

0 - 53/71

PRA 4.6 SYSTEMANALYSE AV AVLOPSANLEGG

Fremdriftsrapport nr. 1

Rapporten avsluttet 4.1.72

Saksbehandlers: Siv.ing. Oddvar Lindholm
Medarbeider: Avd.sjef Terje Simensen

FORORD

Denne rapport beskriver de første resultat av et utviklingsarbeid som ble påbegynt i juni 1971, med sikte på en systemanalytisk behandling av avløpstekniske anlegg for vanntransporterte forurensninger. Prosjektet er finansiert med midler stillet til rådighet gjennom Stortingets ekstraordinære bevilgning i 1970 på kr. 30 mill. til forskning innen avløpsproblematikken (PRA - Prosjekt Rensing av Avløpsvann).

En del av de innledende arbeidene på prosjektet blev utført av siv.ing. Jan Inge Kveisengen, som for tiden er permitert fra NIVA i forbindelse med et utenlandsopphold.

Allt programmeringsarbeid forbundet med databehandlingen er utført i sin helhet av programmerer T. Hopen, mens ingeniør B.Hals har vært engasjert i en del praktisk ingeniørarbeid.

INNHOILDSFORTEGNELSE

	Side:
1. INNLEDNING	1
1.1 Generelt	1
1.2 Om systemanalyse	2
1.3 Hensikten med systemanalysen	3
1.4 Foreløbig fremdrift	5
1.5 Bruk av data fra andre FRA-prosjekter	6
2. FELTUNDERSØKELSER	8
2.1 Hensikt og metode	8
2.2 Befaring til aktuelle forsøksfelter	8
2.3 Utvalgte forsøksfelter	9
3. MODELLENS OPPBYGNING	10
3.1 Generelt	10
3.2 Grunnprinsipper	10
3.3 Spesifisert beskrivelse av den hydrauliske modellens egenskaper	11
3.3.1 Alle typer regnvær kan leses inn	11
3.3.2 Avrenningskoeffisientens variasjon med tiden kan tas hensyn til	11
3.3.3 Tilrenningsfunksjoner kan oppgis	12
3.3.4 Magasinerings effekter i rørene tas hensyn til	12
3.3.5 Fordrøyningsbassenger og overløp kan beregnes integrert i ledningsnettanalysen	12
3.3.6 Spillvannsberegninger	12
3.3.7 Modellen kan dimensjonere og kostnadsberegne avløpssystemet.	12
3.4 Om nedbørhydrogrammetoden	13
3.5 Input for en hydraulisk beregning av avløpssystemer	14
3.6 Utskrift fra maskinen	15
4. BEREGNINGSEKSEMPLER	16
4.1 Generelt	16
4.2 Beskrivelse av en del regneeksempler for Oppsal ledningsanlegg	16
4.3 Beskrivelse av regneeksempler med data hentet fra området Tørrkopp i Nøtterøy kommune	24

	Side:
5. FORTSATT UTVIKLINGSARBEID	33
5.1 Videre utvikling av analysemodellen	33
5.1.1 Hydraulikk	33
5.1.2 Økonomi	33
5.1.3 Forurensninger	34
5.1.4 Generelt	34
5.2 Bruk av modellen til planleggings- og prosjekteringsformål	34
5.3 Tidsmessig fremdriftsplan	35

1. INNLEDNING

1.1 Generelt

Den teknologiske utvikling av avløpsanlegg går raskt fremover. Det er stadig sterk interesse og behov for utviklingsarbeid omkring de enkelte tekniske enhetene som inngår i slike anlegg. Her kan nevnes renseanlegg med alle sine enhetsoperasjoner og kombinasjon av disse, transportnett i form av kanaler og trykksystemer og med innebyggede reguleringsenheter. Selv om enhetenes funksjon kan beskrives mer eller mindre tilfredsstillende enkeltvis, er det utført lite arbeid i retning av å analysere det samlede systems virkemåte, så som de enkelte enhetenes relative betydning og innbyrdes avhengighetsforhold.

Hensikten med det foreliggende utviklingsarbeidet er å bidra til å dekke et slik behov gjennom å fremskaffe et praktisk verktøy som kan brukes til å optimalisere et hvert teknisk avløpsanlegg for vanntransporterte forurensninger. Optimaliseringsoppgaven vil bestå i å påvise den beste utforming av og driftsmetoder for et avløpsanlegg, med hensyn til at forurensningsbelastning på resipientssystemer minimaliseres for en minst mulig økonomisk innsats. Avløpsanlegget har til oppgave å transportere forurensningene fra de punktene hvor de genereres og frem til en naturlig vannforekomst, som blir funnet egnet som resipient, på en slik måte at omgivelsene tar minst mulig skade, men under visse økonomiske og tekniske restriksjoner. For å tilfredsstille de funksjonskrav som måtte stilles opp vil det være en forutsetning at de enkelte enhetene virker sammen på en slik måte at kravene til en hver tid oppfylles. Dette er ikke situasjonen hverken for nye eller gamle anlegg, **bl. annet fordi** tilfredsstillende metoder til å karakterisere anleggenes funksjon ikke foreligger.

Et forhold som i høy grad kompliserer funksjonsbeskrivelsen er de store regnvannsmengdene som befordres av disse tekniske systemene som finnes i alle våre byer og tettsteder. Regnvannet vil nødvendigvis påvirkes kvalitetsmessig av de mange menneskelige aktiviteter som finner sted i urbane områder, men kvalitetsendringen vil i høy grad kunne påvirkes gjennom hvordan det tekniske transportsystemet utformes. I de aller fleste av våre gamle avløpsanlegg føres regnvannet i felles kanalsystem med forurenset avløpsvann fra husholdning og industri. Det blir derfor

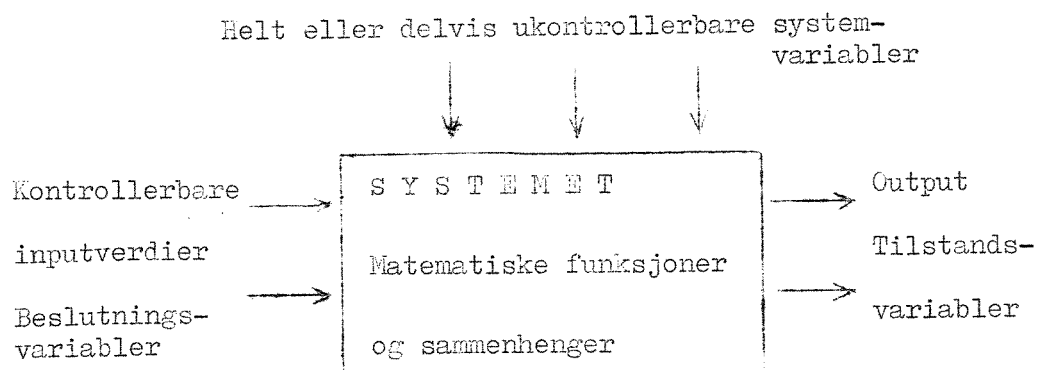
etterhvert et stadig økende behov for å vite etter hvilket mønster de samlede vannmengdene bør transporteres og renses for at forurensningen av naturlige vannforekomster skal kunne bringes under kontroll til enhver tid.

Når funksjonsmekanismene skal defineres tallmessig er det nødvendig å ta utgangspunkt i at forurensningskomponentene transporteres med hjelp av vann, og at en beskrivelse av vannets bevegelse gjennom avløpsanlegget må danne bakgrunnen for en systemanalytisk behandling av problemet. Den første del av oppgaven vil derfor bestå i å utarbeide en generell matematisk modell som best mulig beskriver hydrologiske og hydrauliske forhold i avløpssystemet. Det er denne del av oppgaven som den foreliggende fremdriftsrapport behandler.

1.2 Om systemanalyse

Et system er en samling elementer som er forenet gjennom bestemte sammenhenger. Kontrollerbare inputverdier kalles beslutningsvariable. Systemets tilstand beskrives ved tilstandsvariable, mens systemvariable kan betraktes som bivilkår og komplettering av tilstandsvariablene.

Beslutningsvariable kan være dimensjoner, utforming og plasseringer av anleggskomponenter. Systemvariable kan være forurensnings- og vannmengder tilført systemet. Tilstandsvariable kan være vannføringen i de ulike transportlinjer som funksjon av tiden, oppstuvningshøyder i kummer, forurensninger tilført visse resipientavsnitt o.l.



Foreløpig har vi svært mangelfulle data og statistikk angående de ukontrollerbare systemvariabler som påvirker et avløpssystem. Dette er forøvrig bakgrunnen for at en rekke spesielle problemstillinger er foreslått tatt opp til behandling innenfor rammen av det generelle PRA-programmet.

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

Systemanalyse av avløpssystemer medfører relativt kompliserte og tidkrevende beregninger dersom disse utføres manuelt. Det er derfor urealistisk å tenke seg dette prosjektet gjennomført uten bruk av EDB-teknikk. Analysemodellen programmeres i computerspråket FORTRAN IV - som idag er det mest brukte i tekniske problemer.

1.3 Hensikten med systemanalysen

Prosjektet har som mål å utvikle en matematisk modell for en integrert og fullstendig analyse av de fleste tenkbare utforminger av avløpsanlegg som kan forekomme i våre avløpssystemer.

Man savner idag en hensiktsmessig metode til å vurdere de enkelte enhetene i et anlegg mot hverandre når det gjelder deres enkelt- og fellesbidrag til de følgende tre aspekter.

- a) Hydraulikk (vannmengder og dimensjoner)
- b) Forurensninger
- c) Økonomi

For å illustrere en mulig vekselvirkning mellom en forurensningskomponent og økonomi i et kombinertsystem med fordrøyningsbassenger og renseanlegg, er det satt opp et skjematisk kurvesett som vist i fig. 1. Kurvene viser at mengden av forurensninger som kan fjernes fra det avløpsvannet som transporteres i et kombinertsystem kan økes på to måter.

- a) Økning av rensgraden i renseanlegget
- b) Økning av magasineringskapasiteten på ledningsnett, slik at vannmengder som ellers ville gå direkte i resipienten kan ledes tilbake til avløpsystemet når regnflommen har minket.

Kurvene i figuren kan numerisk bestemmes gjennom forenklete system-analytiske metoder og gis grunnlag for å vurdere lønnsomheten av to operative tiltak. Avhengighetsforholdet, som er vist skjematisk, vil ikke gjelde generelt, men variere fra sted til sted, avhengig av nedbørforhold, infiltrasjonsvann osv. Modellen som skal bygges opp må imidlertid kunne gi slike sammenhenger når det aktuelle stedets særegne data benyttes som beregningsgrunnlag.

70 % av Norges avløpsledninger består idag av ledninger bygget etter fellessystemet. Det vil si at avrenningsvann og avløpsvann fra bolig- og industriområder transporteres i samme ledning. Dette medfører ujevn belastning på renseanlegg samt tap av store mengder kloakkvann i overløpene ved regnskyll. Dersom ikke noe gjøres med dette problemet vil våre vassdrag og sjøer fortsatt bli tilført betydelige forureningsbelastninger selv om det settes inn omfattende rensetekniske tiltak. Ved å finne frem til en funksjonsbeskrivelse av systemet som helhet vil man imidlertid oppnå egnede kortsiktige og langsiktige løsninger med hensyn til hvordan anleggene skal drives og koples sammen med nybyggede anlegg. Modellen vil også kunne brukes til å analysere problematikken omkring valg av gunstigste ledningssystem med de varierende betingelser som ligger i de ulike felter.

Vi kan idag regne med at 70-100 % av anleggskostnadene i våre avløps-systemer er nedlagt og 70-80 % vil bli nedlagt i transportenhetene. Når man kjenner de til dels usikre metoder som tidligere er brukt ved dimensjonering av slike anlegg, er det åpenbart at en bedre beregningsmetodikk og beregningskapasitet (EDS) kan gi betydelige innsparelser i anleggskostnadene.

Det skal i de nærmeste ti-år investeres tusenvis av millioner kroner i norske avløpsanlegg. Selv en liten prosentvis innsparing er av vesentlig betydning.

Når man forøvrig vet hvilke store forskningsinnsatser som er gjort og gjøres på renseteknikkens område, burde man ikke unnlate å gjøre en innsats på transportsiden også. Systemanalysen må blant annet sies å være et skritt på denne vei.

1.4 Foreløpig fremdrift

Den hydrauliske delen av modellen er pr. 16.12.71 nådd relativt langt. Denne vil likevel stadig bli gjenstand for justeringer og komplettering. Kapittel 4 "Beregningseksempler" gir forøvrig en god oversikt over den foreløbige fremdrift av modellen.

En subrutine for beregning av oppstuvninger og forgreining av vannstrømmer er under bearbeidelse. Denne subrutine vil vanligvis ikke være aktuell for mesteparten av de avløpsledningsnett som forekommer i Norge, men vil likevel være av stor betydning i visse spesielle situasjoner.

Fra hydraulikken fåes dimensjoner på avløpssystemet som er den vesentlige faktor i kostnadsberegningene. Den hydrauliske delen gir også vannmengder som multiplisert med forurensningskonsentrasjoner gir totale forurensningsmengder. Den hydrauliske delen av modellen kan derfor sies å være "ryggraden" i systemanalysen. Modellens hydrauliske del er dessuten av meget stor verdi i seg selv da den gir anledning til en inngående analyse av kompliserte avløpssystemer på svært kort tid.

Den økonomiske og forurensningsmessige delen av modellen er foreløpig lite utviklet. Anleggskostnader for delkomponenter og for systemet totalt kan beregnes. Forurensningsmessig sett er det foreløpig slik at det må antas konstante konsentrasjoner i regnvann og spillvann. Ut fra dette kan man få skrevet ut forurensningstransporten i f.eks. gram pr. sekund som funksjon av tiden i etthvert punkt. Forurensningsmengden som til etthvert tidspunkt er gått i eventuelle overløp kan også skrives ut.

Denne forenklete måten å beregne forurensningsmengder på vil bare i de **færreste** tilfeller gi riktige resultater. Det må her utvikles beregningsmetoder som tar hensyn til slike faktorer som forurensningskomponentenes art, avløpssystemets tekniske utforming og renseanleggenes virkemåte.

1.5 Bruk av data fra andre PRA-prosjekter

Dette prosjektet må nyttiggjøre seg data og resultater fra en rekke av de andre PRA-prosjektene. De andre prosjektene har en stor betydning hver for seg, men de vil ikke bli utnyttet fullt ut før det foretas en samlet vurdering og bruk. På fig. 2 er det vist hvordan resultater fra de enkelte PRA-prosjektene kan bidra i en helhetsvurdering av avløpssystemer.

Hvorvidt resultater fra de andre prosjektene kan bygges direkte inn i modellen eller benyttes som ekstern input, kan først avgjøres når resultatene foreligger. Resultatene bør generelt være så representative at de enkelt kan overføres til områder utenfor undersøkelsesfeltene.

Opplysninger og data som kan være av betydning for systemanalysen fra andre PRA-prosjekter, kan f.eks. være følgende:

PRA 1.1 "Avløpsvannets mengde og sammensetning".

Forurensningskonsentrasjoner av ulike komponenter samt avløpsvannmengder som funksjon av tid, vannstype, sted, urbaniseringsgrad, industri og evt. endringer ved f.eks. passering av overløp, fordrøyningsbassenger o.l.

PRA 2.1 og 2.2 "Forsøksanlegget på Kjeller" og "Kjemisk felling i eksisterende renseanlegg":

Renseeffekter for ulike forurensningskomponenter avhengig av hvilket kombinasjonsmønster av enhetsoperasjoner som velges, anleggs- og driftskostnader, hydraulisk belastning, vann- og lufttemperatur, influentens kvalitetsmessige variasjonsmønster og andre mulige faktorer som påvirker det rensetekniske resultatet.

PRA 3.1 "Disponering av slam":

Hensiktsmessighet og anleggs- og driftskostnader forbundet med ulike slambehandlings- og deponeringsmetoder. Betydningen av eventuelle forurensninger som føres tilbake til avløpssystemet.

PRA 4.1 "Data for korttidsnedbør":

I det minste for de større tettstedene må det ansees som et mål å få etablert slike sammenhenger som er antydnet i fig. 3,4 og 5. Kurvene bør stadig korrigeres, ettersom det statistiske grunnlaget utvides. I tillegg bør man få klarlagt hvilken intensitetsvariasjon de dimensjonerende regnskyll opptrer med i løpet av selve regnskylllet. Betydningen av dette vil fremgå senere i rapporten.

PRA 4.2 "Urbaniseringens innflytelse på avrenningen":

Avløpskoeffisienten som funksjon av tiden etter regnets start, regnets intensitet, marktype, grad av urbanisering, årstid og forutgående tørkeperiode. Se forøvrig fig. 9 som viser et tid-areal diagram.

PRA 4.4 "Selvrensing og slitasje i rør":

Ulike typer og mengder av forurensninger som avlagres i rør som funksjon av rørgradient, tid siden siste regn, rørets diameter, rørtype, samt utskylt mengde forurensninger som funksjon av de foregående nevnte faktorer og de enkelte vannførings styrke og lengde.

PRA 4.5 "Fordrøyningsbassenger og overløp":

Hydrauliske beregningsformler for ulike typer fordrøyningsbassenger og overløp. Eventuelt kostnader ved drift og anlegg av de nevnte anleggskomponenter, samt endringer i forurensningskonsentrasjoner ved avløpsvannets passering av disse enhetene.

2. FELTUNDERSØKELSER

2.1 Hensikt og metode

Feltundersøkelser vil i første omgang brukes til å teste den hydrauliske modellen. Siden hydraulikken er basis for kostnads- og forurensningsproblematikken, vil en god praktisk utprøving ha stor betydning.

Utprøvningsmetodikken vil gå ut på å måle vannføringen i et par punkter i rørsystemet og i ulike felter, samt nedbørmengden som funksjon av tiden.

Disse resultater vil bli sammenlignet med de teoretisk utregnede. Modellen kan på dette grunnlag justeres eventuelt kompletteres. Det henvises til kapittel nr. 1.5 for å gi et inntrykk av hvilket omfang feltundersøkelsene forøvrig bør få. Det er mest naturlig at de respektive PRA-prosjektene som er nevnt tar seg av disse feltundersøkelsene.

2.2 Befaring til aktuelle forsøksfelter

I samarbeid med prosjektene PRA 1.1, PRA 4.1 og PRA 4.2, blev det i forbindelse med det foreliggende prosjekt PRA 4.6, sendt ut et spørreskjema til alle landets kommuner. Det ble utarbeidet spørsmål for å få lokalisert de kommuner som hadde et avløpsledningsnett som kunne benyttes for den hydrauliske testing av analysemodellen.

Det kom positive svar fra 44 kommuner. Etter en vurdering av svarene, samt konferanse med de andre PRA-prosjektene, ble følgende kommuner oppsøkt og befart:

Trondheim	Nøtterøy
Bergen	Sandefjord
Fana	Skedsmo
Åsane	Avløpssambandet Nordre Øyern
Stavanger	Bærum
Sandnes	Oslo

Det vil sannsynligvis bli behov for ytterligere befaringer før målingene settes igang på vårparten.

2.3 Utvalgte forsøksfelter

Følgende felter er foreløpig utpekt som særlig egnede til en hydraulisk test.

Oppsal - Oslo kommune
Lillestrøm Nord - Skedsmo kommune

Oppsal er valgt av følgende årsaker:

- 1) Stort felt med muligheter for å få frem "forsinkelser".
- 2) Relativt nytt felt med separatsystem.
- 3) Utpreget blokkbebyggelse med meget høy utnyttelsesgrad.
- 4) Godt definerte avrenningsflater samt eksisterende flyfotomateriale.
- 5) Gode muligheter for nøyaktige vannmålinger.

Lillestrøm Nord er valgt av følgende årsaker:

- 1) Gode muligheter for å få prøvet magasinerings- og forgreiningsmetodikken i den hydrauliske modellen.
- 2) Stort felt med muligheter for å få frem forsinkelser.
- 3) Allerede ferdig etablerte målestasjoner i feltet med gunstig måleteknisk beliggenhet.
- 4) Kommunen er meget interessert i prosjektet og vil bidra med en arbeidsmessig innsats.

Hvorvidt disse eller flere felter skal inngå direkte under målinger utført innenfor rammen av systemanalyseprosjektet, vil avhenge av hvilket samarbeid som kan etableres med PRA 4.2 "Urbaniseringens innflytelse på avrenningen". Da dette prosjektet skal utføre nedbør- og avløpsmålinger på en rekke felter, skulle det ligge vel tilrette med en koordinering.

3. MODELLENS OPPBYGNING

3.1 Generelt

Modellen programmeres i det teknisk-matematisk-orienterte språket FORTRAN IV. Dette språket er såpass kurant at selv om det nå programmeres for en EDB-maskin av typen UNIVAC 1108, vil programmet med relativt små forandringer kunne kjøres på andre EDB-maskiner.

3.2 Grunnprinsipper

Modellen er foreløpig basert på avløpssystemer av typen "rettet tre". (Kfr. transportnettverksterminologien). Fig.13 og 24 gir eksempler på dette. Praktisk talt alle norske avløpssystemer er av denne typen. Modellen vil imidlertid få innlagt en ny subrutine som kan beregne et begrenset antall sløyfer eller forgreininger da en forgreining av vannstrømmen kan bli aktuell i enkelte punkter ved oppstuvninger i ledningsnett. Man skal heller ikke se bort ifra at etablering av sløyfer i avløpsnett blir mer vanlig da dette vil øke den hydrauliske kapasiteten i ledningsnettene.

Hastigheten av vannstrømmen i rørene er antatt til hastigheten ved fullt rør, så lenge røret ikke har et oppstuvningstrykk. Dette er både en styrke og en svakhet. Denne forutsetningen medfører at man beregningsmessig slipper en mengde iterasjoner som er tidkrevende - og derved sterkt fordyrende. Svakheten består i at hastigheten på vannstrømmen blir unøyaktig. Fig.6 illustrerer imidlertid at ved 10 % av vannføring ved fullt rør, er hastigheten 70 % av hastighet ved fullt rør. Ved 20 % vannføring er hastigheten 84 % av den antatte hastighet. Ved 87 % vannføring er hastigheten 111 % av hastighet ved fullt rør. En antakelse om 100 % hastighet vil derfor representere et middel i en stor del av vannføringsområdet.

Usikkerhetene i bestemmelse av de indre friksjonsforhold i rørene, høydeangivelsene på rørene og de tilførte vannmengder vil alltid overskygge den nevnte unøyaktighet i hastighetsantagelsen.

Dette forholdet gjelder de sirkulære standarddimensjonene som det vanligvis opereres med i Norge idag.

Ved større kulverter, kanaler og tunneler, må man ubetinget ta hensyn til de eksakte hastigheter som opptrer. Når et slikt behov melder seg, kan dette tilfredsstillers ved en modifisering av eksisterende modell.

Beregningsmetodikken for ledningssystemets magasineringssevne bygger på RRL-metoden som er utviklet ved Road Research Laboratory i England (1). Metoden forutsetter like lagringsforhold i hele avløps-systemet på samme tidspunkt. Dette vil imidlertid være en feil antagelse, særlig ved korte intensive regnskyl. I systemanalysemodellen behandles derfor hver rørstreking separat, slik at den beregningsmessige fyllingsgrad de ulike rørstrekinger har kan være svært forskjellige på samme tidspunkt. Hastighetens virkelige variasjon med fyllingsgraden er tatt hensyn til i rørlagringsmetodikken, da dette ikke medfører tidkrevende iterasjonsberegninger.

3.3 Spesifisert beskrivelse av den hydrauliske modells egenskaper

3.3.1 Alle typer regnvær kan leses inn

Tidligere metoder har måttet anta konstante regnintensiteter. Det har imidlertid, ifølge utenlandsk forskning, vist seg at de dimensjonerende regnskyl har sterkt varierende intensiteter. Se fig. 7.

I EDB-modellen kan intensiteten oppgis som en vilkårlig funksjon av tiden. Se forøvrig kapittel nr. 3.4.

3.3.2 Avrenningskoeffisientens variasjon med tiden kan tas hensyn til

Ved starten av et regnskyl har man et fuktningstap avhengig av tørrhet i marken, marktype og helning. Deretter skal alle ujevnheter i marken fylles opp før avrenningen skjer. Dette vannet vil senere fordampe eller sive ned i grunnen. Nedsiving av regnvann i grunnen varierer sterkt med tid etter regnets start og marktype. Alle disse forhold kan tas hensyn til i EDB-modellen. Avrenningskoeffisienten kan også oppgis som en matematisk funksjon av tiden.

3.3.3 Tilrenningsfunksjoner kan oppgis

Alle rørstrekninger betjener sine respektive deler av nedbørfeltet. Tidligere metoder benytter kun tilrenningstiden fra ytterkant av delfeltet til nærmeste ledning som en beskrivelse av hvordan avrenningen fra delfeltet foregår. Dette innebærer en antagelse om linearitet mellom tilrenningstid og avrenningsareal. Fig.9 viser at vilkårlige funksjoner kan leses inn for tid-areal sammenhengen. Denne sammenhengen kan varieres for de enkelte rørstrekninger i avløpssystemet, og vil avhenge av lokalisering og fordeling av de tette og permeable flater i forhold til ledningsstrengen.

3.3.4 Magasineringseffekter i rørene tas hensyn til

Ved korte intensive regnskyll kan rørmagasineringsen ha en stor innflytelse på dempning av flomtoppene. Beregningsmetodikken er så tidkrevende ved en manuell behandling at dette er praktisk sett umulig å ta hensyn til uten bruk av EDB.

3.3.5 Fordrøyningsbassenger og overløp kan beregnes integrert i ledningsnettanalysen

Beregning av bassengvolumer, bassengers og overløps innvirkning på vannmengder og dimensjoner nedstrøms, totale avrennings- og overløpsvolumer m.m., kan beregnes i modellen.

