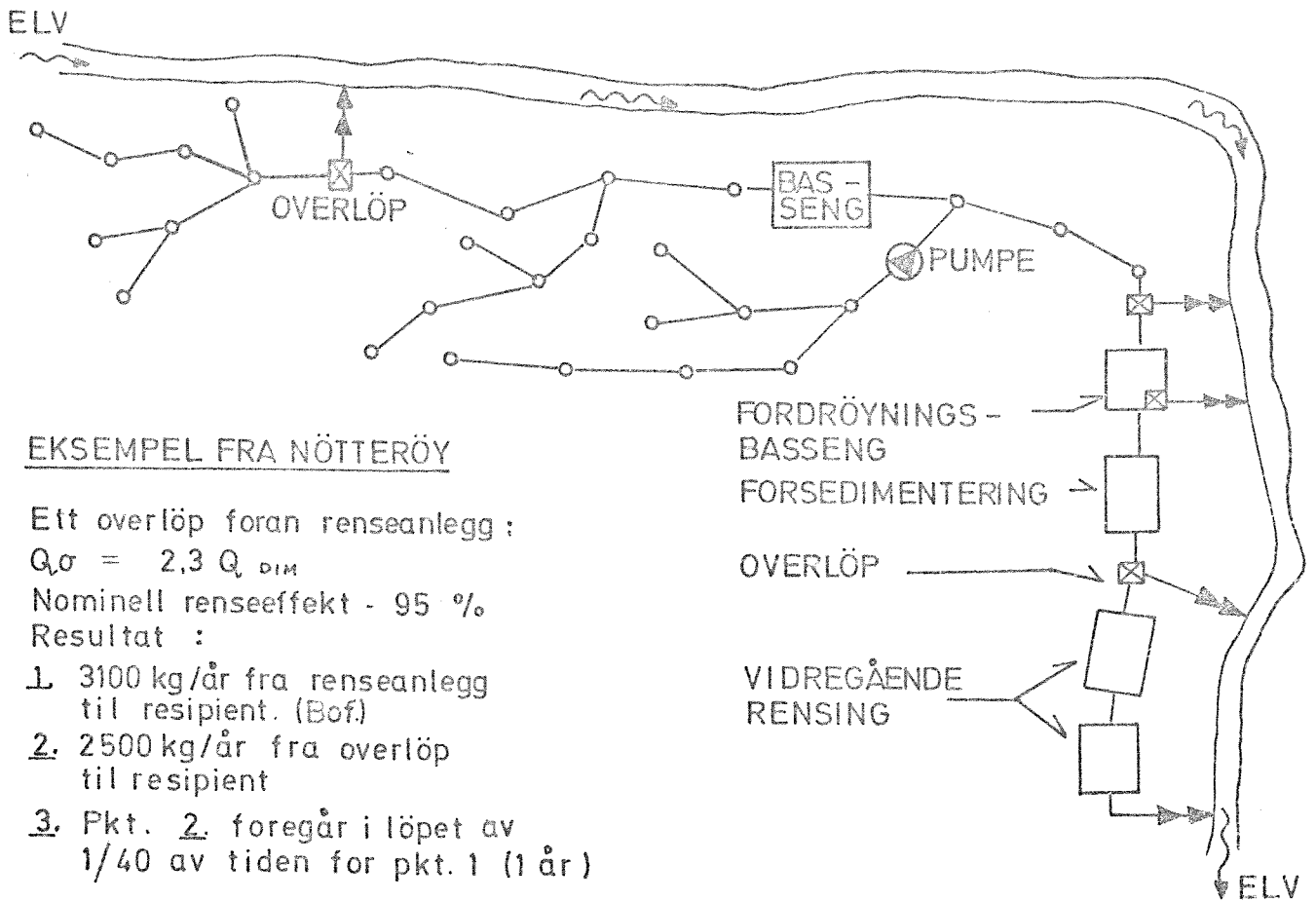
Denne rapport beskriver de arbeider som er utført på prosjektet i tidsrommet 4.1.72 - 1.7.72. Tidligere skrifter i forbindelse med prosjektet er Fremdriftsrapport nr. 1 som beskriver arbeidet i tidsrommet juni 1971-januar 1972.

Siv.ing. H.P. Skarheim har i juni måned vært medarbeider i prosjektet og har bl.a. utarbeidet en matematisk modell for slambehandlingen i renseanlegget. Kapittel 3 og avsnitt 5.4 er skrevet av ham. Programmeringsarbeidet er dels utført ved leiet ekstern hjelp og dels av programmerer T. Hopen. Lic. techn. P. Balmér, NIVA, er konsultert i forbindelse med utformingen av likningssettet i modellen for renseanlegget.

2. INTRODUKSJON OG SAMMENDRAG

2.1 Problemstilling og generelt om systemanalyse.

Ett system er en samling elementer som er forbundet med hverandre ved visse sammenhenger. Aktuelle elementer i et avløpsanlegg kan være ledninger, overløp, fordrøyningsbassenger, pumpestasjoner og en eller flere renseprosesser i renseanlegg. I figur 1 er vist en prinsippskisse av et avløpsanlegg, samt en typisk vannføringskurve foran et renseanlegg som betjener et boligfelt med fellessystem. På grunn av de store svingningene i vannføringen, vil enkelte elementer under visse perioder bli så hardt belastet at store mengder forurensinger går til resipienten. Dette gjelder også for mange av våre separatsystemer da lekkasjer og feilkoblinger ofte forekommer.



EKSEMPEL FRA NÖTTERÖY

Ett överlöp förän renseanlegg :

$$Q_{\sigma} = 2,3 Q_{DIM}$$

Nominell rensseffekt - 95 %

Resultat :

1. 3100 kg/år fra renseanlegg til resipient. (Bof)
2. 2500 kg/år fra överlöp til resipient
3. Pkt. 2. foregår i löpet av 1/40 av tiden for pkt. 1 (1 år)

Vannføring til renseanlegget

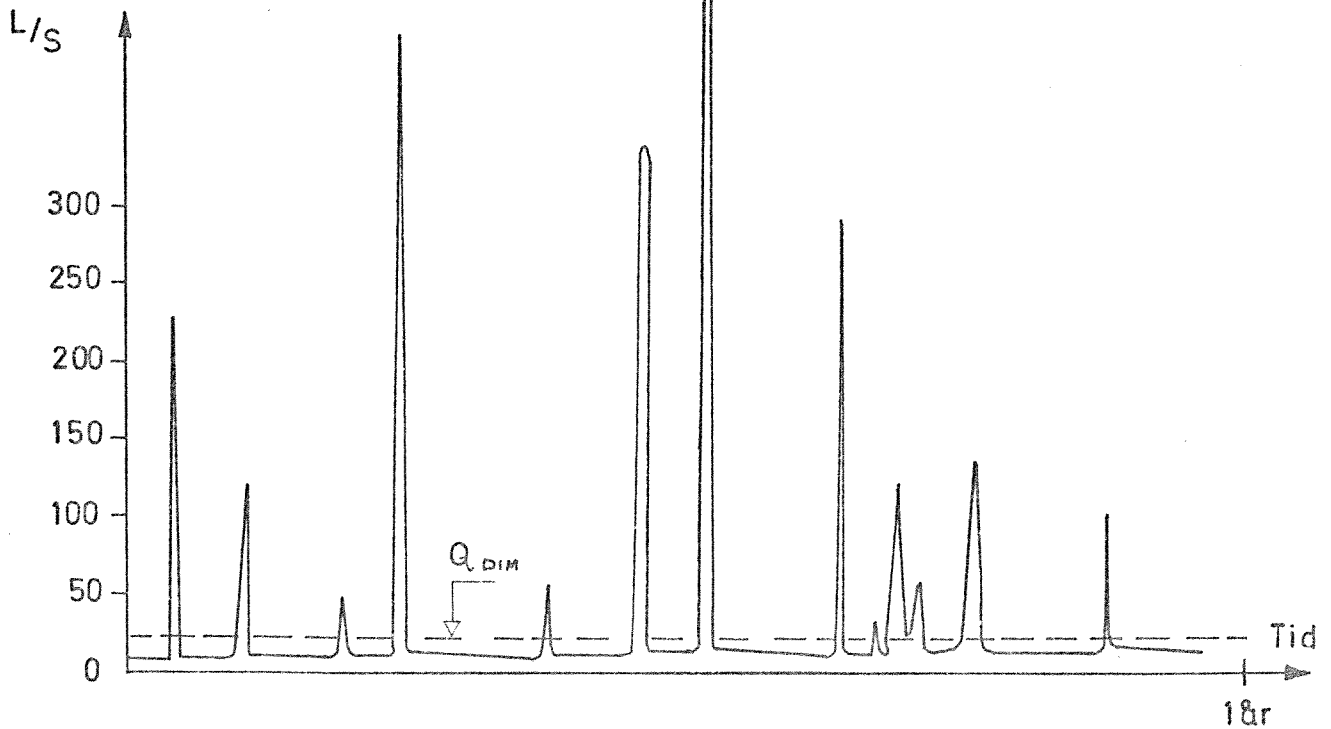


FIG.1 PRINSIPPSKISSE AV ET AVLÖPSANLEGG , OG VANNFÖRING TILFÖRT RENSEANLEGGET.

Da ca. 70% av avløpsledningene i Norge er anlagt etter fellessystemet, er avlastningsproblemet presserende. Det er for øvrig de store svingningene i vannføringene som særlig skaper et følbart behov for en systemanalyse av avløpsanlegg.

Vi ofrer betydelige summer på å utforske hver enkelt anleggsdel. Dette er en nødvendighet. Men i og for seg er det alle disse enhetenes samlede effekt som er interessant, dvs. totale kostnader og total effekt m.h.t. forurensinger fjernet fra systemet. Det er et langt og ytterst viktig skritt fra det å kunne beskrive hver enkelt anleggsdel til det å kunne beskrive og optimalisere det totale systemet. Dette "skrittet" heter systemanalyse.

Basert på Østlandskomiteens innstilling fra 1967, kan man anta at ca. 12 milliarder 1972 kroner skal investeres i avløpsanlegg i Norge før år 2000. Dette sier noe om hvor viktig en metodikk for optimalisering av avløpsanlegg er.

Prinsippet for systemanalyse er vist på figur 2.

De helt eller delvis ukontrollerbare variabler er vannføring og forurensningstransport. Disse varierer sterkt med tiden. Hvert element i systemet medfører en delkostnad og en delrenseeffekt. Hvert elements karakteristikk bestemmes av de kontrollerbare beslutningsvariablene, som kan være diamtre, volumer, doseringer, overløpsinnstillinger o.l.

Problemstillingen er da å finne et sett med beslutningsvariabler som gir minimal totalkostnad ved en gitt totalrenseeffekt.

For å kunne skape et redskap som kan utføre systemanalyse på avløpsanlegg, var det nødvendig å bygge to matematiske modeller; - en som beregner ledningsnett og en for rensesanlegget. Begge modeller er bygget for kjøring på store og raske dataanlegg. I det følgende skal disse to modeller beskrives nærmere.

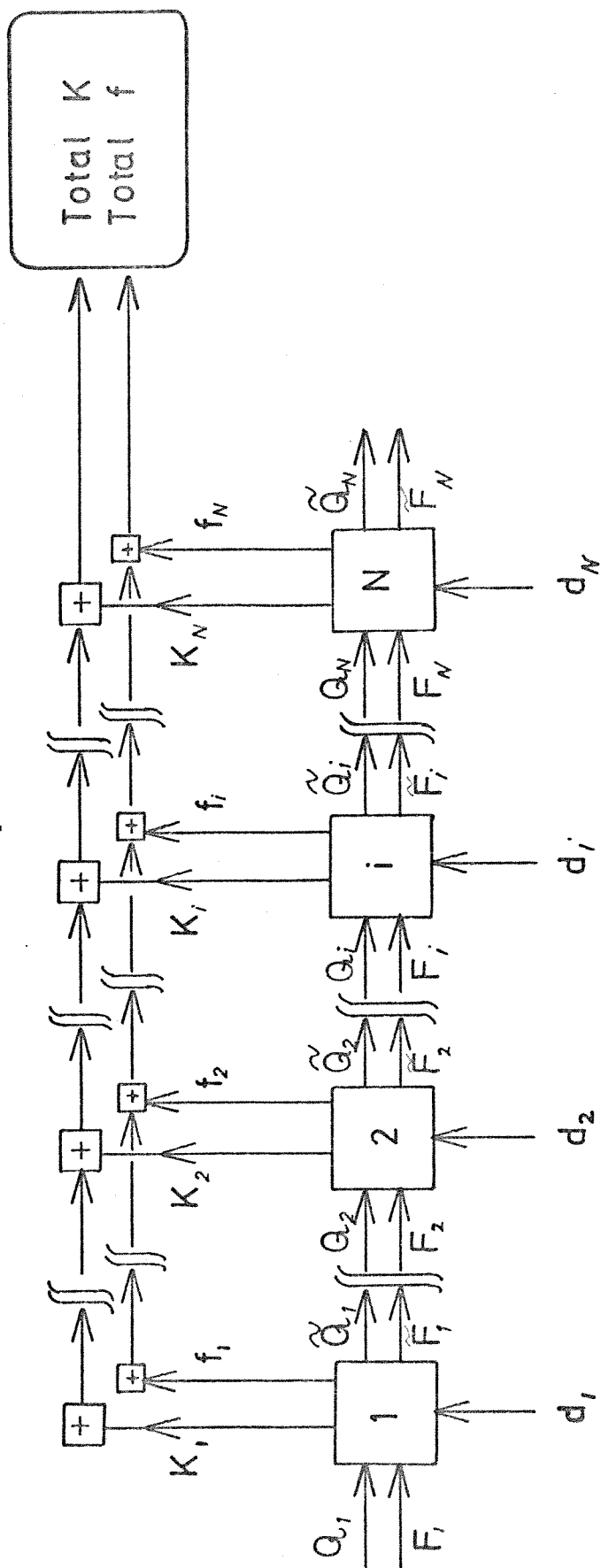


Fig. 2 Prinsipp for systemanalyse

Q = Vannföring [L/s]

F = Forurensning [g/s]

d = Beslutningsvariable (f.eks. volumer, doseringer, overløpsinnstillinger o.l.)

K = Kostnad [Kr.]

f = forurensning fjernet [g]

PROBLEMSTILLING : FINN DET OPTIMALE SETT BESLUTNINGSVARIABLE
 SOM GIR MINIMAL TOTALKOSTNAD VED EN GITT
 TOTALRENSEEFFEKT

NB. Q_j og F_j varierer sterkt med tiden

2.2 Målsetting

Målsettingen for prosjektet er å bygge matematiske modeller som beskriver virkningen av teknologiske inngrep i de tekniske avløpssystemer. Modellene skal kunne brukes til å søke tekniske systemer som er optimale m.h.t. forurensingsdisposisjon og økonomi. Modellene vil kunne brukes til dimensjonering og prosjektering av detaljer i et avløpssystem. Modellene må baseres på et matematisk formelverk som så programmeres for kjøring på store dataanlegg.

I modellene bør de forurensingsmessige, prosesstekniske, hydrauliske og økonomiske aspekter betraktes samlet. Det økonomiske aspektet er viktig da man alltid har begrensede ressurser som bør disponeres optimalt. De modeller som bygges i dette prosjektet, må sees i sammenheng med andre matematiske modeller som beskriver virkninger av forurensinger i recipientene. Modellene bør bygges opp slik at sensitivitetsanalyser på de ulike faktorer lett kan utføres. Dette vil kunne skille ut de faktorer som er av størst betydning, og dermed initiere forskning på områder som har størst viktighet.

2.3 Sammendrag av det hittil utførte arbeid

Det er bygget to matematiske modeller, - en som beregner ledningsnett og en for renseanlegg.

Modell for ledningsnett

I ledningsnettmodellen kan inkluderes ledninger, pumper, overløp og fordrøyningsbassenger. Både spillvann og overflatevann fra regnskyll kan medtas i beregningene.

Modellen kan, når grunnlagsmaterialet er kjent, beregne og plotte diagrammer for vannføring og forurensingstransport som funksjon av tiden etter et regnskylls start for ethvert punkt i ledningsnett. Se figur 3.

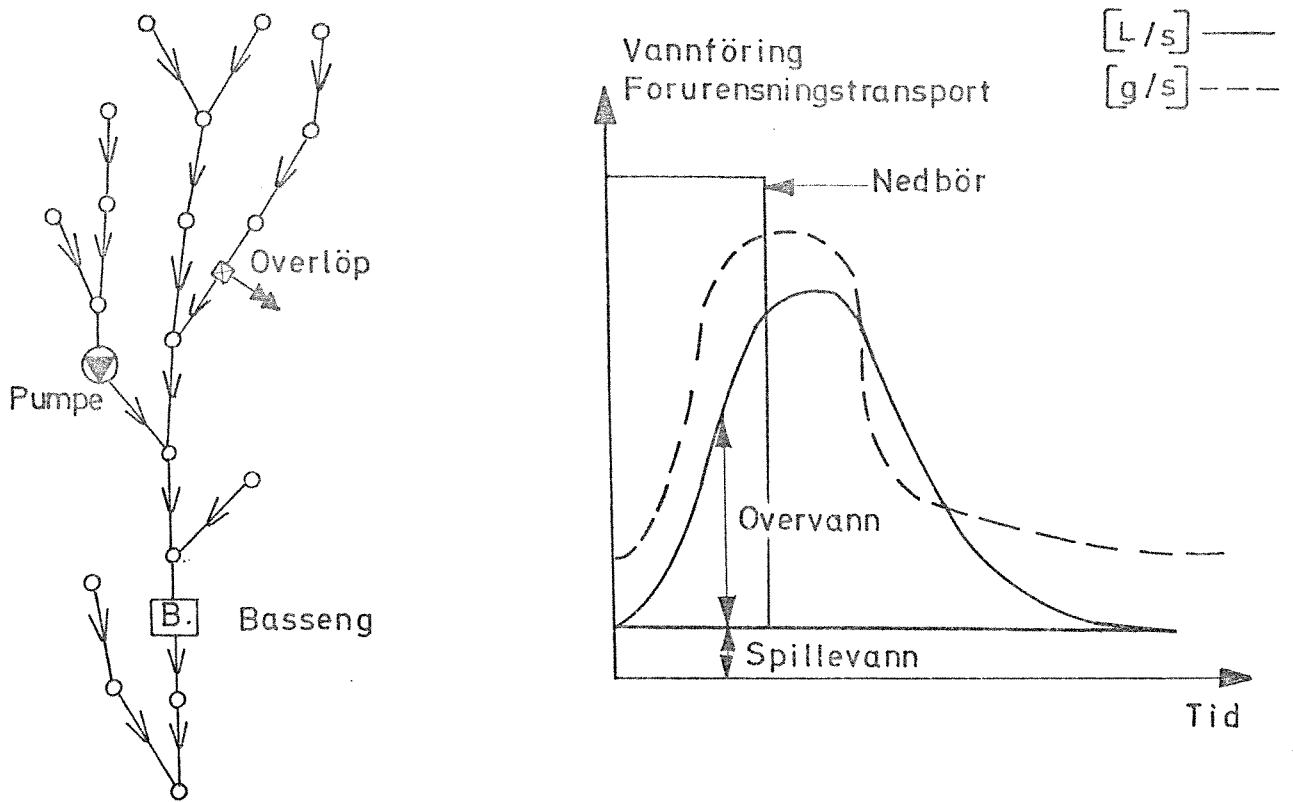


FIG. 3 ILLUSTRASJON TIL HYDRAULISK MODELL

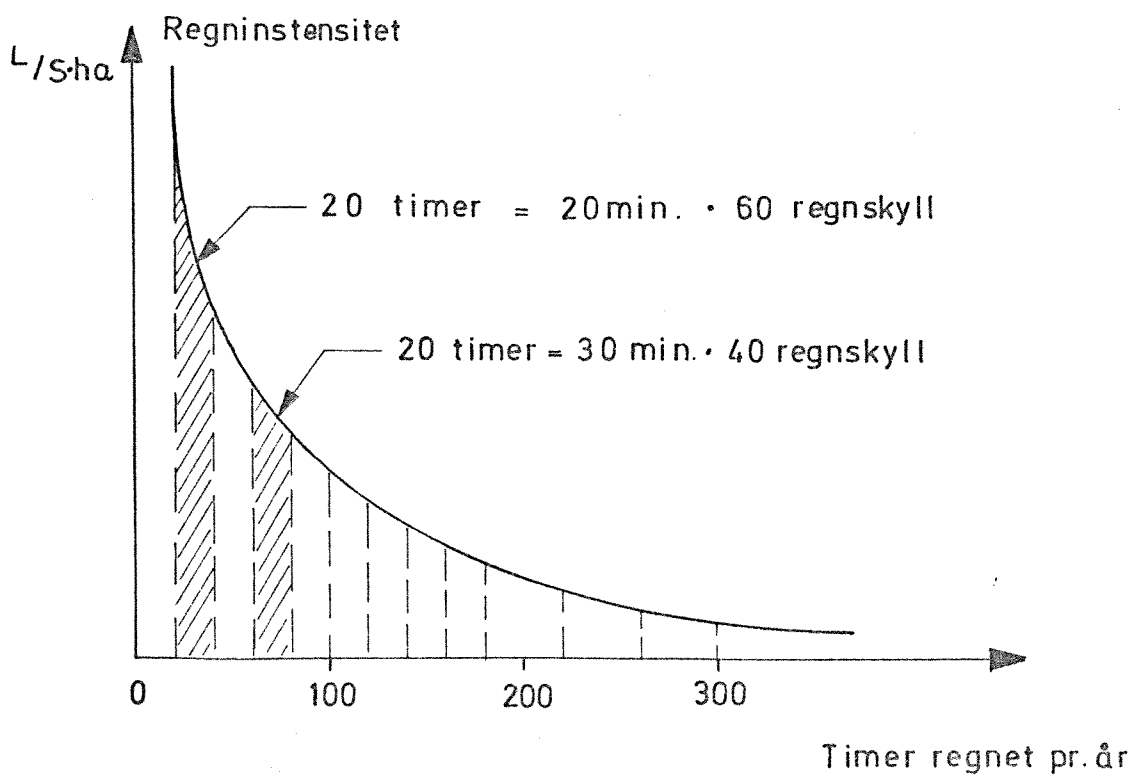


FIG. 4 PRINSIPP FOR SIMULERING AV ET ÅRS NEDBÖRAKTIVITET

Modellen kan dessuten foreta dimensjonering av ledningsnett og fordrøyningsbassengene, foreta oppstuvningsberegning og beregne anleggskostnader. Det er imidlertid en rekke rutiner som bør forbedres og medtas før modellen er tilfredsstillende. Modellen er for øvrig heller ikke testet.

For å kunne optimalisere et avløpssystem må et helt års nedbørsaktivitet kunne simuleres. I modellen gjøres dette ved å inndelegge regnintensitetsvarighetskurven i 10-15 intervaller. Se figur 4. Hvert intervall består av et visst antall regnskyll med en beregnet middelvarighet. Hvert intervall kjøres derfor bare en gang da man antar at alle regnskyll i dette intervallet har samme varighet.

Ledningsnettmodellen kan også benyttes til å beregne mengde forurensing som vil avlastes i overløp i løpet av en valgt tidsperiode. Figur 5 viser en sammenlikning mellom beregnet mengde forurensing avlastet i et overløp i Nøtterøy kommune ved manuell metode og ledningsnettmodell. Ved å benytte EDB (dvs. modellen) tjener man derfor ikke bare tid og penger, men også i nøyaktighet. Figur 5 vil for øvrig bli nærmere forklart i avsnitt 4.5.1.

Modell for avløpsrenseanlegg

Det er lagt vekt på å lage en modell som tar hensyn til varierende vannføringer gjennom renseanlegget.

I figur 6 er det vist et eksempel på hvordan de ulike vannstrømmer i renseanlegg kan variere med tiden.

Modellen som skal simulere et avløpsrenseanlegg, består foreløpig av de enheter som vanligvis forefinnes i mekaniske, biologiske og kjemiske renseanlegg. Se figur 7. I modellen er det muligheter for alle aktuelle kombinasjonsmønstre for de ulike enhetsoperasjonene. Hver enhet har sin kostnadsfunksjon og renseseffektfunksjon innlagt i modellen. De data som produseres i ledningsnettmodellen, dvs. vannføringer og forurensingstransporter fra f.eks. ett års simulering, lagres på en file i EDB-maskinen.

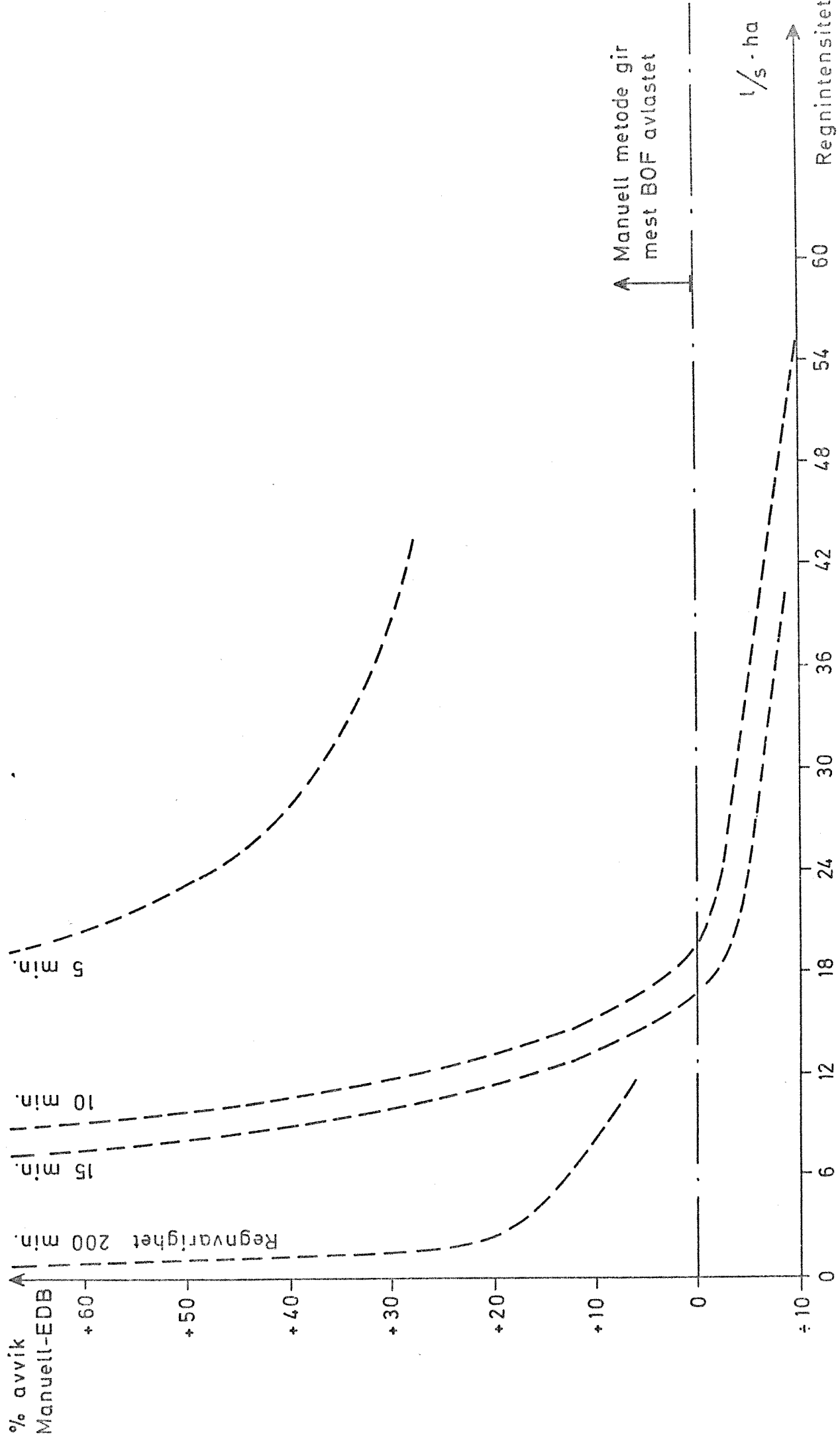
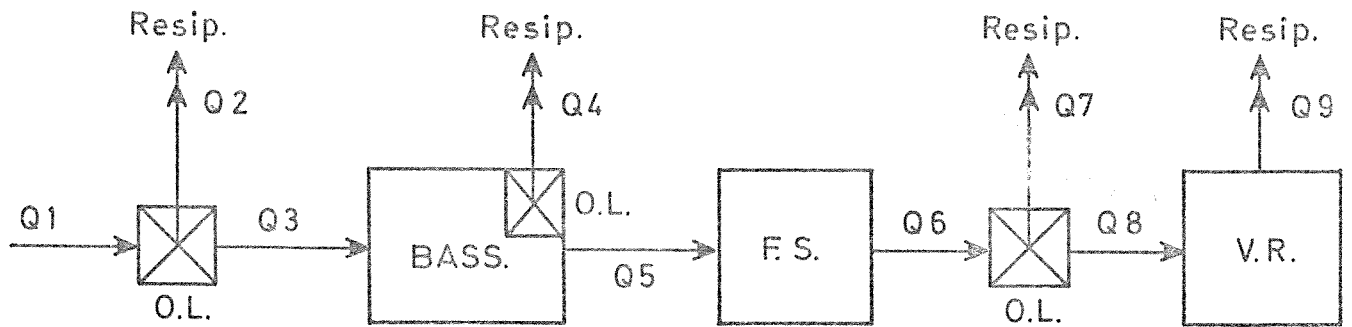


Fig. 5 Avlastede forurensninger i overløp ved boligfelt på Nötteröy
Manuell metode kontra matematisk modell

Fig. 6 Vannstrømmer i et renseanlegg som betjener et felles-avløpssystem. (Prinsippskisse)

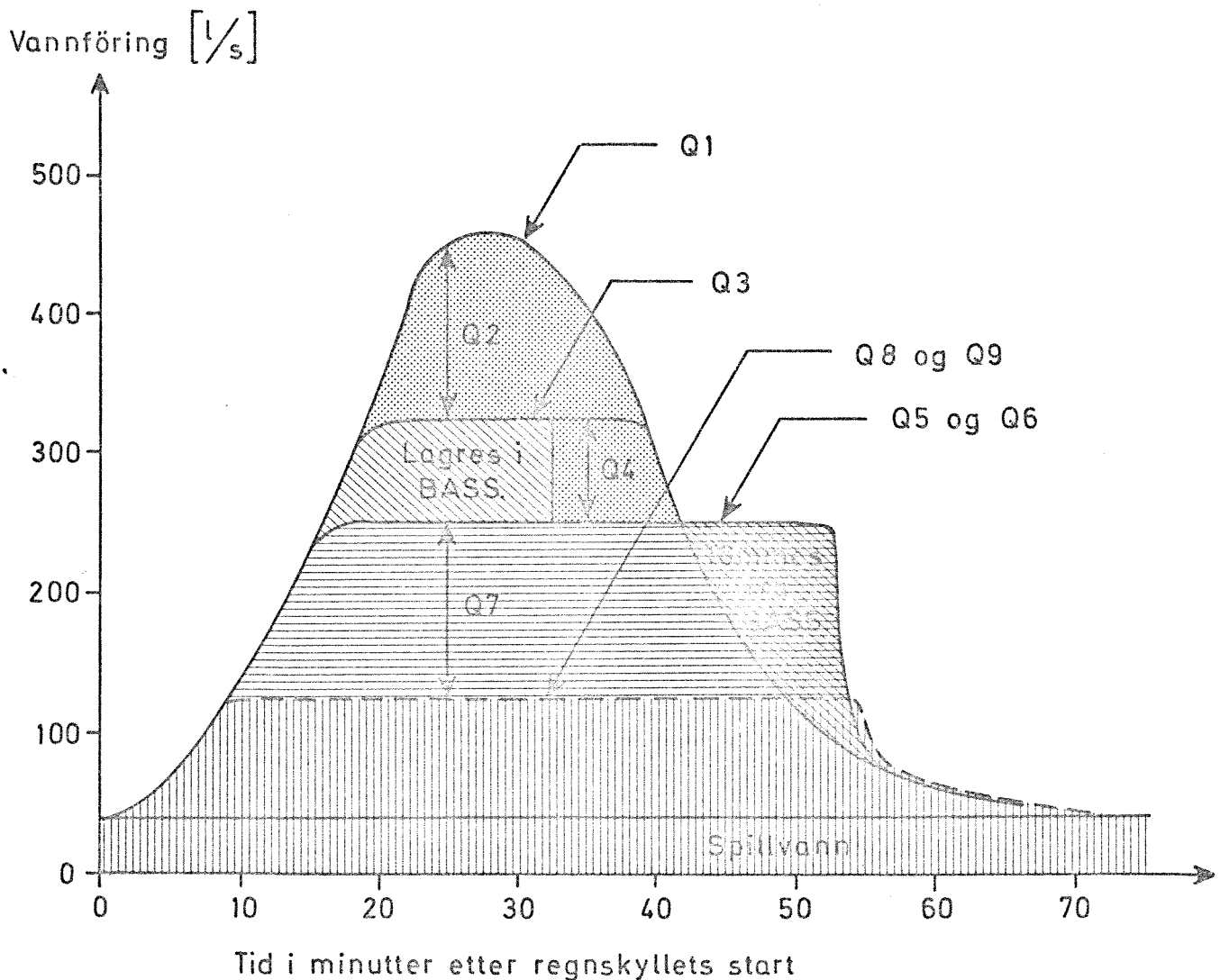


O.L. = Overløp


F.S. = Forsedimentering


BASS. = Fordrøyningsbasseng

V.R. = Vidregående rensing



 Ingen rensing for utslipp

 Mekanisk rensing. Renseeffekt = f(Q5)

