

Bedömning av översvämningsrisken i dagvattensystem

Kontrollberäkning med typregn

Jan-Arne Nilsdal



Akademisk avhandling som för avläggande av teknisk doktorsexamen vid Chalmers Tekniska Högskola kommer att försvaras offentligt fredagen den 19 maj 1989 kl 9.15 i Stora salen, Chalmers Teknikpark, Sven Hultins gata 9C, Göteborg.

Fakultetsopponent: Professor Klas Cederwall

Examinator: Professor Anders Sjöberg

Institutionen för vattenbyggnad

Flood Risk Estimation in Storm Sewer Systems

Hydraulic Analysis using Design Storms

(The thesis is written in Swedish.)

Jan-Arne Nilsdal

Department of Hydraulics

Chalmers University of Technology

S-412 96 Göteborg, Sweden

ABSTRACT

The use of design storms in the analysis of surcharged storm sewer systems is described.

Systems having varied storage capacity, pipe slope and percentage impervious area were formed. The diffusive wave network model DAGVL-DIFF was then applied to simulate the runoff process in the sewers. In order to judge the risk of flooding, the maximum pressure levels in the manholes during each storm event were calculated.

Historical rainfall records from an 18 year period were used to develop the rain data and intensity-duration-frequency relationships. The maximum pressure levels and peak flows were estimated for statistical storms such as the Uniform Design Storm, the Sifnell Design Storm, and the Chicago Design Storm and results from these compared with results from the historical storms.

The design storms were found to be accurate enough for engineering applications, especially the Chicago Design Storm which generates values very close to the historical ones, i.e. the return periods of flooding are approximately equal. The Uniform Design Storm and the Sifnell Design Storm consistently underestimate the maximum pressure levels and peak flows. However, the most reliable analysis is always obtained by using a long local historical rain series.

The Chicago Design Storm is recommended as a substitute when historical storms are not available or are too time consuming to process.

Keywords: Storm sewer system, surcharge, risk of flooding, return period, peak flow, maximum pressure level, design storm, historical rain series, hydraulic analysis.



Institutionen för vattenbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola
Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology

Bedömning av översvämningsrisken i dagvattensystem

Kontrollberäkning med typregn

Flood Risk Estimation in Storm Sewer Systems

Hydraulic Analysis using Design Storms

Jan-Arne Nilsdal

Report
Series A:18
ISSN 0348-1050

Göteborg 1988

Address: Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology
S-412 96 Göteborg, Sweden
Telephone: 031 - 72 10 00

FÖRORD

Föreliggande avhandling har utarbetats vid Institutionen för vattenbyggnad, Chalmers tekniska högskola och har delfinansierats av Statens råd för byggnadsforskning inom ramen för Geohydrologiska forskningsgruppen.

Jag tackar vänner och kollegor, speciellt professor Anders Sjöberg som varit min handledare. Ann-Marie Holmdahl och Lisbeth Teiffel har skrivit ut manuskriptet. Alicja Janiszewska och Jaakko Hämläinen har ritat figurerna.

Göteborg i december 1988

Jan-Arne Nilsdal

REFERAT

I denna avhandling utvärderas möjligheten att kontrollberäkna dagvattensystem med hjälp av typregn.

Beräkningarna genomförs för hypotetiska system som överbelastas. Systemen har olika magasineringsskapacitet, ledningslutningar och andel impermeabla ytor. Avrinningsförloppet i ledningarna simuleras med den dynamiska analysmodellen DAGVL-DIFF och bedömningen av översvämningsrisken baseras på de maximala trycknivåer som uppnås i brunnarna under varje separat regntillfälle.

Maximala trycknivåer och flöden beräknas med dels en serie utsorterade historiska regn, dels med blockregn, Sifnellregn och Chicagoregn varefter resultaten jämförs. Samtliga regn är hämtade från en 18-års mätserie för vilken intensitets-varaktighetskurvor konstrueras.

Typregn befinnes ge tillräckligt bra precision för praktiska tillämpningar. Chicagoregnet genererar värden mycket nära de som beräknas med historiska regn, dvs översvämningsfrekvensen ges approximativt av Chicagoregnets återkomstperiod. Blockregnet och Sifnellregnet underskattar alltid maximala trycknivåerna. Den generellt säkraste bedömningen av översvämningsrisken erhålls dock när en lång lokal historisk regnserie utnyttjas.

Chicagoregnet rekommenderas för orter som saknar egna historiska regnserier eller när historiska serieberäkningar är alltför tidskrävande att genomföra.

ABSTRACT

The use of design storms in the analysis of surcharged storm sewer systems is described.

Systems having varied storage capacity, pipe slope and percentage impervious area were formed. The diffusive wave network model DAGVL-DIFF was then applied to simulate the runoff process in the sewers. In order to judge the risk of flooding, the maximum pressure levels in the manholes during each storm event were calculated.

Historical rainfall records from an 18 year period were used to develop the rain data and intensity-duration-frequency relationships. The maximum pressure levels and peak flows were estimated for statistical storms such as the Uniform Design Storm, the Sifnell Design Storm, and the Chicago Design Storm and results from these compared with results from the historical storms.

The design storms were found to be accurate enough for engineering applications, especially the Chicago Design Storm which generates values very close to the historical ones, i.e. the return periods of flooding are approximately equal. The Uniform Design Storm and the Sifnell Design Storm consistently underestimate the maximum pressure levels and peak flows. However, the most reliable analysis is always obtained by using a long local historical rain series.

The Chicago Design Storm is recommended as a substitute when historical storms are not available or are too time consuming to process.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	sid.
FÖRORD	I
REFERAT	II
ABSTRACT	III
1. INLEDNING	1
1.1. Dimensionering och analys av avloppsledningar	1
1.2. Kontrollberäkning baserad på historiska regnserier eller typregn	3
1.3. Tidigare studier av typregns användbarhet	4
1.4. Undersökningar av system som överbelastas	9
1.5. Avsikten med föreliggande studie	13
2. STUDIENS UPPLÄGGNING OCH GENOMFÖRANDE	15
2.1. Inledning	15
2.2. Studerade parametrar och statistisk bearbetning	16
2.3. Ledningssystemet och tillrinningen	18
2.4. Analysmodellen DAGVL-DIFF	20
3. UTNYTTJADE NEDERBÖRDSDATA OCH TYPREGN	27
3.1. Mätningar och grundläggande bearbetning	27
3.2. Lokala samband mellan medelintensitet, återkomstperiod och regnvaraktighet	28
3.3. Blockregnet	31
3.4. Sifnellregnet	32
3.5. Chicagoregnet	34
3.6. Utsorteringen av historiska regn	37

4.	SYSTEMET I URSPRUNGLIG VERSION	39
4.1	Kontrollberäkning med historiska regn	39
4.2	Analys av sambandet mellan trycknivåer och flöden	41
4.3	Resultat av beräkningar med olika typregn	46
4.4	Värdering av avvikelsernas storlek	48
4.5	Analys av dimensionerande varaktighet för block- och Sifnellregn	50
4.6	Trycknivåer beräknade med hänsyn till förluster i ledningsbrunnarna	53
4.7	En jämförelse med Arnells flöden	55
4.8	Sammanfattning	55
5.	SYSTEMET KOMPLETTERAT MED ETT UTJÄMNINGSMAGASIN NEDSTRÖMS	57
5.1	Magasinets utformning	57
5.2	Kontrollberäkning med historiska regn	57
5.3	Kontrollberäkningen med hjälp av olika typregn	60
5.4	En kvantifiering av med typregn erhållna avvikelser	63
5.5	Analys av blockregnets dimensionerande varaktighet	64
5.6	Sambandet mellan historiska trycknivåer och flöden	67
5.7	Magasinets inverkan - en utvärdering	69
5.8	Sammanfattning	70
6.	FORTSATT TEST AV CHICAGOREGNET	71
6.1	Systemet i större lutning (branta systemet)	71
6.2	Kontrollberäkning av branta systemet med historiska regn	72
6.3	Kontrollberäkning av branta systemet med Chicagoregn	73
6.4	Systemet i större lutning och med höga brunnar	75
6.5	Det branta systemet kompletterat med grova uppströmsledningar	77
6.6	Det branta systemet med dubbelt så långa ledningar	79
6.7	Analys av uppnådda resultat	81
6.8	Sammanfattning	83

VI

7.	DISKUSSION AV BERÄKNADE TRYCKNIVAER	85
7.1	Trycknivåernas statistiska fördelningar	85
7.2	Chicagoregnetts konstruktion	88
7.3	Kan trycknivåavvikelserna förklaras?	90
8.	KONTROLLBERÄKNING MED TYPREGN - SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER	95
	BETECKNINGAR OCH FÖRKORTNINGAR	98
	LITTERATURFÖRTECKNING	101

BILAGOR

A	Regnintensiteten för olika återkomstperioder och varaktigheter, från Lundby 1921-39
B	System- och områdesdata
C	Statistiska fördelningskurvor för maximala trycknivåer och flöden
D	Uppskattning av brunnskoefficienten C

1. INLEDNING

1.1 Dimensionering och analys av avloppsledningar

Med dimensionering av avloppsledningar menas normalt att ledningslutningar, dimensioner etc bestäms på enbart hydraulisk basis och utan någon direkt ekonomisk hänsyn. Om dimensioneringen innebär även en minimering av anläggningskostnaderna talar man i stället om teknisk-ekonomisk dimensionering eller optimering. Med analys av avloppsledningar skall förstås beräkningen av ett befintligt eller tänkt systems funktion för givna tillflöden. En sådan analys benämnes här kontrollberäkning.

Optimering

Under 1970-talet och början av 80-talet konstruerades en rad så kallade optimeringsmodeller som utgick från å-prislistor för rör, brunnar och schaktning samt givna villkor avseende minsta lutningar, läggningsdjup m m. Dessa datormodeller kunde identifiera det ledningssystem som för den lägsta kostnaden avledde en viss tillrinning (se t ex Nilsdal, 1981). Ledningarna förutsattes då aldrig gå mer än nätt och jämnt fyllda.

På senare år har intresset för optimering av anläggningskostnaden svalnat. Dimensioneringen visade sig vara så kringskuren av restriktioner att en optimering ej var meningsfull. Nilsdal (1983) fann att å-priserna för schakt, ledningar och brunnar inte fick någon avgörande betydelse för ledningssystemets utformning. Skillnaden i anläggningskostnad mellan optimal och konventionell dimensionering visade sig dessutom vara liten. Vidareutvecklingen av optimeringsmodeller avbröts härefter då någon efterfrågan av sådana modeller ej kunde förutses.

Av större intresse än själva anläggningskostnaden är i stället totalkostnaden räknad över systemets livslängd där drift och underhåll utgör de dominerande andelarna. Ett ledningssystem borde därför dimensioneras hållfasthets- och kapacitetsmässigt så att livscykelkostnaden minimerades.

Konventionell dimensionering

Vid konventionell dimensionering ges ledningarna sådan kapacitet att trycknivån ej stiger högre än rörhjässan oftare än vad det dimensionerande regnets återkomstperiod anger. Detta medger en enkel beräkningsmetodik eftersom dämningseffekter ej behöver beaktas, men beräkningen ger dessvärre inget besked om hur ofta översvämningar (dvs att trycket når vissa för bebyggelsen kritiska nivåer) kommer att inträffa. Nilsdal (1983) visar att system dimensionerade för samma återkomstperiod får olika översvänningsfrekvens beroende på avrinningsområdets topografi. I ett brant område är t ex risken för översvämning större än i ett flackt område.

Kontrollberäkning

Svenska vatten- och avloppsverksföreningens (VAV) skrift P28, "Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar" (VAV, 1976) avser endast konventionell dimensionering. Under senare år har emellertid intresset förskjutits mot ledningssystemets funktion vid stor belastning. I t ex VAV's skrift P49 (VAV, 1985) föreslås som funktionskrav att anslutna fastigheter ej skall drabbas av översvämning oftare än vart tionde år. En kontroll av att uppträdande trycknivåer klarar detta krav går ej att genomföra med traditionella beräkningsmetoder. Kontrollberäkningen kräver metoder som på ett korrekt sätt beaktar dämningseffekter och som klarar att simulera flöden i såväl helt som delvis fyllda ledningar.

En sådan korrekt beräkningsmetodik finns idag tillgänglig i Sverige i form av det danska persondatorprogrammet MOUSE (DHI, 1985). I detta projekt har dock på grund av bland annat det mycket stora beräkningsarbetet utnyttjats det stordatorbaserade programmet DAGVL-DIFF, se vidare avsnitt 2.4.

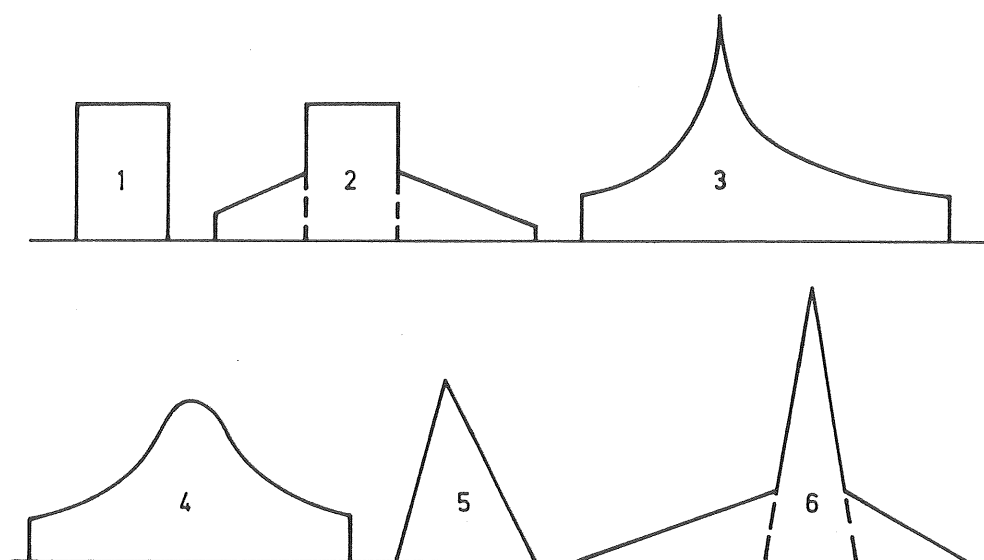
1.2 Kontrollberäkning baserad på historiska regnserier eller typregn

Vid kontrollberäkning av dagvattensystem kan regndata väljas på huvudsakligen två olika sätt; antingen utnyttjas historiska verkliga regn eller så väljs ett statistiskt konstruerat s k typregn.

Det mest pålitliga resultatet erhålls med en lång kontinuerlig tidsserie av historiska regn med vilken motsvarande tidsserie av flöden och trycknivåer kan beräknas. Efter en statistisk bearbetning av beräkningsresultatet kan man sedan bedöma återkomstperioden för ett visst flöde eller en viss trycknivå. Normalt genomförs dock ej beräkningarna för hela serien utan endast för de "farligaste regnen", vilka väljes ut med hjälp av någon passande urvalsprocess. Man väljer så många regn att en statistisk bearbetning kan göras av beräknade flöden och trycknivåer. Nackdelen med serieberäkningar är att de kan vara mycket tidskrävande. Dessutom är tillgången på långa historiska regnserier synnerligen begränsad. Om man t ex arbetar med ett befintligt system och vill undersöka hur olika förändringar av ledningsprofilen påverkar flödesförlopp och trycknivåer krävs ett stort antal serieberäkningar. Ur brukarsynpunkt vore det mera fördelaktigt om man i stället kunde handskas med ett enda regn, ett typregn, som genererar trycknivåer och flöden med samma återkomstperiod (frekvens) som regnet.

Typregn har under årens lopp använts flitigt för dimensionering av dagvattensystem. Mest välkänt är blockregnet, men även mera sofistikerade typregn har utvecklats såsom t ex Sifaldaregnet och Chicagoregnet, figur 1.1. Varje typregn beskriver intensiteten som funktion av tiden på sitt karaktäristiska sätt. Typregnets volymminnehåll bestäms vanligen med utgångspunkt från intensitetsvaraktighetskurvor för olika återkomstperioder (VAV, 1976) som finns framtagna för en del orter. Om lokala intensitets-varaktighetssamband saknas för orten kan Dahlströms formel (Dahlström, 1979) användas.

I litteraturen förekommer också mera lokala typregn vars form erhållits genom analys av historiska regns tidsvariationer (se t ex Huff, 1967 eller Cordery m fl, 1984).



Figur 1.1 Schematisk beskrivning av olika typregn; 1 - Blockregn, 2 - Sifaldaregn, 3 - Chicagoregn, 4 - Engelskt regn (FSR) "Flood Studies Report Storm" (NERC, 1975), 5 - Triangulärt regn (Yen och Chow, 1980), samt 6 - Franskt regn utvecklat av Desbordes (1978).

Grundtanken bakom dessa olika typregn är att de trycknivåer och flöden som genereras skall få samma statistiska frekvens som regnet. Att så verkligen skulle vara fallet är givetvis inte alls någon självklarhet utan hypotesen måste testas. En sådan prövning genomförs då lämpligen såsom en jämförelse mellan trycknivåer och flöden beräknade med historiska regnserier respektive typregn.

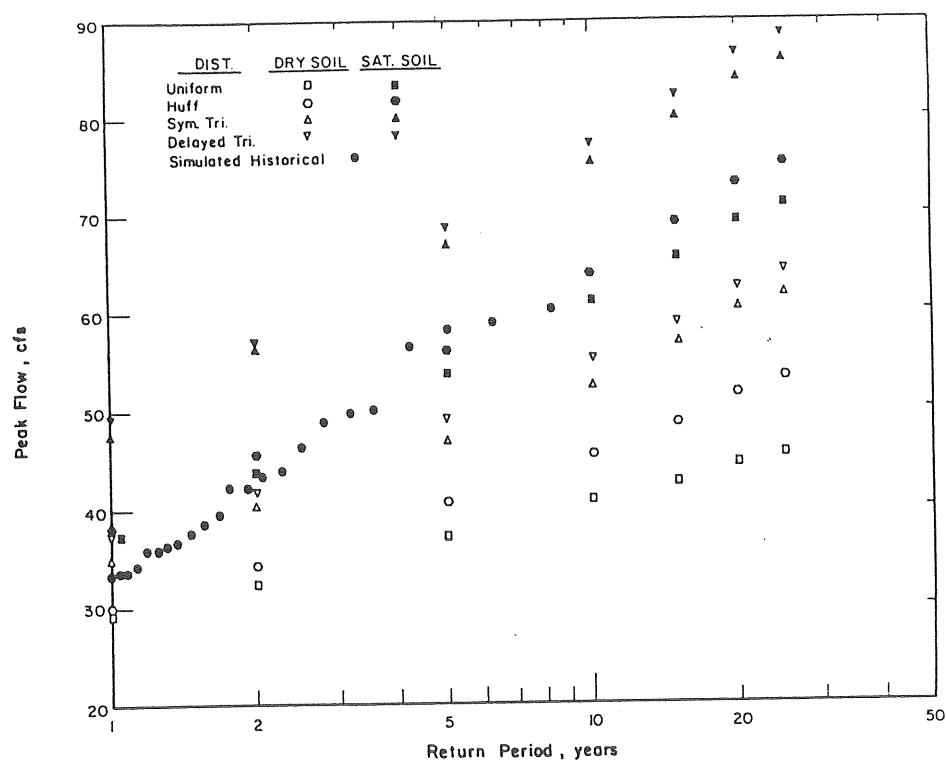
1.3 Tidigare studier av typregns användbarhet

I litteraturen finns redovisat flera jämförelser mellan beräkningar med historiska regn och typregn. Dessa studier berör i främsta hand flödesmaxima och uppnådda resultat talar både för (t ex Kidd och Packman, 1980) och emot (t ex Geiger, 1985) typregns användbarhet.

Marsalek (1978) erhöll 75% för stora flöden med Chicagoregnet och kunde därmed inte rekommendera typregn. Överskattningen förklarades med att Chicagoregnet statistiskt sett har en för låg åter-

komstperiod på grund av sin speciella konstruktion, se vidare kapitel 3.5. En bidragande orsak torde dock också vara att avrinning förekom från permeabla ytor, vilket vid beräkningen av maxflöden kräver vetskap om markens fuktighet och infiltrationskapacitet. För de historiska regnen togs individuell hänsyn till dessa förhållanden, medan det är oklart med vilka förutsättningar som avrinningen från Chicagoregnet beräknades. Det framgår ej heller klart om intensitets-varaktighetskurvorna reducerades på föreskrivet sätt (kapitel 3.5) utan Marsalek använde möjligen Chicagoregn med för stor volym.

Wenzel och Voorhees (1981) fann att hyetografens form och varaktighet samt infiltrationskapaciteten var viktiga parametrar för maxflödet. De genomförde typregnsberäkningarna under antagandet av olika fuktighetsförhållanden i marken, se figur 1.2.



Figur 1.2 Maxflöden beräknade med typregn för dels uttorkad, dels fuktighetsmättad mark ("saturated soil"). Dessutom redovisas de maxflöden som beräknats med historiska regn ($F < 10$ år). Från Wenzel och Voorhees (1981).

Enligt figur 1.2 får avrinningen från de permeabla ytorna en avgörande inverkan på typregns maxflöden. Exempelvis blockregnet ("Uniform Design Storm") medförde användbara maxflöden endast

under förutsättning av helt fyllda markmagasin och markanta underskattningar erhöles i annat fall. Typregn bedömdes ge godtagbara maxflöden förutsatt att hänsyn togs till markens mättnadsgrad genom ett slags genomsnittliga värden.

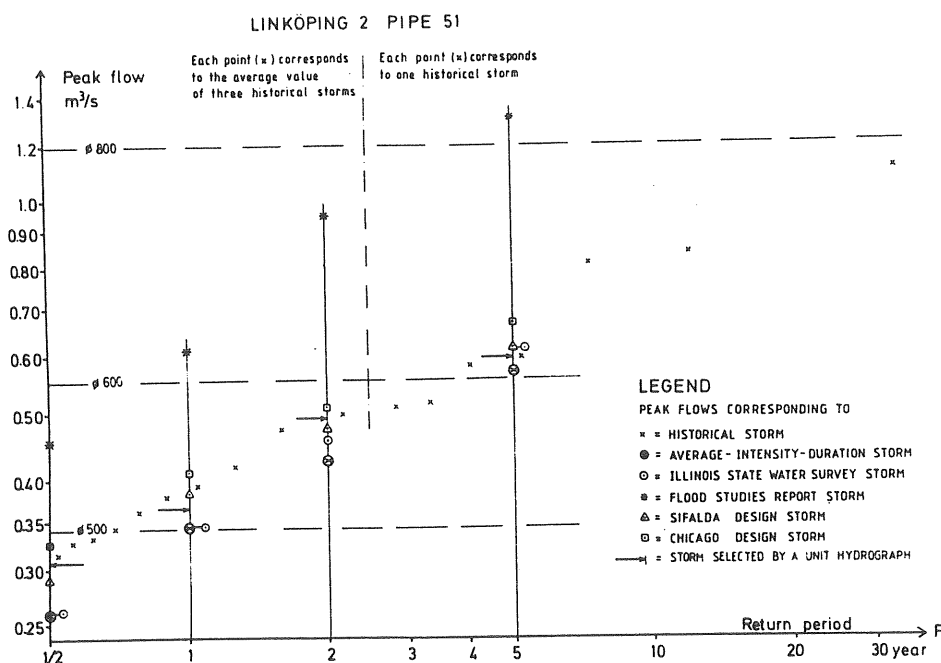
Wenzel och Voorhees testade inte Chicagoregnet men Wisner och Fraser (1983) bedömde typregnskonceptet som gångbart även för detta typregn. En annan studie som styrker Chicagoregnet's användbarhet är Despotovics och Wisner (1987).

Huber m fl (1986) förespråkar historiska regnserier efter att ha erhållit enbart för små maxflöden med typregn, bl a Sifaldaregn och Chicagoregn. För att spara in på beräkningsarbetet begränsades jämförelsen till 5 års återkomstperiod. En kontinuerlig simulering med cirka 1500 historiska regn genomfördes för en grov områdesindelning och med långa tidssteg. De maximala flödena rangordnades och regnen med 52 respektive 62 månaders återkomstperiod identifierades. Mera detaljerade beräkningar följde med dels dessa utsorterade regn, dels 5 års typregn och maxflödena jämfördes. I samtliga detaljerade beräkningar förutsattes torr mark vid regnstart.

Huber noterade att de historiska regnens rang påverkades av den antagna mättnadsgraden. Han påpekade att utsorteringskriteriet för historiska regn är betydelsefullt och att urvalet knappast bör baseras på enbart regndata då detta kan leda till fel regntillfällen, vilket medför att med historiska regn genererade maxflöden blir alltför låga. Huber anförde detta som en tänkbar förklaring till Marsaleks resultat.

Något entydigt skäl till varför tidigare undersökningar redovisar olika resultat angående typregns användbarhet finns inte. En återkommande källa till problem är emellertid avrinning från permeabla ytor. Jämförelsen historiska regn - typregn är då svår att göra på lika villkor, eftersom infiltrationskapaciteten i samband med typregn är okänd och måste antas. Ytavrinning från permeabla ytor är dock tämligen sällsynt, då infiltrationskapaciteten oftast är mycket högre än förekommande svenska nederbördsintensiteter.

En av de mest utförliga studierna angående dimensionering med typregn är Arnell (1982) som enbart tar med avrinning från impermeabla ytor. Maximala flöden beräknades i några olika avrinningsområden för en lång serie av historiska regn från Lundbyserien, se vidare kapitel 2.1, samt med lokalt anpassade typregn. Slutsatsen blev att typregn ger godtagbara resultat i relativt okomplicerade avloppssystem. Sifaldaregnet gav den bästa överensstämmelsen medan block- och Chicagoregnet gav en viss under- respektive överskattning av flödena, se figur 1.3.