3.3.6 Spillvannsberegninger

Kommunalt avløpsvann, industrivann, infiltrasjonsvann o.l. kan trekkes inn i beregningene ved å oppgi f.eks. antall personekvivalenter som sokner til respektive ledningsstreknings. Midlere avløp pr. personekvivalent samt variasjoner over døgnet og året må spesifiseres. Eventuelle spesifikke opplysninger om infiltrasjonsvann, industriavløp o.l. kan også oppgis.

3.3.7 Modellen kan dimensjonere og kostnadsberegne avløpssystemet

Når ulike typer avløpsvannmengder er gitt, kan modellen beregne nødvendige dimensjoner på ledninger og fordrøyningsbassenger.

Det fordres da at traceer for ledningene samt maksimalt basseng-avløp fra fordrøyningsbassenger er fastsatt. Basert på enhetskostnader kan anleggskostnader beregnes totalt og for delkomponenter.

Modellen kan også beregne eksisterende avløpssystemer med fastlåste dimensjoner.

3.4 Om nedbørhydrogram-metoden

Et nedbørhydrogram kan beregnes med basis i en intensitets-varighetskurve. Se f.eks. fig. 7 og 8.

Det er for dette prosjektet laget et EDB-program som beregner nedbørhydrogrammer med basis i en matematisk formulering for intensitets-varighetskurven. Det kan også leses inn enkeltpunkter på intensitets-kurven uten å lage en matematisk formulering for denne.

Tidligere manuelle dimensjoneringsmetoder for ledningsnett har vært avhengig av å benytte forskjellige separate konstante regnintensiteter for å finne maksimal vannmengde. Ved å lese inn et nedbørhydrogram som regnskyll over et felt, vil man imidlertid finne de ugunstigste vannmengder for alle rør i ledningsnettet i samme regneoperasjon.

Fig.10 viser skjematisk et nedbørfelt med innlagt ledningssystem. De stiplede kurvene representerer angivelse av den transporttid en vandråpe har nedover i systemet. Mellom 0 og 5 min. kurven vil et regnskyll med varighet på mellom 0 - 5 min. være dimensjonerende, og tilsvarende nedover i systemet. Nederst i feltet vil sannsynligvis et 20 min. regnskyll være dimensjonerende. Dette illustrerer hvilken stor regneoppgave en manuell dimensjonering av et avløpssystem kan representere.

Grunnen til at et nedbørhydrogram gir en samtidig dimensjonerende vannmengde i alle feltets ledninger, er at alle de enkeltregn som intensitets-kurven kan sies å være bygget opp av, er inkludert i nedbørhydrogrammet. Den samlede vannmengde som kan beregnes fra et nedbørhydrogram er likevel den samme som en middelintensitet fra en intensitetsvarighets-kurve ville gi i samme tidsrom. Forskning utført i andre land tyder også på at et dimensjonerende regnskyll har

omtrent den form som et nedbørhydrogram vanligvis har, dvs. som en symmetrisk topp (2) og (3).

3.5 Input for en hydraulisk beregning av avløpssystemer

Ledningsnettets må inndeles i et hensiktsmessig antall knutepunkter. Et for stort antall punkter vil ikke bedre beregningsnøyaktigheten vesentlig, men derimot raskt øke beregningskostnadene.

En ledningsstrekning har da et knutepunkt i hver ende. Ledningsstrengene må også få separate numre.

Nødvendig input kan f.eks. være:

- a) Knutepunkt-nummer i hver ende av ledningsstrengen.
- b) Ledningsnummer.
- c) Nivå i hver ende av ledningene.
- d) Ledningenes lengde
- e) Motstandstall eller ruhet i ledningene.
- f) Ledningenes dimensjon (ved eksisterende system).
- g) Regnintensiteter og varigheter.
- h) Nedslagsfelt til hver ledning.
- i) Avrenningskoeffisient for alle nedslagsfelter som funksjon av tiden.
- j) Tilrenningstid samt dennes funksjon i forhold til areal. Se fig. 9.
- k) Antall personekvivalenter pr. ledningsstreng.
- l) Avløpsmengde pr. personekvivalent og tidsenhet.

I tillegg kommer en del andre data som kan ha betydning for beregningene f.eks.:

- Marknivå i alle knutepunkter ved oppstuvningsberegninger.
- Enhetskostnader for ulike anleggskomponenter.
- Maksimale bassengavløp eller bassengvolumer.
- Plassering av bassenger, overløp og pumpestasjoner.
- Pumpestasjoners kapasitet og pumpeintervaller.
- Hvilke ledningsstrenger som evt. skal dimensjoneres.
- Andre relevante data.

3.6 Utskrift fra maskinen

Utskriften kan settes opp i følge ønsker tilpasset ulike behov.

Foreløpig har man disse muligheter for utskrifter.

- a) Alle innleste data oppsatt i systematiske tabeller.
- b) Tilskuddsvannmengde fra hvert delfelt som funksjon av tiden.
- c) Vannføring i ethvert rør før lagringsmetodikken for rør utføres, og i ethvert tidspunkt.
- d) Vannføringen i ethvert rør etter at lagringsmetodikken er utført, og for ethvert tidspunkt.
- e) Den vannmengde som befinner seg i ethvert rør til ethvert tidspunkt.
- f) Total nedbørmengde tilført ledningssystemet.
- g) Total vannmengde som er passert ethvert punkt i systemet.
- h) Lagret vannmengde til ethvert tidspunkt i eventuelle fordrøyningsbassenger.
- i) Vannmengder som til ethvert tidspunkt er avlastet gjennom eventuelle overløp.

I tillegg kan maskinen skrive ut maksimal vannføring i alle rør, gradient, maksimal fyllingsgrad og hastighet, rørkapasitet, Q_{maks}/Q_{full} , anleggskostnad og eventuelt beregnet diameter for alle strekninger.

Hvis det er ønskelig kan maskinen selv tegne diagrammer for vannføringen i alle rør, som funksjon av tiden. Se bilag 5,6 og 7.

Ved forurensningsberegninger kan forurensningstransporten i f.eks. gram pr. sekund skrives ut som funksjon av tiden i de punkter som er av interesse. Forurensningsmengder som til ethvert tidspunkt er avlastet gjennom eventuelle overløp eller bassenger kan også skrives ut. Se bilag 8.

Som det går frem av det foregående, er det rike muligheter for variasjon av utskriftene. Det er imidlertid viktig av kostnadsmessige hensyn å begrense utskriften til kun det som er nødvendig, da maskinen bruker relativt lang tid på redigering og trykking av tabeller.

Bilag nr. 1,2,3 og 4 viser eksempler på noen foreløbige utskrifter. Bilag nr.9 viser meget skjematisk hvordan den hydrauliske modellen fungerer ved dimensjonering av et ledningsnett.

4. BEREGNINGSIKKEPLER

4.1 Generelt

For å illustrere noe av hva den hydrauliske modellen kan brukes til, er en del av Oppsals overvannssystem beregnet. Feltet har ca. 10 000 beboere og ble bygget i 1950-60. Feltet består av blokker, forretninger og skoler, og er utbygd etter separatsystemet. Se fig.13.

Som en foreløpig og enkel demonstrasjon på hvordan forurensninger kan trekkes inn i beregningene, er et felt på Nøtterøy behandlet. Feltet, Tørrkopp, består av småhusbebyggelse og er kloakkert etter fellessystemet. Se fig.24.

4.2 Beskrivelse av en del regneeksempler for Oppsals ledningsanlegg

Oppsal har et ferdig utbygd ledningsanlegg med separatsystem. Anleggets eksisterende overvannsledninger er etter dagens prisnivå kostnadsberegnet til 3,78 millioner kroner. Fig.11 er benyttet ved kostnadsberegningene. Kostnadsberegningene har forøvrig størst verdi ved sammenlikninger mellom de ulike alternativer.

Eksempel 1

Kjøring nr. 2 vist i tabell 1 er grunnlaget for fig.14. Her er vannføring i 6 av nettets 45 ledningsstrekninger plottet som funksjon av tiden fra regnværets start. Vannføringen i rør nr. 39, som er det nederste i feltet, når et maksimum etter ca. 24 minutter etter regnskyllets start. Maksimum for rør nr. 36, som ligger øverst i feltet, kommer etter ca. 16 minutter. Nedbørhydrogrammet vist på fig.7 er da benyttet med 20 min. varighet. Dette hydrogrammet baserer seg på den intensitetskurve som var dimensjonerende da Oppsals ledningsnett ble bygget, se fig.3. Dette regnskyllet har et maksimum etter 10 minutter. Grunnen til at øverste ledning i feltet likevel ikke når maksimum før etter 16 minutter, er at tilrenningstiden fra ytterste punkt på overflaten til ledningen er satt til 6 minutter.

Beregnings-situasjoner for Oppsal

Kjøring nr.	Type flate i beregn.	Kørløpmetode i beregn.	Tilrennings-tid i min.	Fordrøyn. basseng i pkt. 21	Hvt. max. avløp fra basseng l/s.	Stimulert regnskylt l/s x tid i min.	Anleggskostn for ledn. i mill. kr.	Beregnet volum for basseng i m ³	Anleggskostn i basseng i mill. kr.	Totale anleggskostn i mill. kr.
1	Totale	Nei	6	Nei	-	N1 - 20	4,159			4,159
2	"	Ja	6	"	-	N1 - 20	3,893			3,893
3	"	Ja	6	"	-	179 - 5	3,369			3,369
4	"	Nei	6	"	-	179 - 5	3,852			3,852
5	"	Ja	6	"	-	89½ - 20	3,358			3,358
6	Tette	Ja	6	"	-	N1 - 20	3,008			3,008
7	"	Ja	2	"	-	N1 - 20	3,074			3,074
8	Totale	Ja	6	"	-	140 - 20	3,988			3,988
9	"	Ja	6	Ja	1000	140 - 20	3,773	936	0,389	4,162
10	"	Ja	6	Nei	-	N2 - 15	4,587			4,587
11	"	Ja	6	Ja	1100	N2 - 15	4,281	1041	0,412	4,693
12	"	Ja	6	Ja	1000	N2 - 15	4,281	1135	0,426	4,707
13	"	Ja	6	Ja	500	N2 - 15	4,131	1659	0,595	4,726

x N1 = Nedbørhydrograf basert på intensitetsfunksjonen = $\frac{400}{Vt}$ Eksisterende ledningsnett = 3,778

$$I = \frac{400}{Vt}$$

$$N2 = \text{Nedbørhydrograf basert på intensitetsfunksjonen } I = \frac{550}{t} + \frac{550}{Vt}$$

Eksempel 2

Mange av de beregningsmetodene som er benyttet eller benyttes tar ikke hensyn til den magasineringskapasitet som rørsystemet har i kraft av sitt volum. Fig.15 viser betydningen av å ta hensyn til den reelle fysiske situasjon med lagring i rørsystemet. Det er kjøring nr. 1 og 2 som er plottet (se tabell nr. 1) m.h.t. vannføring ut av rør nr. 39. Det simulerte regn-
vær er et 20 min. nedbørhydrogram. Se fig. 7.

Maksimal vannføring blir 40 % høyere ved å neglisjere magasinerings-
effekten. Maks. vannføring opptrer ca. 5 minutter tidligere hvis det ikke tas hensyn til magasineringen. Det går også frem av figuren at avløpet varer ca. 20 min. lenger når magasineringen inngår i beregningen.

Anleggskostnad med rørlagring (kjøring 2) = 3,893 mill.kr.
" uten " (kjøring 1) = 4,159 mill.kr.

Ved de dimensjoneringsbetingelser som er gitt i tabell 1 for kjøring 1 og 2, vil en neglisjering av lagringen i rør koste ca. 266.000 kroner i anleggsutgifter i form av økede rørdimensjoner.

Eksempel 3

Magasineringseffekten i rørene blir ennå tydeligere fremhevet ved det korte intensive regnskyll som er brukt i dette eksemplet. Det er simulert et regnskyll med konstant intensitet 179 l/sek.ha i 5 minutter. Den maksimale vannføringen ut av rør nr. 39 dobles ved neglisjering av magasinerings-
effekten i rørene, mens tidspunktet for maksimalvannføring forskyves ca. 5 minutter. Se fig.16. Kjøring nr. 3 og 4.

Dersom man hadde et overløp på rør nr. 39 som trer i funksjon ved $Q = 1800 \text{ l/s}$, ville man ved en beregning uten magasinerings-
effekt i rørene, finne en vannmengde på ca. 760 m^3 som går direkte i overløp, mens det i virkeligheten ikke ville gå noe i overløp. Dette gjelder ved et 5 minutters regnskyll.

Anleggskostnader med rørlagring (kjøring 3) = 3,369 mill.kr.
" uten " (kjøring 4) = 3,852 mill.kr.

Differansen i anleggskostnader er 483.000 kroner for beregningsmetodikk med og uten lagringseffekt i rørene.

Eksempel 4

Fig.17 viser en sammenligning mellom et simulert regn ifølge nedbørhydrogram-metoden og tilsvarende konstant middelintensitet i samme tidsrom. Se kjøring nr. 2 og 5 i tabell nr. 1.

Nedbørhydrogrammet er vist i fig.7 for et 20 min. regnskyll.

Dette nedbørhydrogrammet tilsvarer en middelintensitet på 89,5 l/s i 20 minutter. Forskning utført i U.S.A. (2) viser at de dimensjonerende regnvær ofte beskrives ved et nedbørhydrogram og ikke ved en jevn middelintensitet. Fig.17 viser at et nedbørhydrogram gir en maksimal vannføring som er 16-17 % større enn for en jevn middelintensitet. Dette gjelder vel å merke for vannføringen ut av rør nr. 39 som er nederst i feltet.

Anleggskostnader med nedbørhydrogram = 3,893 mill.kr.
" med konstant middelintensitet = 3,358 mill.kr.

Differanse = 535.000 kroner

Grunnen til at differansen i anleggskostnader er relativt større enn fig.17 skulle tilsi, er at differansen i maksimalvannføringene for de to ulike situasjonene er vesentlig større lengre opp i feltet enn for det viste rør nr. 39. Dette skyldes den utjevne og selvregulerende effekten i rørsystemet som naturligvis gjør seg sterkest gjeldende nederst i feltet.

Eksempel 5

På fig. 18 er vist vannføringen ut av rør nr. 39 for kjøring nr. 2 og 6. Begge situasjoner har samme simulerte regn i 20 minutter ifølge nedbørhydrogrammet i fig. 7.

Kurven med den største vannføringen er basert på antagelse av avrenning fra det totale nedslåsfelt med avrenningskoeffisient på 0,7. Denne koeffisient finnes oppgitt i håndbøker og avløpslitteraturen for slike forhold man har på Oppsal.

Anleggskostnadene ved dette alternativet ble av regnemaskinen beregnet til 3,893 mill.kr. Det virkelig eksisterende ledningsnett er kostnadsberegnet til 3,778 mill.kr. etter dagens priser. Denne gode overensstemmelse kan tyde på at planleggerne har brukt en antagelse om avrenning fra totale arealer i feltet og med en avrenningskoeffisient på 0,7.

I England(1) har man imidlertid ved feltundersøkelser kommet frem til at den beste beskrivelse av avrenningsvannmengdene fås ved kun å anta avrenning fra tette flater som har direkte forbindelse med ledningsnett. Dette vil si at gressplener, grusveier o.l. ikke vil gi et dimensjonerende bidrag til vannmengdene. Tyske forsøk (4) bekrefter det samme. Den lavest beliggende kurve på fig.18 representerer avløp fra tette flater på Oppsal. Det er tatt hensyn til fuktningstap og tap til overflatemagasiner i ujevnheter o.l. Dette er vist med enkeltskravur i fig.7. Disse første 3 minuttene av regnhydrogrammet representerer tapet. Avrenningskoeffisienten er forøvrig satt til 1,0.

Anleggskostnader, totale flater	=	3,893 mill.kr.
" tette "	=	3,008 mill.kr.

Differansen er 885.000 kroner i anleggskostnader. Mange ledningsstrekninger får minstedimensjon uansett alternative forutsetninger. Dette vil dermed "overlagre" resultatet i noe grad. Dersom de tyske og engelske forsøk er riktige, vil dette si at nærmere en million kroner kunne vært spart på dette Oppsal-feltet, som totalt i areal utgjør ca. 54 ha. Feltundersøkelser på Oppsal-feltet i 1972 vil kunne belyse hvilken av de to metodene som er riktig.

Eksempel 6

Resultatene av nr. 6 og 7 (se tabell nr.1) er vist i fig.19. For begge vedkommende er det simulerte regnskyll som angitt i fig.7. Situasjonene er identiske bortsett fra overflatevannets tilrenningstid til nærmeste ledning. I den ene situasjonen er tilrenningstiden satt til 6 minutter og i den andre 2 minutter. Vannmengden ut av rør nr.39, viser en liten økning for maksimum ved 2 minutters tilrenning. Tidspunktet for maksimum forskyves ca. 4 minutter.

Grunnen til den lille differensen i maksimal vannmengde i rør nr.39, er den selvregulerende effekt i ledningsnett. Høyere opp i feltet er differensen betydelig større, slik at man har et visst utslag i de beregnede anleggskostnader.

Anleggskostnader, 2 min.tilrenning	=	3,074 mill.kr.
" 6 min. "	=	3,008 mill.kr.

Differansen er 66.000 kroner. Dette beløp er selvfølgelig lite i forhold til 3 million kroner, men man må være klar over at i et ledningsnett av denne type vil det i enkelte områder alltid bli minstedimensjon på ledningene - uansett forutsetninger. Dette vil derfor være en konstant overlaging av resultatene.

Eksempel 7

I fig.20 er vannmengden ut av rør nr.39 vist for kjøring nr.8 og 9. Regnskylllet er basert på Oslo's nye dimensjonerende regnintensitetskurve, se fig.3. Det er således simulert et regnskyll med konstant intensitet 140 l/s i 20 minutter.

Situasjonene er identiske bortsett fra at et fordøyningsbasseng er plassert i pkt.21 i den ene av situasjonene. Avløpet fra dette bassenget er forutsatt ikke å overstige 1000 l/s. Ifølge fig.10 blir maksimum nederst i feltet dempet med ca. 750 l/s. Det sees også at avløpet fra rør nr.39 ligger på 1000 l/s inntil den magasinerte vannmengde i bassenget i pkt.21 er tømt. Nødvendig bassengvolum er beregnet til 936 m³.

Anleggskostnader, situasjon uten basseng	= 3,988 mill.kr.
" ledninger(med basseng)	= 3,773 mill.kr.
" basseng	+ 0,389 " "
Totale anleggskostnader med basseng	= 4,162 mill.kr.

Innsparelsen i ledningskostnader oppveier ikke utgiftene til å anlegge basseng i dette tilfellet.

Eksempel 8

Fig. 21 viser vannføringen ut av rør nr. 39 for kjøring nr.10, 11, 12 og 13. Se tabell nr. 1.

Det simulerte regnskyll er vist i fig.8. og er lik for alle 4 situasjonene. Situasjonene er identiske bortsett fra at kjøring 11,12 og 13 har et fordrøyningsbasseng i pkt. 21. Maksimale avløp fra bassenget er ved kjøring 11 satt til 1100 l/s, ved kjøring 12 til 1000 l/s og ved kjøring 13 til 500 l/s. De respektive volumer er beregnet til 1041 m³, 1135 m³ og 1659 m³.

Anleggskostnader uten basseng	= 4,587 mill.kr.
" med bassengavløp 1100 l/s inkl. bassenget	= 4,693 mill.kr.
" med bassengavløp 1000 l/s inkl. bassenget	= 4,707 mill.kr.
" med bassengavløp 500 l/s inkl. bassenget	= 4,726 mill.kr.

Heller ikke ved dette simulerte regnskyll var det økonomisk å anlegge fordrøyningsbasseng. Har man imidlertid valget mellom å dublere en eldre ledning for å transportere avrenningsvann fra nye ovenforliggende felter, eller å anlegge fordrøyningsbassenger, vil ofte det siste alternativet falle gunstigst ut.

Eksempel 9

Fig. 22 viser vannføringen ut av rør nr. 39 for kjøring nr.2,5,6 og 8. Kjøringene representerer alternative avrenningsforhold i nedbørfeltet. De store differanser i maksimumsvannføringene

tilsier at det er behov for feltundersøkelser og praktisk forskning innenfor feltet "dimensjonering av transportsystemer".

Eksempel 10

Det er i dette eksempelet illustrert hvordan en vannføring fra et bestemt rør forplanter seg og utjevnes nedover i ledningssystemet. Se fig.23. Det er forutsatt et regnskyll med konstant intensitet 670 l/s.ha i 6 minutter.

Tilrenningstid = 8 min.

Avrenningskoeffisienten: $\phi = 0$ for alle rør bortsett fra for rør nr. 28 som har $\phi = 0,7$.

Ledningssystemet er beregnet med eksisterende dimensjoner.

Hensikten var å generere en vannmengde på maks. 1230 l/s i kun rør 28, og så studere utjevningseffekten nedover i systemet.

Oppsummering

Av de eksempler som har seriøse forutsetninger er det dyreste ledningsalternativet 50 % mer kostbart enn det billigste. Når man vet at 9 - 10 milliarder kroner vil bli investert for disse formål i løpet av få decennier, gir det en forståelse for at betydelige midler kan spares ved en forskningsinnsats innen avløpstransportsektoren.

4.3 Beskrivelse av regneeksempler med data hentet fra området Tørrkopp i Nøtterøy kommune

Området er kloakkert etter fellessystemet. Nederst i nedbørfeltet, punkt 1 i fig. 24, ligger et overløp som er prosjektert for å avlaste alle vannføringer som overskrider 36 l/s. Renseanlegget som ligger på nedstrømsiden av overløpet mottar følgelig en maksimal vannføring på 36 l/s. Beregningene som er utført nedenfor vil representere en meget forenklet beregningsmetode for avlastede forurensningsmengder. De forurensningsmengdene som passerer et overløp beregnes vanligvis på bakgrunn av en kritisk regnintensitet som vist i fig. 25. Den regnintensitet i_{kr} som setter overløpet i funksjon, beregnes ved hjelp av følgende formel:

$$i_{kr} = \frac{Q}{A \cdot C_m}$$

Q = vannføring i røret når overløpet trer i funksjon.

A = areal av nedslagsfelt.

C_m = midlere avrenningskoeffisient.

En beregning etter disse betingelser tilsvarer et vannføringshydrogram benevnt metode 1 i fig. 26.

Tar man hensyn til forsinkelser og strømningshastigheter i rørene, kan man i prinsippet oppnå kurven som er benevnt metode 2 i fig. 26. EDB-modellen ville da i prinsippet få en vannføring etter metode 3, da man blant annet tar hensyn til rørmagasineringsen og overflatemagasineringsen. Det fremgår følgelig at beregningsmetodikken i prinsippet har stor betydning for resultatet av forurensningsberegningene.

Beregningsforutsetninger.

På dette stadium i arbeidet med systemanalysen har man imidlertid måttet foreta endel forenklinger i beregningsforutsetningene. Forurensningskonsentrasjonene i spillvann og regnvann er forutsatt å være konstante, noe som kan avvike sterkt fra de virkelige forhold. I eksempelet er bare BOF_7 benyttet som forurensningsparameter.

BOF ₇ i spillvann	125 mg/l
" regnvann	20 mg/l
Spillvannsavrenning:	0,00686 l/sek.person
Kritisk vannføring i overløp =	36 l/s
Renseeffekt i renseanlegg =	90 % fjerning av BOF ₇

Renseeffekten er antatt uavhengig av den hydrauliske belastning og andre faktorer som i realiteten innvirker på prosessen.

Total nedbørhøyde pr. år =	836 mm
Midlere avrenningskoeffisient C_m =	0,179
Nedslagsfelt A =	86,95 ha
Antall personer =	2325

Følgende størrelser kan da avledes:

$$\text{Midlere spillvannsintensitet} = \frac{2325 \cdot 0,00686}{0,179 \cdot 86,95} = 1,03 \text{ l/s.ha}$$

$$\text{Kritisk vannføring i overløp} = \frac{36}{0,179 \cdot 86,95} = 2,31 \text{ l/s.ha}$$

Total mengde BOF₇ tilført pkt. 1 i løpet av året:

Fra spillvann:

$$2325 \text{ p. } 0,00686 \text{ l/s.p. } 125 \text{ mg/l} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 10^{-6} = 62500 \text{ kg/år}$$

Fra regnvann:

$$0,836 \text{ m/år} \cdot 869,500 \text{ m}^2 \cdot 0,179 \cdot 20 \text{ g/m}^3 \cdot 10^{-3} = 2600 \text{ kg/år}$$

Total BOF₇ mengde tilført ledningssystemet årlig =

$$62500 + 2600 = \underline{\underline{65100 \text{ kg BOF}_7/\text{år.}}}$$

På bakgrunn av kurvene i fig.4 og fig. 5 kan et middelårs nedbør inndeles i følgende typer nedbøraktivitet.