 Vidregående rensing. Renseeffekt = f(Q8)

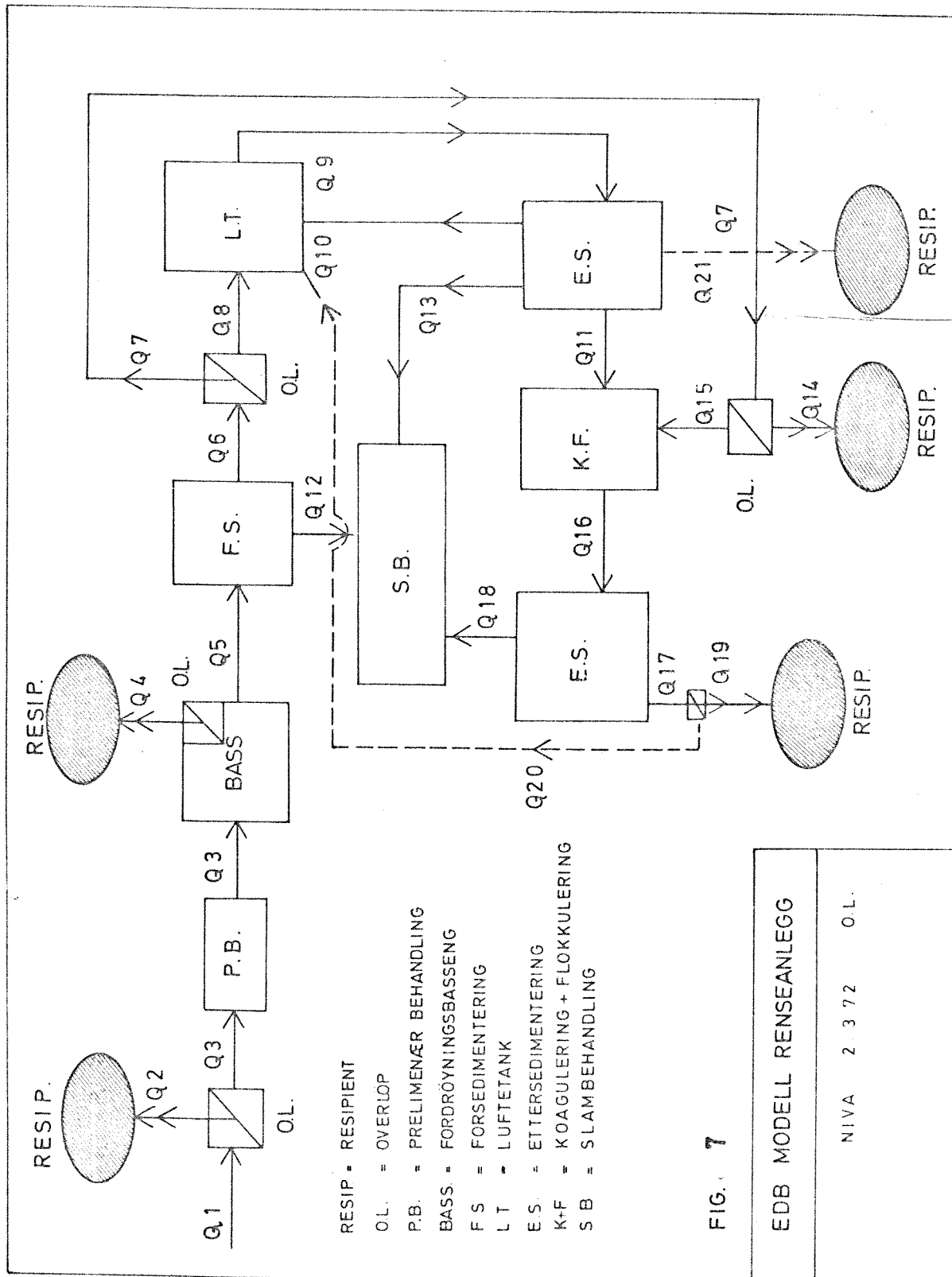


FIG. 7

EDB MODELL RENSEANLEGG

NIVA 2 3 72 O.L.

Modellen for renseanlegget henter frem disse data og foretar beregninger av totalkostnader og totalrenseeffekter over f.eks. ett år. Maskinen må foreløpig instrueres om hvilke kombinasjonsmønstre og hvilke sett av beslutningsvariabler som skal benyttes. På grunnlag av dette plottes diagrammer for kostnader og totalrenseeffekter som funksjon av verdien på de ulike beslutningsvariablene. Ut fra dette kan man søke det optimale sett av beslutningsvariablene.

Sannsynligvis er det da plasseringen og innstillingen av overløpene som vil påvirke resultatene sterkest, og som dessuten er av meget stor interesse å få studert. Foreløpig er kun BOF benyttet som forurensingsparameter. Det må likevel gjøres en rekke justeringer, forbedringer og utprøvinger i modellen for BOF som forurensingsparameter. Modellen bør også utvides til å omfatte fosfor-fjerning. De enkelte delaktivitetene er nærmere beskrevet i avsnitt 2.4.

2.4 Fremtidig arbeid

2.4.1 Fremtidig arbeid på ledningsnettmodellen

Ledningsmodellen er allerede i dag et godt redskap ved planlegging og analyse av avløpsnett. Det er likevel en rekke forbedringer og suppleringer som bør foretas.

Nedenfor er listet opp noen fremtidige delaktiviteter man har oversikt over i dag.

A. Ledningsnettmodell

- A.1 Testing og evt. justering av hydraulisk modell
- A.2 Innlegging av rutine for bruk av delfyllingshastigheter
- A.3 Fullføring av oppstuvningsrutine
- A.4 Fullføring av forurensingsrutine
- A.5 Fullføring av økonomisk del
- A.6 Forgreningsrutine
- A.7 Kritisk vurdering av eksisterende metoder for ledningsnett-beregninger
- A.8 Rapportering ledningsnettmodell
- A.9 Dokumentering og brukerinstruks.

Nærmere beskrivelse av de enkelte delaktiviteter:

- A.1 Testingen og justeringen av modellens hydrauliske likningssystem er beskrevet i avsnitt 4.1 og 4.2.
- A.2 Modellen opererer i dag med vannhastigheter tilsvarende fullt tverrsnitt. Dette gir i de fleste tilfeller fullt ut tilfredsstillende resultater. (Se side 10 i Fremdriftsrapport nr. 1.) Imidlertid vil man i enkelte situasjoner få en merkbar feil i resultatene dersom ikke hastigheten korrigeres.
- A.3 I oppstuvningsrutinen må det legges inn en hastighetskorreksjon. Slik modellen er i dag, vil den beregnede maksimaloppstuvning være nesten riktig, mens den tidsmessige fordeling av oppstuvningen er en del forskjøvet. Figur 8 viser det sannsynlige forholdet.

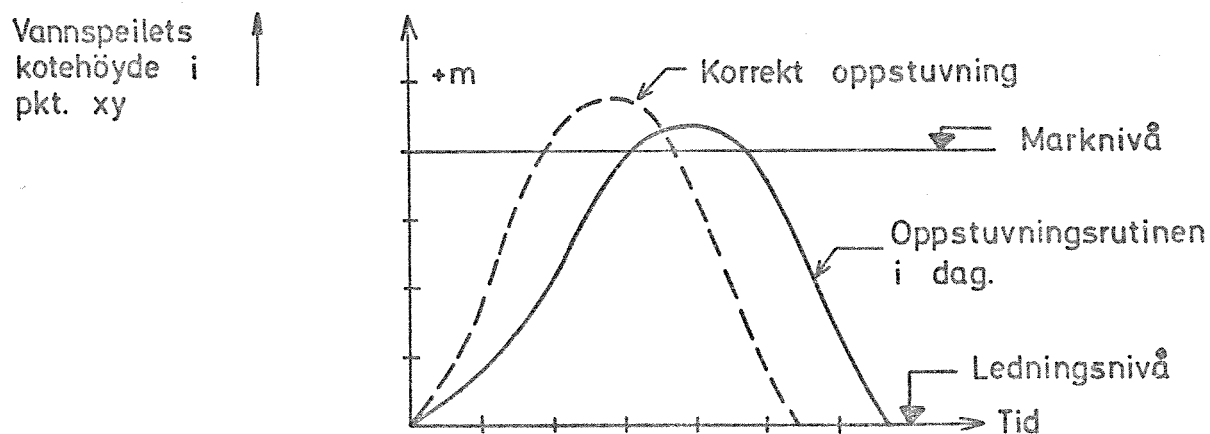


Fig. 8 Prinsippkisse av feilen i dagens oppstuvningsrutine.

- A.4 Input av forurensingskonsentrasjonen i regnvann som funksjon av tid etter regnskyllets start kan nå gjøres. Se avsnitt 4.3.2. Det står imidlertid igjen noe etterarbeid.
- A.5 Ledningsnettmodellen kan i dag bare beregne anleggskostnader for ledningssystemet. Modellen må imidlertid kunne beregne drifts- og vedlikeholdsutgifter, årskostnader, nåverdi osv.
- A.6 Forgrening av vannstrømmer kan være aktuelt der hvor to eller flere ledninger går ut fra samme kum. Dette forekommer sjelden i vanlige ledningsnett.
På grunn av en relativt trang økonomisk ramme for prosjektet PRA 4.6. er dette foreløpig utsatt på ubestemt tid.
- A.7 En kritisk vurdering av eksisterende beregningsmetodikk for ulike typer avløpsanlegg vil kunne utføres ved testing mot ledningsnettmodellen. Det er av betydning å kunne fastslå hvilken unøyaktighet (økonomisk konsekvens) de enkelte beregningsmetoder er beheftet med. Dette punktet må dessverre også utsettes på ubestemt tid.
- A.8 Dokumentering og utarbeiding av brukerinstruks for programmet er av stor viktighet når bl.a. nyengasjerte eller utenforstående skal benytte/gjøre forandringer i, eller vedlikeholde programmet.
- A.9 Rapportering av det utførte arbeid er av betydning for en generell publisering og vil være en dokumentering for hvordan de investerte penger i prosjektet har vært anvendt.

2.4.2 Fremtidig arbeid på modell for renseanlegg

Modellen for renseanlegget er allerede i dag et redskap som med fordel kan benyttes til å analysere de ulike anleggskomponenter i et renseanlegg. Imidlertid er det en rekke forbedringer og suppleringer som må utføres. Disse er listet nedenfor.

B. Modell for avløpsrenseanlegg

- B.1 Utprøving og innkjøring (BOF)
- B.2 Innlegging av forbedret likningsett (BOF)
- B.3 Testing mot reelle anlegg (BOF)
- B.4 Forbedring av søkerutine (optimalisering, BOF)
- B.5 Inkludere i modellen P-fjerning
- B.6 Testing mot reelle anlegg (P)
- B.7 Forbedring av søkerutine (optimalisering, P)
- B.8 Innlegging av rutine for slambehandling
- B.9 Inkludere i modellen N-fjerning
- B.10 Lage likningsystem og program basert på prosesskinetikk
- B.11 Dokumentering rensemødel
- B.12 Rapportering modell for renseanlegg.

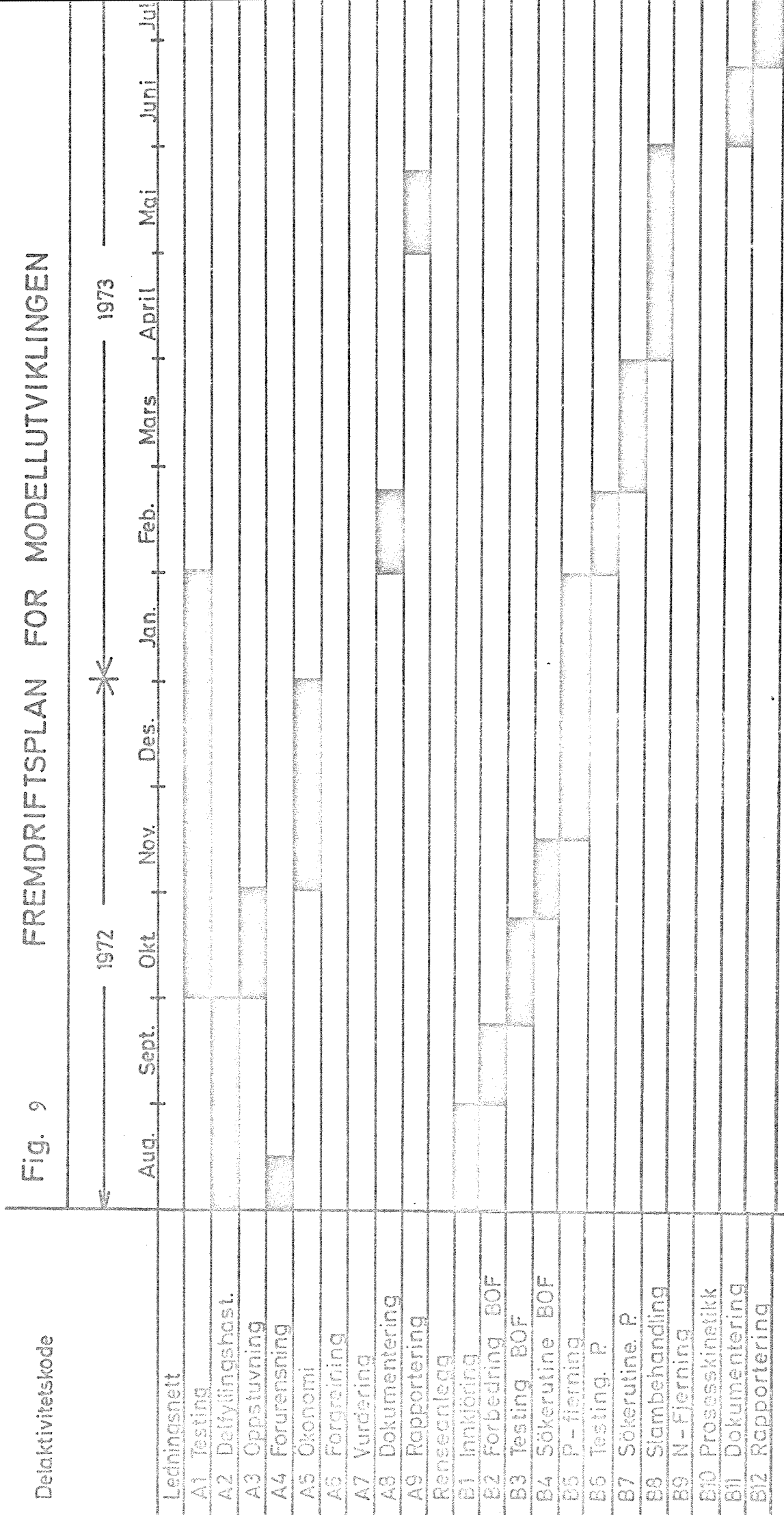
Nærmere beskrivelse av de enkelte delaktiviteter:

- B.1 Denne delaktivitet går ut på å gjøre seg kjent med hvordan modellen virker, finne datatekniske svakheter og da eventuelt justere disse.
- B.2 Det likningsettet som nå følger parameteren BOF gjennom enhetsprosessene, kan allerede nå forbedres på enkelte punkter. Dette gjelder mest ettersedimenteringsenhetene.
- B.3 De resultater renseanleggmodellens BOF-likninger produserer, skal testes mot observerte data i de eksisterende forsøksanlegg på Kjeller.

- B.4 Optimaliseringen av renseanlegget med hensyn til fjerning av BOF vil foreløpig skje ved en søkerutine som benytter en prøvefeile metodikk. Delaktivitet B.4 går ut på å finne fremgangsmåter som raskest fører til en optimalisering.
- B.5 Det bør legges inn i modellen et likningsystem som følger fosforet gjennom de enkelte enhetsprosessene. Dette har vært påtenkt helt fra oppstartingsarbeidet, og som figur 7 viser, har modellen allerede i dag de nødvendige enheter inkludert i strømningsbildet.
- B.6 Som punkt B.3, men her med fosfor som parameter.
- B.7 Som punkt B.4, men her med fosfor som parameter.
- B.8 Slambehandlingen er allerede tatt inn i modellen i form av en egen subrutine. Dette er imidlertid et så komplisert felt at et videre arbeid ansees å være påkrevet.
- B.9 Nitrogenfjerning bør også kunne inkluderes i modellen. Av økonomiske grunner er imidlertid denne delaktivitet utsatt på ubestemt tid.
- B.10 Det likningsystem det hittil er operert med, baserer seg vesentlig på empiriske sammenhenger. Det ville imidlertid være ønskelig å bygge et likningsystem basert på ren prosesskinetikk. På grunn av prosjektets trange økonomiske ramme må imidlertid dette punkt utsettes på ubestemt tid.
- B.11 Dokumentering av brukerinstruks. Se punkt A.8.
- B.12 Rapportering. Se punkt A.9.

I figur 9 er vist en fremdriftsplan for de enkelte delaktiviteter.

Fig. 9 FREMDRIFTSPLAN FOR MODELLUTVIKLINGEN



A: Ledningsnettmodell
 B: Renseanleggmodell

3. OPTIMALISERING GENERELT

Formulering av systemets struktur og omfang

Et system er definert ved en serie elementer og en serie funksjoner som setter disse elementene i sammenheng. Elementene kan være systemer i seg selv og benevnes da sub-systemer. De fleste virkelige situasjoner kan best forstås ved en slik inndeling i sub-systemer og hovedsystemer.

Optimaliseringen kan en da tenke seg i to trinn: Først optimaliseres sub-systemene separat, og så optimaliseres hoved-systemene på grunnlag av de relasjoner som består mellom sub-systemene. En kan også gå den andre veien: Først optimaliseres hoved-systemene på grunnlag av omtrentlig definerte sub-systemer, og så bruke dette til å finne den endelige optimale løsningen. I dette tilfellet kan en ofte forbedre løsningen ved å bruke resultatet til å gå igjennom beregningen en gang til. Når det er ønskelig å skille mellom sub-systemer og hovedsystemer, er dette fordi sub-systemene kan ha så stort omfang, beregningsmessig sett, at de av den grunn må behandles separat. De kan også ha en slik fysisk og økonomisk struktur at beslutninger innenfor denne strukturen ikke har vesentlig virkning på en liknende optimalisering av andre sub-systemer. Det er også ønskelig å bruke denne oppdelingen ved den begrepsmessige definisjonen av systemet. F.eks. kan en tenke seg et avløpsanlegg prosjektert først på det regionale plan, så på det lokale plan og så kanskje på detaljprosjekteringsplanet. En vil her kunne kalle en detaljprosjekteringsmetodikk for et lokalt område - for et sub-system som optimaliseres etter at regionplanleggingen er foretatt.

En kan også definere en ytre og en indre struktur for systemet. Den ytre struktur vil da være de beslutningsprosesser som brukeren av systemet benytter utenom det beregningsmessige opplegget. Den indre struktur er da det egentlige regnemaskinprogram og innføringen til dette. Det er verdifullt å dele opp systembehandlingen på denne måten, fordi man da kan manipulere med en rekke parametre som er vanskelige å

definere i funksjonsform, men som man kan definere i trinnvis utbygging eller med endringer i det indre systemets struktur. Eksempler på slike parametre er folkemengdeprognoser og resipientvurderinger som indikerer at en i fremtiden vil benytte andre kriterier for rensing enn det man benytter i dag.

Optimaliseringens målsetting

Et optimalt system er ikke i seg selv en entydig benevnelse. Det er også nødvendig å definere på hvilken måte systemet er optimalt. Dette gjøres ved at en bruker en objektiv funksjon med en serie begrensninger (constraints) som samler de mulige virkningene av optimaliseringsprosessen som kommer fra systemets elementer til et hele i form av en funksjon som kan maksimaliseres eller minimaliseres. Begrensningene uttrykker de krav en vil stille til forskjellige deler av systemet.

En har flere alternativer å ta i betraktning ved valg av målsettingsfunksjoner ved analyse av avløpsanlegg. En kan velge objektivfunksjoner og begrensninger i form av kostnader (kroner), fortjeneste (kroner), rensevirkningsgrad, resipientfortynning eller resipientkonsentrasjoner for forskjellige komponenter. Det mest vanlige er å bruke avløpsanleggets total kostnader som objektivfunksjon med krav til rensing eller resipientforhold som begrensninger. Når anleggskostnadene brukes som objektivfunksjon, har en flere muligheter for valg av begrensningslikninger. Disse inkluderer:

1. Anleggstype:

Anleggets type, f.eks. mekanisk/biologisk, mekanisk/biologisk/kjemisk, velges ut ifra resipient- og andre vurderinger basert på biologiske og samfunnsøkonomiske forhold.

2. Rensevirkningsgrad:

Virkningsgraden for anlegget m.h.t. en eller flere forureningskomponenter spesifiseres her som begrensningskriteria.

3. Resipientens totaltilførsler:

En spesifiserer her som begrensning at en for en eller flere forurensingskomponenter ikke skal overskride disse verdier m.h.t. totaltilførsel av disse komponentene til resipienten.

4. Resipientkonsentrasjoner:

Konsentrasjonene for en eller flere forurensingskomponenter skal ikke overskride disse bestemte verdier på spesielt angitte steder i resipienten.

Virkingen av målsettingsfunksjonene på systemets struktur og omfang

Valget av målsettingsfunksjoner, altså objektivfunksjoner og begrensninger, har stor betydning for den matematiske og fysiske struktur en benytter ved defineringen av sub-systemer og for det omfang optimaliseringsoppgaven vil få. Til dels kan en ved et dårlig valg her, komme til å sette opp et problem som er uløselig med kjente beregningsmetoder.

Ser en på den første typen av valg av begrensninger, finner en at denne har en nær tilknytning til etablert praksis i statlige og kommunale etater. Den gir også som resultat en struktur som er enkel å definere i matematiske funksjoner^{og} er også enkel å løse med regnemaskinprogrammer som finnes for hånden. Dette alternativet gir resipientbelastninger som en passiv samling av data uten at det optimaliseres på resipientbelastningen. Med referanse til den tidligere omtalte oppdelingen av systemets struktur, den indre og ytre del, kan en likevel oppnå en vurdering av optimale resipientbelastninger ved å behandle dette spørsmålet som en ytre beregningsmetode. En merker seg også at lokale resipientforhold has hensyn til, om enn på en forholdsvis grov måte, som da, hvis det er ønskelig, kan forbedres ved en iterasjonsprosess utenfor den egentlige beregningsdelen av løsningsmetodikken.

Ser en på det andre alternativet som ble nevnt, ser en at dette alternativet krever langt mer omfattende data og funksjonssammenhenger for virkningsgrad gjennom forskjellige typer av anlegg ved en forskjellig

belastning og driftsforhold og for alle de forurensingskomponenter en måtte ønske å ta hånd om. En rekke av disse funksjonene mangler en data for i dagens situasjon. Dette alternativet krever også omfattende delprogram for behandling og sortering av de forskjellige renseprosessmetoder som kan komme på tale. Dette delprogrammet må være på diskret form og kan være vanskelig å innpasse i et optimaliseringssystem som ellers benytter seg av kontinuerlige kostnads- og begrensingsfunksjoner. I dette tilfellet tar en heller ikke hensyn til lokale resipientforhold på noen måte.

Det tredje alternativet som er nevnt, krever liknende omfattende data og delprogrammer for behandling av de forskjellige renseprosesserstrinn og driftsforholdene som måtte resultere i de ønskede begrensningene av resipientbelastningene. Videre er lokale resipientforhold tatt hensyn til her. Vurderingen av komponentenes relative betydning som en måtte ta standpunkt til i dette alternativet, er i dag uklar. Sammenlikner en med de funksjoner en bruker for anleggskostnader, vil funksjonene som kommer i betraktning her, være på et helt annet plan når det gjelder usikkerhetsgraden.

Ved det fjerde alternativet kan en fremheve liknende argumenter som ved de to første alternativene. De lokale forholdene i resipienten er her tatt hensyn til, men en merker seg at dette krever at en omfattende resipientmodell gjøres til en direkte del av optimaliseringsprogrammet. Igjen er det klart at en slik modell og de funksjoner som inngår i denne, er på et vesentlig dårligere grunnlag enn de som brukes i forbindelse med anleggskostnader.

Sammenlikner en disse alternativene for å sette opp systemets målsetningsfunksjoner, vil en nok foretrekke det første alternativet, nemlig der hvor anleggstypen er spesifisert utenfor selve beregningsmetodikken, slik at optimalisering av resipientbelastninger foregår som en iterasjonsprosess utenfor den beregningsmessige delen av systemet.

I tillegg til de ovennevnte alternativene for formulering av systemets grunnleggende karakter, må en nevne at det foreligger to prinsipielt forskjellige metoder som har anvendelse i alle fall. Disse er den deterministiske metoden og den stokastiske metoden. Den deterministiske metoden består i at den til enhver tid opererer med eksakte rensingsgrader og kostnader. Det er relativt lett å definere et system på denne måten. Det ligger nært til vanlig ingeniørpraksis, og en har data som passer inn i en slik beskrivelse av systemet. En har også en rekke ferdige programmer å støtte seg til når det gjelder selve beregningsmetodikken. Når det gjelder den stokastiske metoden, gir denne kan hende et mer reelt begrepsmessig system, f.eks. taler en ikke om 91,23% renseseffekt som ved den deterministiske metoden, men i stedet om 90-95% renseseffekt oppnådd i 80% av tiden. Dessverre krever et opplegg innenfor den stokastiske metoden langt flere data enn dem en har til rådighet for renseanlegg i dag, og en har heller ikke noen ferdigprogrammer som kan brukes i slikt tilfelle.

Objektivfunksjonen kan også spesifiseres, slik at den inkluderer kostnads- og fortjeneste- (benefit) funksjoner for forhold som vanligvis ikke er gjort til gjenstand for kvantitativ analyse. Disse forhold kan være i form av verdiansettelse av slike ting som sportsfiske i forbindelse med økning eller minskning av fiskebestanden som resultat av driften av avløpsanlegget. En kan også sette opp en relativ verdiansettelse av forurensingskomponentene som tilføres resipienten, en slags forurensingsskatt.

Når det er nevnt at en bruker anleggskostnadene som objektivfunksjon, er det selvsagt at det er utilstrekkelig bare å se på de kostnadene som knytter seg til byggingen av anlegget. En må også ta hensyn til driftskostnadene og avskrivningskostnadene. Ofte slås alle disse sammen til en årskostnad og brukes ved optimaliseringen. Det må her anmerkes at det kan være nødvendig å se på anleggskostnadene separat i tilfeller hvor kapitalmarkedet må regnes for å være begrenset. Det er også viktig at en er oppmerksom på, og så langt råd er, tar hensyn til, de usikkerheter som ligger i valg av avskrivningstid og rentefot ved

beregningen av årskostnadene. Valget av avskrivningstid tar ikke hensyn til at ny teknologi og nye rensekraft kan gjøre et anlegg umoderne lenge før det er nedslitt og modent for utskiftning av bygningstekniske komponenter. Rentefoten som har vært anvendt ved slike beregninger tidligere, er ofte en som tilsvarer den rentefot kommunale låntakere oppnår ved lån til bygging av slike anlegg. Denne rentefoten er ofte svært lav (3-6%), og er betinget av spesielle utbyggingsavgjørelser. I de senere årene har en annen måte å trekke inn rentefoten på gjort seg gjeldende. Den består i at en legger til grunn den rentabilitet som ville oppnås i en alternativ investering i næringslivet, og det dreier seg da kanskje om 10-15%. Valg av rentefot er en særlig viktig side av defineringen av kostnadsfunksjoner siden et valg av en lav rentefot vil føre til at en fremmer alternativer med høyere anleggskostnader og relativt sett lave driftskostnader, dvs. anlegg som ofte er lite fleksible og overdimensjonert. I en situasjon med en flytende teknologisk utvikling og med stadig økende rensekraft kan dette føre til dårlige investeringer.

Det er også en rekke andre optimaliseringsmålsettinger som kan komme på tale i spesielle tilfeller. F.eks. kan en bruke tilførselen av forurensningskomponenter som objektivfunksjon. En velger da faste kriterier for kostnadene som begrensingsfunksjoner. Dette betyr at en minsker forurensingen ved en bestemt kostnad. Slike formuleringer av systemets struktur er bare aktuelle i få tilfeller og utdypes ikke videre her.

Matematisk løsningsmetodikk

Den matematiske form man velger å bruke i løsningen av optimaliseringsproblematikken, vil ha en betydning for strukturen og omfanget av systemet. En skiller i første rekke mellom lineær programmering og ikke-lineær programmering. Innenfor gruppen lineære programmeringsmetoder finnes det en rekke typer. I alle disse tilfellene må en bruke lineære funksjoner, dvs. kostnader må kunne uttrykkes som et produkt av en konstant og hovedparameteren som brukes i objektivfunksjonen. Dette er en begrensning som ved første øyekast synes svært vesentlig siden

praktisk talt alle funksjonssammenhenger innenfor et avløpssystem vil variere med en ikke-lineær sammenheng. De lineære programmeringsmetodene har den store fordel at de er gjennomarbeidet, har absolutte løsninger og er å få som ferdige pakkeprogrammer for de fleste regnemaskininstallasjoner. Bruken av disse krever altså at man må formulere optimaliseringsoppgaven i lineær form. Dette synes som en urimelig forenkling av problemet, men ved bruk av en av de mange metodene som knytter seg til bruken av lineære programmer, kan en oppnå en svært god tilnærming til de funksjoner som kommer i betraktning i de virkelige systemer. Den første metoden består i at en stykker opp funksjonene i mindre biter som hver for seg kan regnes for lineære. En annen metode består i at en utenfor optimaliseringsprogrammet har en ikke-lineær variasjon på hovedparametrene. En hjelp i dette er det at de fleste kostnadsfunksjoner en har å gjøre med i avløpssystemer, ikke har alt for stor helning innenfor det området man er interessert i.

Ikke-lineære metoder har den fordel at en kan bruke ikke-lineære kostnadsfunksjoner, men programmer for slike systemer må skreddersyes til det enkelte system. Det er også vanskelig å benytte tidligere programmer og tidligere erfaringer fra liknende problemstillinger fordi de ikke-lineære løsningsmetodene alltid vil være tilnærmede og vil være avhengig av det enkelte systems karakter. Man har altså i dette tilfellet ikke en matematisk definert optimal løsning.

1. Lineær programmering - simplex-metoden:

Formulering av systemer av den type som er aktuell her i en direkte form som gjør det mulig å anvende den vanligste lineære programmeringsmetoden, er forholdsvis komplisert. I denne metoden setter en opp et likningssett som består av en serie fullstendige likninger og løser disse ved hjelp av simplex-metoden.