Figur 1.3 Exempel på av Arnell (1982) erhållna resultat. Block-, Sifalda- och Chicagoregnen gav i medeltal för olika beräkningspunkter och återkomstperioder avvikelser från de historiska fördelningarna med -8,7%, -2,4% respektive +4,7%. (Med "Average-Intensity-Duration Storm" avses blockregn.)

Arnell genomförde sina flödesberäkningar med den så kallade CTH-modellen (se Arnell, 1980). Denna modell beaktar ej uppdamning utan flödesförhållandena i uppströms liggande ledningar beräknas helt oberoende av trycknivåerna i nedströmsledningarna. Trycknivåerna tillåts inte gå upp över rörhjässorna utan en överbelastning resulterar i att ledningsdiametern automatiskt ökar till närmast större standardstorlek.

Arnell och Melin (1984) behandlar, med samma förutsättningar som ovan, valet av typregn för dimensionering av ett fördröjningsmagasin i systemets utlopp. Avvikelserna från de med verkliga regnserier beräknade magasinsvolymerna var för olika maximalt tillåtna utflöden samt återkomstperioder fördelade på i medeltal följande sätt: blockregn 18% för små volymer, Sifaldaregn 13% för stora volymer samt Chicagoregnet 9% för små volymer.

Arnell's resultat bör med anledning av att CTH-modellen utnyttjats betraktas med en viss försiktighet vid system med kraftig uppdämning. Ett fördröjningsmagasin medför t ex nästan alltid dämningseffekter i uppströms liggande ledningar vilket således ej beaktades i Arnell's beräkningar.

Arnell har också analyserat ett magasin kombinerat med bräddavlopp (Arnell och Strandner, 1987). Att typregnskonceptet är användbart även i detta sammanhang, dvs till beräkning av antalet bräddningstillfällen samt bräddade vattenvolymer, är dock inte helt självklart. Chicagoregnet gav underskattningar och Arnell konstaterade att antalet bräddningar var en tveksam parameter, känslig för bl a definitionen av ett bräddtillfälle. En studie som emellertid indikerar att Chicago-regnet kan lämpa sig till att beräkna bräddvattenmängderna är Bennerstedt och Larsson (1984). En bräddvolym-frekvenskurva konstruerades för historiska regn från en 4-årsperiod och de med Chicagoregn (6 olika återkomstperioder i intervallet $0,5 \text{ mån} \leq F \leq 6 \text{ månader}$) beräknade mängderna befanns ligga på denna kurva.

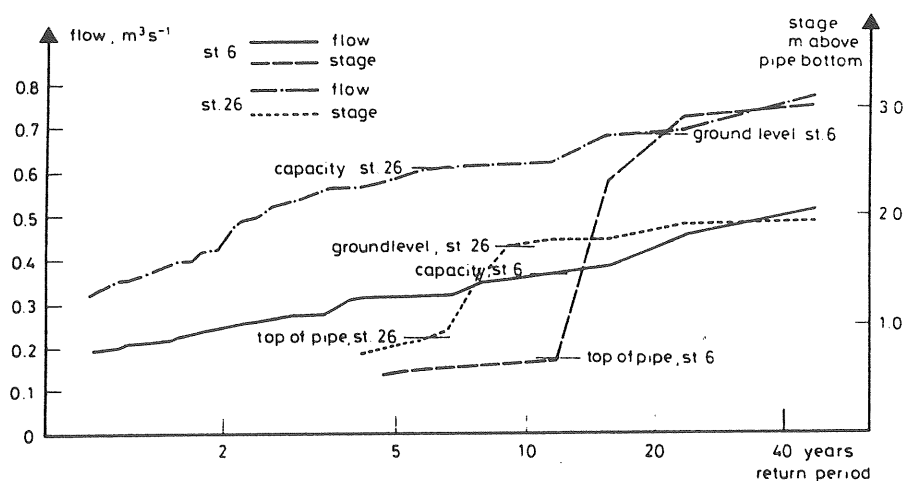
Undersökningarna i detta avsnitt har genomförts med beräkningsmodeller som inte klarar att på ett korrekt sätt simulera flödet i överbelastade^{*)} ledningar. Vid dimensionering (CTH-modellen) antas t ex att ledningsdiametern går upp en standarddimension när kapaciteten vid nätt och jämnt fylld tvärsnittssektion, $Q_{\text{FULL}} (= MA_{\text{FULL}} R^{2/3} \cdot S_b^{1/2})$ överskrids. Vid analys med t ex Illudas (Sjöberg m fl, 1979) begränsas i stället det maximala flödet till Q_{FULL} och överskottsflödet magasineras i närmsta uppströmsbrunn tills belastningen sjunker.

^{*)} Med överbelastning avses i denna studie att trycknivån stiger över ledningshjässan om annat ej anges.

1.4 Undersökningar av system som överbelastas

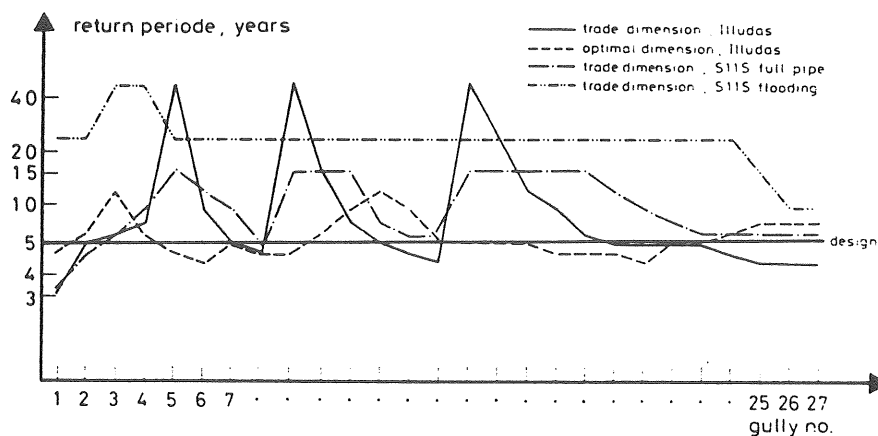
Harremoës och Eriksen (1981) dimensionerade ett system bestående av en rak ledning (2700 m och 27 brunnar) med hjälp av tid-area-metoden (flödes hastigheten 1 m/s i ledningen). Dimensionerande återkomstperioden var 5 år och någon avrinning från permeabla ytor förekom ej. Regndata var hämtade från en 47 år lång mätserie för vilken intensitets-varaktighetskurvor konstruerats.

Systemet analyserades med hjälp av den dynamiska modellen S11S (Hoff-Clausen m fl, 1981) som är baserad på de fullständiga rörelseekvationerna och därmed klarar överbelastade system. Maximala trycknivåer och flöden genererades med de häftigaste historiska regnen från nämnda serie, se figur 1.4.



Figur 1.4 Statistiska fördelningskurvor för maximala trycknivåer och flöden. Från Harremoës och Eriksen (1981).

Analysen visade att tid-areametoden gett ett väl avvägt system precis på säkra sidan, eftersom ledningskapaciteten Q_{FULL} fick återkomstperioden 5-15 år, se figur 1.5. Den huvudsakliga orsaken till detta säkerhetsintervall är ledningarnas standardstorlekar. Återkomstperioden för Q_{FULL} var approximativt lika med den för överbelastning (trycknivå överskrider rörhjässan). För högre belastningar tilläts trycket att stiga upp till markytan som nåddes med 20-25 års återkomstperiod i flertalet brunnar, figur 1.5. Ytterligare högre trycknivåer ledde till att vatten bräddade ut ur systemet via överfall i brunnens topp.

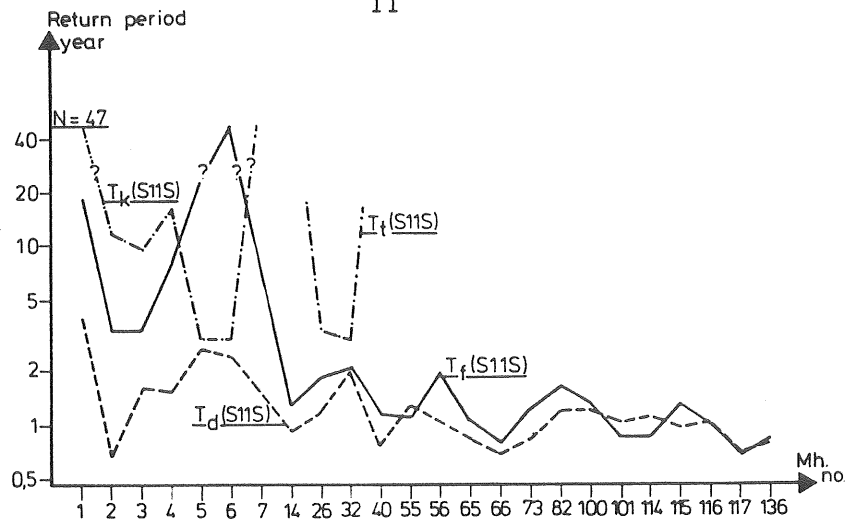


Figur 1.5 Återkomstperioder för Q_{FULL} och översvämning på markytan beräknade med S11S. Q_{FULL} bedömdes också med ILLUDAS. Från Harremoës och Eriksen (1981).

Slutsatsen blev att nuvarande dimensioneringspraxis är adekvat om Q_{FULL} avses som dimensioneringskriterium samt att återkomstperioden för överbelastning och översvämning är 2 respektive 4-5 gånger den dimensionerande.

Jensen och Prismo (1982) är en studie som bygger vidare på samma hypotetiska ledning och regnserie som ovan. Systemet modifierades genom att brunnsrören ersattes med källare som hade arean 600 m^2 per brunn i nivå med markytan. Ledningen dimensionerades också för 2 och 10 års återkomstperiod, varefter de tre systemen simulerades med S11S. Genom att tillskriva översvämningsnivån i brunnarna en med nivån stigande kostnad kunde den årliga totalkostnaden skisseras som en funktion av dimensionerande återkomstperioden. Beräkningarna gjordes för olika livslängd (30-100 år) och räntesatser (3-10%). Slutsatsen blev att en optimal dimensionerande återkomstperiod bör vara större än eller lika med 5 år.

Jensen och Prismo analyserade dessutom ett befintligt system. Studien begränsades till huvudledningen som hade ett variabelt täckdjup och som var försedd med källare (brunnsarea = 150 m^2 för nivåer 1 m över rörhjässan) uppströms. Även för detta system befanns återkomstperioden vara ungefär samma för överbelastning som för Q_{FULL} , se figur 1.6. I systemets uppströmsdel, uppströms brunn 14, förekommer dock dämning (troligen orsakat av stalpets utformning eller ojämn dimensionering) varför systemet överbelastas oftare än vad Q_{FULL} nås.



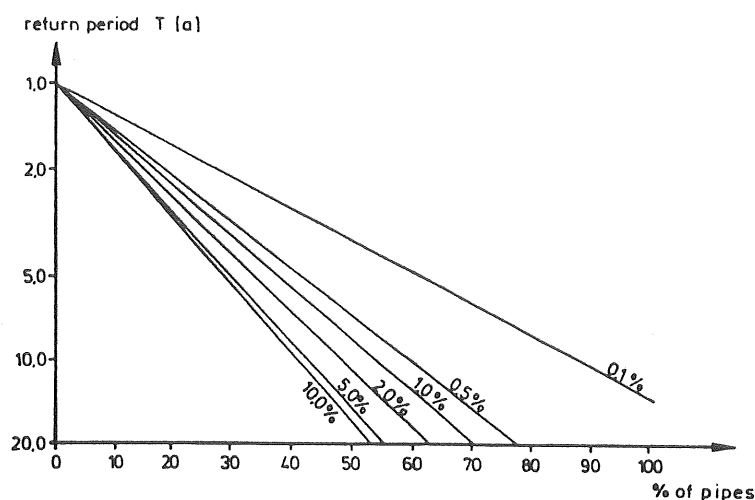
Figur 1.6 Återkomstperioder för Q_{FULL} (f), överbelastning (d), översvämning av källare samt av terrängen (k respektive t) beräknade med S11S. Från Jensen och Prismum (1982).

Återkomstperioden för översvämning präglas av uppdämningen och av figur 1.6 framgår att de känsligaste brunnarna är 5 och 6 där källarnivåerna är låga samt 26 och 32 som har litet täckdjup. Slutsatsen blev således att risken för översvämning ej kan beskrivas generellt utan beror på variationerna i täckdjupet och på källarnivåerna.

Fuchs (1987) analyserade tio olika befintliga områden med hjälp av ledningsflödesmodellen HYSIM-Extran (IfW.) (Fuchs och Harms, 1986). Sex av dessa system analyserades med historiska regn från en 30-årig serie.

HYSIM är en mycket approximativ modell baserad på en ren tidstranslation av den inkommande hydrografen och beaktar således ej dämningseffekter. Extran (IfW.) är däremot grundad på de fullständiga rörelseekvationerna, se vidare kapitel 2.4, och kan därmed beskriva dämningseffekterna. HYSIM utnyttjades av beräknings tekniska och ekonomiska skäl för alla regn där ledningarnas kapacitet ej överskreds. För övriga kraftigare regn utnyttjades Extran.

Fuchs fann att återkomstperioden för överbelastning, dvs att ledningarna gick helt fyllda, ökade med avrinningsområdets lutning enligt figur 1.7.



Figur 1.7 Återkomstperioden för överbelastning som funktion av andelen drabbade ledningar. Kurvorna avser system med olika medellutning. Från Fuchs (1987).

Anledningen till det konstaterade sambandet framgår av följande resonemang. Förutsatt att flödet i en ledning är 280 l/s. Om ledningen ($k = 1$ mm) skall gå nått och jämnt fylld krävs då följande ledningsdiameterar:

lutning 15 ‰	$D = 400$ mm
lutning 1,9 ‰	$D = 600$ mm

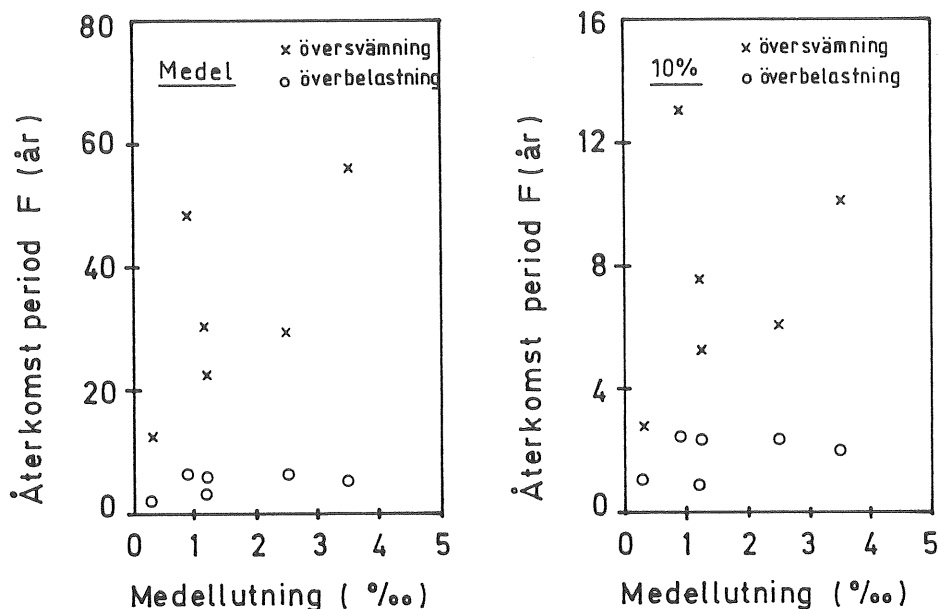
Om flödet i stället något överskridit 280 l/s så hade ledningen behövt vara en dimension större, dvs

lutning 15 ‰ $D = 500$ mm $\rightarrow Q_{FULL} = 500$ l/s; överkap ≈ 220 l/s

lutning 1,9 ‰ $D = 700$ mm $\rightarrow Q_{FULL} = 420$ l/s; överkap ≈ 140 l/s

Den brantare ledningens överkapacitet är alltså avsevärt större. Om sannolikheten för att dimensionerande flödet hamnar mitt emellan två ledningsdiameterars kapacitet antas vara lika stor oberoende av ledningslutning, så kommer följaktligen den större överkapaciteten i det brantare systemet att medföra en högre återkomstperiod för överbelastning.

En analys av de av Fuchs redovisade resultaten tyder dock inte på att några starkare samband föreligger mellan nämnda återkomstperioder och systemens lutning, se figur 1.8.



Figur 1.8 Återkomstperioder för översvämning/överbelastning för system med olika medellutning. Medelvärden för samtliga ledningar ses till vänster och för de 10% mest utsatta ledningarna till höger.

En jämförelse mellan olika avrinningsområden kan ej såsom i Fuchs studie baseras på enbart olikheter i lutning. Risken för översvämning påverkas också av andra parametrar såsom tillåten upp-
dämningshöjd och systemets hydrauliska egenskaper. Säkerheten kan därför inte heller knytas till dimensionerande återkomstperioden med hjälp av generella multiplikatorer, utan varje system måste kontrollberäknas separat om risken för översvämning skall kunna bedömas på ett tillförlitligt sätt.

1.5 Avsikten med föreliggande studie

Arnell har genom sina studier visat att typregn med viss återkomstperiod genererar flöden med i stort sett samma återkomstperiod. Eftersom den utnyttjade CTH-modellen är hydrauliskt sett approximativ kan Arnells slutsatser inte överföras direkt på flödesförhållanden där trycknivån avsevärt stiger över rörhjässan, vilket normalt är fallet vid kontrollberäkningar.

Avsikten med föreliggande studie är att testa hypotesen att typregn genererar trycknivåer och flöden med samma frekvens även för ledningssystem där dämningseffekterna är signifikanta. Tillrinningen kan då vara så omfattande att trycknivån stiger över rörhjässan och eventuellt även över markytan. Testen förutsätter att beräkningarna genomförs med en flödesmodell som beaktar dämningseffekterna och som kan behandla flöden i både delvis och helt fylld ledningssektion. En förutsättning är också, med ledning av tidigare studier, att avrinning enbart förekommer från impermeabla, dvs hårdgjorda ytor.

Fuchs och de danska undersökningarna i föregående avsnitt var begränsade till frekvensen för överbelastning respektive för översvämning på markytan. Syftet med denna studie är att belysa hur återkomstperioden för maximala trycknivåerna varierar i zonen mellan ledningshjässan och markytan, dvs översvämningsrisken skall gå att bedöma för en godtycklig tillåten uppdämningsnivå. Syftet är dessutom att göra jämförelser mellan system som har vitt skilda egenskaper.

2. STUDIENS UPPLÄGGNING OCH GENOMFÖRANDE

2.1 Inledning

I denna studie har kontrollberäkningarna utförts med en utvald serie historiska regn samt med tre olika typregn: blockregn, Sifnellregn (som är en vidareutveckling av Sifaldaregnet, se vidare avsnitt 3.4) och Chicagoregn.

Med historiska regn beräknade flöden och trycknivåer förutsätts ge en sann bild av dessa storheters statistiska fördelningar. Härmed kan "riktvärden" på flöden och trycknivåer bestämmas för utvalda återkomstperioder. Genom en jämförelse mellan dessa sanna värden och de som beräknats med typregn kan en bedömning göras av om ett visst typregn medför en över- eller underskattning av trycknivåerna eller flödena. Förfarandet redovisas närmare i avsnitt 2.2.

Kontrollberäkningarna har genomförts på ett ledningssystem med varierande förutsättningar enligt nedan. Systemet är mycket flackt i den ursprungliga versionen och har därför modifierats genom bl a ökade ledningslutningar. Gemensamt för de olika alternativen är systemets struktur samt tillrinningen, se vidare avsnitt 2.3.

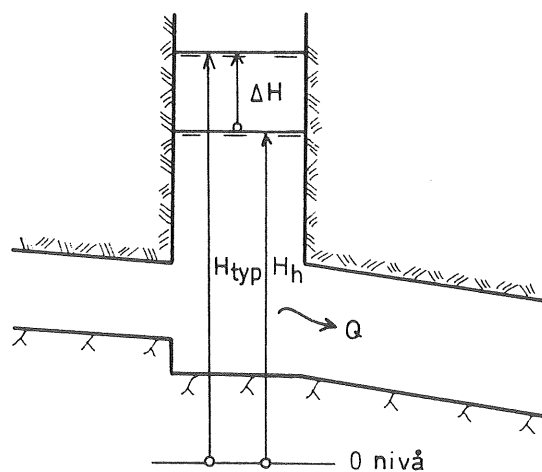
	Hänvisning till avsnitt
a systemet i ursprunglig version	2.3
b som ovan men med tilläggsförluster i brunnarna	4.6
c systemet kompletterat med ett utjämnings- magasin nedströms	5.1
d systemet i en större lutning	6.1
e som alternativ d fast med höga brunnar	6.4
f som alternativ d men med grova uppströms- ledning (utjämningsmagasin)	6.5
g som alternativ d men med dubblerade ledningslängder och dubbelt täckdjup	6.6

För kontrollberäkningarna har utnyttjats analysmodellen DAGVL-DIFF, se programbeskrivningen i avsnitt 2.4. All information rörande utnyttjade regn, dvs konstruktionen av typregn samt urvalet av historiska regn m m redovisas i kapitel 3.

Utvärderingen av kontrollberäkningarna har i första hand inriktats på trycknivåerna, men en samtidig uppföljning av tillhörande flöden har även gjorts. Beräkningsresultaten redovisas i kapitel 4 t o m 6. I kapitel 7 diskuteras beräknade trycknivåer samt de trycknivåavvikelser som typregnen ger upphov till. Rapportens slutkapitel 8 innehåller rekommendationer och synpunkter på kontrollberäkningar med typregn.

2.2 Studerade parametrar och statistisk bearbetning

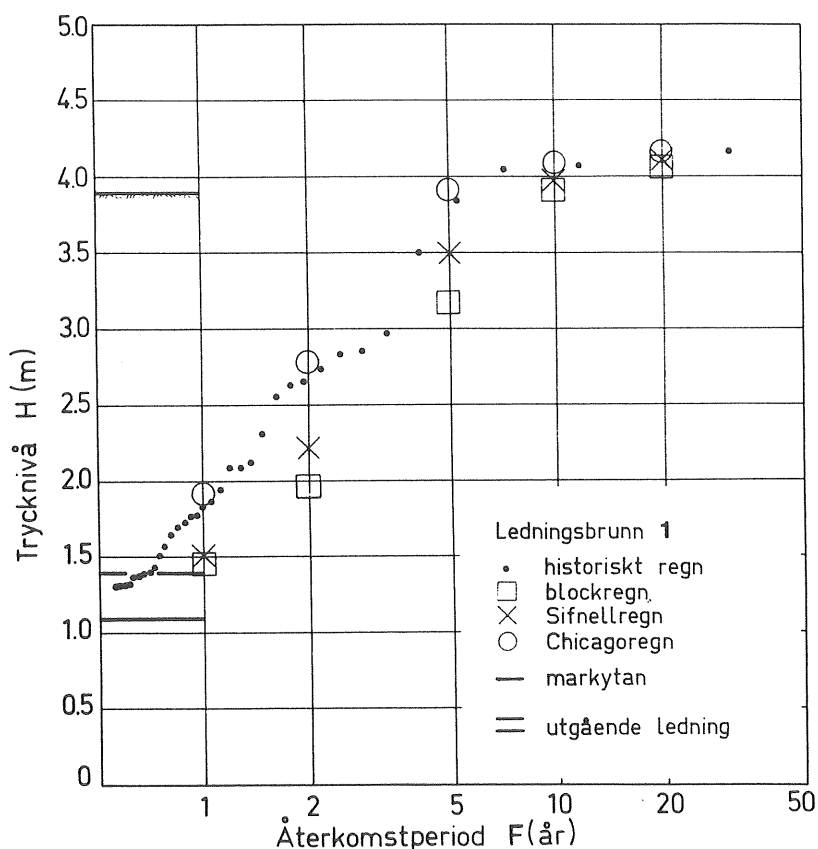
Risken för översvämning är en funktion av de trycknivåer som uppkommer i ledningsbrunnarna. En betydelsefull parameter är därför den maximala trycknivån H (figur 2.1) under varje regn och avrinningsförlopp. Parallellt har dock även analyserats det maximala ledningsflödet Q .



Figur 2.1 Definition av maximal trycknivå H och flödet Q . Den avvikelse som typregnet medför relativt den historiska regnserien betecknas $\Delta H = H_{typ} - H_h$. (H_{typ} och H_h är trycknivåer beräknade med typregn respektive historiska regn.) Trycken räknas relativt 0-nivån som är belägen i systemets utloppsunderkant. Maximala flödet Q registreras vid brunnens utlopp.

En statistisk bearbetning har gjorts av med historiska regn beräknade värden. Denna har tillgått så att trycknivåerna H och flödena Q , för en viss brunn, först rangordnats och sedan plotats med hjälp av formeln 3.1, se vidare kapitel 3.

Den statistiska bearbetningen resulterar i fördelningskurvor för trycknivåer H och flöden Q enligt den princip som framgår av figur 2.2. Samtliga fördelningskurvor redovisas i avhandlingens bilagedel.

