

Undersøgelse af dimensioneringspraksis for små afløbssystemer

Aalborg Universitetsbibliotek

530002076501



1982

DIF Spidevandskomiteen

Indholdsfortegnelse

Rekommandation	5
Symbolliste	8
Forord	11
Resumé	12
1 Problemstilling	14
2 Motivering for valg af de to afløbssystemer	16
3 Dimensionering af afløbssystem i det rektangulære opland ..	17
4 Grundlæggende afstrømningsfænomener og deres statistiske behandling	20
4.1 Regns transformation til afstrømning	20
4.2 Gentagelsesperioder for vandføringer og vanddybder	23
5 Anvendte historiske regn fra Odense	26
6 Anvendte modeller og EDB-programmer	31
6.1 Overfladeafstrømningsprogrammet i ILLUDAS	31
6.2 Rørstrømningsprogrammet i ILLUDAS og dets anvendelse til beregning af gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser ..	32
6.3 Rørstrømningsprogrammet i DHI-S11S	37
7 Statistisk analyse af afløbssystem i det rektangulære opland .	39
7.1 Afstrømning fra overfladerne	39
7.2 Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser og for fuldt- løbende ledning bestemt ved hjælp af ILLUDAS og DHI-S11S	40
7.3 Gentagelsesperioder for opstuvning til terræn eller i kældere be- stemt ved hjælp af DHI-S11S	44
7.4 Konklusioner	48

8	Beregning af kælderoversvømmelser med ILLUDAS og DHI-S11S for det rektangulære opland med faldende terræn	50
8.1	Problemstilling	50
8.2	Beregningsprincipper og -resultater vedr. vanddybder i kældre	51
8.3	Konklusioner	58
9	Statistisk analyse af eksisterende afløbssystem i Virum	59
9.1	Beskrivelse af opland og afløbssystem	59
9.2	Overfladeafstrømningen	64
9.3	Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker	64
9.4	Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser for fuldtløbende ledning og for oversvømmelse bestemt ved hjælp af ILLUDAS og DHI-S11S	65
9.5	Konklusioner	74
10	Overordnet konklusion og diskussion	75
	Referencer	77

Rekommandation fra Spildevandskomitéen, Dansk Ingeniørforening vedrørende dimensionering af små afløbssystemer til regnafledning

Baggrund

I spildevandskomitéens skrift nr. 20 »Undersøgelse af dimensioneringspraksis for små afløbssystemer« er der gennemført en sammenligning mellem de traditionelle metoder til dimensionering af ledninger i små systemer og metoder baseret på anvendelsen af EDB-programmer og historiske regn.

På grundlag af resultaterne af denne sammenligning bringes nedenstående rekommandation:

Rekommandation vedrørende beregningsprincipper

Dimensionering af ledninger i små systemer kan ske på grundlag af regnrækker og de traditionelle metoder. Disse metoder fortolkes her som den rationelle metode og tid-areal-modellen (også kaldet afløbsdiagrammetoden). Ved brugen af den rationelle metode bør man sikre sig, at tid-areal kurven for den aktuelle ledning har en sådan facon, at forudsætningen for brug af metoden er opfyldt. Hvis dette ikke er tilfældet, bør man anvende tid-areal-modellen med regnrækker.

Dimensioneringen af ledningerne må nødvendigvis ske på grundlag af en ønsket værdi T_ϕ af gentagelsesperioden for overskridelse af ledningernes kapacitet (den fuldtløbende vandføring). Hvis ledningssystemet overalt dimensioneres for samme T_ϕ -værdi vil gentagelsesperioden T_k for kælderoversvømmelse i et fællessystem, eller T_t for terrænoversvømmelse i et separatsystem, være større end T_ϕ . Det må generelt anbefales, at dimensioneringen baseres på tilladelige værdier for T_k eller T_t , som bør fastsættes i relation til de skader og gener en oversvømmelse medfører. En konvertering af T_k eller T_t til den nødvendige dimensioneringsparameter T_ϕ kan ikke gives som en faktor der har generel gyldighed for alle afløbssystemer. Kun for systemer, der med tilnærmelse opfylder følgende fire betingelser:

- der er anvendt samme T_ϕ -værdi overalt i systemet,
- kældergulve i fællessystemet eller terræn i separatsystemet ligger overalt ca. 2 m over bundløbet,

- systemet har faldforhold svarende til en fuldtløbende hastighed på ca. 1 m/s,
- vandspejlet i systemets udløb påvirker ikke afstrømningsforløbet, kan det påregnes, at T_k og T_l er 4 til 5 gange så stor som T_ϕ .

For systemer med udsatte steder i form af lavtliggende kældre eller terræn samt for systemer med væsentlig mindre dimensioner end dem der svarer til dimensionering efter de traditionelle metoder må det anbefales, at systemet kontrolleres og evt. justeres ved beregning af oversvømmelsens størrelse og gentagelsesperiode. Denne beregning anbefales udført med historiske regn og med et EDB-program baseret på teorien for den dynamiske bølge. I bebyggelser hvor skaden fra oversvømmelserne synes uacceptabel (jfr. vejledende talværdier) anbefales det at indbygge afspærringsanordninger (højvandslukker etc.) eller at udvide systemet til reduktion af skaden.

Vejledende talværdier

Benyttelsen af de traditionelle metoder forudsætter et valg af afløbskoefficienten ϕ . ϕ -værdien for et område findes ved den arealmæssige vægtning af ϕ -værdierne for de impermeable, semipermeable og permeable flader. På basis af foreløbige bearbejdninger af afstrømningsmålinger kan gives følgende værdier til brug ved *ledningsdimensionering*:

Impermeable flader: $\phi = 1,0$

Semipermeable flader i form af flise- og stenbelægning: $\phi = 1,0$

Permeable flader samt impermeable og semipermeable, som har fald mod permeable flader: $\phi = 0,0$, medmindre der er tale om stærkt komprimeret jord med betydelig hældning.

(I løbet af få år vil resultatet af igangværende undersøgelser af afstrømningen fra flere måleoplande kunne omsættes til en mere detaljeret anbefaling med hensyn til overfladeafstrømningens tabsled og forsinkelse).

Hvad angår en vejledende tilladelig talværdi for T_k i fællessystemer har foreløbige undersøgelser, hvor skadesomkostninger på kælderinventar og bygning plus anlægsomkostninger søges minimeret, vist af dette minimum er meget følsomt overfor selv små ændringer i skadesomkostninger og rentefod. Når man tager hensyn til de øvrige skader og gener en kælderoversvøm-

melse medfører, peger undersøgelsen dog i retning af at en T_k -værdi af størrelsesorden 20 år for boligområder er en rimelig nedre værdi, når kældrene ikke er møbleret som permanente opholdsrum.

Vejledende talværdier for T_i kan ikke gives på det foreliggende videngrundlag, men må fastsættes under hensyn til anvendelsen af de områder, hvor det oversvømmende vand løber hen.

(Igangværende undersøgelser af sammenhængen mellem anlægs- og driftsomkostninger overfor skadeomkostninger, samt gener ved oversvømmelser forventes om få år at føre til en mere detaljeret anbefaling med hensyn til valg af gentagelsesperiode).

Symbolliste

b :	Den impermeable bredde af det rektangulære opland.
d :	Handelsdiameter for betonrør.
$i(t_x)$:	Regnrækkeintensiteten svarende til regnvarigheden t_x .
max:	Indeks der angiver maksimalværdien for en variabel.
m_k :	Vandvoluminet i kælderen svarende til vanddybden y_k .
n :	Frekvensen d.v.s. den reciprokke gentagelsesperiode.
q :	Jævnt fordelt sidetilstrømning.
t :	Tiden.
t_x :	Afløbstiden svarende til punkt x .
y :	Vanddybde.
y_k :	Maksimalvanddybde i en kælder fra en regn.
y_o :	Afstanden fra gulvafløb til det niveau, hvor kælderen har maksimalt tværsnitsareal.
A :	Det våde tværsnitsareal i en ledning.
A_f :	En lednings geometriske tværsnitsareal.
A_k :	Tværsnitsarealet i kælderen svarende til vanddybden y_k .
A_o :	Horisontalt tværsnitsareal af nedgangsbrønd.
Br :	Nedgangsbrønd.
C_k :	Kinematisk bølgehastighed.
DHI-S11S:	Danish Hydraulic Institute, System 11 Sewer. EDB-program baseret på dynamisk bølgeteori.
F :	Areal af opland.
F_i :	Arealet af delopland nr. i .
GMT:	Greenwich Mean Time, d.v.s. tidsangivelsen for Greenwich observatoriet.
H_k :	Afstanden fra bundløb til kældergulv.
H_t :	Afstanden fra bundløb til terræn.
ILL, ANA:	ILLudas som <i>analyseversion</i> .
ILL, DIM:	ILLudas som <i>dimensioneringsversion</i> .
ILLUDAS:	ILLinois Urban Drainage Area Simulator. EDB-program baseret på kinematisk bølgemodel.

J_M :	Nummeret på den regn, der giver maksimalvandføring med rang M .
K_M :	Nummeret på den regn, der giver maksimalvanddybde med rang M .
M :	Vandvolumen i ledningssystemet fra regnafstrømningen eller vandvolumen i nedgangsbrønde og evt. kældre (2 hydrauliske betydninger).
M :	Rangen for maksimalvandføring eller -dybde d.v.s. den M 'te største værdi fra et antal regn.
M_{br} :	Volumen i nedgangsbrønde svarende til afstanden mellem ledningsstop og kældergulv.
M_d :	Antal regn, som giver en maksimalvanddybde (trykhøjde) større end diameteren d .
M_f :	Antal regn, som giver en maksimalvandføring større end ledningskapaciteten.
M_k :	Antal regn, som giver kælderoversvømmelse.
M_k :	Maksimalt vandvolumen i en kælder fra en regn.
M_t :	Antal regn, som giver terrænoversvømmelse.
N_b :	Den beregningsmæssige registreringsperiode for en regnserie.
N_o :	Den samlede registreringsperiode for en regnserie.
P :	Punkt i afløbssystem.
Q :	Rørstrømningshydrograf.
Q_f :	Fuldtløbende vandføring for en ledning (ledningskapaciteten).
Q_i :	Indløbshydrografen fra delopland nr. i .
Q_o :	Indløbshydrograf fra et opland.
Q_s :	Tørvejrsvandføring.
RM :	Rational Metode.
RRL :	Road Research Laboratory, England.
S_o :	Bundliniefald for en ledning.
T :	Gentagelsesperiode.
T_d :	Gentagelsesperiode for en fuldtløbende ledning.
T_f :	Gentagelsesperiode for overskridelse af ledningskapaciteten Q_f .
T_k :	Gentagelsesperiode for kælderoversvømmelse.
T_t :	Gentagelsesperiode for terrænoversvømmelse.
T_ϕ :	Den ønskede gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse, der benyttes ved dimensionering.
V :	Strømhastighed i en ledning.

V_f :	Fuldtløbende hastighed for en ledning.
X :	Den løbende længde af det rektangulære opland målt fra vand-skellet.
β :	En konstant, der beskriver A_k 's variation med y_k .
Δt :	Tidsskridt.
Δx :	Længden af en ledningssektion.
Φ :	Volumenafløbskoefficienten, d.v.s. den brøkdel af nedbøren der strømmer af.

Forord

Siden 1973 har Dansk Ingeniørforenings Spildevandskomité koncentreret en væsentlig indsats på belysning af de problemer, som knytter sig til regns afledning gennem byers afløbssystemer. Dette skrift er nr. 20 i rækken af skrifter fra Spildevandskomitéen og er et led i den specielle serie, som handler om regnafledning, nr. 16 til 23.

Dette skrift handler specielt om de meget væsentlige problemer, som knytter sig til skader ved oversvømmelser. Med de nye EDB-beregningsmetoder er der åbnet mulighed for at beregne gentagelsesperioden for opstuvning i kældre og til terræn, i modsætning til de traditionelle metoder, som kun beregner hyppighed for opnåelse af fuldtløbende ledning. Skriftets væsentligste formål er at illustrere denne principielle forskel og de muligheder, der ligger i de nye beregningsmetoder.

Til arbejdet er der ydet tilskud fra Teknologirådet og fra Momsfonden. Beregningsarbejdet og de første udkast til skriftet er udført af civilingeniør Mette Prisum. Selve skriftet er skrevet af lektor, civilingeniør Mogens Jensen, efter Mette Prisums bortrejse til udlandet.

Skriftet har i udkast været forelagt Spildevandskomitéen, som har bidraget med ændringer og godkendt de konklusioner, der er draget på det foreliggende undersøgelsesmateriale.

Den udarbejdede rekommandation fra Spildevandskomitéen baseres primært på resultaterne fra nærværende skrift.

Poul Harremoës
Professor
Formand for Dansk Ingeniørforenings
Spildevandskomité

Resumé

Den mest anvendte metode til dimensionering af afløbssystemer igennem afløbsteknikkens historie har været enten den rationelle metode eller tid-areal-metoden i kombination med regnrækker. En væsentlig ulempe ved disse metoder er, at dimensionering af rørene alene kan ske for given gentagelsesperiode for overskridelse af ledningskapacitet, hvilket ikke er det samme som gentagelsesperioden for opstuvning i kældre eller til terræn. Denne forskel har været kendt længe, men først nu er det blevet muligt at beregne og lave statistik på selve den skadevoldende opstuvning, hvilket hér er gjort for et idealiseret og et udvalgt eksisterende opland, for at illustrere den fundamentale forskel mellem kapacitetsoverskridelse og skadevoldende opstuvning.

Det alternativ til den rationelle metode, der i stigende udstrækning vil være til rådighed for afløbsteknikeren, er at anvende EDB-programmer og historiske regn, såvel til dimensionering af nye systemer som til analyse af eksisterende systemer. Dette alternativ er mere kompliceret og tidsrøvende at anvende end den rationelle metode, men medfører til gengæld en større sikkerhed i beregningen. Der er derfor grund til at undersøge for hvilke afløbssystemer den rationelle metode er god nok til dimensionering. d.v.s. giver samme dimensioner, som dem man får ved at anvende EDB-programmer og historiske regn, med en valgt gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse. En generel afgrænsning af typer af afløbssystemer, hvor den rationelle metode eller tid-areal-metoden i kombination med regnrækker, er et tilstrækkeligt godt dimensioneringsgrundlag, er imidlertid vanskelig og skriftet har derfor måttet begrænses til en undersøgelse af to udvalgte afløbssystemer nemlig

- Et teoretisk rektangulært opland med én hovedledning. (Jfr. kap. 2, 3, 7 og 8).
- Et eksisterende grenformet afløbssystem (jfr. kap. 2 og 9).

De to hovedproblemstillinger som belyses for disse to systemer er (jfr. kap. 1):

Problemstilling 1: En sammenligning mellem gentagelsesperioder T_f for kapacitetsoverskridelse der opnås ved anvendelse af dels den rationelle metode og regnrækker dels den kinematiske- og dynamiske bølgemodel i EDB-programmerne ILLUDAS og DHI-S11S kombineret med en historisk regnserie.

Problemstilling 2: En undersøgelse af gentagelsesperioderne T_k eller T_i for den skadevoldende begivenhed: vand i kælder eller på terræn beregnet med den dynamiske bølgemodel DHI-S11S til sammenligning med T_f -værdierne. Som resultat af undersøgelsen søges en tilladelig gentagelsesperiode for oversvømmelse konverteret til en T_f -værdi, der med rimelighed kan anvendes ved dimensionering.

Den mest overraskende konklusion vedrørende problemstilling 1 er at den rationelle metode med regnrækker er et langt bedre dimensioneringsgrundlag for de to udvalgte afløbssystemer end forud forventet. For det rektangulære opland, der undersøges i kap. 3 og 7 fås at T_f -værdien er stort set uafhængig af den model der anvendes. For det eksisterende afløbssystem, der undersøges i kap. 9, er T_f -værdien også stort set uafhængig af modelvalget undtagen på strækningerne umiddelbart opstrøms for en drosselstrækning, hvor der er en underkapacitet i forhold til oplandstilslutningerne, således at T_f -værdien falder i strømretningen. På disse strækninger findes en langt større T_f -værdi bestemt med DHI-S11S, fordi der i dette EDB-program tages hensyn til den nedstrøms randbetingelse fra drosselstrækningen.

Vedrørende problemstilling 2 viser undersøgelsen på det rektangulære opland med et jævnt faldende terræn at T_k - og T_i -værdierne er ca. 4 gange så store som T_f . Gøres terrænet vandret vokser T_k og T_i ned gennem systemet og er stærk påvirket af randbetingelsen i systemets udløb. Disse resultater kan på ingen måde generaliseres idet det virkelige afløbssystem giver helt andre resultater. T_k og T_i er her fuldstændig domineret af terrænlavningerne og tilstedeværelsen af den før omtalte drosselstrækning.

Det er væsentligt at pointere at samtlige beregninger er udført på et fælles hydrologisk grundlag. Dette består i det væsentligste i at der er set bort fra afstrømningen fra grønne områder og at de befæstede områder bidrager med fuld afstrømning (volumenafløbskoefficient $\Phi = 1$).

1 Problemstilling

Dimensionering af et afløbssystem kræver i det væsentlige et valg af tre parametre, nemlig:

1. Gentagelsesperiode for overbelastning.
2. Regndata.
3. Model.

I Danmark er det almindeligt at gentagelsesperioden sættes til 1 eller 2 år svarende til henholdsvis separat- eller fællessystem, at regnrækker benyttes som regndata samt at den valgte model udgøres af den rationelle metode.

Fremkomsten af EDB-modeller, der er i stand til at benytte de historiske regnserier fra Gentofte og Odense som inddata, har gjort det muligt at gennemføre en langt sikrere dimensionering således at grundlaget i ovennævnte pkt. 2 og 3 er forbedret. Samtidig åbner EDB-modeller og historiske regn mulighed for at analysere hvorledes afløbssystemer, der er dimensioneret v.h.a. regnrækker og den rationelle metode, rent faktisk opfører sig hvad angår gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser, fuldtløbende ledninger og for opstuvning på terræn eller i kælder.

Problemstilling 1 som skriftet beskæftiger sig med er da at vurdere gyldigheden af regnrækker og den rationelle metode, idet den hertil knyttede gentagelsesperiode for overbelastning sammenlignes med den, der opnås ved anvendelse af EDB-modeller og historiske regn. Det turde være klart at en sådan sammenligning bliver afhængig af den valgte EDB-modeltype. I skriftet er anvendt to modeltyper, nemlig:

- Kinematisk bølge-model i form af EDB-programmet ILLUDAS.
- Dynamisk bølge-model i form af EDB-programmet DHI-S11S.

Anvendelsen af de to modeller må ses ud fra en fortolkning af begrebet overbelastning. Ved dimensionering af afløbssystemet fortolkes overbelastning som en vandføring større end ledningens kapacitet. Gentagelsesperioden for denne begivenhed beregnes med de to modeller til indbyrdes sammenligning og til sammenligning med udgangsværdien i den rationelle metode.

1 Problemstilling

Dimensionering af et afløbssystem kræver i det væsentlige et valg af tre parametre, nemlig:

1. Gentagelsesperiode for overbelastning.
2. Regndata.
3. Model.

I Danmark er det almindeligt at gentagelsesperioden sættes til 1 eller 2 år svarende til henholdsvis separat- eller fællessystem, at regnrækker benyttes som regndata samt at den valgte model udgøres af den rationelle metode.

Fremkomsten af EDB-modeller, der er i stand til at benytte de historiske regnserier fra Gentofte og Odense som inddata, har gjort det muligt at gennemføre en langt sikrere dimensionering således at grundlaget i ovennævnte pkt. 2 og 3 er forbedret. Samtidig åbner EDB-modeller og historiske regn mulighed for at analysere hvorledes afløbssystemer, der er dimensioneret v.h.a. regnrækker og den rationelle metode, rent faktisk opfører sig hvad angår gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser, fuldtløbende ledninger og for opstuvning på terræn eller i kælder.

Problemstilling 1 som skriftet beskæftiger sig med er da at vurdere gyldigheden af regnrækker og den rationelle metode, idet den hertil knyttede gentagelsesperiode for overbelastning sammenlignes med den, der opnås ved anvendelse af EDB-modeller og historiske regn. Det turde være klart at en sådan sammenligning bliver afhængig af den valgte EDB-modeltype. I skriftet er anvendt to modeltyper, nemlig:

- Kinematisk bølge-model i form af EDB-programmet ILLUDAS.
- Dynamisk bølge-model i form af EDB-programmet DHI-S11S.

Anvendelsen af de to modeller må ses ud fra en fortolkning af begrebet overbelastning. Ved dimensionering af afløbssystemet fortolkes overbelastning som en vandføring større end ledningens kapacitet. Gentagelsesperioden for denne begivenhed beregnes med de to modeller til indbyrdes sammenligning og til sammenligning med udgangsværdien i den rationelle metode.

2 Motivering for valg af de to afløbssystemer

Som omtalt i kap. 1 er det vanskeligt at give generelle svar på ovennævnte problemer. Hertil er variationen i terrænforhold og afløbssystemers tracé (linieføring og længdeprofil) alt for stor. Endvidere er eksisterende afløbssystemer ofte udbygget gradvist, hvorved de nederste dele af et system har afvandet et voksende antal oplande gennem årene. Hvis disse tilslutninger ikke har været forudset og taget i regning, bevirker de at nedstrøms dele af afløbssystemet kan udsættes for hyppigere overbelastninger end forudsat ved beregningen. En måde at undgå denne forøgede hyppighed på, er at forsinke afstrømningen for de uforudsete oplandstilslutninger ved anvendelse af regnvandsbassiner, evt. i kombination med overløbsbygværker. Den omstændighed at sådanne bygværker har en markant påvirkning på afstrømningsforløbet i et system vanskeliggør yderligere en generalisering af svarene på de rejste spørgsmål.

Nærværende skrift må derfor opfattes som en belysning af problemerne for to konkrete oplande nemlig:

Opland 1: Et teoretisk rektangulært opland med én hovedledning, som dimensioneres ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker for ønskede gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser på $T_0 = 2$ og 5 år (jfr. kapitel 3, 7 og 8).

Opland 2: Et virkeligt forekommende grenformet afløbssystem beliggende i Virum (jfr. kapitel 9).

Det synes rimeligt at motivere valget af de to oplande, idet nogle læsere måske synes at en undersøgelse på opland 1 har liden kloakteknisk interesse. Motiveringen for valget af opland 1 må ses i lyset af de to rejste problemstillinger samt i det perspektiv, at det måske vil være muligt at overføre resultaterne fra opland 1 til større oplande med et grenformet afløbsnet, når blot systemet overalt er dimensioneret for samme gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker (evt. tid-areal metoden med regnrækker i form af det såkaldte regnbillede).

Valget af opland 2 er mere tilfældigt idet der kunne findes adskillige ligeså velegnede oplande. Systemet er karakteriseret ved en ret ensartet bebyggelse og et grenformet afløbssystem.

2 Motivering for valg af de to afløbssystemer

Som omtalt i kap. 1 er det vanskeligt at give generelle svar på ovennævnte problemer. Hertil er variationen i terrænforhold og afløbssystemers tracé (linieføring og længdeprofil) alt for stor. Endvidere er eksisterende afløbssystemer ofte udbygget gradvist, hvorved de nederste dele af et system har afvandet et voksende antal oplande gennem årene. Hvis disse tilslutninger ikke har været forudset og taget i regning, bevirker de at nedstrøms dele af afløbssystemet kan udsættes for hyppigere overbelastninger end forudsat ved beregningen. En måde at undgå denne forøgede hyppighed på, er at forsinke afstrømningen for de uforudsete oplandstilslutninger ved anvendelse af regnvandsbassiner, evt. i kombination med overløbsbygværker. Den omstændighed at sådanne bygværker har en markant påvirkning på afstrømningsforløbet i et system vanskeliggør yderligere en generalisering af svarene på de rejste spørgsmål.