2. Nettverks-metoden:

Under denne metoden bruker en en spesiell gren av den lineære programmeringsmatematikken som har spesielle egenskaper

velegnet for bruk i avløpssystemer og i transportsystemer generelt. En vesentlig side ved denne metoden er at den helst bare kan ta hensyn til en hovedvariabel, f.eks. vannføringen. Andre variabler, som forurensingskomponenter og -belastninger, må regnes ut separat etter at optimaliseringen er gjennomført på grunnlag av vannføringen.

3. Direkte søkemetode:

Den ikke-lineære metode som er aktuell i dette tilfellet, er først og fremst en av de mange søkemetodene som baseres på at en starter systemet i en grunnstilling, beregner totalkostnadene, forandrer på et element og igjen undersøker totalkostnadene, og hvis en får en nedgang i disse, vil en forandre det samme elementet i den samme retningen.

Systemplanlegging

Før en kan definere matematiske funksjoner som muliggjør optimaliseringsanalyse, må avløpssystemets struktur og omfang defineres. Definisjonen av denne strukturen er i seg selv en optimaliseringsoppgave, men denne oppgaven kan ofte ikke formuleres i en kontinuerlig funksjonsform, men må settes opp i diskrete trinn eller ved forskjellige fysiske strukturer på systemet. Denne oppgaven består i å vurdere følgende hoveddeler:

1. Grunnlag

Folkemengde
Resipientforhold
Regionavgrensning
Tidsplan
Rensekrav.

2. Systemstruktur

Utslippssteder
Rensesteder
Hovedledninger
Hovedtilførselspunkter
Ledningssystem.

3. Grovoptimalisering

Anslagsmessig utvelgelse

Matematisk utvelgelse og hovedalternativ.

4. Detaljprosjektering og detaljoptimalisering

Ledningsnett

Renseanlegg

Overløp

Resipientbelastning.

Grunnlag

Når en setter opp grunnlaget for systemplanleggingen, bør en alltid gjøre dette slik at en får - ikke ett men flere - alternativer for alle de vesentlige parametrene og særlig for de parametrene som er fremkommet fra usikre beregninger. Dette gjelder folkemengdeberegninger, i særlig grad, hvor en gjerne bør bruke en midlere prognose og en øvre og nedre prognose. Ved resipientvurderingene er det aktuelt å definere alternativer for sommer- og vinterforhold. En kan også forutsette andre ytre påvirkninger, f.eks. de som måtte skrive seg fra bygging av en dam i et elveløp. Ved regionavgrensningen menes at en må sette opp alternativer slik at regionale avløpssystemer blir tatt under vurdering. Disse kan være på forholdsvis lokale plan, kommunale plan eller trekke seg ut til å omfatte hele fylker. Når det gjelder tidsgrunnlaget, må en også vurdere flere alternativer. En må der ha i tankene hvilke forandringer i systemets struktur som vil skje om en øker planleggingstiden, f.eks. fra 30 år til 50 år. De rensegrader som kreves i den øyeblikkelige situasjon, må en supplere med en vurdering av krav som en kan anta vil bli brukt i fremtiden.

Systemstruktur

Den fysiske strukturen en stiller opp for systemet, er av stor betydning både for løsningen av systemet, for den tid det tar å stille de nødvendige funksjoner sammen og for den beregningsmessige siden av problemet. Systemets struktur bør defineres slik at den kan vurdere alle aktuelle alternativer for plassering av avløp, dypvannsutslipp, renseanlegg. Tra-seer for hovedledningene og deres tilknytningspunkter til detaljledningsnett må også defineres, gjerne i flere alternativer.

Grovoptimalisering

Det er vanlig at en kan se flere klare måter å avgrense systemet på, og en kan lett sjalte ut enkelte alternativer som lite sannsynlige i et helhetsbilde. Dette kan gjøres manuelt, uten et omfattende beregningsgrunnlag, men det er også aktuelt å sette opp et program for beregning av en optimal systemstruktur, basert på kostnadsfunksjoner og kriterier som er matematisk veldefinert. De alternativene som er nevnt ovenfor, er ofte vanskelig å sette opp i funksjonsform, særlig fordi de er diskrete, men dette forhindrer ikke at en kan sette opp størstedelen av systemet som veldefinerte kostnads- og andre funksjoner og f.eks. holde de diskrete endringene utenfor den egentlige matematiske optimalisering. Dette er en god hjelp for planleggere av systemet, som vil kunne sammenlikne optimale systemer hver gang en endring gjøres i systemets struktur. Dette gjør det mulig å tilfredsstille det grunnleggende krav til enhver optimaliseringsmetode, nemlig at de alternativene som sammenliknes, er fremkommet på samme grunnlag.

Detaljprosjektering og detaljoptimalisering

Når systemets hovedstruktur er definert ved hjelp av en optimaliseringsmetode, som antydte ovenfor, vil en kunne detaljoptimalisere og planlegge detaljer i lokale undersystemer. Det blir her snakk om å vurdere mulighetene for å bruke f.eks. mindre rørdimensjoner, virkningen av endringer i avrenningskoeffisienter og variasjoner i nedbørintensitet/varighetsforhold.

4. MODELL FOR LEDNINGSNETT

4.1 Testing av modellen

For å få testet den hydrauliske delen av modellen skal det utføres samtidige nedbørs- og avløpsmålinger i en rekke felter. Disse målte resultater skal så sammenliknes med de som blir beregnet av datamaskinen. Ut fra dette vil modellen eventuelt kunne justeres og forbedres.

I ledningsnettmodellen kan man fra den simulerte nedbør trekke fra fukt-tap, markoppfyllingstap og nedsivning. Dette vil variere på de ulike overflatetyper. Denne metode vil antakelig gi bedre resultater enn det å anslå en avrenningsfaktor.

Opprinnelig var det meningen at "systemanalyseprosjektet" selv skulle stå for målinger i 2-3 felter. Imidlertid ble bevilgningsrammen så trang at dette var økonomisk uoverkommelig. Man må derfor basere seg på bruk av de data som PRA 4.2. "Urbaniseringens innflytelse på avrenningen" etter hvert vil fremskaffe.

4.2 Valg av prøvefelter

NVE har som ansvarlig for PRA 4.2. valgt følgende fullt utbygde prøvefelter for nedbørs- og avrenningsmålinger.

Oppsal	Oslo
Bryn - Rykkinn	Bærum
Natlandsfjellet	Fana
Fyllingsdalen	Bergen
Risvollan - Blakli	Trondheim
To områder i Moss	Moss.

Oppsal-feltet er av størst interesse for "systemanalyseprosjektet" og er analysert og satt i stand for målinger av dette prosjektet i samarbeid med OV&K. Man regner med at brukbare data fra dette feltet foreligger i løpet av høsten 1972.

Oppsal-feltet er for øvrig brukt som beregningseksempel i Fremdriftsrapport nr. 1.

4.3 Nye fremskritt og forbedringer

Ledningsnettmodellen har i løpet av det siste halve året fått følgende forbedringer:

- a) En oppstuvningsrutine
- b) En forbedring av metodikken for forurensingsberegninger
- c) Et mer brukervennlig program.

De enkelte punkter skal i det følgende beskrives nærmere.

4.3.1 Oppstuvningsrutine

I eksisterende avløpsledningsnett, og særlig i de av eldre årgang, vil det som regel være slik at vannføringene enkelte ganger overstiger kapasiteten. Dette medfører at vannstanden i kummene stiger. I verste fall kan da kjellere bli oversvømmet, og videre vannstander stige over gatenivået. Det er av disse grunner av stor betydning å kunne beregne, og dermed forutsi, hvor høyt vannstanden vil stige ved ulike størrelser på regnskyll. Dersom det aktuelle stedet har en god nedbørsstatistikk, kan man videre forutsi hvor ofte en nærmere bestemt oppstuvning eller oversvømmelse vil opptre.

I ledningsnettmodellen er det nå lagt inn en subrutine som kan beregne oppstuvningen i enhver kum og på ethvert tidspunkt i regnforløpet. I tabellform trykker da datamaskinen en utskrift for kotehøyde av vannstanden for de kummer man er interessert i, og for alle tidspunkter av regnforløpet. Denne oppstuvningsrutinen må imidlertid få en hastighetskorreksjon for tidsforløpet før oppstuvningen blir korrekt. Imidlertid vil den maksimalt beregnede oppstuvning i de enkelte kummer ligge nær opp til den man i realiteten vil ha.

4.3.2 Forurensingsrutine

Ledningsnettmodellen kan beregne forurensingstransporter (i f.eks. g/sek.) som funksjon av tidsforløpet i et regnskyll. Opprinnelig måtte vi anta at både spillvannet og overvannet hadde hver sine respektive konstante forurensingskonsentrasjoner. Det har imidlertid vist seg at forurensingskonsentrasjonen i overvannet endrer seg sterkt under regnskylllets tidsforløp. Etter å ha studert den litteratur som finnes på dette området, kan det sies at konsentrasjonene i overvannet vil avhenge av følgende faktorer:

- a) Nedbørfeltets urbaniseringsgrad og overflatebeskaffenhet
- b) Type og intensitet av menneskelig aktivitet
- c) Hvor ofte spyles og feies gater og fortauer
- d) Hvor ofte tømmes gatesandfang
- e) Tid siden siste regnskyll, og intensitet og varighet på dette regnskylllet
- f) Ledningsnettets utforming (fallforhold, diametre, tetthet av skjøter, sandfangtype o.l.)
- g) Intensitet og varighet på det aktuelle regnskylllet
- h) Tid etter regnskylllets start
- i) Størrelsen på tørrvørsavrenningen
- j) Årstid
- k) Salt- og sandstrøing av vegsystemet om vinteren
- l) Nedbørens årsmiddel og årsfordeling.

Konklusjonen er at overvannets forurensingskonsentrasjon avhenger av en rekke faktorer som i seg selv er meget komplisert. Man skal av disse grunner være forsiktig med å overføre data fra ett felt til et annet. I systemanalyseprosjektet har vi imidlertid likevel lagt inn konsentrasjonen som en funksjon av tiden etter regnskylllets start, som vist på figur 10. Denne funksjonen kan imidlertid en bruker av programmet forandre etter eget ønske.

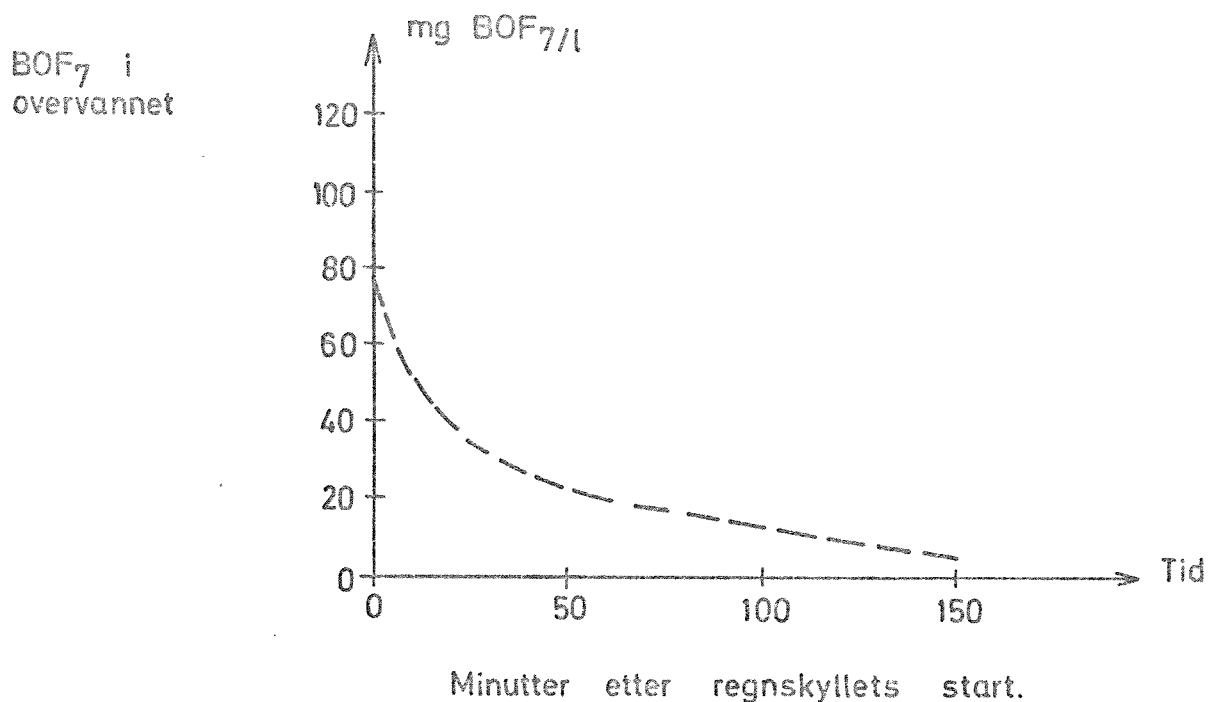


FIG.10 Forurensning i overvann

4.3.3 Brukervennlighet

Ved simulering av ett års nedbørsaktivitet representeres dette av 10-15 typeregnskyll. Disse regnskyll kan nå leses inn og beregnes i samme kjøring i datamaskinen. Det totale resultatet kommer så ut i løpet av kort tid. Tidligere måtte man "kjøre" hvert regnskyll atskilt, hvilket kunne være relativt tidkrevende for en bruker, da det som regel er kø ved inn- og utlesningsenhetene i dataanlegget. ("Turnaroundsid".)

Ett års nedbørsaktivitet, representert ved 10 typeregnskyll, ble simulert og kjørt i ett for et ledningsnett på Nøtterøy (56 rørstrekninger, se figur 24 i Fremdriftsrapport nr. 1). Dataanlegget UNIVAC 1108 brukte 101 sek. på denne oppgaven, hvilket kostet kr. 244.- i maskinleie. Man fikk da bl.a. ti sett med vannføringer og forurensningstransporter som funksjon av tiden for alle rør, samt ti sett med oppstuvningsberegning som funksjon av tiden for alle kummer. Disse data fylte ca. 19 tettskrevne sider med utskrifter.

4.4 Eksempler på forurensingsberegninger i forbindelse med overløp

I Fremdriftsrapport nr. 1 er det gjort en rekke forurensingsberegninger for et boligfelt på Nøtterøy. Feltet som er kloakkert etter felles-systemet, har ca. 2.300 personekvivalenter. Nederst i feltet finnes et renseanlegg med et regnvannsoverløp umiddelbart foran. Dette overløpet trer i funksjon når vannføringen oppstrøms overløpet blir 2,3 x midlere tørrvørsavrenning. Den midlere tørrvørsavrenning består av 2/3 infiltrasjonsvann og 1/3 "ekte" spillvann. Resultatet av disse forutsetningene er, foruten i Fremdriftsrapport nr. 1, vist i figur 1 i denne rapporten.

I ledningsnettmodellen er det for samme feltet simulert det samme års nedbørsaktivitet, men nå med null infiltrasjonsvann. Forurensingsberegningene med absolutt tette ledninger gav følgende resultat i forhold til de førstnevnte beregninger med 20% infiltrasjonsvann:

- a) Funksjonstiden for overløpet minker 30% på årsbasis
- b) 27% mindre avlastet vann fra overløpet
- c) 20% mindre avlastet BOF fra overløpet.

Det kan videre nevnes at rehabilitering av avløpsnett med lekkasjer koster ca. 20% av anleggskostnadene for et nytt nett. (Ifølge R. Tillander, Granitt og Beton A/B, Stockholm.)

forutsatt

Et annet regneeksempel fra Nøtterøy hvor det er installert et fordrøyningsbasseng som leder alt avlastet vann fra overløp tilbake til renseanlegget etter regnskyllene, viser følgende resultat:

- a) De totale anleggskostnader for avløpssystemet (inkl. renseanlegget) øker ca. 9%
- b) De totale mengder BOF fra avløpssystemet til resipient (inkl. renseanlegget) minker 42%

Det er da forutsatt at renseanlegget har en midlere BOF reduksjon på 95%.

4.5 Avvik mellom manuelle metoder og den matematiske ledningsnettmodellen

Det er foretatt enkelte beregninger som klart viser et avvik mellom de tidligere manuelle metoder og den matematiske modellen.

4.5.1 Overløpsberegninger

Resultatet av avlastningsberegninger i forbindelse med et overløp nedstrøms det nevnte boligfelt på Nøtterøy er vist i figur 5. Feltet er kloakkert etter fellessystemet og har ca. 2.300 beboere. Feltet er på ca. 870 da. BOF-konsentrasjonen i regnvann og spillvann ble antatt å være henholdsvis 20 og 125 mg/l. Ytterligere grunnlagsdata finnes i avsnitt 4.4 og Fremdriftsrapport nr. 1.

Langs ordinaten er avmerket differansen mellom en såkalt manuell beregning og det resultat ledningsnettmodellen beregner.

Det som her er kalt manuell metode for beregning av forurensingsmengde avlastet i overløp, er illustrert i figur 11. På grunnlag av forurensingskonsentrasjonen i spillvann og overflatevann, regnes en midlere konsentrasjon ut. Denne multipliseres med antall m^3 avlastet volum. Dette volum finnes, som figur 11 viser, ved å anta at overløpet og avløpet fungerer like lang tid som den antatte middelintensitet i regnskyllet varer.

Den metodikk som brukes i den matematiske modellen, er illustrert i figur 12. For hvert minutt regnes en ny midlere konsentrasjon ut som multipliseres med den vannmengde som til enhver tid avlastes i overløpet.

I figur 5 er avviket mellom den matematiske modell og en manuell beregning vist som funksjon av regnskyllets intensitet og varighet. Grunnen til at forholdet blir komplisert er de store konsentrasjonsforskjeller av forurensinger i spillvannet og overflatevannet, samt de store forskjeller i vannmengder som i kvantitet virker motsatt vei.

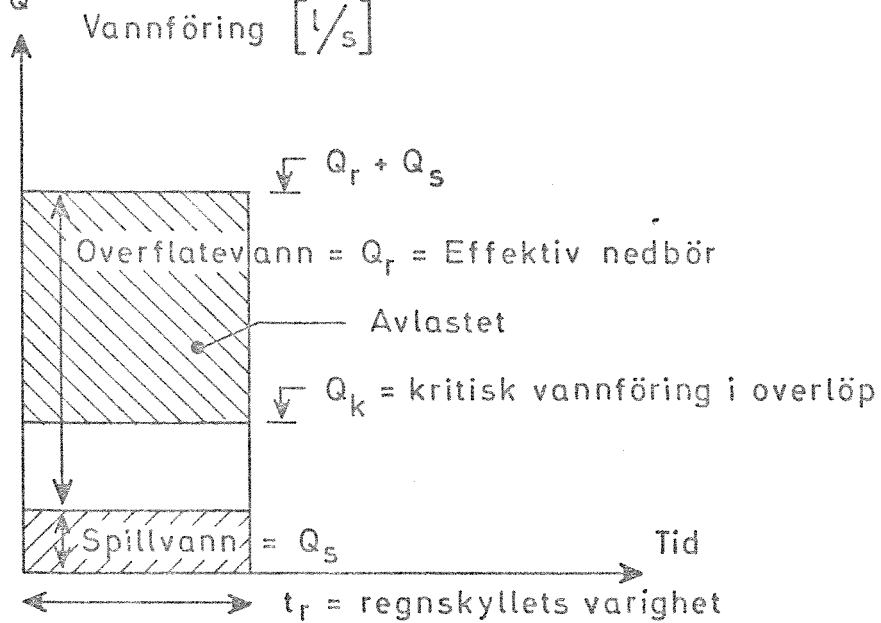


Fig. 11 Manuell beregning av forurensninger avlastet i overlöp

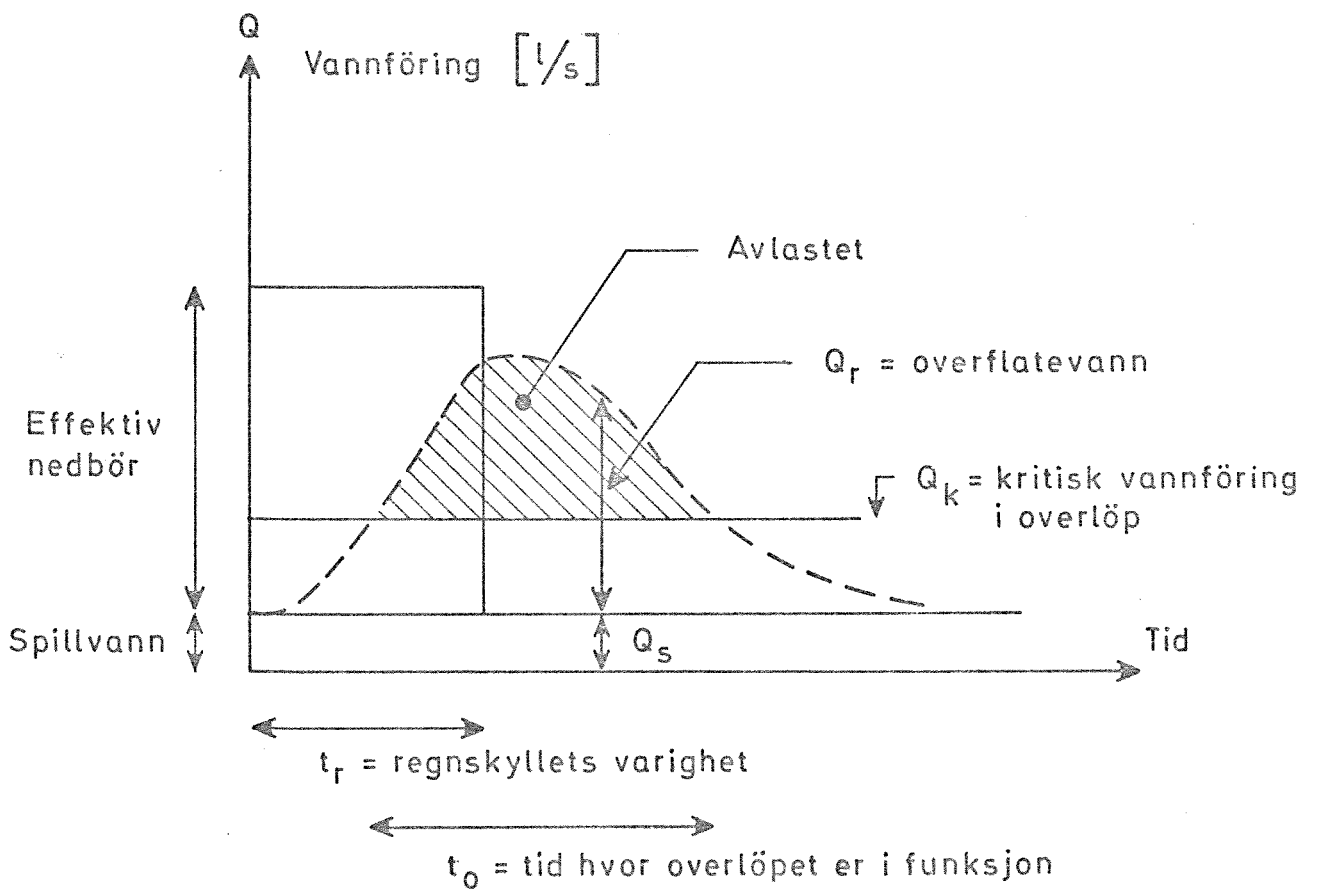


Fig. 12 Beregning av forurensninger avlastet i overlöp, med matematisk modell

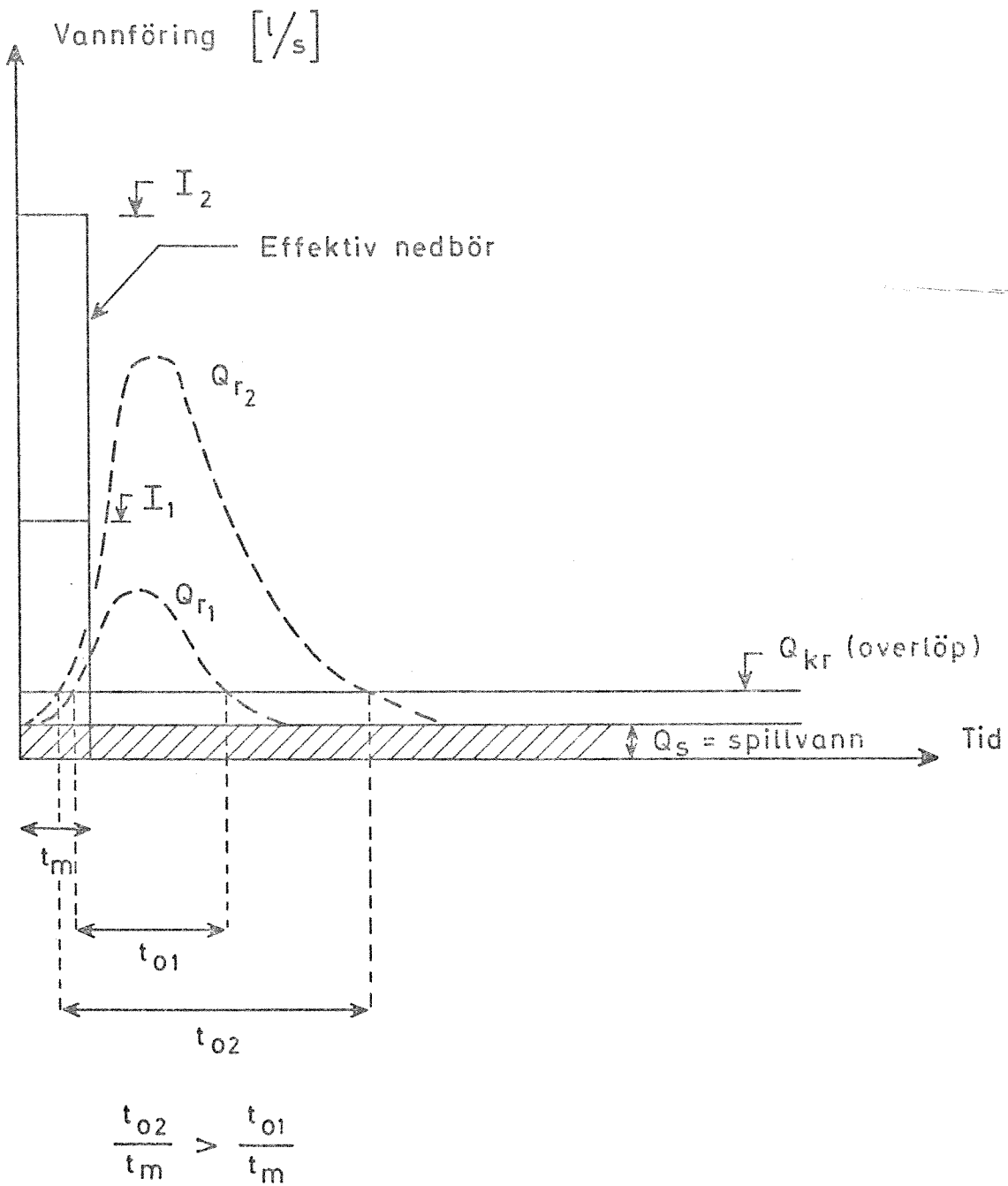


Fig. 13 Illustrasjon til avlastningsberegninger

Grunnen til at avviket er størst for korte regnvarigheter er at rørmagasinerings-effekten da vil dominere. Vannføringen før overløpet utjevnes derfor så mye at et mindre volum avlastes i overløpet.

Avviket stiger sterkt ved små regnintensiteter. Dette skyldes også at rørmagasinerings-effekten da vil dominere.

Grunnen til at kurvene stadig synker ved en økende regnintensitet, skyldes dermed en økende effekt, som er illustrert i figur 13. Den tid spillvannet influerer i avlastningen, øker med økende regnintensitet. Dette har betydning så lenge konsentrasjonen i spillvannet er større enn i overflatevannet.

4.5.2 Fordrøyningsbassenger

Ved beregning av fordrøyningsbassenger har man som regel benyttet ferdig oppsatte nomogrammer. Disse nomogrammene er satt opp for spesielle nedbørssammenhenger og gjelder følgelig ikke hvor man har andre nedbørforhold. Benyttes likevel slike nomogrammer, kan avviket fra det korrekte bli 50-100%, avhengig av nedbørforholdene på stedet.

Benytter man den matematiske modellen, finner man avløpshydrografen for det spesielle feltet ved stedets spesielle nedbørssammenhenger. Et korrekt bassengvolum finnes da ved å integrere under avløpskurven. Dette gjøres numerisk i datamaskinen.

Selv om det utarbeides nomogrammer for stedets særegne nedbørsdata, vil resultatene avvike fra det korrekte. Dette beror på at den virkelige situasjon, som den matematiske modellen prøver å representere, innebærer ulike forhold i de ulike felter, som f.eks. forskjellige markforhold, helninger, innlagring av vann i rørene osv.

Størrelsen på den feil som oppstår på grunn av dette, er avhengig av regnskyllets lengde og intensitet. Ved en beregning for Oppsal-feltet (se Fremdriftsrapport nr. 1) gav EDB-metoden 20% mindre basseng enn manuelle metoder. Dette var ved et 20 minutters regnskyll. Hovedårsaken til dette avviket var at den manuelle metoden ikke tok hensyn til magasinerings i ledningsnett. Den manuelle metoden som ble benyttet, var Annen und Londongs dimensjoneringsdiagram.

4.5.3 Ledningsnettet

Hvilken betydning beregningsmetodikken kan ha på ledningsdiametre og dermed anleggskostnader, er beskrevet i en rekke eksempler i Fremdriftsrapport nr. 1, avsnitt 4.2.

4.6 Praktisk utnyttelse av ledningsnettmodellen

Ledningsnettmodellen står til fri avbenyttelse for alle interesserte. Et VA-konsulentfirma har allerede benyttet modellen til å beregne en del av overvannssystemet i Drammen. Ledningsnettmodellen beregnet vannføringer som funksjon av tid etter regnskylllets start, og den fant på grunnlag av dette hvor i systemet man hadde for dårlig kapasitet. Oppstuvninger som følge av den dårlige kapasitet ble også beregnet. Både kommunen og konsulenten var fornøyd med resultatet.

To andre kommuner samt et annet VA-konsulentfirma har i tillegg varslet interesse for bruk av ledningsnettmodellen. Brukere betaler kun for maskinleie hos et datafirma samt for eventuell konsulentassistanse på timebasis fra NIVA's side.

4.7 Detaljert beskrivelse av modellens struktur

Ledningsnettmodellen består av en rekke subrutiner eller delprogrammer som har hver sine oppgaver. Foreløpig har man 26 subrutiner. En oppdeling av modellen i mange subrutiner gjør at utvidelser, forandringer og vedlikehold blir enklere å utføre.

I appendiks A er alle subrutiner beskrevet.

5. MODELL FOR RENSEANLEGG

I de fleste renseanlegg varierer den tilførte vannføring sterkt. Dette skriver seg dels fra rene spillvannsvariasjoner og dels fra overvanns- og infiltrasjonsvannspåvirkninger. Disse store vannføringsvariasjonene vanskeliggjør en riktig prosjektering og drift av anleggene. For å overvinne de største ulempene innsettes det som regel overløp i anleggene. Dette fører imidlertid til at store mengder forurensinger går til resipient. Den matematiske modell som er utviklet i dette prosjektet, vil blant annet bli et viktig hjelpemiddel for å finne retningslinjer for en riktig behandling av overløpene. Modellen vil også kunne benyttes direkte i prosjekteringsarbeidet med renseanlegg.

I modellen for renseanlegget er det tatt med de vanligst forekommende enheter i mekaniske, biologiske og kjemiske renseanlegg. Figur 7 viser de enheter som foreløpig er med. I modellen er dessuten foreløpig bare inkludert fjerning av BOF. Suspendert stoff inngår i modellen der denne er nødvendig for en beskrivelse av parameteren BOF.