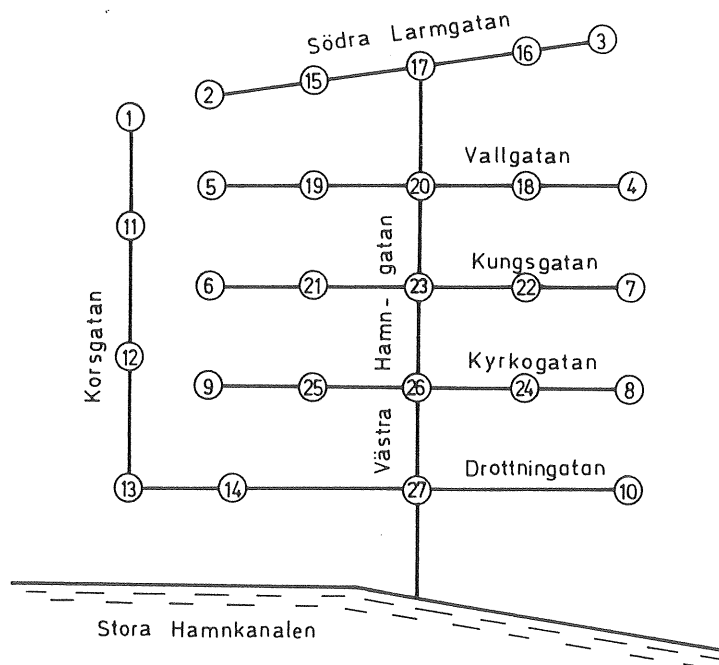


Figur 2.2 Exempel på med historiska regn genererad statistisk fördelningskurva samt maximala trycknivåer H beräknade med olika typregn. Av maximala trycknivåns fördelningskurva kan t ex utläsas att nivå +2,70 m (i brunn 1) överskrids med i genomsnitt 2 års mellanrum när beräkningarna görs med historiska regn. Av 2-års typregn ger Chicagoregnet för höga medan block- och Sifnellregn ger för låga maximala trycknivåer. Om man läser av mot den historiska fördelningskurvan kan dessa återkomstperioder bedömas till 2,5, 1 respektive 1,5 år.

2.3 Ledningssystemet och tillrinningen

Kontrollberäkningarna har genomförts på ett avrinningsområde liknande det befintliga Västra Hamngatan i Göteborg. Området är flackt och har beräknats tidigare av bl a Göteborgs VA-verk.

Systemet består av 27 ledningar ($k = 1 \text{ mm}$) och lika många brunnar enligt figur 2.3. Ledningarna är mellan 50 och 105 m långa. Den längsta kedjan i systemet är närmare 500 m, varav 300 m utgörs av huvudledning med diametern 600-1200 mm. Huvudledningen lutar ca $1^0/00$ och de inkommande sidoleddningarna ($\varnothing 225 - \varnothing 400$) ligger i $4^0/00$'s lutning. För den långa sidoleddningen gäller på motsvarande sätt $\varnothing 300 - \varnothing 600$ samt $2^0/00$. Samtliga system- och områdesparametrar redovisas i bilaga B. Systemets utlopp är beläget så att flödesförhållandena ej påverkas nedströms ifrån.



Figur 2.3 Ledningssystemets förgrening och brunnarnas numrering. Ledningen nedströms brunnen har samma nummer som brunnen. Ledning 27 antas mynna på en så hög nivå att dämning ej behöver beaktas i utloppet.

Diskretiseringen av systemet med endast 27 st ledningar har valts med hänsyn till det stora beräkningsarbetet som erfordras (över 100 körningar för en komplett test av ett ledningssystem). Vid

användandet av dynamiska modeller typ DAGVL-DIFF, föreligger alltid risk för numeriska problem vilket kan leda till att beräkningarna avbryts. Med ett ökat antal ledningar följer också en större avbrottsrisk samtidigt som beräkningstiden ökar. Bedömningen har dock gjorts att antalet ledningar ej begränsar möjligheten att dra generella slutsatser av beräkningsresultaten.

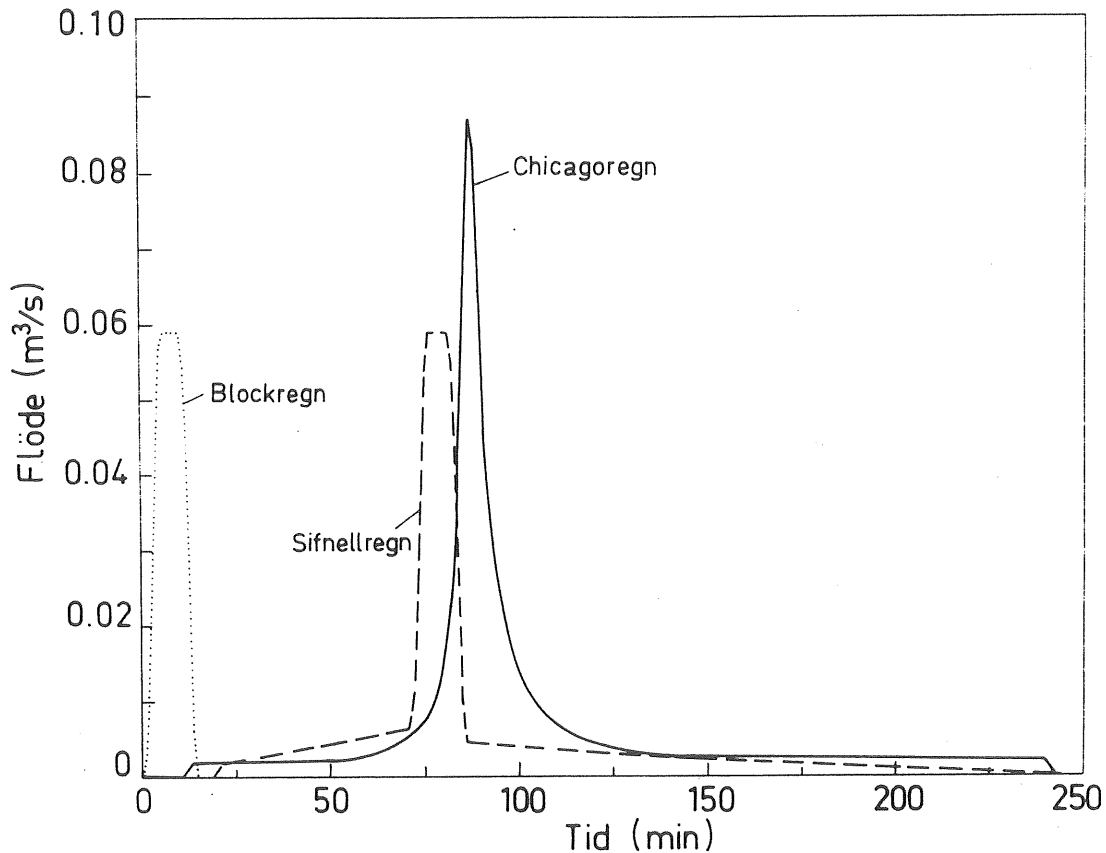
Av praktiska skäl har inte trycknivåerna för samtliga 27 brunnar analyserats utan ett urval har gjorts. De studerade brunnarna är främst koncentrerade till huvudledningskedjan, dvs brunnarna 2, 15, 17, 20, 23, 26 och 27. I övrigt har brunnarna 1 och 12 på långa sidoledningen samt 7 och 10 valts ut.

Tillrinningen till systemet sker via brunnarna och till varje brunn är en delyta ansluten. Delytornas storlek varierar mellan 0,15 och 0,7 ha, se bilaga B.

Systemet har i sin ursprungliga version en mycket stor andel impermeabla ytor som bidrar till tillrinningen, 9,1 ha av avrinningsområdets totala area som är drygt 10 ha. Denna systemversion representerar således ett avrinningsområde i stadskärnor. I bostadsområden utgör andelen bidragande hårdgjorda ytor normalt 20 å 30% av totala arean. Genom att bibehålla impermeabla ytan 9,1 ha men dubblera längden på alla ledningar har även ett sådant område kunnat simuleras (systemalternativ g enligt avsnitt 2.1).

Ytavrinningen har beräknats med tid-area-metoden (se t ex Sjöberg m fl, 1979) varvid utnyttjats ett S-format tid-area-samband. Delytornas koncentrationstider varierar mellan 5 och 6 minuter. Bakom valet av koncentrationstid ligger mera detaljerade ytavrinningsberäkningar där koncentrationstiderna kalibrerats mot ytavrinningshydrografer beräknade med hjälp av kinematisk vågteori, se Grönlund och Larsson (1982). Den som är närmare intresserad av olika beräkningsmetoder för ytavrinning hänvisas till Lyngfelt (1985).

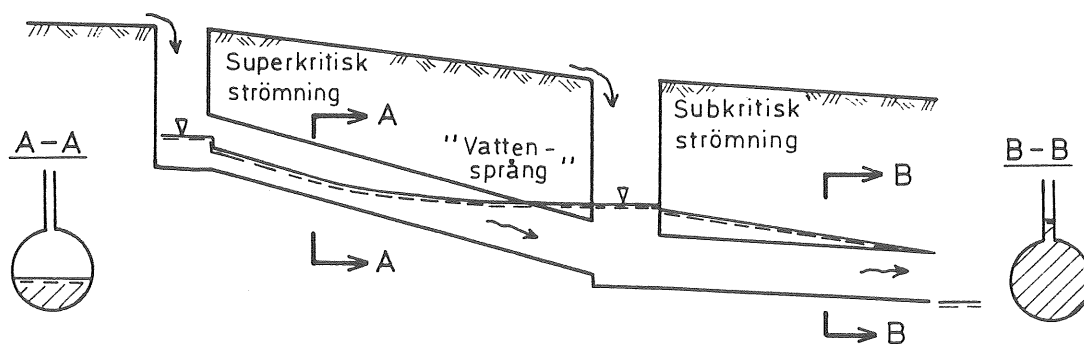
Några exempel på avrinningshydrografer från en delyta redovisas i figur 2.4.



Figur 2.4 Ytavrinningshydrografer för 5-års typregn från delytan 1 som har 5 minuters koncentrationstid. Block- och Sifnellregnets (centrala delen) varaktighet är 10 minuter. Approximativ hänsyn tas till ytvätningen genom att ett 0,3 mm magasin behöver fyllas innan avrinningen startar.

2.4 Analysmodellen DAGVL-DIFF

DAGVL-DIFF är en modell för hydraulisk analys av dagvattenledningar som har utvecklats vid institutionen för vattenbyggnad, CTH (Sjöberg, 1984). Programmet klarar både delvis och helt fyllda, överbelastade ledningar, se figur 2.5. Det i inledningen nämnda programsystemet MOUSE är en annan analysmodell som tillämpar ungefär samma lösningsmetodik som DAGVL-DIFF. Andra liknande program som kan utnyttjas för kontrollberäkning är SWMM (EPA, 1981) där dämpningsrutinen Extran ingår samt det engelska modellpaketet WASSP (NWC, 1981).



Figur 2.5 Exempel på trycklinje beräknad med DAGVL-DIFF. När trycket passerar rörhjässan övergår kanalströmningen egentligen i rörströmning, men via en smal spalt kan beräkningarna utföras med samma differentialekvationer som för fri vattenyta. De ekvationer som utnyttjas är de så kallade diffusiva vågekvationerna.

Analysen med DAGVL-DIFF kräver ett system med given geometri, dvs alla nivåer, dimensioner samt tillrinningen ges som indata. Systemet måste vara fritt från loopar^{*)}. Programmet beräknar sedan trycklinjen längs hela systemet för varje tidpunkt under avrinningsförloppet med hänsyn tagen till dämning och volymeffekter. Beräkningen tillgår i kort så att ett ekvationssystem som länkar samman flöden och trycknivåer i samtliga beräkningspunkter löses för varje tidssteg. För en närmare beskrivning hänvisas till programmanualen (Sjöberg, 1984).

DAGVL-DIFF är en vidareutveckling av ledningsnätmodellen DAGVL-A (Sjöberg, 1976). Denna bygger på de fullständiga rörelsekvationerna för gradvis varierande flöde i delvis fylld sektion, s k kanalströmning,

$$Q = MAR^{2/3} \sqrt{s_b - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) - \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}} \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

^{*)} MOUSE och WASSP klarar även system där loopar ingår.

där Q = flödet, A = tvärsektionens area, x = längdkoordinat, t = tidskoordinat, y = vattendjupet, M = Mannings tal, R = hydrauliska medeldjupet, s_b = ledningens lutning och g = tyngdaccelerationen. Dessa beteckningar gäller också för ekvation 2.2 nedan.

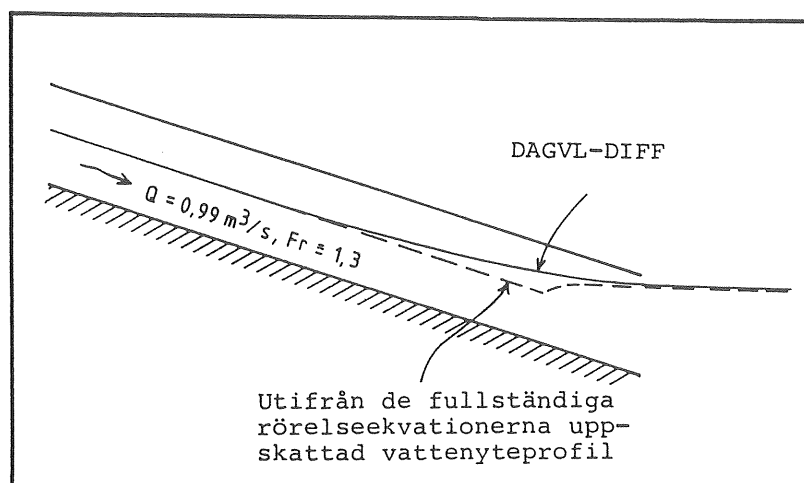
Numeriska lösningar av dessa differentialekvationer har visat sig väl kunna beskriva i tid och rum gradvis varierande flödesförlopp i såväl ledningar som naturliga vattendrag, se t ex Sjöberg 1976.

I de fall vattensprång uppstår i en ledning får man oftast en ej kontrollerbar instabilitet i den numeriska lösningen. Denna sammanhänger med att de fullständiga differentialekvationerna i övergången från stråkande till strömmande tillstånd ej har någon entydig lösning. I stället utnyttjas därför de så kallade diffusiva vågekvationerna vilka erhålles genom strykning av de två sista termerna under rottecknet i ekvation (2.1), se vidare Sjöberg (1984).

$$Q = MAR^{2/3} \sqrt{s_b - \frac{\partial y}{\partial x}} \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Ekvation (2.2) ger en kontinuerlig övergång från strömmande tillstånd som ur praktisk synpunkt utgör en fullt godtagbar approximation av ett vattensprång. Den ökade vattenmagasinerings som erhålles i ledningen bedöms som försumbar, se figur 2.6.



Figur 2.6 Vattenytans profil beräknad med dels de fullständiga - dels de diffusiva vågekvationerna (DAGVL-DIFF) vid övergången från stråkande till strömmande tillstånd.

Jämförelser med numeriska lösningar av tidsvarierande flödesförlopp baserade på de fullständiga rörelseekvationerna visar att diffusiva vågekvationer är en god approximation för sådana flödesförlopp som simuleras i denna studie, se t ex Sjöberg (1981) och Yen (1981). De diffusiva vågekvationerna utnyttjas också i bl a MOUSE där dock de två strukna gradienttermerna i stället gradvis elimineras med växande Froudes tal för att vara helt borta vid stråkande tillstånd (Froudes tal > 1).

Vid mycket snabbt varierande flödesförlopp, t ex en stor momentan flödesökning, kan numeriska problem uppstå i form av snabbt växande parasitiska vågor. Dessa vågor kan i allmänhet dämpas med hjälp av vissa "dämpkoefficienter". Avrinningsförlopp i dagvattensystem har dock sällan karaktären av snabbt varierande.

För att beräkningarna skall kunna starta krävs ett mindre basflöde i ledningarna, vilka alltså inte får vara helt torra. I denna studie har utnyttjats en bastillrinning om 1,5 l/s i alla uppströmsbrunnar. Detta basflöde gäller i alla beräkningar med såväl historiska regn som typregn.

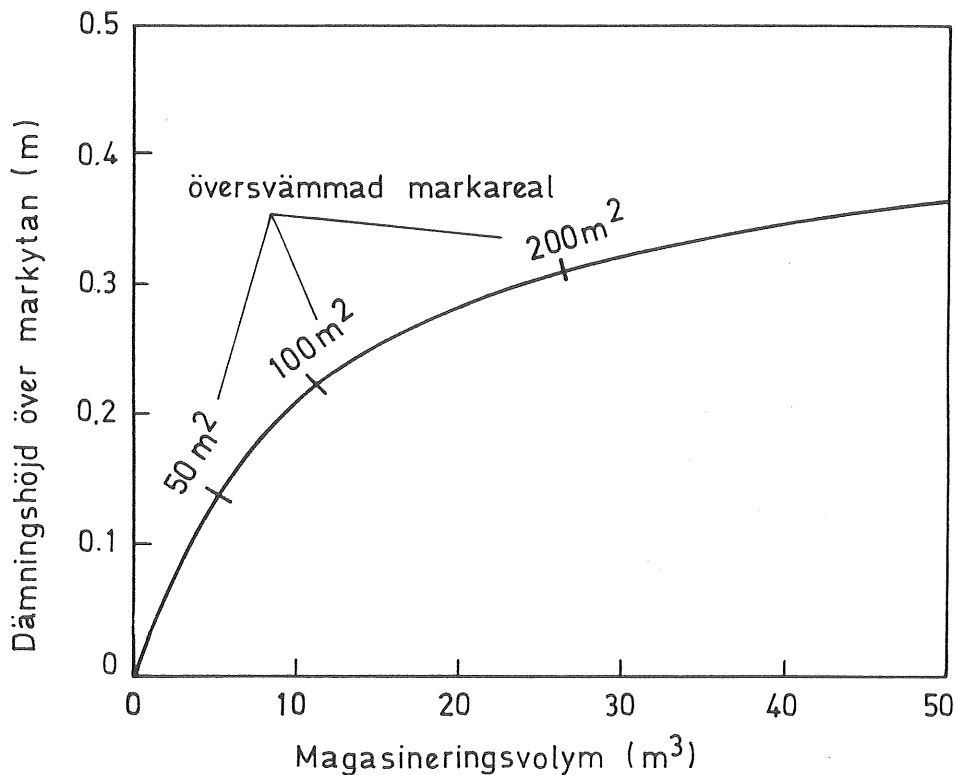
Övergången från strömning i delvis fylld till helt fylld sektion simuleras med hjälp av en smal spalt i rörets hjässa, figur 2.5. I analogi med elastiska tryckvågors utbredningshastighet erhålles erforderlig spaltbredd B_s till

$$B_s = \frac{g\pi D^2}{4a^2} \quad (2.3)$$

där D = ledningens diameter och a är elastiska tryckvågors utbredningshastighet i vattnet i ledningen. För betongrör är a ca 500 m/s. Eftersom en alltför smal spalt (alltför stort a) kan ge numeriska problem utnyttjas normalt $a = 50$ m/s, vilket för en ledning med diametern $D = 0,7$ m ger en spaltbredd $B_s = 0,0015$ m. I Sjöberg (1976) redovisade beräkningsresultat visar att denna spaltbredd ur praktisk synpunkt mycket väl kan användas. Den extra volym spalten innebär utgör vid en trycknivå 2 m över hjässan en volym motsvarande 0,008 m ledning och bedöms därför vara försumbar.

Introducerandet av spalten innebär ej att DAGVL-DIFF kan beskriva elastiska tryckförlopp i samband med t ex ventilstängningar. För detta krävs modeller baserade på den så kallade karakteristikmetoden.

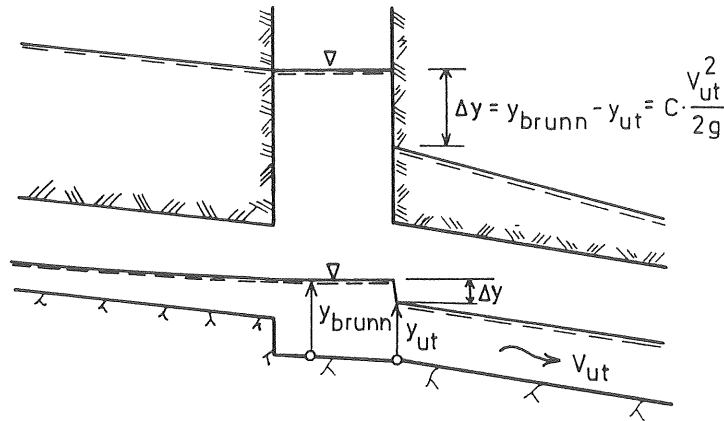
Vid höga belastningar kommer trycknivån att stiga i brunnarna tills vattennivån når över markytan. I DAGVL-DIFF förutsätts då att brunnsröret övergår i en vid tratt, så att vattnet magasineras på markytan enligt figuren 2.7. Någon bräddning förekommer ej utan allt magasinerat vatten går tillbaka till systemet när trycknivån sjunker.



Figur 2.7 Dämningshöjd över markytan som funktion av magasinerad översvämningsvolym för en ledningsbrunn $\varnothing 1000$. Dessutom framgår den översvämmade markarealen.

Om trycknivåerna nedströms en översvämmad brunn sjunker p g a avtagande tillrinning kan en kortvarig topp i utflödet från brunnen erhållas p g a att det magasinerade vattnet utan något strömningsmotstånd kan tillföras brunnen. Inverkan av sådana flödestoppar har bortsetts från i denna studie.

DAGVL-DIFF medger att hänsyn tas till tryckförluster i ledningsbrunnar. Dessa förluster hanteras beräkningsmässigt som en tryckförlust koncentrerad till brunnens utlopp enligt figur 2.8. Att detta förfarande är godtagbart har verifierats av mätningar utförda av Lindvall (1986).



Figur 2.8 Principen för beräkning av tryckförlusten Δy i en ledningsbrunn. Profilen illustrerar ett fall med dämnda samt ett med delfyllda ledningar. Brunnskoefficienten C är en funktion av vattennivån i brunnen och ges som indata, se vidare bilaga D. V_{ut} är flödeshastigheten i brunnens utlopp.

DAGVL-DIFF har av Isaksson och Toremark (1985) jämförts med datorprogrammen SWMM respektive S11S (tidig version av MOUSE) för ett verkligt ledningssystem, Jacobsen (1983). I detta ledningssystem kunde en kontrollerad överbelastningssituation erhållas med hjälp av pumpning av vatten från en damm. DAGVL-DIFF visade sig i denna jämförelse kunna väl reproducera uppmätta trycknivåförlopp (efter kalibrering av Mannings tal p g a onormala tryckförluster till följd av trädrötter i ledningarna). Vissa differenser i beräkningsresultat mellan de olika modellerna kunde härledas till skillnader i startvillkor och formuleringen av tryckförlusterna i brunnen. Den sammanfattande bedömningen var att DAGVL-DIFF simulerade de verkliga förhållandena i ledningssystemet lika bra och i vissa avseenden bättre än de två övriga modellerna.

Med utgångspunkt från resultaten i ovan refererade beräkningstekniska och experimentella studier bedömes DAGVL-DIFF möjliggöra en verklighetsnära beskrivning av flödesförlopp och trycknivåer i

dagvattenledningar förutsatt att ingående råhetskoefficienter och förlustkoefficienter svarar mot aktuella förhållanden.

De numeriska beräkningarna kan ibland störas av instabiliteter, vilka leder till att beräkningen spårar ur och avbryts, se vidare t ex Sjöberg, 1976. Några kritiska beräkningsskeden är vid starten (snabb och stor flödesökning), när trycket passerar rörhjässan och går upp i spalten (snabb och stor trycknivåförändring) samt då dämpningsnivån når upp på markytan. Generellt gäller att tidssteget Δt är av stor betydelse för beräkningarnas stabilitet. Genom att välja tillräckligt korta Δt kan problemen i de flesta fall undvikas. Om det ej räcker med att minska tidssteget kan svängningarna dämpas hårdare via en justering av de tidigare nämnda "dämpkoefficienterna". De numeriska problemen går eventuellt också att undvika genom en ökning av spaltbredden B_s (ekvation 2.3).

Genomförandet av denna studie krävde omkring 1000 körningar med DAGVL-DIFF och huvudsakligen utnyttjat Δt är 0,1 minut. I vissa kritiska situationer krävdes dock ett ändå kortare tidssteg.

3. UTNYTTJADE NEDERBÖRDSDATA OCH TYPREGN

3.1 Mätningar och grundläggande bearbetning

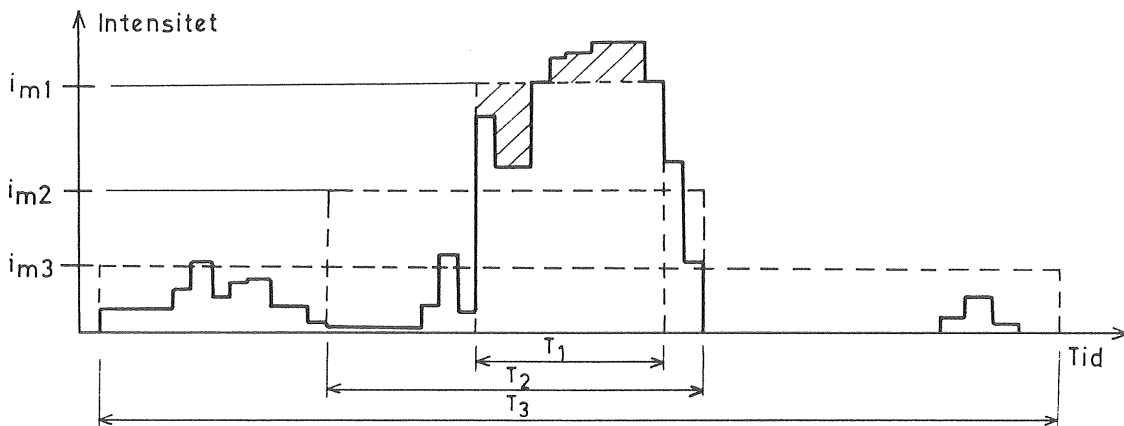
Utnyttjade nederbördsdata har registrerats vid Lundby mätstation som enligt Arnell (1974) är den mest representativa för Göteborg. Arnells*) regnserie är 18 år lång. Den är kontinuerlig mellan 1921 och 1939 med undantag för 1922 pga brister och uppehåll i mätardriften. Totalt uppmättes under 18-årsperioden över 2300 regn.