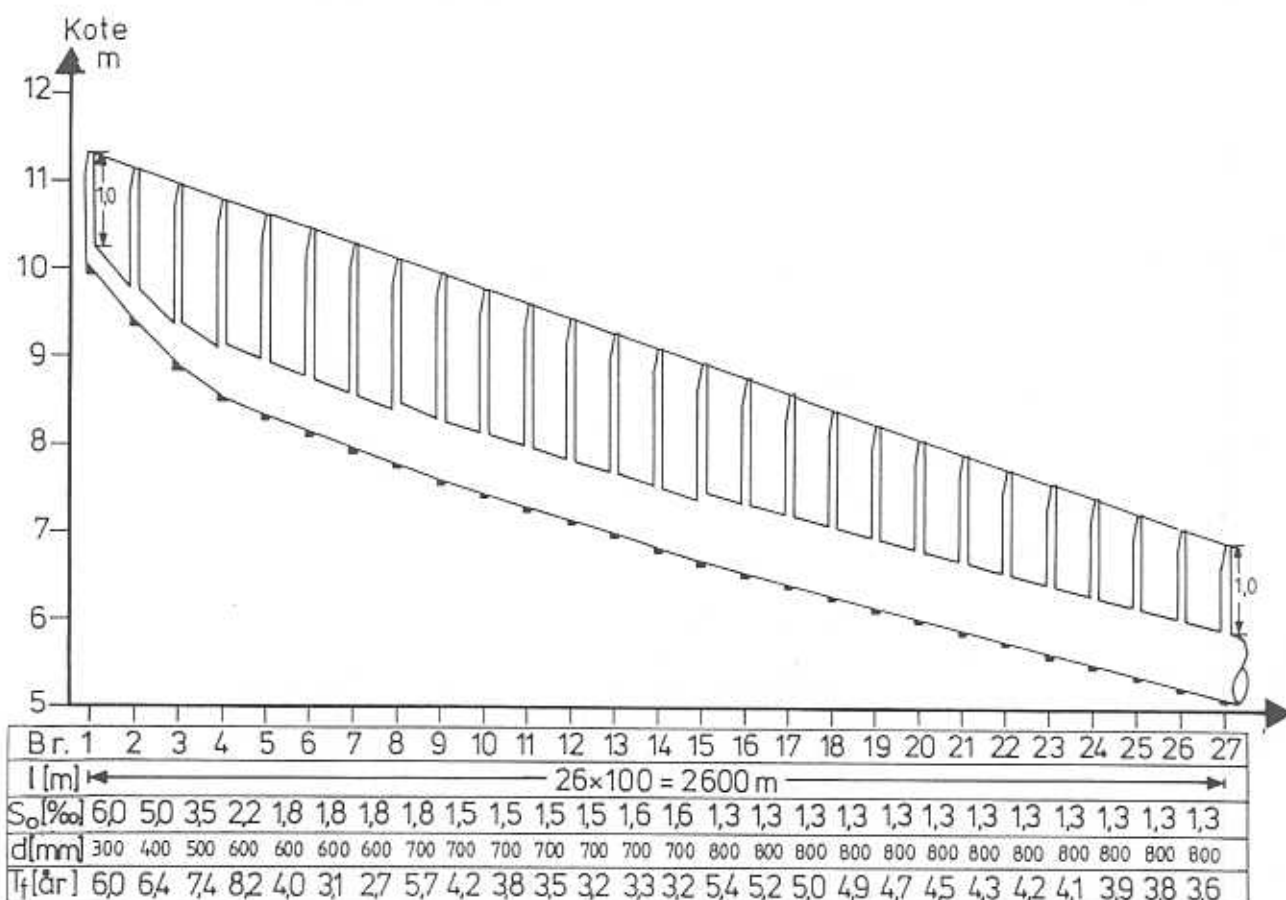
Nærværende skrift må derfor opfattes som en belysning af problemerne for to konkrete oplande nemlig:

Opland 1: Et teoretisk rektangulært opland med én hovedledning, som dimensioneres ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker for ønskede gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser på $T_0 = 2$ og 5 år (jfr. kapitel 3, 7 og 8).

Opland 2: Et virkeligt forekommende grenformet afløbssystem beliggende i Virum (jfr. kapitel 9).

Det synes rimeligt at motivere valget af de to oplande, idet nogle læsere måske synes at en undersøgelse på opland 1 har liden kloakteknisk interesse. Motiveringen for valget af opland 1 må ses i lyset af de to rejste problemstillinger samt i det perspektiv, at det måske vil være muligt at overføre resultaterne fra opland 1 til større oplande med et grenformet afløbsnet, når blot systemet overalt er dimensioneret for samme gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker (evt. tid-areal metoden med regnrækker i form af det såkaldte regnbillede).

Valget af opland 2 er mere tilfældigt idet der kunne findes adskillige ligeså velegnede oplande. Systemet er karakteriseret ved en ret ensartet bebyggelse og et grenformet afløbssystem.

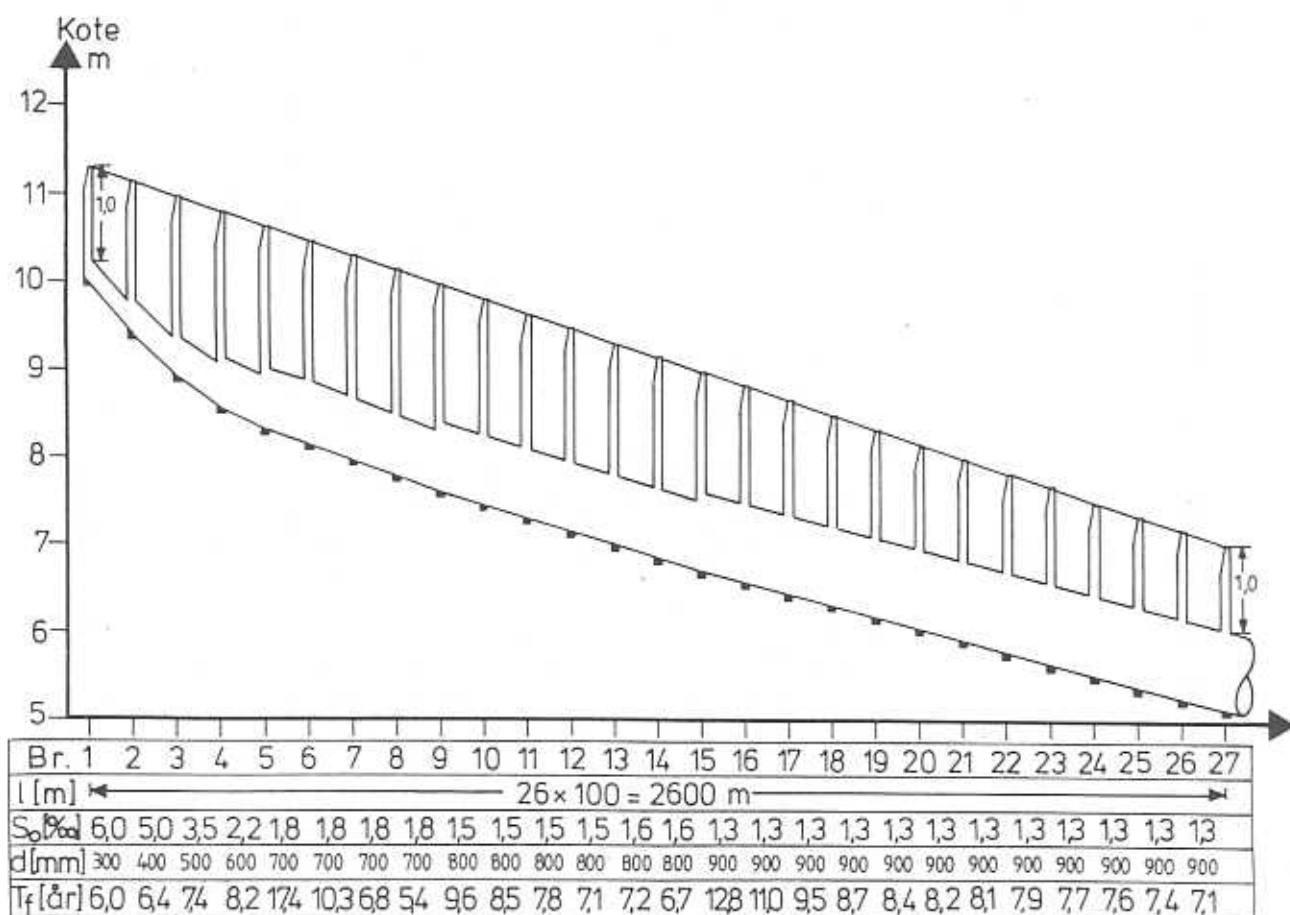


Figur 3.1. Længdeprofil af hovedledning dimensioneret for $T_{\phi}=2$ år i rektangulært opland.

$$Q_{\max} = b X i(t_x); t_x \geq 5 \text{ min} \quad (3.1)$$

hvor t_x er afløbstiden svarende til afstanden X . Denne afløbstid beregnes som summen af en afløbstid på 5 min, for overfladeafstrømningen på de første 100 m af oplandet ned til brønd 1, og afløbstiden i ledningerne beregnet for den fuldtløbende hastighed. En hensyntagen til afløbstiden for overfladeafstrømningen svarer til en modificeret, men formodentlig rigtigere, udgave af den rationelle metode. De 5 min benyttes også i EDB-beregningerne i kap. 7, hvorved sammenligningen mellem disse og den rationelle metode bliver så retfærdige som muligt. Den dimensionsgivende intensitet $i(t_x)$ bestemmes af regnrækken med t_x som indgangstal. På grundlag af ovenstående er anvendt handelsdimensioner (betonrør med standarddimensionerne $d = 200, 250, 300, 400$ mm o.s.v. pr. 100 mm) samt bundliniefald svarende til regnrækkefrekvenserne $n = 1/2$ og $1/5$ (gentagelsesperioderne $T_{\phi} = 1/n = 2$ og 5 år).

Bundliniefaldene for de to gentagelsesperioder er fastsat ud fra $T_{\phi} = 5$ år samt en fuldtløbende hastighed V_f på ca. 1 ms^{-1} (valgt ud fra en hensyntagen til ledningernes selvrensning). Begrundelsen for at anvende ens fald for de



Figur 3.2. Længedeprofil af hovedledning dimensioneret for $T_0=5$ år i rektangulært opland.

to T_0 -værdier, er at det giver en lettelse ved EDB-beregningerne (kapitel 7 og 8), og at de små variationer i faldene, man ville få ved at fastholde $V_f = 1 \text{ ms}^{-1}$ for begge gentagelsesperioder, er uden betydning for de problemer nærværende skrift behandler.

Da dimensionerne er bundet til handelsdimensionerne er kapaciteten Q_f normalt større end $Q_{\max}$. Denne afrunding opad giver anledning til at man ved hjælp af den rationelle metode kan fastlægge en korrigeret beregningsmæssig gentagelsesperiode $T_f(RM)$ for fuldtløbende ledninger, baseret på den givne Q_f . Benytter vi nemlig ligning 3.1 og indsætter Q_f i stedet for $Q_{\max}$ kan intensiteten i (t_x) fastlægges og ved interpolation i regnrækkerne kan man da bestemme $T_f(RM)$. Talværdierne for $T_f(RM)$ er anført på fig. 3.1 og 3.2 og det er denne parameter der bør benyttes til sammenligning med EDB-beregningerne i kap. 7. (Sidste ciffer i $T_f(RM)$ -værdierne bør næppe tolkes som en nøjagtighed på 0,1 år).

Det retlinet faldende terræn vist på fig. 3.1 og 3.2 får betydning for beregningerne med den dynamiske bølgemodel i kap. 7 og 8, hvor terræn- og kælderforholdene vil blive nærmere omtalt.

4 Grundlæggende afstrømningsfænomener og deres statistiske behandling

I dette kapitel gives en kortfattet beskrivelse af afstrømningsprocesserne i afløbssystemer. Endvidere præciseres begrebet gentagelsesperiode for de udvalgte begivenheder, kapacitetsoverskridelse, fuldtløbende ledning, kælder- og terrænoversvømmelse og måden hvorpå disse fastsættes ved anvendelsen af en lang historisk regnserie samt en afstrømningsmodel.

4.1 Regns transformation til afstrømning

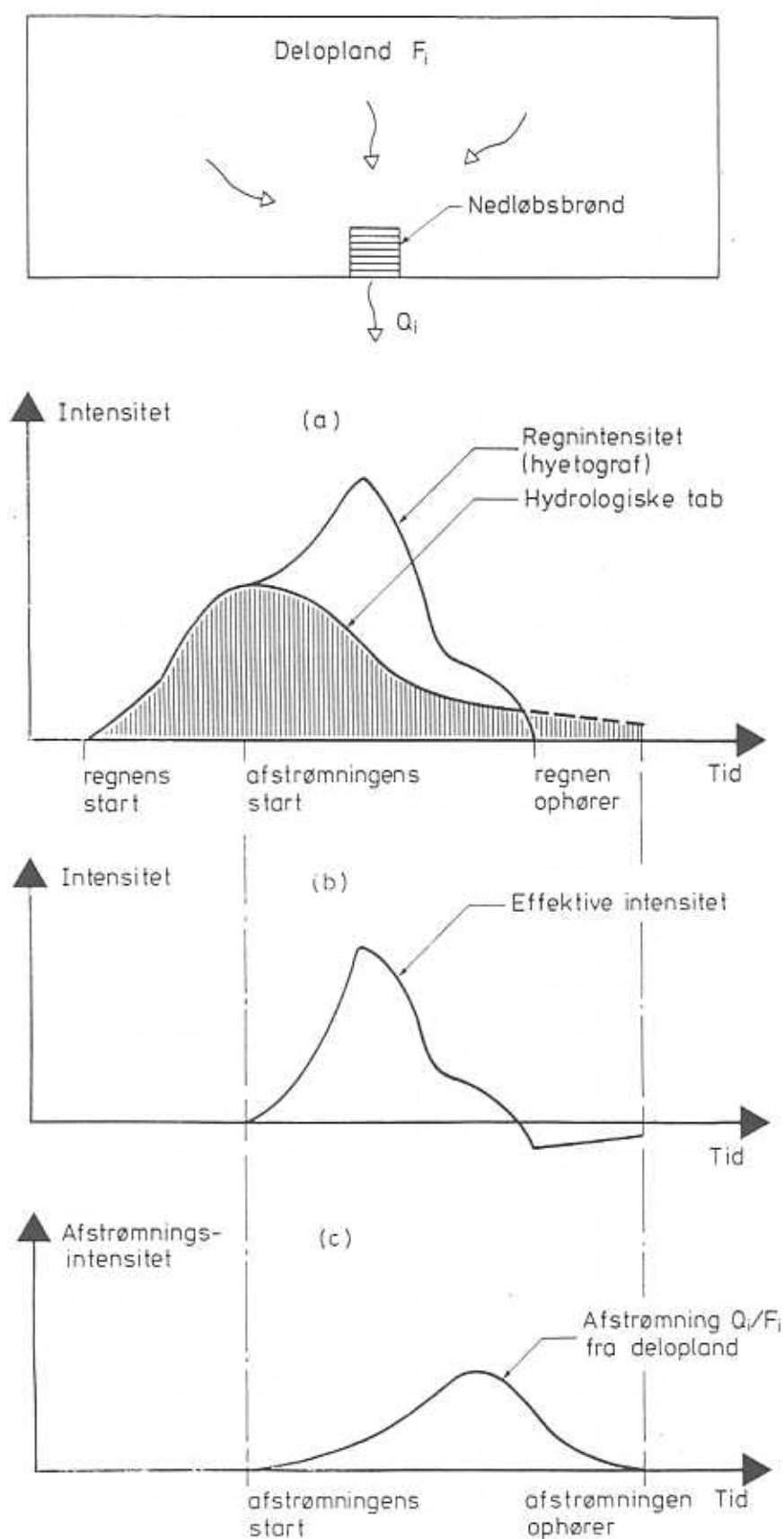
De processer der bestemmer hvorledes en regn transformeres til afstrømning i et afløbssystem falder naturligt i to hovedgrupper, nemlig:

I. Processer der transformerer regnen til indløbshydrografer (d.v.s. vandføring som funktion af tiden) i nedløbsbrønde (overfladeafstrømningen).

II. Processer der transformerer indløbshydrografer til hydrografer og transienter for vanddybder (d.v.s. vanddybder som funktion af tiden) i afløbssystemets enkelte punkter. Steds- og tidsvariationen for vandføring og vanddybde betegnes under ét som afstrømningsforløbet for den pågældende regn.

De delprocesser der er afgørende for transformationen I er skitseret på fig. 4.1.1. (se /6/ JACOBSEN, 1980) og det ses at der er tale om dels en hydrologisk transformation (a)-(b), dels en hydraulisk (b)-(c). Den hydrologiske transformation består i at regnintensiteten (hyetografen) reduceres med tabsintensiteten fra nogle hydrologiske delprocesser hvorved man får den effektive intensitet. De hydrologiske delprocesser udgøres af:

- Befugtning d.v.s. den del af den første nedbør som bindes til overfladen og det snavs der ligger på denne.
- Lavningsmagasinering d.v.s. den del af nedbøren der opsamles i vandpytter.
- Interception d.v.s. den del af nedbøren der opfanges af et evt. plantedække på overfladen.
- Infiltration d.v.s. den del af nedbøren der siver gennem huller og sprækker i en permeabel overflade.

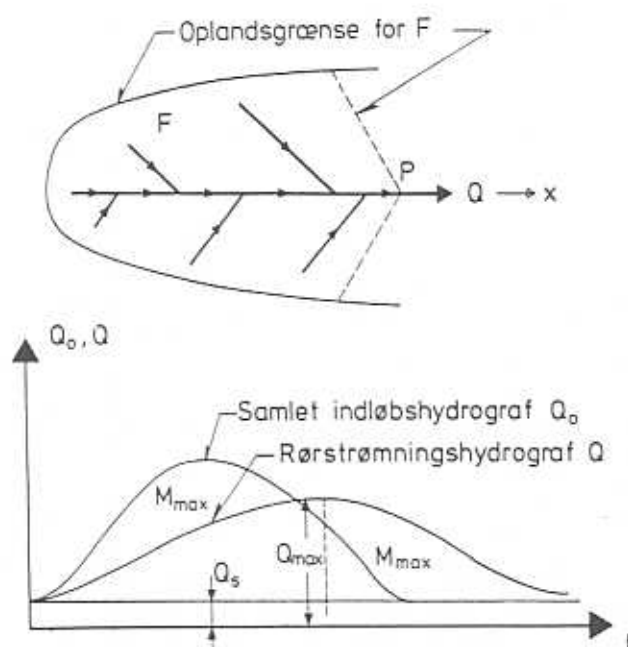


Figur 4.1.1. Processer i overfladeafstrømningen fra et delopland (16/ JACOBSEN, 1980).

– Fordampning d.v.s. den del af nedbøren der fordampes fra overfladen. Den effektive intensitet, der bliver tilbage, når den samlede tabsintensitet er trukket fra regnintensiteten, bestemmer da indløbshydrografen Q_i i nedløbsbrønden gennem en rent hydraulisk transformation, hvor deloplandets geometri spiller den centrale rolle. Det er karakteristisk at den effektive intensitet er negativ i perioden efter regnskyllet og indtil overfladeafstrømningen ophører. Dette skyldes at der efter regnen stadig foregår infiltration og fordampning fra den vandfilm som er opbygget på fladen under regnen. Det pointeres endvidere at det samlede effektive nedbørsvolumen er lig med afstrømningsvoluminet (arealerne mellem tidsaksen og kurve (b) og (c) er ens).

De processer der karakteriserer den hydrauliske transformation II i selve afløbssystemet er illustreret på fig. 4.1.2. Her er skematisk vist et større opland med areal F svarende til et punkt P i afløbssystemet. Tænker vi os de enkelte indløbshydrografer Q_i fra deloplandene adderet, og lægger hertil yderligere en konstant tørvejrsafstrømning Q_s , fås den samlede indløbshydrograf Q_o for oplandet F . Denne indløbshydrograf giver da anledning til rørstrømningshydrografen Q eller transienten for vanddybden y i punkt P . Q_o og Q er sammenlignelige og vi kan på forhånd illustrere nogle egenskaber ved Q i forhold til Q_o . Under forudsætning af at regnen er uden større stedvariation indenfor F , og at Q_o blot har et maksimumspunkt, er Q karakteriseret ved at have et reduceret maksimum i forhold til Q_o samt en længere varighed. Q 's maksimalværdi Q_{max} indtræder endvidere til et tidspunkt der er senere end det hvor Q_o og Q skærer hinanden. Disse egenskaber forstås nok bedst ved at tænke på den udjævnende og forsinkende virkning af det vandvolumen, der til ethvert tidspunkt er magasineret i ledningssystemet. Voluminet kan findes som en begyndelsesværdi til $t = 0$ plus den akkumulerede differens mellem Q_o og Q til det betragtede tidspunkt. Denne differens måler regnvandsvoluminet og antager sin maksimalværdi M_{max} når Q_o og Q skærer hinanden. Såfremt ledningssystemet er tæt og vi efter regnskyllet vender tilbage til den stationære begyndelsestilstand, vil M_{max} strømme gennem P i tidsrummet efter skæringspunktet således at vandvoluminerne, repræsenteret ved arealerne under Q_o - og Q -kurverne, er lige store.

Hvad angår transienten for y i P vil denne normalt have et principforløb som Q . Maksimalværdien y_{max} falder normalt på et tidspunkt før tidspunktet for Q_{max} , hvilket hænger sammen med at dybder forplanter sig ned gennem afløbssystemet med bølgehastigheden, og at denne hastighed er større end



Figur 4.1.2. Opland F med afløbssystem samt principforløb af hydrografer under regn.

den hastighed hvormed vandføringer forplanter sig (jfr. ligningen $Q = VA$ hvor V = strømhastighed og A = det våde tværsnitsareal).

Det bør nævnes at der findes undtagelser fra de skitserede principforløb. Hvis således Q_o er så kraftig, at afløbssystemet overbelastes således at vand-spejlene står højt op i nedgangsbrønde, kældre eller løber ud på terrænet, kan der opstå svingningsfænomener for såvel dybder som vandføringer. Dette forhindrer dog ikke at vi stadig for ethvert regnskyl principielt kan udpege maksimalværdier $Q_{\max}$ og $y_{\max}$ og opstille en statistik for disse, således som det beskrives i det følgende afsnit 4.2.

4.2 Gentagelsesperioder for vandføringer og vanddybder

Som det fremgår af afsnit 4.1 giver hver regn anledning til én maksimalværdi $Q_{\max}$ af vandføring og $y_{\max}$ af vanddybde i ethvert punkt af afløbssystemet. Hvadenten disse størrelser er fastlagt ved måling eller beregning kan man opstille en tabel rangordnet efter enten $Q_{\max}$ eller efter $y_{\max}$ (tabel 4.2.1). Begrebet rang defineres ved at den M 'te største værdi for den udvalgte parameter tildeles rang M . I tabellen noterer man sig endvidere en regn-identifikation (f.eks. starttidspunkt for regnen eller dennes nummer i serien). Umiddelbart vil læseren måske mene at en udvalgt regn giver samme rang for $Q_{\max}$ og $y_{\max}$ således at $J_M = K_M$ i tabel 4.2.1. Dette vil da også som

Rang	Gent. per. T	Regnnr.	$Q_{\max}$	Rang	Gent. per. T	Regnnr.	$y_{\max}$
1	N	J_1	$Q_{\max,1}$	1	N	K_1	$y_{\max,1}$
2	$N/2$	J_2	$Q_{\max,2}$	2	$N/2$	K_2	$y_{\max,2}$
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
M	N/M	J_M	$Q_{\max,M}$	M	N/M	K_M	$y_{\max,M}$
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.

Tabel 4.2.1: Rangordning af maksimalvandrøringer $Q_{\max}$ ($Q_{\max,M} > Q_{\max,M+1}$) og maksimalvandybder $y_{\max}$ ($y_{\max,M} > y_{\max,M+1}$) i punkt P for en historisk regnserie af varighed N .

oftest være tilfældet hvis ingen regn i serien gav $Q_{\max} > Q_f$ (= ledningskapaciteten) eller $y_{\max} > d$ (= diameteren). Kapacitetsoverskridelser og trykstrømning, som vil optræde for regnene med små M -værdier, hvis N er adskillige år, bevirker imidlertid at der kan ske en del ombytning af regnumre for samme M fra $Q_{\max}$ - til $y_{\max}$ -tabellen. Som et formentlig velkendt eksempel der illustrerer en sådan ombytning, kunne punkt P være indløbspunktet i et regnvandsbassin og $y_{\max}$ således maksimaldybden i bassinet. Da det er en erfaringssag at de højintense regn medfører store $Q_{\max}$ men små $y_{\max}$, hvorimod de lavintense regn giver små $Q_{\max}$ og store $y_{\max}$, vil tabel 4.2.1 i dette tilfælde være karakteriseret ved at de regn der står øverst i $Q_{\max}$ -tabellen står nederst i $y_{\max}$ -tabellen og omvendt.

Tabel 4.2.1 gør det muligt at finde den gennemsnitlige gentagelsesperiode T eller, om man vil, frekvensen $n = 1/T$, for en udvalgt begivenhed. T defineres her ved

$$T = \frac{\text{Observationsperioden } N}{\text{Antal gange begivenheden optræder}} = \frac{\text{Observationsperioden}}{\text{Begivenhedens rang}} \quad (4.2.1)$$

De konkrete begivenheder vi interesserer os for her er $Q_{\max} > Q_f$ (over-

skridelse af ledningskapaciteten), $y_{\max} > d$ (fuldtløbende ledning), $y_{\max} > H_k$ (vand i kælderen beliggende højden H_k over bundløbet) og $y_{\max} > H_t$ (vand på terræn beliggende højden H_t over bundløbet). For den første begivenhed kan da skrives

$$T(Q_{\max} > Q_f) = T_f = \frac{N}{M(Q_{\max} = Q_f)} = \frac{N}{M_f} \quad (4.2.2)$$

Helt tilsvarende kan vi definere $T_d = N/M_d$, $T_k = N/M_k$ og $T_t = N/M_t$.

Det skal fremhæves at ovenstående T -værdier er middelværdier, der ikke tager hensyn til at flere $Q_{\max}$ - eller $y_{\max}$ -værdier godt kan forekomme i ét og samme år. Som modsætning hertil benytter man nemlig undertiden at udpege $Q_{\max}$ eller $y_{\max}$ i hvert af de N år og derpå rangordne disse N observationer. Dette kan da give en gentagelsesperiode for årsmaksimum af en valgt størrelse.

Den statistiske usikkerhed der ligger i at benytte tabel 4.2.1 for små M -værdier skal også fremhæves. Hvis man eksempelvis har iagttaget vand på terræn 1 gang ($M_t = 1$) i løbet af $N = 50$ år må man ikke påstå at $T_t = 50$ år, når T_t skal repræsentere en gennemsnitlig værdi. Det kan sagtens tænkes at T_t er meget forskellig fra 50 år. Dette kan vi principielt bedst finde ud af ved at forøge N til nogle hundrede år, hvilket dog normalt kun er en teoretisk mulighed. Alternativet er at studere de statistiske fordelingsfunktioner, der kan afledes af tabel 4.2.1. Herom må dog henvises til speciallitteraturen.