5.1 Modelltype

Den matematiske modellen er deterministisk, idet en gitt utgangssituasjon fører til et bestemt resultat uten at sannsynlighetsbegrepet trekkes inn. Modellen skal brukes til å optimalisere et teknisk system over en gitt tidsperiode. Den kan sies å være kvasidynamisk, idet tiden ikke inngår som en variabel i likningssystemet. I stedet beregnes en rekke øyeblikkssituasjoner hvor man antar stasjonært tilstander i det øyeblikket man beregner for. I modellen beregnes en ny tilstand for hvert minutt av et regnskyll. Det totale resultat settes så sammen av de beregnede øyeblikksbilder.

5.2 Strømningsbildet

Figur 7 viser skjematisk strømningsbildet i den eksisterende modellen. Strømvektorene er nummerert fra 1 til 22. Den enhet som på figur 7 er kalt S.B. (Slambehandling), inngår som en egen subrutine i renseanleggmodellen. Strømningsbildet for S.B. er vist på figur 22.

Alle strømvektorer har i dag en vannføring (l/s) og BOF (g/s). I tillegg har enkelte vektorer suspendert stoff (g/s) og en oppsplitting av BOF i partikulært og løst stoff. Strømvektorene i slambehandlingsmodellen har alle vannføring (l/s), partikulært og løst BOF (g/s), total fosfor (g/s) og total nitrogen (g/s).

Ved hjelp av de overløp som er skissert i figur 7, kan vannstrømmene dirigeres i den størrelse og den retning man ønsker. Fordrøyningsbassenget magasinerer opp flomtopper som senere kan slippes ut etter visse kriterier. Se figur 6. Dersom man ønsker å fjerne en enhet fra anlegget, settes volumet av denne enhet lik null. Det går for øvrig frem av figur 7 at man ved å manipulere med overløpene kan velge om de biologiske enheter skal komme foran de kjemiske eller omvendt.

Figur 6 viser en prinsippskisse som illustrerer hvordan de ulike vannstrømmer kan fordele seg i den første delen av modellen.

5.3 Prosessbeskrivelse for renseanlegget.

Preliminær behandling

Den første enheten i modellen er preliminær behandling, se figur 7. Denne enheten regnes ikke å ha noen effekt i renseprosessen, men bidrar likevel i de totale kostnader. Preliminær behandling innebærer i prinsippet rist og sandfang.

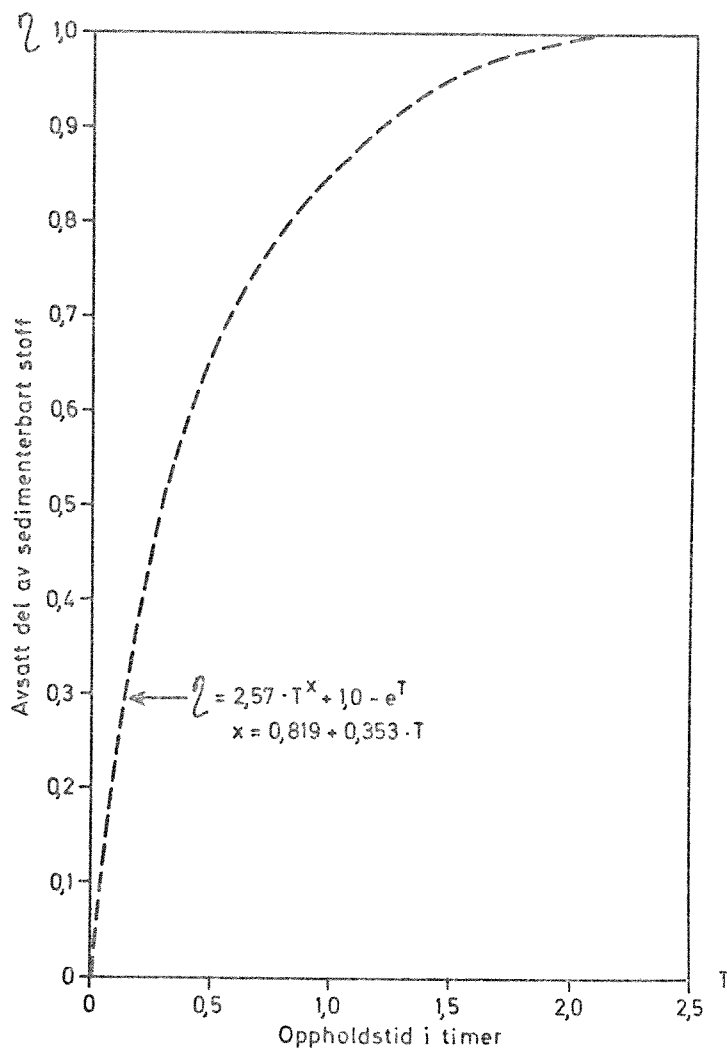
Fordrøyningsbasseng

I fordrøyningsbassenget regnes det ikke med avlagringer eller noen annen form for renseseffekt. Det antas imidlertid at forurensingene som tilføres bassenget, øyeblikkelig er fullstendig blandet (complete mixing). Konsentrasjonen i influent kan derfor i samme tidspunkt være svært forskjellig fra konsentrasjonen i effluent.

Forsedimentering

For beskrivelse av forsedimenteringsprosessen er Husmanns kurve anvendt (1).
Se figur 14.

Fig.14 Avsatt del av sedimenterbart stoff som
funksjon av oppholdstid i forsedimentering



Det er foreløpig antatt at den BOF mengde som kommer til forsedimenteringen, består av:

- 28% avsettbart stoff
- 36% kolloidalt stoff
- 36% løst stoff.

Ifølge figur 14 vil derfor 28% BOF fjernes i forsedimenteringen ved en oppholdstid på 2,5 timer.

Luftetank

Renseeffekten som oppnås i forbindelse med den biologiske behandlingen, tar følgende faktorer i betraktning: Nominell slambelastning, hydraulisk belastning og temperatur i luftetanken. Disse tre hovedfaktorer påvirkes av en rekke "underfaktorer" som volum av luftetank, mengde suspendert stoff i returslam og luftetank, returslamforhold og tilført BOF mengde. Figur 15 viser den benyttede sammenheng mellom slambelastning og basisrenseeffekt med hensyn til BOF. Denne sammenheng er avledet av Wuhrmanns kurver, se (1) side 228. Basisrenseeffekt er basert på en temperatur på 20 °C og en hydraulisk belastning tilsvarende ca. 500 l/p.d.

Basisrenseeffekten, med hensyn til BOF, modifiseres i henhold til den hydrauliske belastning slik figur 16 viser. Denne sammenheng er tatt fra (1), side 215. Basisrenseeffekten modifiseres dessuten for temperaturen i luftetanken slik figur 17 viser. Denne sammenheng er basert på (2) samt en justering etter observerte forhold i Norge.

Overskuddsslam fra luftetanken i modellen står i forhold til slambelastningen og temperaturen i luftetanken.

Den matematiske sammenheng er vist i figur 18.

Ettersedimentering

Overflatebelastningen i meter pr. time er foreløpig den eneste faktor i modellen som påvirker ettersedimenteringsenheten. Som figur 19 viser, er det lagt inn en sammenheng mellom overflatebelastning og suspendert stoff i effluenten. Se (3) i litteraturlisten.

Denne sammenheng vil imidlertid variere sterkt fra anlegg til anlegg, og om man er i tvil om hvilken som skal brukes, bør man prøve flere alternativer for å se hvilket utslag dette gjør. Siden det er BOF parameteren man er interessert i, er det nødvendig å kjenne innholdet av BOF i det suspenderte stoffet.

Fig. 15

Basis-renseeffekt (BOF) i luftetank vs. slambelastning

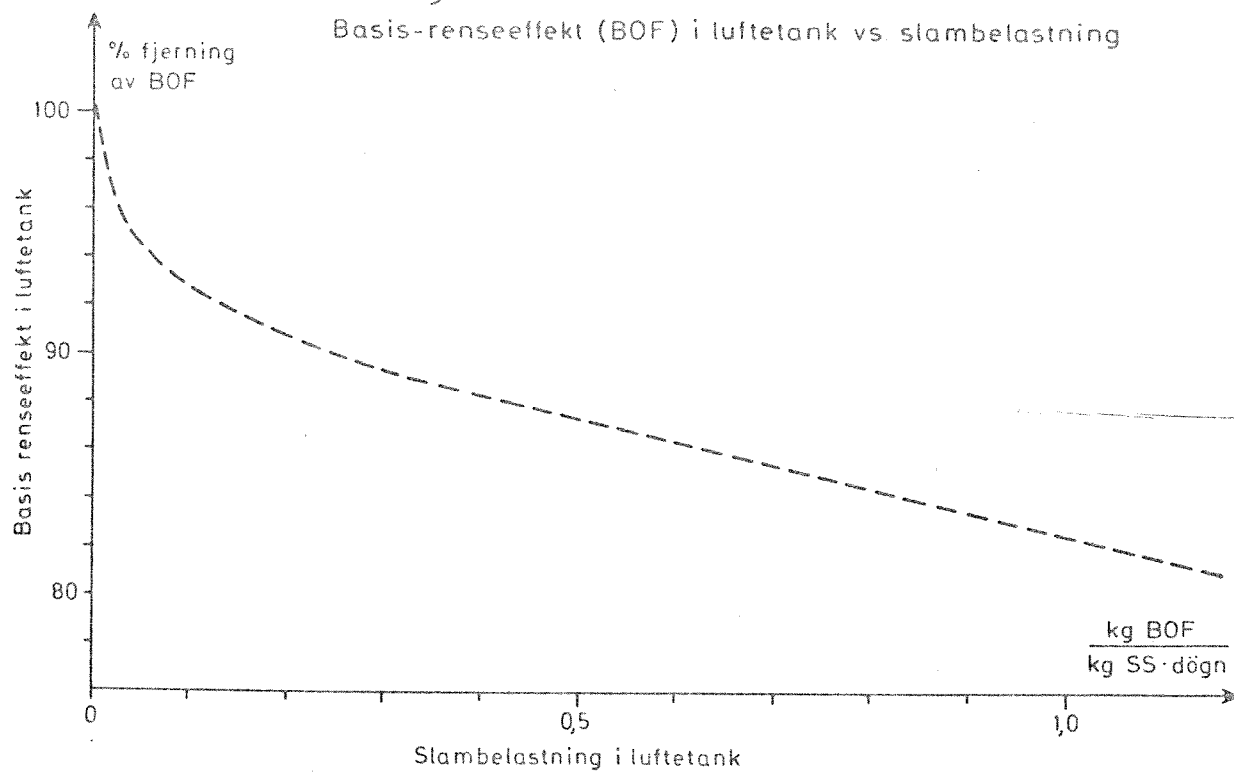


Fig. 16

Renseeffekt (BOF) i luftetank vs. hydraulisk belastning

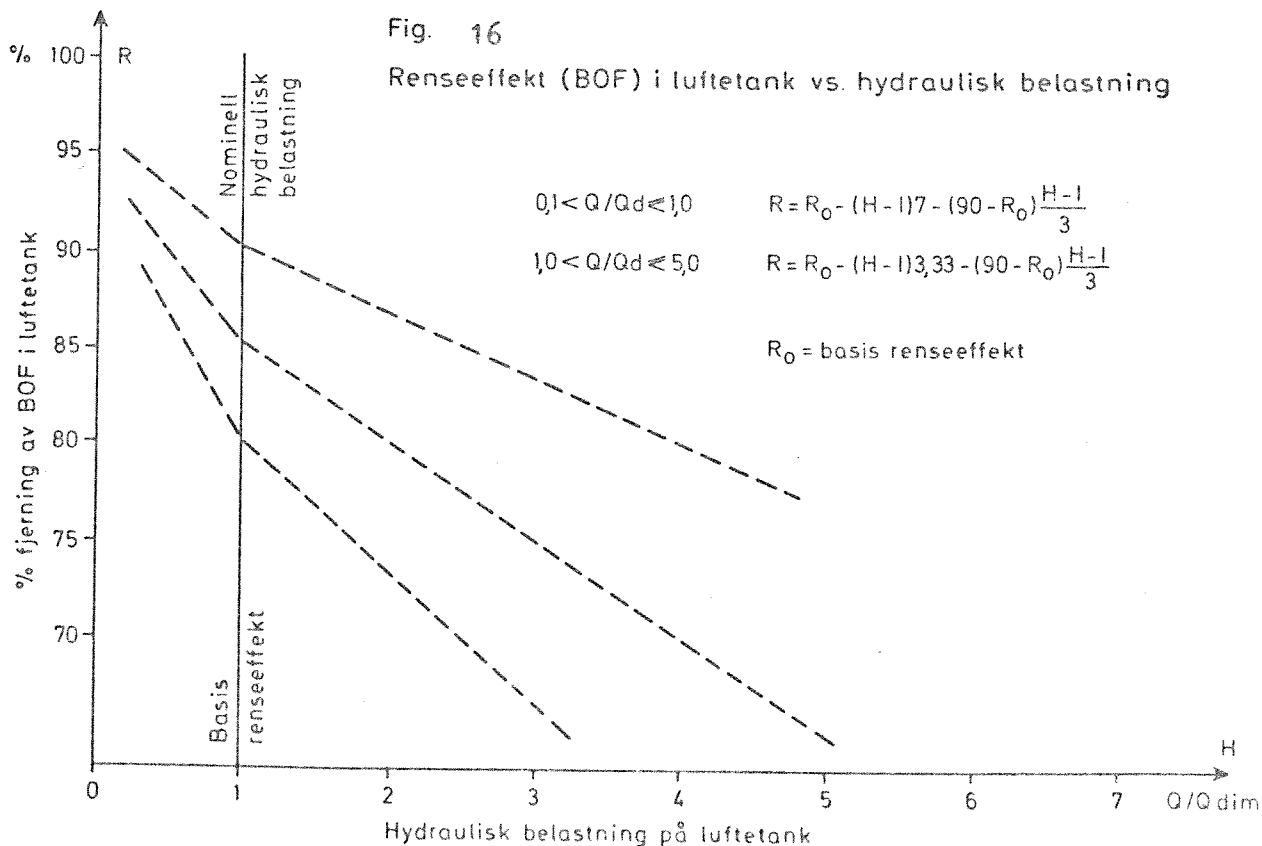
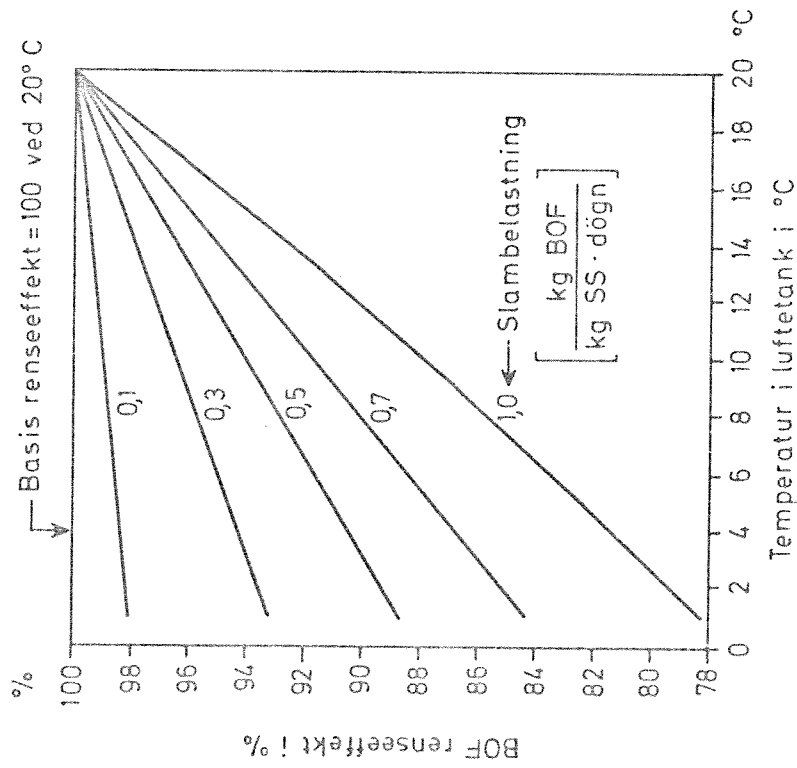


Fig. 17

Renseeffekt (BOF) som funksjon av temperatur

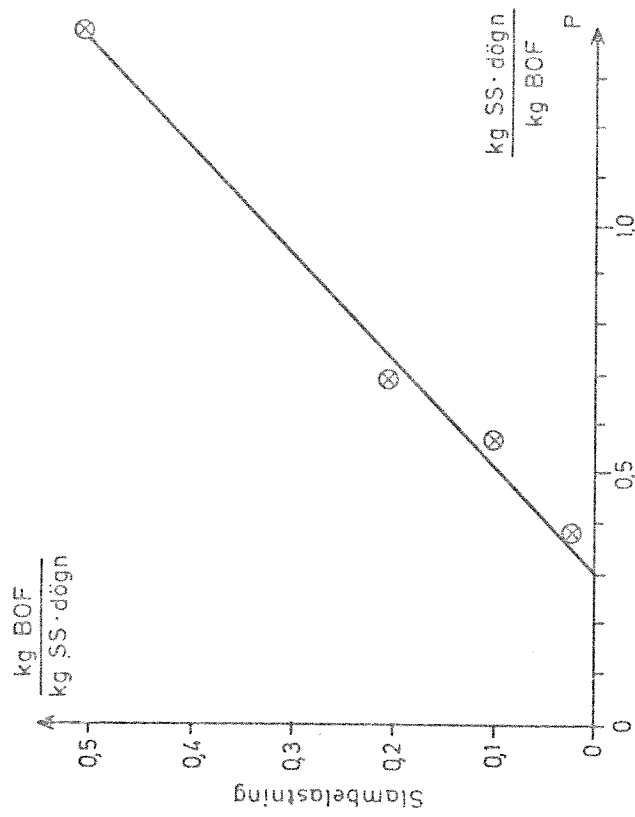


$$\text{Renseeffekt}_{t^{\circ}\text{C}} = \text{renseeffekt}_{20^{\circ}\text{C}} \cdot \Theta^{t-20}$$

$$\Theta = 0,9997 + 0,0133 \cdot \text{slambelastningen}$$

Fig. 18

Overskuddslam fra luftetank vs. slambelastning



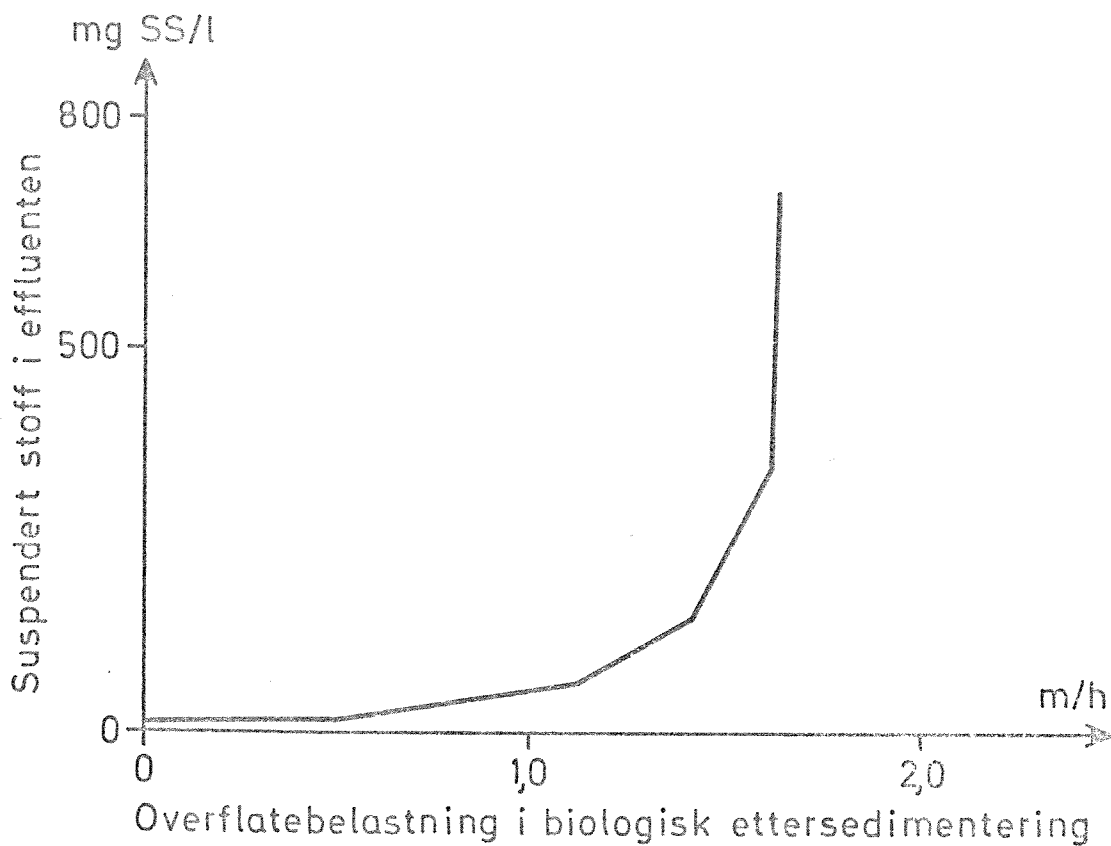
$$\text{Overskuddslam} = P \text{ (kg SS/døgn/kg BOF)}$$

$$P = (0,3 + \text{SLMBEL} \cdot 2,15) \text{ TEMPKR}$$

$$\text{TEMPKR} = 1 + 0,02(16 - \text{TEMP}) \text{ (temperaturkorreksjon)}$$

TEMP = temperatur i °C i luftetanken

Fig. 19 Suspensert stoff i effluenten
fra biologisk ettersedimentering

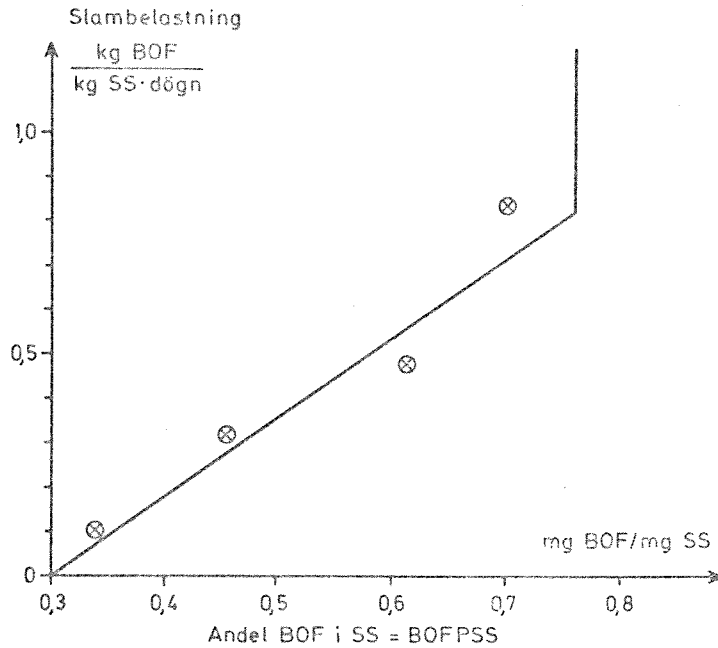


I figur 20 er det satt opp en sammenheng mellom BOF-innhold i SS og slambelastningen. Denne sammenheng er hentet fra (4).

I ettersedimenteringens effluent skilles det mellom løst og partikulært BOF.

Fig. 20 Andel av BOF i suspendert stoff fra ettersedimenteringen vs. slambelastning

$$\begin{aligned} & \text{SLMBEL} \leq 0,8 \\ & \text{BOFPSS} = 0,3 + 0,58 \cdot \text{SLMBEL} \\ & \text{SLMBEL} > 0,8 \\ & \text{BOFPSS} = 0,76 \end{aligned}$$



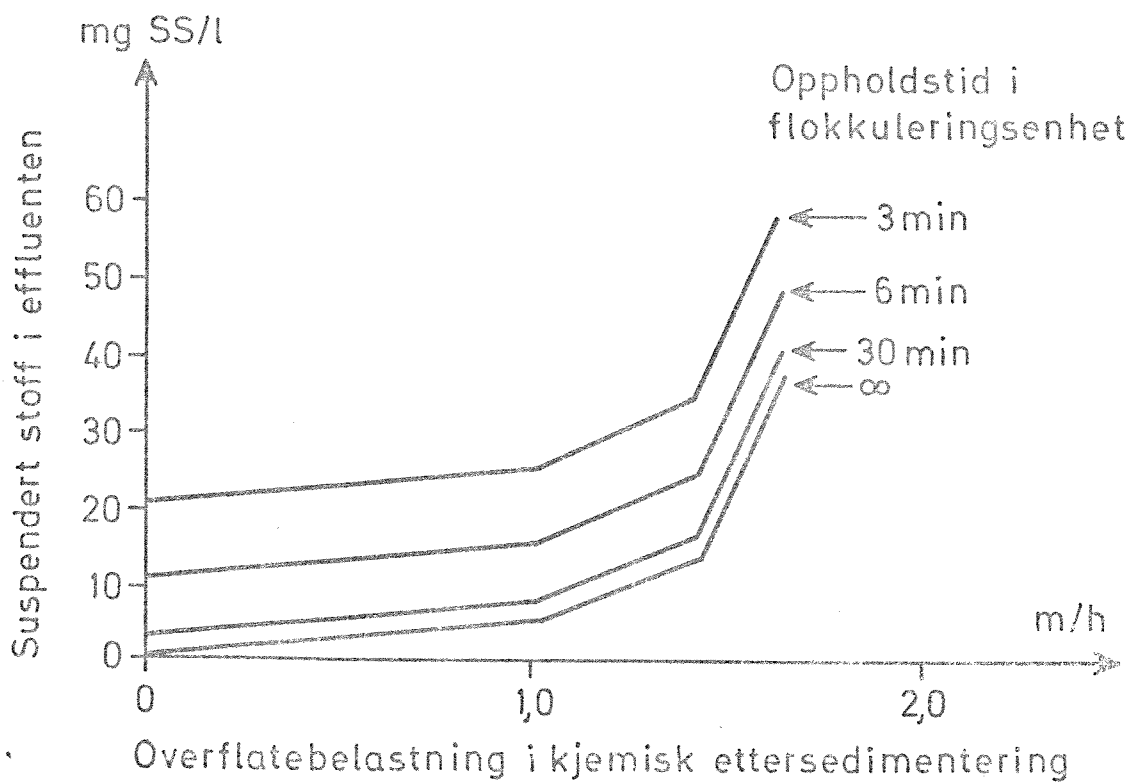
Etter W. W. Eckenfelder, International association on water Pollution research 1969

Kjemisk trinn

Flokkuleringsenheten og ettersedimenteringen i det kjemiske trinnet er i modellen behandlet samlet, slik figur 21 viser. På dette punkt vet man foreløpig lite, men etter hvert som våre kunnskaper øker, vil modellen bli justert, eventuelt delvis forandret.

Overflatebelastningen i den kjemiske ettersedimenteringen og oppholdstiden i flokkuleringsenheten er de eneste faktorer som påvirker modellens kjemiske trinn. Det er derfor antatt at man har automatikk som alltid sørger for optimal pH og kjemikalidosering.

Fig. 21 Suspended matter in effluent from chemical sedimentation



5.4 Prosessbeskrivelse - slambehandling

5.4.1 Målsetting

En vurdering og optimalisering av behandling og disponering av slammet som produseres i et renseanlegg, må omfatte en rekke enhetsprosesser. En enkeltprosess kan være avhengig av bruken av andre prosesser i et spesielt flyteskjema. Med hensyn til virkningsgrad og andre driftsforhold kan en enhetsprosess også representere et helt eller delvis alternativ til andre enhetsprosesser. Det er derfor viktig at de enhetsprosesser som inngår i slambehandlingen, vurderes i et helhetsbilde som inkluderer alle trinn fra produksjon av slam til den endelige disponeringen.

Kostnadene som er knyttet til slambehandlingen, kan være svært betydningsfulle, også sett i forhold til renseanleggets total kostnader - i enkelte tilfeller kan de gå opp til 40% av de totale anleggs- og årskostnader. Slambehandlingen er ofte også den del av renseanlegget hvor en har de største muligheter til å komme frem til vesentlige besparelser ved optimaliseringsanalyser. De viktigste målene for prosessanalysen og kostnadsopptimaliseringen av slambehandlingsprosessene er derfor:

- 1) å bestemme driftsforhold og virkningsgraden for de forskjellige enhetsprosessene både med hensyn til slammet som sådan og for de returvannganger som føres tilbake på renseanlegget,
- 2) utvikle, på dette grunnlag og for forskjellige slambehandlingsflyteskjemaer, anleggs- og driftskostnader for alle deler av anlegget,
- 3) vurdere virkningene av valg av renseprosesser og dermed slamtyper og mengder tilført slambehandlingsanlegget, og
- 4) føre analysen av slambehandlingen til den endelige disponeringen av slammet, slik at optimaliseringen kan foregå innenfor rammen av en helhetsvurdering for anlegget.

5.4.2 Angrepsmåte

I første omgang er det for den beregningsmetoden som diskuteres i det følgende, bare tatt sikte på en grovere analyse av generell gyldighet, men med lavere grad av nøyaktighet i detaljene. Resultatene som oppnås,

kan senere brukes til å indikere hvilke deler av likningssettet som trenger videre utvikling. Optimalisering av slambehandlingen er ikke automatisk, men er basert på en prøve-feile metodikk. Slambehandlingsprogrammet er på det nåværende tidspunkt heller ikke koblet direkte til renseanleggmodellen og er derfor på det nåværende utviklingstrinn en separat enhet som kan brukes helt uavhengig av renseanleggmodellen. Senere vil en sammenkobling skje.

I dette første utviklingstrinn av modellen er alle hovedberegninger og massebalanser basert på konsentrasjoner (vekt/volum) av suspendert stoff, og det er ikke tatt hensyn til de forandringer i slamvannføringene som skjer om volumet av de faste stoffene også følges gjennom prosessene. Analysen av slambehandlingsanlegget startes ved å bestemme forskjellige input-verdier for viktige parametre og ved et valg av flyteskjema. De forskjellige enhetsprosessene som er inkludert i flyteskjemaet analyseres ved en enhetlig metodikk. En vektor, som består av vannføring og forurensingskomponenter, er gitt som innløp til hver enhetsprosess, og subrutinen for denne enhetsprosessen beregner så vannføring og forurensingskomponenter på slammet som føres ut og også på returvannet som føres tilbake på anlegget.

Som resultat av slambehandlingsprogrammet får en fire tabeller. Den første tabellen, tabell SB-1, beskriver de forurensingskomponenter og vannmengder som kommer til slambehandlingsanlegget fra de forskjellige enhetsprosesser i renseanlegget (forsedimentering, aktivslamanlegg, kjemisk felling) og fra eventuelle tilførsler av septiktankslam. Denne tabellen gir også vannføringene og komponentene som fremkommer når disse blir blandet. Den andre tabellen, tabell SB-2, gir vannføringer og komponenter på slammet etter de forskjellige prosesstrinnene. I en tredje tabell er gitt vannføringer og komponenter i returvannet som produseres ved de forskjellige enhetsprosessene og den totale vannføring og forurensingsbelastning som føres tilbake på renseanlegget. Tabell SB-4 inneholder kostnader som er videre diskutert under punkt 5.5.

Tabell SB-1 til SB-4 viser for øvrig et eksempel beregnet av slambehandlingsprogrammet. Tabellene er trykt direkte av datamaskinen.