TABELL 2 Antatt fordeling av nedbør

Intensitet l/s.ha	Midlere Varighet minutter	Antall regn pr. år	Totalt antall regntimer pr. år
20,6	20	60	20
12,1	40	30	20
8,3	48	25	20
7,0	60	20	20
6,0	80	15	20
4,1	150	40	100
2,6	170	35	100
2,0	240	25	100
1,2	268	45	200
0,5	343	35	200
		= 330	= 800

Avlastningsberegning ved integrering av
varighetskurven. (manuell metode)

Ved å integrere varighetskurven i fig. 4 fås følgende forurensnings-
avlastning (k.fr. fig.23).

$$Y = G_m \cdot A \cdot \int_{t=0}^{t=t_{kr}} C_m (i_s + i - i_{kr}) dt$$

- Y = mengde forurensning (BOF_7) som passerer overløp pr. år
 G_m = midlere avrenningskoeffisient
 A = nedslagsfeltets areal
 i = regnintensitet pr. redusert hektar pr. sekund = $F(t)$
 i_s = spillvannsmengde pr. redusert hektar pr. sekund (l/s.ha)
 i_{kr} = vannføring pr. redusert hektar pr. sekund på det
 tidspunkt overløpet trer i funksjon.
 C_m = midlere forurensningskonsentrasjon (BOF_7) i regn-/spill-
 vannblandingen

$$C_m = \frac{i_r \cdot C_r + i_s \cdot C_s}{i_r + i_s}$$

C_r = BOF₇- konsentrasjon i regnvann (overvann)

C_s = " " spillvann

Innsettes den siste ligningen i den foregående og regnintensiteten innsettes som en funksjon av tiden, $i = f(t)$, fås ved numerisk integrasjon:

$$Y = \underline{2773 \text{ kg BOF}_7 \text{ pr. år}}$$

$$\text{Avlastning til resipient} = \frac{2773 \cdot 100 \%}{65100} = \underline{4,3 \% \text{ pr. år}}$$

Følgende verdier er da brukt:

$$\begin{aligned} C_m &= 0,179 \\ A &= 86,95 \text{ ha} \\ i_{kr} &= 2,31 \text{ l/s.ha} \\ i_s &= 1,03 \text{ l/s.ha} \\ C_r &= 20 \text{ mg/l} \\ C_s &= 125 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

Det er her antatt at C_s , C_r og i_s er konstante. I realiteten varierer disse størrelser også med tiden.

Har man gjennomsnittlig 90 % renseeffekt i renseanlegget, betyr 4,3 % avlastning i overløpet at utslippet av BOF til resipient øker 43 %. Ved 95 % renseeffekt i renseanlegget øker tilsvarende utslipp til resipient med nærmere 100 %.

Eksempel 1

Avløpssituasjonen ved feltet Tørrkopp er beregnet med et simulert nedbørhydrogram som fig. 7 viser. Fig. 27 viser vannføringen i pkt. 1 som funksjon av tiden. Det er antatt at overløpet trer i funksjon ved 36 l/s, hvilket er det dobbelte av dimensjonerende vannføring for renseanlegget. I ledningssystemet er det her brukt de dimensjoner programmet selv finner er nødvendig for å unngå oppstuvninger.

Ved dette regnskylllet går 1920 m^3 av det blandede avløpsvann i overløp i løpet av 77 minutter, mens 150 m^3 går til renseanlegget. Forurensningsmengde til resipient i løpet av dette 32 minutters regnskyll er beregnet til:

BOF₇-mengde som passerer overløp i løpet av regnskylllet : 45,6 kg.

Dette representerer en lokal sjokkbelastning på resipienten. Avhengig av avløpsvannets karakter og resipientens kapasitet kan slike tidvise belastninger ha alvorlige følger både for resipientens dyre- og plantesamfunn og for den generelle bruk av vannforekomsten for ulike formål.

Eksempel 2

I dette eksempelet beregnes den samlede mengde organisk stoff, uttrykt som BOF₇, som tilføres resipienten i løpet av ett år. Det er antatt bare to "forurensningslekkasjer" fra avløpsanlegget, nemlig fra renseanlegget og fra overløpet umiddelbart foran renseanlegget. Eksisterende ledningsdimensjoner er benyttet.

Det er dessuten antatt en nedbørfordeling som vist i tabell 2, og ellers de forutsetninger som allerede er nevnt tidligere. Kostnadsberegningen for eksisterende system etter 1971 priser er:

Anleggskostnad hovedledningssystem	=	2,23 mill.kr.
" renseanlegg (biologisk)	=	<u>1,20 mill.kr.</u>
Totale anleggskostnader	=	<u>3,43 mill.kr.</u>

Tabell 3 viser en sammenligning av beregningsresultater med EDB-modellen og en manuell analyse ved overløpsberegninger. Bilag 8 viser et eksempel på utskrift fra forurensningsberegninger for Tørrkopp-feltet ved et regnskyll på $12,1 \text{ l/s.ha}$ i 40 minutter.

Computeren UNIVAC 1108 brukte 2 minutter i sentralenheten for å simulere ett års nedbør i Tørrkopp-feltet. Feltet er oppdelt i 59 rørstreknings.

TABELL 3

FORURENSNINGSBEREGNINGER NØTTERØY

Intensitets- intervall	Enkelreg- skyllets varig- het i minutter	Intervallets varighet i timer pr. år.	Antall regn pr. år.	Beregnet tids- rom for hvilke minutter etter regnets start overl. er i funk- sjon	Antall timer overløpet er i (ved EDB.)	Antall timer overløpet er i Manuell metode	Antall m ³ i overløp pr. år ved EDB.	Antall m ³ i overløp pr. år beregnet manu- elt m/eldre metode	Antall kg BOF ⁷ i overløp pr. år beregn. ved EDB	Antall kg BOF ⁷ i overløp pr. år beregnet manuelt med eldre metode.
20,6	20	20	60	11. - 71.	60,0	20	17 600	21 700	565	542
12,1	40	20	30	14. - 88.	37,0	20	10 200	12 100	334	342
8,3	48	20	25	17. - 94.	32,0	20	6 360	7 860	229	250
7,0	60	20	20	19. -105.	28,6	20	5 260	6 500	194	216
6,0	80	20	15	21. -124.	25,7	20	4 450	5 300	169	187
4,1	150	100	40	27. -191.	109,2	100	13 800	15 600	585	647
2,6	170	100	35	37. -205.	97,9	100	6 050	7 330	307	367
2,0	240	100	25	43. -269.	94,2	100	3 320	3 980	187	222
1,2	268	200	45	0. - 0.	0	40	0	0	0	0
0,5	343	200	35	0. - 0.	0	0	0	0	0	0
	S U M	800	330		484,6	440	67 040	80 370	2 470	2 773

Beregnet mengde BOF ₇ som passerer overløp	= 2470 kg/år
BOF ₇ ut av renseanlegg 0,1 . (65100-2470)	= <u>6263 kg/år</u>
Total mengde BOF ₇ tilført resipient	= <u>8733 kg/år</u>

Eksempel 3

I dette regneeksempelet er det forutsatt et fordrøyningsbasseng i pkt. 1 med et maksimalt avløp på 36 l/s. De regnskyll med intensiteter som overstiger den maksimale verdien i tabell 2 vil imidlertid gi vannføring i et nødoverløp i bassenget. I følge fig. 4 kan vi for enkelthets skyld anta at nedbørmengden fra disse regnskyll kan neglisjeres i forhold til den totale nedbørmengde over året. Fordrøyningsbassengets volum er beregnet til 346 m³, dimensjonert for det ugunstigste nedbørforholdet i tabell 2.

Anleggskostnad hovedledningssystem	= 2,23 mill.kr.
" " renseanlegg	= 1,20 mill.kr.
" " fordrøyningsbasseng	= <u>0,24 mill.kr.</u>
Totale anleggskostnader	= <u>3,67 mill.kr.</u>

For dette systemet vil følgende mengde BOF₇ gå i resipient:

$$\text{Regnvann + Spillvann: } 65100 \cdot 0,1 = 6510 \text{ kg BOF/år.}$$

Eksempel 4

Eksempelen belyser en situasjon hvor det forutsettes at hele ledningsnettets for Tørrkopp-feltet er utbygget etter separatsystemet.

Beregnete anleggs-kostnader for et tenkt separatsystem:

Ledninger 1,3 . 2,23	= 2,90 mill.kr.
Renseanlegg	= <u>1,20 mill.kr.</u>
Totale anleggskostnader	= 4,10 mill.kr.

Det er for enkelthets skyld antatt at separatsystemet koster 30 % mer å anlegge enn fellessystemet.

Med et gjennomført separatsystem ville følgende mengder BOF_7 tilføres resipienten:

Regnvann	=	2600 kg/år
Spillvann (90 % rensing) 62500 · 0,1	=	<u>6250 kg/år</u>
Total mengde BOF_7 tilført resipient	=	<u>8850 kg/år</u>

Forholdet mellom anleggskostnader og fjernet mengde forurensninger som beregnet i de tre siste eksemplene er vist i tabell 4.

Konklusjon

Tabell 3 viser at tidligere metoder gir avvik på 10-20 % fra en mer korrekt metodikk m.h.t. m^3 avløpsvann og kg BOF_7 som passerer overløp samt antall timer overløpet er i funksjon. Antall % avvik er sterkt avhengig av intensiteten og regnskyllets varighet. Ved et regnskyll på 6 l/s.ha i 15 minutter kan det nevnes at avviket var på 180 % for BOF og 350 % for m^3 avløpsvann som passerer overløp. Disse tall gjelder spesielt for Tørrkopp med ca. 2300 personer. Ved større felter vil utslaget bli større på grunn av ledningsnettets økede magasineringsevne.

Regneeksemplenes forutsetninger er meget sterkt forenklet og beregningsresultatet kan muligens være direkte misvisende. Hensikten med eksemplet er imidlertid å henlede oppmerksomheten på mulighetene for å integrere forurensninger i beregninger av avløpssystemer.

Tabell nr. 4 Sammenligning mellom ulike systemer. Anleggskostnad - forurensninger.

	Anleggskostnad i mill. kr.	Kg. BOF ⁷ tilført resipienten pr. år	Kg. BOF ⁷ fjernet fra systemet pr. år	Tomt BOF ⁷ fjernet fra systemet pr. år og pr. anleggsmillion nedlagt i avløpssystemet
Ledningssystem	3,43	8733	56367	16,43
Eksisterende fellessystem	3,67	6510	58590	15,96
Fellessystem med fordrøyningsbasseng	4,10	8850	56250	13,72
Separatsystem				

5. FORTSATT UTVIKLINGSARBEID

5.1 Videre utvikling av analysemodellen

Det videre arbeidet med modellen kan inndeles i tre deler:
Hydraulikk, økonomi og forurensninger.

5.1.1 Hydraulikk

Den hydrauliske modellen bør kompletteres slik at oppstuvningsberegninger kan utføres. Dette har betydning når maksimale flomberegninger i ledningsnettets skal utføres.

Modellen skal også utvides med en subrutine som skal kunne beregne forgreninger av vannstrømmer og deres påvirkning av oppstuvninger i ledningssystemet. Disse beregningene vil måtte basere seg på energilikevektsbetraktninger og en iterasjonsmetodikk.

Den hydrauliske modellen må dessuten justeres og eventuelt korrigeres etterhvert som resultater fra feltundersøkelser foreligger og andre praktiske erfaringer oppnås.

5.1.2 Økonomi

Foreløpig kan modellen bare beregne anleggskostnader for de ulike komponenter. For å få en fullstendig og riktig analyse, må også driftsutgifter, vedlikeholdsutgifter, energikostnader, rentebelastninger, reinvesteringer, avskrivninger og liknende begreper tas med.

Det vil da antagelig være hensiktsmessig å benytte blant annet nåverdibetraktninger for å kunne sammenlikne de ulike alternativer.

Et foreliggende EDB-program som er utviklet ved NIVA for økonomiske beregninger, vil om mulig bli benyttet i størst mulig grad.

5.1.3 Forurensninger

Foreløpig er modellen slik at man leser inn en konstant forureningskonsentrasjon for henholdsvis regnvann og spillvann.

Modellen må imidlertid utvides slik at konsentrasjonen i de ulike vanntyper kan leses inn som en funksjon av tiden. Det må også foreligge muligheter til å ta hensyn til endringer i konsentrasjoner ved passering av f.eks. bassenger, overløp, renseanlegg, o.l. Hensynet til slamavsetninger i rørsystemet med påfølgende utspyling ved store vannføringer må dessuten bringes inn som en variabel faktor, avhengig av bl.a. transportsystemets utforming.

5.1.4 Generelt

Det må legges inn en rekke prinsippfunksjoner som beskriver effekten av ulike kombinasjonsmønster av enhetsoperasjoner i renseanlegg som funksjon av hydraulisk belastning, forureningsbelastning, økonomisk innsats, temperatur og andre relevante parametere. De virkelige sammenhenger, basert på observasjoner i forsøks- og fullskalaanlegg, kan bygges inn modellen i stedet for prinsippfunksjonene når disse finnes. Det gjelder forøvrig alle de funksjoner og sammenhenger som er antatt, at disse kan justeres og forandres etterhvert som kunnskapsnivået utvides gjennom utviklingsarbeid på en rekke felter.

Som skissen på side 2 viser, må man anta systemvariable og beslutningsvariable for å finne tilstandsvariablene. Dette har karakter av en prøve-feile metode som har som mål å finne det optimale systemet. På lang sikt bør man imidlertid utvikle en selvstendig optimaliseringsprosess, slik at tilstandsvariablene velges (samt delvis systemvariablene) og maskinen beregner selv de optimale beslutningsvariablene.

5.2 Bruk av modellen til planleggings- og prosjekteringsformål.

Planleggende og prosjekterende organer i stats- og kommuneadministrasjonen samt rådgivende ingeniører i VA-teknikk vil enkelt kunne benytte modellen til omfattende analyser av

eksisterende og fremtidige avløpssystemer. Dette vil uten tvil ha omfattende økonomiske og miljømessige fordeler.

NIVA ønsker dessuten å benytte modellen til en mer detaljert analyse av de enkelte anleggskomponenters betydning i avløpsproblematikken. Gjennom en trinnavvikling av systemanalysen slik som foreslått ligger forholdene godt til rette for å anvende modellen for praktiske oppgaver etterhvert som arbeidet utvikler seg. Modellen må allerede ansees å være brukbar for en rekke hydrauliske beregningsoppgaver.

På noe lengre sikt vil kanskje systemanalysen ha sin største betydning som et viktig ledd i vassdragsforvaltningen. I denne sammenheng vil en slik teknisk modell eventuelt bindes sammen med tilsvarende modeller som eksempelvis beskriver resipientenes biologiske reaksjonsmekanismer, nasjonaløkonomiske miljøeffekter og sosiologiske problemstillinger.

På fig. 29 er vist en skjematisk oversikt over problematikken omkring vannforurensningene. Systemanalysen kan da tenkes å komme inn i "boksen" øverst i figurens høyre hjørne.

5.3 Tidsmessig fremdriftsplan

Det er tatt sikte på å fullføre mesteparten av feltundersøkelsene for testing av den hydrauliske modellen i løpet av 1972.

Videre vil antagelig arbeidet med å bygge inn de fleste prinsipp-funksjoner i EDB-modellen være fullført i løpet av 1972/73.

Etter hvert som erfaringer innvinnnes gjennom egne feltobservasjoner samt praktisk bruk av modellen og utviklingen i de andre PMA-prosjektene medfører tilgang på grunnlagsmateriale, vil kompletteringer og justeringer bli gjennomført. Dette arbeidet vil foregå i tidsrommet 1972-76.

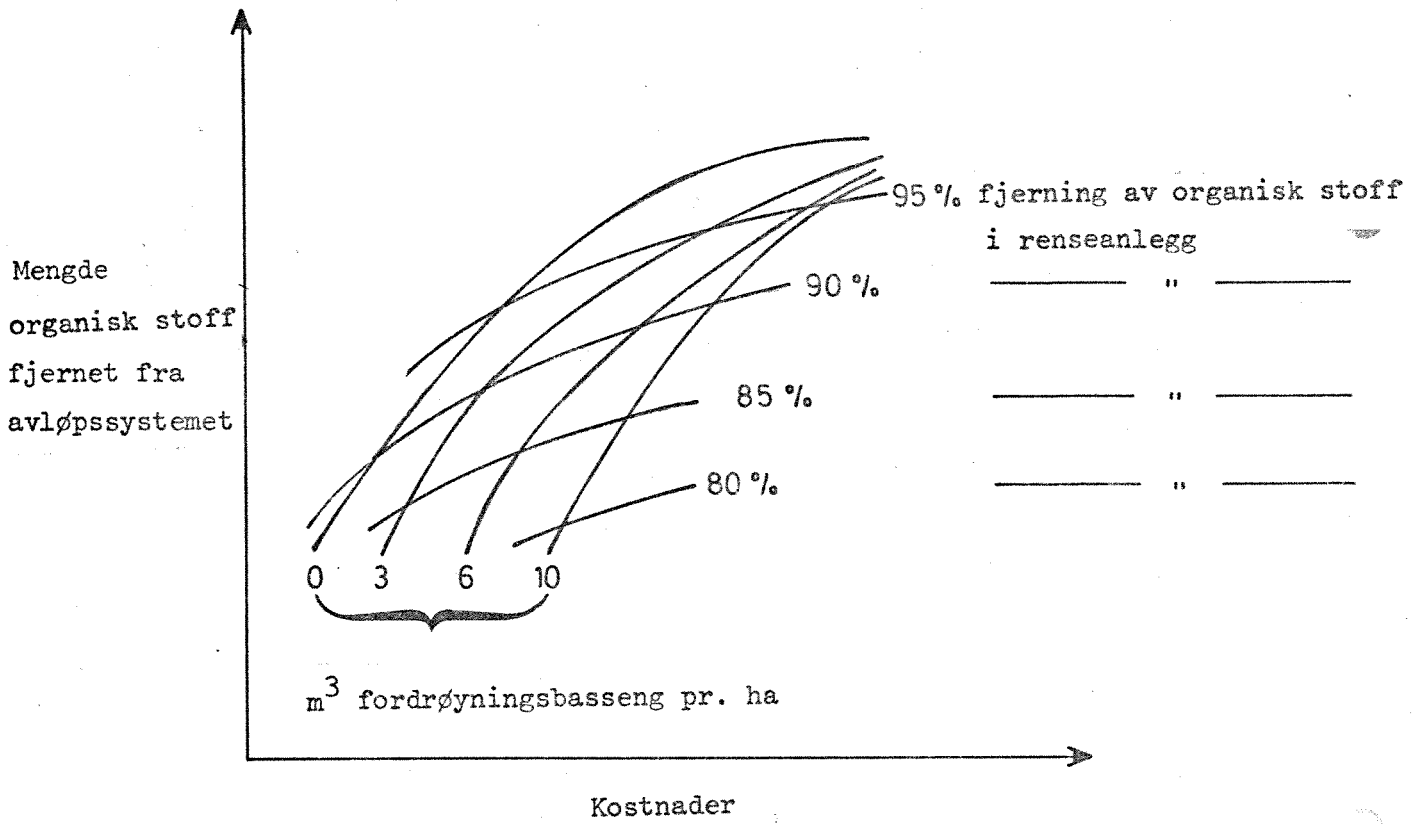
Arbeidet med å utvikle en selvstendig optimaliseringsprosess bør foregå i tidsrommet 1973-76 (j.fr. kapittel 5.1.4).

REFERANSER

- (1) Watkins L.H. "The Design of Urban Sewers Systems", Road Research Technical Paper no.55. Dept. of Scientific and Industrial Research, London, Her Majesty's Stationery Office, 1962.
- (2) Tholin, A.L. and Keifer, C.I.: "The Hydrology of Urban Runoff", Transactions, ASCE, Vol.125, Part I, 1960 pp. 1308-1379.
- (3) Thorndal, U.: "Nedbørshydrografer", Stads og havneingeniøren 7. 1971 side 130 - 131.
- (4) Pecher, R.: "Der Abflussbeiwert und seine Abhängigkeit von der Regendauer". Berichte aus dem Institut für Wasserwirtschaft und Gesundheitswesen. Technische Hochschule München. 1969 nr. 2.