Et andet usikkerhedsmoment ved brugen af tabel 4.2.1 knytter sig til usikkerheden på N . Ideelt set bør N omfatte én sammenhængende periode på mange år og uden »huller« i regndatamaterialet, d.v.s. samtlige regn i perioden N bør være registreret fejlfrit. I praksis vil dette krav næsten aldrig være opfyldt, således heller ikke for den Odense-regnserie der benyttes i dette skrift (jfr. kapitel 5 samt /11/ SPILDEVANDSKOMITÉEN, forventes 1983).

5 Anvendte historiske regn fra Odense

I lyset af den problemstilling der blev rejst sidst i afsnit 4.2 bestående i hvilken beregningsmæssig observationsperiode N_b der kan fastsættes ud fra en observationsperiode af varighed $N_o > N_b$, men indeholdende nogle perioder hvori der ikke er observeret, vil vi her give en oversigt over hvorledes regnene, der benyttes i kapitel 7, 8 og 9 er fundet samt vurdere størrelsen af N_b . En mere detaljeret gennemgang er anført i /11/ SPILDEVANDSKOMITÉEN, forventes 1983.

Den samlede observationsperiode omfatter tidsrummet 11. juli 1933 – 5. juli 1980 således at $N_o = 47$ år. I alt er der i denne periode registreret 6075 regn med nedbør større end 0,6 mm. Inden for de 47 år er der registreret i 33 hele år og i 14 sommerhalvår d.v.s. fra 1. apr. til 1. okt.

Det vides imidlertid endnu ikke om registreringerne indenfor disse hel- og halvårsperioder er helt fyldestgørende. Det kan tænkes at enkelte kraftige regnskyl er forekommet i perioder hvor regnmåleren ikke har fungeret korrekt. Nedenstående gennemgang og konklusion må derfor tages med det udtrykkelige forbehold at nogle dimensionsgivende regn kan tænkes at mangle i den registrerede serie.

Da det erfaringsmæssigt er således at de højintense regn, der giver kapacitetsoverskridelser og kælderoversvømmelser og som derfor har interesse her, falder i sommerhalvåret er det tænkeligt at vi kan anvende et N_b på helt op til 47 år. Dette kræver dog at vi kan dokumentere at alle regn, der giver kapacitetsoverskridelser i de afløbssystemer vi her betragter, falder i sommerhalvåret. Denne dokumentation bringes mere detaljeret i /11/ SPILDEVANDSKOMITÉEN, forventes 1983. Her nøjes vi derfor med at bringe følgende sammendrag af hvorledes dokumentationen er tilvejebragt:

For tre typeoplande, et rektangulært og to trekantformede, samt for en række forskellige afløbstider fra 10 til 240 min. er tid-arealkurverne beregnet og tid-areal-modellen derpå anvendt til at beregne maksimalafstrømningen $Q_{\max}$ for hver eneste af de ca. 6000 regn i serien. Fremgangsmåden er nærmere beskrevet i /8/ JOHANSEN, 1978.

For hver oplandstype og afløbstid er venstre halvdel af tabel 4.2.1 opstillet, d.v.s. $Q_{\max}$ -værdierne er rangordnet.

Den samlede mængde af regnskyl, beliggende med en rang $M \leq 54$, og forekommende mindst én gang i ranglisterne for de forskellige oplandstyper og afløbstider, er udpeget. Dette resulterer i 100 regnskyl, som vi vil referere til ved angivelse af starttidspunktet med 5 gange 2 cifre som år.mdr.dag.time.min. Regnene kan én gang for alle udpeges som værende de højintense regn, der har interesse ved ledningsdimensionering og analyse af overbelastninger på grund af begrænset ledningskapacitet.

Ved at gennemgå de tidspunkter på året hvor disse 100 regn er faldet ses at de 98 er faldet i sommerhalvåret 1. april-1. okt. (jfr. tabel 5.1) og kun 2 er faldet i vinterhalvåret (regn 35.10.10.09.17 og regn 76.11.30.18.12). Da endvidere disse 2 regn optræder med relativ høj rang, svarende til en så lille gentagelsesperiode at de næppe vil være dimensionsgivende for eller medføre stuvning i noget afløbssystem, kan, med ovennævnte forbehold, drages følgende konklusioner:

1) Til brug ved ledningsdimensionering og analyse af kapacitetsstuvning kan den beregningsmæssige observationsperiode N_b sættes lig med hele observationsperioden N_o d.v.s.

$$N = N_b = N_o = 47 \text{ år} \quad (5.1)$$

2) De 100 regn listet i tabel 5.1 kan benyttes til ledningsdimensionering eller analyse af kapacitetsstuvning for gentagelsesperioder

$$T \geq 47/54 = 0,9 \text{ år} \quad (5.2)$$

for alle konfigurationer af afløbssystemer hvis afløbstid er mindre end 240 min.

Tabel 5.1 viser en rangordning af de 100 regn for ledningsstrækning 9-10 for oplandet vist på fig. 3.2 (afløbstid ca. 20 min. bestående af 5 min. på overfladen til brønd 1 og ca. 15 min. i ledningsstrækningen 1-10). Rangordningen er fremkommet ved at anvende en modificeret version af ILLUDAS. Modifikationen, hvis baggrund og princip omtales nærmere i kapitel 6, består i at diameteren forøges, hvis en regn er så kraftig, at der opstår trykstrømning med de diametre, der er givet i kraft af dimensioneringen med den rationelle metode (jfr. kap. 3).

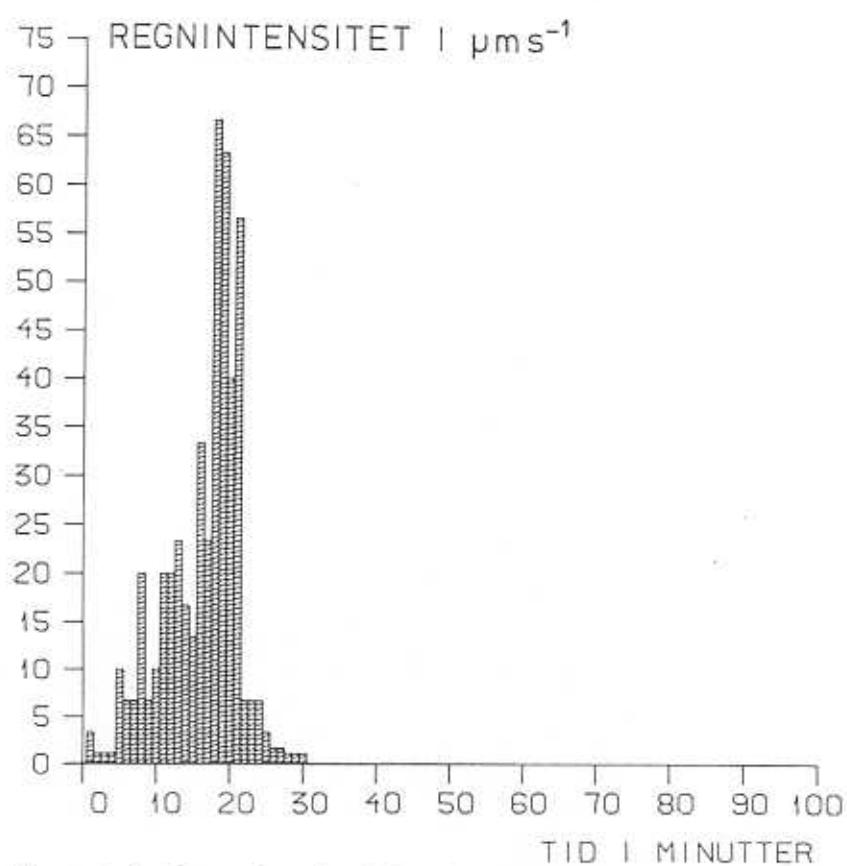
På nedenstående fig. 5.1 og 5.2 er vist tidsvariationen (hyetografen) for regn 60.05.31.12.39 og 61.09.05.12.17 (rang 1 og 10 i tabel 5.1). Disse kraftige regn benyttes i kap. 7 og 9 til at illustrere afstrømningsforløbet i de to udvalgte afløbssystemer.

RANG	Q_{MAX} $l s^{-1}$	Regnens starttidspunkt, GMT					Nedbør mm	Varig- hed min.
		År	Mdr.	Dag	Time	Min.		
1	939	1960	5	31	12	39	28,4	30
2	731	1947	7	21	17	56	23,2	39
3	597	1933	7	22	16	31	35,6	88
4	544	1939	8	30	17	55	20,6	129
5	541	1961	6	13	15	38	32,4	124
6	499	1972	7	29	17	56	59,4	406
7	490	1974	8	11	13	53	22,0	51
8	451	1971	9	24	2	34	26,2	216
9	445	1950	8	18	0	9	25,0	153
10	412	1961	9	5	12	17	38,6	230
11	411	1953	5	16	18	10	15,8	37
12	396	1946	9	4	18	57	27,2	256
13	393	1974	8	9	16	23	16,0	78
14	373	1967	9	18	0	28	16,6	88
15	364	1965	5	5	16	5	24,2	81
16	351	1967	8	2	18	9	19,4	135
17	339	1973	7	7	19	14	13,4	98
18	332	1959	8	15	13	21	23,6	159
19	324	1947	8	7	14	42	14,0	159
20	324	1969	8	20	1	43	11,0	59
21	313	1944	6	8	8	48	15,8	84
22	301	1965	7	21	15	41	21,6	61
23	294	1951	8	7	19	24	10,8	19
24	293	1939	7	21	11	30	9,6	-14
25	293	1957	7	27	16	9	12,8	37
26	285	1972	7	24	23	48	22,2	131
27	281	1949	7	18	11	35	36,0	348
28	278	1974	8	1	7	36	18,0	191
29	278	1978	8	3	20	37	10,6	29
30	275	1974	7	12	7	16	20,8	66
31	274	1945	7	16	22	30	16,4	156
32	268	1964	6	7	15	23	30,0	312
33	265	1958	5	25	21	11	28,6	208
34	263	1943	8	14	1	49	20,4	164
35	263	1943	8	28	14	49	10,4	35
36	260	1968	6	27	15	38	21,0	199
37	259	1941	8	28	18	44	12,2	151
38	259	1979	8	25	12	58	17,2	112
39	258	1943	8	21	22	54	12,2	67
40	258	1947	7	5	1	46	14,2	99
41	251	1946	8	20	18	2	12,4	57
42	247	1962	7	21	13	50	17,8	122
43	245	1933	7	31	18	56	10,6	44
44	245	1945	8	29	20	27	9,2	29
45	238	1961	8	22	6	31	9,8	72
46	238	1967	9	18	22	18	21,6	93
47	238	1970	9	8	18	13	10,6	49
48	236	1954	6	20	14	52	12,0	53
49	232	1942	8	20	17	29	8,4	33
50	232	1946	5	31	13	18	8,4	20

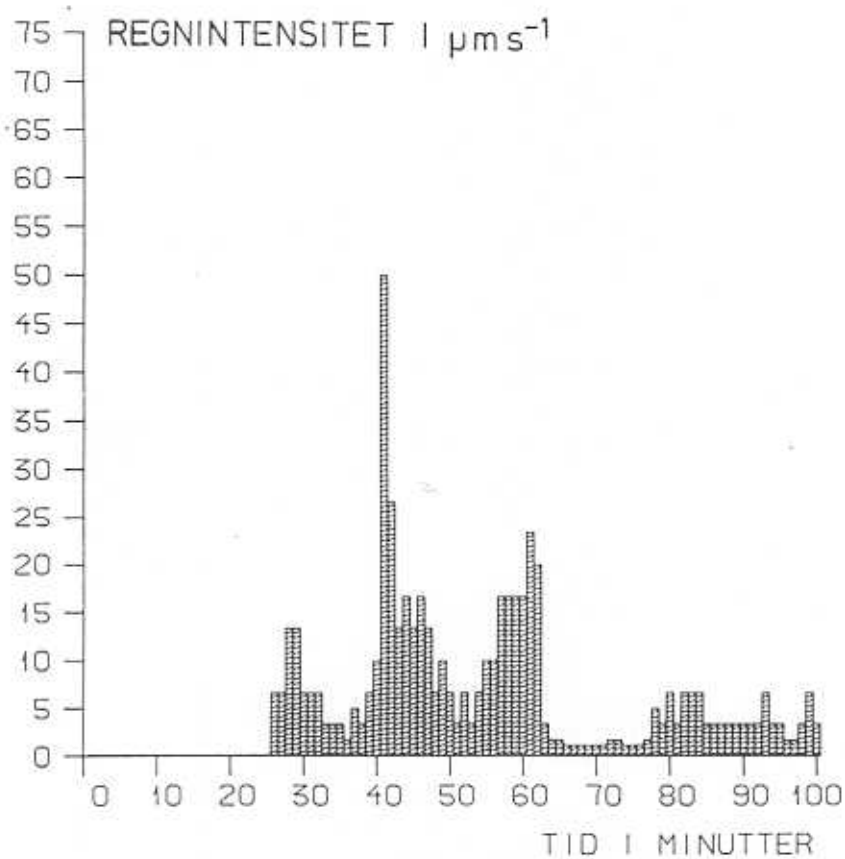
Tabel 5.1: De 100 regn fra Odense serien (1933-1980), der kan benyttes til ledningsdimensionering.

RANG	Q _{MAX} ls ⁻¹	Regnens starttidspunkt, GMT					Nedbør mm	Varig- hed min.
		År	Mdr.	Dag	Time	Min.		
51	229	1950	8	29	4	1	18,4	110
52	225	1952	6	18	7	43	8,4	28
53	225	1961	4	6	20	19	8,8	39
54	222	1960	8	17	14	13	11,2	33
55	221	1959	7	11	18	57	12,4	100
56	217	1935	10	10	9	17	18,2	349
57	215	1934	8	29	19	10	9,6	196
58	215	1945	8	6	18	41	21,2	264
59	214	1957	6	4	14	28	18,4	93
60	212	1970	7	2	15	20	7,8	29
61	212	1973	9	28	14	49	20,8	132
62	206	1946	8	10	22	59	7,2	11
63	206	1961	9	25	0	43	8,0	28
64	201	1940	6	27	9	6	7,8	42
65	201	1967	7	20	12	16	11,2	126
66	199	1941	8	21	13	21	11,2	45
67	192	1959	8	15	9	36	13,8	61
68	184	1946	8	18	5	2	35,0	332
69	177	1968	6	5	7	20	8,8	143
70	176	1948	8	8	16	34	7,0	40
71	176	1960	8	5	15	11	18,8	95
72	174	1964	9	8	7	4	15,6	127
73	171	1941	7	23	8	4	21,8	245
74	170	1963	6	10	14	22	15,4	112
75	168	1954	9	21	2	34	8,8	131
76	168	1956	8	18	14	18	20,2	304
77	168	1967	8	10	8	9	19,4	183
78	166	1950	8	26	16	33	19,0	153
79	166	1971	8	15	7	31	17,4	92
80	162	1959	7	28	6	22	10,2	94
81	158	1937	6	8	1	19	11,4	135
82	157	1949	7	5	18	29	20,8	194
83	156	1941	8	5	6	4	17,6	187
84	156	1950	7	10	12	11	5,8	9
85	154	1942	8	29	7	50	27,2	350
86	150	1935	8	28	5	35	19,8	174
87	148	1971	6	27	8	14	25,0	619
88	146	1943	8	28	18	40	29,6	505
89	141	1956	7	3	0	47	25,2	556
90	140	1956	7	30	15	35	5,6	21
91	129	1933	8	1	19	43	18,2	251
92	124	1935	8	29	1	31	26,8	342
93	101	1934	8	4		26	43,0	557
94	91	1955	5	7	1	47	20,8	264
95	81	1971	5	29	2	21	34,2	775
96	81	1972	8	11	2	50	29,6	642
97	74	1976	11	30	18	12	25,6	474
98	69	1960	9	9	7	21	18,2	207
99	69	1973	7	21	13	7	28,0	423
100	59	1934	7	13	7	29	23,8	447

Tabel 5.1, fortsat: De 100 regn fra Odense serien (1933-1980), der kan benyttes til ledningsdimensionering.



Figur 5.1. Intensitetsfordeling for regn 60.05.31.12.39.



Figur 5.2. Intensitetsfordeling for regn 61.09.05.12.17.

6 Anvendte modeller og EDB-programmer

For at lette forståelsen af de beregninger, der præsenteres i kapitel 7, 8 og 9 gives her en kortfattet beskrivelse af EDB-programmerne ILLUDAS (jfr. /13/ TERSTRIEP, M.L. og J.B. STALL, 1974 og /9/ SJÖBERG, A., 1979) og DHI-S11S (jfr. /1/, /2/ og /3/ DANSK HYDRAULISK INSTITUT, 1979, 1980 og 1981 samt /5/ HOFF-CLAUSEN, N.E., 1980), samt de hydrauliske modeller disse er baseret på. Angående en mere generel orientering om rørstrømningsmodeller henvises til /7/ JENSEN, M., 1981.

6.1 Overfladeafstrømningsprogrammet i ILLUDAS

Da hovedformålet med nærværende skrift er at sammenligne den kinematiske- og dynamiske bølgemodels evne til at simulere overbelastningssituationer i afløbssystemer, er det væsentligt at retfærdiggøre denne sammenligning ved at sikre at indløbshydrograferne er ens til de to modeller for en given regn. Dette er opnået ved at anvende ILLUDAS's overfladeafstrømningsdel til at transformere regnen til indløbshydrografer (transformation I, jfr. afsnit 4.1) der så er ydre påvirkninger på såvel ILLUDAS's rørstrømningsdel (kinematisk bølge) som på DHI-S11S's rørstrømningsdel (dynamisk bølge).

ILLUDAS's overfladeafstrømningsdel er baseret på tid-areal-modellen. Man anfører et oplandsareal, en afløbstid samt et tal der identificerer formen på tid-areal-kurven blandt 5 muligheder. Indløbshydrografen kan da beregnes under hensyntagen til eventuelle hydrologiske tab (jfr. afsnit 4.1).

Ved beregningerne i kapitel 7 og 8 er anvendt afløbstiden 5 min. hvilket er identisk med den afløbstid der blev tildelt fladen, hørende til den øverste brønd ved beregningerne i kapitel 3. Tidareal-kurven er valgt retlinet (kurveform 1). Iøvrigt ændres afstrømningsforløbet kun meget lidt ved valg af en anden kurveform.

Hvad angår de hydrologiske tab minder vi om at afløbskoefficienterne i kapitel 3 blev sat til 1,0 og 0 for henholdsvis befæstede flader og grønne

områder. I overensstemmelse hermed er da de hydrologiske tab sat til 0 for de befæstede flader, og de grønne områder er simpelthen udeladt af beregningerne.

6.2 Rørstrømningsprogrammet i ILLUDAS og dets anvendelse til beregning af gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser

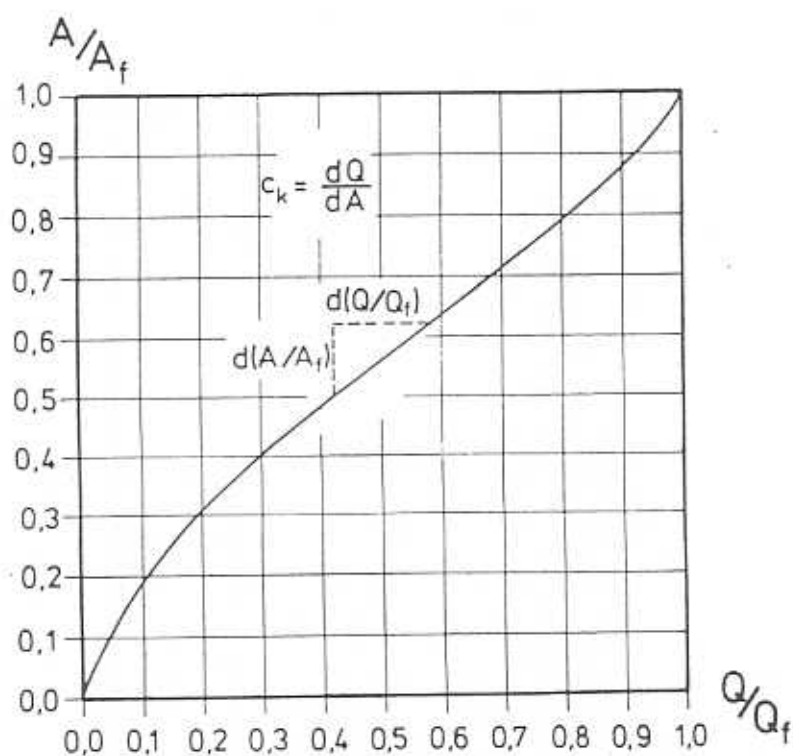
Programdelen til beregning af rørstrømningen i ILLUDAS er baseret på den kinematiske bølgemodel. Denne begrænser sig til beregning i den delvis fyldte situation, og der er derfor i programmet indbygget dele, der kan håndtere overbelastningssituationer. I dette afsnit beskrives det hydrauliske princip i den kinematiske bølgemodel samt ILLUDAS's princip for håndteringen af overbelastningssituationer. Endvidere fortælles om en modificeret måde at beregne overbelastningstilfældene på. Modifikationen indebærer en alternativ rangordning af $Q_{\max}$ -værdier (jfr. tabel 4.2.1) og fastlæggelse af den tilsvarende gentagelsesperiode T_f for kapacitetsoverskridelse. Endelig berettes om en manuel metode der kan bestemme tilnærmede værdier for vanddybder i kældre og på terræn i kombination med ILLUDAS.

Den kinematiske bølgemodel baseres på kontinuitetsligningen samt den sammenhæng mellem vandføring Q og tværsnitsareal A , der gælder for den ensformige og stationære strømning (mannings-formlen, Colebrook og Whites formel el. lign. /4/ ENGELUND, F. A. og FL. BO PEDERSEN, 1978). For det cirkulære tværsnit benyttes fyldningsgradskurven fig. 6.2.1., I ILLUDAS omskrives kontinuitetsligningen under anvendelse af den såkaldte *RRL*-metode (*Road Research Laboratory, England*) hvis forudsætning er vist på fig. 6.2.2. Man antager at tværsnitsarealet indenfor ledningssektionen ΔX er konstant lig med A_2 d.v.s. vandvoluminet er $M = \Delta X A_2$. Kontinuiteten giver da:

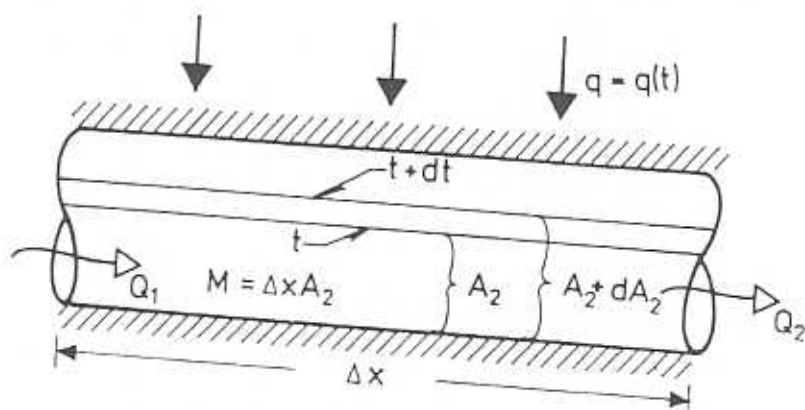
$$Q_1 + q\Delta X - Q_2 = \Delta X \cdot \frac{dA_2}{dt} \quad (6.2.1)$$

Idet Q_2 og A_2 er koblet sammen gennem fyldningskurven fig. 6.2.1, ses det at udløbshydrografen Q_2 er givet ud fra indløbshydrografen Q_1 samt en jævnt fordelt sidetilstrømning q (der dog normalt medregnes som et bidrag til Q_1 i nedgangsbrønden).

Såfremt tilstrømningshydrografen Q_1 på fig. 6.2.3 overskrider kapaciteten Q_f af nedstrøms liggende ledning er det som standard indbygget i ILLUDAS at de overskydende vandvolumener opmagasineres i nedgangsbrønden som

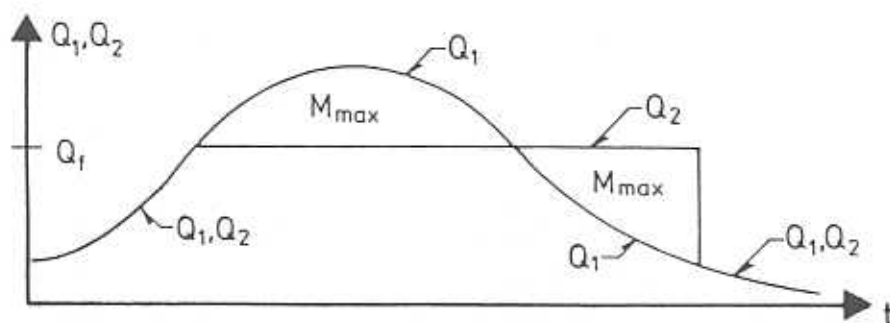
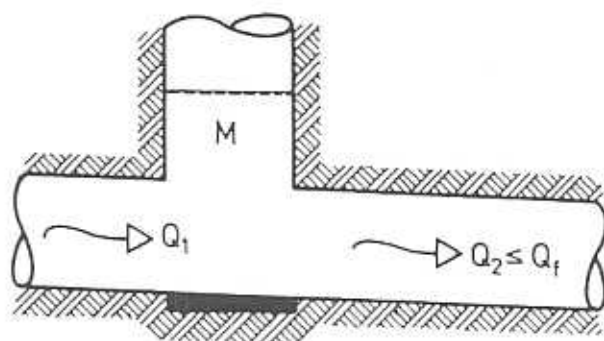


Figur 6.2.1. Fyldningskurve for cirkulær ledning.