Bearbetningen av en regnserie kräver att denna indelas i oberoende regnhändelser. Ett regn definierades av Arnell som en följd av intensitetsvärden som uppfyller nedan angivna krav:

- Intensiteten måste vara minst 0,1 mm/h för att nederbörden skall räknas.
- Ett uppehåll på minst 4 timmar behövs mellan 2 regn, dvs intensiteter $\leq 0,1$ mm/h är tillåtna under maximalt 4 timmar inom ett regntillfälle.
- Den totala varaktigheten måste vara minst 2 minuter samt den totala volymen minst 0,5 mm för att regnet skall räknas.

Nästa steg i den grundläggande bearbetningen var att utvinna statistiska samband för varaktigheten och medelintensiteten från 18-årsserien. Denna procedur tillgick så att Arnell för varje separat regntillfälle lokaliserade och bestämde den maximala medelintensiteten för vissa givna varaktigheter, se figur 3.1. Arnell genomförde denna analys för varaktigheter i intervallet 5 till 240 minuter.

*) Med enbart Arnell menas i fortsättningen Arnells doktorsavhandling från 1982.



Figur 3.1 Principen för hur maximala medelintensiteter med olika varaktigheter tas fram ur ett historiskt regn. Om varaktigheten överskrider regnets verkliga totalvaraktighet erhålls medelintensiteten genom att total regnvolym divideras med aktuell varaktighet.

3.2 Lokala samband mellan medelintensitet, återkomstperiod och regnvaraktighet

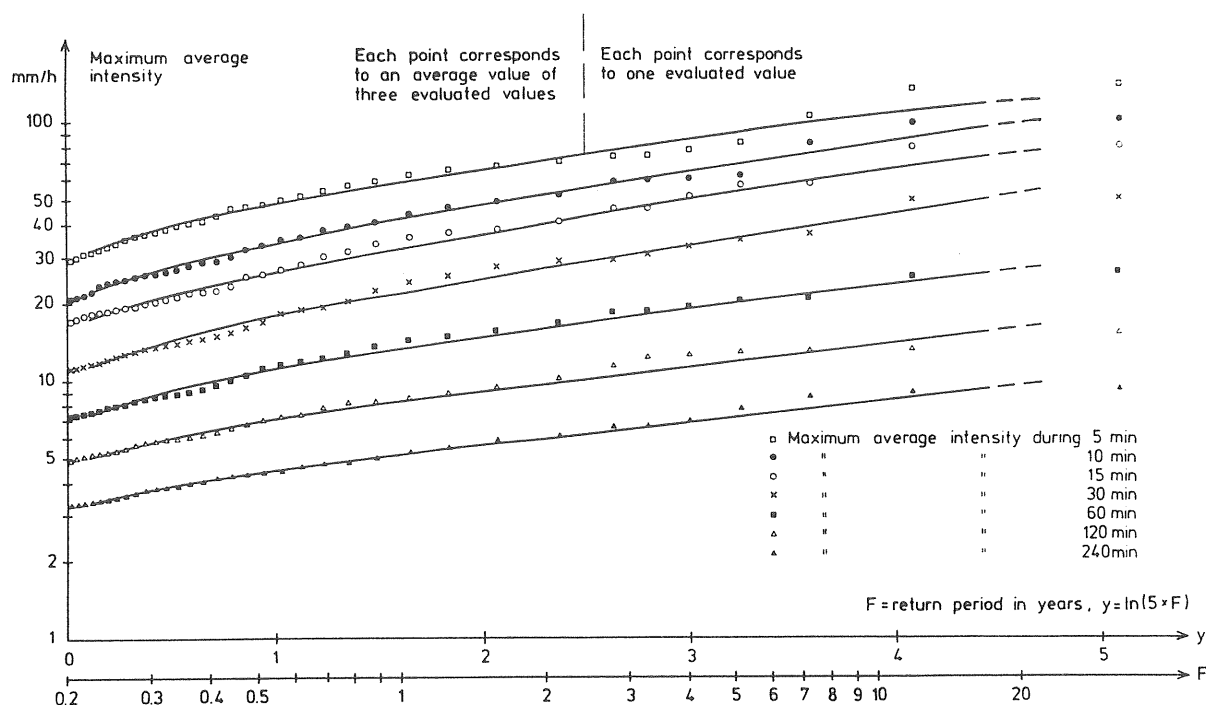
I Arnells fortsatta bearbetning har de maximala medelintensiteterna sorterats och rangordnats i avtagande ordning för varje varaktighet, se figur 3.2. För att erhålla ett samband mellan intensitet och återkomstperiod F har plottning skett enligt formeln 3.1.

$$y_i = \sum_{j=1}^i \frac{1}{N+1-j} ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, N \quad (3.1)$$

y_i är plottningspositionen för intensiteten i växande ordning

N är antalet intensitetsvärden som väljs lika med antalet avsedda tidsperioder, här är $N = 18/0,2 = 90$.

Eftersom Arnell ville uppskatta intensitetsvärden med återkomstperioder mindre än ett år sattes tidsperioden till 0,2 år vilket gav $N = 18/0,2 = 90$. Om återkomstperioden F (år) plottas i logaritmisk skala (se figur 3.2) får plottningspositionen y_i en linjär skala, $y_i = \ln(5 \times F)$.



Figur 3.2 Maximala medelintensiteter samt anpassade fördelningskurvor för Lundby-serien, 1921-39. Från Arnell (1982). Kurvorna har i denna studie extrapolerats till $F = 20$ års återkomstperiod.

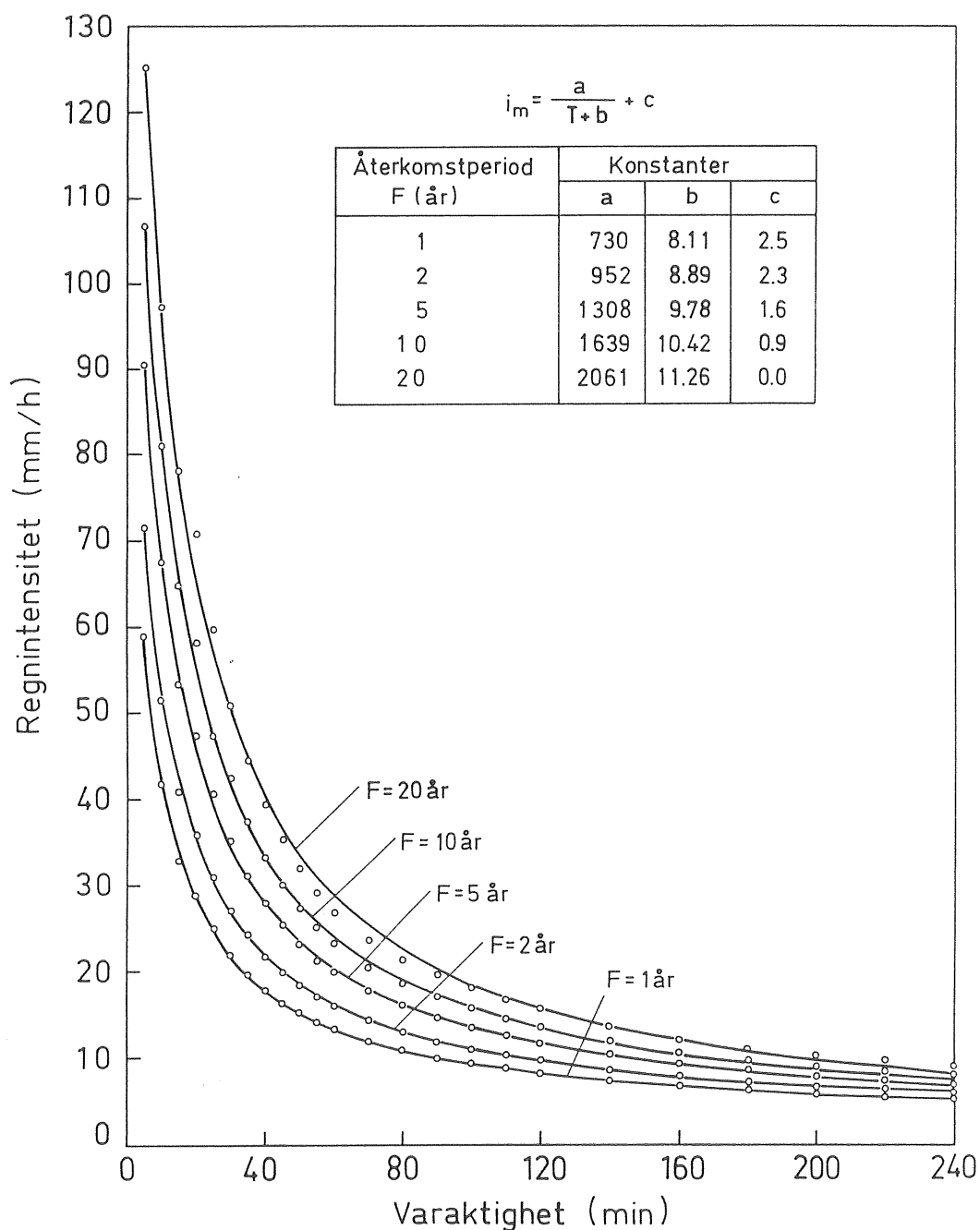
Enligt NERC (1975) svarar positionerna i ekvation 3.1 mot en exponentialfördelningsfunktion. Då denna statistiska fördelning inte svarade helt perfekt mot plottade värden testade Arnell några olika funktioner på nederbördsdata. Detta matchningsarbete resulterade i att funktionen log-Pearson typ III befanns stämma bäst, se figur 3.2. Från log-Pearson-kurvorna avlästa intensiteter redovisas i bilaga A för $F = 1, 2, 5, 10$ och 20 års återkomstperioder.

Med utgångspunkt från Arnells fördelningskurvor har intensitets-varaktighetskurvor konstruerats i denna studie för återkomstperioden 1, 2, 5, 10 respektive 20 år, se figur 3.3. Härvid har utnyttjats följande samband som även använts av Arnell.

$$i_m = \frac{a}{T + b} + c \quad (3.2)$$

i_m - maximal medelintensitet under angiven varaktighet (T)

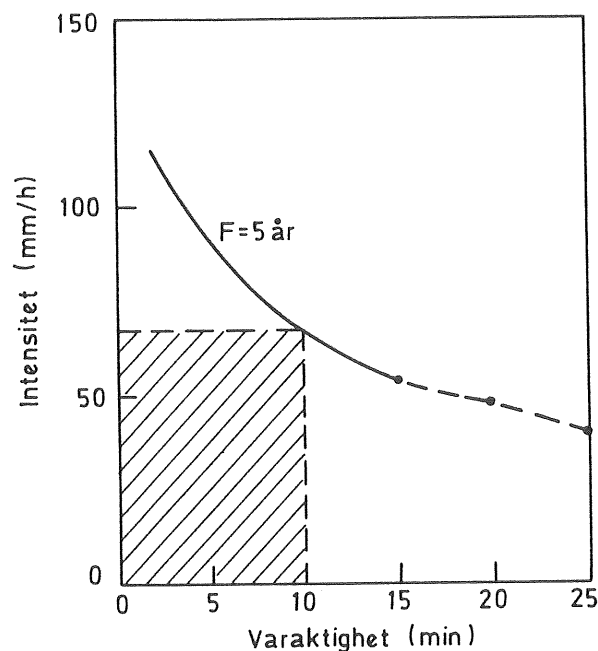
a, b och c - regressionskonstanter enligt figur 3.3.



Figur 3.3 I denna studie framtagna intensitets-varaktighetskurvor för Göteborg och Lundby 1921-1939 samt regressionskoefficienter för kurvorna enligt formel 3.2 för olika återkomstperioder och varaktigheter. Dessutom har intensiteterna hämtade direkt från Arnells log-Pearson-kurvor punktmärkats. Kurvorna har anpassats till log-Pearson-punkterna med hjälp av minsta kvadratmetoden. Den största avvikelsen erhålls för $F = 20$ år. Dataunderlaget är dock där bristfälligt varför det inte finns skäl för anpassning av något annat samband än 3.2.

3.3 Blockregnet

Det minst komplicerade typregnet är det så kallade blockregnet, se figur 3.4. Blockregnet har en konstant intensitet som bestäms av återkomstperioden och varaktigheten. Intensiteten kan hämtas från antingen fördelningskurvorna (figur 3.2) eller intensitets-varaktighetskurvorna (figur 3.3). För denna studie har de förstnämnda sambanden utnyttjats.



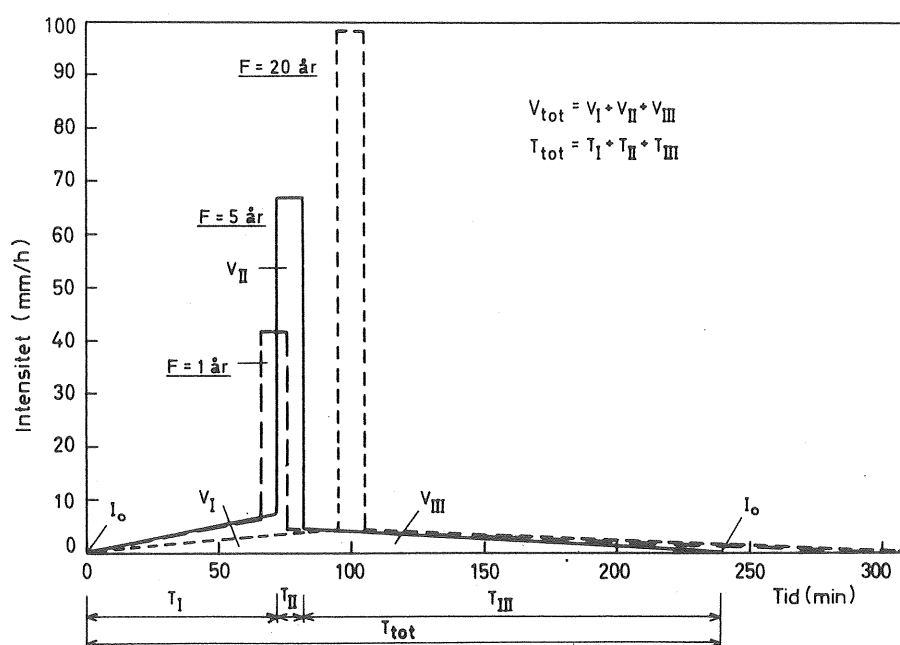
Figur 3.4 Konstruktionen av ett blockregn, Lundby 1921-1939. Exemplet avser 5-årsregnet med 10 minuters varaktighet, vilket betyder intensiteten 67,0 mm/h (framgår av bilaga A).

Blockregnet är från början framtaget för Rationella metoden och är i andra sammanhang ett alltför enkelt typregn. Förutom att intensitetens variation med tiden negligeras så är nackdelarna dels avsaknaden av för- och efternederbörd, dels att volymen är för liten. Jämfört med historiska regn gäller enligt Arnell att blockvolymen utgör 35-75% av den "verkliga" volymen när varaktigheten ökar från 5 till 240 minuter. Blockregnet kan således förväntas ge för låga maximala trycknivåer men bl a Arnell har med sina studier påvisat maxflöden och magasinerade volymer som inte är helt orimliga.

En svårighet ur brukarsynpunkt med blockregnet är att det oftast krävs upprepade beräkningar eftersom det inte är självklart vilken varaktighet som ger de största flödena eller högsta trycknivåerna. Vid konventionell dimensionering bestäms dimensionen på uppströmsledningar av korta varaktigheter, medan långa varaktigheter avgör ledningsdimensionerna nedströms. Vilka varaktigheter som ger de farligaste trycknivåerna i en hydraulisk analys (kontrollberäkning) är däremot inte lika självklart.

3.4 Sifnellregnet

För att konstruera ett volymriktigare typregn utgick Sifalda (1973) från blockregnet och lade till ett förregn och ett efterregn enligt figur 1.1. Volymandelarna var 56% i centrala delen samt 14% och 30% i förregnet respektive efterregnet oberoende av återkomstperiod och varaktighet. Sifnellregnet är en vidareutveckling av Sifaldaregnet, då Arnell byggt vidare på Sifaldas idé, men låtit hyetografens form och volymandelarna variera, se figur 3.5.



Figur 3.5 Exempel på Sifnellregn med 1, 5 och 20 års återkomstperiod för Lundby 1921-1939. Den centrala varaktigheten T_{II} är 10 minuter. Intensiteten I_0 vid start och slut är 0,1 mm/h analogt med regndefinitionen i avsnitt 3.1.

Arnell (1988) har statistiskt anpassat förregnet till Lundby-serien med hjälp av 8 parametrar enligt ekvationerna 3.3. Efterregnet har sedan erhållits som resterande volym. De olika varaktigheterna och volymerna framgår av figur 3.5 och ekvationernas koefficienter ges i tabell 3.1.

$$\begin{aligned}
 T_{TOT} &= d + e \cdot V_{II} \quad (\text{min}) \\
 T_{III} &= (f + g \cdot T_{II}) T_{TOT} / 100 \quad (\text{min}) \\
 T_I &= T_{TOT} - T_{II} - T_{III} \quad (\text{min}) \\
 V_{TOT} &= h + k \cdot V_{II} \quad (\text{mm}) \\
 V_I &= (m + n \cdot \ln V_{II}) V_{TOT} / 100 \quad (\text{mm}) \quad (*) \\
 V_{III} &= V_{TOT} - V_I - V_{II} \quad (\text{mm})
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Tabell 3.1 Lokala koefficienter till Sifnell-regnet och ekvationerna 3.3 till och med återkomstperioden 5 år enligt Arnell (1988). Pga att regnunderlaget minskar med ökad återkomstperiod utnyttjas i denna studie samma koefficienter för 10 och 20 år som för 5-årsregnet.

Koefficienter i ekv 3.3	Återkomstperiod F (år)		
	1	2	5, 10 och 20
d	164	142	89
e	18.6	13.4	13.4
f	76.4	75.3	67.7
g	-0.24	-0.24	-0.19
h	10.2	11.0	10.2
k	1.20	1.11	1.05
m	35.1	54.4	66.6
n	-8.43	-16.35	-19.13

(*) Det lokala Sifaldaregn som utnyttjats av Arnell (1982, 1984) är i princip ett Sifnellregn. Skillnaden är att efterregnet först statistiskt anpassats till Lundby-serien varefter förregnet beräknats enligt $V_I = V_{TOT} - V_{II} - V_{III}$.

När ett Sifnellregn skall genereras väljer man först varaktigheten T_{II} och beräknar centrumdelens volym V_{II} på samma sätt som för blockregnet enligt figur 3.4. Med dessa båda parametrar som ingångsvärden kan de övriga bestämmas via ekvationerna 3.3. Hyetografen har brytpunkter där för- och efterregnet ansluter till centrumblocket. Respektive intensiteter I_I och I_{III} beräknas enligt formel 3.4.

$$I = \frac{V \cdot 60}{T \cdot \frac{1}{2}} - 0,1 \quad (\text{mm/h}) \quad (3.4)$$

För 5-årsregnet i figur 3.5 får centrumdelen volymen $V_{II} = 11,17$ mm. Insättningen i ekvationerna 3.3 ger sedan $T_{TOT} = 239$ min, $T_{III} = 157$ min, $T_I = 72$ min, $V_{TOT} = 21,92$ mm, $V_I = 4,48$ mm och $V_{III} = 6,28$ mm. Slutligen erhålls med ekvation 3.4 att förregnets största intensitet I_I är 7,31 mm/h samt att efterregnets I_{III} är 4,60 mm/h.

3.5 Chicagoregnet

Grundtanken med Chicagoregnet är att beakta samtliga varaktigheters medelintensiteter inom ett och samma regntillfälle. Ett Chicagoregn följer därför i princip en hel intensitets-varaktighetskurva. För att undvika att samma volym ingår flera gånger måste emellertid intensitets-varaktighetskurvorna reduceras. Hur detta går till framgår av figur 3.6.

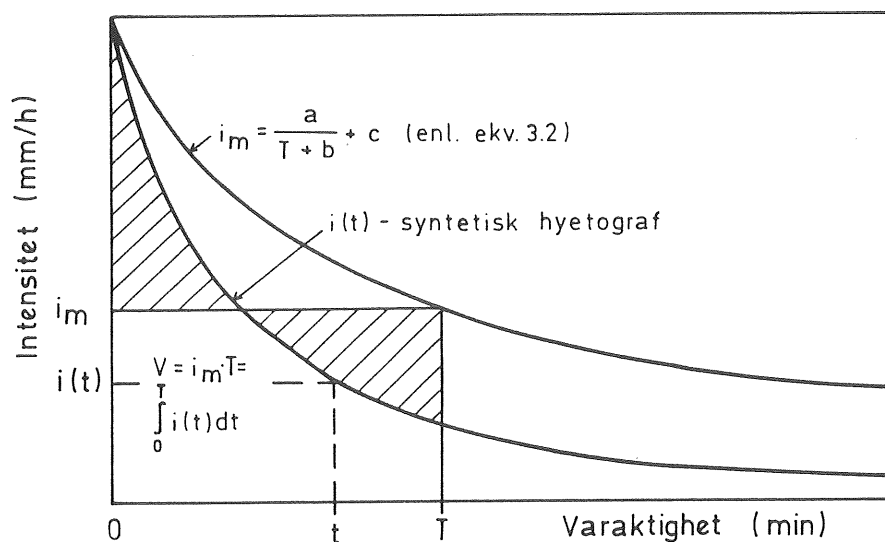
Det matematiska uttrycket för den syntetiska hyetografen härleds ur villkoret att volymen under hyetografen för varaktigheten T skall vara lika med blockregnsvolymen V .

$$\int_0^T i(t) dt = \left(\frac{a}{T+b} + c \right) \cdot T \quad (3.5)$$

Denna ekvation har lösningen

$$i(t) = \frac{a \cdot b}{(t+b)^2} + c \quad (3.6)$$

vilket enkelt kan kontrolleras genom insättning och integrering av vänsterledet i ekvation 3.5.



Figur 3.6 Principen för hur intensitets-varaktighetskurvan, som beskriver maximala medelintensiteter i_m , reduceras till en syntetisk hyetograf $i(t)$. Det syntetiska regnet skall alltid innehålla samma volym V som blocket, oberoende av hur lång den totala varaktigheten T är. (Enligt Keifer och Chu, 1957.)

Den syntetiska hyetografen blir skev i och med att toppen hamnar i regnstart. En mera realistisk regnform kräver att intensiteter-na omfördelas. Detta kan åstadkommas genom att dela hyetografen i två delar på följande sätt (se också figur 3.7).

$$\begin{aligned}
 &\text{t o m toppen} \\
 &\text{gäller;} \\
 &0 \leq t \leq r \cdot T \quad \rightarrow \quad i_f = \frac{a \cdot b}{\left(\frac{|t - r \cdot T|}{r} + b\right)^2} + c \\
 &\text{efter toppen} \\
 &\text{gäller;} \\
 &r \cdot T < t \leq T \quad \rightarrow \quad i_e = \frac{a \cdot b}{\left(\frac{|t - r \cdot T|}{1 - r} + b\right)^2} + c
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

a , b och c - konstanter enligt figur 3.3

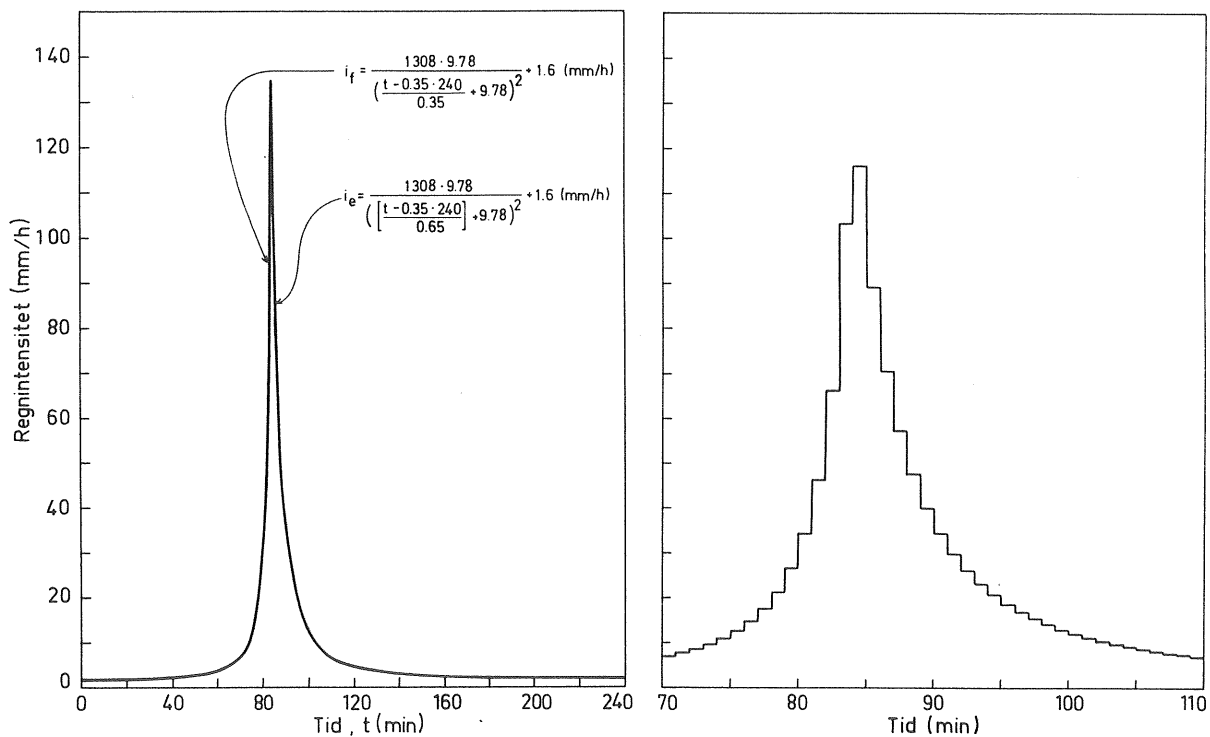
t - tiden räknat från regnstart

T - regnets totala varaktighet

r - kvoten mellan tiden före toppen och totala varaktigheten T

Den enklaste placeringen av toppen erhålls med $r = 0,5$, vilket betyder en symmetrisk spridning kring intensitetsmaximum mitt i regnet (Thorndal, 1971). Ett liknande r -värde har också beräknats av t ex Marsalek (1978) för Ontario med $r = 0,488$. Flera studier tyder emellertid på att maxintensiteten uppnås efter ungefär $1/3$ av regnets totala varaktighet. Redan Keifer och Chu (1957) erhöll $r = 0,375$ för Chicago medan Preul och Papadakis redovisade $r = 0,325$ för Cincinnati.