Fig. 1

Eksempel på optimalisering Forurensninger - økonomi



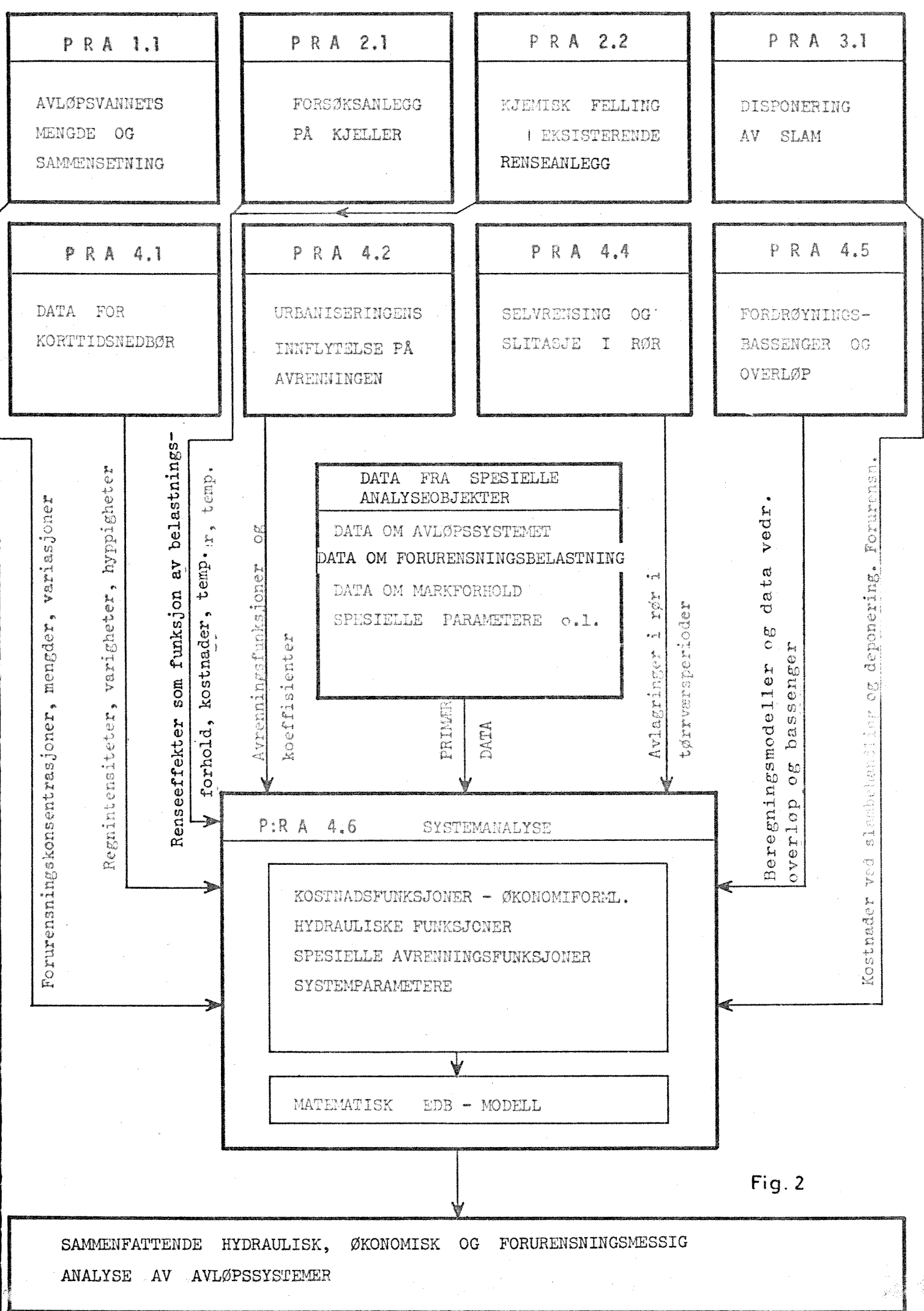


Fig. 2

Fig. 3 Intensitetskurver

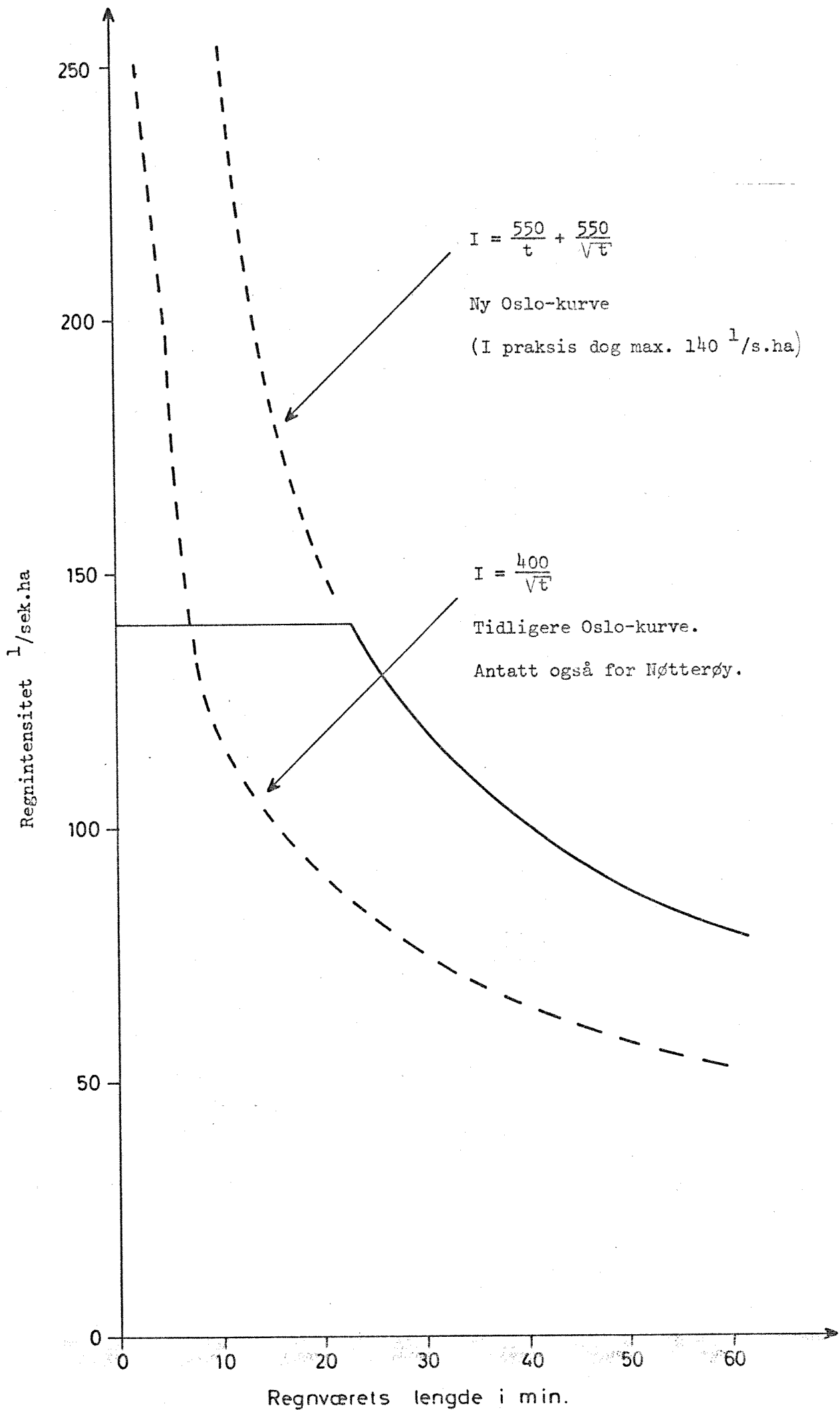


Fig. 4 Antatt varighetskurve for Nötteröy

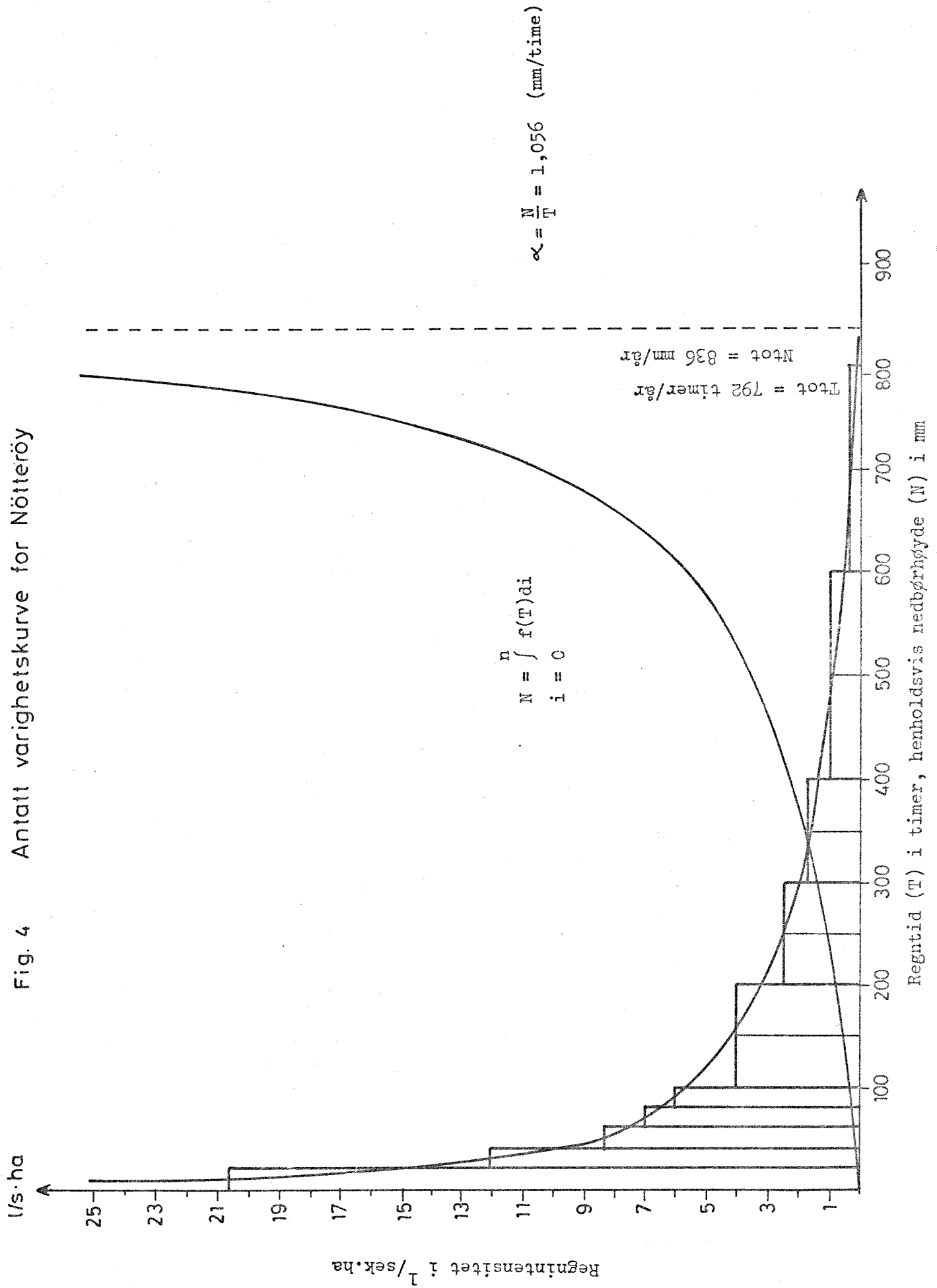
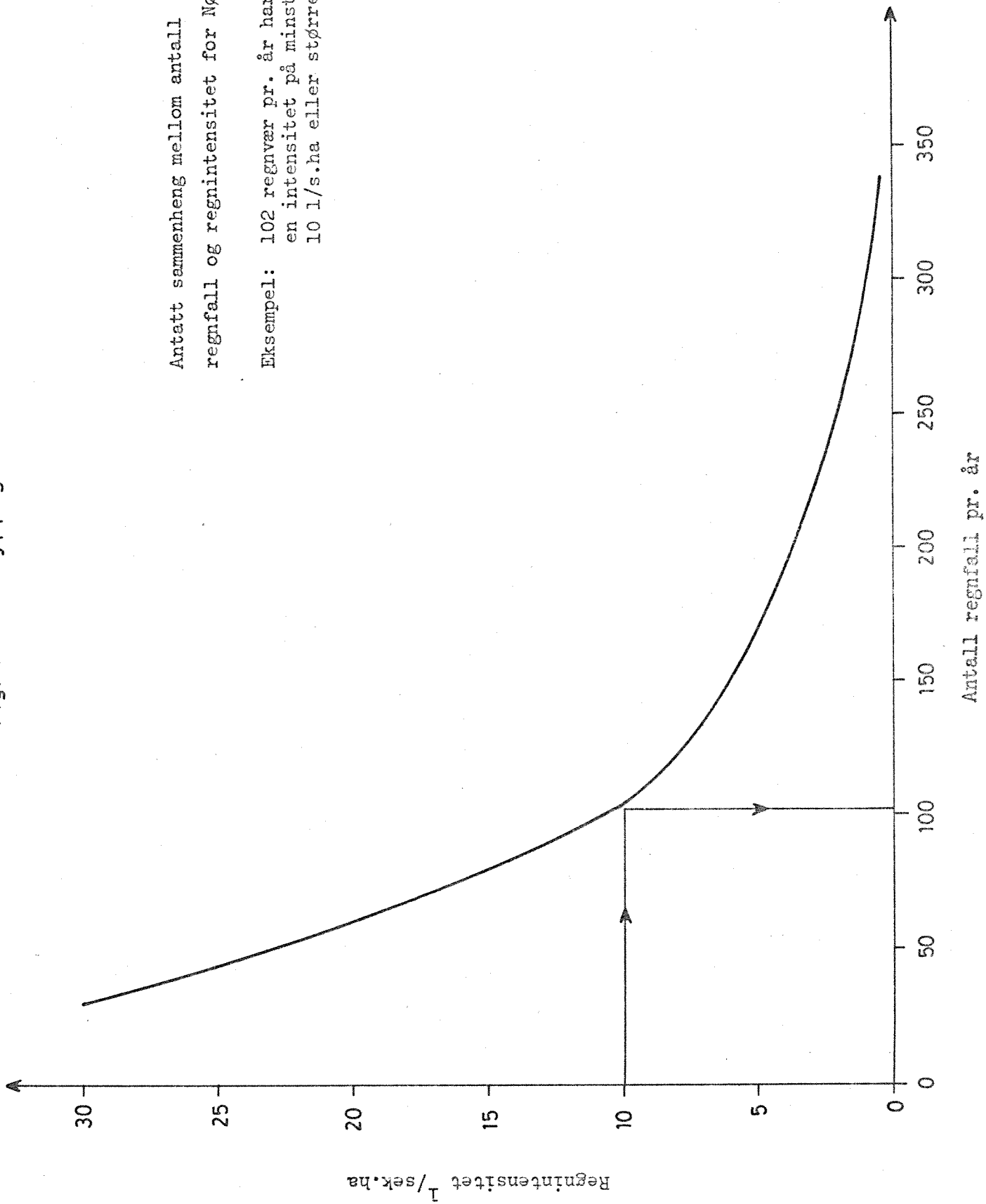


Fig. 5 Hyppighetskurve



Antatt sammenheng mellom antall regnfall og regnintensitet for Nøtterøy.

Eksempel: 102 regnvær pr. år har en intensitet på minst 10 l/s.ha eller større.

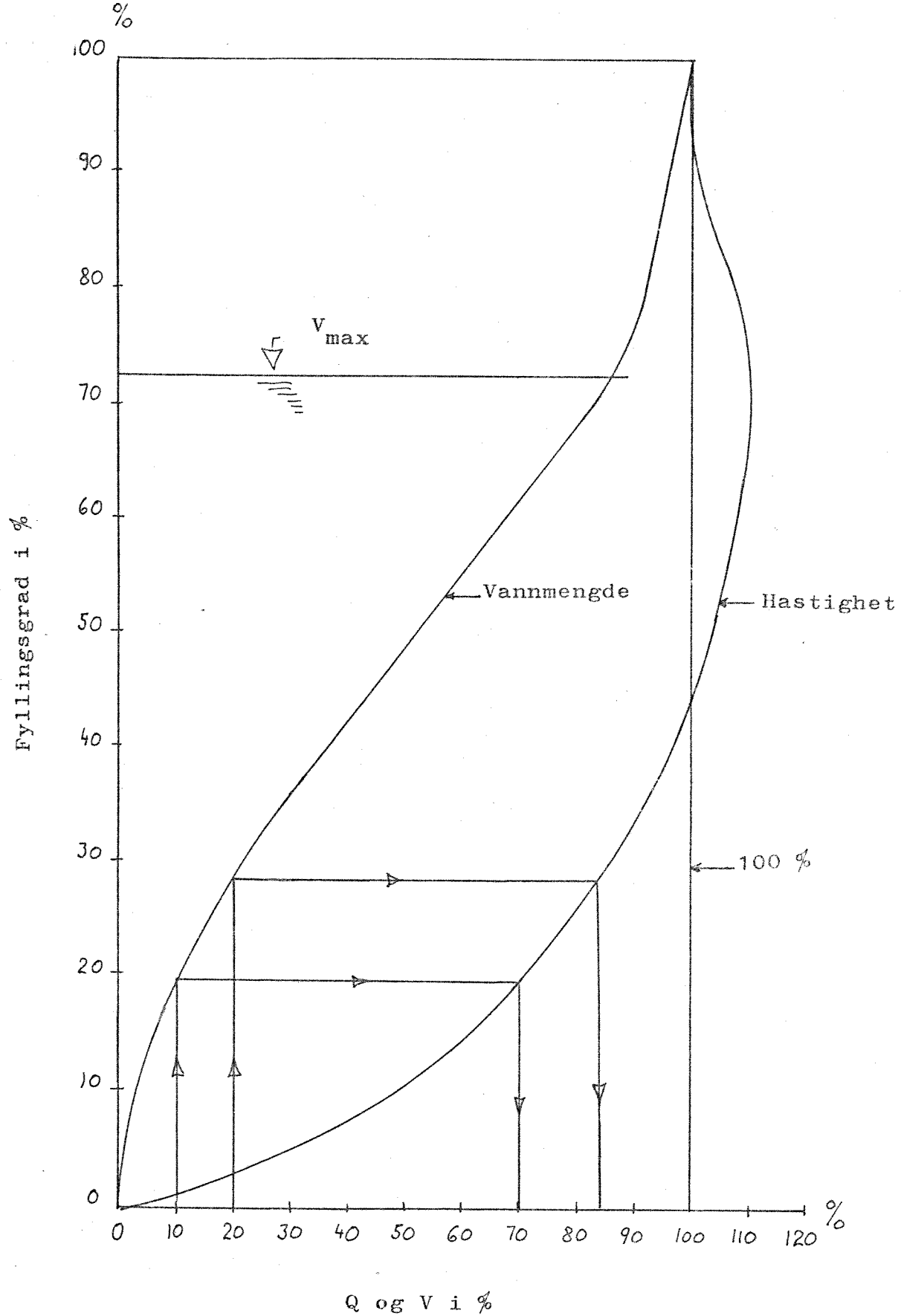


FIG. 6 DELFYLLINGSKURVE

FIG. 7 NEDBØRSHYDROGRAM BASERT PÅ INTENSITETSFORMELEN

$$I = 400 / \sqrt{t} \text{ med delintervaller 1 minutt}$$

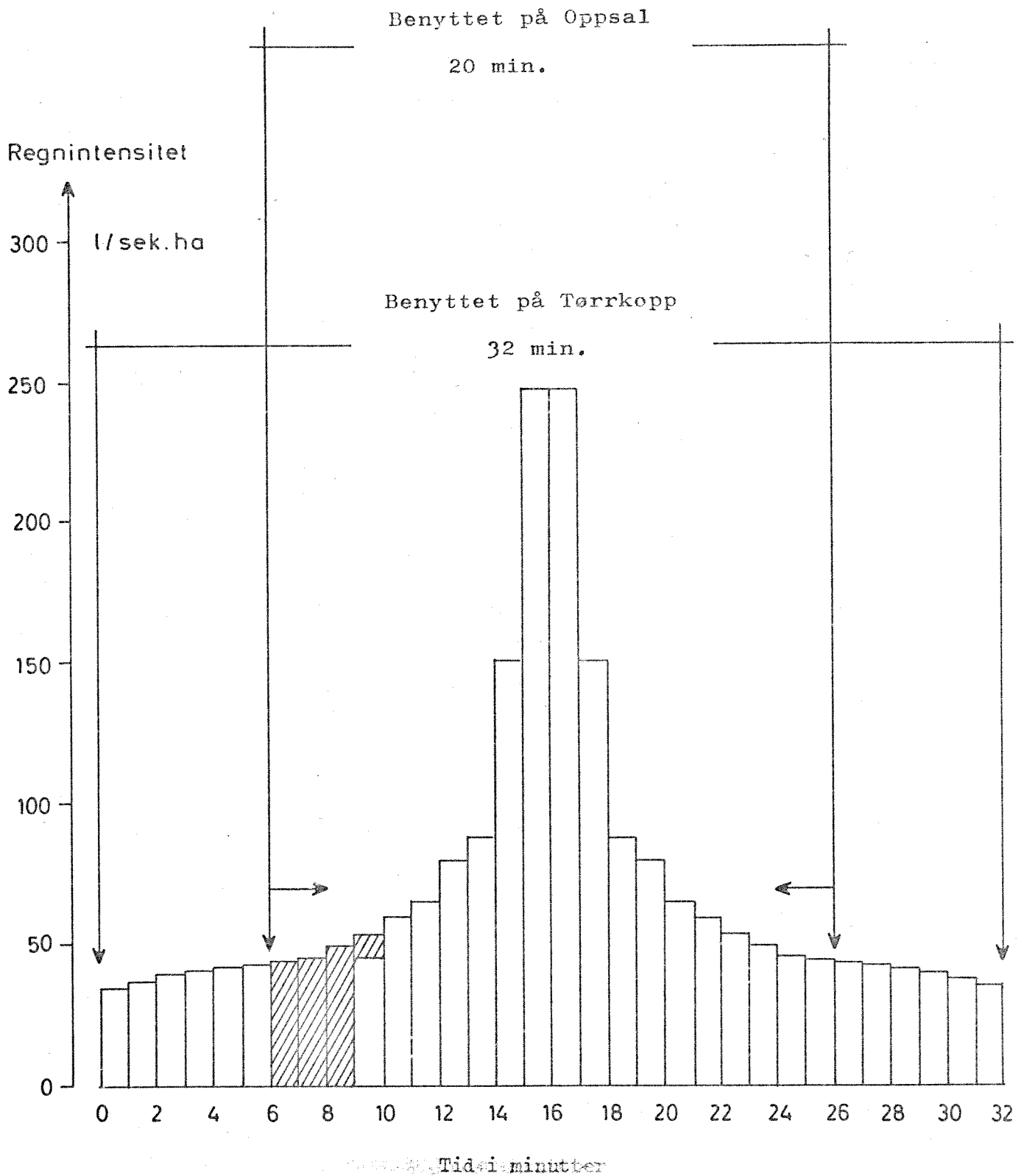
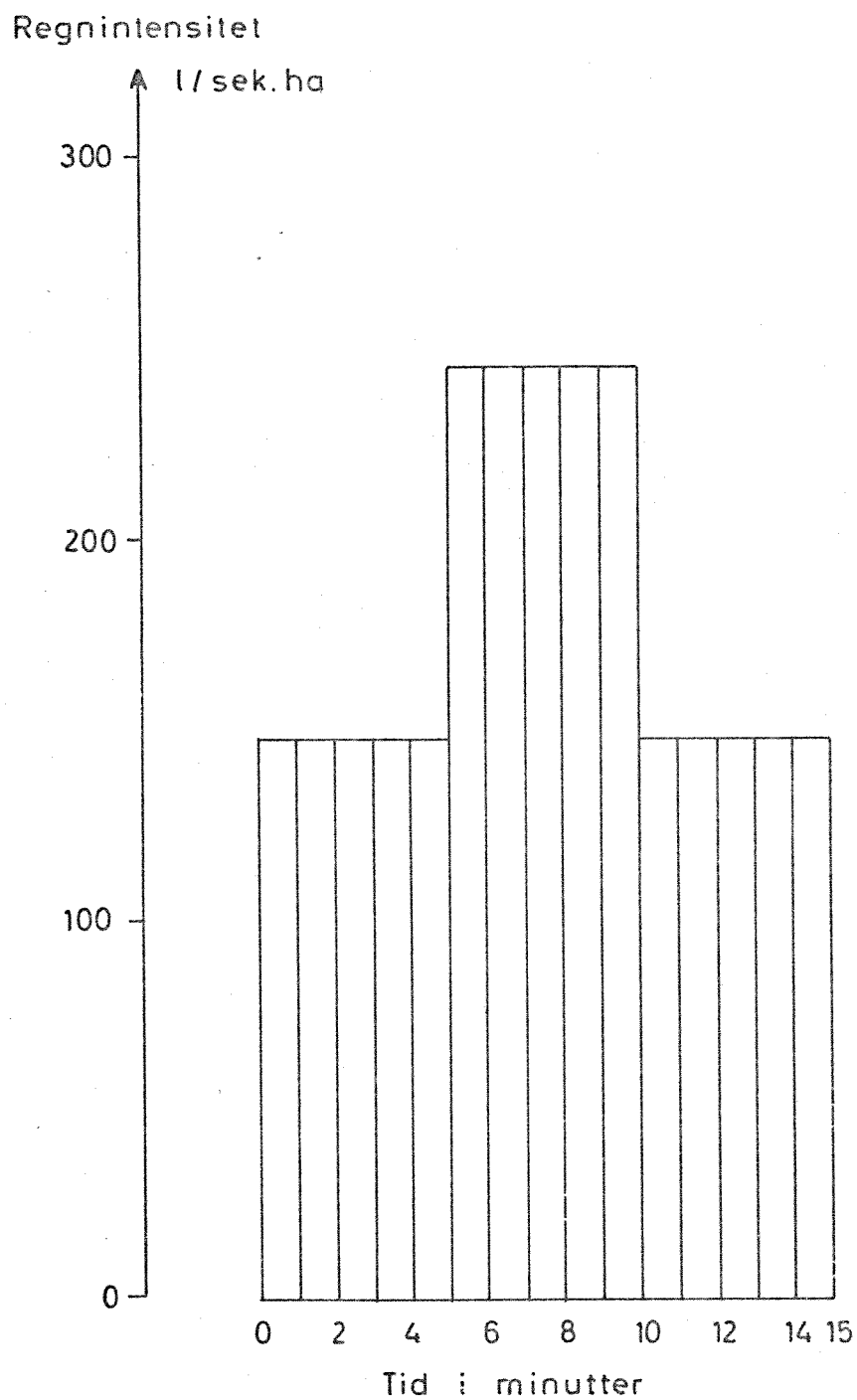


FIG. 8 NEDBØRSHYDROGRAM BASERT PÅ INTENSITETSFORMELEN

$$I = 550/t + 550/\sqrt{t}, \text{ med} \\ \text{delintervaller p\aa 5 minutter}$$