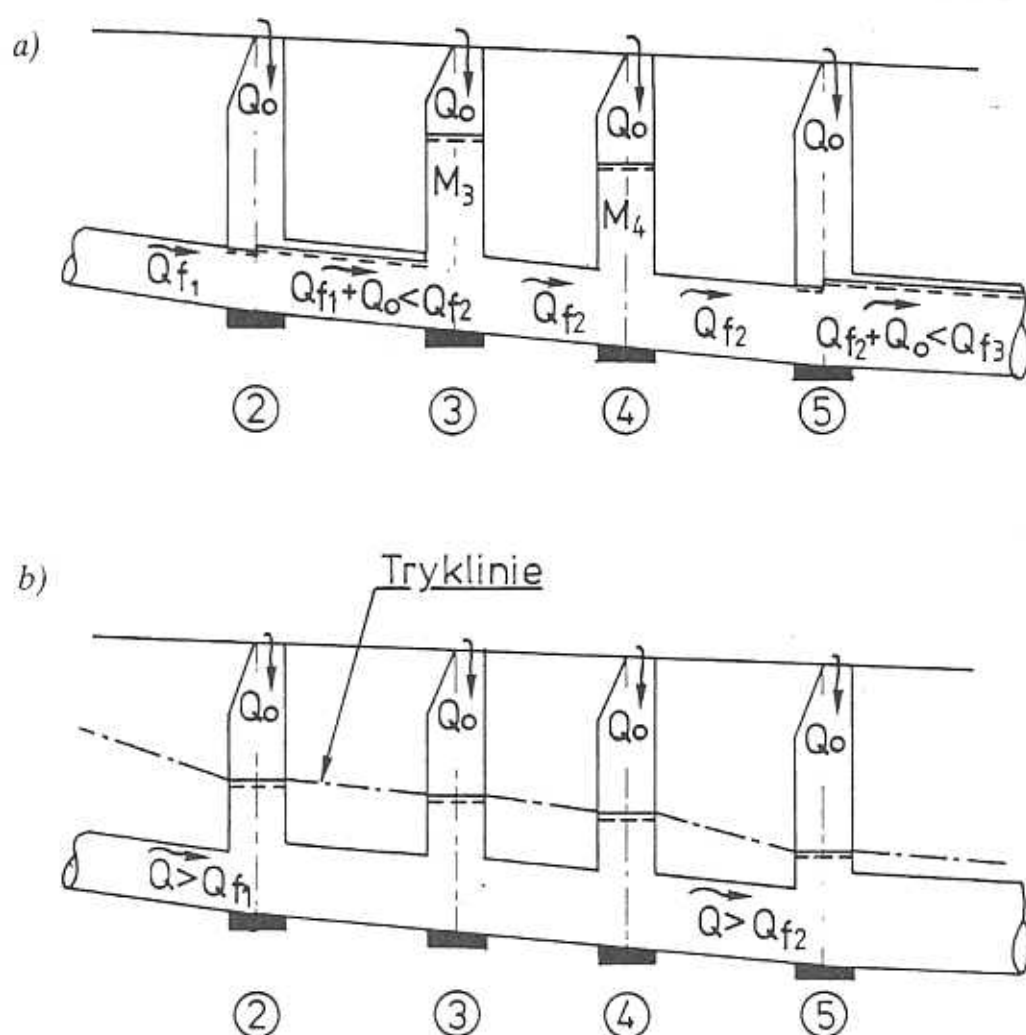
Figur 6.2.2. Illustration af RRL-metodens forudsætninger.

vist på fig. 6.2.3. Størrelsen af $M_{\max}$ skrives ud af programmet. Dette princip anvender ILLUDAS også til beregning af volumener af regnvandsbassiner, og her er princippet langt mere velegnet, fordi forudsætningen om at $Q_2 \leq Q_f$ er langt bedre opfyldt. Den indvending man må rette mod princippet er nemlig at Q_2 reelt kan stige til langt over Q_f , hvis gradienten på tryklinien mellem vandspejlene i to nabobrønde, er langt større end bundliniegradienten for ledningen herimellem.



Figur 6.2.3. Princip til bestemmelse af Q_2 ved kapacitetsstuvning når kinematisk bølge model anvendes.

De paradoksale situationer, som princippet med kapacitetsbegrænsning medfører, er søgt illustreret ved et øjeblicsbillede på fig. 6.2.4a. Her betragtes en strækning 2-5 hvor ledningen har den konstante kapacitet Q_{f2} . Opstrøms for brønd 2 er kapaciteten $Q_{f1} < Q_{f2}$ og nedstrøms for brønd 5 er kapaciteten $Q_{f3} > Q_{f2}$. Ledningsstrækningen påvirkes af indløbshydrograferne Q_o der godt kan variere fra brønd til brønd. På grund af kapacitetsudvidelsen i brønd 2, hvor tilstrømningen opstrøms fra af ILLUDAS begrænses til Q_{f1} , vil der være et tidsrum hvor $Q_{f1} + Q_o < Q_{f2}$, således at strækning 2-3 løber delvis fuld. Helt tilsvarende forhold gør sig gældende i brønd 5. På grund af tilstrømningerne Q_o i brønd 3 og 4 kan der i samme tidsrum ske en beregningsmæssig opmagasinering M_3 og M_4 i disse brønde. Det første paradoks består da i at disse to volumener af ILLUDAS beregnes for store i forhold til den hydrauliske virkelighed. Denne er søgt skitseret på fig. 6.2.4b, hvoraf ses at der vil være en tendens til at $M_3 + M_4$ fordeler sig til brøndene 2 og 5. Denne fordeling sker primært på grund af kapacitetsudvidelserne i brønd 2 og 5. Disse vil nemlig medføre at trykgradienten opstrøms for brønd 2 og på strækning 4-5 kan overstige bundliniegradienten, således at der opnås vandføring større end kapaciteterne ($Q > Q_{f1}$; $Q > Q_{f2}$, jfr. fig. 6.2.4b). Såfremt vandføringsforøgelsen $Q - Q_{f1}$ og $Q - Q_{f2}$ på de to strækninger er nogenlunde ens til ethvert tidspunkt i overbelastningsfasen,



Figur 6.2.4. Principillustration af kapacitetsstuvning i en ledningsstrækning.
a) Den beregningsmæssige situation der beskrives af ILLUDAS.
b) Den hydraulisk virkelige situation som kan beregnes med DHI-S11S.

gælder det at $M_3 + M_4$ beregnet af ILLUDAS er tilnærmelsesvis lig med summen af de virkelige volumener vist på fig. 6.2.4b i brøndene 2, 3 og 4. Hvis man da vil benytte ILLUDAS til en tilnærmet beregning af hvor højt vandet står i nedgangsbrønde og kældre, der er knyttet til ledningsstrækningen, kan dette ske ved at man fordeler de samlede volumener, indenfor flere på hinanden følgende ledningsstrækninger med samme kapacitet, jævnt ud over de brønde- og kælderarealer, der er knyttet til strækningerne.

Dette princip vil blive anvendt i kapitel 8 på det rektangulære opland, jfr. fig. 3.1 og 3.2 til sammenligning med de mere nøjagtige værdier, beregnet med DHI-S11S.

Det andet paradoks, hidrørende fra at ILLUDAS begrænser vandføringen til ledningskapaciteten, skal ses i lyset af vores ønske om at bestemme

gentagelsesperioder T_f for kapacitetsoverskridelser (jfr. afsnit 4.2), ved opstilling af rangordningen i tabel 4.2.1. For det første bliver det ikke muligt for os at rangordne indenfor de regnskyl, der medfører fuldtløbende ledning fordi $Q_{\max,M} = Q_f$ for disse regn. Dette forhindrer dog ikke at vi kan finde T_f , idet vi blot kan gå ned i tabel 4.2.1 til den M -værdi hvor $Q_{\max,M}$ er nærmest ved, men mindre end Q_f . Den værdi for T_f vi da kan beregne bliver imidlertid helt urealistisk for de ledningsstrækninger, hvor kapaciteten pludselig vokser i strømretningen, således som det er tilfældet for strækningerne 2-3 og nedstrøms for brønd 5 på fig. 6.2.4. Ser vi således på strækning 2-3 vil rangordningen af $Q_{\max,M}$ kunne deles i tre klasser I, II og III, svarende til de mest kraftige-, de kraftige- og de mindre kraftige regn. Klasserne karakteriseres ved:

- I: $Q_{\max,M} = Q_{f2}$ d.v.s. strækning 2-3 er fuldtløbende og vi kan ikke rangordne regnene.
- II: $Q_{f1} < Q_{\max,M} < Q_{f1} + Q_o$ d.v.s. strækningen opstrøms for brønd 2 er fuldtløbende, men strækning 2-3 er delvis fuld. Rangordningen af $Q_{\max}$ bliver lig med en rangordning af Q_o hvilket er helt irrelevant.
- III: $Q_{\max,M} < Q_{f1}$ d.v.s. en relevant rangordning kan gennemføres.

Betegnes antallet af regn i klasse I og II med M_I og M_{II} haves gentagelsesperioden $T_f(2-3) = N/M_I$ for strækning 2-3 og tilsvarende T_f (opstrøms 2) $= N/(M_I + M_{II})$ for strækningen opstrøms brønd 2. Da kapacitetsforøgelsen i brønd 2 er større end maksimalværdien $Q_{o,\max}$ af Q_o for næsten alle regn (p.g.a. diameterspring på 100 mm), vil M_I normalt være langt mindre end M_{II} . Konsekvensen heraf bliver da at vi med ILLUDAS får en beregningsmæssig gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse som pludselig vokser kraftigt fra T_f (opstrøms 2) til $T_f(2-3)$. Helt tilsvarende forhold gør sig gældende ved kapacitetsudvidelsen i brønd 5. Figur 7.2.1 og 7.2.2 viser den pludselige stigning i T_f (ILL,ANA) (ILLUDAS som analyseversion) for det rektangulære opland.

For at undgå sidstnævnte urimelighed, er der udviklet en modifikation i ILLUDAS, som består i at diameteren forøges for de regn, der ville medføre kapacitetsstuvning, hvis de givne diametre blev fastholdt. Diameterforøgelsen sker successivt i spring på 100 mm efterhånden som hydrografen vokser ud over den oprindelige kapacitet. Udfra de hydrografmaksima $Q_{\max}$ der da bestemmes kan vi foretage en éntydig rangordning for alle regn i ethvert punkt (jfr. tabel 4.2.1) og bestemme

gentagelsesperioden T_f (*ILL*, *DIM*) (*ILLUDAS* som *dimensioneringsversion*) for kapacitetsoverskridelsen af de eksisterende rør. Denne modifikation anvendes i kapitel 7 og 9.

Den ovenfor beskrevne gradvise diameterforøgelse benyttes i virkeligheden også ved den traditionelle tid-areal-model (= afløbsdiagrammetoden), selvom dette nok som oftest sker upåagtet. Af tid-arealkurven kan man nemlig uden videre bestemme vandføringer større end Q_f . Dette svarer til at man antager et tværsnitsareal A større end det fuldtløbende A_f . Ligningen $Q = V_f A$, hvor V_f er den konstante fuldtløbende hastighed medfører nemlig $A > A_f$ når $Q > Q_f$ (se endvidere /7/ JENSEN, 1981).

6.3 Rørstrømningsprogrammet i DHI-S11S

Programdelen til beregning af rørstrømningen i DHI-S11S er baseret på den fuldt dynamiske bølgemodel. Dette indebærer en beregning af vandføringer og vanddybder som funktion af tiden i afløbssystemets enkelte punkter. Hvorledes dette gøres er omtalt i de fire rapporter refereret i dette kapitels indledning. Her nøjes vi derfor med at omtale de data der må angives for at få foretaget beregningen af afstrømningsforløbet samt de afstrømningsfænomener, der kan simuleres.

Inddataene udgøres, foruden af afløbssystemets geometri, af en angivelse af indløbshydrograferne i nedgangsbrøndene (knodepunkterne). Disse beregnes her ved at anvende *ILLUDAS*'s overfladeafstrømningsprogram (jfr. afsnit 6.1). Endvidere skal angives en nedstrøms randbetingelse i afløbssystemets udløb. Randbetingelserne som er valgt her fremgår af afsnit 7.2 og 9.4. Endelig må man anføre et tidsskridt Δt , som benyttes ved den numeriske løsning af strømningsligningerne. Dette er her sat så lille som 5 sek. under hensyntagen til at de gennemregnede regn medfører overbelastning, hvilket kræver et lille Δt , for at undgå urimelige beregningsmæssige svingninger.

De afstrømningsfænomener der kan simuleres i afløbssystemet med tilhørende bygværker som bassiner, overløb m.v. kan opremses som følger:

- beregning af såvel super- som subkritisk strømning i den delvist fyldte rørstrømning, samt fastlæggelsen af det hydrauliske spring der karakteriserer overgangen mellem disse to strømningsformer.
- beregning af trykstrømningen i fuldtløbende rør.

- beregning af vanddybder i nedgangsbrønde, kældre og på terræn i de dele af systemet der overbelastes og oversvømmes.
- beregning af afstrømningsforløbet ved bassiner, overløb, pumpestationer og kontraklapper.
- beregning af afstrømningsforløbet i såvel grenformede afløbssystemer som i systemer med ringstrukturer.

7 Statistisk analyse af afløbssystem i det rektangulære opland

I dette kapitel gennemføres en afstrømningsanalyse af afløbssystemet i det rektangulære opland vist på fig. 3.1 og 3.2, dimensioneret for gentagelsesperioder på henholdsvis $T = 2$ og 5 år. For dette system besvares de i afsnit 1 rejste to problemstillinger. I analyserne er benyttet såvel ILLUDAS som DHI-S11S (jfr. kap. 6) samt de historiske regn fra Odense-serien omtalt i kap. 5.

I det følgende afsnit 7.2 foretages beregninger af gentagelsesperioder for fuldtløbende ledning med de to programmer, og resultaterne sammenlignes indbyrdes, og med de tilsvarende værdier bestemt ved den rationelle metode i kap. 3 (jfr. problemstilling 1 kap. 1).

Afsnit 7.3 beskæftiger sig med problemstilling 2, nemlig at analysere gentagelsesperioderne for den skadevoldende begivenhed: vand i kælder eller på terræn. Disse gentagelsesperioder sammenlignes med de tilsvarende for kapacitetsoverskridelse. Konklusionerne drages i afsnit 7.4

7.1 Afstrømning fra overfladerne

Da den første problemstilling vi beskæftiger os med, indeholder en sammenligning mellem en kinematisk- og dynamisk bølgemodels evne til at simulere delvis fyldt rørstrømning, bør vi sikre os at indløbshydrograferne fra overfladeafstrømningen er ens for de to modeller for en valgt regn. Dette er opnået ved at benytte ILLUDAS' overfladeafstrømningsdel, og benytte de således beregnede indløbshydrografer som påvirkning til såvel ILLUDAS' som DHI-S11S' rørstrømningsdel. Som nævnt i afsnit 6.1 benytter ILLUDAS tid-areal-modellen for overfladeafstrømningen og som tid-areal-kurve er valgt en ret linie. Afløbstiden er sat til 5 min, hvilket er i overensstemmelse med at afløbstiden til brønd 1 blev sat til 5 min ved dimensioneringen i kap. 3. Svarende til at afløbskoefficienterne ved brugen af den rationelle metode i kap. 3 valgtes til 1,0 og 0 for henholdsvis de impermeable- og grønne flader, er begyndelsestabene (befugtning og lavningsmagasinering) sat til 0 for de impermeable flader, og de grønne områder er udeladt af

beregningerne. På grundlag af disse forudsætninger er hver regn konverteret til en indløbshydrograf der påvirker ledningssystemet i hver nedgangsbrønd 1-27.

7.2 Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser og for fuldtløbende ledning bestemt ved hjælp af ILLUDAS og DHI-S11S

Anvendelsen af de to EDB-programmer kræver et valg af hydrauliske og beregningstekniske parametre. Hvad angår de hydrauliske er ledningsruheden sat til 1,5 mm. DHI-S11S kræver desuden specifikationer af de såkaldte eksterne randbetingelser. For det system vi betragter her udgøres disse dels af den givne indløbshydrograf i hver nedgangsbrønd dels af en nedstrøms randbetingelse i et punkt 28 beliggende 100 m nedstrøms for punkt 27. Denne randbetingelse er valgt som en sammenhæng mellem vandføring og vanddybde (Q - y -relation). Så længe strækning 27-28 er delvis fuld knyttes Q og y sammen ved hjælp af fyldningsgradskurven og når Q overstiger ledningens kapacitet antages vandføringen $Q-Q_f$, at løbe over en overløbskant med bred krone.

De beregningstekniske parametre består af skridtlængder for tid Δt og sted ΔX , som det er nødvendigt at angive ved en numerisk løsning af strømningss ligningerne. I ILLUDAS er benyttet $\Delta t = 2$ min, svarende til den tidsopløsning som regnene foreligger i, og $\Delta X = 100$ m svarende til ledningslængden. I DHI-S11S er benyttet $\Delta t = 5$ sek hvorefter programmet selv fastlægger et ΔX ud fra kriteriet om at beregningerne skal være stabile.

Ved hjælp af ovennævnte specifikationer er da beregnet afstrømningsforløbet for samtlige regn fra Odense-serien, som giver vandføringen større end ledningskapaciteten mindst ét sted i systemet. For oplandet dimensioneret for $T_0 = 2$ år er der 30 regn som medførte kapacitetsoverskridelse. Disse er i kronologisk rækkefølge:

33.07.22.16.31*,	39.07.21.11.30,	39.08.30.17.55,	42.08.20.17.29,
46.09.04.18.57,	47.07.21.17.56*,	47.08.07.14.42,	49.07.18.11.35,
50.08.18.00.09,	53.05.16.18.10,	54.06.20.14.52,	58.05.25.21.11,
59.08.15.13.21,	60.05.31.12.39*,	61.06.13.15.38*,	61.09.05.12.17*,
65.05.05.16.05,	65.07.21.15.41,	67.08.02.18.09,	67.09.18.00.28,
67.09.18.22.18,	69.08.20.01.43,	71.09.24.02.34,	72.07.24.23.48,
72.07.29.17.56*,	73.07.07.19.14,	74.07.12.07.16,	74.08.01.07.35,
74.08.09.17.23,	74.08.11.13.53,		

Med * er anført de 6 regn som har givet anledning til oversvømmelse mindst ét sted i systemet med det faldende terræn (jfr. afsnit 7.3). For oplandet dimensioneret for $T_{\phi} = 5$ år er der tilsvarende 18 regn som medførte kapacitetsoverskridelse og 3 regn (mærket med *) som gav oversvømmelse. Disse regn er:

33.07.22.16.31*,	39.08.30.17.55,	42.08.20.17.29,	46.09.04.18.57,
47.07.21.17.56*,	50.08.18.00.09,	54.06.20.14.52,	59.08.15.13.21,
60.05.31.12.39*,	61.06.13.15.38,	61.09.05.12.17,	65.05.05.16.05,
65.07.21.15.41,	67.08.02.18.09,	69.08.20.01.43,	71.09.24.02.34,
72.07.29.17.56,	74.08.11.13.53.		

Gentagelsesperioden T_f for kapacitetsoverskridelse og T_d for fuldtløbende ledning kan da, for hver ledningsstrækning, findes af ligning (4.2.2). I denne ligning indsættes observationsperiodens længde til $N = 47$ år, således som det er konkluderet i ligning (5.1).

Resultaterne af beregningerne fremgår af fig. 7.2.1 og 7.2.2 for afløbssystemet dimensioneret for $T_{\phi} = 2$ og 5 år. På hver figur er vist syv kurver. Den øverste kurve vedrører oversvømmelse og omtales i afsnit 7.3. De seks nederste er:

T_{ϕ} = en vandret linie repræsenterende den ønskede gentagelsesperiode (2 el. 5 år) der var udgangspunktet for dimensioneringen efter den rationelle metode (jfr. kap. 3).

$T_f(RM) = T_f$ -værdien bestemt ved den rationelle metode og regnrækkerne svarende til hver ledningsstrækningens kapacitet (jfr. fig. 3.1 og 3.2). Denne er overalt større end T_{ϕ} på grund af oprunding til handelsdimensioner.

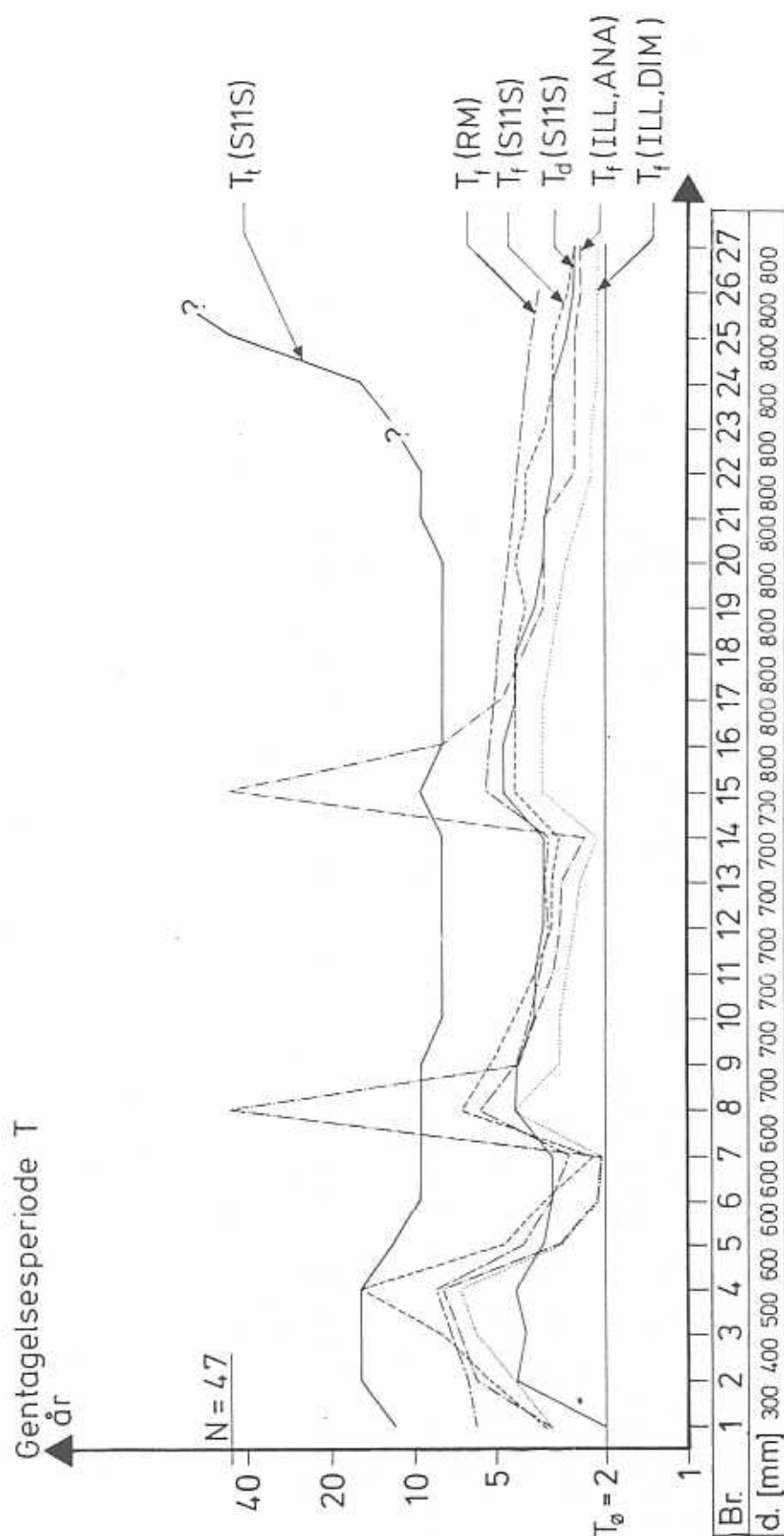
$T_f(ILL, ANA) = T_f$ -værdien bestemt ved hjælp af ILLUDAS som analyseversion (jfr. ANA), d.v.s. med en fastholdelse af diametrene bestemt i kap. 3 ved hjælp af den rationelle metode.

$T_f(ILL, DIM) = T_f$ -værdien bestemt ved hjælp af ILLUDAS som dimensioneringsversion (jfr. DIM). Baggrunden for og beregningsprincippet i denne version er omtalt sidst i afsnit 6.2. Princippet består i at diameteren forøges når hydrografen overstiger ledningskapaciteten for den dimensionerede ledning.

$T_f(S11S) = T_f$ -værdien bestemt ved hjælp af DHI-S11S.