TABELL SB-4

KOSTNADER

I	ANLEGGSKOSTNADER				DRIFTS- I				ARSKOSTNADER						
	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I		
I	TUSEN	I	TUSEN	I	TUSEN	I	TUSEN	I	TUSEN	I	KR./M3	I	KR./M3	I	KR./TON
I	KR.	I	KR./L/SEKI	I	KR./RR	I	KR./RR	I	KR./PE,ARI	I	AVLØPSV.	I	SLAM	I	TØRRSTOFFI
I	I	I	DIM.	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I	127.1	I	2.11	I	18.1	I	9.1	I	3.421	I	.021	I	4.881	I	81.441
I	592.1	I	9.84	I	85.1	I	40.1	I	15.961	I	.111	I	57.011	I	1902.491
I	28.1	I	.46	I	4.1	I	1.1	I	.701	I	.001	I	36.901	I	92.361
I	0.1	I	.00	I	0.1	I	1.1	I	.111	I	.001	I	6.021	I	15.061
I	747.1	I	12.40	I	107.1	I	51.1	I	20.191	I	.141	I	19.841	I	719.851

MERK: FOR TABELL SB-4 ER BRUKT
 FØLGENDE DATA :
 AVLØPSVANNMENGDE TILFØRT ANLEGGET : 2800000. L/D
 SLAMVANNFØRING : 52500. L/D
 PERSONEKVIVALENTER : 7000.

GIVE PROCESS ALTERNATIVE

5.4.3 Input-verdier

Analysen av slambehandlingsprosessene startes ved et valg av ett eller flere flyteskjemaer. Flyteskjemaene velges ut fra en liste av standardiserte flyteskjemaer. De syv alternativene som kan brukes nå, er vist i figur 22. Disse flyteskjemaene er valgt ut både for å være representative for nåværende praksis og for vurdering av enkelte mer moderne flyteskjemaer. I tillegg til disse er det satt av plass for utvidelse til totalt 20 flyteskjemaer. Disse flyteskjemaene kan baseres på de enhetsprosessene som er gitt i figuren eller på andre enhetsprosesser som en i så fall må utvikle prosessanalyse- og kostnadsfunksjoner for. Det er satt av plass for opptil 15 slike enhetsprosesser.

En serie input-verdier for viktige vannføringer og komponenter må også gis ved begynnelsen av programmet. Ut ifra disse parametrene, vist i tabell 5, blir det også beregnet et utgangspunkt av verdier for BOF, fosfor og nitrogen. Disse verdiene er her beregnet etter de relasjoner som er vist i tabell 6. Når slambehandlingsprogrammet senere kobles sammen med rensenanleggprogrammet, vil alle disse dataene kunne suppleres direkte fra dette programmet.

Totaltilførsler av forskjellige forurensingskomponenter beregnes ved å multiplisere konsentrasjonene og vannføringene fra de forskjellige prosessenhetene, summere disse og dividere med totaltilførselen av slam.

Utgangsverdiene for slamvannføringene og forurensingskomponentene skrives ut umiddelbart etter at de er beregnet. Eksempel på slik utskrift er gitt på side 52 og 53.

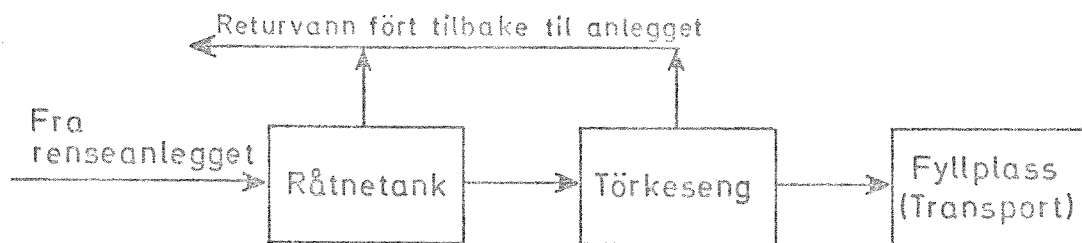
5.4.4 Enhetsprosesser - prosessanalyse

For samtlige prosesser gjelder det at de er analysert enhetlig, som vist i figur 23. Alle innløps- og utløpsledninger er definert ved en vektor som har verdier for slamvannføringen, partikulært BOF, oppløst BOF, total fosfor og total nitrogen. Prosessanalysen består i å følge disse parametrene gjennom enhetsprosessen, både i tilknytning til slammet og til returvannet. I de fleste tilfeller er vektoren for slammet som fraføres anlegget, beregnet først, og returvannets vektor er så funnet ved massebalanser.

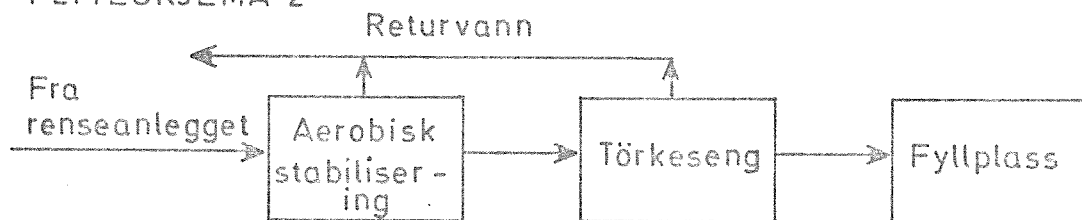
Fig. 22

Alternativer ved valg av flyteskjema

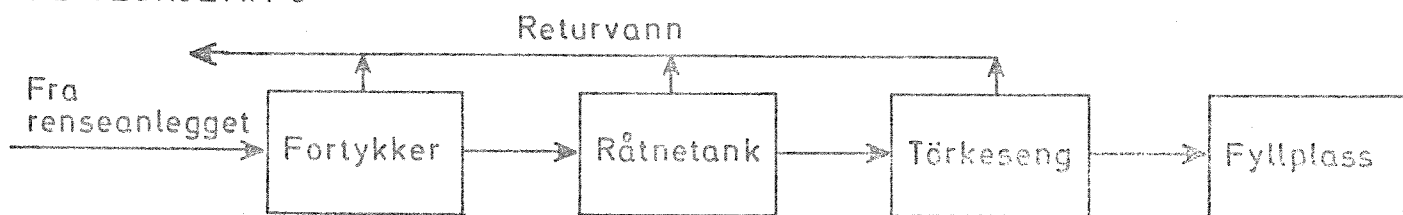
FLYTESKJEMA 1



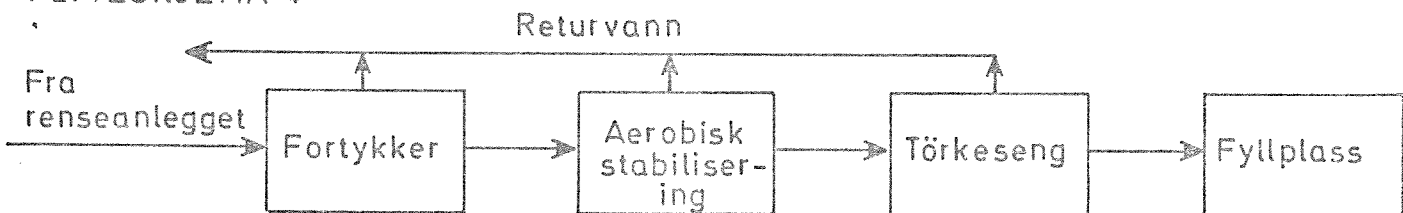
FLYTESKJEMA 2



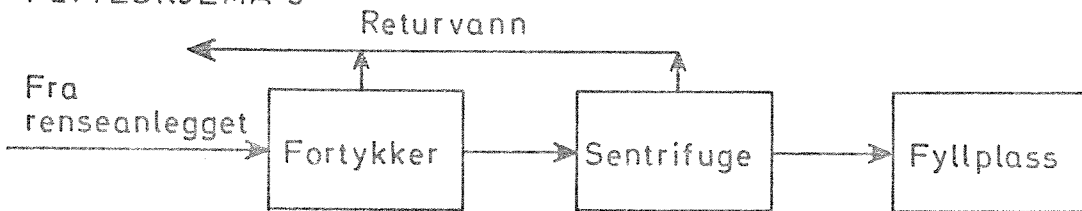
FLYTESKJEMA 3



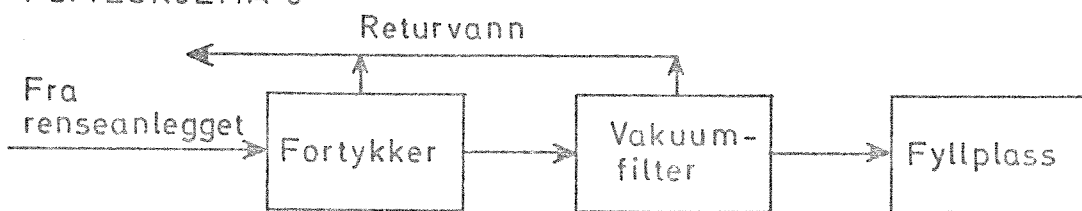
FLYTESKJEMA 4



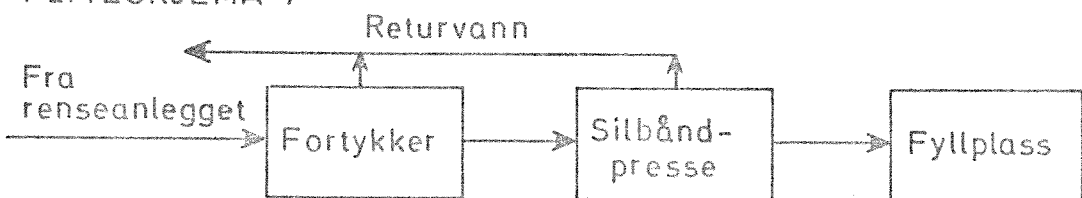
FLYTESKJEMA 5



FLYTESKJEMA 6



FLYTESKJEMA 7



GRUNNLEGGENDE INPUT-PARAMETRE

FORTRAN symbol	Benev- ning	F o r k l a r i n g
Q12	l/d	Slamvannføring fra forsedimenteringstanken (l/sek internt).
Q13	l/d	Slamvannføring fra aktivslamanlegget (l/sek internt).
Q20	l/d	Slamvannføring fra det kjemiske fellingsanl(l/sek internt).
QST	l/d	Slamvannføring fra septiktanktømming (l/sek. internt).
QA	l/d	Gjennomsnittsvannføring til renseanlegget - tørrrørs vannføring (l/sek internt).
QDIM	l/d	Dimensjonerende vannmengde for renseanlegget (l/sek internt)
SSQ12	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra forsedimenteringstanken.
SSQ13	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra aktivslamanlegget.
SSQ20	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra det kjemiske fellingsanlegget.
SSQST	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra septiktanktømming.
PE		Personekvivalenttall for vannføringen tilført renseanlegget. (Basert på 400 /p.d.).

BEREGNING AV UTGANGSVÆRDIER FOR
KONSENTRASJONER AV FORURENSNINGSKOMPONENTENE

Renseprosess (kilde)	B O F		Totalfosfor mg/l	Totalnitrogen mg/l
	Partikulært mg/l	Oppløst mg/l		
Forsediment.	SSQ12	$SSQ12 (1 - \frac{SSQ12}{1100000})$	0,009 SSQ12	0,035 SSQ12
Aktivslamanl.	SSQ13	$BOFEFL(1 - \frac{SSQ13}{1100000})$	0,014 SSQ13	0,044 SSQ13
Kjemisk fell.	SSEFL $\frac{QA}{Q20}$	$BOFEFL(1 - \frac{SSQ20}{2000000})$	0,034 SSQ20	0,015 SSQ20
Septiktank- slam	SSQ12	$SSQ12 (1 - \frac{SSQ12}{1100000})$	0,009 SSQ12	0,035 SSQ12

Mrk.: 1) Symboler som i Tab. 2 med følgende tillegg:

SSEFL (mg/l) Konsentrasjonen av suspendert stoff i overløpet fra ettersedimenterings-tanken.

BOFEFL(mg/l) Konsentrasjonen av oppløst BOF i overløpet fra ettersedimenteringstanken.

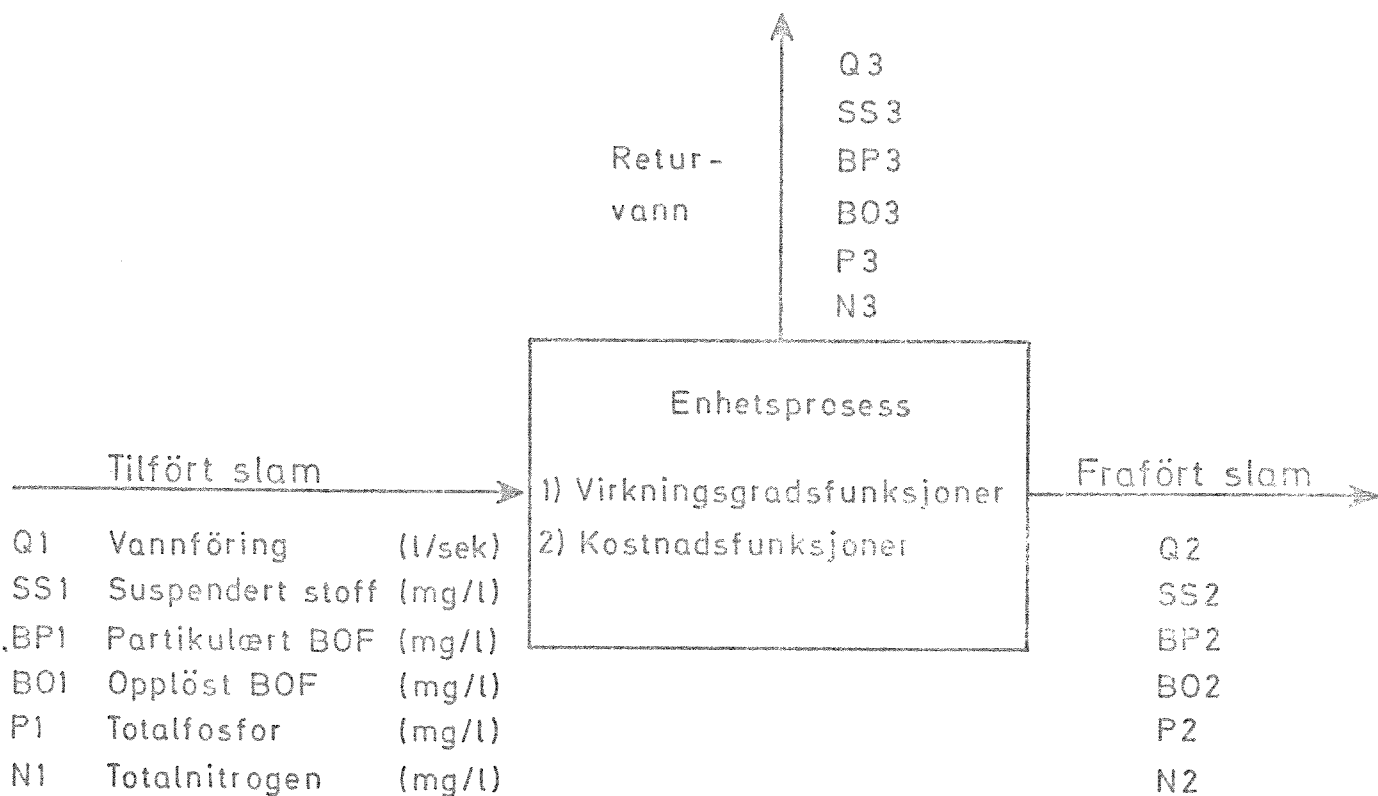
2) Verdier brukt her:

SSEFL = 30,0 mg/l

BOFEFL = 30,0 mg/l

Fig. 23

SKJEMA FOR ANALYSE AV ENHETSPROSESSENE



Fortykker

Fortykkerens virkningsgrad er avhengig av oppholdstiden, men ved en oppholdstid større enn 6 timer oppnår man liten forbedring. Det er her brukt 24 timers oppholdstid og en konstant konsentrasjon på slammet som tas ut av fortykkeren, her 6% (ref. 28). Det er også antatt 95% gjenvinningsgrad gjennom fortykkeren. BOF, fosfor og nitrogen er beregnet ved å anta at mengdene som finnes i oppløst form, er ubetydelige sammenliknet med det som finnes i partikulær form, slik at en får konstant forhold til konsentrasjonene av det suspenderte stoffet.

Råtnetank

Beregningen av suspendert stoff i utløpet av denne prosessen er basert på en antakelse av 60% flyktig suspendert stoff (ref. 28), 60% reduksjon av flyktig stoff som for en oppvarmet, blandet tank (ref. 29). Det er også antatt at en får en slamvolum-reduksjon gjennom råtnetanken på 60% (ref. 28). Videre er det antatt at en har 4% suspendert stoff i det utråtne slam. Vannføringene og konsentrasjonene av suspendert stoff for utløpsslammet og returvannet er så beregnet direkte fra disse verdiene. I de tilfeller hvor massebalansen basert på disse verdiene ville gi et returvann med lavere konsentrasjon enn 200 mg/l, er returvannets konsentrasjon av suspendert stoff satt til 200 mg/l og konsentrasjonen av det utråtne slammet justert tilsvarende. BOF er beregnet ved å anta at reduksjonen i de flyktige suspenderte stoffene også representerer hele reduksjonen i BOF. Fosfor- og nitrogenkonsentrasjonene er beregnet som før fra det suspenderte stoffet, bortsett fra at en har et tillegg fra den delen av det suspenderte stoffet som går over i løst form, og som derfor kan assosieres med vannmengden.

Aerobisk stabilisering

Det er her antatt 40% reduksjon i de flyktige suspenderte stoffene, og 3% suspendert stoff i utløpet (ref. 29). Det er også antatt at det oppløste BOF etter denne prosessen er 100 mg/l. Andre parametre er beregnet som for råtnetanken.

Tørkeseng

Det er antatt at en oppnår 40% tørrstoff i kaken fra tørkesengen, at 80% av vannet som fjernes, føres tilbake på anlegget, og 20% fordamper. Det er også antatt 90% gjenvinningsgrad for denne prosessen, og at det ikke behøves å ta hensyn til volumet av de faste stoffene. På dette grunnlag og på samme måte som tidligere, beregnes suspendert stoff, vannføringer og komponenter fraført tørkesengen.

Sentrifuge

Beregningen av virkningsgrad for sentrifugeanlegget er basert på at sentrifugen drives med 95% gjenvinningsgrad (ref. 30), og at den produserer et slam med 25% tørrstoff (ref. 29). Dette gir konsentrasjonene for tørrstoff og vannføringene ved utløp og i returvannet. BOF, fosfor og nitrogen er beregnet fra det suspenderte stoffet som tidligere.

Vakuumfilter

Vakuumfilterberegningene er ikke satt opp i funksjonsform på dette tidspunkt. Ved oppkalling av vakuumfilter-rutinen vil en foreløpig få en utskrift som er basert på det beregningsgrunnlaget som er brukt ved sentrifugen.

Silbåndpresse

Beregningen av suspendert stoff i utløpet og i returvannet fra silbåndpressen er basert på 98% gjenvinningsgrad (ref. 30) og 25% tørrstoff. Vannføringen og andre komponenter er beregnet på samme måte som tidligere.

Fyllplassdisponering

Fyllplassdisponeringsberegningen gir ingen forandringer i slammet som tilføres, og heller ingen returvanmengder.

5.5 Kostnadsfunksjoner

5.5.1 Renseanlegget (eksklusiv slambehandling)

Renseanleggets delkostnader er i det vesentligste basert på de arbeider Robert Smith har utført (7), med tilpasninger til norske forhold.

Preliminær behandling og kontrollhus

For anlegg større enn tilsvarende ca. 5.000 p.e. er det forutsatt at kontrollhus med bl.a. laboratorium oppføres. Ellers inngår i denne post rister, sandfang, overløp, måleinnretninger og kanaler. Se figur 24. Figuren viser netto anleggskostnader. Funksjonene gjelder i området $500 - 50.000 \text{ m}^3/\text{d}$.

Fordrøyningsbasseng

Følgende formel for netto anleggskostnad er brukt:

$$\text{KBASS} = \text{VBAS} (600 - 0,12 \cdot \text{VBASS})$$

$$\text{KBASS} = \text{netto anleggskostnad i kroner}$$

$$\text{VBAS} = \text{volum av fordrøyningsbasseng i } \text{m}^3.$$

Formelen gjelder i området 100 til 2.000 m^3 .

Forsedimentering

Kostnader pr. m^3 volum i forsedimenteringsenheten er vist i figur 25. I kostnadene er inkludert slamskraper og slampumper. Funksjonene gjelder i området 10 til 3.000 m^3 .

Luftebasseng

Kostnader pr. m^3 volum for luftebasseng er vist i figur 26. Her er ikke inkludert kompressorer for lufttilførsel (eller overflateluftere), luftrørsystem eller luftfordelere. Det maskinelle lufteutstyret regnes separat. Formlene gjelder i området 50 til 2.000 m^3 .

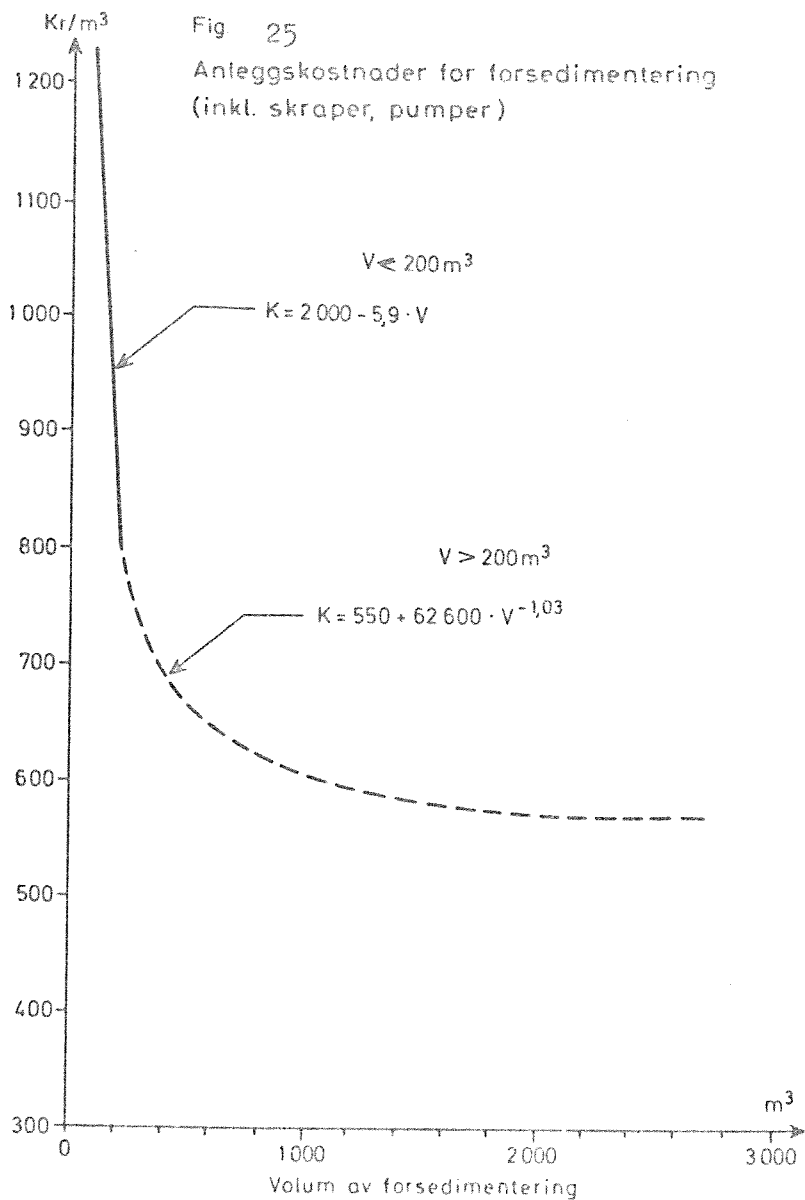
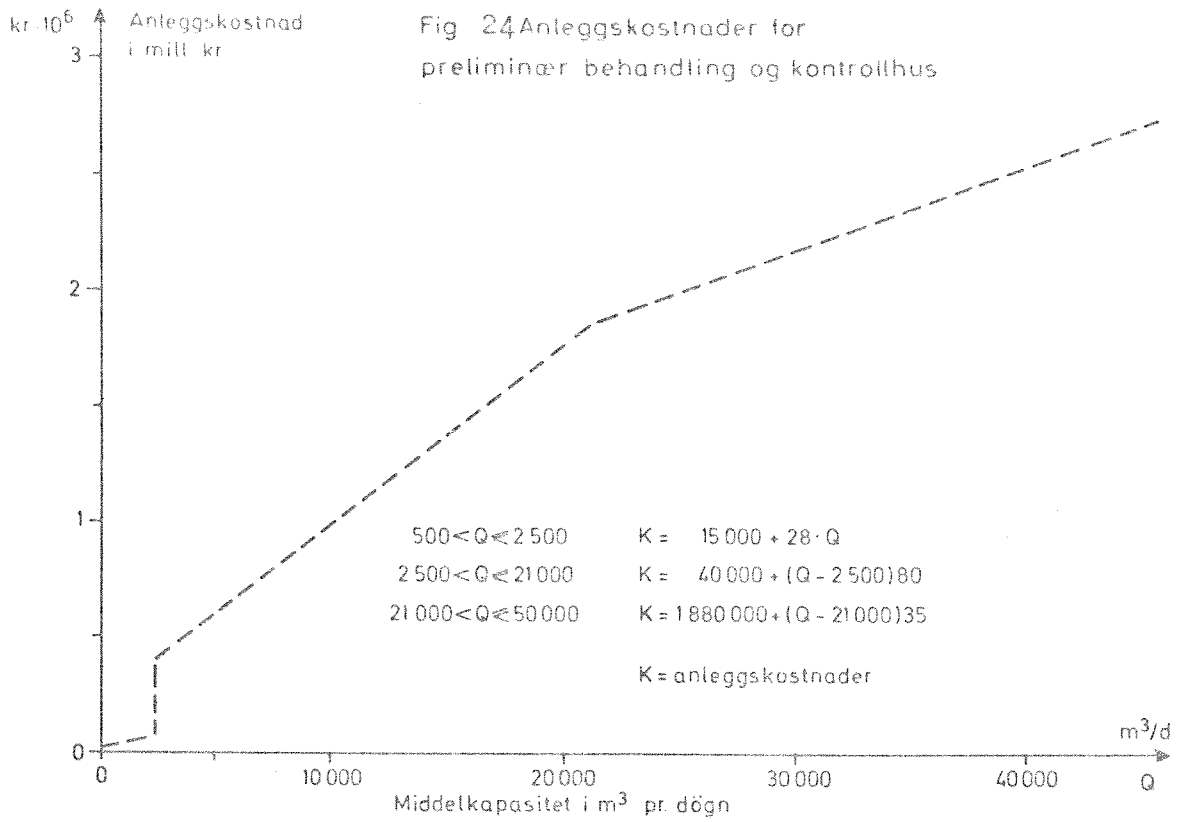


Fig. 26

Anleggskostnader for luftbasseng

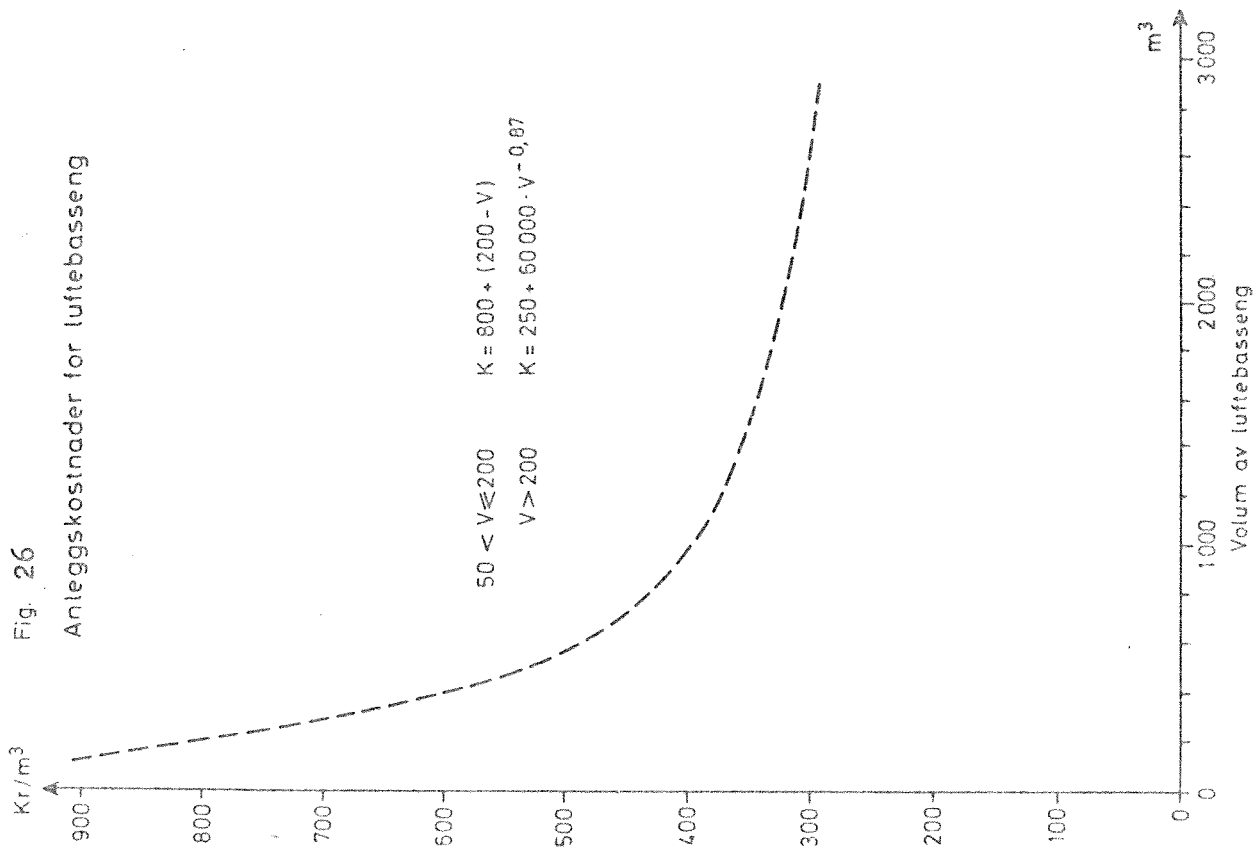
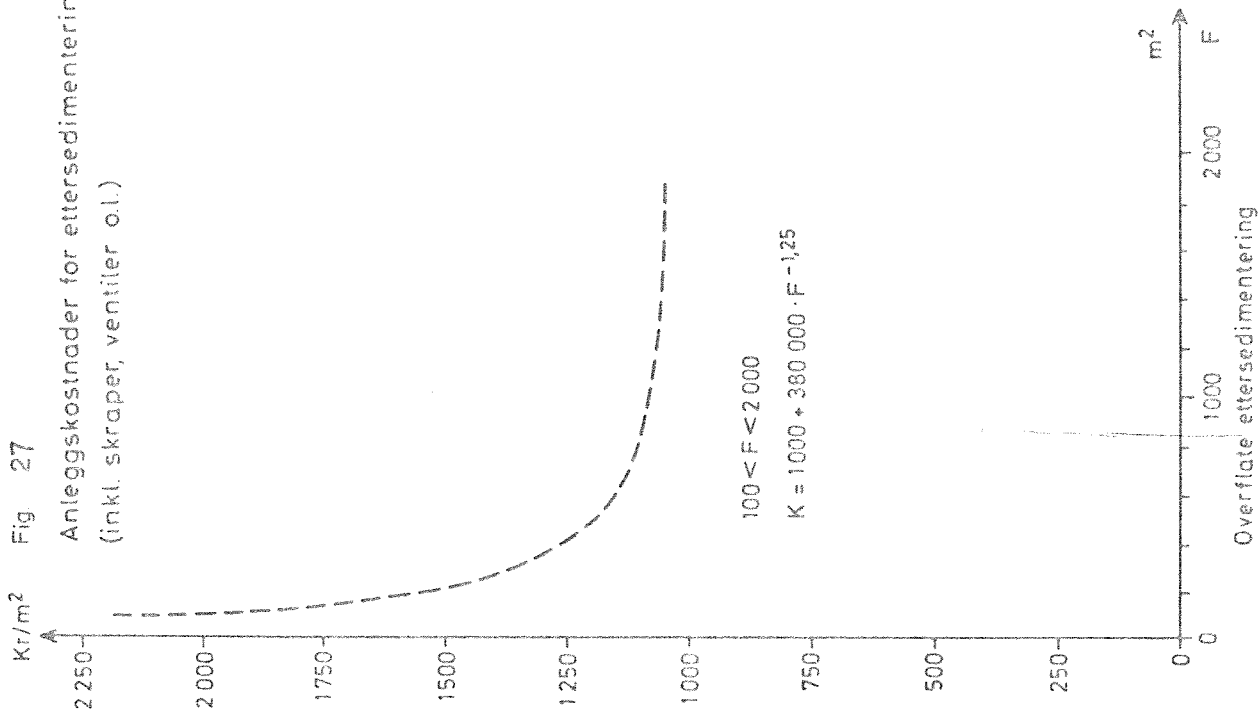


Fig. 27

Anleggskostnader for ettersedimentering
(inkl. skraper, ventiler o.l.)