Arnell har genom studium av Lundby-data kommit fram till att r bör vara 0,35 för 1-års återkomstperiod och uppåt, se figur 3.7. Chicagoregnet totala varaktighet har i enlighet med Arnell valts till 240 minuter, vilket innebär att toppen inträffar 84 minuter efter regnets start.



Figur 3.7 Chicagoregn med 5 års återkomstperiod (Lundby, 1921-1939). Till vänster redovisas den analytiska hyetografen enligt ekvationerna 3.7. Till höger framgår hur centrala delen av regnet ter sig omformat till indata med tidssteget 1 minut. Regnets totala volym-innehåll är 28,4 mm.

En allmän uppfattning (se t ex Marsalek, 1978 eller Arnell, 1982) är att Chicagoregnet har en alltför låg återkomstperiod på grund av att det är sammansatt av maximala medelintensiteter från olika historiska regn. Dessutom anses Chicagoregnet ha en onaturligt hög topp eftersom intensiteten för de kortaste varaktigheterna tagits fram genom extrapolering.

3.6 Utsorteringen av historiska regn

Kontrollberäkningarna med historiska regn har genomförts med en serie av speciellt utvalda regn. Antalet regn har valts med syftet att kunna beräkna trycknivåer och flöden för 1 års återkomstperiod och högre (1 år motsvaras approximativt av det 18:e regnet i en rankning eftersom Lundbyserien omfattar 18 år). Utsorteringen har skett med hjälp av kriterierna 1 och 2 enligt nedan.

1. Utsortering med hjälp av regndata

Som underlag för utgallringen med hjälp av regndata tjänar Arnells rangordnade maximala medelintensiteter enligt avsnitt 3.1. I ranglistor över dessa intensiteter identifierades de 23 största regnen ($F \geq 0,8$ år) för varje vald varaktighet.

För att begränsa antalet regn sattes vid valet av varaktigheter en övre gräns med hänsyn till den varaktighet som ger de högsta trycknivåerna. Med denna utgångspunkt befanns det tillräckligt att utnyttja upp till 30 minuter. En kontroll visade att denna varaktighet överskrider dimensionerande blockregnsvaraktigheten för samtliga systemalternativ och återkomstperioder. Denna utsortering ledde till 30 historiska regn.

2. Utsortering baserad på av Arnell tidigare beräknade flöden

Flödeskriteriet är ett viktigt komplement till regnkriteriet som ej omfattar kortare varaktigheter än 5 minuter, vilka ibland visade sig bli dimensionerande för låga återkomstperioder. Utsorteringen grundar sig på av Arnell redovisade ranglistor över maxflöden och tillhörande regn för de av honom studerade avrinningsområdena. Dessa regn är relevanta även för denna studie eftersom

de dimensionerande varaktigheterna för blockregnet återfinns inom samma intervall, upp till 30 minuter. Ur 21 st ranglistor (3 olika områden med 7 kontrollpunkter vardera) valdes samtliga regn ut som gav flöden med minst 1 års återkomstperiod. Utsorteringen gav 31 historiska regn.

Sammanlagt erhöles 35 historiska regn, varav 26 är gemensamma, medan 4 kommer från kriterium 1 och resterande 5 från kriterium 2. De regn som sorterats ut med kriterium 2 har således höga maximala medelintensiteter räknat på varaktigheten 3-4 minuter (dessa varaktigheter var dimensionerande i några av Arnells ledningar). En kontroll visade dock att dessa 5 regn huvudsakligen resulterade i trycknivåer och flöden med mindre än 1 års återkomstperiod. Endast ett regn gav maximala trycknivåer på intervallet 1-2 år.

De statistiska fördelningskurvorna som genereras med den reducerade historiska serien får en "svans" av mer eller mindre för låga värden, se figur 2.2. Osäkerheten minskar till en början med ökad återkomstperiod och den bedömningen har gjorts att felet är försumbart fr o m 1 års trycknivåer och flöden. Osäkerheten minskar emellertid bara upp till ca 5 år beroende på allt glesare plottningspositioner, varför beräknade 10- och 20-årsvärden bör betraktas med viss försiktighet.

4. SYSTEMET I URSPRUNGLIG VERSION

4.1 Kontrollberäkning med historiska regn

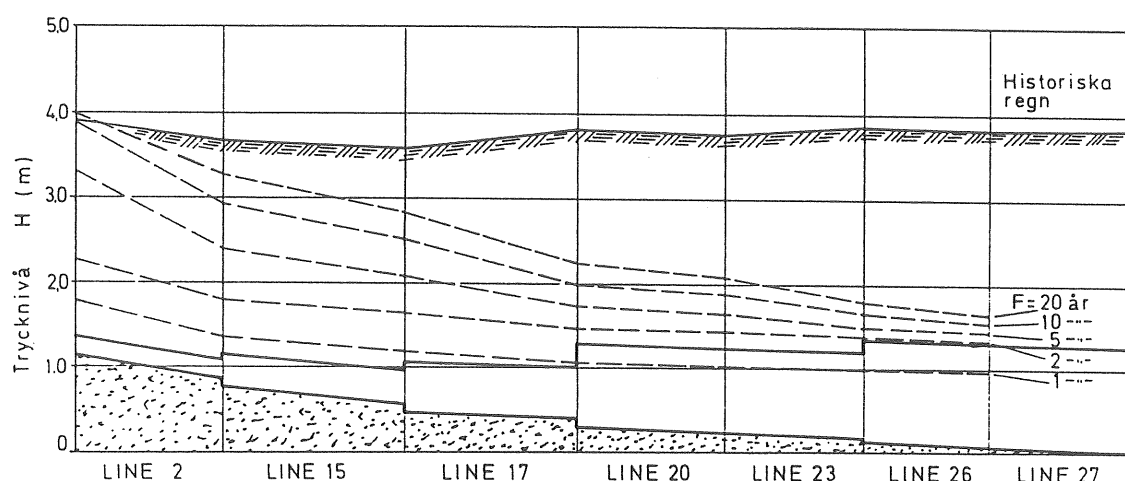
Systemet i ursprunglig version har beskrivits i avsnitt 2.3. Förutsättningarna är således ett flackt avrinningsområde som till närmare 90% består av hårdgjorda ytor. Villkoren i övrigt är att tillflödet sker via brunnarna samt att avrinningen ej påverkas av dämning från recipienten.

De historiska regnen har valts ut från Lundbyserien (avsnitt 3.1) enligt de kriterier som framgick av avsnitt 3.6. Avrinningen i ledningarna har simulerats med analysmodellen DAGVL-DIFF (kap. 2.4) och de maximala trycknivåerna under varje förlopp har registrerats. Statistiska fördelningskurvor har konstruerats genom att dessa maximala trycknivåer rangordnats och plottats med hjälp av formel 3.1.

Simuleringarna med historiska regn resulterar i de fördelningskurvor för maximala trycknivåer och flöden som redovisas i bilaga C-1. Ur dessa fördelningskurvor framtagna maxnivåer för olika återkomstperioder redovisas i tabell 4.1 och figur 4.1.

Tabell 4.1 Maximala trycknivåer H (m) beräknade med historiska regn för 1, 2, 5, 10 och 20 års återkomstperiod. Index d står för delfyllt ledning. Index ö indikerar översvämning på markytan.

Åter- komst- period F(år)	Ledningsbrunn (nr) (se figur 2.3, sid. 18)										
	2	15	17	20	23	26	27	10	7	12	1
20	3,99 ^ö	3,26	2,81	2,21	2,07	1,77	1,61	3,16	3,19	3,25	4,03 ^ö
10	3,87	2,93	2,53	2,01	1,89	1,65	1,52	2,81	2,74	2,99	3,92 ^ö
5	3,31	2,39	2,10	1,73	1,65	1,50	1,41	2,27	2,16	2,45	3,24
2	2,28	1,81	1,65	1,46	1,42	1,35	1,30	1,70	1,68	1,78	2,20
1	1,79	1,35	1,20	1,06 ^d	1,04 ^d	0,99 ^d	0,96 ^d	1,22	1,21	1,22	1,52
Huvudledningskedjan						Övriga brunnar					



Figur 4.1 De historiska trycknivåerna längs huvudledningen för olika återkomstperioder. Dragda trycklinjer länkar samman de statistiskt framtagna maximala trycknivåerna i varje brunn. Ledning 27 har ett fritt utlopp.

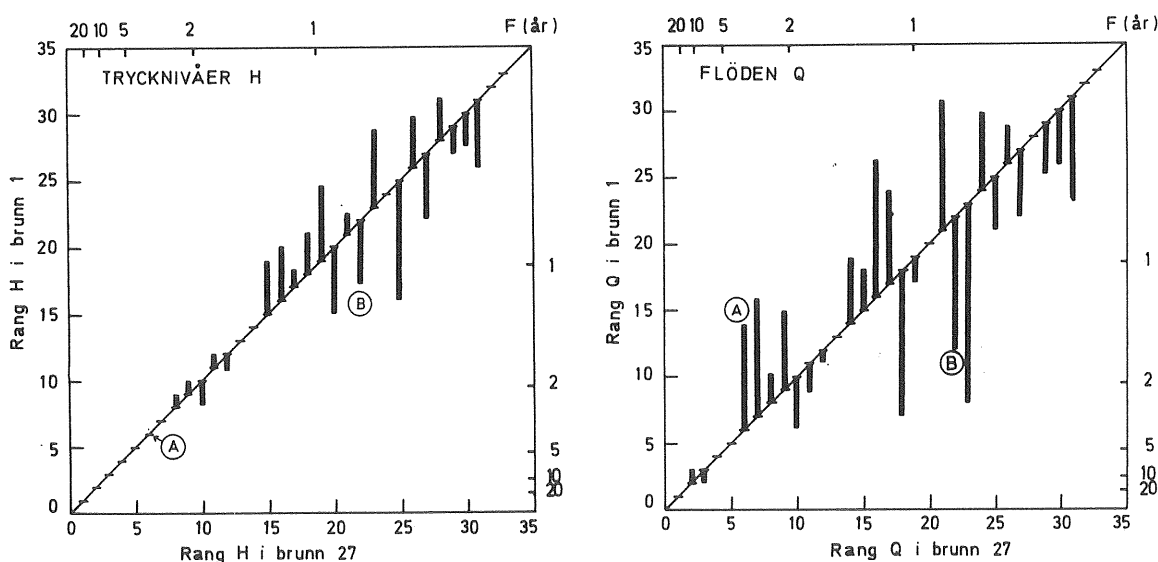
Risken för översvämning växer med avståndet från systemets utlopp. En jämförelse uppströms-nedströms visar t.ex. att återkomstperioden för trycknivåer högre än +2,0 m är endast 1,5 år i brunn 2 men c:a 15 år i brunn 23. Anledningen är att dämningshöjden ackumuleras i uppströmsriktningen när systemet överbelastas. Samtliga ledningar går då helt fyllda och någon magasineringskapacitet utöver själva brunnarna finns ej tillgänglig. För höga återkomstperioder avbryts emellertid de markanta trycknivåstegringarna vid ökad återkomstperiod pga att trycknivån når markytan, varvid magasineringskapacitet åter finns att tillgå.

Enligt figur 4.1 ligger de maximala trycknivåerna för 1 års återkomstperiod under hjässnivå i ledningarna 20-27 men över för uppströms liggande ledningar. Detta förhållande beror bl.a. på att ledningarnas vattengång lagts så att till brunnen inkommande ledningshjässor ligger lägre än utgående ledningars. Om ledningshjässorna i stället fått samma nivå hade uppdämningen i uppströmsledningarna reducerats. Med vilket stalp ledningarna läggs kan ha en viss inverkan på 1- och 2-års trycknivåer men den bedöms vara försumbar för större återkomstperioder och har ej någon betydelse för testen av möjligheten att beräkna maximala trycknivåer med hjälp av typregn.

4.2 Analys av sambandet mellan trycknivåer och flöden

I tabell 4.1 redovisade maximala trycknivåer för givna återkomstperioder är framtagna ur statistiska fördelningar. Konsekvensen blir t.ex. att 5-årsnivån i en uppströmsbrunn inte nödvändigtvis behöver ha genererats av samma historiska regn som 5-årsnivån längre nedströms.

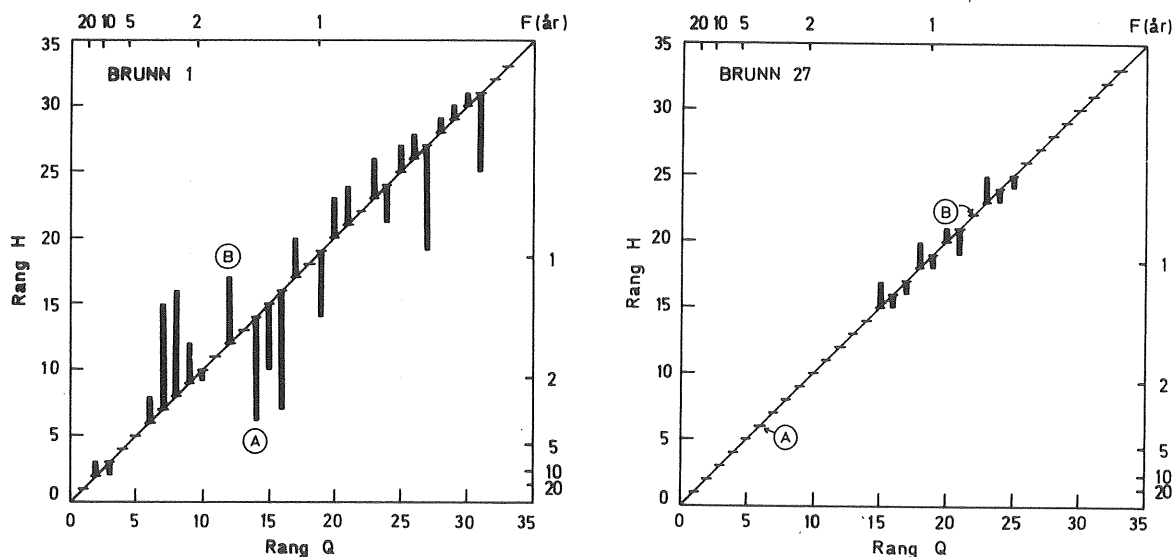
En analys av de erhållna resultaten visar att för ett givet regn som ger trycknivåer högre än 1,5-årsnivån så kommer de maximala trycken att ha approximativt samma återkomstperiod (ha samma rang) för alla brunnar. Att så är fallet för brunn 1 och 27 framgår av figur 4.2. Även om de maximala trycknivåerna har samma rang behöver emellertid inte samma sak gälla maxflödena, vilket också framgår av figur 4.2. Detta exemplifieras av regn A som ger ett flöde vilket i brunn 1 får 1,5 års återkomstperiod medan flödet i brunn 27 erhåller återkomstperioden 3,5 år.



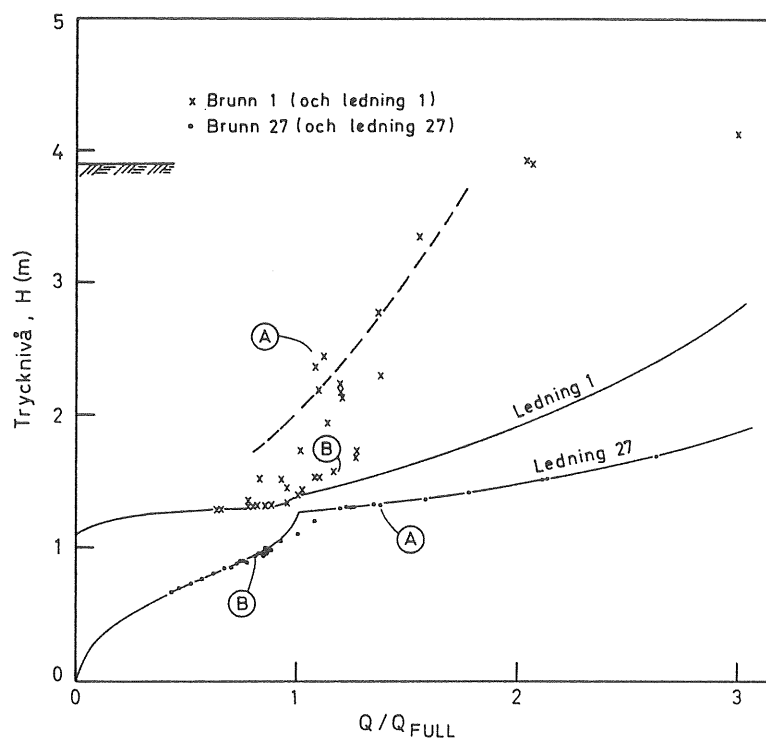
Figur 4.2 Korrelationen mellan maximala trycknivåer (t.v.) och maximala flöden (t.h.) i brunnarna 1 och 27 med avseende på återkomstperiod och rang från den statistiska bearbetningen. Hyetograferna för de regn A och B som markerats framgår av figur 4.5.

En liknande analys av korrelationen mellan maximala trycknivåer och flöden visar enligt figur 4.3 på samma återkomstperiod längst nedströms i brunn 27. Denna direkta koppling föreligger emellertid ej i någon annan brunn utan ett litet flöde kan svara mot en relativt hög trycknivå och vice versa. Figur 4.3 beskriver förhållandena i brunn 1. För de allra största regnen ($F > 5$ år) blir dock återkomstperioden ungefär densamma överallt i systemet.

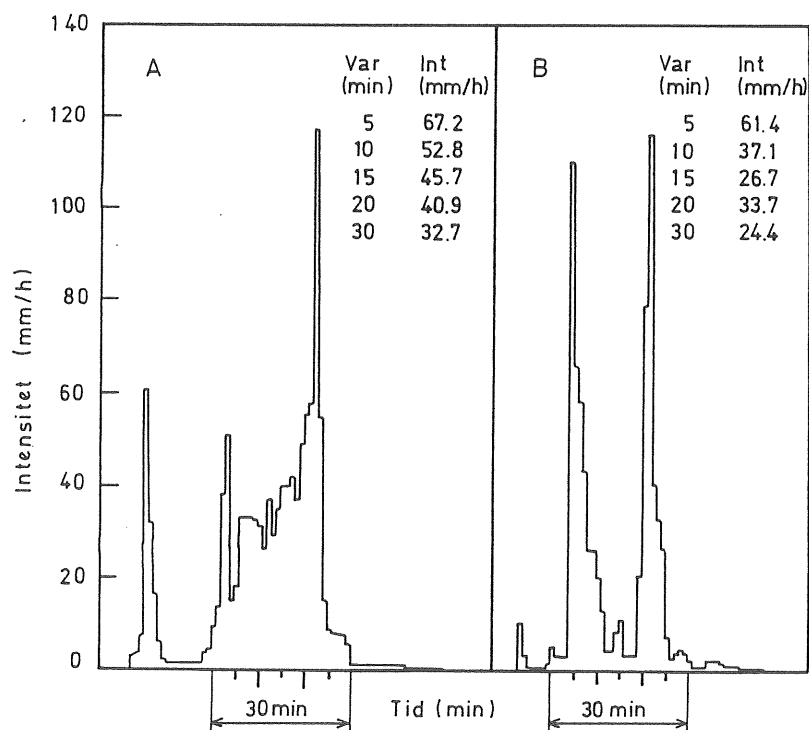
Ett komplement till figur 4.3 ges av figur 4.4 varur även maximala trycknivåernas och flödenas storlek kan avläsas. För brunn 27 råder i princip ett statistiskt samband tryck-flöde. Trycknivån beror således nästan enbart på flödet på grund av att någon dämning ej förekommer i utloppet. Längre uppströms kommer trycknivåerna däremot att vara en funktion av dels ledningsflödet, dels dämningen nedströms ifrån, se brunn 1 i figur 4.4. En övre gräns går för trycknivån att beräkna på det sätt som angivits i figurtexten. I brunn 27 hamnar ibland trycknivåerna under den statistiska kurvan. Anledningen är tryckgradienter som blir större än ledningslutningen i samband med att utloppsledningen fylls.



Figur 4.3 Sambandet mellan maximala trycknivåer och flöden i brunnarna 1 och 27. För brunn 1 gäller t.ex. att regn A ger 3,5-års trycknivån (rang H = 6) medan flödet erhåller återkomstperioden 1,5 år (rang Q = 14).



Figur 4.4 Sambanden mellan de maximala trycknivåerna $H(m)$ och flödena Q (relativt Q_{FULL}) genererade med historiska regn i brunnarna 1 och 27. Kurvorna avser stationära förhållanden utan nedströms dämning. För brunn 1 har dessutom beräknats en statisk kurva (streckad) som tar hänsyn till uppdämningen via förutsättningen att Q/Q_{FULL} är lika för samtliga ledningar i systemet. A och B representerar historiska regn enligt figur 4.5.



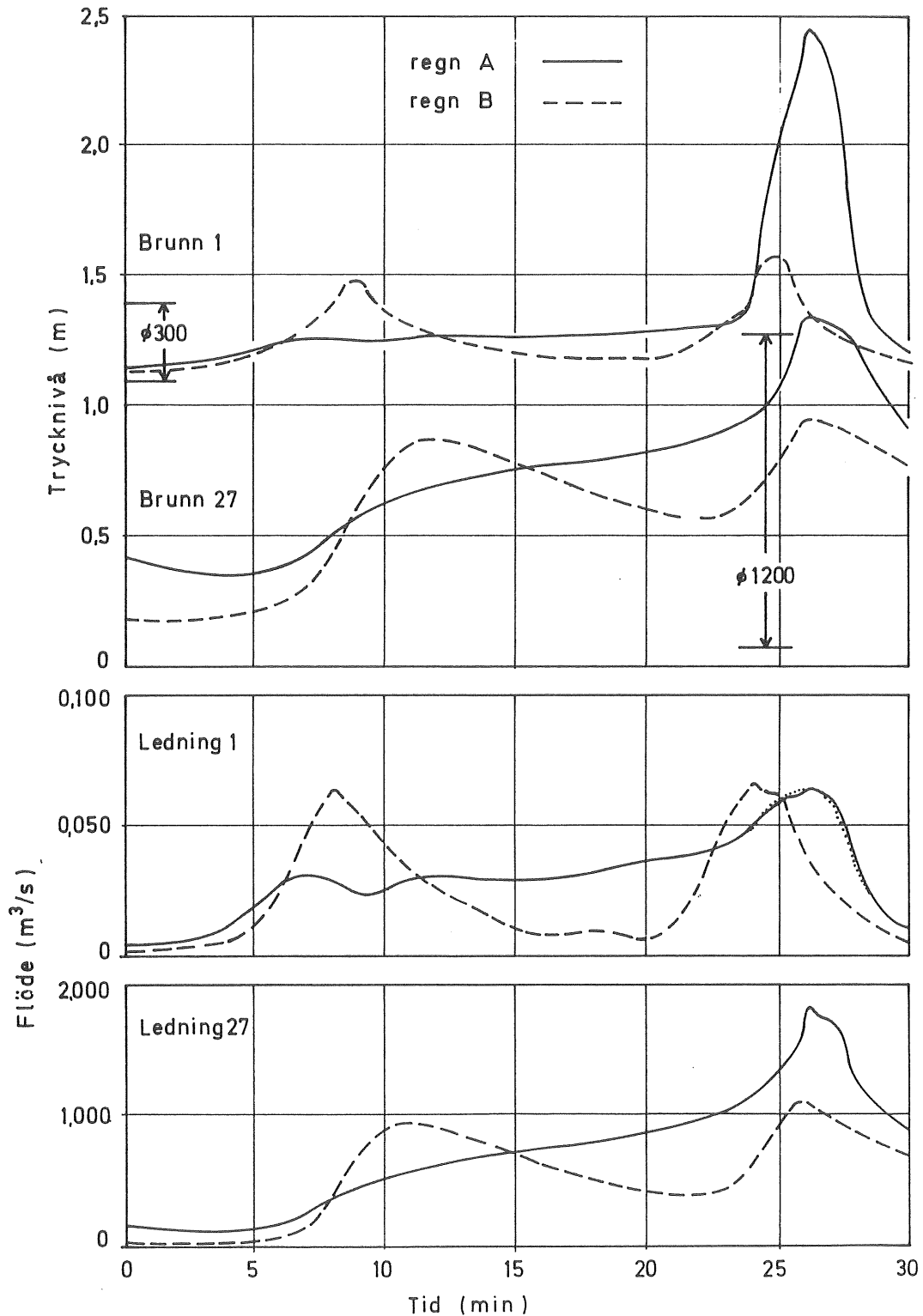
Figur 4.5 Hyetograferna för regnen A och B. De maximala medelintensiteterna har noterats över varaktigheterna 5-30 minuter.