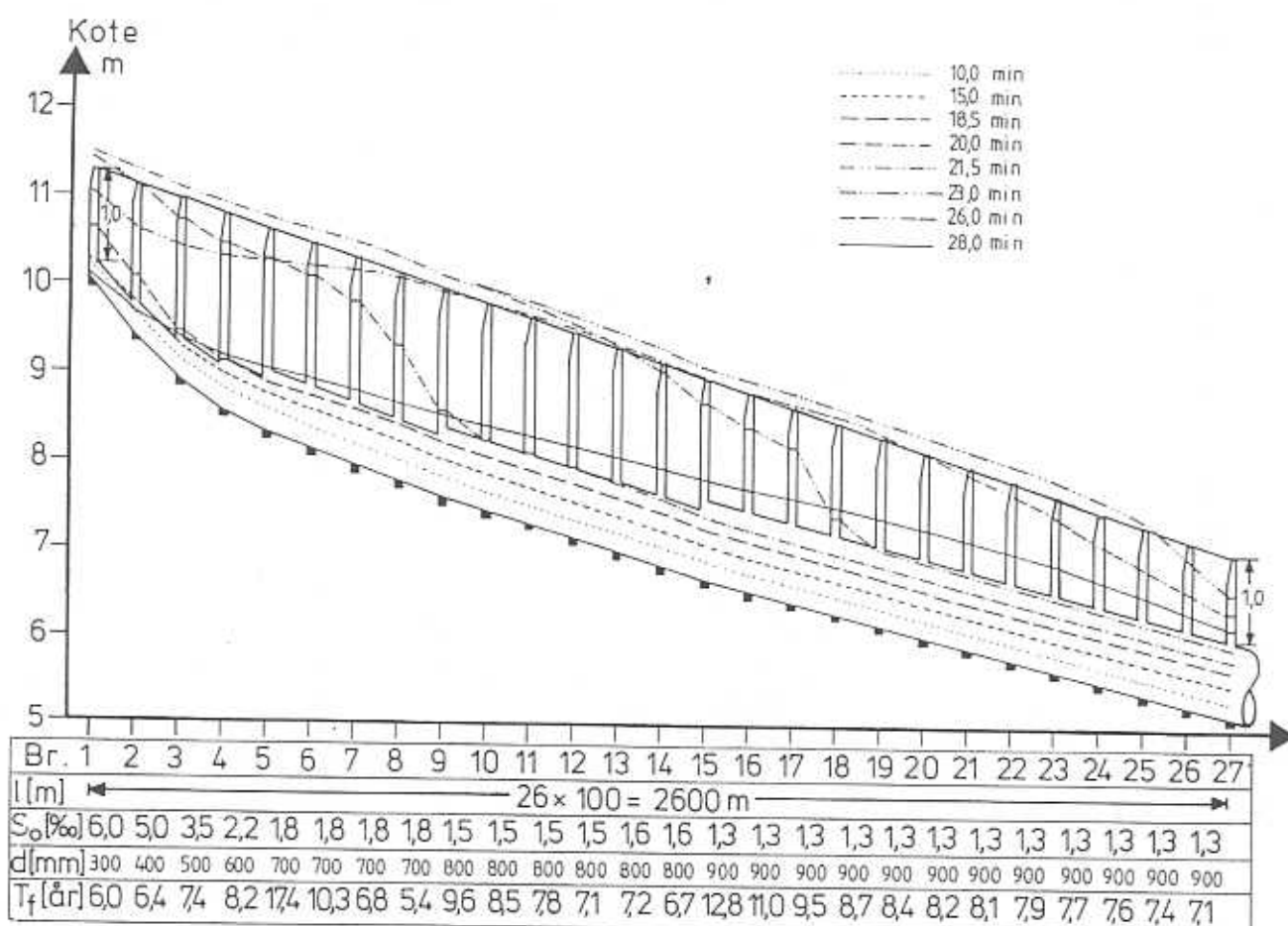
$T_d(S11S) =$ Gentagelsesperioden for fuldtløbende ledning bestemt v.h.a. DHI-S11S.

Den indbyrdes sammenligning mellem kurverne og de konklusioner der kan drages fremgår af afsnit 7.4.



- T₀: ønskede gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse efter den rationelle metode (RM)
- T_f(RM): gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af RM og ledningskapaciteten Q_l
- - - T_f(ILL,ANA): gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af ILLUDAS i analyseposition
- T_f(ILL,DIM): gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af ILLUDAS i dimensioneringsposition
- T_f(S11S): gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af DHI-S11S
- T_d(S11S): gentagelsesperiode for fuldtløbende ledning bestemt ved hjælp af DHI-S11S
- ? — T_f(S11S): gentagelsesperiode for vandstand over terræn eller i kelder bestemt ved hjælp af DHI-S11S

Figur 7.2.1. Gentagelsesperiode T_f for kapacitetsoverskridelse, T_d for fuldtløbende ledning og T₀ for terrænoversvømmelse i det rektangulære opland dimensioneret for T₀ = 2 år.



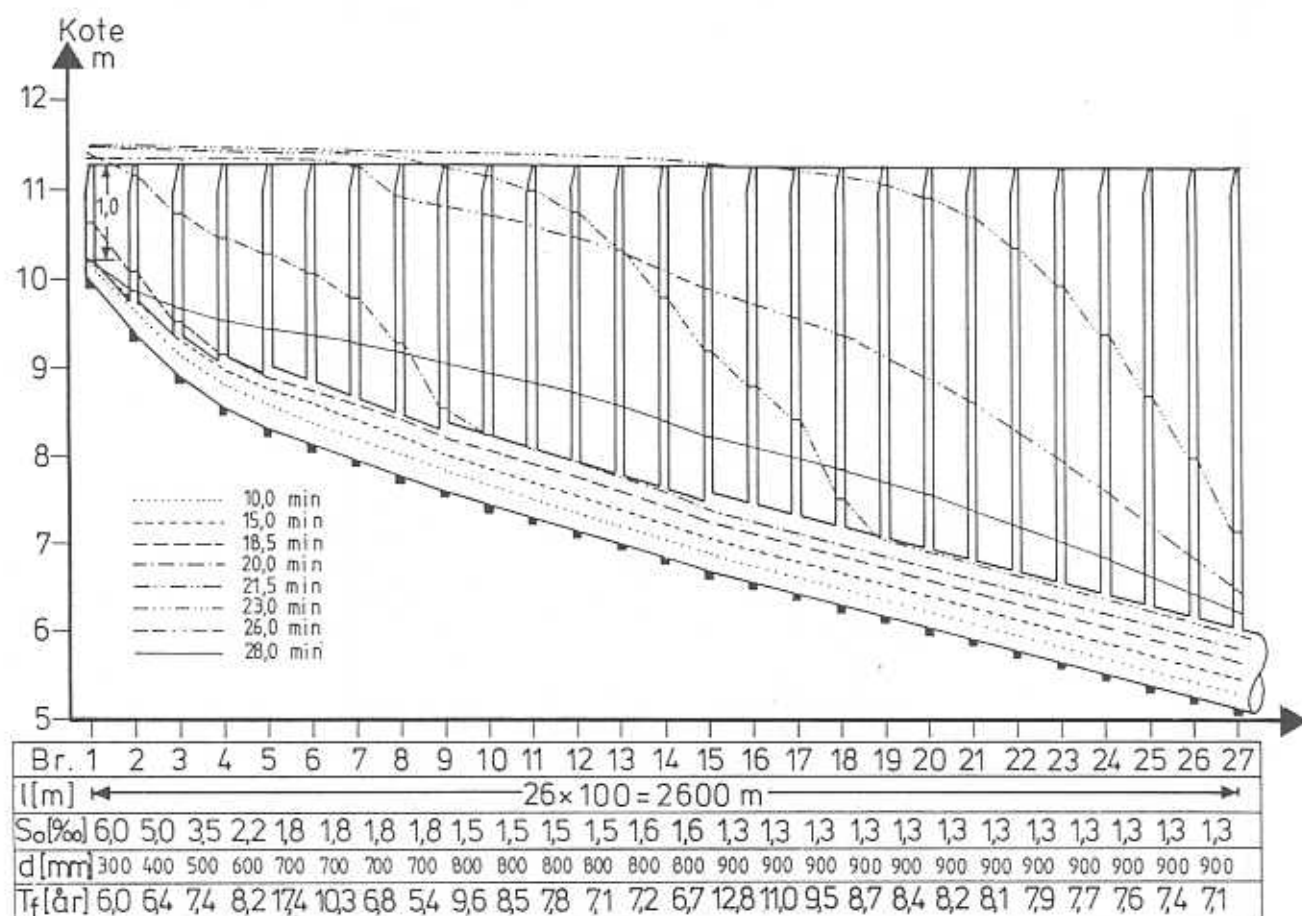
Figur 7.3.1. Afstrømningsforløbet for regn 60.05.31.12.39. i det rektangulære opland med faldende terræn dimensioneret for $T_\phi = 5$ år.

7.3 Gentagelsesperioder for opstuvning til terræn eller i kælder bestemt ved hjælp af DHI-S11S

For at illustrere de muligheder som DHI-S11S giver for at beregne overbelastningssituationer vil vi her indledningsvis vise afstrømningsforløbet for en bestemt regn. Den udvalgte regn er 60.05.31.12.39 (jfr. tabel 5.1) med en nedbør på 28,4 mm i løbet af 30 min. Intensitetsvariationen er vist på fig. 5.1, hvoraf kan ses at der indenfor den mest højintense 20 min's periode falder 26 mm nedbør. Intensitetsmaksimaet er ca. $60 \mu\text{m s}^{-1} = 600 \text{ ls}^{-1}\text{ha}^{-1}$.

Afstrømningsforløbet for denne regn vises i afløbssystemet med $T_\phi = 5$ år med to forskellige terrænløb, nemlig dels det retlinet faldende terræn (jfr. fig. 7.3.1), dels et vandret terræn som fremkommer ved at fastholde terrænkoten i brønd 1 (jfr. fig. 7.3.2).

På de to figurer er afstrømningsforløbet markeret som længdeprofiler af vandstanden til en række tidspunkter. I tidsrummet til ca. $t = 20$ min er alle vandspejl under terræn hvorfor længdeprofilerne vist til $t = 10, 15, 18,5$ og 20 min er identiske på de to figurer. Til $t = 20$ min, nemlig ca. 4 min efter



Figur 7.3.2. Afstrømningsforløbet for regn 60.05.31.12.39 i det rektangulære opland med vandret terræn dimensioneret for $T_{\phi} = 5$ år.

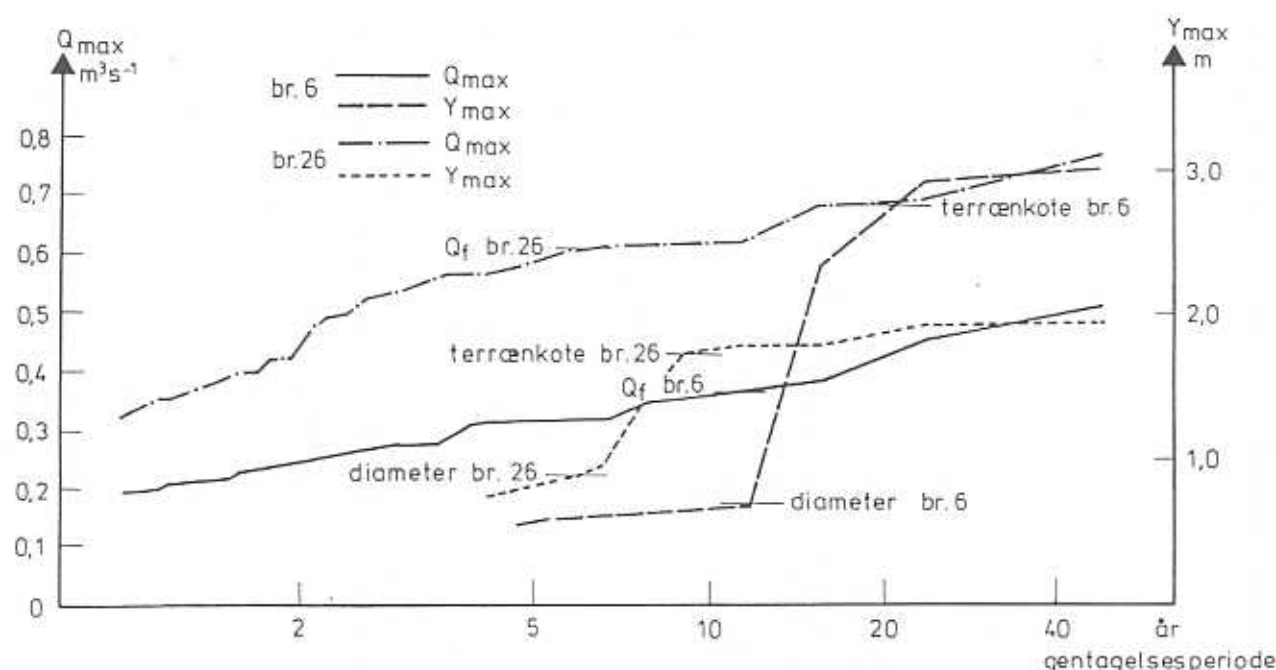
det kraftige intensitetsmaksimum, når vandspejlet terrænniveauet i brønd 1 og indenfor de næste ca. 5 min. ses hvorledes overbelastningen bevirker at vandet vælter op af et stigende antal nedgangsbrønde. Vandspejlskoterne over terræn er fastsat ud fra forudsætningen om at hver nedgangsbrønd svarer til et overløb med bredden 1 m. Det vandvolumen der løber over kommer ikke beregningsmæssigt tilbage i ledningerne, men antages at forsvinde til lavninger i det omgivende opland. Det er bemærkelsesværdigt for et sådan ekstremt højintensitets regnskyl at der er meget ringe afstrømning fra systemet, i forhold til indstrømningen fra overfladerne, i løbet af de første ca. 25 min. Baggrunden for at oversvømmelsen starter opstrøms er da simpelthen den, at der her er meget mindre rørvolumen end længere nede i systemet. De to figurer illustrerer endvidere betydningen af terræn og nedstrøms randbetingelse for oversvømmelsens stedlige udbredelse. Den nedstrøms randbetingelse i brønd 28 udgøres som nævnt i afsnit 7.2 af fyldningsgradskurven så længe vandføringen er mindre end ledningskapaciteten. For større vandføringer løber vandet over en overløbskant med stor kantlængde, således at vanddybden kun stiger ganske svagt ved stigende vandførin-

ger. Konsekvensen heraf er, at oversvømmelsen udbreder sig helt ned til brønd 25 i det faldende terræn, men kun ned til brønd 15 i det vandrette terræn. For dette terræn vil den lidet varierende vandspejlskote i brønd 27 nemlig bevirke at trykgradienterne på de sidste ledningsstrækninger, og dermed vandføringerne, bliver langt større end tilfældet er for det faldende terræn til et tidspunkt som f. eks. $t = 23$ min. Det sidste fænomen vi vil iagttage på de to figurer vedrører afstrømningens slutfase illustreret til $t = 26$ og 28 min. Man ser at de tidligere ophobede vandvolumener breder sig som en bølge ned gennem systemet, således at vi til disse tidspunkter har aftagende vanddybde (særligt opstrøms) og et vanddybdemaksimum der forplanter sig ned gennem ledningsstrækningen.

Lad os dernæst se på hvorledes DHI-S11S er anvendt til at frembringe rangordninger og gentagelsesperioder for maksimalvandføringer $Q_{\max}$ og vanddybder $y_{\max}$, således som det blev omtalt i afsnit 4.2, jfr. tabel 4.2.1. Tabelværdierne kan anskueliggøres ved optegning af kurver hvor gentagelsesperioden T defineret i ligning 4.2.1 er abscisse og $Q_{\max}$ eller $y_{\max}$ er ordinat. Fig. 7.3.3 viser en sådan afbildning for to udvalgte punkter, brønd 6 og brønd 26, i oplandet med faldende terræn dimensioneret ud fra $T_0 = 5$ år. Venstre ordinat er $Q_{\max}$ og højre er $y_{\max}$. I hvert punkt er markeret de karakteristiske værdier, ledningskapaciteten Q_f , diameteren d og dybden y_i der er afstanden mellem terræn og bundløb (jfr. afsnit 4.2.)

Som det kunne forventes er gentagelsesperioderne T_f og T_d , for henholdsvis kapacitetsoverskridelse og fuldtløbende ledning nogenlunde ens i de to punkter (i brønd 6 ca. 11 år og i brønd 26 ca. 6 år). Det må her fremhæves at de små forskelle mellem T_f og T_d netop hidrører fra at vi har anvendt en dynamisk bølgemodel. Havde vi i stedet benyttet kinematisk bølgemodel ville T_f og T_d være identiske fordi $Q_{\max}$ og $y_{\max}$ er knyttet sammen ved fyldningskurven fig. 6.2.1 sålænge $Q_{\max} \leq Q_f$ og $y \leq d$. Gentagelsesperioden T_i for den skadevoldende begivenhed vand på terræn er derimod noget større, nemlig ca. 20 år i brønd 6 og ca. 9 år i brønd 26. Hvis vi i stedet for det faldende terræn havde benyttet det vandrette i fig. 7.3.2 ville T_i i brønd 26 have været langt større, formentlig større end observationsperioden $N = 47$ år, idet ingen regn har givet vand over terræn i brønd 26 når terrænet er vandret (jfr. betydningen af den valgte nedstrøms randbetingelse i brønd 27).

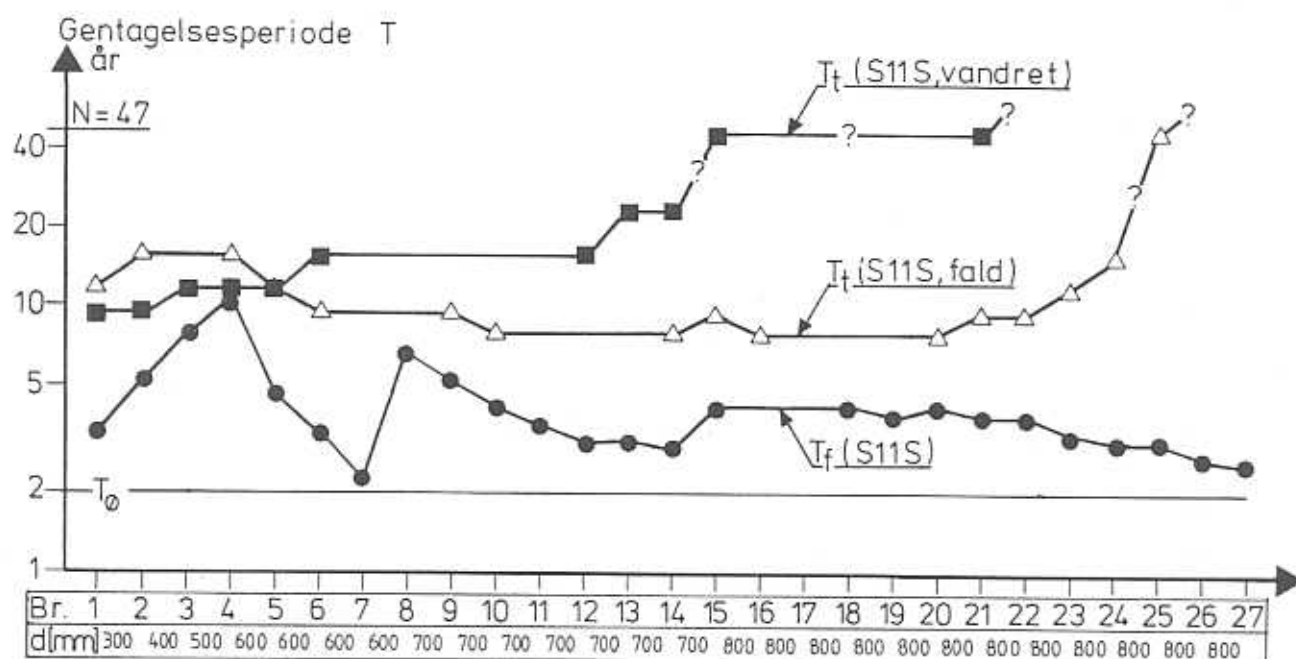
Undersøgelsen vist på fig. 7.3.3 kan udvides til at omfatte samtlige brønde 1-27 således at f. eks. T_f og T_i kan vises som funktioner af brøndnr. På fig. 7.2.1 og 7.2.2 har vi allerede vist T_f (S11S) og T_i (S11S) svarende til henholdsvis $T_0 = 2$ og 5 år og med det faldende terræn. Med henblik på at



Figur 7.3.3. Gentagelsesperioder for maximalvandføringer Q_{max} og -vanddybder y_{max} beregnet ved hjælp af DHI-S11S i br. 6 og 26.

sammenligne T_f og T_i når DHI-S11S benyttes, samt at undersøge betydningen af terrænfaldet for T_i , er på fig. 7.3.4 og 7.3.5 vist de tre kurver T_f (S11S), T_i (S11S, fald) og T_i (S11S, vandret) for de to afløbssystemer svarende til $T_\phi = 2$ og 5 år. De dele af kurverne der er beliggende med gentagelsesperioder større end ca. 20 år er betegnet som usikre (forsynet med ?) fordi observationsperioden begrænser sig til $N = 47$ år. Det ses at gentagelsesperioderne T_f (S11S) er 2-3 gange T_ϕ og at gentagelsesperioderne for den skadevoldende begivenhed er 4-5 gange T_ϕ , afhængig af hvilken brønd vi betragter og hvilket fald terrænet har.

Vi har i alle foranstående undersøgelser antaget at afløbssystemet er et separat regnvandssystem. Der er imidlertid intet til hinder for at resultaterne kan overføres til et fællessystem ved at terrænkoterne i hver brønd nu opfattes som kældergulvskoter. Man må da blot forestille sig at det virkelige terræn befinder sig ca. 1 m over det der er angivet på fig. 3.1, 3.2, 7.3.1 og 7.3.2. I stedet for at lade vandvoluminerne, der oversvømmer separatsystemets terræn, forsvinde ud af afløbssystemet, vil de vandvoluminer, der oversvømmer fællessystemets kældre, ledes tilbage til afløbssystemet (jfr. kap. 8). Denne ændring giver dog ikke nogen mærkbar variation imellem gentagelsesperioderne for terræn- og kælderoversvømmelserne i henholdsvis separat- og fællessystemet. Talværdier for T_i fra separatsystemet kan da sættes lig med gentagelsesperioden T_k , med hvilken der optræder kælderoversvømmelse. Principielt burde en spildevandsføring medregnes for fællessy-



Figur 7.3.4. Gentagelsesperioder T_f for kapacitetsoverskridelser og T_t for vand på terræn eller i kældere ved anvendelse af DHI-S11S på afløbssystemet dimensioneret for $T_\phi = 2$ år.

stemet, men denne vandføring er så lille at den ingen indflydelse har på nogen af de beregnede gentagelsesperioder.

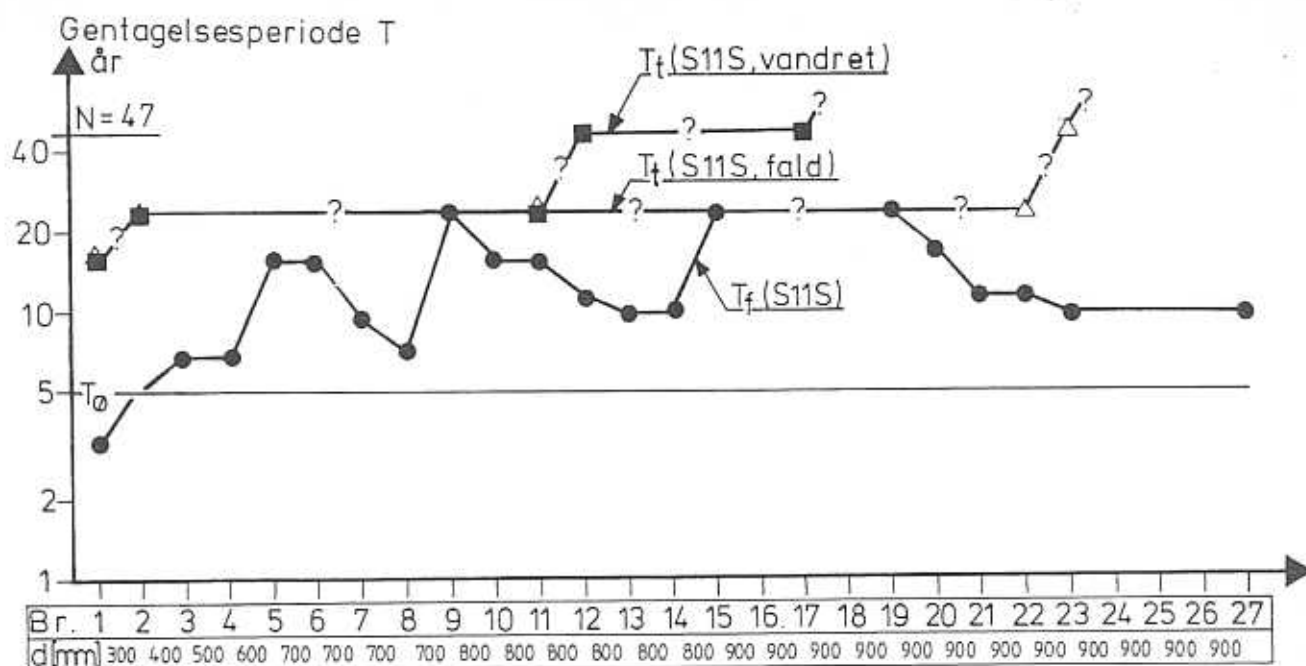
7.4 Konklusioner

For det rektangulære opland dimensioneret efter den rationelle metode for T_ϕ lig med 2 eller 5 år kan følgende konkluderes ud fra fig. 7.2.1 og 7.2.2:

1) Den rationelle metode kombineret med regnrækker er et ligeså godt dimensioneringsgrundlag som en kinematisk bølgemodel kombineret med historiske regn.

2) Oprunding til handelsdimensioner bevirker at den mest realistisk beregnede gentagelsesperiode $T_f(S11S)$ for kapacitetsoverskridelsen, bestemt med den dynamiske bølge i DHI-S11S, i gennemsnit er ca. 2 gange den ønskede T_ϕ .

3) Gentagelsesperioden for kapacitetsoverskridelsen er bedre bestemt med den rationelle metode end med den kinematiske bølgemodel, hvadenten denne anvendes i analyse- eller dimensioneringsposition. Af fig. 7.2.1 og 7.2.2 ses nemlig at $T_f(RM)$ i gennemsnit ligger nærmere ved $T_f(S11S)$ end både $T_f(ILL, ANA)$ og $T_f(ILL, DIM)$. Det bør her understreges at $T_f(RM)$ er bestemt under hensyntagen til en afløbstid på 5 min for overfladeafstrømningen til brønd 1, som er adderet til afløbstiden i ledningssystemet (jfr. kap. 3).