Ettersedimentering

Kostnader pr. m^2 overflate for ettersedimenteringsenheten er vist i figur 27. I kostnadene er inkludert slamskraperutstyr, men ikke retur-slampumper, da dette regnes ut separat. Formelen gjelder i området $50-2.000 m^2$.

Flokkuleringsenheten

Kostnader pr. m^3 volum følger den samme funksjon som forsedimenteringen. Padlere og motorer er inkludert.

Ettersedimentering - kjemisk trinn

Kostnadsfunksjon er den samme som for biologisk ettersedimentering.

Lufteutstyr

Anleggskostnader for luftkompressorer, luftfordelere og luftrørsystemet blir beregnet etter formelen:

$$K = 50.000 + QDIM \cdot 10$$

$$K = \text{Anleggskostnad i kroner for lufteutstyr}$$

$$QDIM = \text{Dimensjonerende hydraulisk kapasitet i } m^3/d \text{ (500 l/p.d).}$$

Kjemikaliedoseringsutstyr

Anleggskostnader for doseringsutstyr beregnes etter følgende funksjoner:

$$QDIM < 30 \text{ l/s}$$

$$KDOS = 25.000 \text{ kr}$$

$$QDIM > 30 \text{ l/s}$$

$$KDOS = 60.000 + QDIM \cdot 40$$

$$KDOS = \text{Anleggskostnader for doseringsutstyr}$$

$$QDIM = \text{Dimensjonerende hydraulisk kapasitet i l/s.}$$

Det er lagt inn en diskontinuitet ved $QDIM = 30 \text{ l/s}$, da man ved dette punkt anser at en kjemikaliesilo av permanent karakter er nødvendig.

Kjemikalieutgifter

Kjemikalieutgiftene skal regnes ut i forhold til den vannmengde som passerer renseanlegget, basert på en middelavrenning pr. p.e. og en middel overvannstilrenning. Foreløpig regnes dette ut i forhold til antall tilknyttede p.e.

5.5.2 Kostnadsfunksjoner for slambehandlingen

Kostnadsfunksjonene som er brukt i de forskjellige subrutinene for de enkelte prosesser i slambehandlingsanlegget, er hentet fra forskjellige kilder og er fremkommet under forskjellige forutsetninger, slik at de må betraktes som en første tilnærming til mer nøyaktige data. Forenklete beregningsmetoder er brukt i stor utstrekning. F.eks. er konsulenthonorar, administrasjon og andre tillegg til anleggskostnadene beregnet som en fast prosent av de netto anleggskostnader, her 50%. Kjemikaliekostnader er heller ikke beregnet spesielt eller i relasjon til prosessens virkningsgrad, men er inkludert i enhetsprosessens kostnadsfunksjon for driftsutgifter. For alle enhetsprosesser unntatt sentrifuge, silbåndpresse og tørkeseng er driftskostnadene, i likhet med den metodikk som er brukt for renseanleggsmodellen, beregnet som en brøkdel av anleggskostnadene. For disse enkeltprosesser er de totale driftskostnader vanligvis beregnet som en sum av vedlikeholdsutgifter, beregnet som 1,75 prosent av anleggskostnadene, og direkte driftsutgifter, beregnet som 5 prosent av anleggskostnadene.

Innenfor hvert subprogram for enhetsprosessene er det gitt en kostnadsfunksjon som beregner anleggskostnader og driftskostnader på grunnlag av volumet av tanker og slamvannføring. Årskostnader som inkluderer avskrivning av anleggskostnadene, er basert på en rentefot og en nedskrivningstid som er felles for alle enhetsprosessene. Disse parametrene er å betrakte som variabler som kan forandres før kjøringen av programmet. Verdiene som er brukt her, er en rentefot på 7%, en avskrivningstid på 40 år for bygningstekniske anlegg og 20 år for maskintekniske anlegg. Det er antatt at 30% av anleggskostnadene er for maskintekniske anlegg, og formelen som brukes ved beregning av den totale årskostnad blir da:

$$K(3) = K(2) + 0,3 K(1) \frac{P(1+P)^{n_1}}{(1+P)^{n_1}-1} + 0,7 K(1) \frac{P(1+P)^{n_2}}{(1+P)^{n_2}-1}$$

der:

K(3)	=	totale årskostnader	(kr/år)
K(2)	=	driftskostnader	(kr/år)
K(1)	=	anleggskostnader	(kr)
P	=	rentefot	(brøkdel)
n_1	=	avskrivningsperiode, maskintekniske anlegg	(år)
n_2	=	avskrivningsperiode, bygningstekn. anlegg	(år).

Kostnadene for de forskjellige enhetsprosessene og totalkostnadene for slambehandlingen presenteres i en tabell som også gir verdier omregnet til spesielle enheter som f.eks. kostnader pr. p.e., pr. tonn tørrstoff og pr. m³ vannføring. Eksempler på slike utskriftstabeller er gitt på side 53.

Enhetsprosesser

Kostnadsfunksjonene som er brukt for de forskjellige enhetsprosessene, er diskutert i det følgende:

Fortykker

Anleggskostnadene for fortykkeren er basert på volumet som beregnes fra slamvannføringen tilført fortykkeren og en spesifisert oppholdstid. Oppholdstiden er her valgt til 24 timer. Kostnadsfunksjonen er den samme som er brukt for forsedimenteringstanken i renseanleggsmodellen. Driftskostnader og årskostnader er beregnet som diskutert ovenfor.

Råtnetank

Det er antatt 15 dagers oppholdstid og en kostnadsfunksjon er brukt som er identisk med kostnadsfunksjonen for forsedimenteringstanken i renseanleggsmodellen med et tillegg på 50% for ytterligere konstruksjoner som tak, varmeveksler og større tankhøyde. Det antas at en omblandingsenhet

for råtnetanken er i kostnader lik med skraperkostnadene i forsedimenteringsfunksjonen. Driftskostnader er beregnet med de samme prosent-satser som for fortykkeren.

Aerobisk stabilisering

Det er her antatt at anleggskostnadene for tanken og tilhørende installasjoner vil være de samme som for en luftetank i et aktivslamanlegg, men basert på et tankvolum som tilsvarer 15 dagers oppholdstid. Det er derfor brukt samme funksjon som er utviklet i renseanleggsmodellen for luftetanker. I tillegg kommer kostnadene for kompressorer som er beregnet på volumbasis, basert på aktivslamanleggets behov.

Tørkeseng

Kostnadene for en tørkeseng er basert på en beregning av arealbehovet etter 4 personer/m³ (ref. 28). Med en pris pr. mål på kr. 30.000.- fås en faktor som er kr. 1,74 pr. liter/dag slamvannføring. For kostnadsfunksjonen er det også antatt et 100% tillegg for bygningstekniske kostnader. Driftskostnadene for tørkesengen er beregnet ved å anta månedlig tømning av tørkesengen og et mannskapsbehov på fire mann-dager pr. tømning og pr. mål, og etter en timelønn på 20 kroner pr. time. Dette gir kr. 4.800.- pr. mål/år og en total driftskostnadsfaktor på kr. 0,28 pr. 1/dag slamvannføring.

Sentrifuge

Anleggs- og driftskostnadene for sentrifugeanlegget er hentet fra svenske undersøkelser (ref. 30) med omregninger, basert på 1,40 norske kroner pr. svensk krone og 4.300 1/dag pr. 1.000 p.e. Driftskostnadene er beregnet etter følgende formler:

$$Q \leq 65.000 \text{ l/d, } K(\text{kr/år}) = 3,960 Q^{0,299}$$
$$Q > 65.000 \text{ l/d, } K(\text{kr/år}) = 1,66 Q.$$

Vakuumfilter

Kostnadene for vakuumfilteranlegg er vanligvis nær kostnadene for sentrifugeanlegg. Spesiell funksjon for vakuumfiltre er derfor ikke utviklet nå. I stedet brukes kostnadene for sentrifuge dersom vakuumfilteranlegg spesifiseres.

Silbåndpresse

Kostnadsfunksjonene som er brukt her, er også etter svenske undersøkelser (ref. 30). Driftskostnadene er beregnet etter følgende formler:

$$\begin{aligned} Q \leq 52.000 \text{ l/d, } K(\text{kr/år}) &= 228 Q^{0,562} \\ Q > 52.000 \text{ l/d, } K(\text{kr/år}) &= 4,34 Q^{0,926}. \end{aligned}$$

Fyllplassdisponering

Det er ikke knyttet noen anleggskostnader til denne "enhetsprosessen", men driftsutgiftene som består i transport av slammet, er beregnet. Disse kostnadene er basert på en kontrakt på kr. 500/dag for en 8 tonns lastebil og ved å anta 10 km transportvei. Dette gir en kostnad på kr. 40.- pr. tur. Det er også antatt en egenvekt her på 1,2 som sammen gir en faktor på kr. 2,20 pr. l/d. Det er ikke beregnet en kostnad for å henlegge slammet på fyllplassen, og det er heller ikke gjort noe fradrag i kostnadene som ville fremkomme dersom noe av slammet kan selges som fyllmateriale eller jordforbedringsmateriale.

5.5.3 Generelt tillegg i anleggskostnadene

For renseanlegg- og slambehandlingsmodellen er det gjort et generelt tillegg til de anleggskostnader de beskrevne funksjoner gir.

Renter i byggetiden	=	6%
Konsulent og byggekontroll	=	12%
Grunnerverv, utvendige anlegg	=	<u>15%</u>
Sum	=	<u>33%</u>
Investeringsavgift	=	13%
Generell tilleggsfaktor	=	1,33 . 1,13 = 1,5 (50%).

5.6 Optimaliseringsmetodikk

Det er meget komplisert å lage en automatisk optimaliseringsrutine for denne modellen av følgende grunner:

- a) Anlegget skal være optimalt sett over en lengre tidsperiode (i noen tilfeller over en kortere periode). Virkningene må derfor summeres i en bestemt tid.
- b) Denne tidsperioden består av en eller flere spillvanns- eller tørrværssituasjoner, samt en rekke forskjellige typeregnskyl.
- c) Hvert typeregnskyl behandles av programmet som en rekke forskjellige øyeblikssituasjoner. (100-300.)
- d) Det er "lekkasjer" i systemet (overløp), og lekkasjene er bestemt av vannføring som varierer med tiden.
- e) Forurensingstilførsel og vannføring til anlegget varierer sterkt med tiden.
- f) Det er relativt mange variabler i modellen.

Av disse grunner har man foreløpig valgt en "manuell" optimaliseringsmetodikk. Dette vil si at en brukers fagkunnskap kommer til nytte ved en utvelgelse av hvilke alternativer som skal prøves. Brukeren kan dessuten skrittvis lede søkingen etter en optimal situasjon i den ønskede retningen. Figur 28 viser hvordan modellen foreløpig kan brukes i søkingen etter en optimal løsning. Ved å variere en parameter mens de andre holdes konstante, kan man se hvilken økning i rensgraden man får ved en viss økning i økonomisk innsats for den aktuelle enhet.

Det er viktig å holde antall beslutningsvariabler så lavt som mulig. Hvert punkt som er indikert i figur 28, representerer beregninger for hele rensanlegget over en gitt tidsperiode. Følgende eksempel kan gi en indikasjon på hvor omfattende beregningene bak et slikt "punkt" kan være:

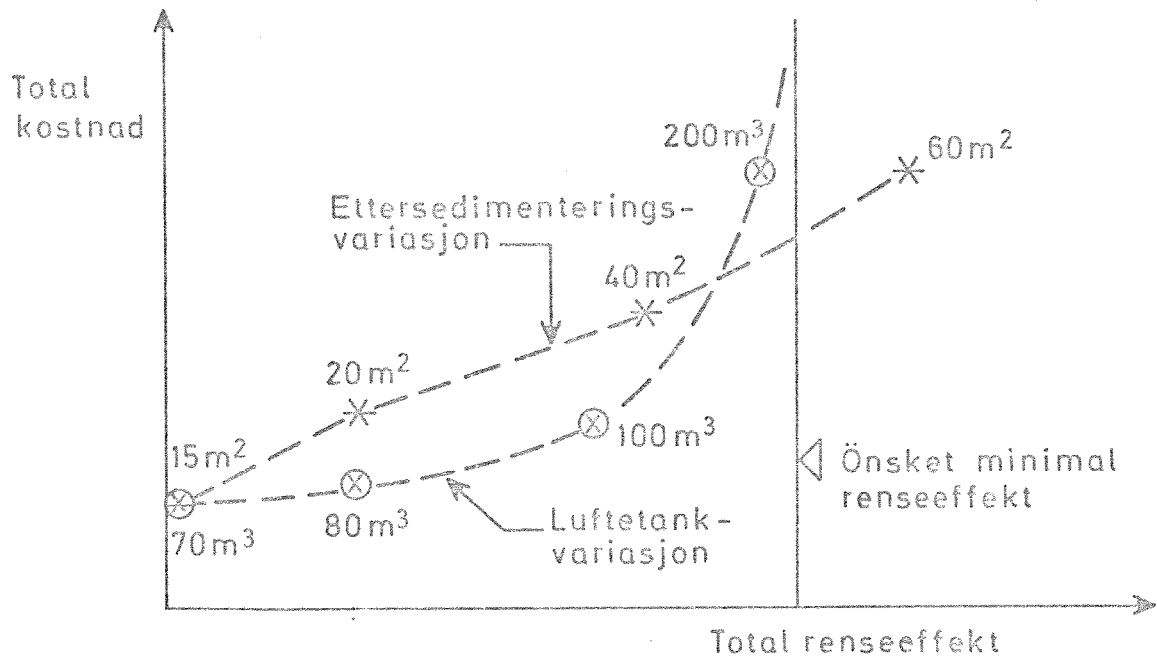


Fig.28 Eksempel på beregningsmetodikk ved en søking etter en optimal løsning

Manskal simulere ett års nedbørsaktivitet over et boligfelt kloakkert etter fellessystemet og med 50 ledningsstrekninger. Nedbøren inndeles i 10 typeregnskyll, som i middel antas å gi 150 minutters avløp for hvert regnskyll. Ledningsnettets ender i et biologisk-kjemisk rensaneanlegg. I ledningsnettmodellen vil det da bli foretatt ca. 1.000 hovedformelutregninger for hver øyeblikksituasjon. Det vil totalt bli $1.000 \times 150 \times 10 = 1,5$ millioner formelutregninger. Dette vil si at allerede før rensaneanleggmodellen kommer inn, ligger det 1,5 millioner hovedutregninger bak det som skal bli ett punkt i figur 28. Datamaskinen utfører antakelig ca. 100 millioner instruksjoner, da en rekke tilleggsformler må innføres av datatekniske grunner for at hovedberegningene skal kunne utføres. I rensaneanleggmodellen foretas det i tillegg ca. 100 hovedformelberegninger for hver øyeblikksituasjon. Det vil si totalt $100 \times 150 \times 10 = 150.000$ formelutregninger for hvert punkt i tillegg til utregningene for ledningsnettmodellen.

For å komme frem til et tilnærmet optimalt renseanlegg trenger man antakelig 30-60 slike punkter som figur 28 viser. Dette forteller hvilken nytte man har av et raskt dataanlegg. (UNIVAC 1108 kan foreta 1,3 millioner instruksjoner pr. sekund.)

5.7 Begrensninger og tilnærmelser

5.7.1 Renseanleggmodell

De kostnadsfunksjoner som nå ligger i modellen, er ikke forutsatt å gjelde for anlegg mindre enn tilsvarende 1.000 p.e.

Prosesslikningene bygger vesentlig på empiriske data. Følgende forutsetninger er da gjort:

- a) Foran overløpene er det antatt at forurensingene er homogent fordelt i vannmassene.
- b) Vannføring inn til en behandlingsenhet er lik vannføring ut av enheten. (Ikke for fordrøyningsbasseng.)
- c) "Complete mixing" i fordrøyningsbassenget dersom denne enheten er med i beregningene.
- d) Ingen avlagring eller renseeffekt i fordrøyningsbassenget.
- e) Av den BOF som kommer til forsedimenteringen, er 28% avsettbart, 36% kolloidalt og 36% løst.
- f) Antar nok oksygen i luftetank til enhver tid.
- g) Renseeffekten i luftetanken påvirkes ikke av pH eller giftstoffer, da disse parametre ikke finnes i modellen.
- h) Returslammengden virker ikke inn på overflatebelastningen i etter-sedimenteringen.
- i) I vektoren Q 15 (se figur 7) er forholdet mg suspendert stoff/mg BOF = 1,4.
- j) Omrøringshastighet, pH og kjemikaliedosering er optimal i flokkuleringsenheten.

For hver øyeblikkssituasjon er det antatt stasjonær tilstand i systemet. De funksjoner som nå ligger i modellen, gjør ikke krav på å være endelige, men må sees på som et utgangspunkt som stadig skal forbedres.

5.7.2 Slambehandlingsmodell

Slambehandlingsprogrammet er på det nåværende tidspunkt ikke koblet direkte til rensesanleggmodellen. Dette vil si at det er nødvendig å foreta en separat beregning for slambehandlingen, som ikke muliggjør en direkte optimalisering av hele anlegget. En tilnærmet optimalisering kan en få ved en ytre iterasjon og manuell optimalisering som diskutert i pkt. 3.

Vurdering av slambehandlingen for småanlegg har liten nøyaktighet. Dersom en bruker et felles slambehandlingsanlegg for flere små rensesanlegg og tilfører de slamvannmengder og komponenter som da er aktuelle, kan en få mer realistiske driftsbetingelser med dette programmet. Kostnadsfunksjonene som er brukt, er også i mange tilfeller svært unøyaktige for småanlegg. Særlig gjelder dette hvor mer kompliserte prosesser, som f.eks. sentrifuger, er spesifisert. Disse vil ofte finnes i en minstestørrelse som kan ha en kapasitet langt ut over det som trenes for et lite anlegg. I slike tilfeller bør en derfor ikke bruke et flyteskjema som inkluderer prosesser med slike nedre terskelverdier.

Som rensesanleggmodellen og slambehandlingsmodellen nå er satt opp, produseres det heller ikke et optimalt rensesystem m.h.t. valg av forskjellige typer av rensesprosesser og dermed forskjellige typer av slam. En tilnærmet optimalisering kan likevel oppnås ved en ytre vurdering av resultatene og ved utprøving av forskjellige flyteskjemaer i begge modellene.

En viktig begrensning i nøyaktigheten av prosessanalysen for de enkelte prosesser har årsak i at egenvekten og volumet av tørrstoffet ikke er fulgt eksplisitt gjennom flyteskjemaet. I stedet for å være fremkommet på vektbasis (vekt tørrstoff/total slamvekt, prosent) er konsentrasjonene som er beregnet her, fremkommet ved multiplikasjon av volumkonsentrasjonen (vekt tørrstoff/totalvolum, mg/l) med en faktor på 10.000. For så høye tørrstoffkonsentrasjoner som det er tale om her, kan dette være svært unøyaktig.

Slammets reologiske egenskaper og andre faktorer som er av betydning for effektiviteten av avvanningen, er heller ikke tatt hensyn til her. Det å følge slike egenskaper gjennom flyteskjemaet er svært komplisert når en må ta hensyn til blanding av forskjellige typer av slam (biologisk og kjemisk), tilsetninger av kjemikalier og de forskjellige mekaniske påvirkningene slammets er utsatt for. Det er også få brukbare data på dette området i litteraturen.

Av samme grunner er det også vanskelig å følge de forskjellige forureningskomponenter (BOF, P, N) gjennom enhetsprosessene med særlig nøyaktighet. En relativ vurdering som ikke trenger høy nøyaktighet i detaljene, vil likevel være mulig selv med en så pass grov analyse som er utført i dette første utviklingstrinnet av modellen.

6. LITTERATURSTUDIER AV ANDRE MODELLER

6.1 Modeller for renseanlegg

En rekke av de operative matematiske modeller som er beskrevet i litteraturen, er ikke basert på en varierende vannføring eller varierende forureningstransport i influenten til anlegget. Følgelig er heller ikke enheter som overløp eller fordrøyningsbasseng inkludert.

For øvrig er mange av modellene lite fleksible m.h.t. alternative kombinasjoner av tilfeldige enhetsprosesser.

Mesteparten av kostnadsfunksjonene som ligger i PRA-modellen, er imidlertid hentet fra en modell utviklet av R. Smith (8).

6.2 Modeller for avløpsnett

Det er laget en rekke avrenningsmodeller med hovedvekten på den hydrologiske siden. Det vil si beskrivelsen av hvordan nedbøren renner av ulike overflater. Mange av de modeller som benyttes spesielt for ledningsnett, har den store svakhet at tidsbegrepet ikke trekkes inn.

Dette vil i praksis si følgende mangler:

- a) Rørmagasinerings-effekten kan ikke tas hensyn til.
- b) Overløp og fordrøyningsbassenger kan ikke beregnes integrert i ledningsnett.
- c) Variabel regnintensitet i samme regnskyll kan ikke tas med i beregningene.
- d) Tidsvariabel avrenningskoeffisient kan ikke medtas i beregningene.
- e) Utløpshydrogram kan ikke beregnes for de enkelte rør.

I den litteratur som er gjennomgått, er det imidlertid funnet en tysk modell (15) som tar hensyn til tidsfaktoren og dermed de nevnte punkter. Denne modellen baserer seg imidlertid på instasjonære strømnin-ger, hvilket gjør det nødvendig å gjennomføre opptil 200 iterasjoner før et korrekt resultat skrives ut. Dette gjør at modellen blir rela-tivt sett kostbar i bruk. PRA-modellen baserer seg på at man har sta-sjonær tilstand i hver øyeblikkssituasjon. Dette er en akseptabel til-nærmelse som medfører innsparing i beregningskostnader.

Det knytter seg dessuten kommersielle interesser til modellen beskrevet i (15), noe som ville komplisere en videreutvikling og tilpasning til PRA-prosjektet, samt en senere bruk av modellen.

---o0o---

7. LITTERATURLISTE

Renseprosessen:

- (1) Munz, W.:
Die Wirkung verschiedener Gewässerschutzmassnahmen auf den Vorfluter. Hydrologie. Zürich 28.2.1966, s. 215.
- (2) Eckenfelder, W.W. og O'Connor, D.I.:
Biological Waste Treatment. New York 1961.
- (3) Planz, P.:
Extended aeration plant. Journal Water Pollution Control Federation 1969, s. 1313.
- (4) Eckenfelder, W.W.:
International Association on Water Pollution Research 1969, s. 592.
- (5) Smith, R.:
Cost of conventional and advanced treatment of wastewaters. U.S. Dept. of Interior. July 1968.
- (6) Barnard, I.L. og Eckenfelder, W.W.:
Treatment-cost relationships for organic industrial wastes. 5th International Water Pollution Research Conference. July 1970.

Modeller for renseanlegg:

- (7) Smith, R. og Eilers, R.:
A Generalized Computer Model for Steady-State performance of the Activated Sludge Process. U.S. Dept. of the Interior. Okt. 1969.

- (8) Smith, R.:
Preliminary Design and Simulation of Conventional Wastewater Renovation Systems Using the Digital Computer. U.S. Dept. of the Interior. Mar. 1968.
- (9) Lynn, W.R., Logan I.A., Charnes, A.:
Systems Analysis for Planning Wastewater Treatment Plants. Jour. Water Pollution Control Federation. June 1962.
- (10) Shih, C.S., Krishnan, P.:
Dynamic Optimization for Industrial Waste Treatment Design. Jour. WPCF. Oct. 1969.
- (11) Scherfig, I., Schinzinger, R., Morgan, T.W.
Waste Treatment Optimization by Geometric Programming. 5th International Water Pollution Research Conference. July 1970.

Modeller for avløpsledningsnett:

- (12) Chen, C.W., ASCE, A.M., Shubinski, R.P.:
Computer Simulation of Urban Storm Water Runoff. Jour. of the hydraulics division. Febr. 1971.
- (13) Jensen, H.:
Beregning af regn- og spildevandsledninger ved hjælp af EDB. Stads- og Havneingeniøren 5. 1972.
- (14) Kampmann, S.:
EDB prosjektering af regnvandssystemer. Stads- og Havneingeniøren 2. 1971.
- (15) Wang, G., Kubat, G.:
Elektronische Berechnung von Kanalisationsnetzen, gezeigt am Beispiel Basel Schweizerische Bauzeitung. Nov. 1969.

Spesielle avløpsanlegg:

- (16) Ministry of Housing and Local Government Technical Committee on Storm Overflows and Disposal of Storm Sewage. Final report. Her Majesty's Stationery Office, London. 1970.
- (17) Federal Water Quality Administration.
Engineering Investigation of Sewer Overflow Problem. U.S. Dept. of the Interior.
- (18) Warg, G.:
Der Einfluss der Abflussverzögerungen auf die Bemessung der Regenüberläufe GWF. Jan. 1966.
- (19) Malpricht, E.:
Die Bemessung von Regenrückhaltebecken. Städtehygiene 1/1970.
- (20) Annen, G. og Londong, R.:
Vergleichender Beitrag zu Bemessungsverfahren von Rückhaltebecken. Techn.-wissensch. Mitteilungen der Emschergenossenschaft H.3. Juni 1960.
- (21) Kadner, W.:
Beitrag zur Dimensionierung von Regenrückhaltebecken. Gesundheits-Ingenieur H.4. 1967.
- (22) Older, C., Consoer, A.:
Groundwater Infiltration in Pipe Sewers.
Engineering News Record. Okt. 1930.

Overvannets forurensning:

- (23) Kurzweil, H.:
Die Verschmutzung des abfließenden Regenwasser im Bereich städtischer Siedlungen. Gesundheits-Ingenieur 6/1964.
- (24) Söderlund, G. og Lehtinen, H.:
Föroreningar i dagvatten från stadsbebyggelse. Vatten 4/1970.

- (25) Gameson, A., Davidson R.N.:
Storm-Water Investigations at Northampton J. Inst.
Sew. Purif. 1963, s. 105-131.
- (26) Krauth, K.:
Der abfluss und die Verschmutzung des Abflusses in Misch-
wasserkanalisationen bei Regen Stuttgarter Berichte zur
Siedlungswasserwirtschaft nr. 45. München 1970.

Slambehandling:

- (27) Ødegaard, H. og Balmer, P.:
Kjemisk felling på eksisterende anlegg. NIVA-rapport 0-38/71.
Januar 1972.
- (28) NIF/NIVA-kurs. Avløpsteknikk 1971.
- (29) Burd, R.S.:
A Study of Sludge. Handling and Disposal. U.S. Dept. of the
Interior. May 1968.
- (30) Statens naturvårdsverk:
Kostnader för slamavvatning. Foreløpig rapport 1972.

Generelt om optimalisering:

- (31) Smith, G.L.:
Optimization Techniques. Treatise on Urban Water Systems.
Colorado State University. July 1971, s. 213-235.
- (32) Meredith, D.D.:
Dynamic Programming Concepts and Applications. Treatise on Urban
Water Systems. Colorado State University. July 1971, s. 599-652.
- (33) Rachford, T.M.:
Nonlinear Programming and Sensitivity Analysis. Treatise on
Urban Water Systems. Colorado State University. July 1971,
s. 655-707.

APPENDIKS A

DETALJERT BESKRIVELSE AV LEDNINGSNETTMODELLEN

Skrevet av programmerer Terje Hopen

INNHold AV APPENDIKS A

Innledning
Problembeskrivelse
Restriksjoner
Segmentering
Summering av rør og segmenter
Beregning
Liste over subrutiner i ledningsnettmodellen
Subrutinebeskrivelser
Arrayoversikt for de viktigste subrutinene
Veiledning for føring av data til avløpsprogram.

Innledning

Denne beskrivelse skal gi en innføring i hvordan den hydrauliske avløpsmodellen er - hvordan den virker, og hvordan den ved systemanalyse er lagt til rette for EDB.

Problembeskrivelse

Problemet er å kunne dimensjonere et avløpsanlegg riktigst - dvs. beregne de dimensjoner som er nødvendige for å gi avløp for regnvann og spillvann fra et bestemt definert område. (Dersom det ved anlegg av avløpsanlegg benyttes rør-dimensjoner som er større enn nødvendig, vil omkostningene bli unødvendig høye. Problemet kan da være å optimalisere et avløpsanlegg med hensyn på kostnader.)

Ut fra den meteorologiske statistikk, finner en fram til de regnintensiteter som forekommer i området. Med den regnintensitet som forekommer f.eks. bare en gang hvert 10. år, kan en regne ut de dimensjoner som bare en gang hvert 10. år fylles maksimalt (statistisk).

Når ledningsnett er gitt med rørlengder, nivåer i alle endepunkter, tilløpsareal til hver rørlengde - beregner programmet tilløpshydrografer og utløpshydrografer for hvert rør, beregner den nødvendige dimensjon for hvert rør, størrelse på innlagte fordrøyningsbassenger med modifisert avløp, beregne forurensninger i et hvert punkt i nettet. Dessuten beregnes oppstuvningshøyder i rørknotepunktene (kote el. relativt til bakken), der røret nedenfor ikke tar unna alt vann ved Q-full, plotting av hydrografer m.m. For eksisterende rørsystem med faste diametre, kan en ved å simulere forskjellige regnintensiteter og varigheter undersøke hvordan rørnettet oppfører seg, dvs. finne hvor de kritiske punkter er og finne deres kapasitet. Den følgende beskrivelse vil gi et mer utfyllende bilde av modellen.

Restriksjoner

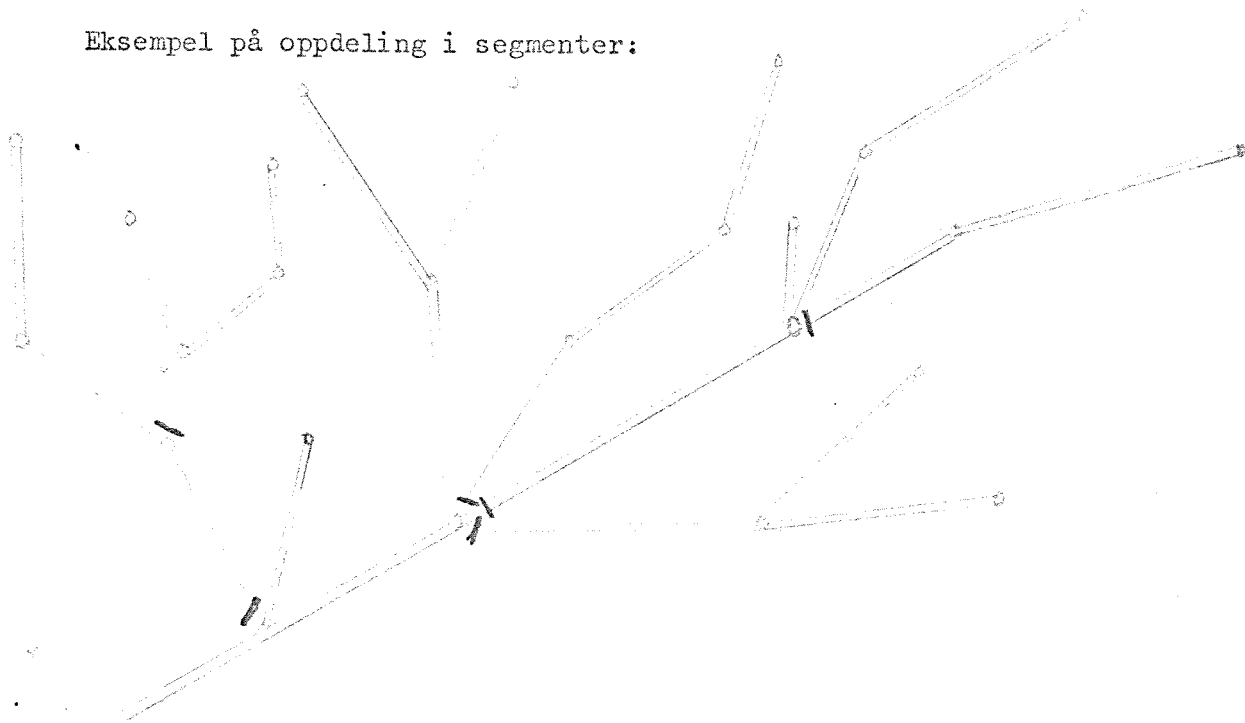
Foreløpig kan bare frigrenede avløpssystem beregnes, ikke der rørnettene deler seg og løper sammen igjen, eller flere avløp fra nettet.