Som framgår av figur 4.5 har de i föregående analys utnyttjade regnen A och B helt skild karaktär. Regn A innehåller större maximala medelintensiteter och orsakar därför vanligen både högre trycknivåer och större flöden än regn B. Undantaget är dock maximala flöden i uppströms liggande ledningar, där förhållandet har visat sig kunna vara det omvända. I brunn 1 uppnås enligt figur 4.4 ungefär lika stora maxflöden med regn B trots att regn A vållar en markant högre trycknivå. Orsaken till detta framgår av diskussionen nedan.

Regn A har en topp som föregås av 20 minuters kraftigt regnande. Därför går ledningarna fyllda när ytavrinningen når sin kulmen, se figur 4.6. Magasineringskapaciteten i ledningarna är då redan utnyttjad, vilket resulterar i att trycknivån snabbt stiger i brunnarna. Höjningen är mest påtaglig längst uppströms (brunn 1) på grund av ackumulerade trycknivåstegringar nedströms ifrån och upp genom hela systemet. Regn B ger till skillnad från regn A inte någon ackumulerad uppdämning. Systemet går aldrig fullt nedströms utan ledningarna sväljer regn B's toppar som når brunnarna när magasineringsskapacitet fortfarande finns tillgänglig.

För de historiska regn för vilka hela systemet går dämt äger de maximala trycknivåerna rum samtidigt i samtliga brunnar. Vid denna tidpunkt inträffar oftast också maximala flödet. Figur 4.6 bekräftar att så är fallet för regn A i brunnarna 1 och 27. För mindre häftiga regn (typ regn B) behöver däremot maxtrycken ej uppnås samtidigt i hela systemet. Maximala flödet inträffar då vanligen strax innan maxtrycket uppnås, dvs när ledningarna fylls.

När systemet går helt dämt finns ingen magasineringsskapacitet tillgänglig. Detta betyder att ledningsflödet approximativt följer tillrinningen till varje brunn och att flödet i systemets utlopp huvudsakligen motsvarar den sammanlagda externa tillrinningen. För att trycknivåerna skall stiga måste givetvis tillrinningen vara större än utflödet. Brunnarnas volym är dock så liten att skillnaden är marginell. Vid översvämning på markytan kan dock tillrinningen vara avsevärt större än ledningsflödet varför avrinningsförloppet fördröjs.



Figur 4.6 Trycknivå- och flödesförlopp till följd av regnen A och B i brunnarna 1 och 27. Flödeskurvorna för ledningarna beskriver i princip också tillrinningen till brunnarna. När trycknivån stiger över rörhjässan är tillrinningen aningen större än ledningsflödet på så vis som prickmarkerats för regn A i ledning 1. Vid maximal trycknivå är flödena lika och då brunnen töms utgör tillrinningen det lägre flödet.

4.3 Resultat av beräkningar med olika typregn

Kontrollberäkningarna har genomförts med olika typregn som har 1, 2, 5, 10 och 20 års återkomstperiod. Dessa typregn är block-Sifnell- och Chicagoregnet, se kapitel 3.

Med typregn beräknade maximala trycknivåer framgår av figur 4.7, på sidan 47. Dessutom redovisas exempel på erhållna trycknivåavvikelser ΔH i tabell 4.2.

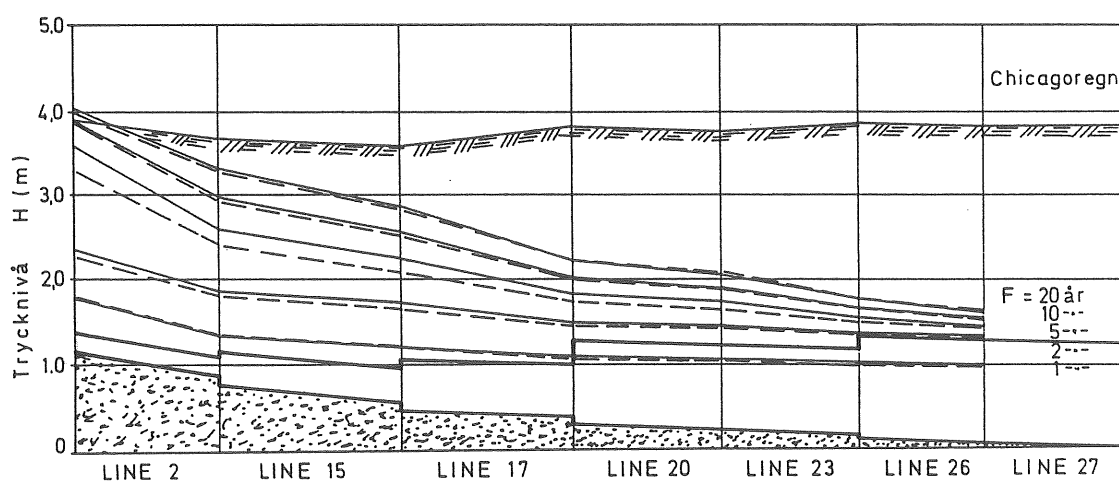
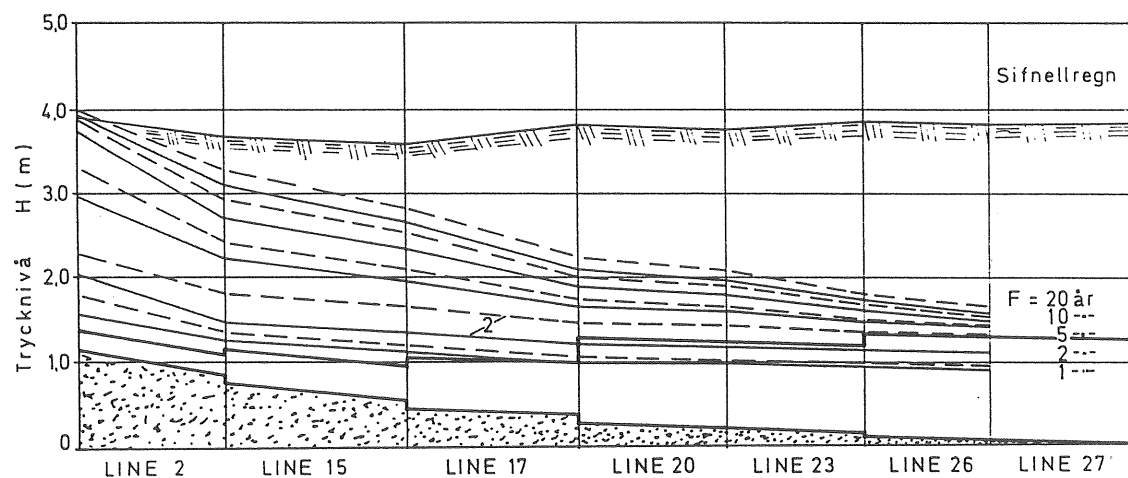
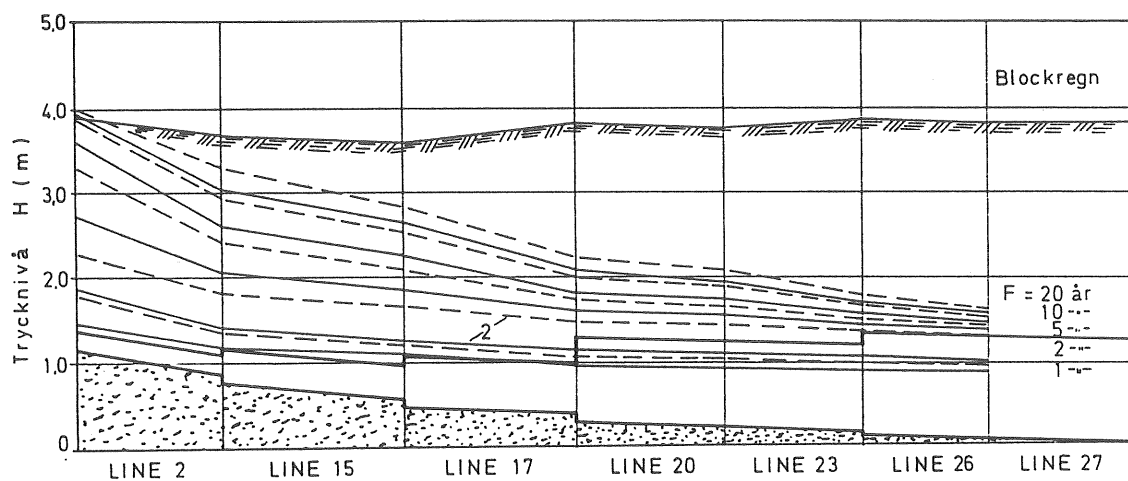
Tabell 4.2 Trycknivåavvikelserna $\Delta H = H(\text{typregn}) - H(\text{hist. regn})$ räknat i cm för de olika typregnen. Återkomstperioden är 5 år.

Typregn	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	27	10	7	12	1
Blockregn	-59	-32	-24	-13	-11	-7	-5	-33	-24	-38	-65
Sifnellregn	-36	-17	-13	-7	-6	-4	-2	-21	-11	-24	-41
Chicagoregn	+29	+19	+14	+9	+7	+4	+3	+13	+18	+16	+25
Huvudledningskedjan						Övriga brunnar					

Som framgår ger blockregnet uteslutande för låga trycknivåer. Detta gäller även Sifnellregnet om än i mindre grad. Dessa båda typregn underskattar alltså risken för översvämning. Bäst resultat uppnås med Chicagoregnet vars trycknivåer för vissa återkomstperioder praktiskt taget sammanfaller med de tryck som beräknats med historiska regn.

För att ta ett exempel är den i brunn 2 med historiska regn beräknade 5-års trycknivån +3,31 m. Vid kontrollberäkning med block-, Sifnell- och Chicagoregn erhåller denna uppdämningsnivå approximativt 8, 7 respektive 4 års återkomstperiod.

Chicagoregnet leder till att översvämningens risken i flertalet fall övervärderas. Således orsakar 2-års Chicagoregnet trycknivåer som har c:a 2,5 års återkomstperiod. 5-års Chicagoregnet leder till större trycknivåavvikelser och trycknivåerna får ungefär 6 års



Figur 4.7 De maximala trycknivåerna beräknade med 1, 2, 5, 10 och 20 års block-, Sifnell- och Chicagoregn längs huvudledningen. Som jämförelse har resultatet från historiska regn enligt figur 4.1 streckmarkerats.

återkomstperiod. Anledningen till att återkomstperioden ej påverkas mera dramatiskt är att de statistiska fördelningskurvorna är branta kring $F = 5$ år, se bilaga C-1. Detta gäller för systemets samtliga brunnar, trots att ΔH enligt tabell 4.2 växer med avståndet från utloppet. Trycknivåavvikelserna ΔH ackumuleras nämligen i uppströmsriktningen, vilket också betyder att fördelningskurvornas lutning ökar.

En jämförelse mellan maximala flöden beräknade med historiska regn och typregn resulterar i ett liknande resultat som för trycknivåerna. Chicagoregnet stämmer således bäst, medan block- och Sifnellregn oftast ger för små flöden, se bilaga C-1.

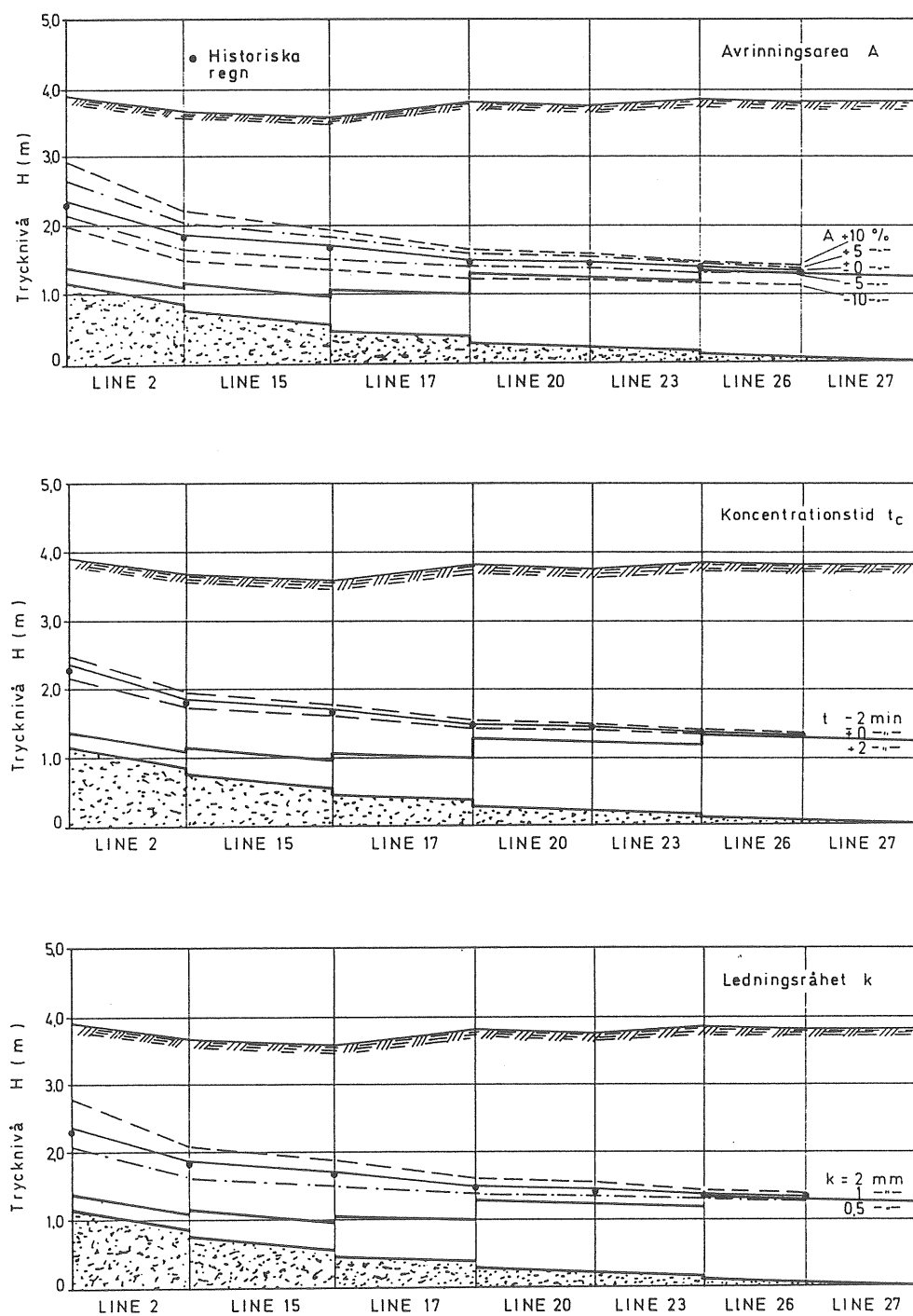
Beträffande maximala flöden har undantag uppmärksammats för höga återkomstperioder. Blockregnets maxflöde kan t.ex. överträffa Chicagoregnet när översvämning på markytan förekommer. För de översvänningsdrabbade brunnarna inträffar maximala flödet när den externa tillrinningen och därmed även trycknivåerna minskat nedströms och markmagasinet töms via brunnen. På grund av att friktionsförlusterna på markytan och inströmningsförlusterna genom brunnsgaller etc. försummas i beräkningarna blir dessa flöden extremt känsliga för förändringar i systemets trycknivåer och bör därför betraktas med viss försiktighet.

4.4 Värdering av avvikelsernas storlek

För att ytterligare värdera de redovisade trycknivåavvikelserna har beräkningar genomförts med ändrade värden på system- och områdesparametrarna, se figur 4.8.

Avsikten är att bedöma vilka fel i indata som har samma inverkan på trycknivåerna som Chicagoregnet. Man finner då att 2-årsregnets avvikelser motsvarar endera av följande indatafel:

- o Effektiva avrinningsarean minskas med 2%.
- o Delytornas koncentrationstider ökas med 1 minut ($\approx 20\%$).
- o Ledningarnas ekvivalenta sandrårhet k minskar från 1,0 till 0,8 mm.



Figur 4.8 Maximala trycknivåer beräknade för avvikande system- och områdesdata med 2-års Chicagoregnet. Aktuella indata avser delområdenas area och koncentrationstider samt ledningarnas ekvivalenta sandråhet. Punktmärkningarna gäller de maximala trycknivåer som beräknats med historiska regn.

Analysen visar att valet av Chicagoregn i stället för den historiska regnserien får små konsekvenser för trycknivåerna jämfört med vad osäkerheter i övriga indata kan ge. Speciellt avrinningsarean är en betydelsefull parameter. När t.ex. avrinningsarean ändras med $\pm 10\%$ kommer motsvarande trycknivåer för 2-års Chicagoregnet att i brunn 2 få en differens om 1 meter svarande mot återkomstperiodintervallet 1,5 till 4 år. Maximala trycknivåerna är däremot mindre känsliga för osäkerheter i delytornas koncentrationstider.

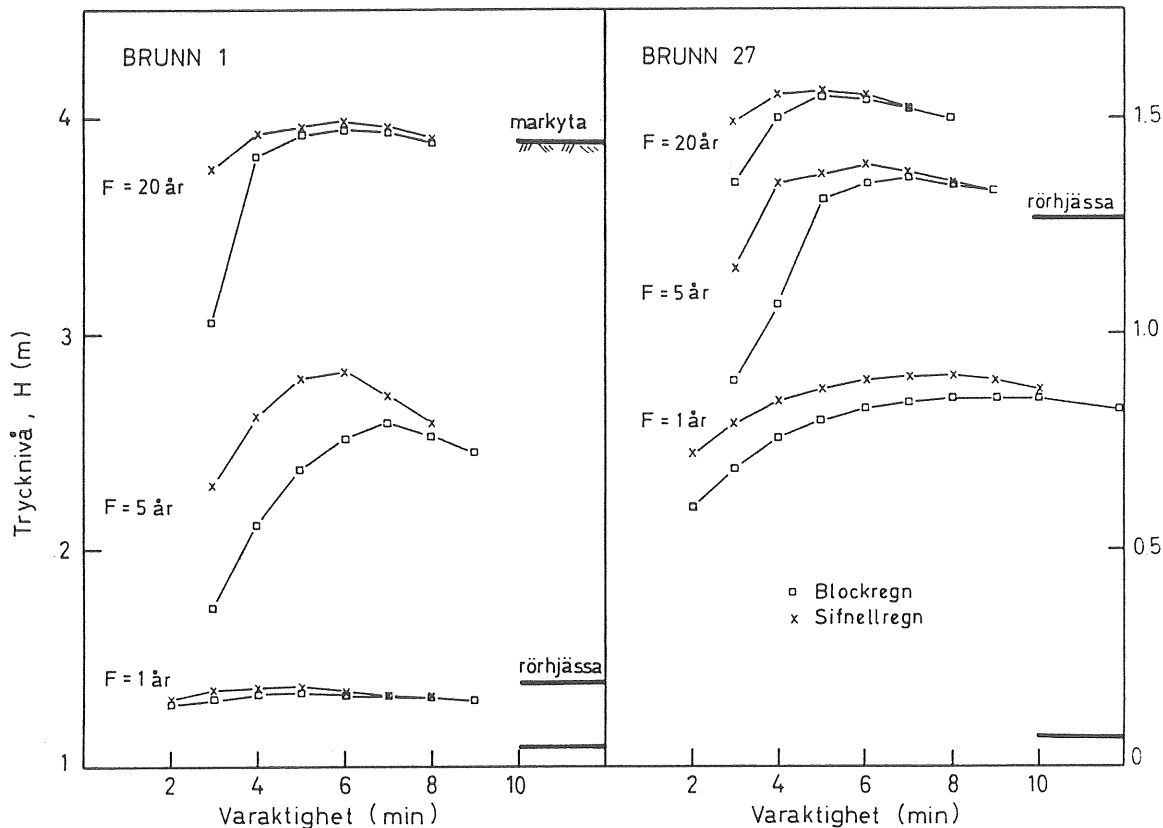
Figur 4.8 är framtagen för Chicagoregnet men kan utnyttjas även för approximativ utvärdering av block- och Sifnellregn. Genom en jämförelse med 2-års trycklinjerna i figur 4.7 framgår att Sifnellregnet tangerar A-10%-nivån medan nivåerna i övrigt hamnar under de kilformade banden. Detta betyder att det fel som block- och Sifnellregnet ger motsvarar en underskattning av avrinningsarean med åtminstone 10%.

En överslagsmässig värdering av typregnen kan också göras med hjälp av de statistiska fördelningskurvorna i bilaga C-1. Typregn med dubbla återkomstperioden ger alltid högre trycknivåer än historiska regn och en bedömning är att säg 15-20% högre intensitet kompenserar för blockregnets underskattningar.

4.5 Analys av dimensionerande varaktighet för block- och Sifnellregn

När blockregn eller Sifnellregn utnyttjas måste kontrollberäkningarna upprepas med olika varaktigheter. Figur 4.9 redovisar exempel på hur trycknivåerna beror på vilken varaktighet som väljs.

Vilken varaktighet som medför högst trycknivå och störst flöde framgår av tabell 4.3. För blockregnet varierar dessa "dimensionerande" varaktigheter mellan 4 och 8 minuter, vilket kan jämföras med delytornas koncentrationstider, 5-6 minuter. (En liknande tabell för Sifnellregnet gav grovt sett 1 minut kortare varaktighet i varje position.) Enligt figur 4.9 är trycknivåerna dock relativt okänsliga när varaktigheten är större än 5 minuter. För kortare varaktigheter erhålls däremot oftast betydligt lägre trycknivåer.



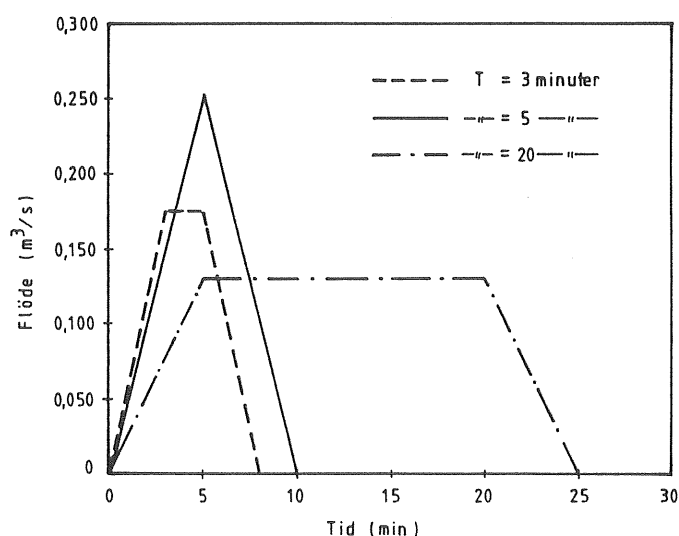
Figur 4.9 Trycknivåer i brunnarna 1 och 27 för olika varaktigheter hos blockregnet och Sifnellregnets centrala del. (Variationerna i brunn 27 överdrivs pga. den olika höjdska-

Tabell 4.3 Blockregnets dimensionerande varaktigheter (min) för maximala trycknivåer H och flöden Q .

Åter- komst- period F (år)	Ledningsbrunn (nr)											
	2 H Q	15 H Q	17 H Q	20 H Q	23 H Q	26 H Q	27 H Q		10 H Q	7 H Q	12 H Q	1 H Q
20	6 6	5 5	5 5	5 5	5 5	5 5	5 5		5 5	6 5	5 5	6 6
10	6 5	6 5	6 5	6 5	6 5	6 5	6 6		6 4	6 4	6 4	6 4
5	7 4	7 4	7 4	7 5	7 6	7 7	7 7		7 4	7 4	7 5	7 4
2	5 4	5 4	8 5	8 6	8 7	8 7	8 7		8 4	7 4	8 5	7 5
1	4 4	6 5	6 5	7 7	8 6	8 7	8 8		8 4	4 4	6 5	4 4
Huvudledningskedjan								Övriga brunnar				

I figur 4.10 redovisas ytavrinningshydrografer för tre olika blockregnsvaraktigheter. Toppflödet blir alltså störst om varaktigheten är lika med delytans koncentrationstid.

Den dimensionerande varaktigheten i tabell 4.3 följer ett visst mönster som speglar systemets egenskaper. För låga återkomstperioder ökar t.ex. varaktigheten i nedströmsriktningen, helt analogt med traditionell dimensionering och delfyllda ledningar. Tillrinningshydrograferna samverkar allt mer i systemet ju större del av förloppet som går i helt fyllda ledningar. För större återkomstperioder går systemet helt fyllt och det blir då ytavrinningshydrografernas toppflöden som styr trycknivåerna. De maximala trycknivåerna erhålls när tillrinningen är störst och tillflödena samverkar i samtliga brunnar, dvs då varaktigheten är lika med koncentrationstiden (figur 4.10).