Figur 7.3.5. Gentagelsesperioder T_f for kapacitetsoverskridelser og T_i for vand på terræn eller i kældere ved anvendelse af DHI-S11S på afløbssystemet dimensioneret for $T_0 = 5$ år.

4) Den pludselige kapacitetsforøgelse hidrørende fra oprunding til handelsdimensioner, bevirker at T_f (ILL, ANA), bestemt ved en kinematisk bølgemodel i analyseposition, er helt urealistisk for strækningen hvor forøgelsen indtræder samt for den herpå følgende strækning. Når der ses bort fra disse strækninger er T_f (ILL, ANA) mere realistisk end T_f (ILL, DIM).

5) Gentagelsesperioderne T_f (S11S) og T_d (S11S) følger stort set samme variation ned gennem systemet. Dette skyldes at der er anvendt samme T_0 -værdi i hele systemet, således at diametrene vokser så jævnt som oprunding til handelsdimensioner tillader. (Sammenlign modsætningsvis med resultaterne i kap. 9).

6) For det faldende terræn er gentagelsesperioden T_i (S11S) for den skadevoldende begivenhed, vand på terræn eller i kældere, i gennemsnit 2 til 3 gange gentagelsesperioden T_f (S11S) for kapacitetsoverskridelse. For oplandet dimensioneret for $T_0 = 5$ år må kurven T_i (S11S) betegnes som usikker idet observationsperioden er begrænset til $N = 47$ år. Den nedstrøms randbetingelse i brønd 27 bevirker dog at T_i (S11S) er væsentlig større for de sidste ca. 5 strækninger.

7) Af fig. 7.3.4 og 7.3.5 ses at gentagelsesperioden T_i vokset ned gennem ledningssystemet når terrænet er vandret. Kurverne må dog betegnes som usikre på grund af at observationsperioden er begrænset til $N = 47$ år.

8 Beregning af kælderoversvømmelser med ILLUDAS og DHI-S11S for det rektangulære opland med faldende terræn

8.1 Problemstilling

Ved dimensionering af afløbssystemer efter regnrækker og den rationelle metode (eller tid-areal modellen) har der været tradition for at anvende regnrækken svarende til gentagelsesperioden $T_{\phi} = 2$ år for fællessystemer og $T_{\phi} = 1$ år for separatsystemer. Disse rent beregningsmæssige gentagelsesperioder har været knyttet til begivenheden kapacitetsoverskridelse i stedet for til den skadevoldende begivenhed: vand i kælder eller på terræn. Gentagelsesperioden for denne begivenhed vil i almindelighed være noget større (jfr. kapitel 7) end henholdsvis 2 og 1 år, for afløbssystemer dimensioneret efter ovenstående traditionelle grundlag, og der er givetvis heller ingen beboere der på længere sigt ville acceptere at se deres kælder eller andre opholdsarealer oversvømmet én gang hvert andet eller hvert år. Hvis man spørger en beboer om, hvor hyppigt han/hun vil acceptere oversvømmelser vil det umiddelbare svar nok normalt være at dette aldrig må ske. Fortæller man derpå vedkommende at konsekvensen heraf vil være at de offentlige investeringer i afløbsanlæg må sættes betragteligt op, og at man alligevel ikke helt kan undgå oversvømmelser, på grund af problemets statistiske natur, giver dette nok stof til eftertanke. Ved dimensionering af nyanlæg er det da spørgsmålet om man kan fastsætte en rimelig værdi for oversvømmelsens gentagelsesperiode T_k eller T_l (jfr. afsnit 4.2 og 7.3), samtidig med at man søger at indrette anlægget således at oversvømmelsen ledes til områder, hvor den gør mindst mulig skade. Ved ændring af eksisterende anlæg hvor oversvømmelser sker for ofte er problemet tilsvarende, at finde ud af hvor meget man må forøge dimensioner på rør, bassiner o.s.v., for at forøge gentagelsesperioden, samtidig med at man evt. forsyner anlægget med anordninger som f.eks. højvandsslukkere og pumper, der dirigerer oversvømmelsen til steder hvor dens gener er små.

Hvad enten der er tale om et nydimensioneret anlæg, eller om ændringer i et eksisterende anlæg, er EDB-programmer og historiske regnserier de mest effektive værktøjer, der haves til beregning af oversvømmelsers gentagelsesperiode og størrelse.

Disse beregninger foregår mest realistisk med en dynamisk bølgemodel som DHI-S11S, som kan bestemme vanddybder i kældre, regnvandsbassiner og på terræn for en given regn. Hvis man anvender en kinematisk bølgemodel som ILLUDAS kan man få beregnet de opmagasinerede volumener efter princippet vist i fig. 6.2.3. Disse volumener kan da fordeles efter de retningslinier der er skitseret i afsnit 6.2. I nedenstående afsnit 8.2 repeteres princippet sammen med en omtale af hvorledes volumener konverteres til vanddybder i kældre.

Beregningsomkostningerne med DHI-S11S er imidlertid 10-100 gange så store som med ILLUDAS når der er tale om oversvømmelsesberegninger. Der er derfor af betydning at undersøge hvor galt det går når man anvender ILLUDAS, kombineret med simple håndregninger, til beregning af oversvømmelsernes størrelse.

I afsnit 8.2 foretages derfor en sammenlignende beregning af kælderoversvømmelser med ILLUDAS og DHI-S11S for det rektangulære opland.

8.2 Beregningsprincipper og -resultater vedr. vanddybder i kældre

Beregning af vanddybderne i kældre kræver specifikationer af afstandene fra ledningernes bundlinie til kældergulvene i de enkelte brønde 1-27. Disse afstande er givet ved at det på fig. 3.1 og 3.2 viste terræn defineres som kældergulv over hver enkelt brønd. I brønd 1 og 27 lægges gulvene 1 m over rørtop og gulvkoterne aftager retlinet. Herved er højden H_k fra bundløb til kældergulv bestemt. Endvidere må kælderarealerne i hver brønd angives og der er her regnet med 6 kældre a $100 \text{ m}^2 = 600 \text{ m}^2$ pr. brønd. Ved hjælp af H_k er beregnet de vandvolumener M_{br} , der må fyldes før vandet løber ind i kældrene. I tabel 8.2.1 og 8.2.2 er talværdierne for M_{br} anført, og det ses at for strækningerne med konstant diameter, svarende til (næsten) konstant kapacitet, er M_{br} -værdierne lagt sammen. Dette er gjort i lyset af det fordelingsprincip som blev omtalt i afsnit 6.2, og som endvidere fremgår af tabellerne.

I afsnit 7.3 har vi set at den nedstrøms randbetingelse i brønd 28 har en markant indflydelse på gentagelsesperioderne T_i (eller T_k) for vand på terræn (eller i kælder) for de nederste strækninger.

Denne indflydelse gør sig naturligvis også gældende for de oversvømmelsesdybder som beregnes med DHI-S11S. For at reducere randbetingelsens indflydelse er tabellerne derfor kun opstillet ned til brønd 20.

Indenfor strækningerne med konstant kapacitet adderes samtlige $M_{\max}$

Regn	Model	d (mm)	Transport																0	0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
			300	400	500	600	600	600	700	700	700	700	700	700	700	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800

Tabel 8.2.1. Dybder Y_k og volumener M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHI-S11S for rektangulært opland dimensioneret for $T_0 = 2$ år.

Regn	Model	d (mm)	Transport																				2913	390
			300	400	500	600	600	600	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
7408111353	ILL.	Br	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	ILLUDAS $\sum M_k$ (m ³) ^k	DHI-S11S $\sum M_k$ (m ³)
		M _{br.} (m ³)	1	2	2		8						13						10					
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	15	29	34	0	0	16	27	29	15	28	0	0	2	13	17	17		
		M _k (m ³)	0	0	0		70						102						39					
		Y _k (cm)	0	0	0		20						19						17					
3908301755	S11S	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	163	0
		M _{max} (m ³)	2	2	0	0	31	29	29	0	2	16	19	19	10	18	0	0	0	5	7	7		
		M _k (m ³)	1	0	0		82						71						9					
		Y _k (cm)	11	0	0		20						18						12					
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
4609041857	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	4	12	0	3	16	22	25	16	25	0	0	9	13	14	15	143	0
		M _{max} (m ³)	0	0	0		8						94						41					
		M _k (m ³)	0	0	0		13						19						17					
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	21	23	12	24	0	0	1	8	13	14		
5008180009	ILL.	M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	14	27	0	0	12	21	23	12	24	0	0	1	26			138	0
		M _k (m ³)	0	0	0		33						79											
		Y _k (cm)	0	0	0		17						18						15					
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
7109240234	ILL.	Y _k (cm)	5	4	2	2	21	15	16	0	2	5	6	9	3	13	0	0	0	0	0	2	77	0
		M _{max} (m ³)	4	2	0		46						25						0					
		M _k (m ³)	15	13	0		18						15						0					
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
6505051605	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	2	11	0	0	0	8	20	9	23	0	0	0	0	4	11	57	0
		M _{max} (m ³)	0	0	0		5						47						5					
		M _k (m ³)	0	0	0		11						17						10					
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
																						3702	390	

Tabel 8.2.1. fortsat: Dybder Y_k og volumineret M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHI-S11S for

Tabel 8.2.1. fortsat: Dybder Y_k og volumineret M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHI-S11S for rektangulært opland dimensioneret for $T_0 = 2$ år.

Regn	Model	d (mm)	Transport																			ILLUDAS $\sum M_k^3$ (m ³) ^k	DHI S11S $\sum M_k$ (m ³)
			300	400	500	600	700	700	700	800	800	800	800	800	900	900	900	900					
600511239	ILL.	Br	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
		M _{Br.} (m ³)	1	2	2	2	8							11						10			
		M _{max} (m ³)	19	19	17	20	7	39	46	48	4	34	38	38	28	35	1	19	24	24	23	23	
		M _k (cm)	18	17	15	18	132						166						104				
3307221631	ILL.	M _k (cm)	20	20	19	20	22						21						20				
		Y _k (cm)	17	16	14	12	13	18	19	18	14	16	17	17	16	14	10	13	15	16	16	16	
		M _{max} (m ³)	2	2	0	1	0	4	53	64	0	8	43	55	33	55	0	6	31	40	43	45	
		M _k (cm)	11	0	0	0	113						183						155				
4707211756	ILL.	Y _k (cm)	7	6	3	2	3	8	10	9	6	9	11	11	11	9	6	9	11	12	12	11	
		M _{max} (m ³)	8	8	6	8	0	19	30	31	0	6	16	19	9	18	0	0	1	3	5	6	
		M _k (cm)	7	6	4	6	72						57						5				
		Y _k (cm)	17	16	15	16	20						18						10				
6106131538	ILL.	Y _k (cm)	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	0	12	24	0	0	3	14	7	23	0	0	0	0	1	9	
		M _k (cm)	0	0	0	0	28						36						0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	17						16						0				
6109051217	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	0	4	11	14	17	
		M _k (cm)	0	0	0	0	0	0					0						36				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0					0						16				
7207291756	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	0	3	15	0	0	3	11	5	14	0	0	0	0	0	2	
		M _k (cm)	0	0	0	0	10						22						0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	14						15						0				
1211	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
128	ILL.	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _{max} (m ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		M _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Tabel 8 2 2 · Dybder Y_k og voluminer M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHU-S11S for

Tabel 8.2.2: Dybder Y_k og voluminer M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHU-S11S for rektangulært opland dimensineret for $T_0 = 5$ år.

Regn	Model	d (mm)	Transport																				1211	128
			300	400	500	600	700	700	700	800	800	800	800	800	900	900	900	900	900	900				
7408111363	ILL.	Br	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
		M _{br.} (m³)	1	2	2	2	8						11							10				
		M _{max} (m³)	0	0	0	0	0	0	1	14	0	0	0	0	7	4	14	0	0	0	0	2		
		M _k (m³)	0	0	0	0	0	7					14							0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	13					13							0				
71093240234	Slls	Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		M _{max} (m³)	5	4	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		M _k (m³)	4	2	0	0	0	0					0					0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	15	13	0	0	0						0							0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
6308200143	ILL.	M _{max} (m³)	5	3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		M _k (m³)	4	1	0	0	0						0							0				
		Y _k (cm)	15	11	0	0	0						0							0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
3908301755	ILL.	M _{max} (m³)	2	2	0	0	0	1	13	18	0	0	0	5	1	6	0	0	0	0	0	0		
		M _k (m³)	1	0	0	0	0	24					1							0				
		Y _k (cm)	11	0	0	0	0	0	16				0							0				
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		Y _k (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	ILL.	M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	ILL.	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						
		Y _k (cm)																						
	Slls	Y _k (cm)																						
		M _{max} (m³)																						
		M _k (m³)																						
		Y _k (cm)																						

Tabel 8.2.2 fortsat: Dybder Y_k og volumener M_k i kældre bestemt ved ILLUDAS og DHI-Slls for rektangulært opland dimensioneret for $T_0 = 5$ år.

værdier, der fås direkte fra ILLUDAS-udskriften. Denne summation indeholder en principiel fejl, idet $M_{\max}$ -værdien i de enkelte brønde forekommer til forskellige tidspunkter i afstrømningsforløbet. Et mere korrekt princip ville være at summere voluminerne, indenfor en strækning med konstant kapacitet, igennem tiden og finde maksimalværdien af denne sum. Fejlen formodes dog at være lille.

Summen af $M_{\max}$ reduceres med M_{br} hvoraf vi da får det samlede oversvømmelsesvolumen M_k i kældrene. Dette er konverteret til en middeldybde y_k i kældrene ved division med antallet af brønde indenfor strækningen med konstant kapacitet, hvorved findes m_k , samt ved at benytte en sammenhæng mellem vandvoluminet m_k i den enkelte kælder og vanddybden y_k . Denne sammenhæng tager hensyn til et fald på kældergulvene hen imod gulvafløbet og tilgodeser også kravet om at DHI-S11S skal have angivet en jævn overgang fra nedgangsbrøndens areal $A_o = \pi d^2/4$ ($d = 1,25$ m) til det fulde kælderareal $A_{\max} = 600$ m² regnet pr. nedgangsbrønd. Overgangen fra A_o til $A_{\max}$ er valgt eksponentielt inden for dybden $y_o = 0,20$ m således at kælderareal A_k og vandvolumen m_k er givet som funktioner af y_k ved formlerne:

$$0 \leq y_k \leq y_o : A_k = A_o \exp(\beta y_k) \quad (8.2.1)$$

$$m_k = \frac{A_o}{\beta} (\exp(\beta y_k) - 1) \quad (8.2.2)$$

$$y_o \leq y_k \leq \infty : A_k = A_{\max} = 600 \text{ m}^2 \quad (8.2.3)$$

$$m_k = \frac{A_o}{\beta} (\exp(\beta y_o) - 1) + A_{\max}(y_k - y_o) \quad (8.2.4)$$

hvor $\beta = 31 \text{ m}^{-1}$ bestemmes af ligning (8.2.1) med $(y_k, A_k) = (y_o, A_{\max})$.

Da m_k kendes fra ILLUDAS er ovenstående formler benyttet til at beregne de i tabel 8.2.1 og 8.2.2 anførte y_k -værdier.

Talværdierne for y_k bestemt for DHI-S11S beregnes derimod direkte af programmet ved at man for hver brønd angiver højden H_k samt en tabelleret udgave af ovenstående formelsystem.

Yderst til højre i tabellerne er angivet de samlede oversvømmelsesvoluminer $\sum M_k$ fra ILLUDAS og DHI-S11S, og der er summeret lodret for hele regnserien. Hovedresultatet af undersøgelsen kan angives ved:

$$T_o = 2 \text{ år} : \sum M_k = \begin{cases} 390 \text{ m}^3 & (\text{DHI-S11S}) \\ 3813 \text{ m}^3 & (\text{ILLUDAS}) \end{cases}$$

$$\text{Antal oversvømmelsesregn} = \begin{cases} 6 \text{ (DHI-S11S)} \\ 17 \text{ (ILLUDAS)} \end{cases}$$

$$T_{\phi} = 5 \text{ år} : \sum M_k = \begin{cases} 128 \text{ m}^3 \text{ (DHI-S11S)} \\ 1269 \text{ m}^3 \text{ (ILLUDAS)} \end{cases}$$

$$\text{Antal oversvømmelsesregn} = \begin{cases} 3 \text{ (DHI-S11S)} \\ 10 \text{ (ILLUDAS)} \end{cases}$$

Det ses at ILLUDAS beregner oversvømmelsesvoluminerne ca. 10 gange større end de langt mere korrekte beregnet med DHI-S11S. Forklaringen herpå må søges i at ILLUDAS begrænser vandføringerne til ledningskapaciteten. De trykgradienter der opstår i oversvømmelsesfasen kan være langt større end bundliniegradienten og medføre vandføringer større end ledningskapaciteten. Sådanne vandføringer kan beregnes med DHI-S11S.

8.3 Konklusioner

For det rektangulære opland med faldende terræn viser en sammenligning mellem oversvømmelsen på strækningen brønd 1-20 bestemt med ILLUDAS og DHI-S11S følgende:

1. Oversvømmelsesvoluminerne for hele Odense-regnserien bestemt med ILLUDAS er ca. 10 gange så stort som det mere korrekt beregnede med DHI-S11S.
2. Antallet af regn der medfører oversvømmelse med ILLUDAS er ca. 3 gange så stort som med DHI-S11S.
3. For den mest højintense regn nr. 60.05.31.12.39 er oversvømmelsesvoluminet bestemt med ILLUDAS ca. 3-4 gange det der beregnes med DHI-S11S.

9 Statistisk analyse af eksisterende afløbssystem i Virum

De undersøgelser der er foretaget for det teoretiske rektangulære opland i kap. 7 suppleres her med tilsvarende beregninger for et virkeligt eksisterende fællessystem.

9.1 Beskrivelse af opland og afløbssystem

Det valgte opland med tilhørende fællessystem er beliggende mellem Abildgårdsvej og Virumvej i Virum i Lyngby-Taarbæk kommune. Totalarealet er 37,6 ha og bebyggelsen, der er ret ensartet fordelt, består af parcel- og rækkehuse.

Fig. 9.1.1 viser opbygningen af fællessystemet og indeholder en opgørelse af de befæstede arealer, der er knyttet til hver nedgangsbrønd. De grønne områder er ikke medtaget i beregningerne (jfr. afsnit 9.2). Ved bestemmelsen af de befæstede arealer er medregnet veje, pladser og bebyggelsen. I oplandene til br. 1-7, 8-13, 33-39 og 74-81 afvandes bebyggelsen til regnvandsfaskiner og er derfor ikke medregnet.

Terrænforholdene fremgår også af fig. 9.1.1, ved de med T forsynede tal knyttet til nedgangsbrøndene. Tallene med K foran angiver koten til kældergulvene hørende til nedgangsbrønden. I disse brønde er terrænkoten uden interesse da oversvømmelsen begrænser sig til kælderen (jfr. afsnit 9.4).

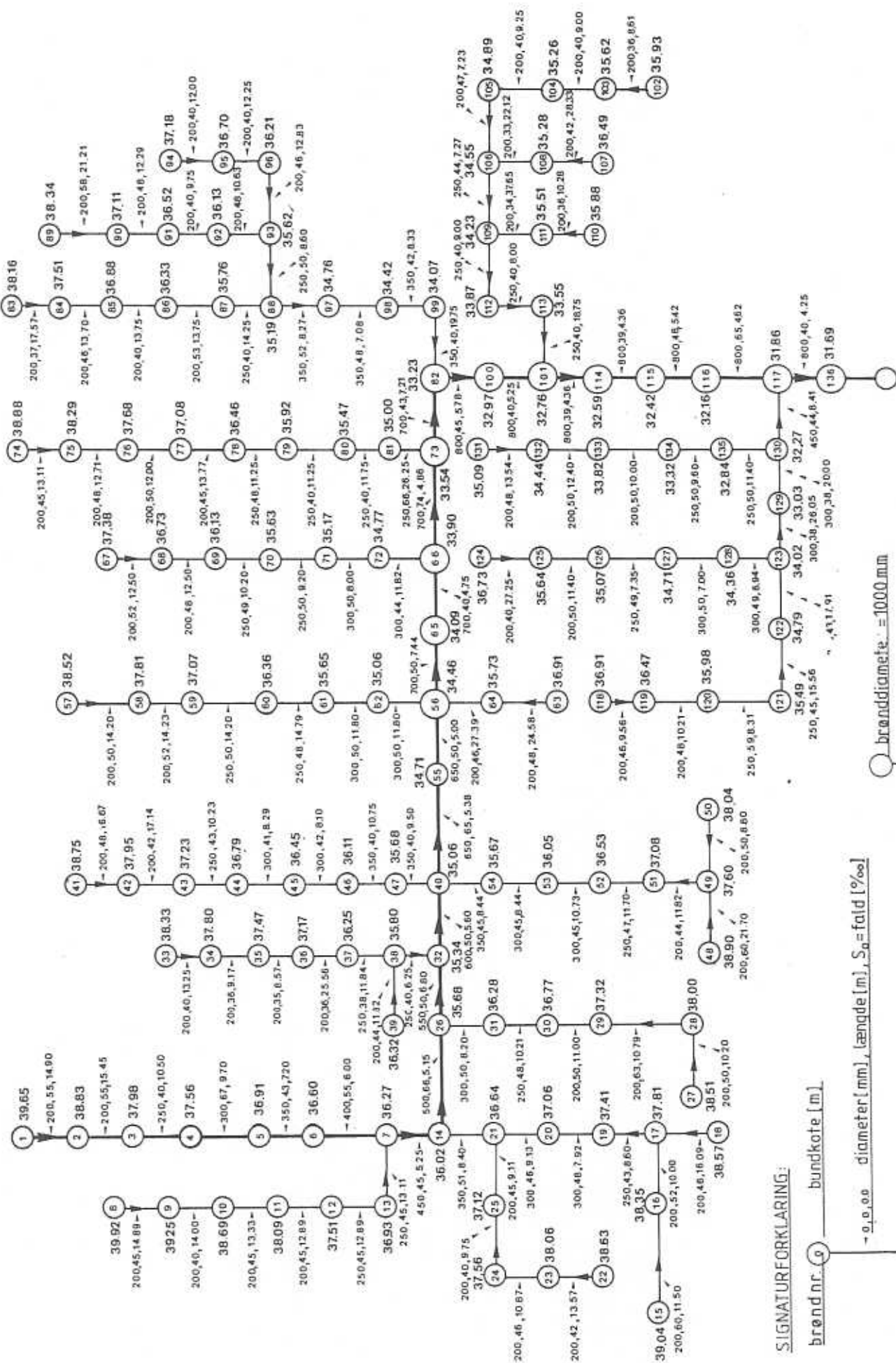
Ledningssystemets geometri fremgår af fig. 9.1.2. Med kraftig streg er indtegnet hovedledningen *Br.* 1-136 som beregningerne vil koncentrere sig om. Et længeprofil af hovedledningen er vist på fig. 9.1.3.

I stedet for fig. 9.1.1-9.1.3 kan oplandsdata idag angives på standardiseret form (jfr. /12/ SPILDEVANDSKOMITEEN, forventes 1983).

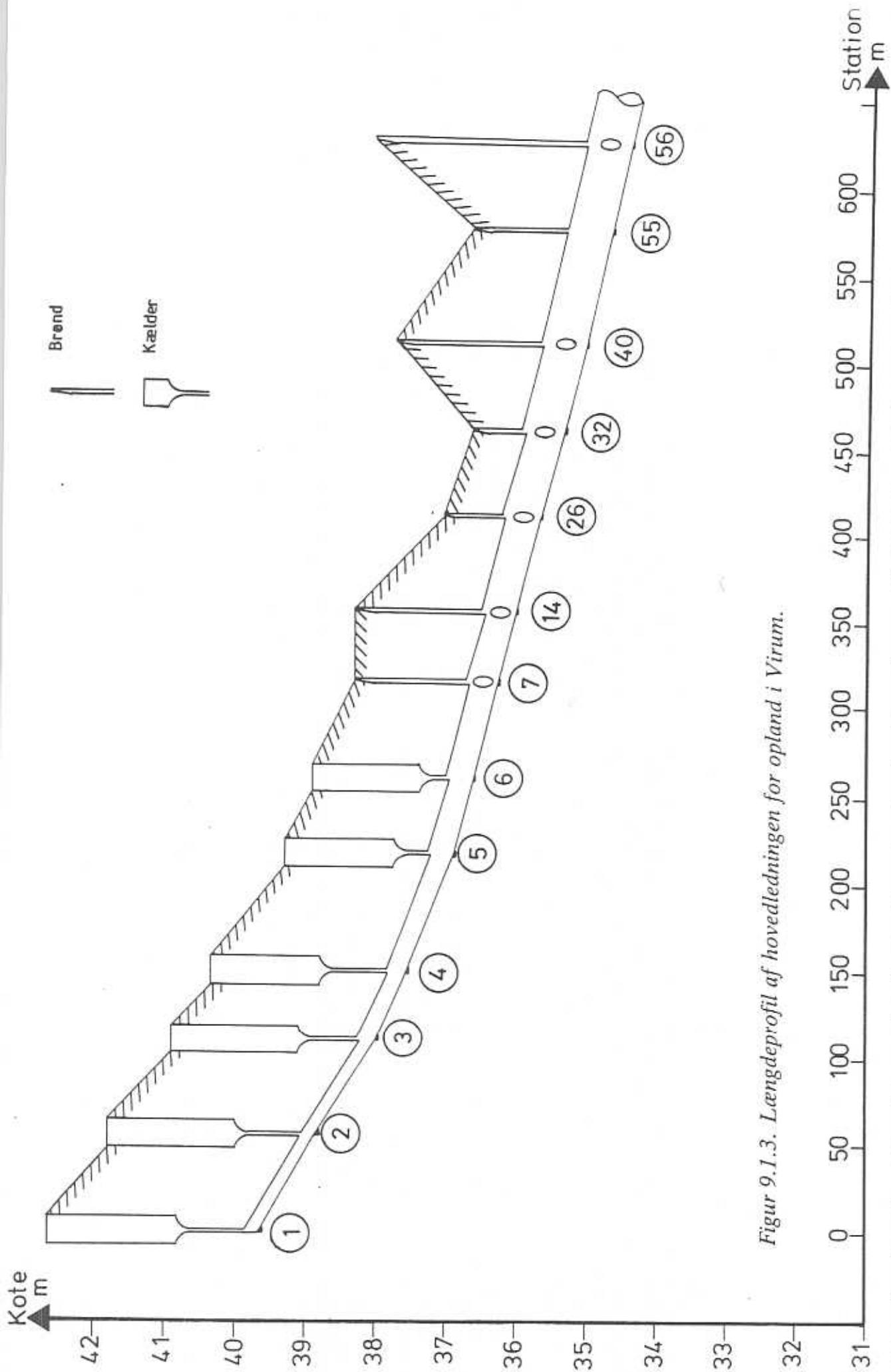
Der ligger ikke dybere overvejelser bag ved valget af netop dette system, idet mange andre ville være ligeså velegnede. Systemet tilgodeser dog ønsket om at være ret lille (hensyntagen til beregningsomkostninger og oplandsinventering), homogent hvad angår arealanvendelsen samt at være grenformet.