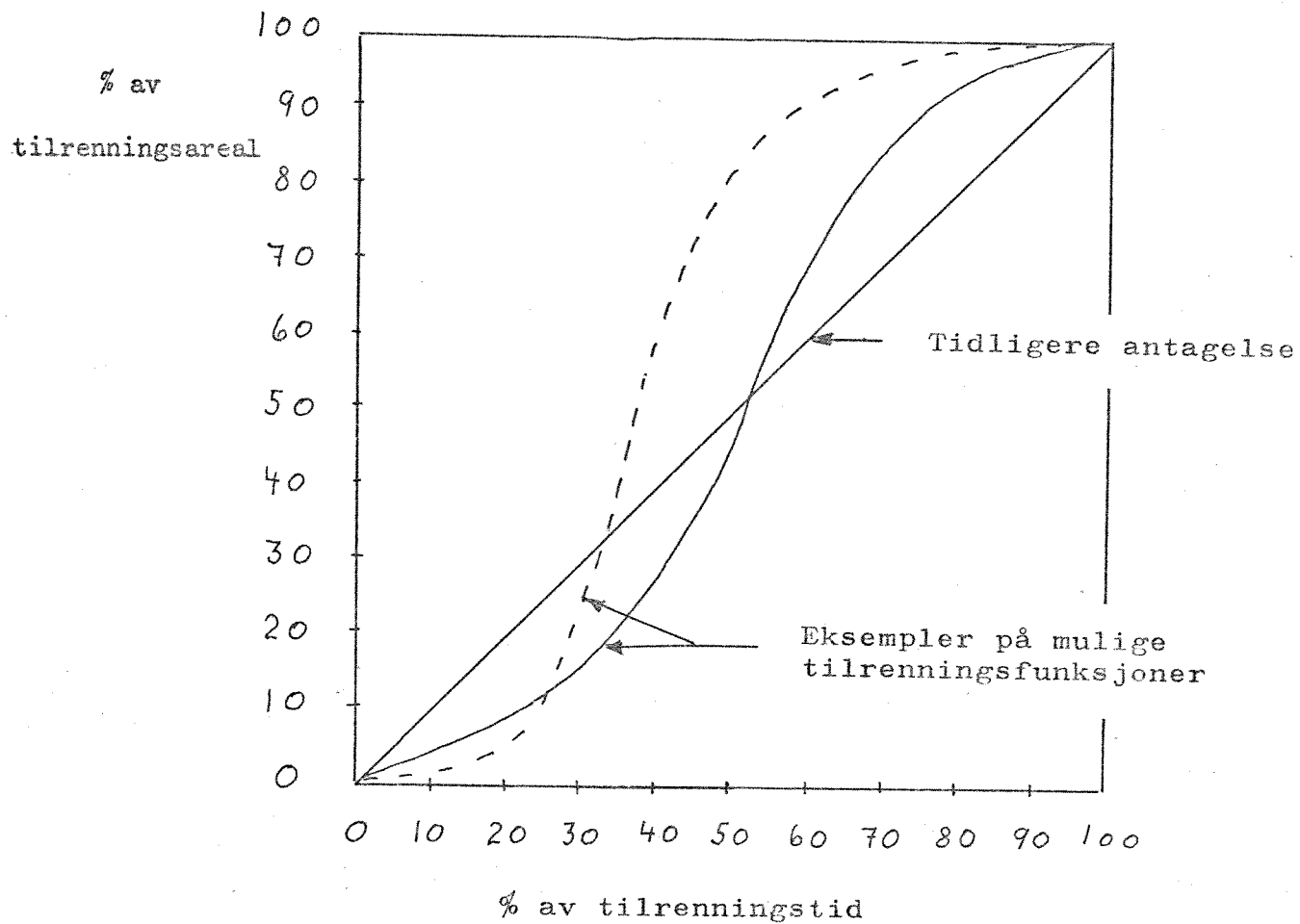


FIG. 9 TILRENNINGSFUNKSJON

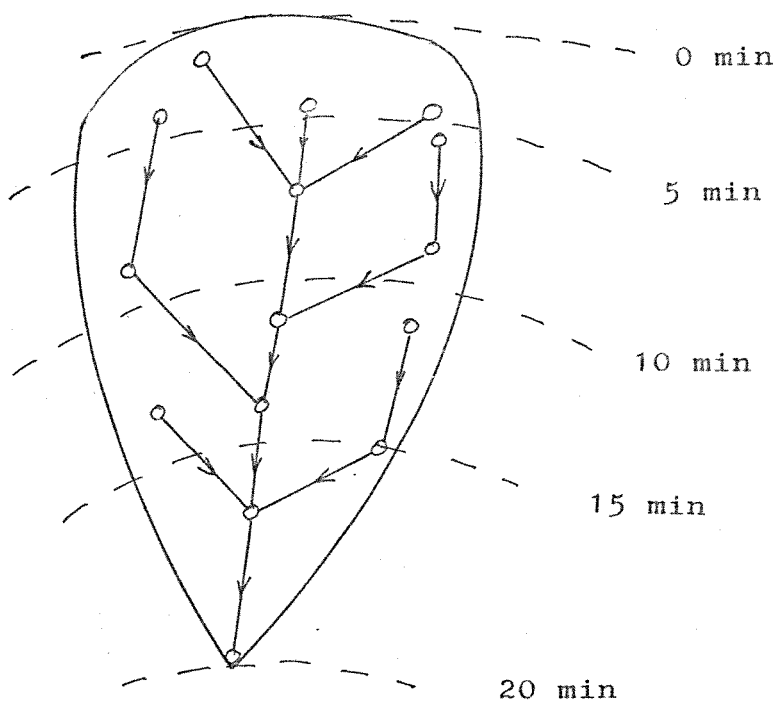


FIG. 10 NEDSLAGSFELT MED TIDSKURVER

Fig. 11

Anleggskostnader for ledninger ved Oppsal og Nötterøy

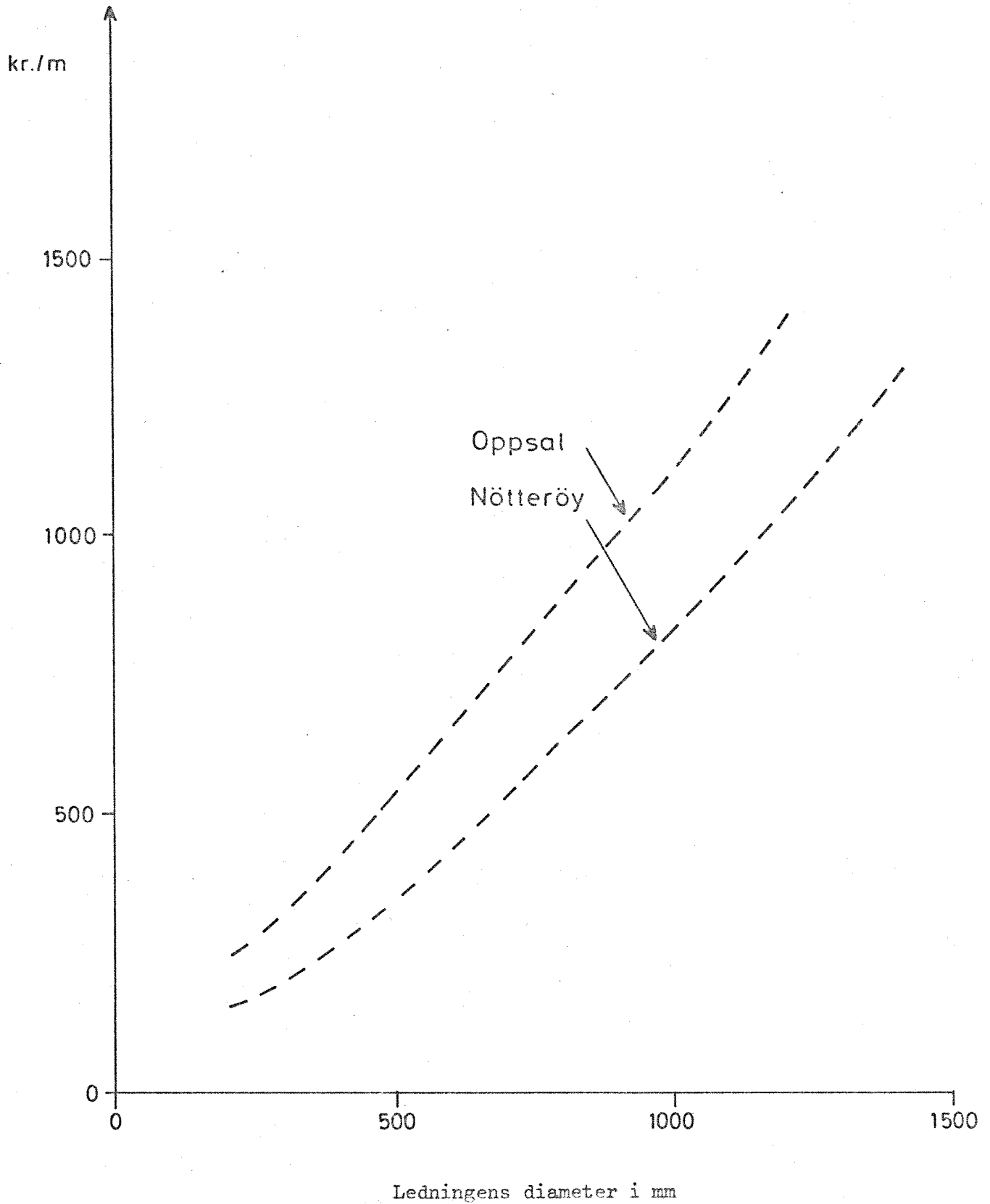


Fig. 12

Anleggskostnader for fordröyningsbasseng ved Nötterøy og Oppsal

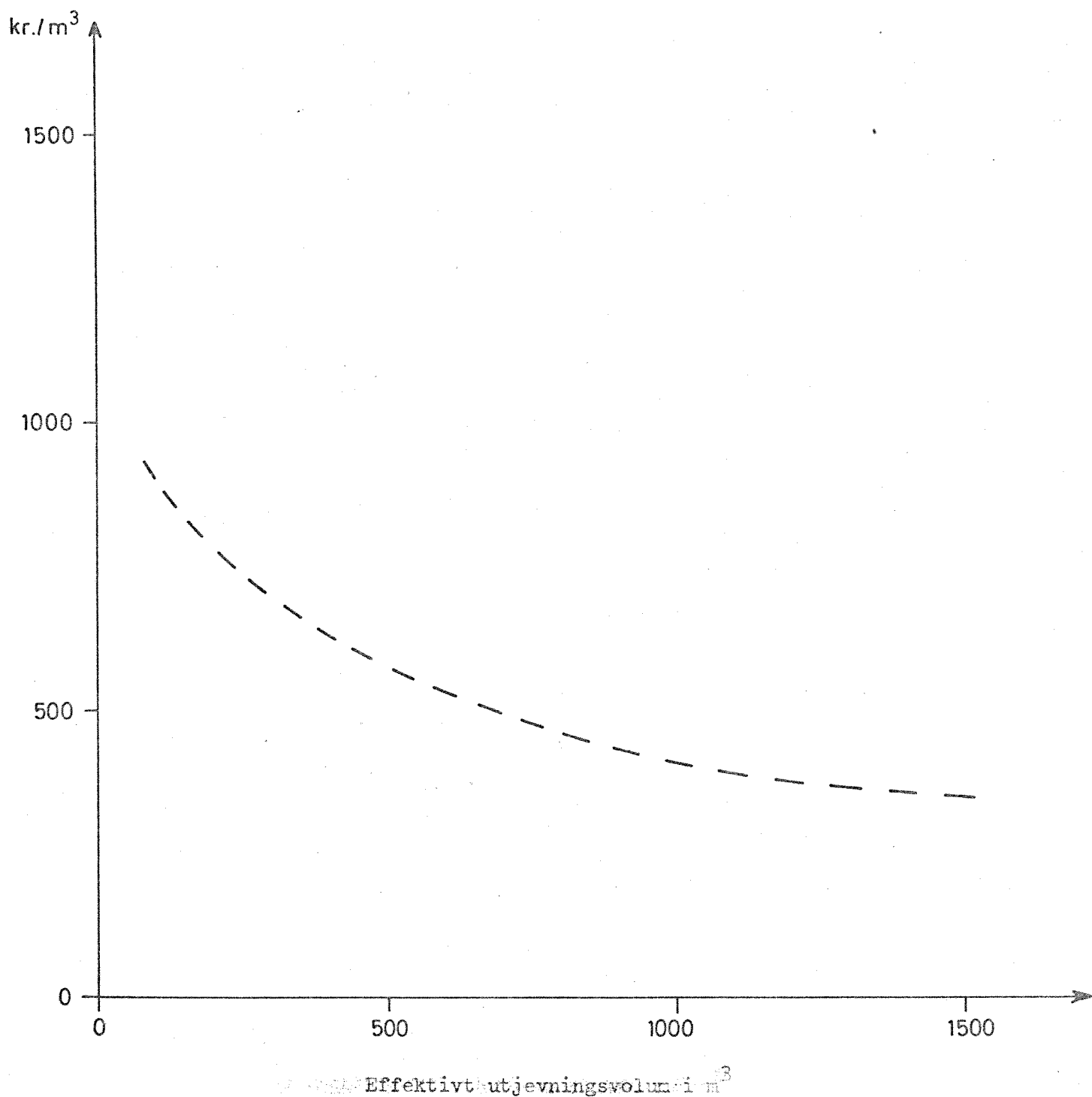


Fig. 13

Oppsal Skjematisk ledningsnett

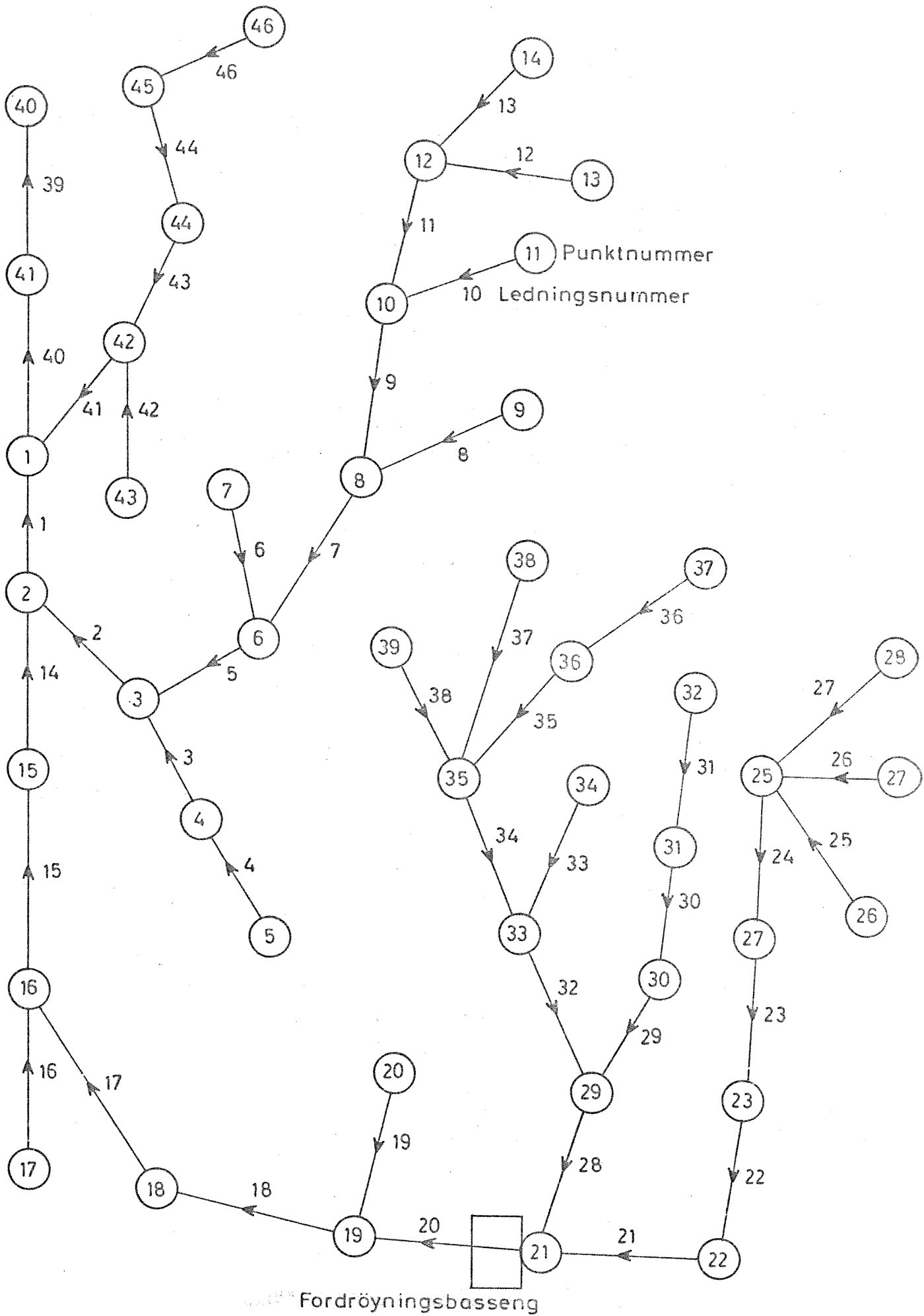


FIG. 14 EKSEMPEL PÅ DEN TIDSMESSIGE FORDELING AV BEREGNEDE VANNFØRINGER I ULIKE RØR I OPPSALS LEDNINGSNETT

Forutsetninger:
 Nedbørhydrogram i 20 min
 Totale flater x 0,7
 Tilrenningstid = 6 min
 Uten basseng

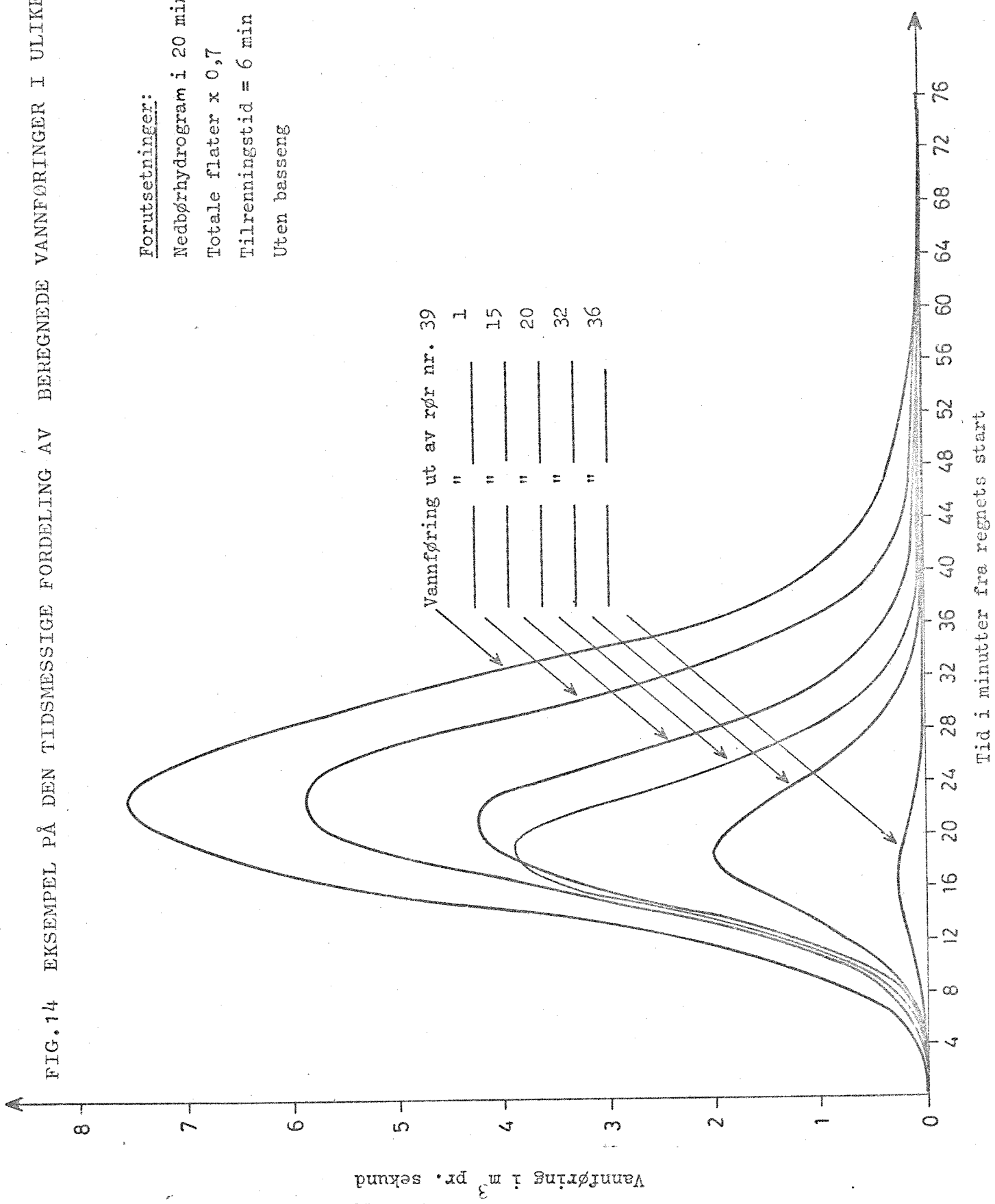
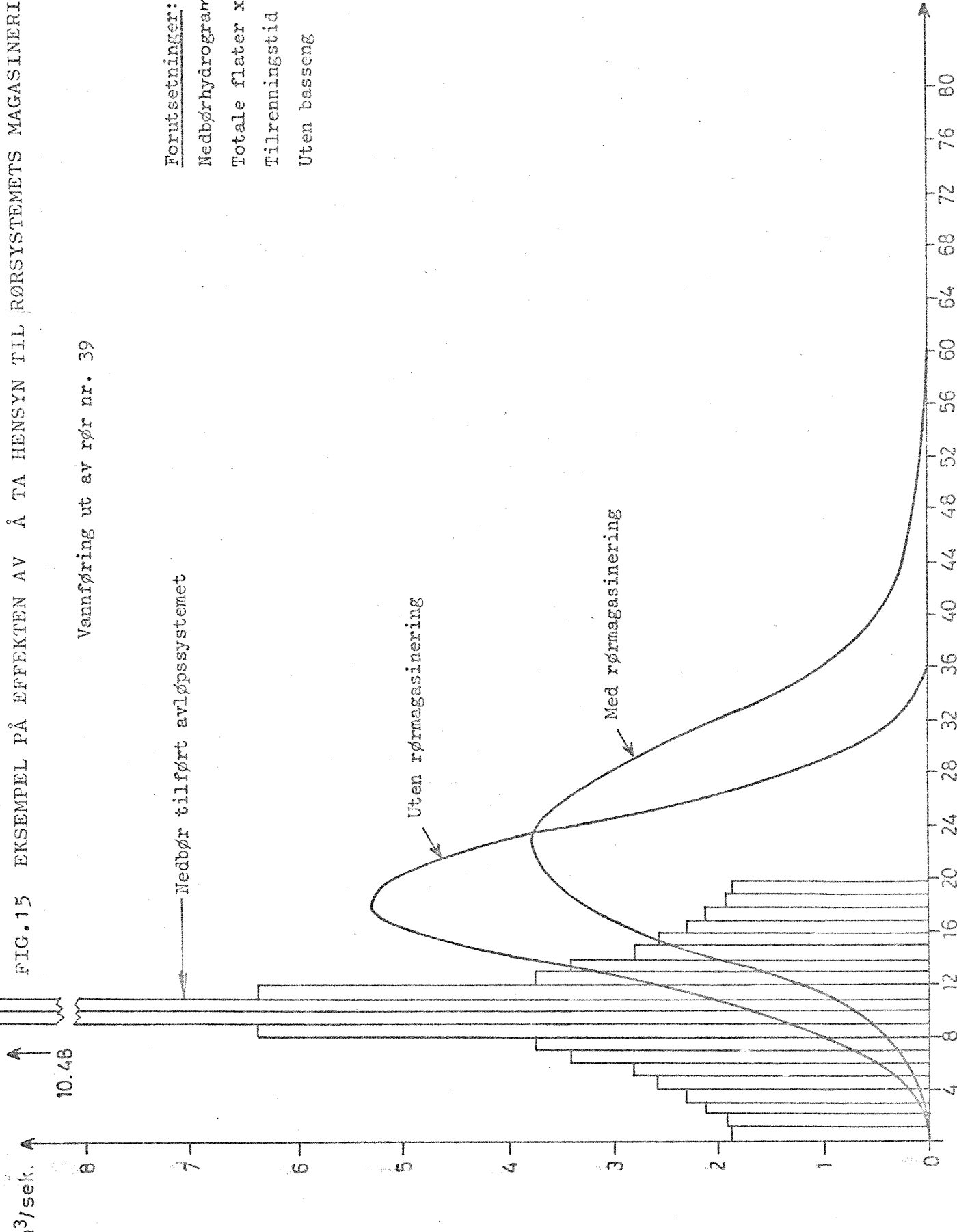


FIG.15 EKSEMPEL PÅ EFFEKTEN AV Å TA HENSYN TIL RØRSYSTEMETS MAGASINERINGSEVNE

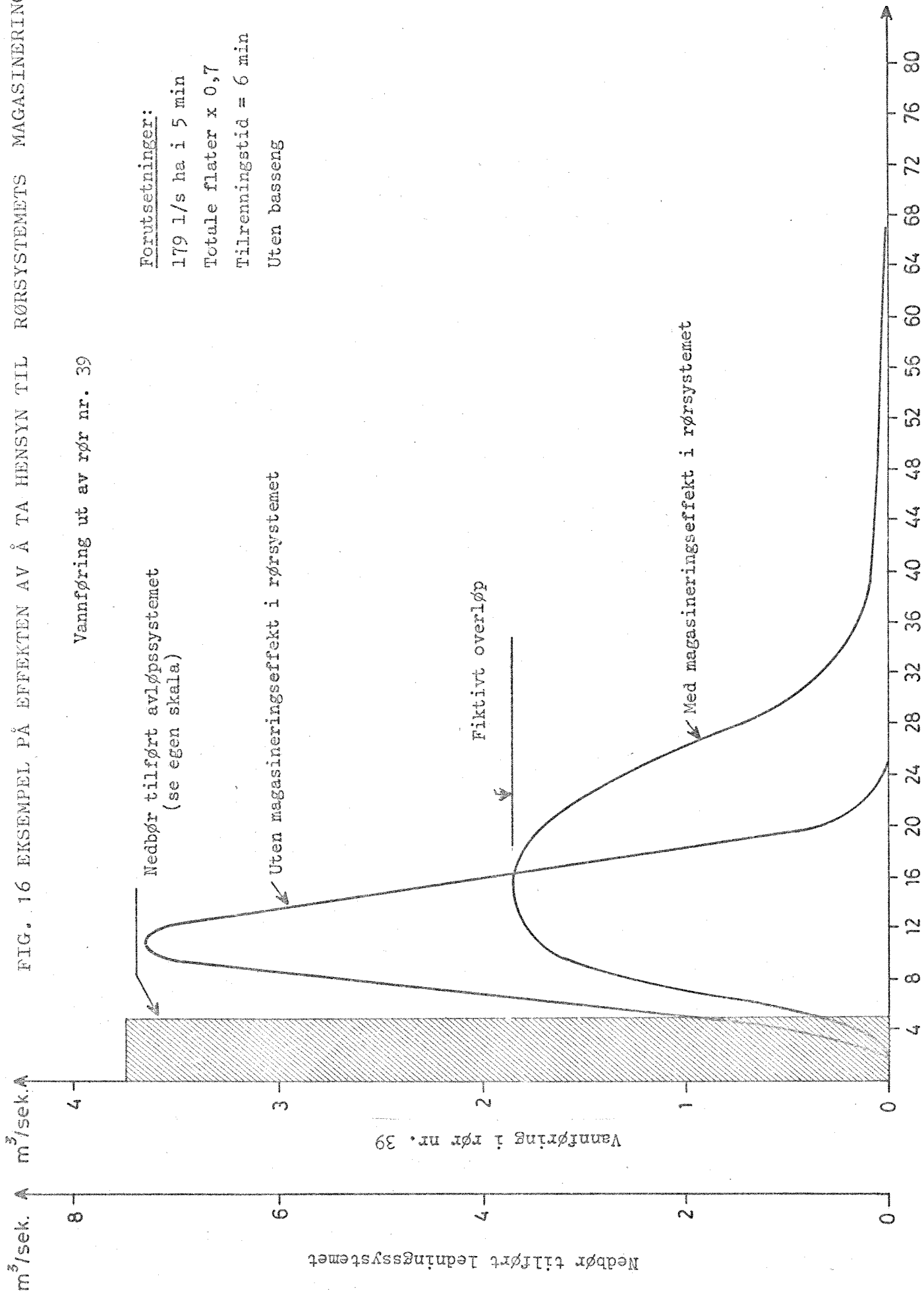


Forutsetninger:
 Nedbørhydrogram i 20 min
 Totale flater x 0,7
 Tilrenningstid = 6 min
 Uten basseng

Tid i minutter fra regnets start

Vannføring ut av rør nr. 39

Forutsetninger:
 179 l/s ha i 5 min
 Totale flater x 0,7
 Tilrenningstid = 6 min
 Uten basseng