Segmentering

Første del av systematiseringen av modellen skjer før input blir gitt til programmet. Det er mulig å lage et program som tar seg av denne del, men for å spare tid, og komme i gang med hovedmodellen, ble dette gjort på forhånd.

Hele avløpsanlegget (det forgrenede tre) ble delt inn i segmenter etter bestemte regler. Nemlig - dersom det til et knutepunkt (der rørledningene går sammen), kommer inn to eller flere rør som i øvre ende er tilknyttet andre rør, blir alle rør unntatt ett kuttet fra punktet og betraktet som et segment. Interne segment i et annet, blir regnet for et selvstendig segment, og knyttes til det eksterne under summeringen.

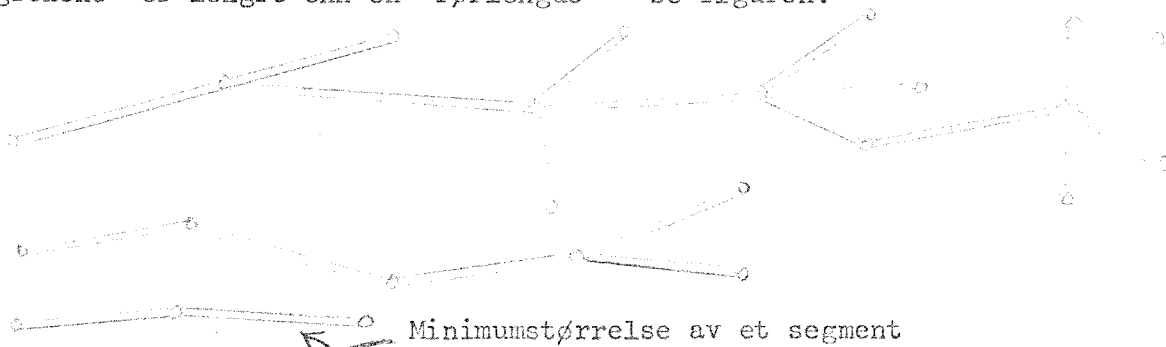
Eksempel på oppdeling i segmenter:



Et segment

Alle input-data er gitt etter visse regler, som nevnt skal dette kunne forenkles av et subprogram senere.

Dersom en betrakter et segment, ser det ut som en kvist, der ingen av "smågrenene" er lengre enn en "rørlengde" - se figuren.



Det kan være et nærmest ubegrenset antall rør i et segment (i rimelig antall). Et helt avløpsanlegg kan derfor tilfredsstille de krav det stilles til et segment, og blir i dette tilfelle beregnet direkte uten oppdeling i flere segment.

Spesielle forhold kan gjøre at programmet er nødt til å lagre mange segmenter samtidig før de kan bli summert til hoved-(den totale) hydrograf. Foreløpig er dette antall dimensjonert til max 10. Vanligvis er det kun nødvendig å lagre 2-3 segmenter samtidig. Så snart et segment er summert, strykes det ut av den lagrede plass, slik at plassen er ledig til et nytt segment. Ved hensiktsmessig organisering av input-data, kan en redusere det antall segmenter programmet er nødt til å lagre før summering.

Denne organisering er unødvendig, når forprogrammet er ferdig.

I og med at programmet kan spare plass ved hensiktsmessig organisering av input-data, skal reglene (for optimal bruk) settes opp senere.

(Input beskrives nærmere under brukerbeskrivelse). Før segmentering må en ha skisse over hele avløpsnett, og så dele inn i segmenter i følge nevnte regel.

Summering av rør og segmenter

Et segment (det øverste) beregnes først. Hydrografen for dette segment blir lagret, inntil den kan summeres direkte til den (de) hydrograf(er) som også kommer inn til punkt^{et}, eller den summeres til det segment den er tilknyttet. Når delen ovenfor tilknytningspunktet er beregnet, fortsetter beregningen av segmentet

(og adderer underveis andre segmenter som måtte være tilknyttet), inntil beregningen er ferdig. Dette kan være det nederste segment og en har da fått hydrografen i nederste punkt.

Beregning

Beregningen starter på øverste rør i øverste segment.

- a) Først beregnes tilløpshydrografen, denne modifiseres så ved rørvolum og lagring i røret, resultatet er storingshyd. for røret.
- b) tester om det er flere øvre rør som har felles nedre endepunkt med det første, i så fall beregnes storhyd. for hver av dem, og adderes etter tur til den første og lagres
- c) finner rørnummer nedenfor og beregner tilløpshyd. for dette, finner gjennomløpstid for dette rør, adderer denne nye til den lagrede hyd. for hvert hele minutt, med den lagrede hyd. tidsforsinket med min = gjennomløpstid for røret (nedenfor). Om nødvendig interpoleres det fram til riktige verdier på den lagrede hydrograf. Denne nye sumhydrograf blir da utgangspunkt for den videre beregning (beregning av storingshydr. for røret).
- d) finnes det ett eller flere øvre rør med felles nedre endepunkt med dette ikke øvre rør, beregnes storingshydr. for et og et av disse, og adderes direkte den totale storingshydrograf
- e) etter ønske kan storingshyd. for hvert enkelt rør skrives ut
- f) så begynner beregningen på det neste rør nedenfor (c - e). Slik fortsetter det inntil det mangler rør nedenfor i segmentet. Det er da to muligheter 1) nederste ende i segmentet, eller 2) nederste ende i hele nettet. Dersom nederste ende i segmentet er hydrograf beregn. ferdig, ellers lagres hydrografen for dette segment og beregningen starter da øverst i neste segment - det 2. innleste segment
- g) dette neste segment beregnes likt med det foregående (a-f), og summerer inn det foregående dersom det er tilknyttet dette siste.

Liste over subrutiner i ledningsnettmodellen.

1	CALHYT
2	AAN
3	HYDROG
4	STORHY
5	FYLLGR
6	SQT
7	ADD
8	MOVEQ
9	ADDUP
10	ADDTST
11	ADDSEG
12	STRSEG
13	NEXTU
14	NEXTN
15	BOF
16	BASS
17	HDSTUV
18	REDSEG
19	TIMING
20	OPPSTV
21	COST
22	HPRINT
23	RPRINT
24	TPRINT
25	OPRINT
26	PLOT

De 14 første subrutiner er i det følgende beskrevet nærmere.

Subrutinebeskrivelser

SUBROUTINE CALHYT (IP, IR, ITLR, LMIN, IFIX)

IP = rør nr. som er under beregning

IR = antall minutter (ev. fast) regnintensitet

ITLR = tilrenningstid - benyttes i SUBR.AAN ()

LMIN = antall minutt som det adderes over

Hensikt: Denne rutine sørger for at tilløpshydrografen først blir beregnet og siden omregnet til storingshydrograf, dels ved call av andre subrutiner, og dels ved intern beregning i rutinen.

Forløp: Ved å sette IFIX = 0 i input, foretar rutinen dynamisk dimensjonering av rørene. IFIX = 1, her benyttes de faste dimensjoner gitt i input for hvert rør .

Vfull = hastighet ved fullt rør

Qfull = l/s ved fullt rør

VOL = volum av røret

QMIN = gjennomløpstid i røret

Ut fra aktuelle dimensjoner beregnes

CALL AAN () her bergnes %-vis tilløp fra nedslagsfeltet for hvert min.

CALL HYDROG () her beregnes tilløpshydrografen til selve røret ut fra tilløpsareal som gir avløp til røret.

CALL SQT () her settes opp en tabell for relasjon mellom Q og $S+QT/2$

CALL ADDTST () denne kalles bare når det ikke er et øvre rør som beregnes. Adderer denne hydrograf til hydrograf som er beregnet for ovenforliggende rør

CALL STORHY () ut fra innløpshydrograf (tilløp til røret + hydrograf fra ovenforliggende rør), beregnes storingshydrograf for dette rør.

- A) Ved IFIX = 0, (dynamisk dimensjonering) testes om maxverdi på den nyss beregnede storingshyd. (avløpshydrograf fra røret) er større enn Qfull for røret. I så fall begynner beregningen på nytt øverst i denne rutine med øket diameter (neste dimensjon). Dersom maxverdi \leq Qfull, er rørets dimensjon tilstrekkelig stor og beregning fortsetter.
- B) Ved IFIX = 1 benyttes den fast innleste diameter for røret. Blir maxverdi $>$ Qfull, blir det oppstuvningsberegninger senere.

CALL FYLLGR () finner max fyllingsgrad i røret
Tar vare på beregnede data.

Kontroll: Summerer tilløp pr. minutt, samt avløp pr. minutt for kontroll.

Skriver ut beregnede data til røret dersom ønskelig.

CALL RPRINT (), skriver om ønskelig ut utløpshydrograf for røret.

CALL HDSTUV () nødvendige data hentes fra hydrografen for røret, benyttes senere til beregning av oppstuvning

RETURN

SUBROUTINE AAN (QMIN, IP, ITLR, MIN)

QMIN = gjennomløpstid i røret

IP = rør nr.

ITLR = den tid en antar det vil ta før hele arealet har avgitt all minuttnedbør.

Denne tid kan en variere fra felt til felt eller fra rør til rør.

Hensikt: Denne rutine skal ut fra gjennomløpstid for røret (QMIN) og tilrennings-
tid (ITLR) beregne hvor stor %-del av minuttnedbøren som skal tilflyte røret for
hvert minutt som går.

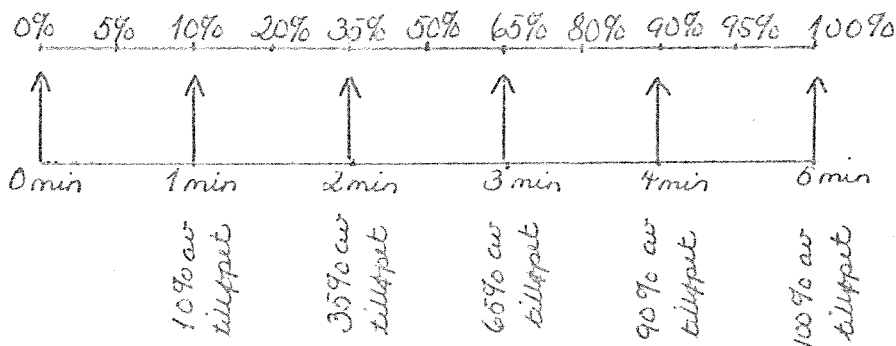
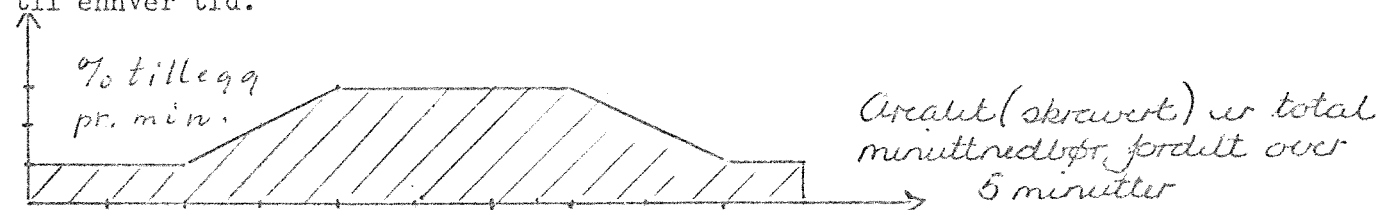
Forløp: Minuttnedbør er all nedbør som i ett minutt faller på tilløpsarealet for røret
Denne nedbør vil etter en viss tid tilflyte røret og den tid det tar før all denne
nedbør er kommet ut av den nedre ende av røret, kalles MIN (MIN = QMIN+1+ITLR)

Virkningen illustreres best ved et eksempel:

La oss som eks. anta at MIN = 5 minutter. Den nedbørmengde som avgis fra arealet
(totalnedbør * red.faktor) fordeles da over 5 minutter i følge en skala gitt via input
(read) i array AA (). Når denne fordeling er beregnet, benyttes denne til å sette
opp tilløpshydrografen for røret i subrutine HYDROG ().

Fordelingsskalaen som er benyttet (standard) er symmetrisk og gir lite tilløp først,
maksimum midt i perioden og avtar mot 0.

Skalaen gir i % den mengde av totalmengden (minuttnedbøren) som har tilflytt røret
til enhver tid.



NB Denne skala kan
settes opp individuelt
for hvert rør om ønskelig
dersom lokale forhold
(tilløpsareals beliggen-
het i forhold til røret)
tilsier det.

Etter 5 minutter er all minuttnedbør kommet ut av røret

For 1. min.	finnes en på skalaen hvor mye som er kommet av minuttnedbøren
For 2. min	finnes vi totalt for 2 min ÷ totalt for 1 min.
For 3. min.	— " — 3 min ÷ " — 2 min
For 4. min.	— " — 4 min ÷ " — 3 min
For 5. min	— " — 5 min ÷ " — 4 min

SUBROUTINE HYDROG (IP, MIN, IR, LMI)

IP = rør nummer

MIN = tilløpstid for røret + gjennomløpstid

IR = antall minutter regnvær

LMI = mellom størrelse det summeres over.

Hensikt: Denne subrutine regner ut tilløpshydrografen for røret etterat subrutine AAN () har beregnet hvor lang tid det tar for ett minutts regn å tilflyte når enten A) regnværshydrograf er gitt, eller B) fast regnintensitet som varer over et valgt antall min. er gitt.

Forløp A eller B.

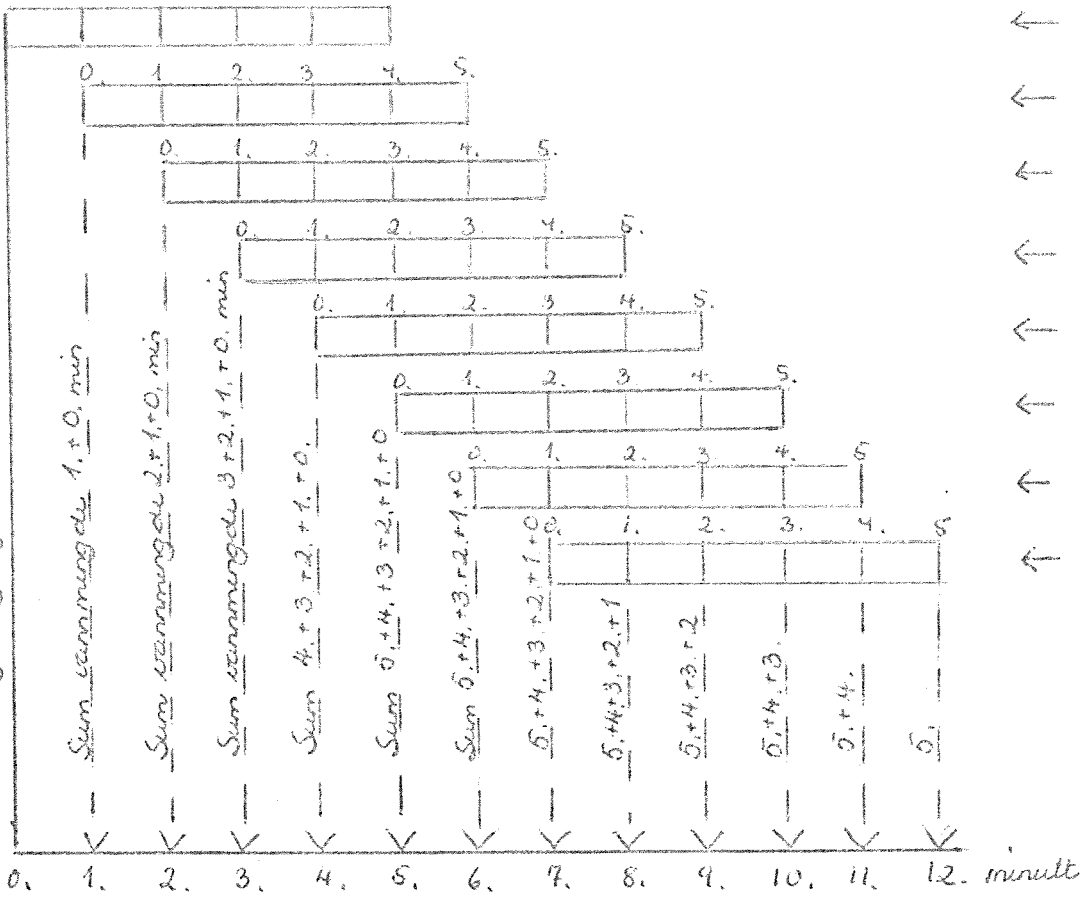
B. Regnintensiteten for hvert min. $(IR) \times \text{Areal} \times \text{Reduksjonsfaktor}$ gir den netto regnmengde som tilflyter røret for hvert minutt. Hvert minutts nettonedbør blir fordelt etter tabell (ZAN) beregnet i subrutine AAN () og summert over antall regnminutter gir dette tilløpshydrografen.

A. Hydrografen regnes ut uten bruk av fast reduksjonsfaktor, den ferdige hydrograf kan da multipliseres med en fi-faktor for hvert minutt (avhengig av lokale forhold, - avløp etter regnvær er avhengig av hvor tørr jordbunnen er før regnet).

Eks. La oss si at regnværet varte i 8 minutter. Regnvarshydrografen blir da summert slik nedstående figur viser, når en antar 5 minutter total tilrennings-tid for hvert nedbørsminutt.

0. min 1. min 2. min 3. min 4. min 5. min

Summer her og får sammenhengende for hvert min. i hydrografen (l/s)



- ← 1. min. nedbør
- ← 2. " "
- ← 3. " "
- ← 4. " "
- ← 5. " "
- ← 6. " "
- ← 7. " "
- ← 8. " "

Innløpshydrografen vil vare i 12 minutter.

SUBROUTINE STORHY(IP, QFULL, VOL, LMI, MIN, LMIN, AMAX)

IP = rørnummer på rør under beregning

QFULL = l/s ved fullt rør

VOL = volum av røret

LMI = mellomstørrelse i antall minutter som det summeres over

MIN = (se under subroutine AAN())

LMIN = totalt antall minutter det summeres over

AMAX = returverdi fra rutinen, som gir maksimalverdi på storingshydrografen.

Hensikt: Tilløpshydrografen til røret skal modifiseres ved å ta hensyn til innlagring av vann i røret. Innlagringsmengden i røret er avhengig av rørvolum, og avløp fra røret. Avløpet fra røret er avhengig av rørgradienden (helningen).

1. Tabell med avhengigheten mellom Q (avløp fra røret), og $S+Q \times T/2$ (lagret vann i røret + nettotilførsel av vann i ett minutt), ble satt opp i subroutine SQT. D.v.s. QFULL for et rør bestemmes av gradienden for røret, og er således definert for hvert rør.

a) I tabell BQ, settes opp en tabell med 21 verdier av Q - lineært økende fra 0 til QFULL for dette rør.

b) For hver Q -verdi i tabell BQ, beregnes en tilsvarende verdi av $S+Q \times T/2$, som legges i tabell SSQT.

c) Verdiene for disse to tabeller er samhørende og ved mellomverdier interpoleres det.

2. Når disse relasjonstabeller mellom Q og $S+Q \times T/2$ er satt opp, benyttes disse i subroutine STORHY, for å beregne avløpet Q fra røret.

3. For hver minuttverdi av tilløpshydrografen kan vi regne ut tallet $Z=S+Q \times T/2$ (når S -verdien for foregående minutt er kjent). Med denne verdi går en inn i tabell SSQT, og finner tilsvarende Q -verdi i tabell BQ, som da er avløp i l/s fra røret for dette minuttet.

a) NB: T i programmet må ikke forveksles med T i formel $S+Q \times T/2$, der denne T =tid i sek. = 60 fordi det opereres med minutter. Derfor kalles nå T i programmet her i de følgende eksempler for Z .

b) Begynner beregningen i det 0. minutt (N=1).

Dersom spillvann ikke tas med i beregningen, vet vi at for 0. minutt er lagring i røret $S=0$, og avløp $Q=0$.

Dersom spillvann tas med, vet vi at avløp fra røret er

Q =spillvannsmengde l/s og

S finnes lett når Q er kjent (via fyllingsgrad og volum).

N =minuttnr. fra 0 til LMIN

Nå begynner beregningen for 1. min (N=2)

Eks.

QI_n = Vannmengde inn i røret i det n. minutt

Q_n = vannmengde ut av røret i det n. minutt

S_n = lagret vannmengde i røret i det n. minutt

$T = 60$, fordi 60 sek. i ett minutt

$$Z = S + Q \times T/2$$

$$X) Z_n = S_{n-1} + (QI_{n-1} + QI_n - Q_{n-1}) \times 60/2$$

Med denne Z -verdi for dette minutt, finner vi via tabell SSQT inne i tabell BQ, den Q_n -verdi som er avløp i l/s fra røret for dette minutt (d.v.s. avløpsverdi på storingshydrografen for dette minutt).

Ut fra den fundne Q -verdi finner vi

$$QQF = Q/QFULL$$

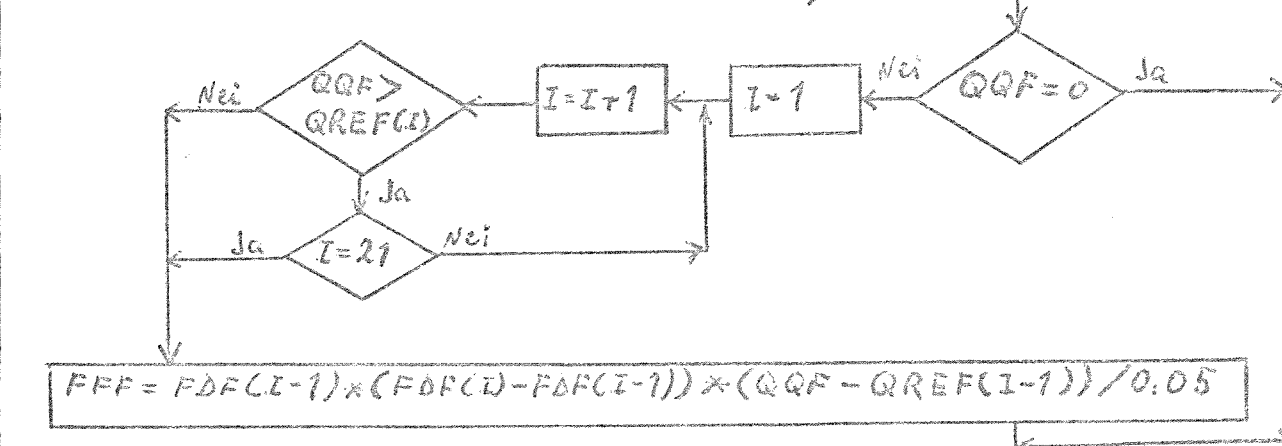
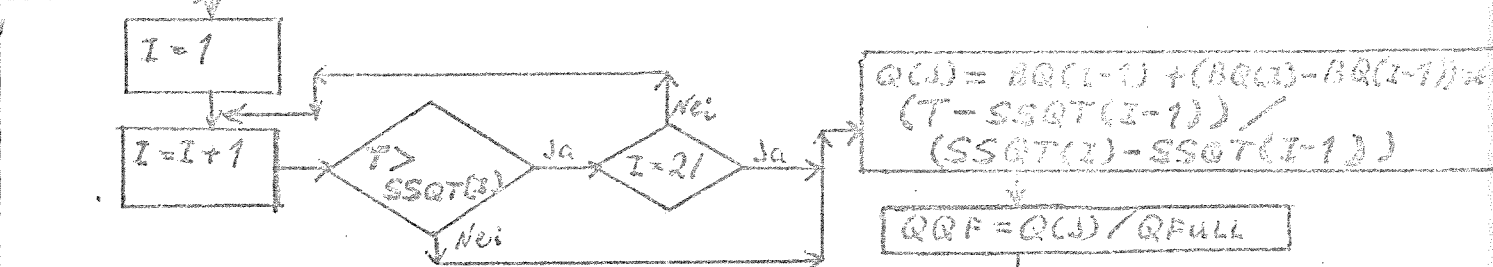
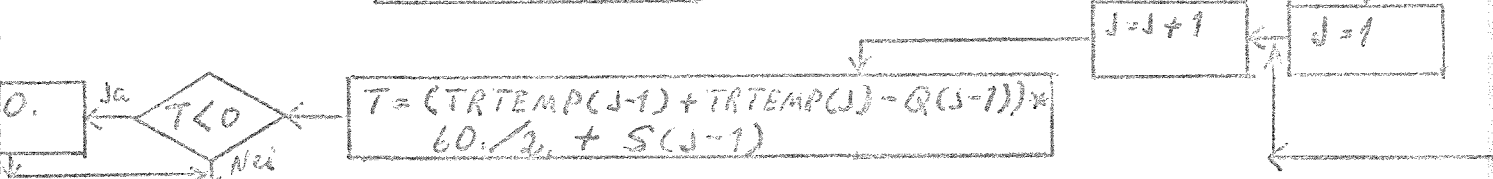
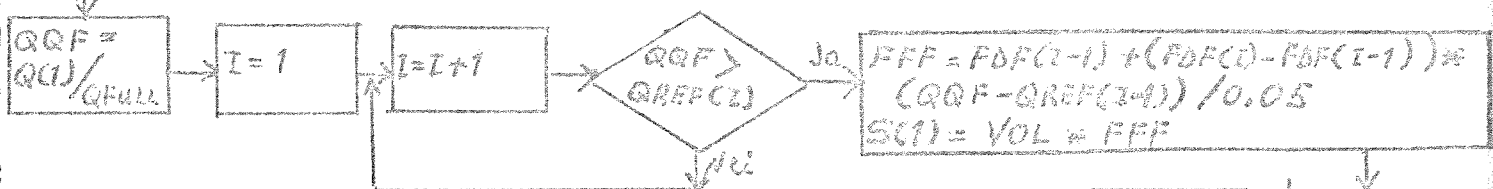
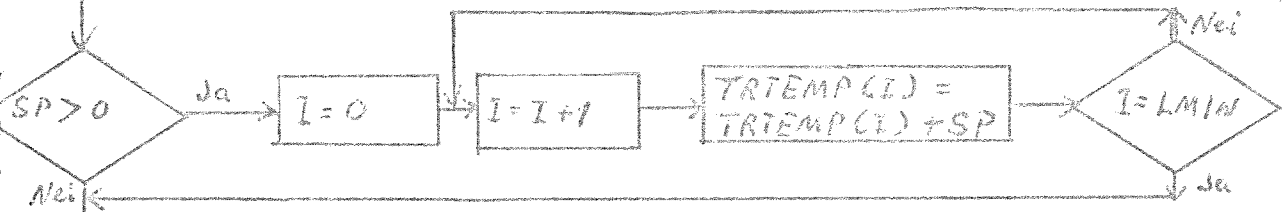
Ved hjelp av QQF finner vi i tabell FDF delfylling FFF, og med denne, den nye totalmengde vann S_n som er innlagret i røret i dette minutt.

$$S_n = \text{Volum} \times FFF$$

Med denne fundne verdi går vi opp til linje merket X) og begynner beregningen for neste minutt. Dette fortsetter inntil $N = LMIN$ -minutter.

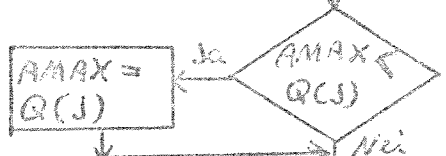
UB ROUTINE STORNY (IP, QFULL, VOL, LMI, MIN, LMIN, AMAX)

MAX = 0
 (1) = 0
 P = SPILLV(IP)
 HYD(1) = SP
 Q(1) = SP



FFF = FDF(I-1) * (FDF(I) - FDF(I-1)) * (QRF - QREF(I-1)) / 0.05

S(I) = VOL * FFF
 THYD(I) = Q(I)
 CT(I) = T



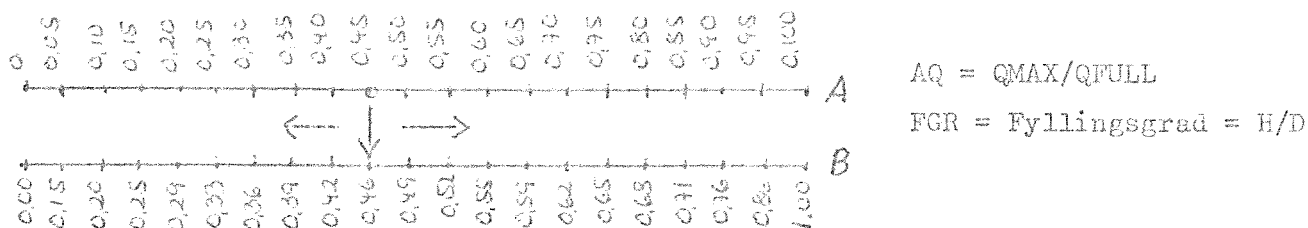
SUBROUTINE FYLLGR (AQ, FGR)

Hensikt: Finne fyllingsgrad for røret for max-verdi av hydrografen når max-verdi $\leq Q_{full}$.

AQ = QMAX/QFULL

FGR = fyllingsgrad

Forløp: Skala gitt i datastatement FYLL (I) med verdier fra 0,0 til 1,00 går inn på denne skala og henter ut den verdi som tilsværer AQ.

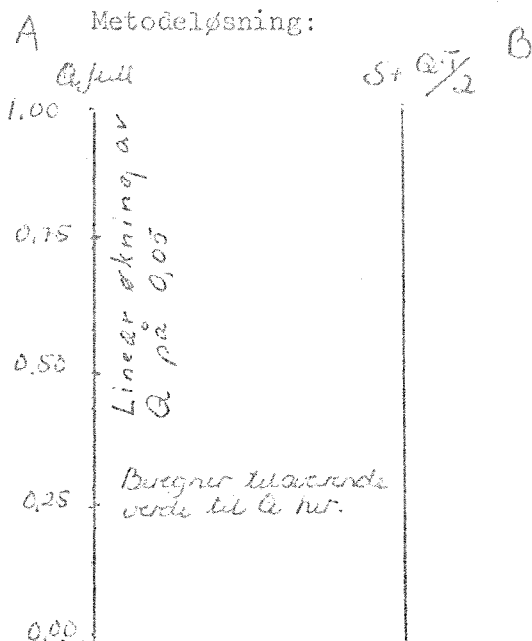


Eks. Med AQ = 0,45 går en inn i tabell B og finner FGR = 0,46.

For mellomverdier av AQ, interpoleres det tilsvarende i B.

SUBROUTINE SQT (QFULL, VOL)

Hensikt: Sette opp en tabell for hvert rør ved hjelp av Qfull og volum med relasjon mellom Q og $S + Q \cdot T/2$ fra røret.



For hver delfylling av røret, regnes det ut tilsvarende verdi av $S + Q \cdot T/2$.

Volum av delfylling = fyllingsgrad * volum av røret

$$S = FDT(I) * VOL$$

$Q = L/S$ på hydrografen for aktuelle min.

Verdiene i tabellen B benyttes i sub-routine STORHY(), til beregning av storingshydrografen for røret.

Det tas da hensyn til innlegret vannmengde i røret.

SUBROUTINE ADD (LMIN)

LMIN = antall minutt som det adderes over.