Figur 9.1.1. Befæstede arealer, terrænkoter (T) og kælderkoter (K) for afløbssystem i Virum.



Figur 9.1.2. Geometri af ledningssystem for opland i Virum.



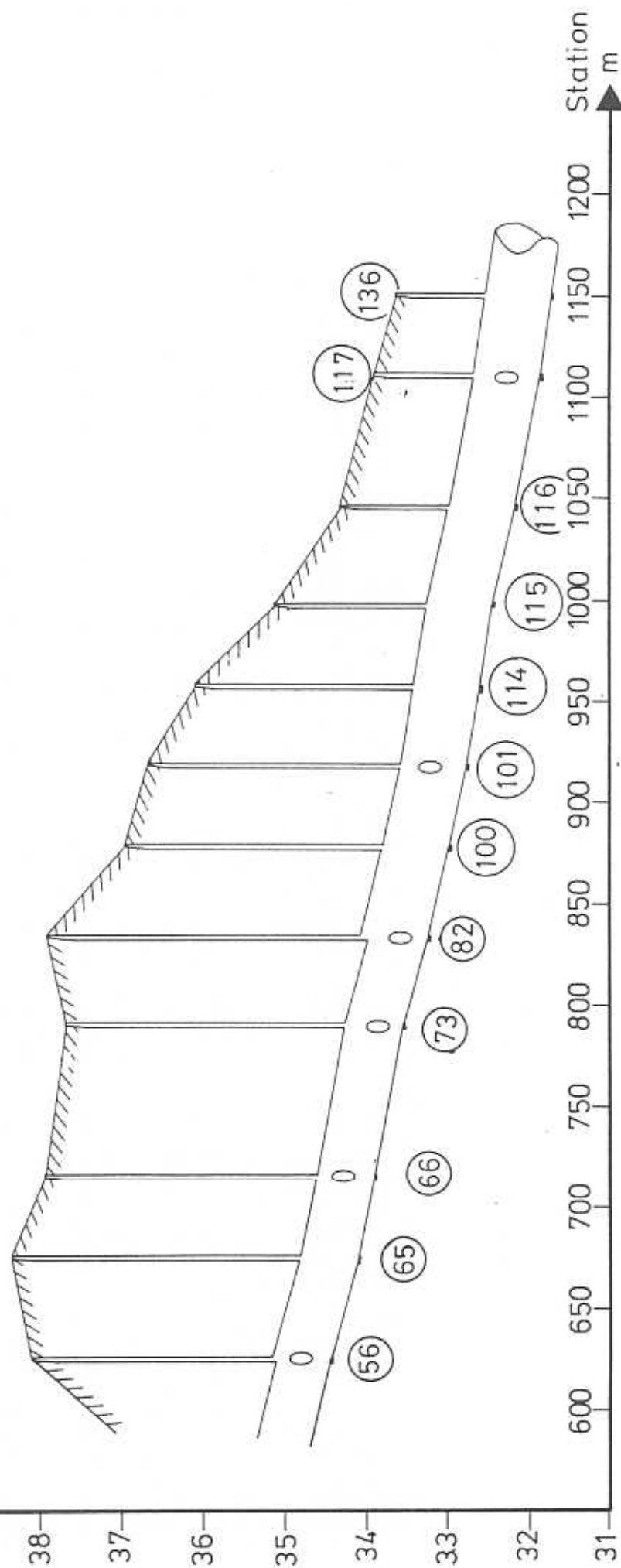
Figur 9.1.3. Længdeprofil af hovedledningen for opland i Virum.

Brønd nr.	1	2	3	4	5	6	7	14	26	32	40	55	56
Terrænkote	42.65	41.80	40.90	40.35	39.30	38.90	38.30	38.31	37.03	36.65	37.78	36.68	38.09
Kælder-kote	40.63	39.80	38.90	38.60	37.56	37.17							
Bund-kote	39.65	38.83	37.98	37.56	36.91	36.60	36.27	36.02	35.68	35.34	35.06	34.71	34.46
Diameter mm	200	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	650	650
Længde m	55	55	40	67	43	55	40	66	50	50	50	65	50
Fald ‰	14.90	15.45	10.50	9.70	7.20	6.00	5.25	5.15	6.80	5.60	5.38	5.00	5.00

Kote
▲ m

Figur 9.1.3, fortsat: Længdeprofil af hovedledningen for opland i Virum.

Brønd



Brønd nr.	56	65	66	73	82	100	101	114	115	116	117	136
Terrænkote	38.09	38.33	37.92	37.68	37.87	36.94	36.66	36.07	35.08	34.28	33.87	33.60
Kælderkote												
Bundkote	34.46	34.09	33.90	33.54	33.23	32.97	32.76	32.59	32.42	32.16	31.86	31.69
Diameter mm	650	700	700	700	800	800	800	800	800	800	800	800
Længde m	50	40	74	43	45	40	39	39	48	65	40	40
Fald ‰	5.00	7.44	4.75	4.86	7.21	5.78	5.25	4.36	4.36	5.42	4.62	4.25

9.2 Overfladeafstrømningen

I lighed med beregningerne i kap. 7 og 8 for det rektangulære opland vil vi her se bort fra afstrømningen fra de ubefæstede områder d.v.s. afløbskoefficienten $\Phi = 0$ for de grønne områder. De befæstede arealer antages impermeable og der ses bort fra begyndelsestabene, befugtning og lavningsmagasinering (jfr. afsnit 4.1) d.v.s. $\Phi = 1$.

For at sikre en retfærdig sammenligning mellem ILLUDAS og DHI-S11S, er det væsentligt at indløbshydrograferne til de enkelte nedgangsbrønde er ens for de to rørstrømningsprogrammer for en given regn. Dette er, i lighed med beregningerne for det rektangulære opland, opnået ved at anvende ILLUDAS' overfladeafstrømningsdel til beregning af indløbshydrograferne. Disse er da (jfr. afsnit 6.1) bestemt af tid-areal-modellen og som afløbstid for oplandsfladerne er valgt 8 min. Tid-areal kurven er valgt som type 2 (jfr. /9/, SJÖBERG, 1979). Der ligger ikke dybere overvejelser bag valget af disse to parametre, bortset fra at den gennemsnitlige afstand og dermed afløbstiden fra oplandsfladerne til nedgangsbrønden, er antaget større end for det rektangulære opland, hvor afløbstiden blev sat til 5 min. Om vi vælger kurvetype 2, som her, eller kurvetype 1, som ved det rektangulære opland, kan næppe ses på hydrograferne et stykke nede i afløbssystemet.

9.3 Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelse bestemt ved hjælp af den rationelle metode og regnrækker

I lighed med beregningerne i kap. 3 for det rektangulære opland kan vi benytte den rationelle metode og regnrækkerne til en beregning af gentagelsesperioderne $T_f(RM)$ for kapacitetsoverskridelse. Princippet er baseret på at vi kender kapaciteten Q_f , det impermeable areal F og afløbstiden t_x (8 min. fra overfladen til brønd 1 plus afløbstiden i rørsystemet) ned gennem systemet. De 8 min er valgt for at gøre sammenligningen med EDB-beregningerne så retfærdig som mulig. Vi kan da beregne regnrækkeintensiteten

$$i(t_x) = \frac{Q_f}{F} \quad (9.3.1)$$

som i henhold til den rationelle metode vil medføre vandføringen Q_f . Da t_x kendes kan vi derpå ved interpolation i regnrækkerne finde gentagelsesperioden $T_f(RM)$, som $i(t_x)$ svarer til. På fig. 9.4.3 er da vist hvorledes $t_f(RM)$ varierer ned gennem systemet.

Principielt burde det undersøges om den rationelle metode kan anvendes i ethvert punkt af systemet. Det kan tænkes at tid-areal-kurven for hovedledningen for nogle punkter har en sådan facon, at tid-areal-modellen (= afløbsdiagrammetoden) vil give lidt afvigende værdier for $T_f(RM)$. Når vi imidlertid betragter oplandet, og ser at arealtilslutningerne vokser jævnt ned gennem systemet, og tænker på den unøjagtighed der knytter sig til at bestemme T_f ved interpolation i regnrækkerne, tør det påstås at de fundne værdier $T_f(RM)$ er nøjagtige nok til den sammenligning, med de tilsvarende værdier fra ILLUDAS og DHI-S11S, som næste afsnit handler om.

9.4 Gentagelsesperioder for kapacitetsoverskridelser, for fuldtløbende ledning og for oversvømmelse bestemt ved hjælp af ILLUDAS og DHI-S11S

I dette afsnit vises resultaterne for hovedledningen brønd 1-136 af beregningerne med ILLUDAS og DHI-S11S. ILLUDAS er benyttet til beregning af gentagelsesperioden T_f for kapacitetsoverskridelse og DHI-S11S er benyttet til beregning af T_f , gentagelsesperioden T_d for fuldtløbende ledning, samt gentagelsesperioderne T_k og T_t for henholdsvis kælder- og terrænoversvømmelse.

Som beskrevet i afsnit 6.2 kan ILLUDAS anvendes dels som analyseversion, hvor de givne ledningsdiametre fastholdes, dels som dimensioneringsversion, hvor der foretages en diameterforøgelse når tilstrømningshydrografen overstiger nedstrøms liggende lednings kapacitet. For det rektangulære opland viser kurverne $T_f(ILL, ANA)$ og $T_f(ILL, DIM)$ på fig. 7.2.1 og 7.2.2 resultaterne fra de to versioner. Man ser også her de alt for store $T_f(ILL, ANA)$ -værdier, der beregnes når kapaciteten pludselig vokser på grund af diameterspring. For at undgå denne urimelighed er det her valgt at benytte ILLUDAS i dimensioneringsversionen.

Samtlige 100 Odenseregn (jfr. tabel 5.1) er gennemregnet og det viste sig at 72 af disse gav anledning til kapacitetsoverskridelse i mindst én strækning af hovedledningen. Disse 72 regns numre listes her (* angiver at den pågældende regn har givet anledning til kælder- eller terrænoversvømmelse ved beregning med DHI-S11S):

33.07.22.16.31*,	33.07.31.18.56,	35.10.10.09.17,	39.07.21.11.30*,
39.08.30.17.55*,	40.06.27.09.06,	41.07.23.08.04,	41.08.21.13.21,
41.08.28.18.44*,	42.08.20.17.29*,	43.08.14.01.49*,	43.08.21.22.54*,

43.08.28.14.49*,	44.06.08.08.48*,	45.07.16.22.30*,	45.08.06.18.41*,
45.08.29.20.27*,	46.05.31.13.18,	46.08.10.22.59*,	46.08.20.18.02,
46.09.04.18.57*,	47.07.05.01.46,	47.07.21.17.56*,	47.08.07.14.42*,
48.08.08.16.34,	49.07.18.11.35,	50.07.10.12.11*,	50.08.18.00.09*,
50.08.29.04.01,	51.08.07.19.24*,	52.06.18.07.43,	53.05.16.18.10*,
54.06.20.14.52*,	54.09.21.02.34,	56.07.30.15.35,	56.08.18.14.18,
57.07.27.16.09*,	58.05.25.21.11,	59.07.11.18.57,	59.08.15.13.21*,
60.05.31.12.39*,	60.08.05.15.11,	60.08.17.14.13,	61.04.06.20.19,
61.06.13.15.38*,	61.08.22.06.31*,	61.09.05.12.17*,	61.09.25.00.43*,
62.07.21.13.50*,	63.06.10.14.22,	64.06.07.15.23*,	65.05.05.16.05*,
65.07.21.15.41*,	67.07.20.12.16,	67.08.02.18.09*,	67.09.18.00.28*,
68.06.05.07.20,	68.06.27.15.38,	69.08.20.01.43*,	70.07.02.15.20*,
70.09.08.18.13*,	71.09.24.02.34*,	72.07.24.23.48*,	72.07.29.17.56*,
73.07.07.19.14*,	74.07.12.07.16,	74.08.01.07.36*,	74.08.09.17.23*,
74.08.11.13.53*,	78.08.03.20.37,	79.08.25.12.58.	

Regnene er listet kronologisk (regnnr. = starttidspunkt i GMT), og deres nedbør og varighed fremgår af tabel 5.1.

Ved hjælp af rangordningsprincippet vist i tabel 4.2.1 er da kurven $T_f(ILL, DIM)$ på fig. 9.4.3 blevet fastlagt. Det ses at $T_f(RM)$ og $T_f(ILL, DIM)$ følges pænt ad overalt i hovedledningen, og ligger på 5-10 år ned til brønd 14, for derpå at antage værdier på 1-2 år. Dette betyder at der i forhold til oplandstilslutningerne er en underkapacitet (drosselvirkning) i brøndene 7 og 14. Betydningen heraf for oversvømmelsens gentagelsesperiode vil ses af de følgende beregninger med DHI-S11S.

Anvendelsen af DHI-S11S kræver, foruden afløbssystemets geometri og indløbshydrograferne fra ILLUDAS's overfladeafstrømningsdel, en angivelse af tidsskridtet for beregningen, oplysninger om kælder og terrænforhold, samt en præcisering af den nedstrøms randbetingelse i brønd 136.

Tidsskridtet er sat til 5 sek. Kælder og terrænkoterne fremgår af fig. 9.1.1 og der er regnet med et kælderareal på $A_{\max} = 150 \text{ m}^2$ som vandet kan løbe ind i og senere ud af, ved de nedgangsbrønde der er forsynet med K . Kælderarealet vokser med dybden som vist på fig. 9.1.3 ($y_o=1 \text{ m}$ i ligning 8.2.1-ff). Det vand der når terræn antages at forsvinde fra afløbssystemet over en overløbskant.

Den nedstrøms randbetingelse i brønd 136 er bestemt af fyldningsgradskurven og et overløbsbygværk. Så længe afløbsledningen er delvis fuld benyttes fyldningsgradskurven til at sammenknytte vandføring og -vanddybde.

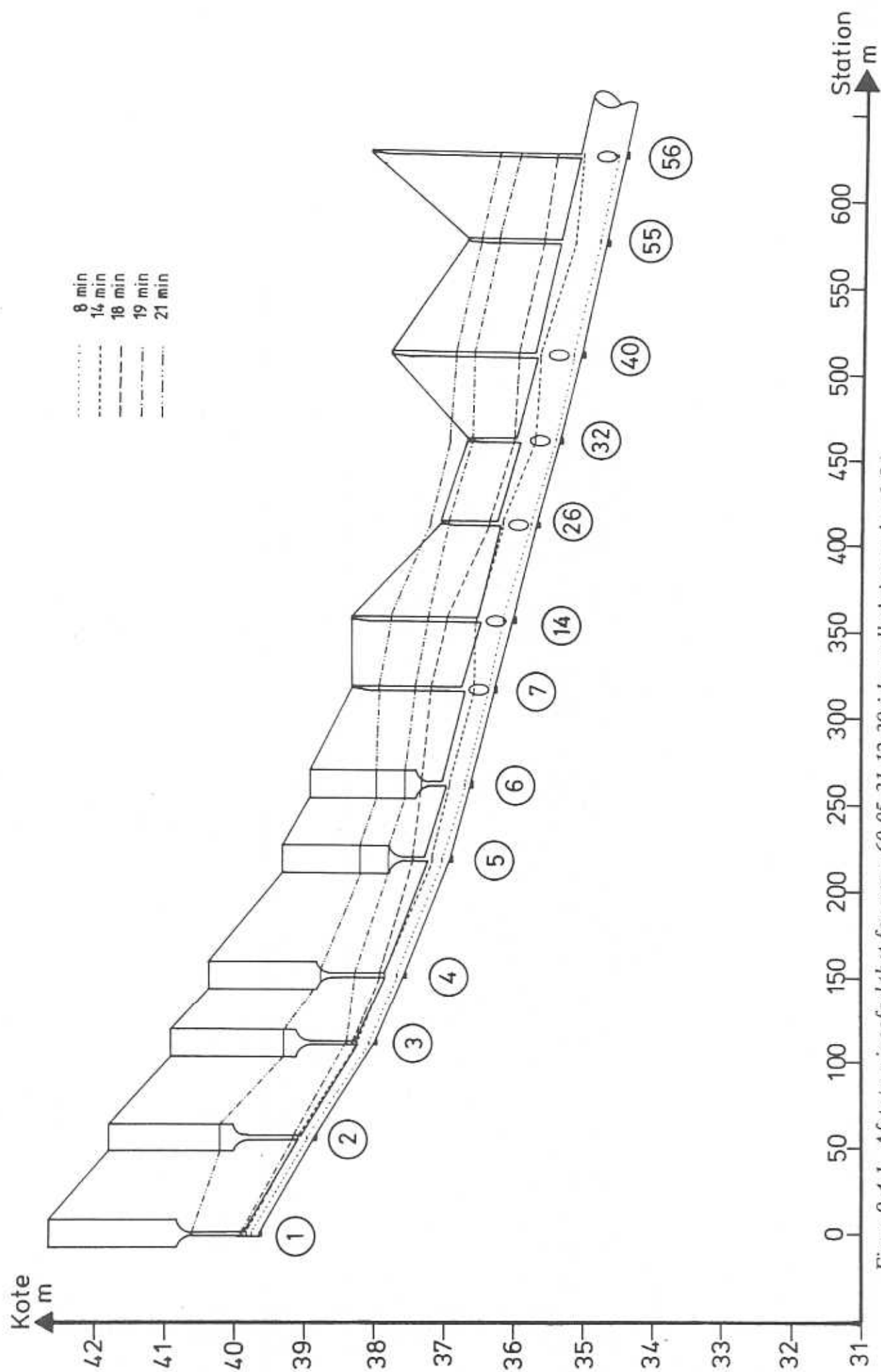
Når overløbet træder i funktion kendes sammenhængen imellem overløbs-højde og vandføring.

Som en optakt til de statistiske resultater fra DHI-S11S illustreres afstrømningsforløbet i hovedledningen for de to kraftige regn 60.05.31.12.39 og 61.09.05.12.17 (jfr. fig. 5.1 og 5.2) på fig. 9.4.1 og 9.4.2. Her er på længdeprofilet indtegnet vandspejlene (tryklinierne) til en række forskellige tidspunkter målt fra regnens start.

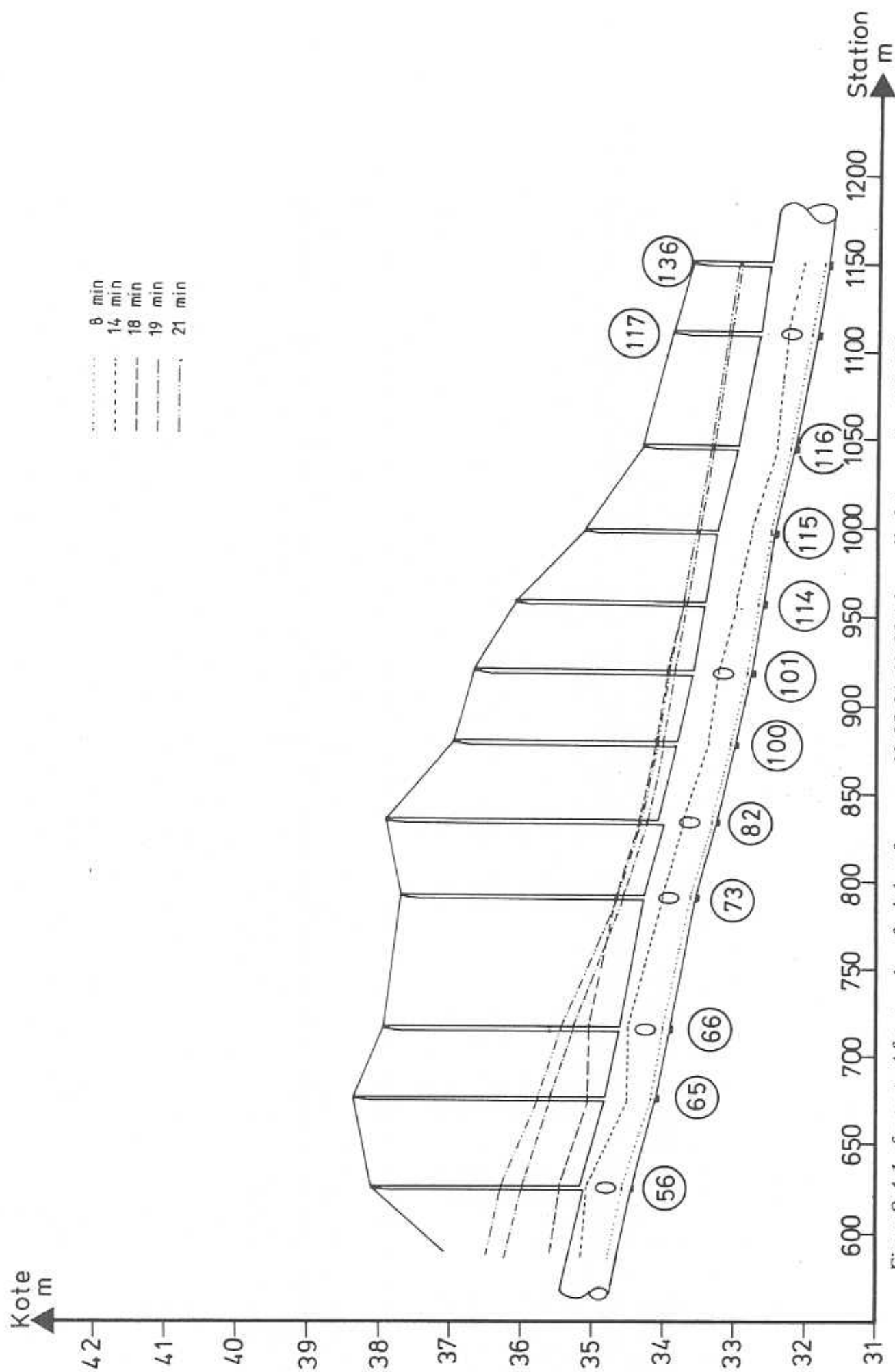
Af fig. 9.4.1 ses at til $t = 18$ min er hele ledningen fuldtløbende og vandet er begyndt at løbe ind i kælderen i brønd 6. I løbet af de næste 3 min ser man hvordan drosselvirkningen i brønd 7 og 14 gør sig gældende og holder vandet tilbage, således at det forplanter sig som en bølge i opstrøms retning og giver anledning til oversvømmelse af samtlige kældre i brønd 1-6. For strækning 6-7 er det særligt karakteristisk at trykgradienten er langt mindre end bundliniegradienten svarende til at strækningen er kraftigt overbelastet, men at vandføringen er langt mindre end ledningskapaciteten Q_f . På grund af terrænlavningerne i brønd 26 og 32 sker der endvidere oversvømmelse her. Det er endvidere karakteristisk at tryklinien er praktisk taget uændret fra brønd 66-136 i løbet af de 3 min. Det skyldes at den kraftige tilstrømning holdes tilbage i sideledningerne og de hertil knyttede kældre.

Regn 61.09.05.12.17 på fig. 9.4.2 giver mindre oversvømmelse end 60.05.31.12.39. Til $t = 46,5$ min er hovedledningen fuldtløbende og kælderoversvømmelsen er indtrådt i brønd 6. I løbet af de næste 3,5 min løber der trykbølger i opstrøms retning. Mest udpræget er bølgen dannet fra de sidste strækninger som må formodes at bevirke at vandet strømmer i opstrøms retning (se f. eks. den negative trykgradient på strækning 101-114 til $t = 47,5$ min.). Til $t = 50$ min har vi maksimal oversvømmelse af kældrene i brønd 5 og 6 samt af terrænet i brønd 26 og 32.