Tid i minutter fra regnets start

FIG. 17 EKSEMPEL PÅ EFFEKTEN AV ULIKE FORUTSETNINGER VEDRØRENDE NEDBØRFORHOLD

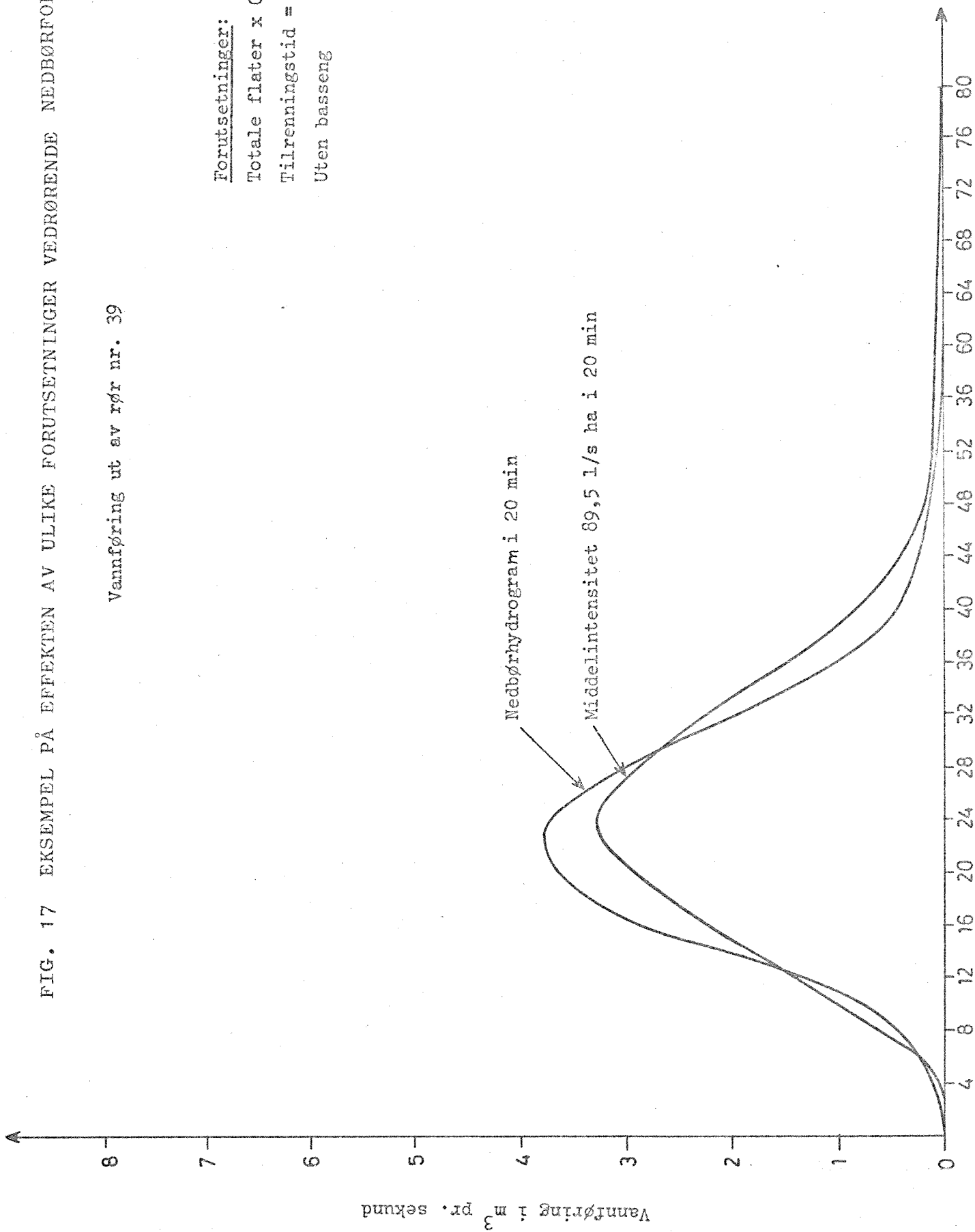
Vannføring ut av rør nr. 39

Forutsetninger:

Totale flater x 0,7

Tilrenningstid = 6 min

Uten basseng

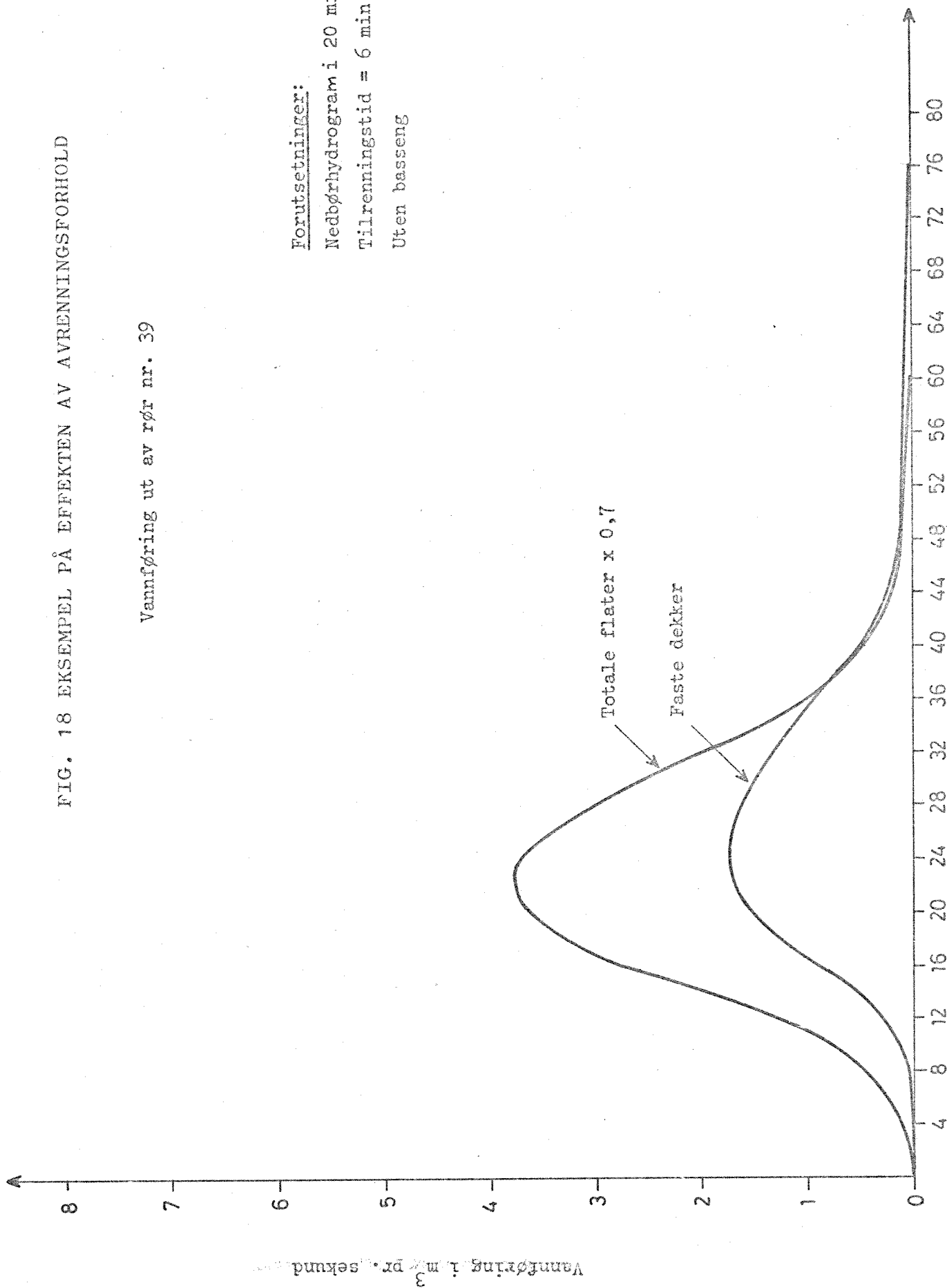


Tid i minutter fra regnets start

FIG. 18 EKSEMPEL PÅ EFFEKTEN AV AVRENNINGSFORHOLD

Vannføring ut av rør nr. 39

Forutsetninger:
Nedbørhydrogram i 20 min
Tilrenningstid = 6 min
Uten basseng



Tid i minutter fra regnets start

FIG. 19 EKSEMPEL PÅ BRUK AV VARIERENDE TILRENNINGSTIDER

Vannføring ut av rør nr. 39

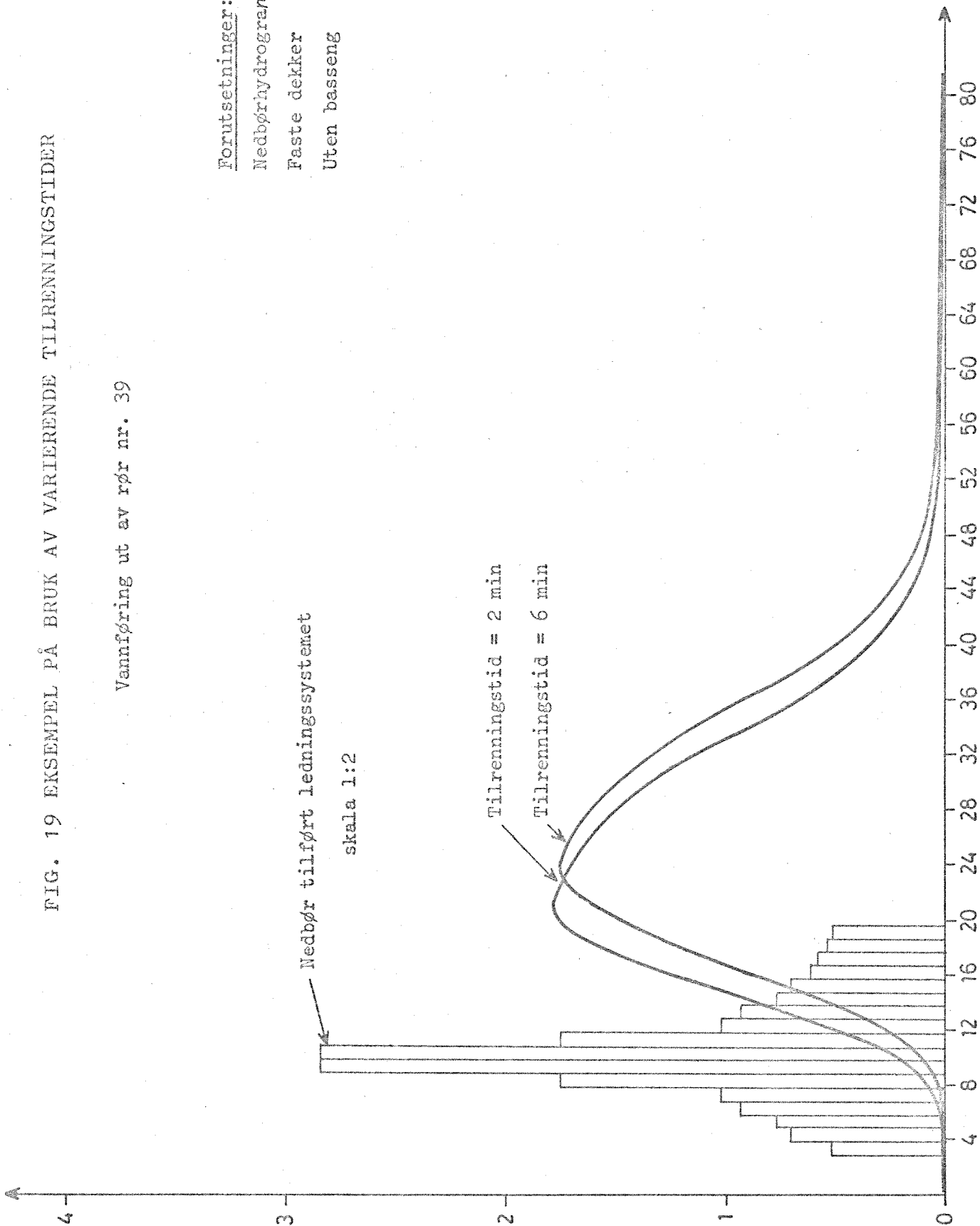
Forutsetninger:
 Nedbørhydrogram i 20 min
 Faste dekker
 Uten basseng

Nedbør tilført ledningssystemet
 skala 1:2

Tilrenningstid = 2 min

Tilrenningstid = 6 min

Vannføring i m³ pr. sekund

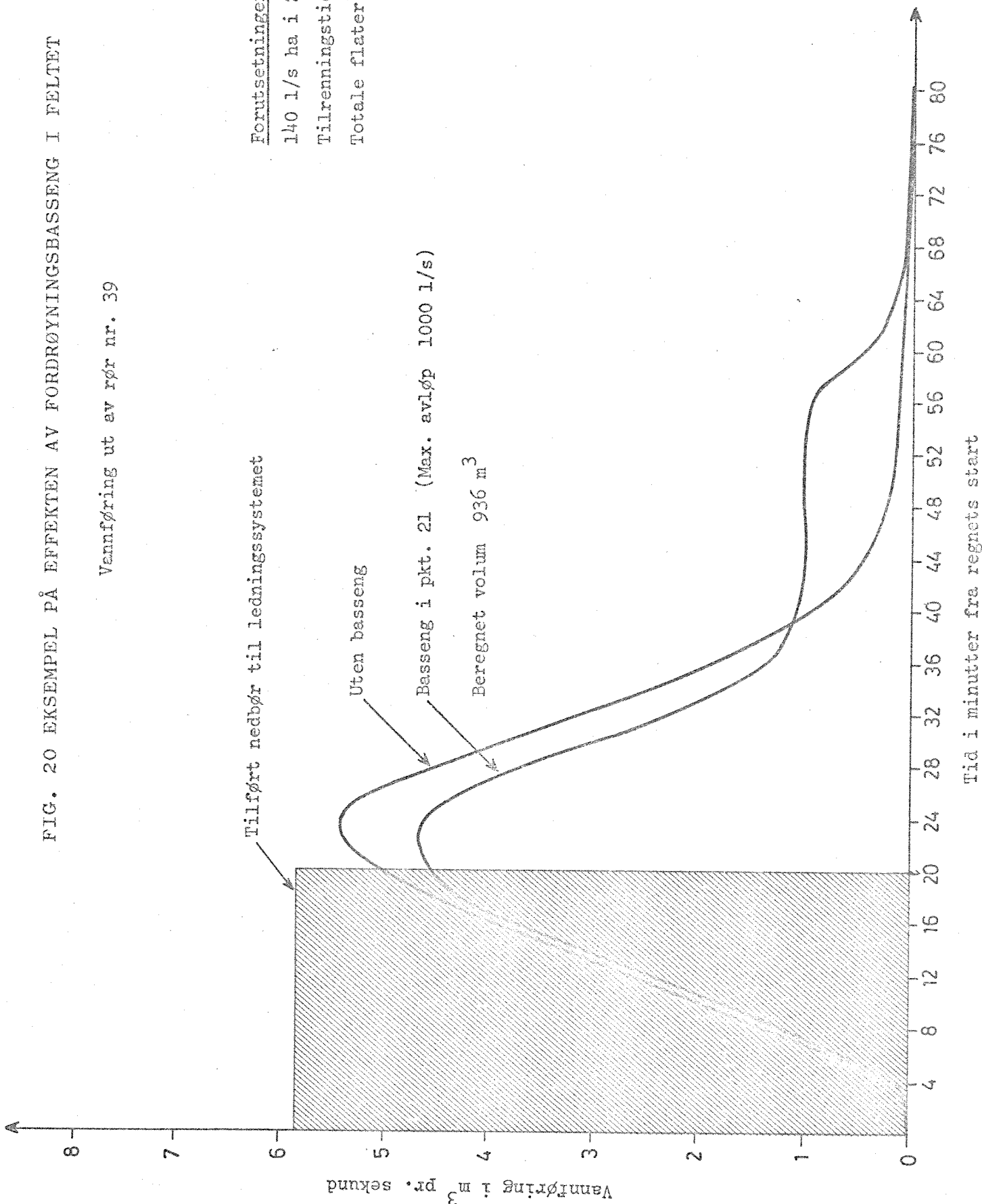


Tid i minutter fra regnets start

FIG. 20 EKSEMPEL PÅ EFFEKTEN AV FORDRØYNINGSBASSENG I FELTET

Vannføring ut av rør nr. 39

Forutsetninger:
140 l/s ha i 20 min
Tilrenningstid = 6 min
Totale flater x 0,7



Tid i minutter fra regnets start

FIG. 21 EKSEMPEL PÅ EFFEKTEN AV FORDRØYNINGSBASSENG MED ALTERNATIVE AVLØPSMENGDER

Vannføring ut av rør nr. 39

Tilført nedbør til ledningssystemet

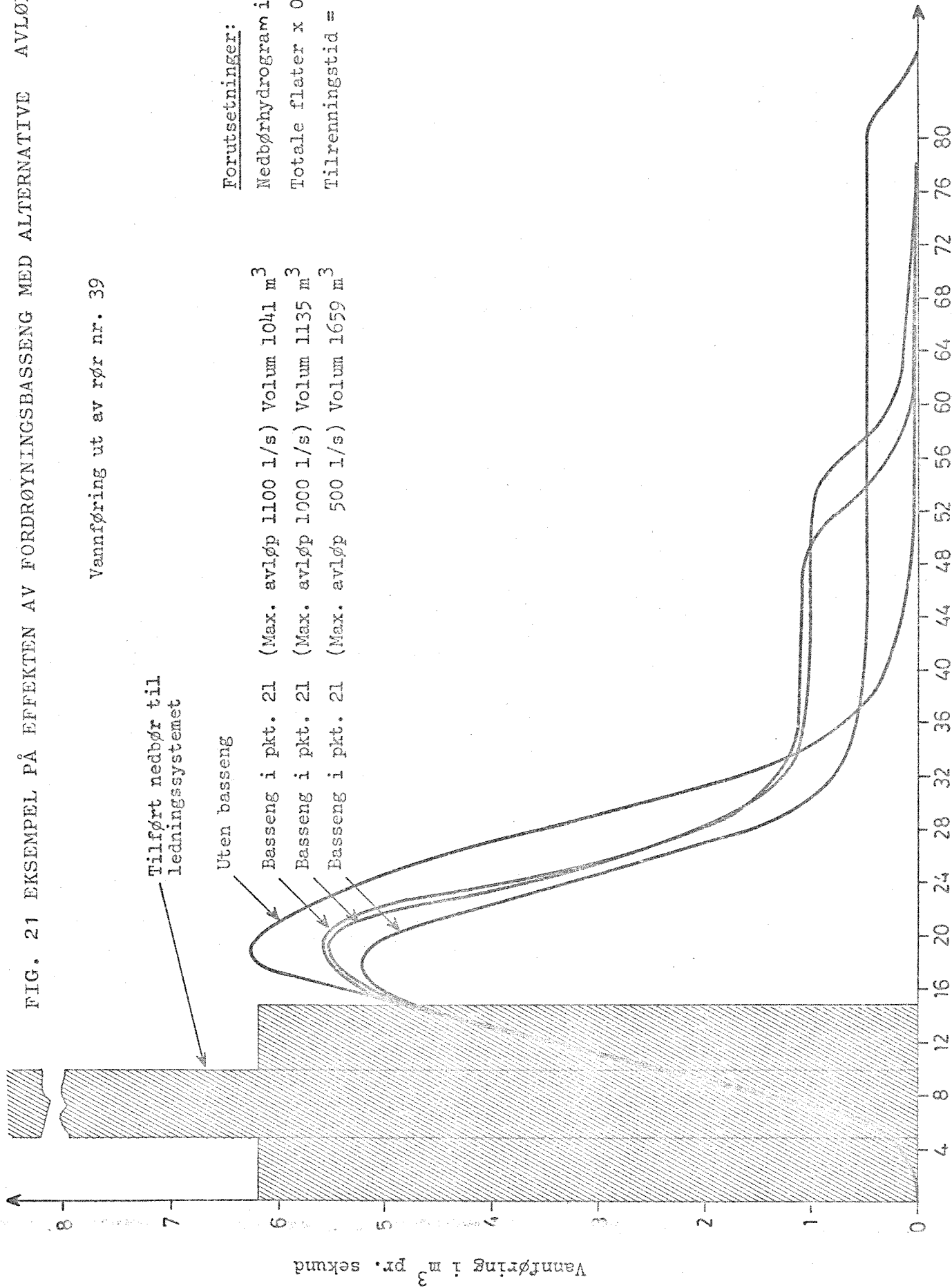
Uten basseng

Basseng i pkt. 21 (Max. avløp 1100 l/s) Volum 1041 m³Basseng i pkt. 21 (Max. avløp 1000 l/s) Volum 1135 m³Basseng i pkt. 21 (Max. avløp 500 l/s) Volum 1659 m³Forutsetninger:

Nedbørhydrogram i 15 min

Totale flater x 0,7

Tilrenningstid = 6 min



Tid i minutter fra regnets start

Fig. 22 Eksempel på ulike beregningsforutsetninger

Vannføring ut av rør nr. 39

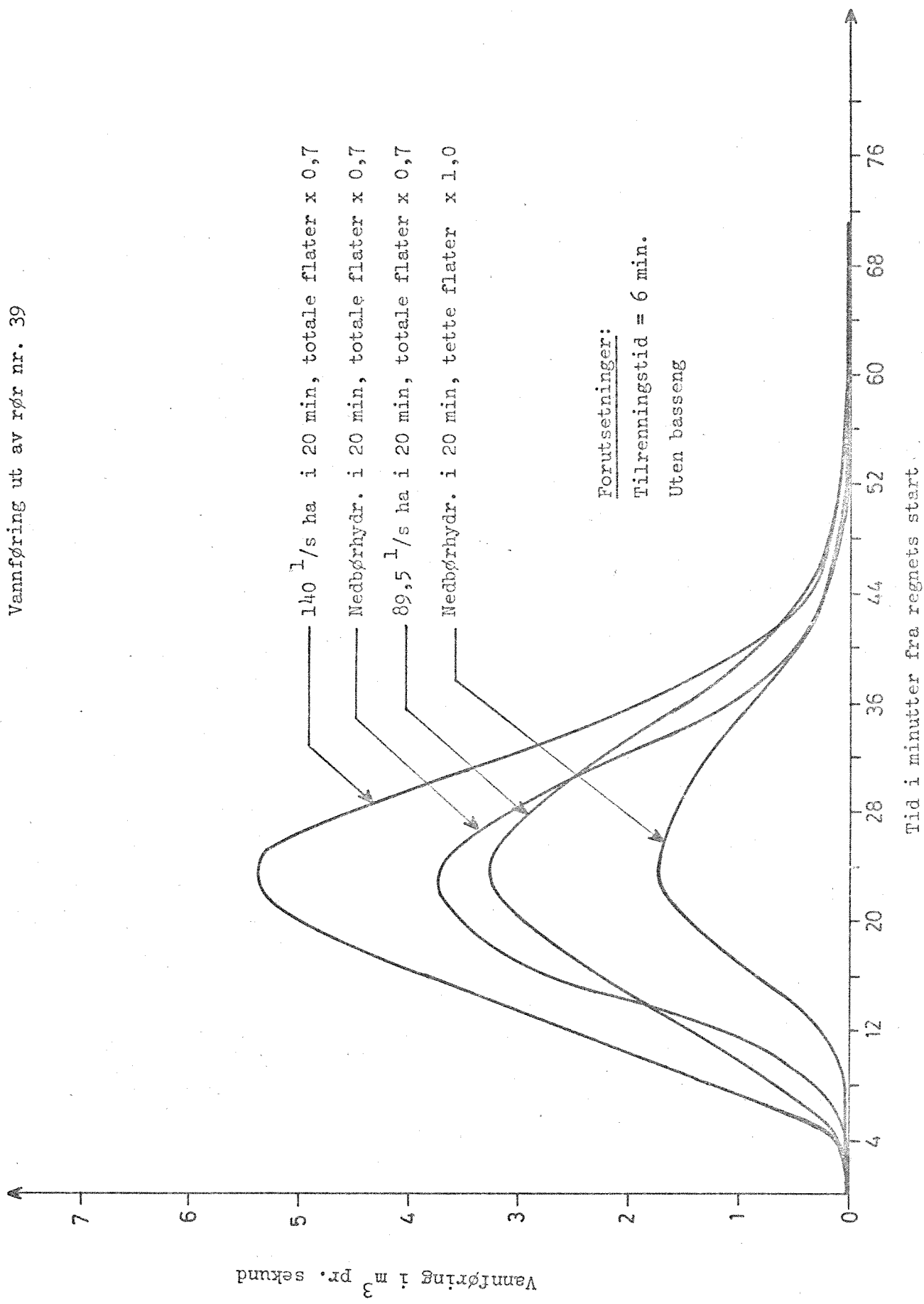


FIG. 23 EKSEMPEL PÅ DEMPNINGEFFEKTEN AV MAKSIMAL VANNFØRING I EN KONTINUERLIG LEDNINGSSTRENG

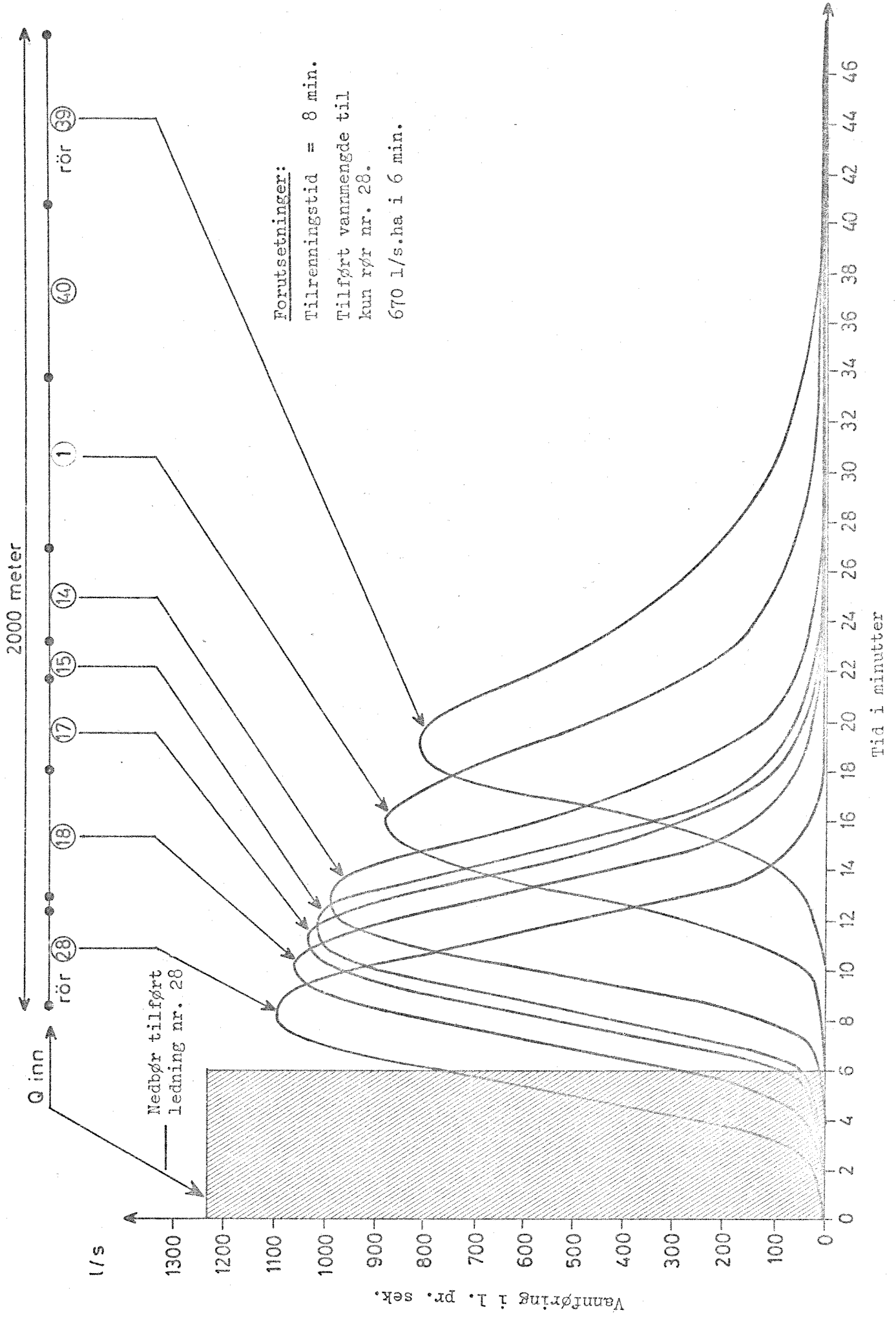
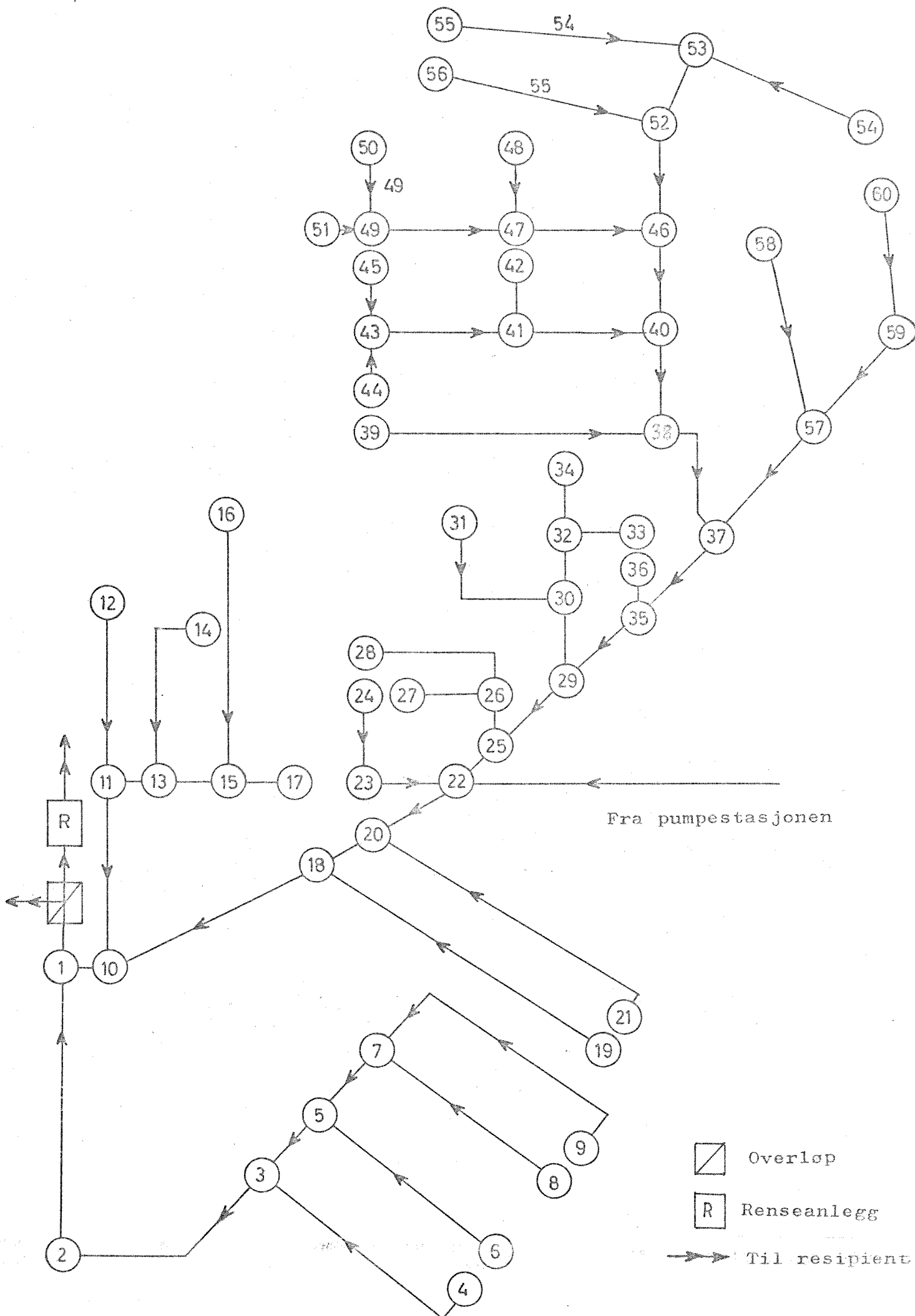


FIG. 24 TØRRKOPP LEDNINGSNETT



Regnintensitet
l. pr. sek. og ha.

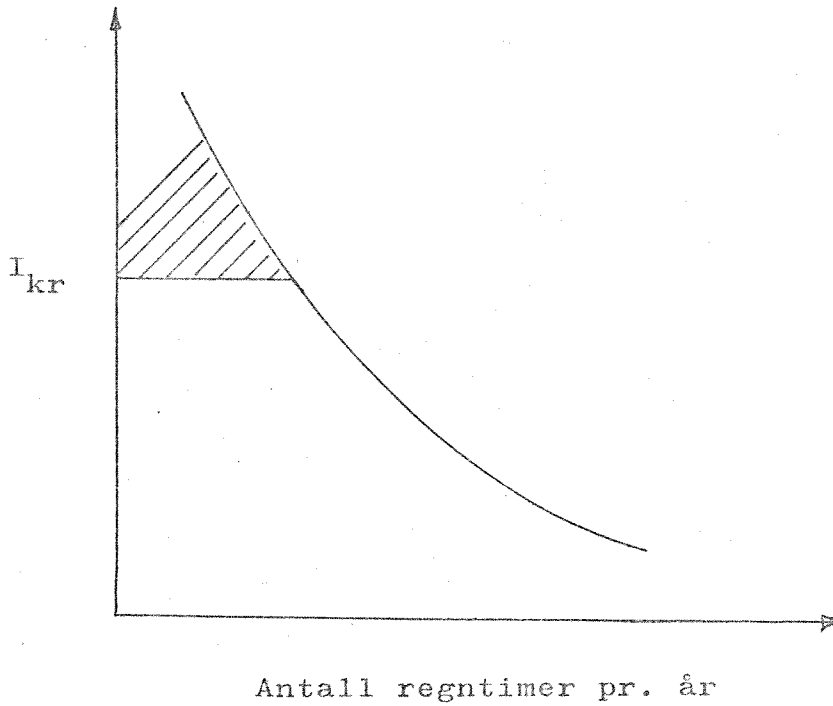


FIG. 25 VARIGHETSKURVE

Vannføring i
l. pr. sek.

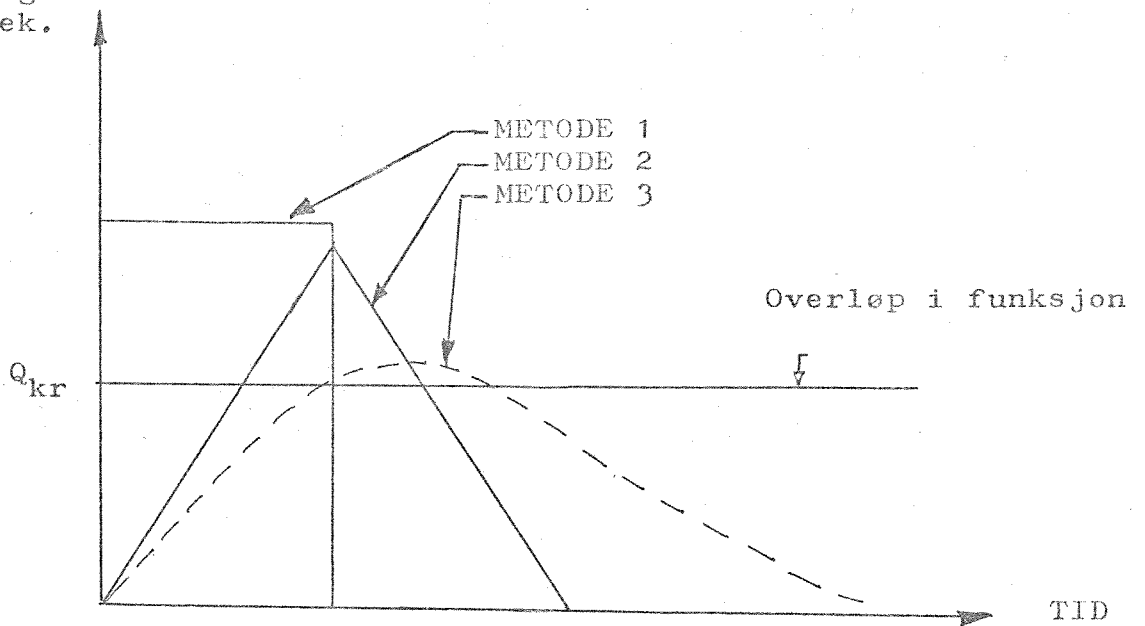
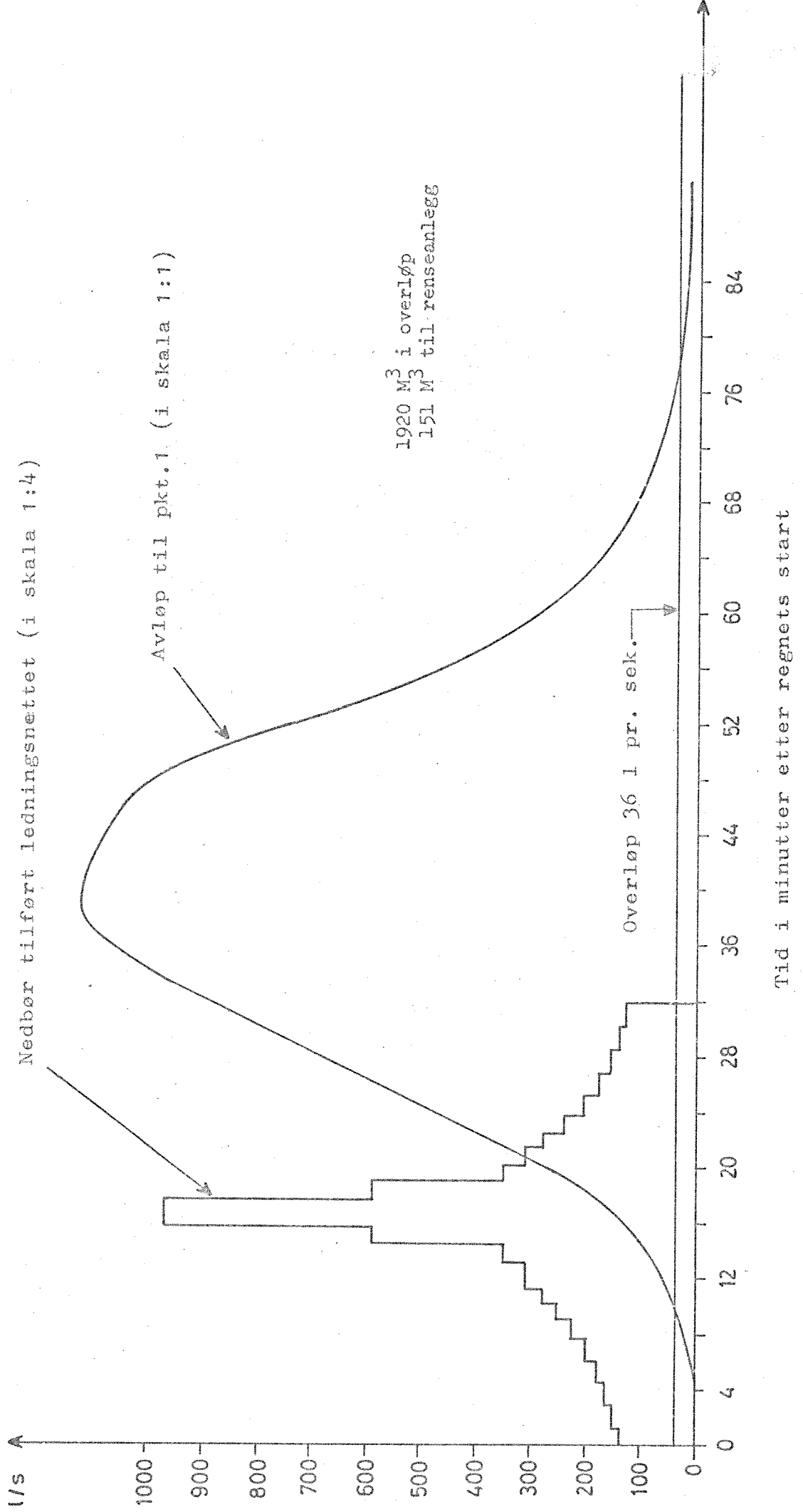


FIG 26 BEREGNING AV VANNFØRING I OVERLØP

Fig. 27 VANNFØRING TIL PKT.1



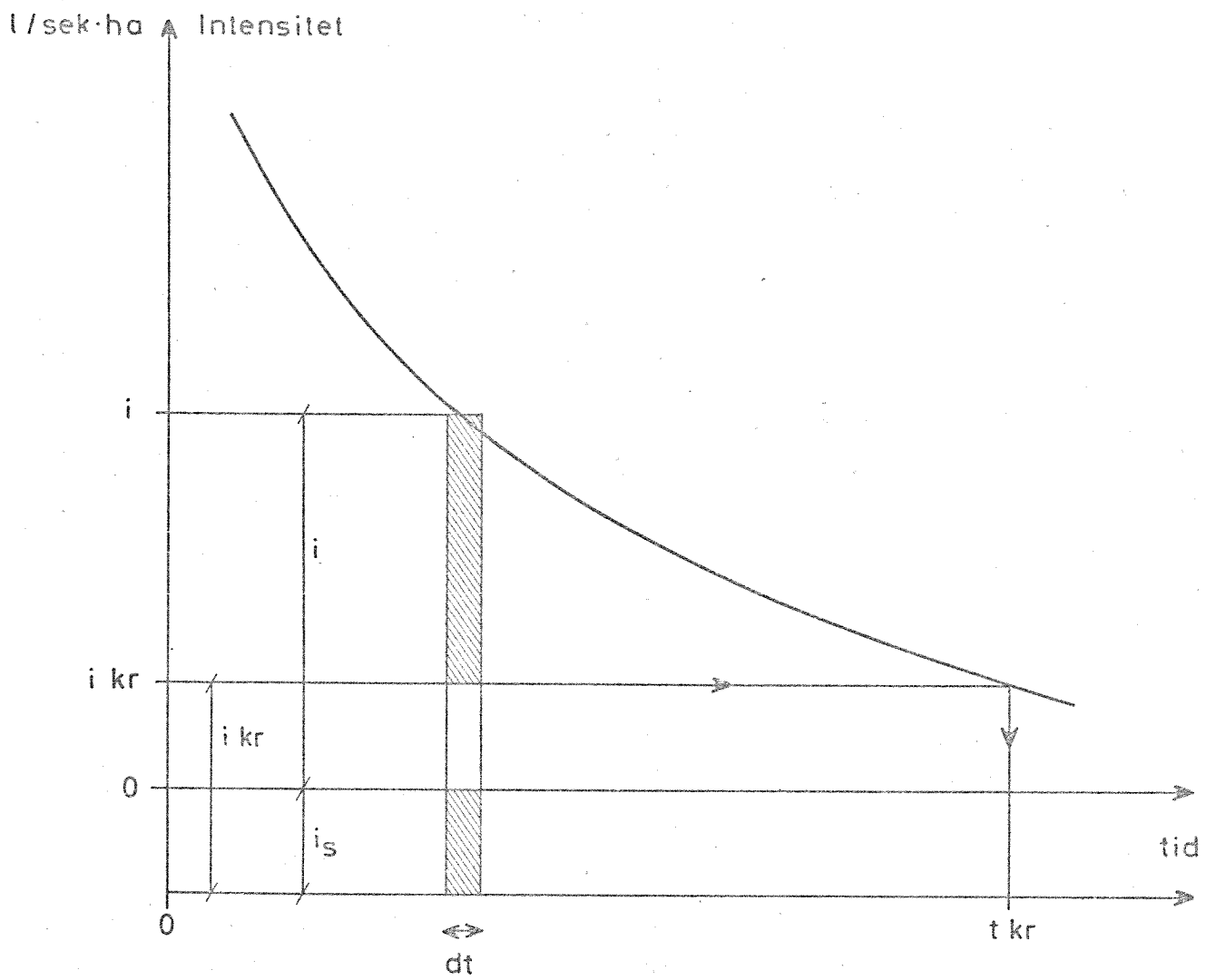
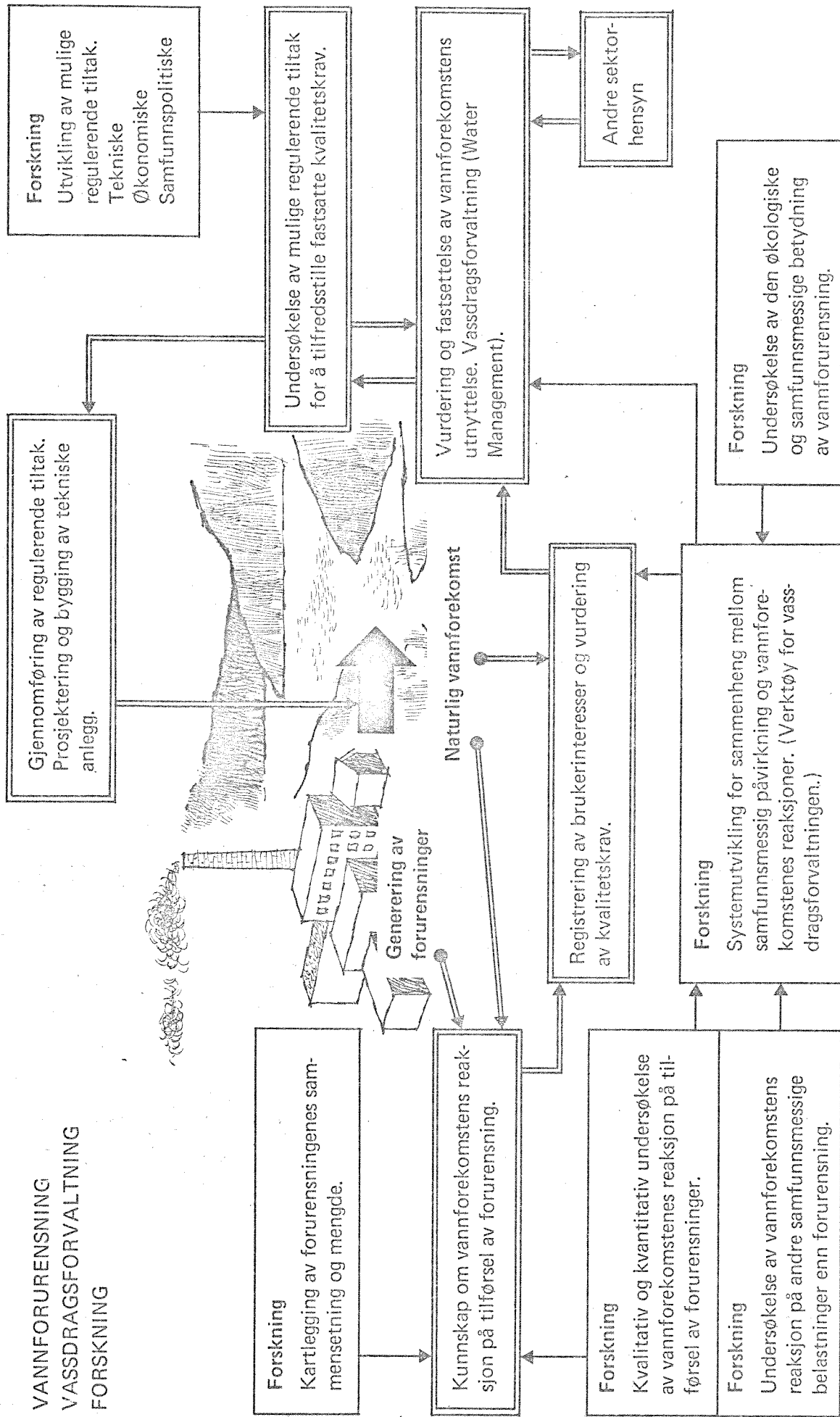


Fig. 28 Avlastningsberegninger

FIG. 29

VANNFURENSNING
VASSDRAGSFORVALTNING
FORSKNING



KOMMUNE : OSLO.
 OMRÅDE : OPPSAL
 ALTERNATIV : SITUASJON A.

TILLRENNING = 6 MIN
 AVLENNINGSKOEFFISIENT = 0.7
 HEDDBRUKSHYDROGRAF 0 - 20 MIN

ANTALL KNUTEPUNKTER : 40
 ANTALL RØR : 45
 SIMULERT REGN :

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.
MIN	44.5	45.0	50.0	54.5	60.5	66.0	80.5	88.5	152.0	248.0	248.0	152.0	68.5	80.5	65.0	60.5	54.5	50.0	46.0	44.5
LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.	LITER PR SEK PR HA.

DISPONIBL RØRDIAMETRE I METER
 VED DYNAMISK DIMENSJONERING : PRIS PR M:

.20	240.
.25	270.
.30	310.
.35	370.
.40	420.
.45	480.
.50	550.
.60	650.
.70	780.
.80	960.
.90	1000.
1.00	1100.
1.10	1230.
1.20	1400.
1.30	1600.
1.40	1800.

RØR VFULL OFULL QMIN MIN LMIN AMAX FGR AQ I DIM IND VOLUM PROMILLE
 39 0.25 4356.61 .63 0 3756.08 .722 .862 19 .90 39 216189.0 54.0
 ***SUMO 4504195. SUITE 381490. 381490.

TEMP - DEN TOTALE TILLOPSHYDROGRAF SOM FUNKSJON AV REGNINTENSITET, OG VARIASJON AV HVOR INTENSITET FOR RØR : 39

TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.
1	0		10	267		28	0	37	0	46	0	55	0						
2	12		11	344		29	0	38	0	47	0	56	0						
3	31		12	454		30	0	39	0	46	0	57	0						
4	67		13	566		31	0	40	0	49	0	58	0						
5	109		14	636		32	0	41	0	50	0	59	0						
6	149		15	626		33	0	42	0	51	0	60	0						
7	175		16	547		34	0	43	0	52	0	61	0						

TRTEMP - TOTAL INPUHYDROGRAF TIL RØRET, AV DENNE BEREGNES AVLØPSHYDROGRAFEN FOR RØRET (STOPPINGSHYDROGRAFEN).

TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.
1	0		19	3482		28	2945	37	764	46	156	55	42	64	73	1			
2	12		20	3630		29	2712	38	635	47	139	56	35	65	74	1			
3	37		21	3751		30	2449	39	535	48	124	57	29	66	75	0			
4	88		22	3785		31	2158	40	443	49	109	58	24	67	76	0			
5	157		23	3735		32	1887	41	358	50	95	59	19	68	77	0			
6	244		24	3631		33	1635	42	285	51	82	60	16	69	78	0			
7	330		25	3500		34	1355	43	228	52	71	61	13	70	79	0			
8	451		26	3339		35	1118	44	197	53	60	62	10	71	80	0			
9	609		27	3158		36	922	45	175	54	51	63	8	72	81	0			

VANNMENGDE FOR HVERT LØPENDE MINUTT UT AV RØR NR : 39

TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.	TID	LITER	PR.SEK.	MIN.
1	0		10	634		28	3073	37	888	46	185	55	57	64	73	1			
2	3		11	339		29	2856	38	737	47	167	56	48	65	74	1			
3	14		12	1111		30	2649	39	619	48	150	57	40	66	75	1			
4	37		13	1524		31	2349	40	525	49	133	58	34	67	76	1			
5	79		14	1923		32	2058	41	436	50	118	59	28	68	77	0			
6	136		15	2366		33	1822	42	347	51	104	60	23	69	78	0			
7	214		16	2717		34	1545	43	277	52	91	61	19	70	79	0			
8	349		17	2996		35	1267	44	227	53	78	62	15	71	80	0			
9	489		18	3215		36	1019	45	204	54	67	63	12	72	81	0			

VAIRMENGE FOR HVERT LØPENDE MINUTT UT AV RØR NR : 52

TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER
MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.
1	0.	10	815.	19	1258.	28	106.	37	10.	46	1.	55	0.	64	0.	73	0.	81	0.
2	2.	11	1005.	20	1128.	29	76.	38	7.	47	0.	56	0.	65	0.	74	0.	82	0.
3	10.	12	1155.	21	992.	30	61.	39	5.	48	0.	57	0.	66	0.	75	0.	83	0.
4	28.	13	1313.	22	801.	31	49.	40	4.	49	0.	58	0.	67	0.	76	0.	84	0.
5	05.	14	1421.	23	636.	32	33.	41	3.	50	0.	59	0.	68	0.	77	0.	85	0.
6	145.	15	1451.	24	452.	33	30.	42	2.	51	0.	60	0.	69	0.	78	0.	86	0.
7	205.	16	1467.	25	324.	34	23.	43	2.	52	0.	61	0.	70	0.	79	0.	87	0.
8	457.	17	1440.	26	229.	35	17.	44	1.	53	0.	62	0.	71	0.	80	0.	88	0.
9	647.	18	1572.	27	165.	36	13.	45	1.	54	0.	63	0.	72	0.	81	0.	89	0.
***SUMO																			
58632. SUTE																			
58632.																			