Hensikt: Addere den nyss beregnede storingshydrograf (som er hydrografen for et enkelt øvre rør direkte til totalhydrografen i punktet (nedre ende av dette rør). Nullstiller etter addering arrayet (lagringsstedet) for rørets hydrograf. Summerer parallelt med dette spillvannet for røret med total spillvann hittil. Totalhydrografen før summering er en sum av andre rør og segmenter som munner ut i punktet.

Metode: Summerer storingshydrografen direkte til totalhydrografen (TOTHY), minutt for minutt. Spillvannsmengde, som kommer til i dette rør, summeres tilsvarende den totale spillvannsmengde hittil. ADD kalles bare ved øvre rør til resten av anlegget.

SUBROUTINE MOVEQ (LMIN)

LMIN = antall minutter som det adderes over

Hensikt: Overføre ferdig beregnet storingshydrograf - en sum av eget tilløp til røret og totalhydrografen ovenfor dette til TOTHY, lagringssted for den korrekte hydrograf regnet ovenfra og til og med dette rør.

Metode: Direkte overføring av hydr.og spillvann (nullstilling av arrayet etterpå).

SUBROUTINE ADDUP (IR, IANT, IP, ITILR, IFIX)

IR = antall minutter (ev. fast) regnintensitet

IANT = antall rør i segmentet

IP = rør nr.

ITILR = tilrenningstid

IFIX = fast (1) eller dynamisk dimensjonering (0)

Hensikt: Etterat hydrografen er beregnet ferdig, helt ned til et punkt, undersøkes det (testes) om det er øvre rør som har nedre ende felles med dette punkt (kommer inn i punkt), i så fall beregnes storingshydrografen for disse og adderes til totalhydrografen i punktet.

Metode: Tester om noen av de øvre rør har felles nedre endepunkt med dette punkt. Finner testen ett, beregnes storingshydrografen ferdig for dette rør og summeres til total hydrografen i punktet før testen går videre og eventuelt finner flere (alle øvre rør testes mot dette punkt).

Etter å ha funnet et rør, kalles CALHYT (for beregning av storingshyd.), og ADD som summerer storingshydrografen til totalhyd. i punktet.

SUBROUTINE ADDTST (QMIN, LM, LMIN)

QMIN = gjennomløpstid for røret
LM = mellomstørrelse i antall minutter det summeres over
LMIN = totalt antall minutter det summeres over.

Hensikt: Skal koble den totale hydrograf ovenfor dette rør sammen med tilløpshydrografen for dette rør og summere disse.

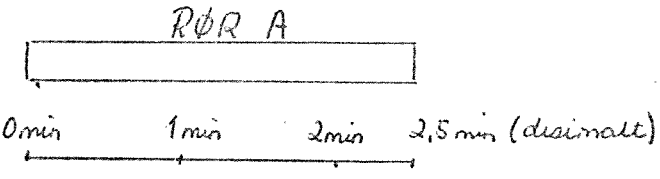
Metode: Når disse hydrografene kobles sammen (summeres) blir minuttverdiene rel. nedre ende på det nyss beregnede ikke øvre rør.

Eks. Dersom gjennomløpstid (QMIN) for et rør (IP) er lik 2.5 minutter (desimalt), og tilløpshydrografen for dette kalles X, skal X summeres til den totale storingshydrograf Y som kommer fra alle rør ovenfor rør IP.

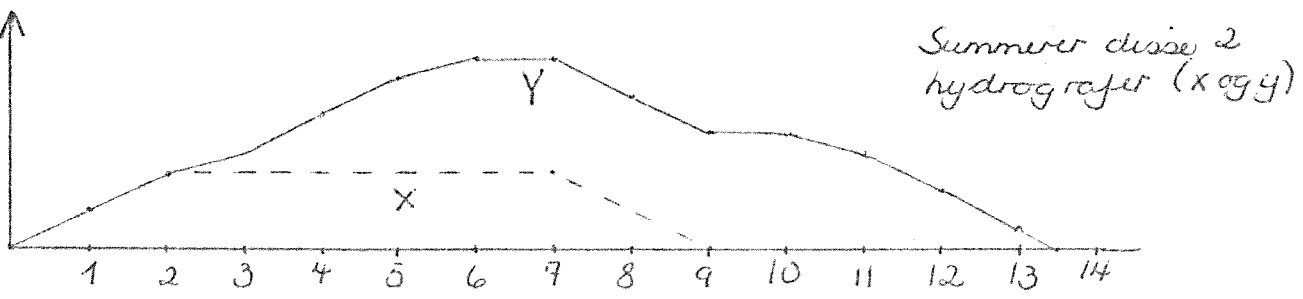
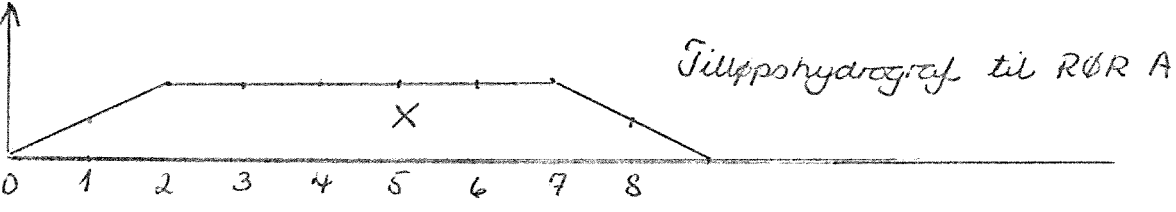
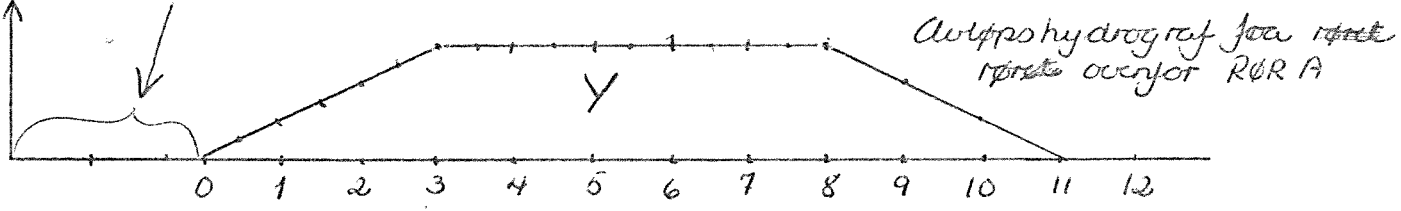
Hydrografen Y blir da skjøvet utover på minuttaksen = 2,5 minutter.

Dersom QMIN = helminutter, summeres minuttverdiene for Y forsinket med QMIN til minuttverdiene for X.

Dersom QMIN er desimaltall (f.eks. 2,5) interpoleres det mellom minuttverdiene på Y for å finne de verdier som skal summeres minuttverdiene for X.



Gjennomløpstid for RØR A = 2.50 min (desimalt)



SUBROUTINE ADDSEG (IP, LMIN, IANT)

IP = rør nr.

LMIN = antall minutter beregning går over

IANT = antall rør i segmentet

Hensikt: Når storingshydrografen til et punkt er ferdig beregnet, testes det om det finnes lagret et eller flere ferdigberegnete segmenter som er tilknyttet punktet. I så fall summeres disse til en totalhydrograf til punktet. Tilsvarende summeres spillvann som kommer inn til punktet.

Metode: Etterat segmentet er summert til den totale hyd., blankes (nullstilles) lagringsstedet for segmentet slik at det er ledig til benyttelse av andre segmenter.

SUBROUTINE STRSEG (IP, LMIN)

IP = rør nr.

LMIN = antall minutter beregningen går over

Hensikt: Etter at et segment er ferdig beregnet, lagres det med referanse til det punktnummer det er tilknyttet. Etter at hydrografen er lagret (storet), blankes arrayet TOTHY () som da er ledig for neste beregning.

SUBROUTINE NEXTU (IV, NANT, IW)

IV = rør nummer gis i kallet

IANT = antall rør i segmentet

IW = røret ovenfor rør IV

Hensikt: Når en beregner på et bestemt rør innenfor et segment under oppstuvningsberegninger, ønsker en å få rørnummeret på det rør som er tilknyttet i øvre ende av dette (benyttes til summering av oppstuvningshøyder). Øvre rør i segmentet holdes utenfor i denne omgang - det er bare selve "treet" en følger oppover.

Metode: Tester inn det rør ovenfor i segmentet som har felles nedre endepunkt med rør IV.

SUBROUTINE NEXTN (IP, IANT, NEX)

IP = rørnummer gitt i kallet

IANT = antall rør i segmentet

NEX = røret nedenfor rør IP

Hensikt: Under beregning av et rør (IP) finnes røret nedenfor (NEX) som dette er koblet til innen et segment. Når NEX = 0, er det slutten på segmentet eller nederst i hele avløpsnettet.

ARRAYOVERSIKT FOR DE VIKTIGSTE SUBROUTINENE

Arrayoversikt for beregning i hovedprogram

VBOFIR (LMIN) Gir forskjellige konsentrawjoner av BOF i regnvann for hvert minutt mot ellers en fast konsentrasjon for alle minutter.

NNR (IP) Nedre endepunktnummer på rør IP.

DNIV (IP) Nivå i nedre ende på rør IP.

NEND (IP) Øvre endepunktnummer på rør IP.

UNIV (IP) Nivå i øvre ende på rør IP.

RLONG (IP) Lengde i meter på rør IP.

AT (IP) Totalareal i HA, som gir avrenning til rør IP

RED (IP) Reduksjonskoeffesient for avrenning fra totalareal.

TFL (IP) Areal tette flater i HA, som gir avrenning.

AVRK (IP) Avrenningskoeffesient (reduksjon) for tette flater.

FDIA (IP) Fast diameter for rør IP.

PEKV (IP) Antall personekvivalenter som sogner til rør IP.

NPRINT (IP) Fra kort de rørmr. som hydrografen ønskes skrevet ut for.

IAA (10) Se for subr. AAN

TILAA (10) Se for subr. AAN

ITILSP (10.2) Se for subr. AAN

SPILLV (IP) Liter spillvann til rør IP.

PROMIL (IP) Eksisterende rørgradiend

HAR (IP) Netto tilløpsareal til røret for rør IP.

NUP (IP) Klassifisering av rør NUP (IP) = 0 for øvre rør NUP (IP) = 1 for andre.

SPIL (2) Benyttes til summering av spillvann, parallelt med summering av hydrografene.

NSG (20) Gir antall rør i hvert segment (dimensjonert til 20).

LSEG (20,50) Alle rørnummer i hvert segment er lest inn - her for alle segmenter.

NSEG (50) Alle rørnummer tilhørende et segment som beregningen skal begynne på, blir hentet inn hit fra LSEG. Nummeret på røret som ligger øverst i segmentet og som beregningen begynner på, ligger først av alle rørnummer.

ARRAYOVERSIKT FOR SUBROUTINE CALHYT

PROMIL(IP) Gradiendene for hvert rør.

FDIA(IP) De faste diametre for hvert rør (input)

RLONG(IP) Lengden på hvert rør (input)

DIM(16) De alternative rørdimensjoner en har å velge mellom ved dynamisk dimensjonering ligger her. (DATASTATEMENT)

NUP(IP) Klassifisering av rør

a) Alle øvre rør får status = 0

b) Alle ikke øvre rør får status = 1

TEMP(LMIN) Tilløpshydrograf til røret.

TRTEMP(LMIN) Hydrograf som er input for beregning av storingshydrografen.

FGRAD(IP) Her lagres fyllingsgrad for hvert rør.

VOLUM(IP) Volum for hvert rør.

CADIM(IP) Her legges den diameter for røret en ved dynamisk dimensjonering har funnet blant alle i DIM() som ikke gir oppstuvning ved aktuelle vannføring.

AMIN(IP) Gjennomløpstiden for vannet ved QFULL for hvert rør.

QFU(IP) QFULL-verdi for hvert rør.

VFU(IP) Hastighet i røret ved QFULL.

QMAX(IP) Maksimumsverdi av hydrografen som går gjennom røret.

QMQF(IP) Her er maksverdi av hydr./QFULL for hvert rør.

SUMMED(IP) Denne benyttet bare til kontrollsummering av vannmengdene inn til hvert rør.

NPRINT(IP) I input leses det inn antall kolonner som er lik antall rør med i runnet. De kolonnenr. som får punchet et tall (ikke er blankt) medfører at rør med samme nr. får sin hydrograf skrevet ut. Kan altså velge hvilke rør en vil ha hydrografen skrevet ut for.

ARRAYOVERSIKT FOR SUBROUTINE STORHY

TEMP (LMI) $LMI = IR + 10$. Tilløpshydrografen for røret ligger her.

TRTEMP(LMIN) a) Ved beregning av øvre rør overføres TEMP direkte til denne.
b) Ved beregning av andre rør adderes tilløpshydrografen for dette rør til hydrografen fra alle rør ovenfor, denne sum ligger i TRTEMP.

Q (LMIN) Her legges i første omgang avløpsverdiene for storingshydrografen.

THYD(LMIN) Her legges egentlig storingshydrografen før beregningen går videre.
NB. Lagring både i Q og THYD er dobbeltlagring. En av disse kan (bør) fjernes (dette er rester fra en tidligere versjon av programmet).

S(LMIN) Her er lagret den vannmengde som for hvert minutt er lagret i røret.

CT(LMIN) Her er tallet $S + Q \cdot T/2$ lagret for hvert minutt av hydrografen.
(NB. Dette er unødvendig for beregningen, det er tatt med kun for kontroll ved utskrift).

SPILLV(IP) Spillvannsmengde som kommer inn til hvert enkelt rør.

QREF(21) Lineær referansetabell fra 0 til 1, med step på 0,05 (21 tall).

FDF (21) I tverrsnitt av røret er FDF en tabell med forholdet (Arealet av delfylling)/(Arealet innvendig) når vannspeilet i røret stiger lineært fra bunn til topprør (analogt tabell QREF, 21 verdier).

SSQT(21) Tabell fra subr. SQT. ($s + Q \cdot T/2$ - de verdier som fremkommer fra 0 lagring til fullt rør, 21 verdier).

BQ(21) Hver verdi er den Q-avrenning som vil finne sted ved tilsvarende verdi av SSQT. (Disse er direkte avhengige av hverandre, og blir satt opp i SQT for hvert eneste rør som blir beregnet).

ARRAYOVERSIKT FOR SUBROUTINE AAN

IAA(10) Her er lest inn fra kort rørnummer på de rør som får spesiell tilløpskurve for beregning av tilløpshydrograf. (Dimensjonert for max 10 rør samtidig).

TILAA(10,11) Her er lest inn fra kort de spesielle tilløpskurver som er angitt ovenfor. Første tilløpskurve som leses inn er standard, de etterfølgende er koblet til rørrnr.

AA(11) Her skal tilløpskurven for det rør som er under beregning ligge. Er det spesifisert tilløpskurve for dette rør, hentes denne inn fra TILAA, hvis ikke legges standard inn fra TILAA(1,I)

ITILSP(10,2) Her er spesiell tilrenningstid lest inn fra kort for de rør som ønsker dette, f.eks. grunnet svært lang tilrenningstid - avhengig av arealets beliggenhet i forhold til den rørstrekning tilrenningen skal inn på.
ITILSP (I,1) = rørnummer
ITILSP(I,2) = tilrenningstid i minutter.
Dimensjonert foreløpig til max 10 rør.
Tilrenningstidene som er gitt i input, legges inn i MINTIL().

MINTIL(IP) Her ligger tilrenningstidene i minutter for hvert enkelt rør. Tilrenningstider for spesielle rør legges inn fra ITILSP(10,2)

PRSENT(11) Her er en prosent skala fra 0% til 100% i step på 10%. Denne benyttes til å fordele det prosentvise tilløp av minuttnebbøren for hvert minutt som går (ZAN).

ZAN(11) Her ligger den prosentvise del av minuttnebbøren som tilflyter røret for hvert minutt som går. (Total tilrenningstid = MIN = gjennomløpstid + 1 + tilrenningstid).

ARRAYOVERSIKT FOR SUBROUTINE HYDROG

HAR(IP) Nettoavrenningsareal for hvert rør.

a) Tette flater \times avrenningskoeffesient = TFL(IP) \times AVRK(IP)

b) Totalareal \times reduksjonsfaktor = AT(IP) \times RED(IP)

ZAN(MIN) Den prosentvise del av minuttnebbøren som tilflyter røret for hvert minutt.

RAIN(IP) Regnintensitet i l/s for det spesifiserte (IR) antall minutter

HYD(MIN) Her er den hydrograf som kommer inn av ett minutts nedbør.

TEMP(LMI) LMI = IR + 10. Her ligger den totale tilløpshydrograf for røret (beregnet av hele regnvørsperioden).

FIRED(LMI) Her er gitt mulighet til å regulere hydrografen i hvert minutt (TEMP) med en faktor som vil simulere den mengde som renner av arealet for hvert minutt (avhengig av f.eks. tørr eller våt mark før regnværet).

VEILEDNING FOR FØRING AV DATA TIL AVLØPSPROGRAM

Alle rørstrekningsnummer må gis et nummer.

Alle knutepunkter og endepunkter gis et nummer.

Alle punktnummer må få oppgitt kotehøyder.

Alle tall som føres inn på arket må være høyrejustert i feltet, dersom det ikke ved punktum er angitt hvor stor desimaldelen skal være for tallet.

Forklaring til skjemaet:

RØR NR. = rørnummer

NR. NEDRE ENDE = punktnummer der nedre ende av røret er tilknyttet (eller endepunkt).

NIVÅ NEDRE ENDE = kotehøyde i dette punkt.

LENGDE i METER = rørlengde.

NR. ØVRE ENDE = punktnummer på øvre ende av røret.
NIVÅ ØVRE ENDE = kotehøyde i dette punkt.

TOTALAREAL i HA = totalareal som gir avrenning til dette rør.

RED. FAKTOR = reduksjonsfaktor fra 0,00 til 1,00 forteller hvor stor del av nedbøren på totalarealet som tilflyter røret.

AREAL TETTE FLATER i HA = areal av målte tette flater (veier, gater, hustak m.m.) som gir avrenning til røret.

RED. FAKTOR = reduksjonsfaktor fra 0,00 til 1,00 forteller hvor stor del av nedbøren på tette flater som tilflyter røret.

RØR RUHET = ruhetsgrad i røret (benytter som standard 100, og behøver derfor ikke oppgi denne på arket). Hazen Williams C.

FAST DIAMETER i mm = den eksisterende diameter på røret, gitt i millimeter.

ANTALL PERSON EKV. = antall personekvivalenter som er tilknyttet rørstrekningsnummeret (benyttes ved beregning av spillvann og forurensninger).

NB. Det er tilstrekkelig å oppgi totalareal i HA. Det andre alternativ med å oppgi areal tette flater kan også benyttes. Foreløpig må en velge enten det ene (totalareal i HA) eller det andre (areal tette flater) alternativ.

DATA TIL AVLØPSPROGRAM

Foruten input-data gitt i skjema, må følgende oppgis:

1. Varighet i minutter av det regnvær en skal simulere.
2. Hvilket regnvær en skal simulere (enten a, b, eller c)
 - a) Et fast antall l/s pr. hektar i x minutter f.eks. 100 l/s pr. HA i 20 minutter.
 - b) En regnværshydrograf, der en for hvert minutt som går gir regnintensiteten f.eks. for varighet = 10 min.

Min.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
l/s pr. HA	5	10	50	100	150	120	120	80	20	10

- c) Eller ut fra regnværstatistikk med hyppighet hente ut regnvær-
intensiteter med varighet.
3. Hvor lang tilrenningstiden skal være, d.v.s hvor lang tid (i minutter) det tar før all nedbør som har falt i ett minutt er kommet inn i røret. Vanligvis settes denne tid et sted mellom 2 og 10 minutter. Den tid som her oppgis regnes da som standard for alle rør. Men - en kan for de rør en finner ønskelig gi en spesiell verdi som blir benyttet i beregningen isteden for standard.

Noter f.eks. slik	RØR NR.	TILRENNINGSTID I MIN.
	1	17
	14	24

- a) Ved dynamisk dimensjonering (programmet beregner nødvendige diametre på rørstreknings uten oppstuvning), må det gis en liste over de dimensjoner en vil programmet skal velge mellom.
 - b) Ellers beregner programmet hydrografene med de eksisterende diametre, eventuelt også oppstuvningsberegninger.
5. Standard tilrenningskurve for et rør er følgende prosentkala:
0, 5, 10, 20, 35, 50, 65, 80, 90, 95, 100. D.v.s. når tilrenningstiden f.eks. er satt til 10 minutter, er all nedbør (altså 100% av nedbør falt i ett minutt) kommet inn i røret i dette tidsrom. For hvert av minuttene (1-10), ser en på skalaen hvor stor prosent av totalmengden som da er kommet inn i røret.

Dersom en grunnet lokale forhold ønsker en annen skala, kan en sammen med de aktuelle rørnummer sette opp denne (eller flere) skala(er).

6. Gi nummer på de rør en vil ha hydrografen utskrevet for.

APPENDIKS B

LISTE OVER SYMBOLER I
RENSEANLEGG- OG SLAMBEHANDLINGSMODELLENE

Appendiks B

RENSEANLEGGSMODELL

Liste over symboler

FORTRANSYMBOL	BENEVNING	FORKLARING
ANNUM (1) = ANNUMA	kr/år	Annuitet for maskinelt og elektrisk utstyr
ANNUM (2) = ANNUBY	kr/år	Annuitet for bygningsmessige arbeider
ANNUM (3) = VEDL1	kr/år	Vedlikeholdskostnader
ANNUM (4) = DRIFT	kr/år	Pass, energi og driftsutgifter
ANNUM (5) = KEMIKA	kr/år	Kjemikaliekostnader
ANNUM (6) = AARSK	kr/år	Totalt årskostnader
ALDOS	mg/l	Kjemikaliedosering
ANTHPE	stk.	Antall hydrauliske personequivivalenter
ANTPEK	stk.	Antall BOF-personequivivalenter
BF15K	g/s	Partikulært BOF i Q17 med opprinnelse fra Q15
BF15L	g/s	Løst BOF i Q15
BOF(N)	g/s	Mengde BOF i delstrøm nr. N
BOFT(N)	g	Total mengde BOF passert i strøm nr. N for ett regnskyll (eller tidsintervall)
BOFTT(N)	g	Total mengde BOF passert i strøm nr. N for en rekke regnskyll
BOFETS	g/s	BOF i susp. stoff fra bio. ettersed.
BOFKET	g/s	Partikulært BOF i Q17 med opprinnelse fra Q11
BOFPEK	g/p.d.	BOF pr. person og døgn
BOFSPL	g/s	BOF i tørrvørsavrenning
DIMREN	%	Basisrenseeffekt i luftetank
H	l pr. s/ l pr. s	Hydraulisk belastningsfaktor for luftetank
LTPEK	l/pers.ekv.	Liter luftetank pr. BOF-ekvivalent

Appendiks B

RENSEANLEGGSMODELL

Liste over symboler

FORTRANSYMBOL	BENEVNING	FORKLARING
NMASK	år	Avskrivningstid for maskinelt utstyr
NBYGG	år	Avskrivningstid for bygninger
OVETKJ	m ²	Overflate kjemisk ettersedimentering
OVETSD	m ²	" biologisk "
OVSKSL	l/døgn	Overskuddsslam fra biologisk enhet
PRANL(1) = KPREHU	kr.	Anleggskostnad for preliminær behandling, kontrollhus, utv. anlegg
PRANL(2) = KFORS	kr	Anleggskostnad for forsedimentering
PRANL(3) = KBASS	kr	Anleggskostnad for fordrøyningsbasseng
PRANL(4) = KLUFTK	kr	Anleggskostnad for luftetank
PRANL(5) = KSLAPU	kr	" " returslumpumper
PRANL(6) = KLUUTS	kr	" " luftestyr
PRANL(7) = KETSED	kr	" " bio. ettersedim.
PRANL(9) = KFLOK	kr	" " flokkulering
PRANL(10) = KETKEM	kr	" " kjem. ettersedim.
PRANL(11) = KANLNE	kr	Totale anleggskostnader, netto
PRANL(12) = KANLTO	kr	" " , brutto
PTIME	m/h	Overflatebelastning i bio. ettersed.
PP	%	Rentenivå
Q(N)	l/s	Vannføring i strøm nr. N
QT(N)	l	Vannmengde passert i strøm nr. N i et regnskyll (tidsintervall).
QTT(N)	l	Vannmengde passert i strøm nr. N i flere regnskyll
Q1SPL	l/s	Tørrværsavrenning
Q10M	l/s	Maksimal returslammengde

Appendiks B

RENSEANLEGGSMODELL

Liste over symboler

FORTRANSYMBOL	BENEVNING	FORKLARING
Q(N)V	1/s	Overløpsinnstilling for overløp N
QBASS	1/s	Maksimalt tillatt avløp fra fordrøyningsbasseng
QDIM	1/s	Dimensjonerende vannføring for renseanlegg
QDIM3	m ³ /døgn	" " " "
REN	%	Renseeffekt i luftetank etter hydraulisk- og temperaturkorreksjon
RENEFF	%	Renseeffekt (inkl. overløp) i et tidspkt.
RETUR	1 pr. s/ 1 pr. s	Returslamforhold
RGRFS	0,0-1,0	Rensegrad i forsedimentering m.h.t. avsettbar stoff
SLAMKJ	1/døgn	Slamproduksjon fra kjemisk trinn
SLFORS	1/døgn	" " forsedimentering
SLMBEL	1,0/døgn	Slambelastning i luftetank
SSAL	mg/l	Susp. stoff p.g.a. kjem. dosering
SSEFL	mg/l	" " fra bio. ettersedim.
SSKET	mg/l	" " " kjem. "
SSLT	mg/l	" " i luftetank
SSQ15	mg/l	" " " Q15
SSRS	mg/l	" " " returslam
TEMP	°C	Temperatur i luftetank
TEMPKR		Faktor for korreksjon av slamproduksjon
TETA		Faktor i temperaturkorreksjonen for reneeffekt i luftetank
TFLOK	timer	Oppholdstid i flokkuleringsenhet

Appendiks B

RENSEANLEGGSMODELL

Liste over symboler

FORTRANSYMBOL	BENEVNING	FORKLARING
TIDFS	timer	Oppholdstid i forsedimentering
TOTREN	%	Total renseeffekt, inkl. overløp, summert over en gitt tidsperiode
VBASGI	m ³	Volum av gitt fordrøyningsbasseng
VBASKA	m ³	Kalkulert mengde vann magasinert i fordrøyningsbasseng
VBASKM	m ³	Maksimal mengde vann lagret i fordrøyningsbasseng iflg. beregningen
VF	gram	Lagret mengde BOF i fordrøyningsbasseng (= f (tid))
VOFLKJ	m ³	Volum av flokkuleringsenhet
VOFORS	m ³	Volum av forsedimentering
VTIME	m/h	Overflatebelastning i kjem. ettersed.
X		Faktor i hydraulisk overbelastningsformel

SLAMBEHANDLINGSMODELLEN

Liste over symboler

FORTRAN symbol	Benev- ning	F o r k l a r i n g
ANNUBY	kr/år	Kapitaliseringskostnaden for bygningsmessige deler av anlegget.
ANNUMA	kr/år	Kapitaliseringskostnader for maskintekniske komponenter.
BO1	mg/l	Konsentrasjon av oppløst BOF i slammet som tilføres en gitt enhetsprosess.
BO2	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i slammet som fraføres en gitt enhetsprosess.
BO3	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i returvannet som fraføres en gitt enhetsprosess.
BOFEFL	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i overløpet fra etter-sedimenteringstanken.
BOQ12	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i slammet fra forsedimenteringstanken.
BOQ13	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i slammet fra aktivslamanlegget.
BOQ18	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i slammet fra det kjemiske fellingsanlegget.
BOQST	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i slammet fra septiktanktømmingen.
BOSB	mg/l	Konsentrasjonen av oppløst BOF i blandslammet tilført slambehandlingsanlegget.
BP1	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet som tilføres en gitt enhetsprosess.
BP2	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet som fraføres en gitt enhetsprosess.
BP3	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i returvannet som fraføres en gitt enhetsprosess.
BPQ12	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet fra forsedimenteringstanken.
BPQ13	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet fra aktivslamanlegget.
BPQ18	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet fra det kjemiske fellingsanlegget.
BPQST	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i slammet fra septiktanktømming.

SLAMBEHANDLINGSMODELLEN

Liste over symboler

FORTRAN symbol	Benev- ning	F o r k l a r i n g
BPSB	mg/l	Konsentrasjonen av partikulært BOF i blandslammet tilført slambehandlingsanlegget.
DRIFT	kr/år	Direkte driftskostnader.
K(1)	kr	Brutto anleggskostnader for forskjellige enhetsprosesser.
K(2)	kr/år	Totale driftskostnader for forskjellige enhetsprosesser.
K(3)	kr/år	Totale årskostnader for en gitt enhetsprosess.
N1	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet som tilføres en gitt enhetsprosess.
N2	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet som fraføres en gitt enhetsprosess.
N3	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i returvannet som fraføres en gitt enhetsprosess.
NBYGG	år	Avskrivningstid for bygningsmessige deler av anlegget.
NMASK	år	Avskrivningstid for maskintekniske komponenter.
NQ12	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet fra forsedimenteringstanken.
NQ13	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet fra aktivslamanlegget.
NQ18	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet fra det kjemiske fellingsanlegget.
NQST	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i slammet fra septiktanktømmingen.
NSB	mg/l	Konsentrasjonen av totalnitrogen (N) i blandslammet tilført slambehandlingsanlegget.
P1	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet som tilføres en gitt enhetsprosess.
P2	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet som fraføres en gitt enhetsprosess.
P3	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i returvannet som fraføres en gitt enhetsprosess.

FORTRAN symbol	Benev- ning	F o r k l a r i n g
PE		Personekvivalenttall for vannføringen tilført renseanlegget. (Basert på l/p.d.)
PQ12	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet fra forsedimenteringstanken.
PQ13	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet fra aktivslamanlegget.
PQ18	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet fra det kjemiske fellingsanlegg.
PQST	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i slammet fra septiktanktømmingen.
PSB	mg/l	Konsentrasjonen av totalfosfor (P) i blandslammet tilført slambehandlingsanlegget.
Q1	l/sek	Slamvannføring tilført en gitt enhetsprosess.
Q2	l/sek	Slamvannføring fraført en gitt enhetsprosess (produkt).
Q3	l/sek	Vannføring for returvannet fraført en gitt enhetsprosess (går tilbake til renseanleggets innløp).
Q12	l/d	Slamvannføring fra forsedimenteringstanken (l/sek internt).
Q13	l/d	Slamvannføring fra aktivslamanlegget (l/sek internt).
Q18	l/d	Slamvannføring fra det kjem.fellingsanl.(l/sek internt).
QA	l/d	Gjennomsnittvannføring til renseanlegget - tørrværs vannføring (l/sek internt).
QDIM	l/d	Dimensjonerende vannmengde for renseanlegget (l/sek internt).
QSB	l/sek	Total slamvannføring tilført behandlingsanlegget.
QST	l/d	Slamvannføring fra septiktanktømming (l/sek internt).
RF	Prosent	Rentefot.
SS1	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet som tilføres en gitt enhetsprosess.
SS2	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet som fraføres en gitt enhetsprosess.
SS3	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i returvannet som fraføres en gitt enhetsprosess.

SLAMBEHANDLINGSMODELLEN

Liste over symboler

FORTRAN symbol	Benev- ning	F o r k l a r i n g
SSEFL	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i overløpet fra ettersedimenteringstanken.
SSQ12	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra forsedimenteringstanken.
SSQ13	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra aktivslamanlegget.
SSQ18	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra det kjemiske fellingsanlegget.
SSQST	mg/l	Konsentrasjonen av suspendert stoff i slammet fra septiktanktømming.
SSSB	mg/l	Konsentrasjon av suspendert stoff i blandslammet tilført slambehandlingsanlegget.
TID	timer	Oppholdstid for en gitt enhetsprosess.
VEDLI	kr/år	Vedlikeholdskostnader.
VOL	m ³	Volum av tanken som brukes i forskjellige enhetsprosesser.