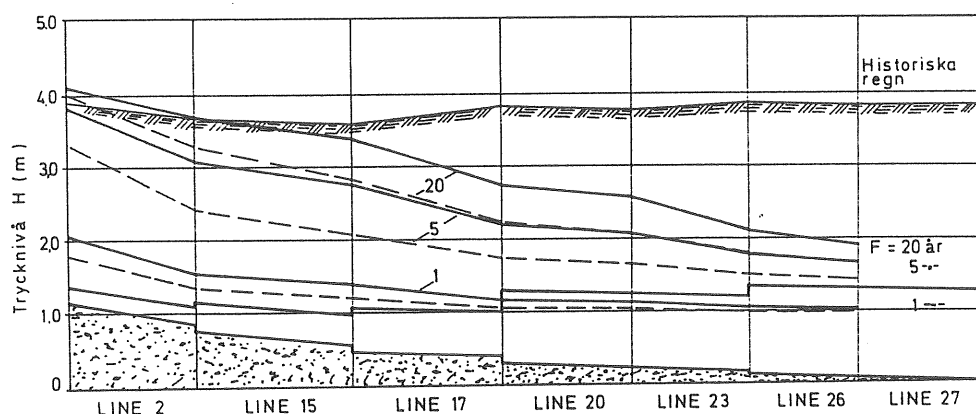
Figur 4.10 Schematiska ytavrinningshydrografer för 5-års blockregn vars varaktighet är mindre än, lika med samt större än delytans koncentrationstid som är 5 minuter. Avrinningen sker från en 1 ha stor delyta som har en linjär tid-areakurva. Intensiteten är hämtad från bilaga A.

Tabell 4.3 åskådliggör dynamiken i avrinningen då maximala flödet ofta inträffar för en kortare varaktighet än maximala trycknivån. Dessa flöden beror på höga tryckgradienter i samband med att ledningsmagasinen fylls då någon inverkan av dämning ej föreligger. En bidragande orsak kan också vara att dessa kortare ytavrinningshydrografer har en brantare stigfas, se figur 4.10.

4.6 Trycknivåer beräknade med hänsyn till förluster i ledningsbrunnarna

Hittills har kontrollberäkningarna i denna studie genomförts utan beaktande av brunnsförluster. Vid uppdamning sammanfaller trycknivåerna i till brunnen inkommande ledningar med den utgående, dvs tryckdifferenskoefficienten C som definierats i avsnitt 2.4 är noll. Givetvis påverkas systemets flödeskapacitet av energiförlusterna i brunnarna. I normala fall leder sådana förluster till att trycknivån sjunker i flödesriktningen och att högre dämningarnivåer krävs i brunnarna för att avbörda ett givet flöde.

För att inkludera brunnsförlusterna i kontrollberäkningarna har värden på brunnskoefficienten uppskattats enligt bilaga D ($C_{\text{brunn}} = 0,3 - 2,0$ beroende på brunnens typ och placering). Vilka trycknivåer som hänsynen till tilläggsförlusterna medför framgår av figur 4.11.



Figur 4.11 Maximala trycknivåer med förluster i ledningsbrunnarna beräknade med historiska regn, enligt de statistiska fördelningskurvorna i bilaga C-2. De streckade trycklinjerna kommer från figur 4.1 och svarar mot att $C = 0$.

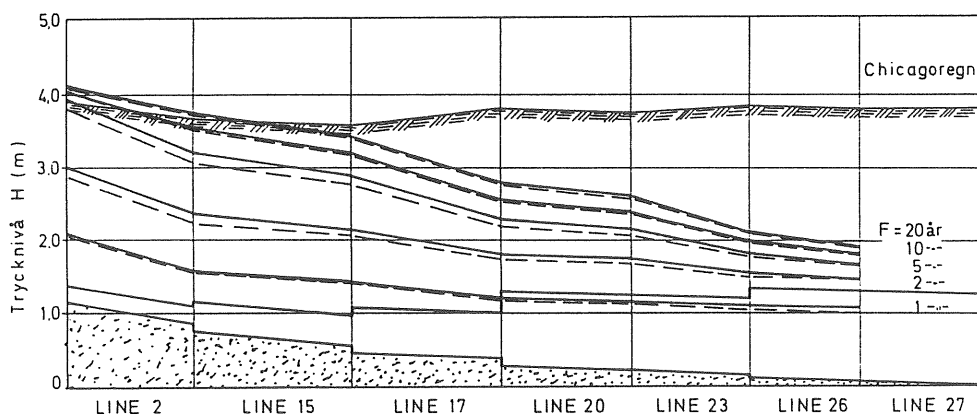
Den slutsats som kan dras är att kontrollberäkningar generellt sett alltid om möjligt bör innefatta hänsyn till brunnsförlusterna då översvämningsrisken väsentligt höjs enligt tabell 4.4.

I överbelastade ledningar ackumuleras tryckförlusterna i uppströmsriktningen och brunnarnas inverkan kan approximativt jämföras med en förhöjning av ledningsmotståndet. Kontrollberäkningar med

Tabell 4.4 Återkomstperioden F (år) för att trycknivån skall överskrida nivån +2,0 m med respektive utan förluster i brunnarna. Bedömningen är gjord med hjälp av fördelningskurvorna i bilagorna C-2 och C-1.

C_{brunn}	Ledningsbrunn (nr)						
	2	15	17	20	23	26	27
0,3-2,0	1	1,5	2	4	5	14	>20
0	1,5	3	4	12	16	>20	>>20

olika typregn kan således förväntas ge samma inbördes resultat som då $C = 0$. Att så också blir fallet framgår av bilaga C-2 som visar att block- och Sifnellregn underskattar trycknivåerna. Den bästa överensstämmelsen erhålls även i detta fall med hjälp av Chicagoregnet vars trycknivåer sammanfattas i figur 4.12.



Figur 4.12 Maximala trycknivåerna beräknade med Chicagoregn och med hänsyn tagen till förluster i brunnarna. Som jämförelse framgår motsvarande med historiska regn beräknade trycknivåer (streckmarkerade).

Det är inte helt oproblematiskt att inkludera brunnsförluster i kontrollberäkningarna. En svårighet är att finna relevanta koefficienter till de olika brunns typerna, se bilaga D. En annan svårighet är att brunnsförluster i DAGVL-DIFF ibland vållar numerisk instabilitet med risk för avbrott i beräkningarna. Mot bakgrunden av dessa erfarenheter har de fortsatta kontrollberäkningarna i

denna studie genomförts med $C = 0$. Utelämnandet av brunnsförlusterna kan visserligen inverka märkbart på trycknivåerna men de förutsättes ej påverka resultatet av hypotesprövningen, dvs bedömningen av om typregn lämpar sig för kontrollberäkningar.

4.7 En jämförelse med Arnells flöden

De genomförda analyserna visar hur ett system uppför sig vid överbelastning. Skillnaden jämfört med delfyllda ledningar är att magasineringsskapacitet ej finns tillgänglig varför avrinningsförloppen blir snabbare än i t.ex. Arnells flödesberäkningar vilka genomfördes under antagandet av enbart delfyllnad.

DAGVL-DIFF simulerar en helt annan avrinningsprocess än den av Arnell utnyttjade CTH-modellen. För maximala flöden stämmer emellertid uppnådda resultat i huvudsak med de Arnell erhöi i sin studie (avsnitt 1.3), dvs blockregnet gav för små och Chicagoregnet för stora maxflöden. Enda undantaget är Sifnellregnet som enligt Arnell (Sifaldaregnet) gav bäst resultat men som i denna studie visat sig medföra såväl markant för låga maximala flöden som trycknivåer. En bidragande orsak torde vara att Sifnellregnet givits en ny definition av Arnell (1988), (se avsnitt 3.4), och statistiskt bättre anpassats till historiska regn. Detta har lett till mindre volym och lägre intensitet hos förregnet än vad Arnell hade i sina beräkningar.

4.8 Sammanfattning

De genomförda kontrollberäkningarna visar att översvämningsrisken kan bedömas med Chicagoregnet. Detta typregn genererar approximativt samma maximala trycknivåer och flöden som historiska regn.

Både Sifnellregn och blockregn gav i samtliga fall en underskattning av trycknivåerna. Om dessa typregn ändå skall utnyttjas till kontrollberäkning tyder uppnådda resultat på att det är lämpligt att öka regnintensiteten med 10 respektive 15%-20%.

Analysen har visat att valet av Chicagoregn i stället för den historiska regnserien får små konsekvenser för trycknivåerna jämfört med vad osäkerheter i övriga indata kan ge. En speciellt viktig parameter är den bidragande avrinningsarean.

Vid delfyllda ledningar erhålls maximala trycknivåer och flöden i systemets uppströmsdel för korta regnvaraktigheter och i nedströmsdelen för långa varaktigheter. Detta förhållande är analogt med erfarenheter från konventionell dimensionering. Vid ökad uppdämning (större återkomstperioder) minskar koncentrationstiden för ledningssystemet och de maximala trycknivåerna erhålles då för regnvaraktigheter motsvarande delytornas koncentrationstid, dvs för regn som ger maximal tillrinning till systemet.

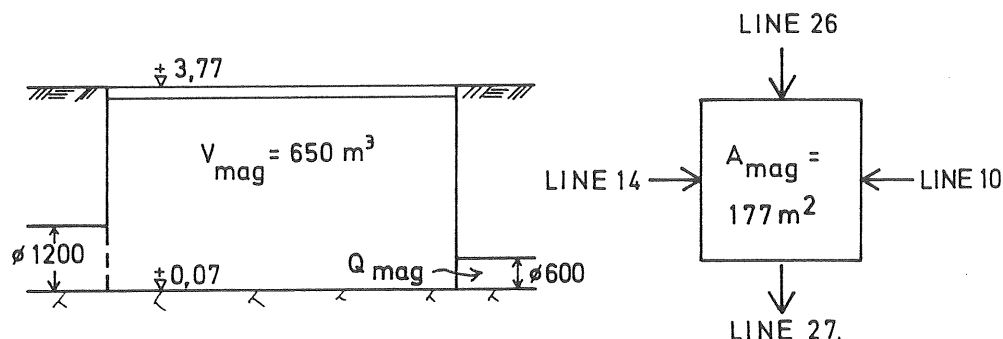
I ett system som överbelastas ackumuleras tryckhöjderna i uppströms riktning varför risken för översvämning växer med avståndet från utloppet. Det överbelastade systemet har ingen tillgänglig magasineringskapacitet och är därför känsligt för variationer i tillrinningen, dvs. en ökning av tillrinningen ger en direkt förhöjd uppdämningsnivå.

5. SYSTEMET KOMPLETTERAT MED ETT UTJÄMNINGSMAGASIN NEDSTRÖMS

5.1 Magasinets utformning

Det kontrollberäknade systemalternativet (parametrarna redovisas i bilaga B) är identiskt med systemet i ursprunglig version så när som på följande punkter:

- Ledning 27 har strypts från $\phi 1200$ till $\phi 600$ mm, vilket medför att kapaciteten Q_{FULL} reduceras från 1,3 till $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Brunn 27 har ersatts med ett magasin med volymen 650 m^3 , se figur 5.1.



Figur 5.1 Skiss över utjämningsmagasinets sektion och plan. Magasinet ersätter brunn 27. Inkommande ledningar är 26 ($\phi 1200$), 10 och 14.

Avsikten med utjämningsmagasinet är att fördröja avrinningen och öka uppehållstiden i systemet så att en reduktion erhålles av utflödestopparna. En närmare motivering av valet magasinetsvolym-utloppsdiameter följer på sidan 60.

5.2 Kontrollberäkning med historiska regn

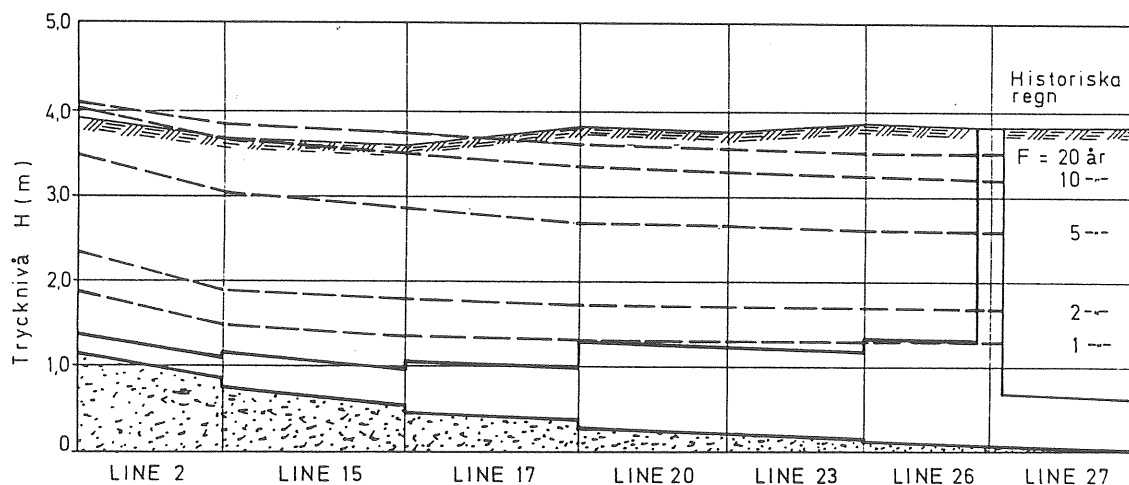
De maximala trycknivåer som beräknats med historiska regn för olika återkomstperioder framgår av tabell 5.1 och figur 5.2. Dessa trycknivåer är hämtade från de statistiska fördelningskurvorna i bilaga C-3 som också redovisar de maximala flödena.

Tabell 5.1 Maximala trycknivåer för olika återkomstperioder beräknade med historiska regn. Översvämning på markytan indikeras av ö samt delfyllt ledning av d.

Åter- komst- period F (år)	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	MAGA- SINET (27)	10	7	12	1
20	4,08 ^ö	3,84 ^ö	3,75 ^ö	3,61	3,57	3,51	3,48	3,65 ^ö	3,75 ^ö	3,80 ^ö	4,11 ^ö
10	4,01 ^ö	3,65	3,52	3,34	3,30	3,24	3,21	3,50 ^ö	3,57	3,63	4,03 ^ö
5	3,49	3,03	2,88	2,71	2,68	2,62	2,60	2,94	2,93	3,03	3,47
2	2,34	1,88	1,80	1,72	1,71	1,68	1,67	1,81	1,81	1,87	2,14
1	1,91	1,49	1,36	1,32	1,31	1,29 ^d	1,29	1,37	1,37	1,43	1,77

Huvudledningskedjan

Övriga brunnar



Figur 5.2 De maximala trycknivåerna H(m) längs huvudledningen samt i magasinet enligt tabell 5.1.

Jämfört med det ursprungliga systemet erhålles en förhöjd översvämningssrisk, speciellt i närheten av magasinet. De maximala trycknivåerna från kap. 4 (figur 4.1) överskrider fast vid en senare tidpunkt under avrinningsförloppet och när nivån i magasinet står som högst. Flödena är då små varför trycklinjerna blir flacka och översvämningssrisken approximativt densamma i hela systemet, se tabell 5.2.

Tabell 5.2 Återkomstperioden $F(\text{år})$ för att nivån +2,0 m överskrids av maximala trycknivån. Bedömningen är gjord med historiska regn.

System- alternativ	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	27	10	7	12	1
c med utjämningsmagasinet	1,5	2	2,5	3	3	3	3	2,5	2,5	2,5	1,5
a utan magasin (ursprunglig version)	1,5	3	4	12	16	>20	>20	3	4	3	1,5
Huvudledningskedjan						Övriga brunnar					

Maximala magasinerade volymer och utflöden framgår av tabell 5.3.

Tabell 5.3 Utnyttjad magasinvolym samt maximala flödet ut ur magasinet (Q_{mag}) för olika återkomstperioder. Q_{27} är motsvarande flöde från ursprungliga systemet. Bedömningen är genomförd med historiska regn.

Återkomst- period $F(\text{år})$	$V_{\text{mag}} (\text{m}^3)$	$Q_{\text{mag}} (\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{27} (\text{m}^3/\text{s})$
20	603	1,366	3,134
10	555	1,299	2,790
5	447	1,183	2,261
2	283	0,838	1,604
1	216	0,693	1,117

Av tabell 5.3 framgår att utjämningsmagasinet approximativt halverar de maximala flödena i systemets utlopp. Även övriga maximala flöden i systemet reduceras till följd av magasinet som häm-

mar höga tryckgradienter. Dessa maximala flöden inträffar då inte vid samma tidpunkt som maximala trycknivåerna utan vanligen i ett tidigare skede. Ju lägre nivå i magasinet desto mindre påverkas följaktligen flödena, jämför fördelningskurvorna i bilaga C-3 med bilaga C-1.

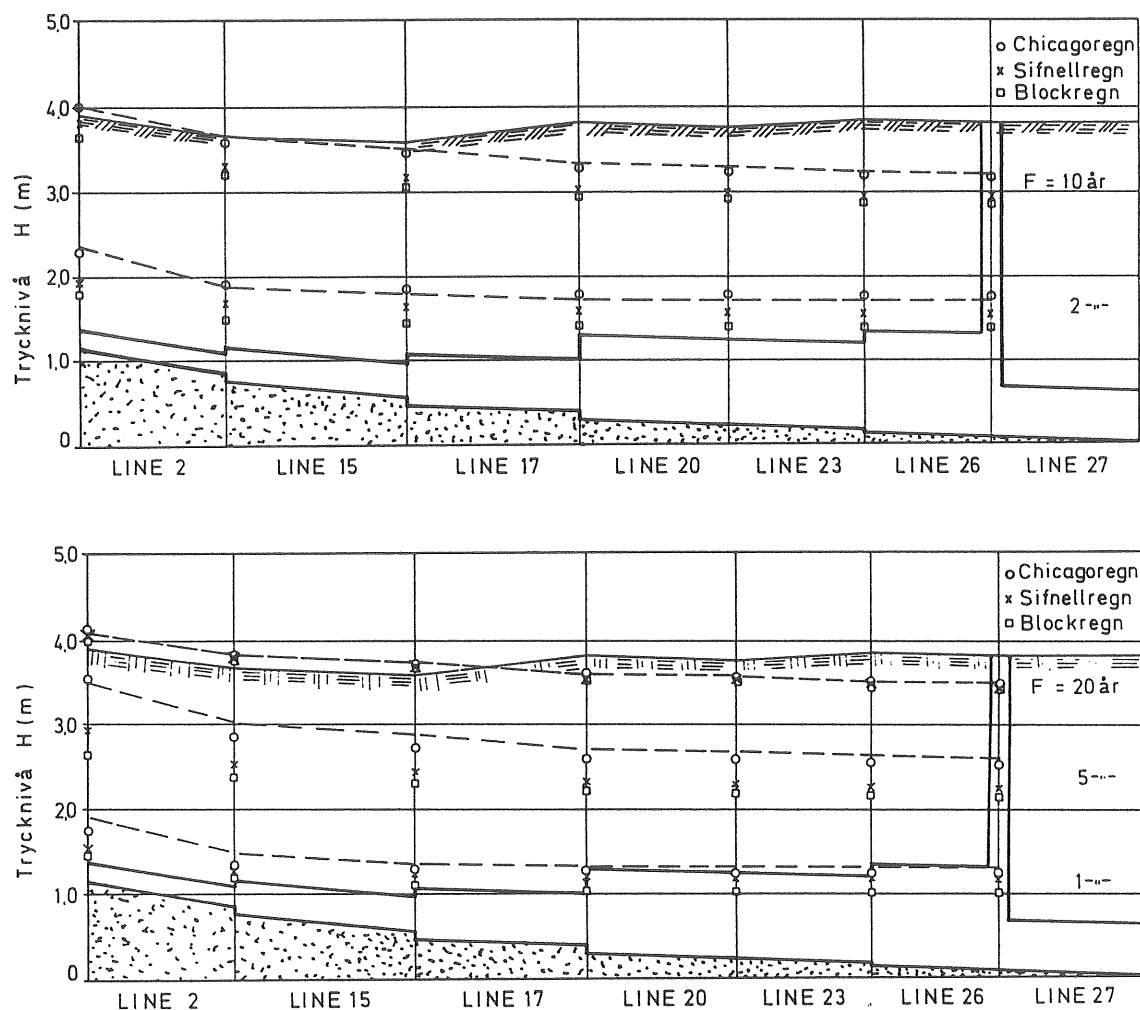
Utjämningsmagasinets effekt på översvänningsrisken är en funktion av dels den strypa utloppsledningens diameter dels magasinets volym. Här har valts en kombination som maximalt utnyttjar tillgänglig tryckhöjd mellan ledningshjässorna ($F \approx 1$ års trycklinje) och markytan som omges av trycklinjerna för 10 och 20 års återkomstperiod. Enbart en strypning av ledning 27 skulle ha lett till höga trycknivåer i brunn 27 och ökad översvänningsrisk redan för låga återkomstperioder. Ett magasin med större tvärsnittsarea och bibehållen ledning 27 skulle ha fått den motsatta effekten, dvs. sänkt översvänningsrisk med trycklinjer i nivå med dem som redovisas i figur 4.1.

5.3 Kontrollberäkningen med hjälp av olika typregn

Utnyttjandet av typregn i kontrollberäkningarna medför i de flesta dels fall att de maximala trycknivåerna underskattas, se figur 5.3 och tabell 5.4. Blockregn och Sifnellregn orsakar uteslutande för låga trycknivåer. Det är enbart Chicagoregnet som når upp till trycknivåerna för historiska regn. Både positiva och negativa trycknivåavvikelser förekommer. Den inbördes rangordningen är i samtliga fall Chicagoregn-Sifnellregn-blockregn.

Frekvenserna för de med typregn genererade maximala trycknivåerna kan uppskattas med hjälp av de statistiska fördelningskurvorna i bilaga C-3. Med t.ex. 1, 2 och 5 års Chicagoregn erhålles strax under 1 år, 2-2,5 år respektive 4,5-5 års återkomstperiod. Vilka översvänningsrisker som de olika typregnen medför med hänsyn till givna nivåer redovisas i tabell 5.5.

En granskning av magasinsvolymerna visar att exempelvis 2-års block-, Sifnell- och Chicagoregn utnyttjar volymerna 226, 255 resp. 292 m^3 , vilket kan jämföras med 283 m^3 från tabell 5.3. Enligt de statistiska fördelningskurvorna för magasinet (brunn



Figur 5.3 Maximala trycknivåerna beräknade med typregn längs huvudledningen och i magasinet. Motsvarande historiska trycknivåer har streckmarkerats.

Tabell 5.4 Trycknivåavvikelserna ΔH (cm) för olika typregn. Angivna värden definierar de intervall (max-min) som täcker samtliga brunnar.

Åter- komst- period F (år)	blockregn		Sifnellregn		Chicagoregn	
	max	min	max	min	max	min
20	-5	-10	-4	-8	+2	-2
10	-37	-51	-23	-39	-3	-12
5	-46	-91	-37	-64	+4	-21
2	-32	-55	-16	-42	+7	-6
1	-29	-46	-15	-41	-7	-22

Tabell 5.5 Bedömning av återkomstperioden F(år) för att trycket överskrider nivån +2,0 m när beräkningarna görs med olika typregn.

Typ- regn	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	MAGA- SINET (27)	10	7	12	1
Blockregn	2,5	3,5	4	4	4	4	4	3,5	3,5	3,5	3
Sifnellregn	2	3	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3	3	3	2,5
Chicagoregn	1,5	2	2,5	3	3	3	3	2,5	2,5	2,5	1,5

Historiska regn	1,5	2	2,5	3	3	3	3	2,5	2,5	2,5	1,5
Huvudledningskedjan						Övriga brunnar					

27) har dessa utnyttjade volymer ungefär 1, 1,5 resp. 2,5 års återkomstperiod.

Avvikelsen i magasinsvolym för de olika typregnen varierar mellan +3% (2-års Chicagoregn) och -25% (1-års blockregn). I medeltal underskattar Chicagoregnet den utnyttjade volymen och det maximala utflödet med c:a 2%, se tabell 5.6.

Tabell 5.6 För magasinet erhållna avvikelser i % då beräkningarna görs med olika typregn, relativt tabell 5.3.

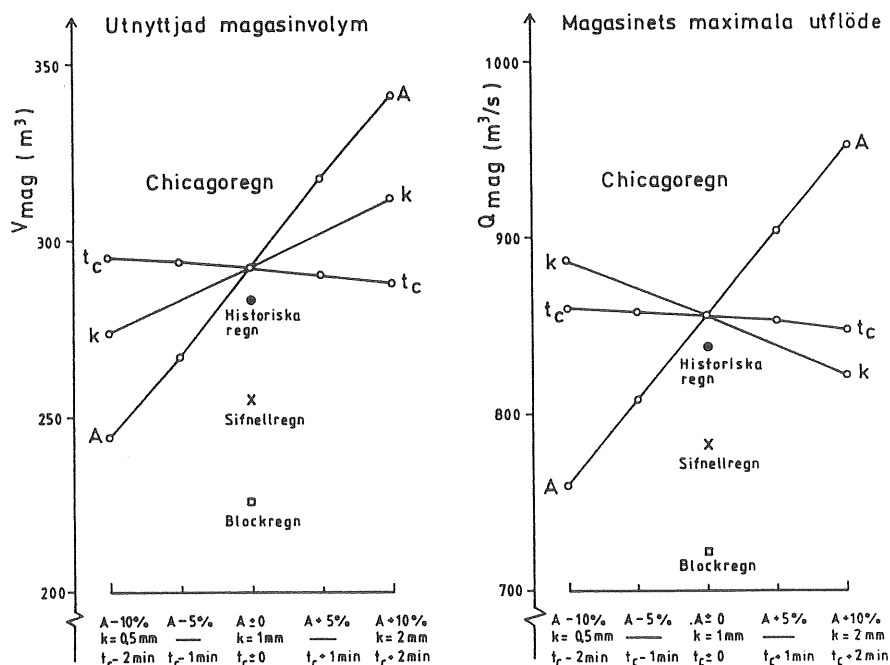
Återkomst- period F (år)	blockregn		Sifnellregn		Chicagoregn	
	ΔV_{mag}	ΔQ_{mag}	ΔV_{mag}	ΔQ_{mag}	ΔV_{mag}	ΔQ_{mag}
20	-2,3	-1,4	-2,1	-1,1	-0,6	-0,2
10	-11,8	-7,3	-9,6	-5,9	-1,3	-0,5
5	-18,2	-15,6	-14,6	-13,1	-3,6	-5,9
2	-20,0	-14,0	-10,0	-6,7	+3,1	+2,1
1	-24,6	-19,0	-12,3	-13,0	-5,7	-4,2
Medelvärde ^{*)}	-18,7	-14,0	-11,6	-9,7	-1,9	-2,1

*) F = 20 år har ej medtagits av hänsyn till att avvikelserna automatiskt minskar då trycknivåns höjning reduceras genom att magasinering äger rum på markytan.