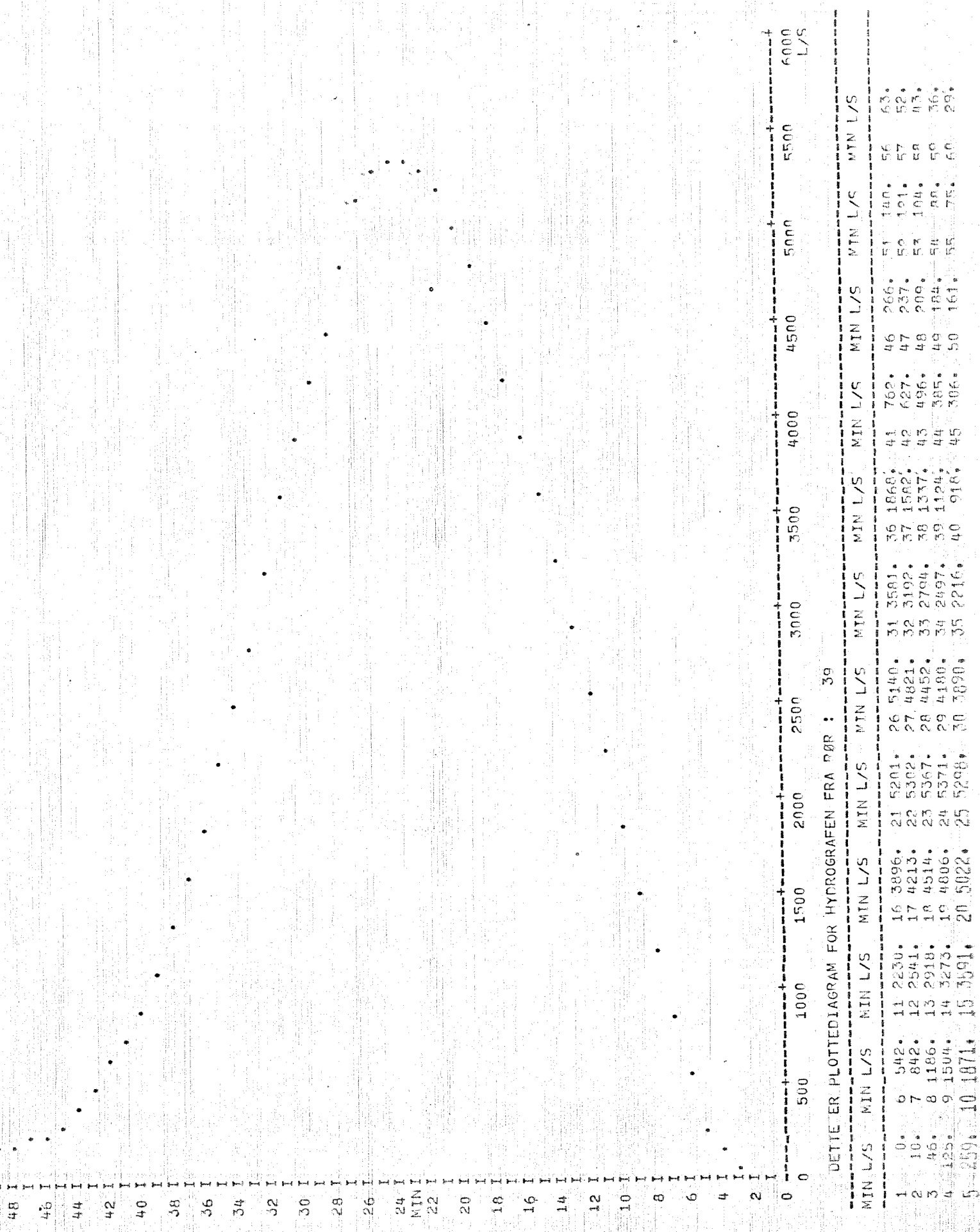
VAIRMENGE FOR HVERT LØPENDE MINUTT UT AV RØR NR : 31

TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER
MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.
1	0.	10	74.	19	34.	28	0.	37	0.	46	0.	55	0.	64	0.	73	0.	82	0.
2	1.	11	81.	20	22.	29	0.	38	0.	47	0.	56	0.	65	0.	74	0.	83	0.
3	6.	12	85.	21	12.	30	0.	39	0.	48	0.	57	0.	66	0.	75	0.	84	0.
4	16.	13	83.	22	5.	31	0.	40	0.	49	0.	58	0.	67	0.	76	0.	85	0.
5	31.	14	77.	23	2.	32	0.	41	0.	50	0.	59	0.	68	0.	77	0.	86	0.
6	43.	15	68.	24	1.	33	0.	42	0.	51	0.	60	0.	69	0.	78	0.	87	0.
7	51.	16	60.	25	0.	34	0.	43	0.	52	0.	61	0.	70	0.	79	0.	88	0.
8	58.	17	53.	26	0.	35	0.	44	0.	53	0.	62	0.	71	0.	80	0.	89	0.
9	66.	18	46.	27	0.	36	0.	45	0.	54	0.	63	0.	72	0.	81	0.	90	0.
***SUMO																			
187669. SUTE																			
129037.																			

VAIRMENGE FOR HVERT LØPENDE MINUTT UT AV RØR NR : 30

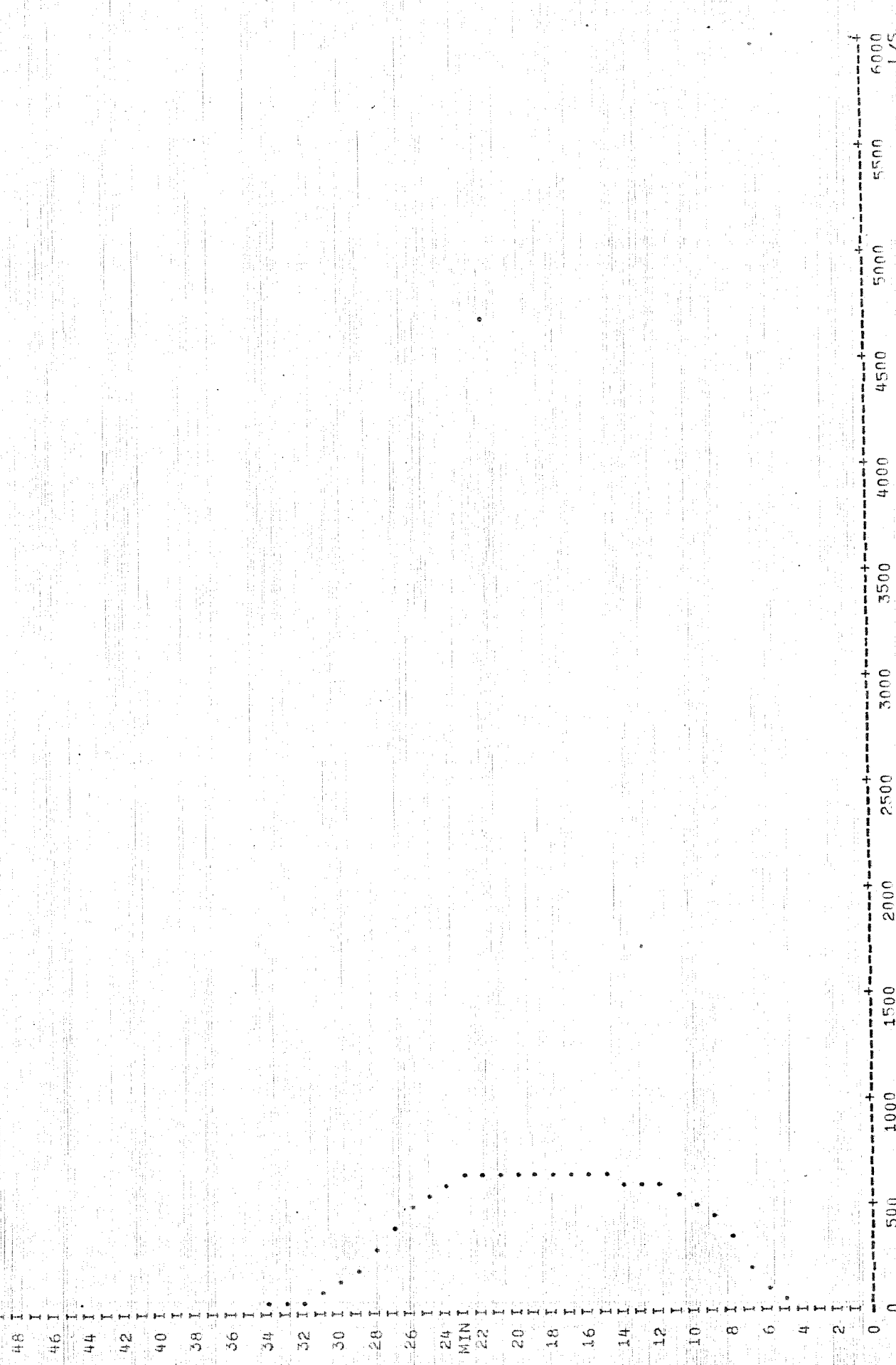
TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER	TID	LITER
MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.	MIN.	PR.SEK.
1	0.	10	217.	19	135.	28	1.	37	0.	46	0.	55	0.	64	0.	73	0.	82	0.
2	2.	11	241.	20	105.	29	0.	38	0.	47	0.	56	0.	65	0.	74	0.	83	0.
3	9.	12	253.	21	64.	30	0.	39	0.	48	0.	57	0.	66	0.	75	0.	84	0.
4	29.	13	259.	22	36.	31	0.	40	0.	49	0.	58	0.	67	0.	76	0.	85	0.
5	65.	14	257.	23	19.	32	0.	41	0.	50	0.	59	0.	68	0.	77	0.	86	0.
6	105.	15	246.	24	9.	33	0.	42	0.	51	0.	60	0.	69	0.	78	0.	87	0.
7	157.	16	217.	25	6.	34	0.	43	0.	52	0.	61	0.	70	0.	79	0.	88	0.
8	167.	17	169.	26	3.	35	0.	44	0.	53	0.	62	0.	71	0.	80	0.	89	0.
9	190.	18	160.	27	2.	36	0.	45	0.	54	0.	63	0.	72	0.	81	0.	90	0.

INNLESTE				BEREGNEDE										RØRDATA						
MR.	DRE	AV-	LENGDE	EKS.	KØR-	NEDSL.	AVLØP	TETTE	AVLØP	%	FJELL	PRO-	BEREG.	QMAX/	MAX.	MAX.	RØRKA-	NØDV.GR.	RØR-	
PKT	PKT	RL	(M)	(M)	STAND	HA)	KOEFF	FLATER	KOEFF	FJELL	STIGN.	DIAM.	DIAM.	QFULL	HAST.	VANNF.	PASIT.	(L/S)	(L/S)	KOSTN.
					(M)	(HA)	NEDSL	(HA)	T.F.L.	%		(M)	(M)	(M ³ /S)	(M/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(L/S)	(KR)
1	1	2	345.0	1.100	0.	3.466	.70	.000	.00	0.	11.9	1.10	.899	.759	3.44	2934.8	3266.2	424350.		
2	2	3	117.0	.381	0.	.568	.70	.000	.00	0.	61.5	.50	.942	.843	5.08	938.4	996.4	643350.		
3	3	4	96.0	.229	0.	.698	.70	.000	.00	0.	21.8	.30	.945	.851	2.10	140.3	148.4	29760.		
4	4	5	79.0	.229	0.	.498	.70	.000	.00	0.	59.1	.30	.718	.631	2.79	62.9	87.6	18960.		
5	5	3	135.0	.381	0.	1.504	.70	.000	.00	0.	66.4	.45	.994	.983	4.95	782.1	785.9	64400.		
6	6	7	122.0	.229	0.	.680	.70	.000	.00	0.	18.9	.25	.917	.794	1.74	78.1	85.2	32940.		
7	7	8	80.0	.305	0.	.140	.70	.000	.00	0.	123.9	.40	.735	.642	6.44	595.1	808.6	33600.		
8	8	9	50.0	.229	0.	.338	.70	.000	.00	0.	58.6	.20	.497	.488	2.78	43.4	87.2	12000.		
9	9	10	432.0	.305	0.	1.924	.70	.000	.00	0.	25.6	.50	.899	.759	3.15	557.7	620.2	127600.		
10	10	11	105.0	.229	0.	1.120	.70	.000	.00	0.	29.8	.30	.794	.677	2.49	139.7	175.8	32550.		
11	11	10	30.0	.305	0.	.035	.70	.000	.00	0.	22.7	.40	.784	.670	2.57	253.2	323.2	12600.		
12	12	13	155.0	.229	0.	1.352	.70	.000	.00	0.	16.6	.35	.613	.688	2.00	156.6	192.5	57350.		
13	13	14	165.0	.229	0.	.868	.70	.000	.00	0.	11.3	.30	.900	.760	1.47	93.6	104.0	51150.		
14	14	2	180.0	.900	0.	1.444	.70	.000	.00	0.	24.8	.90	.759	.655	4.50	2172.1	2062.1	190000.		
15	15	16	70.0	.000	0.	.320	.70	.000	.00	0.	30.4	.80	.908	.776	4.67	2130.0	2345.4	63000.		
16	16	17	54.0	.381	0.	.670	.70	.000	.00	0.	28.1	.25	.801	.681	2.15	84.6	105.5	14580.		
17	17	18	187.0	.700	0.	1.404	.70	.000	.00	0.	60.6	.70	.879	.739	6.23	2103.8	2394.5	142120.		
18	18	19	262.0	.700	0.	2.482	.70	.000	.00	0.	38.6	.80	.773	.664	5.31	2062.6	2667.9	235800.		
19	19	20	81.0	.381	0.	.306	.70	.000	.00	0.	12.3	.20	.933	.826	1.20	35.1	37.6	19440.		
20	20	21	26.0	.700	0.	.034	.70	.000	.00	0.	57.7	.70	.832	.699	6.07	1940.9	2332.0	19760.		
21	21	22	120.0	.600	0.	.616	.70	.000	.00	0.	13.5	.60	.832	.699	2.51	590.8	709.6	78000.		
22	22	23	120.0	.600	0.	1.410	.70	.000	.00	0.	9.0	.60	.972	.922	2.02	554.2	570.1	78000.		
23	23	24	163.0	.534	0.	2.408	.70	.000	.00	0.	21.2	.50	.800	.680	2.86	448.6	561.0	89650.		
24	24	25	50.0	.381	0.	.292	.70	.000	.00	0.	41.2	.30	.860	.720	2.97	100.0	209.4	15500.		
25	25	26	58.0	.229	0.	.380	.70	.000	.00	0.	8.8	.25	.831	.698	1.15	46.8	56.3	15660.		
26	26	27	40.0	.229	0.	.140	.70	.000	.00	0.	32.3	.20	.284	.350	2.01	17.9	63.2	9600.		
27	27	28	260.0	.305	0.	.776	.70	.000	.00	0.	15.6	.30	.710	.626	1.75	87.9	123.8	49600.		
28	28	29	404.0	.700	0.	2.618	.70	.000	.00	0.	17.7	.80	.775	.565	3.49	1358.7	1752.9	183600.		
29	29	30	83.0	.381	0.	.490	.70	.000	.00	0.	13.3	.40	.956	.878	1.93	231.4	241.9	34860.		
30	30	31	113.0	.305	0.	1.140	.70	.000	.00	0.	16.9	.35	.976	.934	2.02	189.6	194.1	41810.		
31	31	32	72.0	.229	0.	.518	.70	.000	.00	0.	36.9	.20	.940	.840	2.17	63.9	68.0	17280.		
32	32	33	130.0	.700	0.	1.444	.70	.000	.00	0.	5.4	.90	.802	.681	1.97	1006.5	1254.9	130000.		
33	33	34	230.0	.305	0.	2.372	.70	.000	.00	0.	26.8	.40	.772	.663	2.82	273.4	354.0	96600.		
34	34	35	147.0	.534	0.	1.116	.70	.000	.00	0.	7.4	.70	.867	.727	2.00	667.4	770.2	111720.		
35	35	36	121.0	.305	0.	1.210	.70	.000	.00	0.	29.8	.40	.730	.638	2.98	273.3	374.3	50820.		
36	36	37	204.0	.229	0.	1.300	.70	.000	.00	0.	17.8	.35	.729	.637	2.08	145.5	199.6	75480.		
37	37	38	90.0	.305	0.	1.058	.70	.000	.00	0.	11.2	.35	.829	.697	1.62	129.0	155.6	33300.		
38	38	39	178.0	.305	0.	1.824	.70	.000	.00	0.	9.2	.40	.950	.861	1.58	188.9	198.8	74760.		
39	39	40	340.0	1.100	0.	5.100	.70	.000	.00	0.	54.0	.90	.862	.722	6.85	3756.1	4356.6	340000.		
40	40	41	350.0	1.100	0.	7.000	.70	.000	.00	0.	53.9	.90	.830	.698	6.85	3616.6	4355.4	350000.		
41	41	42	245.0	.305	0.	1.452	.70	.000	.00	0.	58.9	.45	.998	.995	4.64	736.8	738.1	117600.		
42	42	43	470.0	.305	0.	1.414	.70	.000	.00	0.	47.5	.30	.763	.658	3.20	172.7	226.2	52700.		
43	43	44	242.0	.381	0.	2.148	.70	.000	.00	0.	66.0	.40	.811	.697	4.58	466.5	575.3	101640.		
44	44	45	125.0	.381	0.	.850	.70	.000	.00	0.	65.5	.70	.861	.721	3.84	233.6	271.1	39750.		
45	45	46	160.0	.305	0.	1.203	.70	.000	.00	0.	12.1	.35	.889	.709	1.69	144.3	162.3	59200.		



DETTE ER PLOTTEDIAGRAM FOR HYDROGRAFEN FRA PØR : 39

MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S									
1	0	6	542	11	2230	16	3896	21	5201	26	5140	31	3581	36	1868	41	762	46	266	51	140	56	63
2	10	7	842	12	2541	17	4213	22	5382	27	4821	32	3192	37	1582	42	627	47	237	52	191	57	52
3	46	8	1186	13	2918	18	4514	23	5367	28	4452	33	2784	38	1337	43	496	48	209	53	104	58	43
4	125	9	1504	14	3273	19	4806	24	5371	29	4180	34	2697	39	1124	44	385	49	184	54	88	59	36
5	259	10	1871	15	3591	20	5022	25	5298	30	3890	35	2216	40	918	45	386	50	161	55	75	60	29



DETTE ER PLOTTEDIAGRAM FOR HYDROGRAFEN FRA PØR : 34

MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S	MIN L/S						
1	0	6	122	11	552	16	630	21	636	26	486	31	95	36	19	41	46	51	56	0
2	1	7	223	12	590	17	632	22	634	27	397	32	63	37	15	42	47	52	57	0
3	6	8	331	13	610	18	634	23	625	28	304	33	40	38	11	43	48	53	58	0
4	19	9	425	14	621	19	635	24	602	29	205	34	31	39	8	44	49	54	59	0
5	50	10	493	15	627	20	636	25	556	30	141	35	24	40	6	45	50	55	60	0

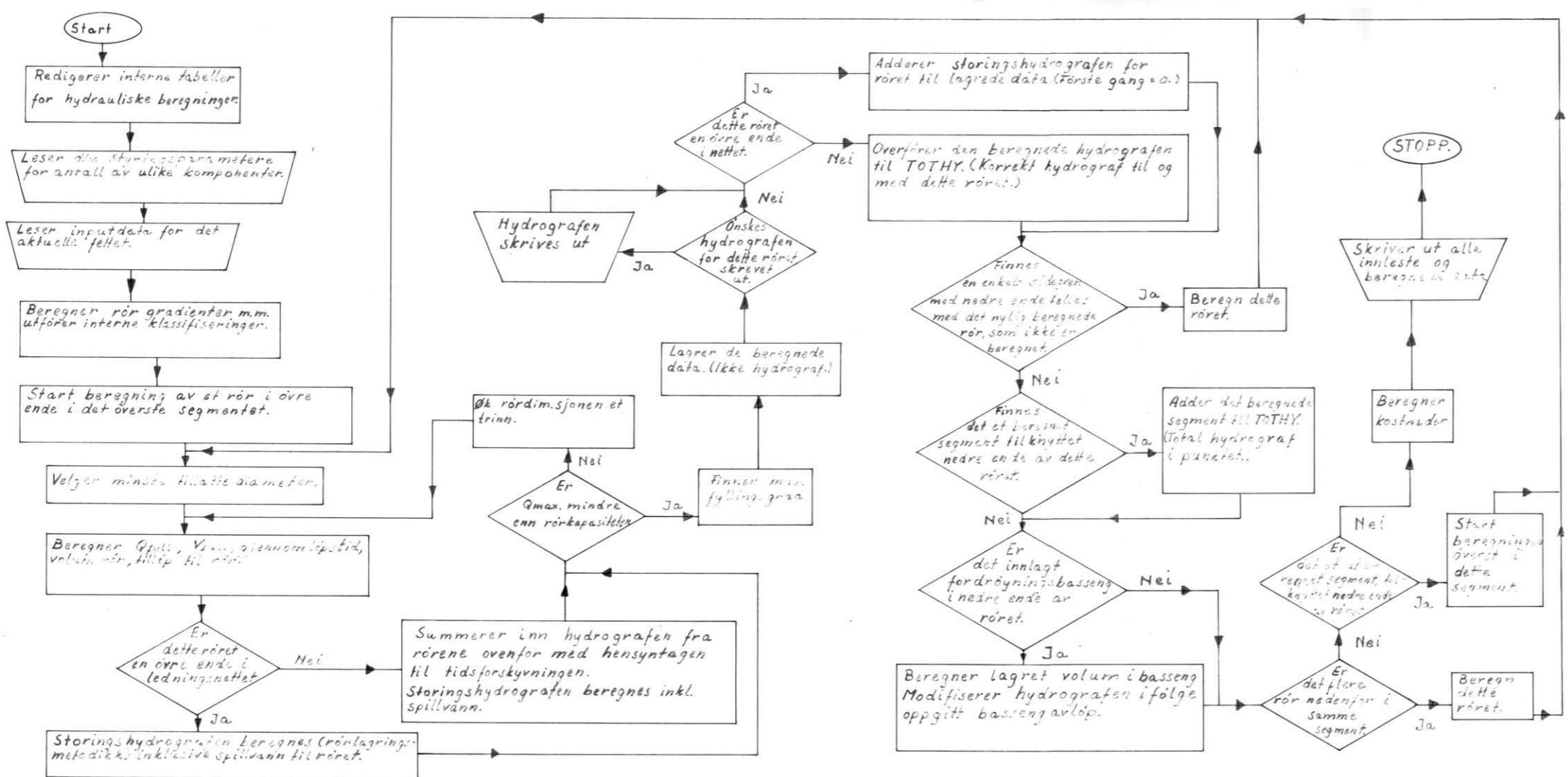
KOMMUNE : NOTTERBY.

FØRRENSNINGER I PKT. : 1

KG BOF I SPILLVANN TILFØRT PUNKTET 8.875
 KG BOF I REGNVANN TILFØRT PUNKTET 6.580
 KG BOF I OVERLØP 11.147
 KURVÅKKEMETER I OVERLØP 340.154
 14. MIN. - 88. MIN.
 OVERLØP I FUNKSJON FRA 14. MIN. - 88. MIN.
 MAXIMALT AVLØP FRA PUNKTET UTEN OVERLØP 36.
 TOTALT ANSÅLL LITRE SPILLVANN/SEK 16.

GRADLØP/SEK SOM PASSERER PKT. 1 FØR HVERT MIN.

TID	BRAND	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF	TID	GR. BOF
MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.	MIN.	PR. SEK.
1	1.809	16	2.659	35	4.394	52	5.232	69	3.863	86	2.445	103	2.116	120	2.019
2	1.879	19	2.723	36	4.531	53	5.174	70	3.754	87	2.420	104	2.105	121	2.017
3	2.081	20	2.797	37	4.672	54	5.116	71	3.646	88	2.398	105	2.095	122	2.015
4	2.115	21	2.862	38	4.813	55	5.062	72	3.535	89	2.375	106	2.086	123	2.013
5	2.028	22	2.946	39	4.954	56	5.012	73	3.421	90	2.352	107	2.078	124	2.012
6	2.098	23	3.023	40	5.103	57	4.953	74	3.309	91	2.326	108	2.070	125	2.010
7	2.079	24	3.097	41	5.204	58	4.898	75	3.200	92	2.305	109	2.063	126	2.009
8	3.116	25	3.174	42	5.285	59	4.816	76	3.083	93	2.283	110	2.057	127	2.008
9	2.108	26	3.260	43	5.351	60	4.737	77	2.991	94	2.261	111	2.051	128	2.007
10	2.268	27	3.353	44	5.399	61	4.653	78	2.899	95	2.241	112	2.046	129	2.006
11	2.268	28	3.450	45	5.428	62	4.566	79	2.810	96	2.221	113	2.041	130	2.005
12	2.316	29	3.575	46	5.498	63	4.483	80	2.746	97	2.203	114	2.037	131	2.005
13	2.373	30	3.707	47	5.535	64	4.363	81	2.682	98	2.186	115	2.033	132	2.004
14	2.429	31	3.845	48	5.414	65	4.268	82	2.623	99	2.170	116	2.030	133	2.004
15	2.467	32	3.964	49	5.382	66	4.181	83	2.569	100	2.155	117	2.026	134	2.003
16	2.536	33	4.121	50	5.339	67	4.080	84	2.520	101	2.141	118	2.024	135	2.003
17	2.597	34	4.258	51	5.260	68	3.974	85	2.477	102	2.128	119	2.021	136	2.002



Segment: Henspill på en intern oppdeling av ledningsnett. Hvert segment består av et "rettet tre", hvor sidegrenene til hovedstammen ikke har mer enn en ledningsstrekning. Q_{max} : Minst. vannføring i et rør. Hydrograf: Vannføring som funksjon av tiden.

FORELØPIG STRØMPLAN FOR HYDRAULISK MODELL

NIVA 16.12.1971. 0-53/71.