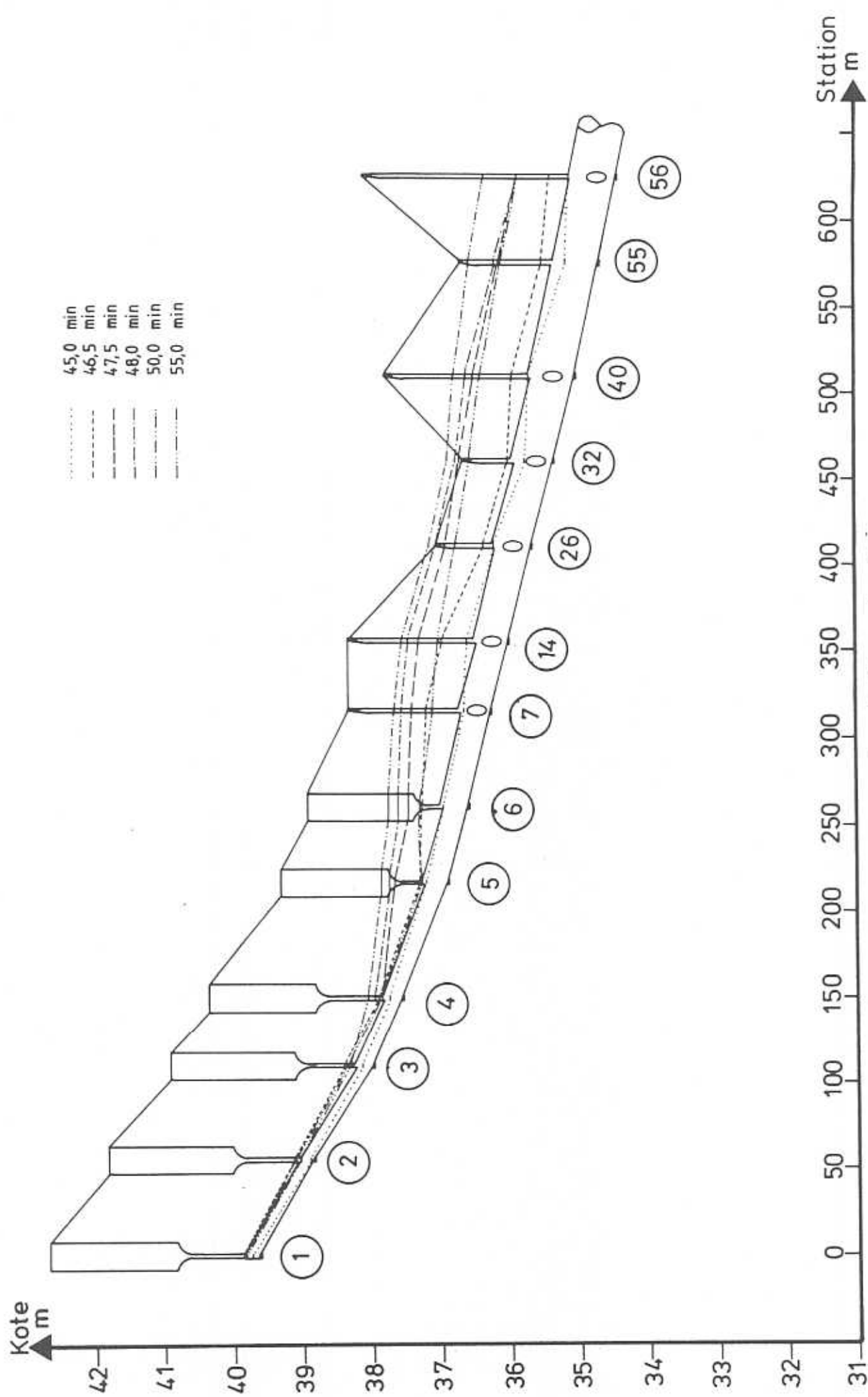
Ved at gennemregne hele afløbssystemet med DHI-S11S for de 72 regn, i ovenstående liste kan vi da ved rangordningerne i tabel 4.2.1 bestemme gentagelsesperioderne $T_f(S11S)$ for kapacitetsoverskridelser, $T_d(S11S)$ for fuldtløbende ledning, $T_k(S11S)$ for kælderoversvømmelse og $T_t(S11S)$ for terrænoversvømmelse. $T_f(S11S)$ -variationen for hovedledningen er vist på fig. 9.4.3 og de dele af kurven der ligger over 20 år er forsynet med ?, idet de må betegnes som usikre. Kurven ses at være stort set sammenfaldende med $T_f(ILL, DIM)$ fra brønd 1 til 4 og fra brønd 26 til 136. Fra brønd 5 til 14 er $T_f(S11S)$ derimod ca. 2 gange $T_f(ILL, DIM)$. Forklaringen herpå er at ILLUDAS ikke tager hensyn til den nedstrøms randbetingelse hidrørende fra drosselvirkningen i brøndene 14 og 26. Denne medregnes i DHI-S11S,



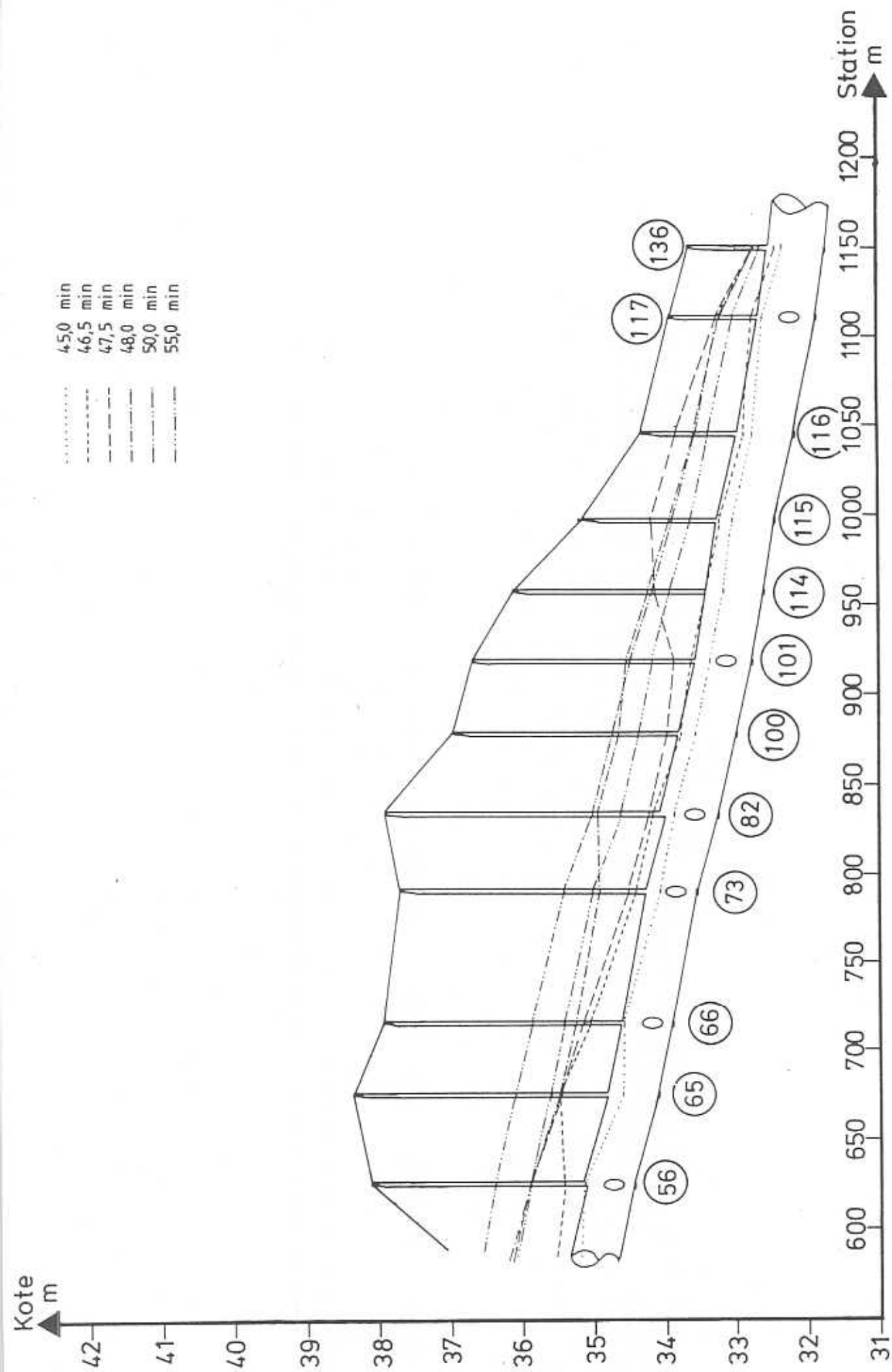
Figur 9.4.1. Afstrømningsforløbet for regn 60.05.31.12.39 i hovedledningen br. 1-56.



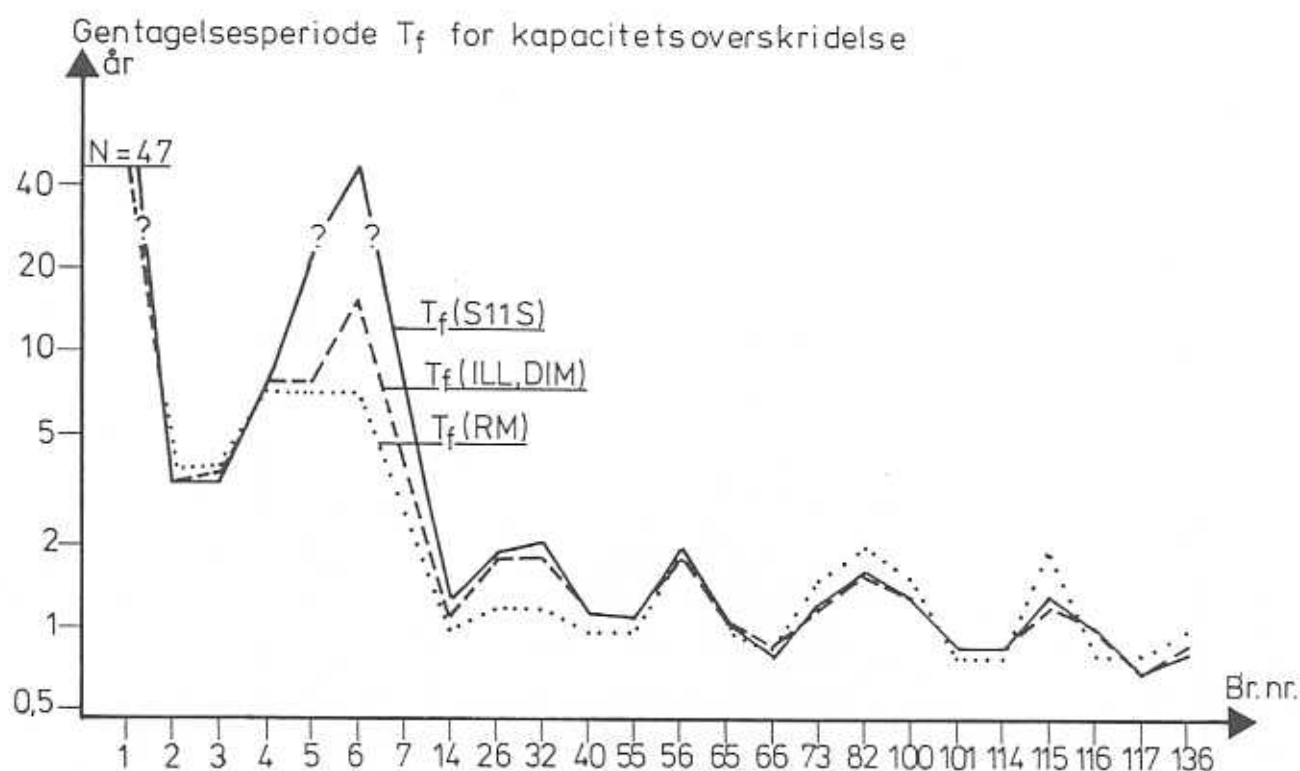
Figur 9.4.1, fortsat: Afstrømningsforløbet for regn 60.05.31.12.39 i hovedledningen br. 56-136.



Figur 9.4.2. Afstrømningsforløbet for regn 61.09.05.12.17 i hovedledningen br. 1-56.



Figur 9.4.2, fortsat: Afstrømningsforløbet for regn 61.09.05.12.17 i hovedledningen br. 56-136.



Figur 9.4.3. T_f -værdier bestemt ved hjælp af den rationelle metode (RM), ILLUDAS (ILL, DIM) og DHI-S11S (S11S) for hovedledningen br. 1-136.

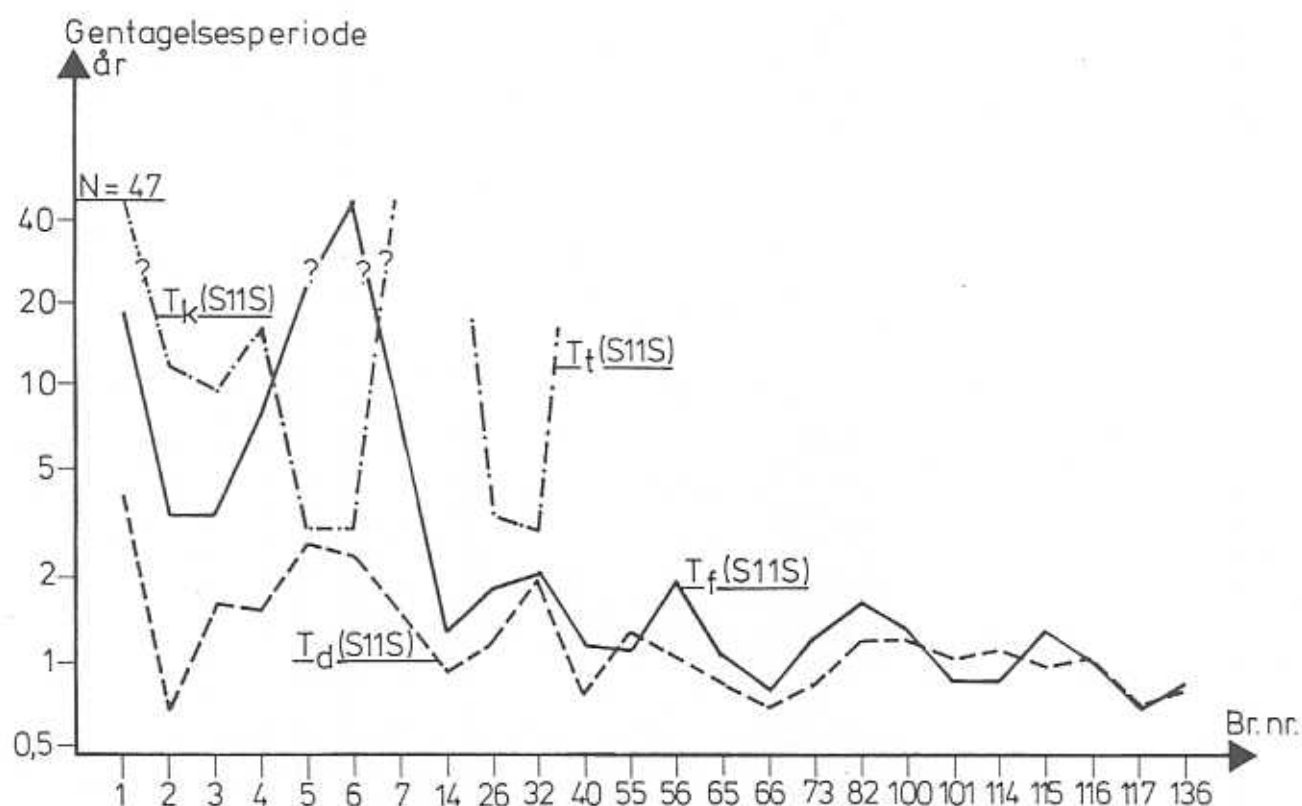
som illustreret i de to afstrømningsforløb ovenfor, og bevirker, at strækningerne fra brønd 5 til 14 ofte bliver fuldtløbende, men med en vandføring der sjældent overskrider ledningskapaciteterne.

Alle 4 kurver T_f , T_d , T_k og T_i bestemt med DHI-S11S er vist på fig. 9.4.4. Her ses tydeligt hvorledes drosselvirkningen bevirker at T_f er langt større end T_d ned til brønd 26. Herfra og nedefter er T_f og T_d stort set konstante lig med ca. 1 år og antager iøvrigt samme værdier som $T_f(ILL, DIM)$ og $T_f(RM)$. Variationen skyldes oprunding til handelsdimensioner således som vi også så det i kap. 7 for det rektangulære opland.

Hvad angår $T_k(S11S)$ og $T_i(S11S)$, på de få strækninger hvor disse overhovedet har kunnet bestemmes, ser man de små gentagelsesperioder på ca. 3 år i brønd 5, 6, 26 og 32. Drosselvirkningen bevirker endvidere kælderoversvømmelse ca. hvert 10 år i brønd 2, 3 og 4.

Der bør understreges at alle kurvedele beliggende over gentagelsesperioder på ca. 20 år er meget usikre da observationsperioden begrænser sig til 47 år. De er derfor forsynet med ?

Det er naturligvis meget relevant at undersøge om beregnede oversvømmelser kan bekræftes af beboerne i oplandet. Der er derfor taget kontakt



Figur 9.4.4. Gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse T_f , for fuldtløbende ledning T_d og for kælder- og terrænoversvømmelse (T_k og T_t) for hovedledningen br. 1-136.

med nogle beboere ved de mest udsatte strækninger langs hovedledningen. Disse henvendelser gav følgende resultater:

- Beboerne på Virum Stationsvej (se skriftets omslag), der har afløb til strækning br. 21-14, (jfr. fig. 9.1.1) fortæller om oversvømmelse 2 gange indenfor de 17 år de har boet dér. I september 1968 var der således et voldsomt uvejr, som medførte ca. 5 cm vand i kælderen og gav erstatning fra forsikringen for skader på tæpper, bøger m.v. Disse oplysninger kan sammenlignes med maksimalvandspejlskoter i br. 14 på 37,7 m og 37,6 m fra henholdsvis fig. 9.4.1 og 9.4.2, og kælderkoten 37,58 m i br. 21. Beboerne fortæller endvidere om terrænoversvømmelse på strækningen br. 26-32. Ved en kontakt til beboere ud for strækningen br. 2-6 oplystes det, at der ikke findes kældre langs denne strækning, og oplandsinventeringen er derfor beklageligvis fejlagtig på dette punkt.
- Beboere på Frugthegnet, br. 47-40, fortæller også om oversvømmelse i september 1968 med vanddybder på ca. 7 cm i kælderen. Til sammenligning kan noteres vandspejlskoterne 36,8 m og 36,7 m i br. 40 fra henholdsvis fig. 9.4.1 og 9.4.2, og kælderkoten 36,65 i br. 47.

Ovenstående bekræfter således at oversvømmelse faktisk forekommer på de steder hvor dette beregnes, når der ses bort fra inventeringsfejlen vedrørende kældrene på strækningen br. 1-6. En bekræftelse af oversvømmelsens størrelse og gentagelsesperiode i de enkelte punkter er derimod ikke søgt gennemført, fordi den blandt andet må baseres på tvivlsomme forudsætninger om at beboere husker oversvømmelser langt tilbage i tiden.

9.5 Konklusioner

For hovedledningen i afløbssystemet i Virumoplandet kan følgende konklusioner drages:

1. Gentagelsesperioderne for kapacitetsoverskridelse på strækningerne brønd 1-4 og 26-136 bestemmes stort set ligegodt med den rationelle metode, den kinematiske bølge og den dynamiske bølge. På strækningerne 1-4 findes værdier på 5-10 år, hvorimod strækningerne 26-136 kun har værdierne 1-2 år. På grund af dette fald optræder der en drosselvirkning fra strækning 14-26. Denne bevirker at den virkelige gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse på strækningerne 5-14 bestemt med DHI-S11S er ca. 2 gange større end de tilsvarende værdier bestemt med ILLUDAS og den rationelle metode.

2. På grund af ovennævnte drosselvirkning bliver gentagelsesperioden for kapacitetsoverskridelse på strækningerne 1-7 meget større end gentagelsesperioden for fuldtløbende ledning. På strækningerne 14-136 følges de to gentagelsesperioder derimod stort set ad.

3. Gentagelsesperioderne for kælder- og terrænoversvømmelser er helt domineret af drosselstrækningen 14-26, de lavtliggende kældre i br. 5 og 6 og af terrænlavningerne i br. 26 og 32.

10 Overordnet konklusion og diskussion

Selv om nærværende rapport kun har beskæftiget sig med afstrømningsundersøgelser på to udvalgte oplande, har disse undersøgelser dog tegnet et billede, der menes at indeholde nogle generelle tendenser, som det synes værd at understrege som afslutning.

Det mest overraskende resultat vedrørende problemstilling 1, er at den rationelle metode og regnrækker er et langt bedre dimensioneringsgrundlag end forventet. For de undersøgte oplande fandt vi således stort set samme gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse ved anvendelse af den rationelle metode, som ved anvendelse af kinematisk- og dynamisk bølgemodel med historiske regn, undtagen for nogle strækninger opstrøms for en drosselstrækning, i hvilken gentagelsesperioden for kapacitetsoverskridelse falder drastisk (jfr. afsnit 9.5).

I relation til anvendelsen af den rationelle metode og regnrækker er det dog væsentligt at gøre opmærksom på to forhold:

For det første forudsætter den rationelle metode en bestemmelse af afløbskoefficienten for de enkelte befæstelsestyper. For impermeable flader kan denne sættes til ca. 1,0 men for semipermeable flader er det vanskeligt at anføre en værdi der kan benyttes for alle regnskyl for en given befæstelse. I nærværende rapport har denne problemstilling ikke påvirket resultaterne, idet alle oplandsflader er betragtet impermeable og alle hydrologiske tab er negligeret.

For det andet bør man ikke benytte den rationelle metode i de punkter af et afløbssystem, hvor tid-areal kurven (eller afløbsdiagrammet) har en sådan facon at tid-areal modellen (eller afløbsdiagrammetoden) medfører større dimensionsgivende vandføring end den rationelle metode.

Som det ses af kapitel 3 og 7 er gentagelsesperioden for kapacitetsoverskridelse stærkt påvirket af, at man er bundet til at anvende handelsdimensioner (her betonrør med diameterspring på 100 mm). Dette bevirker at den faktiske gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse i gennemsnit er ca. 2 gange den ønskede værdi man benytter ved dimensioneringen. Denne kon-

statering forventes at have generel gyldighed, i hvert fald for systemer af størrelse op til de i rapporten omhandlede.

Hvad angår problemstilling 2 må det primært konstateres at gentagelsesperioden for den skadevoldende begivenhed: vand i kælder eller på terræn er helt domineret af afstanden fra bundløb til kældergulv eller terræn samt af tilstedeværelsen af drosselstrækninger i systemet (jfr. afsnit 9.5). Kun for systemer hvor kælder eller terræn forløber stort set parallelt med afløbssystemets bundlinie, med faldforhold der minder om de på fig. 3.1, 3.2 og 7.3.1 viste, og som overalt er dimensioneret for samme ønskede gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse (d.v.s. uden drosselvirkning) må det forventes at gentagelsesperioden for oversvømmelse i gennemsnit er 2 a 3 gange den faktiske gentagelsesperiode for kapacitetsoverskridelse (d.v.s 4 a 6 gange den ønskede p.g.a. oprunding til handelsdimensioner, jfr. ovenfor).

Hvad angår undersøgelserne i kap. 8 må det konstateres at den kinematiske bølgemodel overvurderer oversvømmelsesvoluminerne med faktor ca. 10 og antallet af oversvømmelsesregn med faktor ca. 3 i forhold til den dynamiske bølgemodel. Disse faktorer har næppe gyldighed for afløbssystemer, der afviger ret meget fra det teoretiske rektangulære opland. Den kinematiske bølgemodel kan nok anvendes til udpegning af de regn som muligvis vil medføre oversvømmelse. Selve oversvømmelsens størrelse fastlægges derimod næppe rimeligt med den kinematiske bølgemodel; her må den dynamiske bølgemodel anbefales.

Referencer

1. Dansk Hydraulisk Institut: »Numerisk afløbsmodel S11S, statusrapport«, maj 1979.
2. Dansk Hydraulisk Institut: »S11S, Statusrapport II, videreudvikling af numerisk afløbsmodel«, august 1980.
3. Dansk Hydraulisk Institut: »S11S, verifikation af numerisk afløbsmodel«, jan. 1981.
4. Engelund, F.A. og Fl. Bo Pedersen: »Hydraulik«, Den Private Ingeniørfond, Danmarks Tekniske Højskole, 1978.
5. Hoff-Clausen, N.E.: »Introduktion af numerisk afløbsmodel S11S«, Dansk Hydraulisk Institut, Computational Hydraulics Centre, marts 1980.
6. Jacobsen, P.: »Urban Surface runoff simulation« vol. 1, Ph.D. Thesis, Rep. 80-51, Dept. of Sanitary Engineering, Technical University of Denmark, 1980.
7. Jensen, M.: »Modeltyper til beregning af rørstrømningen i afløbssystemer«, Stads- og Havneingeniøren 8, 1981, p. 237-249.
8. Johansen, Leif: »Dimensionsgivende regnhændelser for afløbssystemer«, Licentiatrapport, Lab. f. teknisk Hygiejne, Danmarks Tekniske Højskole, 1978.
9. Sjöberg, A. et al.: »Manual för ILLUDAS«, Inst. för vattenbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Report Series B. 14, Göteborg 1979.
10. Spildevandskomitéen, Dansk Ingeniørforening: »Bestemmelse af regnrækker«, skrift nr. 16, Teknisk Forlag, København 1974.
11. Spildevandskomitéen, Dansk Ingeniørforening: »Regnserier fra Gentofte og Odense«, skrift nr. 18, Teknisk Forlag, København, forventes 1983.
12. Spildevandskomitéen, Dansk Ingeniørforening: »Standardiserede Inddata«, skrift nr. 19, Teknisk Forlag, København, forventes 1983.
13. Terstriep, M.L. and J.B. Stall: »The Illinois urban drainage area simulator (ILLUDAS)«, Illinois State Water Survey, Bulletin 58, 1974.