Enligt de statistiska fördelningskurvorna för maximala flöden är det även för systemet i övrigt Chicagoregn som ger bäst överensstämmelse med av historiska regn genererade flöden. De maximala flödena har dock inte alltid samma inbördes ordning som de maximala trycknivåerna utan t.ex. blockregnet ger ibland det största flödet, se bilaga C-3. Förhållandet är mest påtagligt för höga återkomstperioder ($F=10-20$ år) och orsaken är översvämning på markytan. När markmagasinet töms kan nämligen odämpade flödestoppar uppstå (på samma sätt som för systemet i ursprunglig version, avsnitt 4.3). Dessa flödessituationer är komplexa och maxflödena är osäkra varför de bör beaktas med försiktighet. Bedömningen av översvämningsrisken påverkas ej eftersom maximala trycknivåerna inträffar under ett tidigare skede av avrinningsförloppet.

5.4 En kvantifiering av med typregn erhållna avvikelser

De redovisade avvikelserna har kvantifierats genom en koppling till system- och områdesdata. Utnyttjad magasinvolym samt maximalt utflöde från magasinet har beräknats med 2-års Chicagoregn kombinerat med indataparametrarna enligt figur 5.4.



Figur 5.4 Magasinets utnyttjade volym och maximala utflödet beräknade med 2-års Chicagoregnet. Indata har varierats för delytornas avrinningsarea A, koncentrationstiden t_c samt ledningsråheten k . Dessutom framgår med övriga 2-års regn beräknade värden för normala indata.

Den parameter som påverkar magasineringen mest är delområdesarean A, medan delytornas koncentrationstider har liten inverkan. Med t.ex. 2% för små areor i Chicagoberäkningarna sänks volymen V_{mag} och flödet Q_{mag} till samma värden som beräknats med historiska regn. (Sänkningen motsvarar en minskning av återkomstperioden från 2,5 till 2 år.) En kvantifiering av utnyttjad volym med avseende på ledningsmotståndet indikerar på samma sätt att k behöver ändras till c:a 0,8 mm. Magasinets "rätta" maximala utflöde erhålls för $k \approx 1,4$ mm.

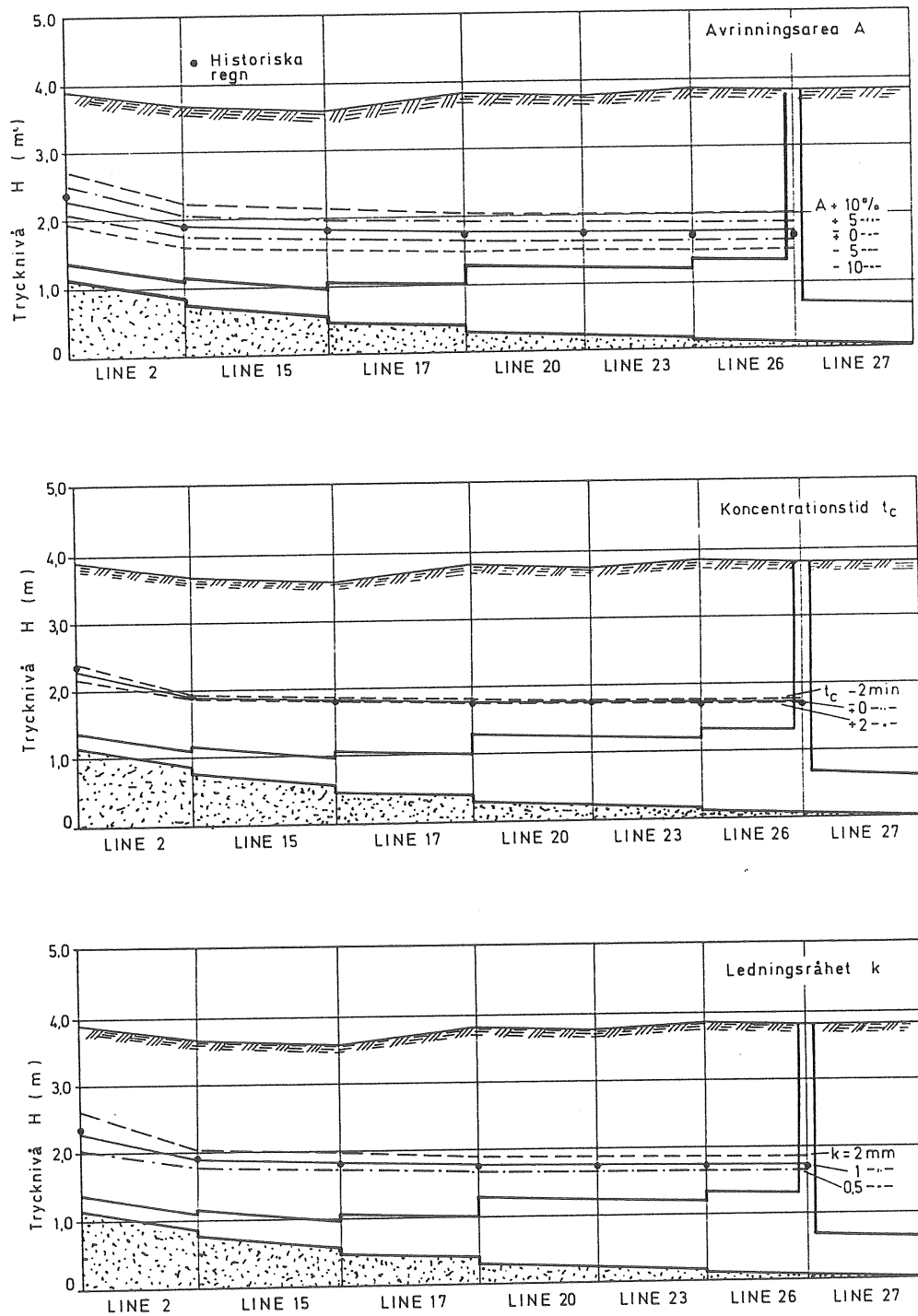
Även de maximala trycknivåerna i systemets brunnar har beräknats för olika indata, se figur 5.5. Kvantifieringen ovan av utnyttjad magasinvolym gäller i princip också dessa trycknivåer p.g.a. att nivån i magasinet (proportionell mot utnyttjad volym) styr trycknivåerna för hela systemet, se vidare avsnitt 5.5 och 5.6.

Den redovisade analysen är genomförd med Chicagoregnet men figur 5.5 kan också utnyttjas för en approximativ utvärdering av Sifnellregnet. Trycklinjen för A-10% ligger nämligen nära de maximala trycknivåer som beräknats tidigare med 2-års Sifnellregn (figur 5.3). Av bilaga C-3 framgår att blockregn med dubbla återkomstperioden approximativt medför samma maximala trycknivåer som historiska regn. Kvantitativt innebär detta att Sifnellregnets och blockregnets intensiteter bör ökas med uppskattningsvis 10 respektive 15-20%.

5.5 Analys av blockregnets dimensionerande varaktighet

Vilka varaktigheter som ger de maximala trycknivåerna för blockregnet framgår av tabell 5.7. Denna tabell speglar systemets egenskaper på samma sätt som tabell 4.3 gjorde för den ursprungliga versionen och det framgår tydligt att kompletteringen med magasinet ger systemet en annorlunda karaktär.

I de flesta brunnar är regnvaraktigheten för maximala trycknivåerna lika med 20 minuter. Denna varaktighet innebär ett blockregn med halva intensiteten men med dubbla volyminnehållet jämfört med blockregn med varaktigheter i närheten av delytornas koncentrationstider, vilka är bestämmande för maxflödena. Maximala trycknivåer och maximala flöden erhålles således för olika regn.



Figur 5.5 Maximala trycknivåernas sensitivitet med avseende på delytornas areor och koncentrationstider samt ledningsråheten. Trycklinjerna har beräknats med 2-års Chicagoregnet. Tidigare beräknade historiska trycknivåer (figur 5.2) har punktmarkerats. Trycknivåerna i magasinet svarar mot de magasinsvolymer som redovisas i figur 5.4.

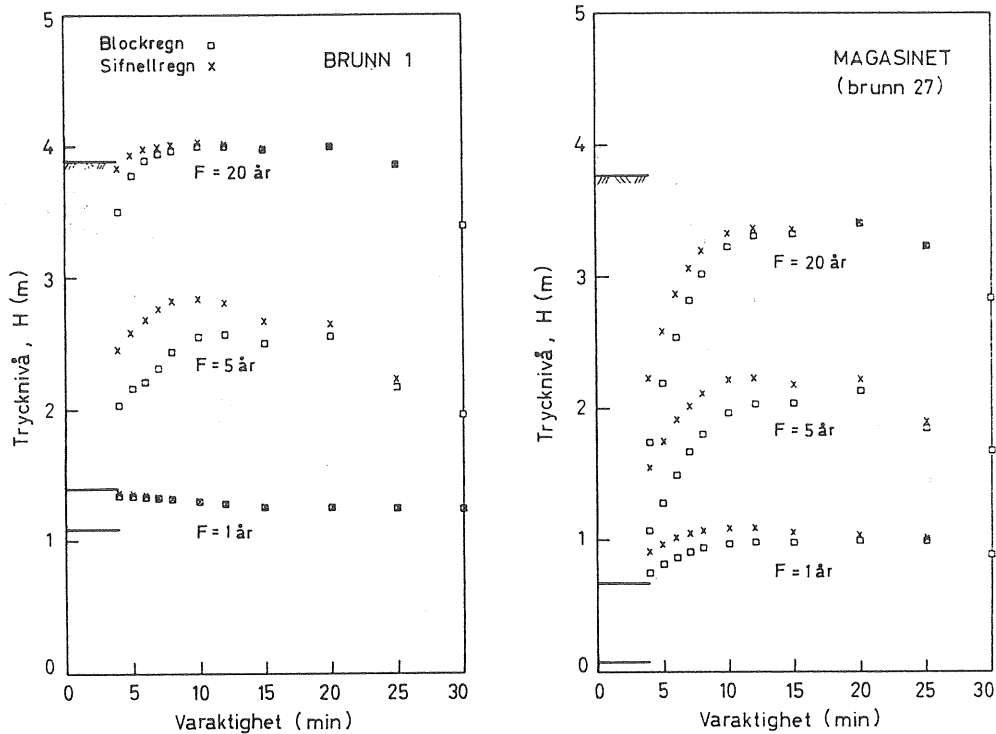
Tabell 5.7 Dimensionerande varaktigheter (min) för blockregnets maximala trycknivåer H och flöden Q.

Åter- komst- period F (år)	Ledningsbrunn (nr)											
	2	15	17	20	23	26	MAGA- SINET	10	7	12	1	
	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q	H Q
20	20 4	20 5	20 5	20 5	20 5	20 5	20 20	20 5	20 5	20 5	20 4	
10	10 5	20 5	20 5	20 5	20 5	20 5	20 20	20 4	20 4	20 5	12 5	
5	12 4	20 5	20 5	20 5	20 6	20 6	20 20	20 4	20 4	20 4	12 5	
2	5 4	20 4	20 5	20 6	20 7	20 7	20 20	20 4	20 4	20 5	12 4	
1	5 4	7 5	6 6	20 7	20 7	20 7	20 20	12 4	4 4	12 5	4 4	
Huvudledningskedjan						Övriga brunnar						

Av tabell 5.7 framgår att situationen är mera komplex i de längst uppströms belägna brunnarna. Vid låg återkomstperiod beror de maximala trycknivåerna huvudsakligen på tillrinningens toppflöden. Vid högre återkomstperioder får regnets volym en allt större betydelse.

Maximala flödet uppträder alltid för kortare varaktigheter än trycknivån. Detta beror på att tillflödena då är större samtidigt som magasinets inverkan är liten. Längre varaktighet innebär stora volymer men lägre tillflöden (figur 4.10) och flacka trycklinjer p.g.a. uppdämningen. För själva magasinet är de dimensionerande varaktigheterna dock lika beroende på att utflödet är en funktion av trycknivån.

Figur 5.6 beskriver trycknivåernas variation med varaktigheten. De relativt flacka maximumen beror på att den lägre intensitet som följer med ökad varaktighet kompenseras av en ökning av regnets volym. Sifnellregnets dimensionerade varaktighet är på grund av förregnet oftast kortare än blockregnets, t.ex. gäller 12 i stället för 20 minuter för 5 års återkomstperiod i magasinet.

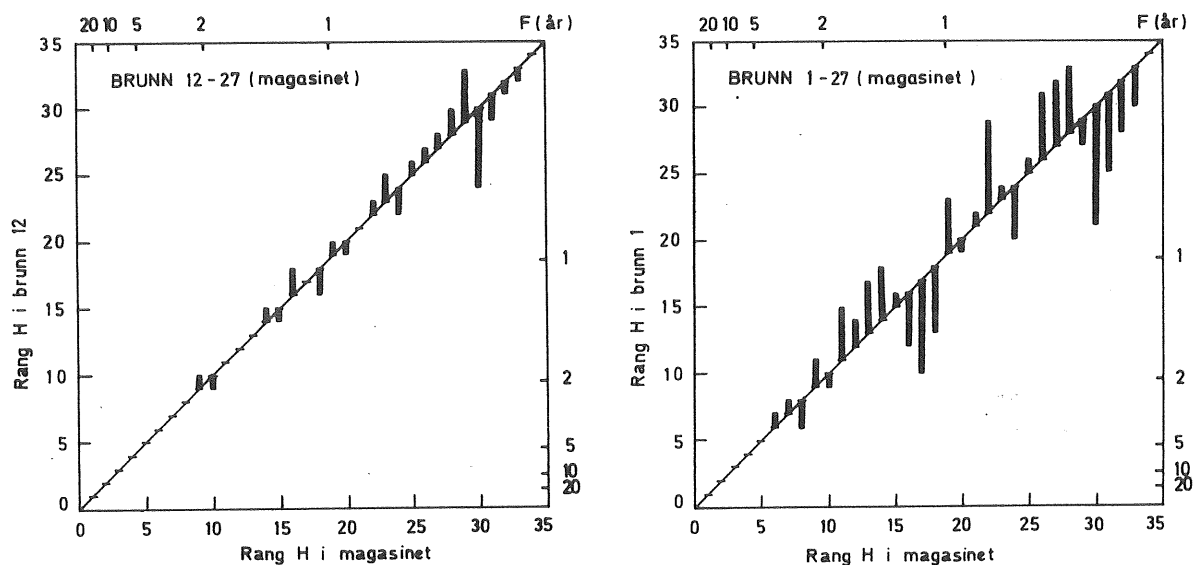


Figur 5.6 Trycknivåerna i brunn 1 och i magasinet för olika varaktigheter hos blockregnet och Sifnellregnet (centrala delen).

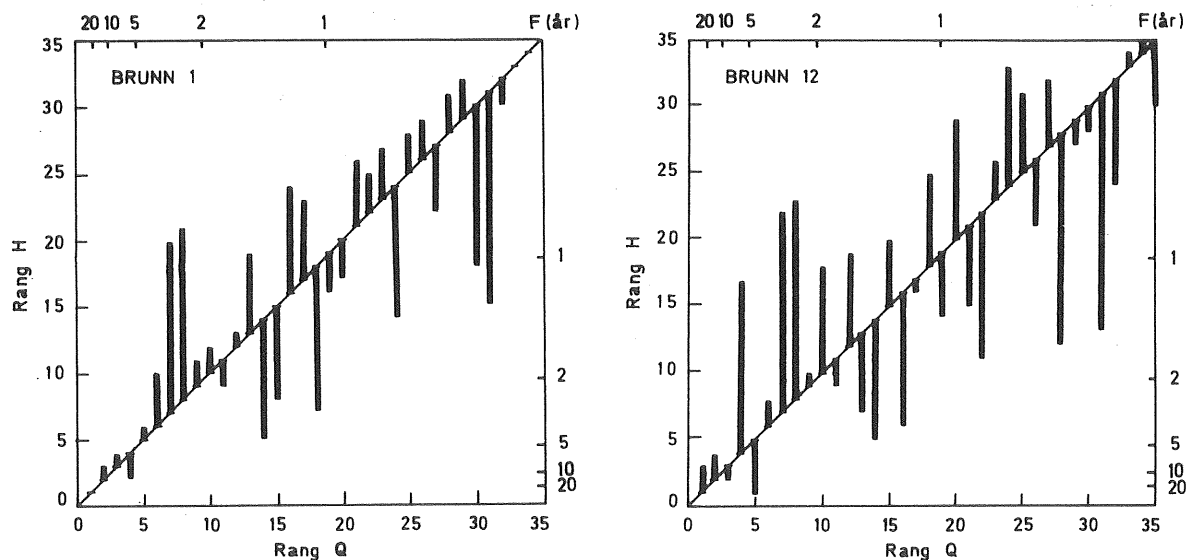
5.6 Sambandet mellan historiska trycknivåer och flöden

Det är samma historiska regn som vållar de maximala trycknivåerna med återkomstperioder, större än 5 år, i hela systemet. Av figur 5.7 framgår att maximala trycknivån alltid erhåller approximativt samma frekvens i magasinet som i brunn 12. Risken för översvämning styrs i hög grad av den utnyttjade magasinsvolymen, dvs trycknivån i magasinet. Magasinets influens avtar dock i de mest avlägsna brunnarna och för t.ex. brunn 1 är det inte enbart den utnyttjade magasinsvolymen utan även flödet i uppströmsledningen som avgör trycknivån. Även detta framgår av figur 5.7.

Beroende på att det är olika egenskaper hos regnet som bestämmer maximala flöden och maximala tryck är det sällan som dessa får lika återkomstperiod, se figur 5.8. Ett och samma regn genererar t.ex. 1,5-års flödet (rang Q = 14) medan trycknivån får c:a 5 års återkomstperiod (rang H = 5). Det enda undantaget utgöres av utjämningsmagasinet. Här följs nämligen alltid återkomstperioderna åt, rang Q = rang H, eftersom magasinets utflöde är en funktion av trycknivån.



Figur 5.7 Korrelationen mellan de med historiska regn beräknade maximala trycknivåernas återkomstperioder (rangerna från statistiska bearbetningen) avseende brunn 12-magasinet (t.v.) samt brunn 1-magasinet (t.h.).

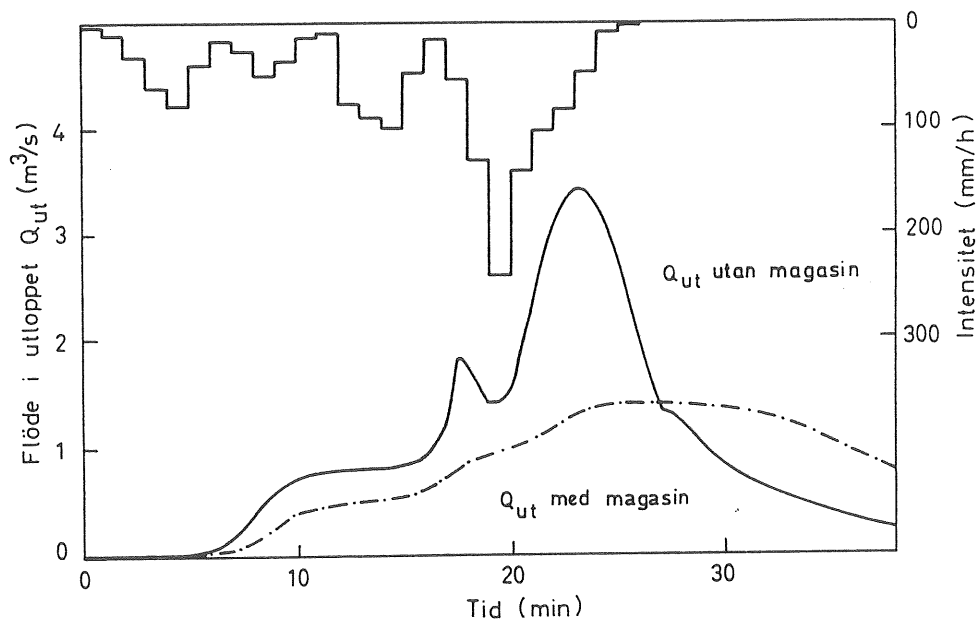


Figur 5.8 Sambandet mellan maximala trycknivåer och flöden (uttryckt i återkomstperiod och rang) som beräknats med hjälp av historiska regn i brunnarna 1 och 12.

5.7 Magasinets inverkan - en utvärdering

Typregnskonceptet håller även då systemet kompletterats med utjämningsmagasinet. Speciellt bra resultat erhålles med Chicagoregnet som dock ofta något underskattar översvämningsrisken. Detta diskuteras vidare i kapitel 7.

Risken för översvämning blir ungefär konstant för systemets olika brunnar. Magasinet leder till förhöjda trycknivåer i de analyserade brunnarna men i gengäld reduceras flödena i systemets utlopp. Exempel på flödessituationer i utloppet redovisas i figur 5.9.



Figur 5.9 Flödeshydrografer i systemets utlopp med och utan magasin under 18-årsseriens häftigaste regn. Magasinet fylls nästan helt och maximala utflödet reduceras till 1,4 m³/s vilket har knappt 2 års återkomstperiod jämfört med systemet i ursprunglig version.

Uppnådda resultat skiljer sig något från vad som redovisats av Arnell och Melin (1984). Ett undantag är blockregnet som enligt avsnitt 1.3 gav 18% för små volymer. Arnell och Melin förklarade Sifaldaregnet's överskattning (+13%) med ett för stort volyminnehåll i förregnet samt Chicagoregnet's underskattning (-9%) med för liten totalvolym, samma som blockregnet's. (I denna studie erhöles -19, -12 respektive -2%.) De redovisade volymavvikelserna är emellertid medelvärden för flera system och magasin med olika maximalt tillåtna utflöden och är därför svåra att jämföra med. Den dimen-

sionerande blockregnsvaraktigheten varierade t.ex. mellan 25 och 360 minuter, dvs. små tillåtna utflöden ledde till höga dimensionerande varaktigheter. Det bör dock påpekas att medelintensiteter för större varaktigheter än 240 minuter (maxvaraktighet vid den statistiska bearbetningen av regndata, se avsnitt 3.1) är osäkra på grund av att de extrapolerats fram och att för dessa fall beräknade magasinsvolymen således ej borde ingå i ett representativt medelvärde. En granskning av Arnells och Melins resultat visar att Chicagoregnet underskattar mest markant för 360 minuters dimensionerande varaktighet. Om en separat bedömning görs av magasinerna med större tillåtna utflöden ($\text{dim.var.} \leq 240 \text{ min}$) överensstämmer Chicagoregnets volymavvikelser bättre med i denna studie uppnådda resultat.

5.8 Sammanfattning

Det analyserade systemet har ett utjämningsmagasin med strypt utlopp nedströms, vilket resulterar i omfattande uppdämning och förhöjd översvänningsrisk jämfört med systemet i ursprunglig version.

Chicagoregnet medför marginella avvikelser i maximala trycknivåer och flöden och utnyttjad volym i magasinet underskattas med i medeltal 2%. Blockregn och Sifnellregn ger en klar underskattning av översvänningsrisken och utnyttjade magasinvolymen är 19 respektive 12% för små.

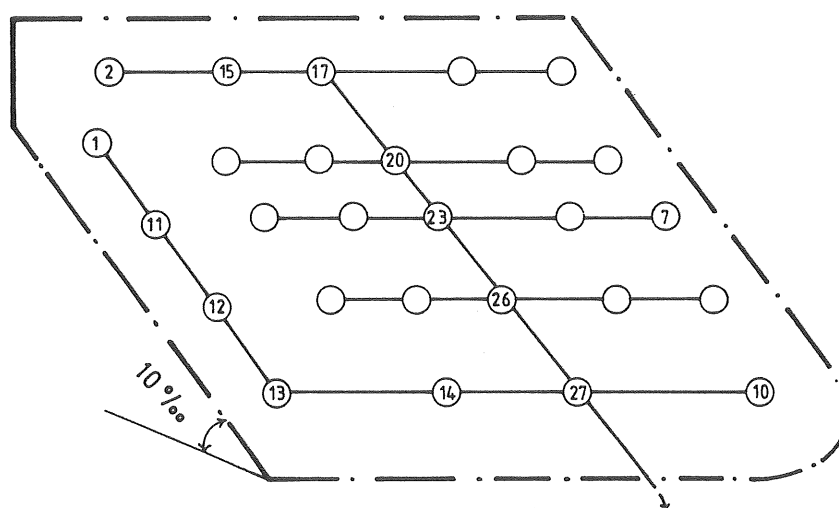
Bedömningen av översvänningsrisken påverkas i högre grad av övriga osäkerheter i indata än av typregn, speciellt om Chicagoregnet väljs. En känslig parameter är bidragande områdesarean medan delytornas koncentrationstider har mindre betydelse.

Vid utnyttjande av blockregn erhålls de maximala trycknivåerna för regnvaraktigheter som är avsevärt större än delytornas koncentrationstider. Risken för översvämning styrs av den maximalt utnyttjade volymen i magasinet och blir approximativt lika stor längs hela systemet.

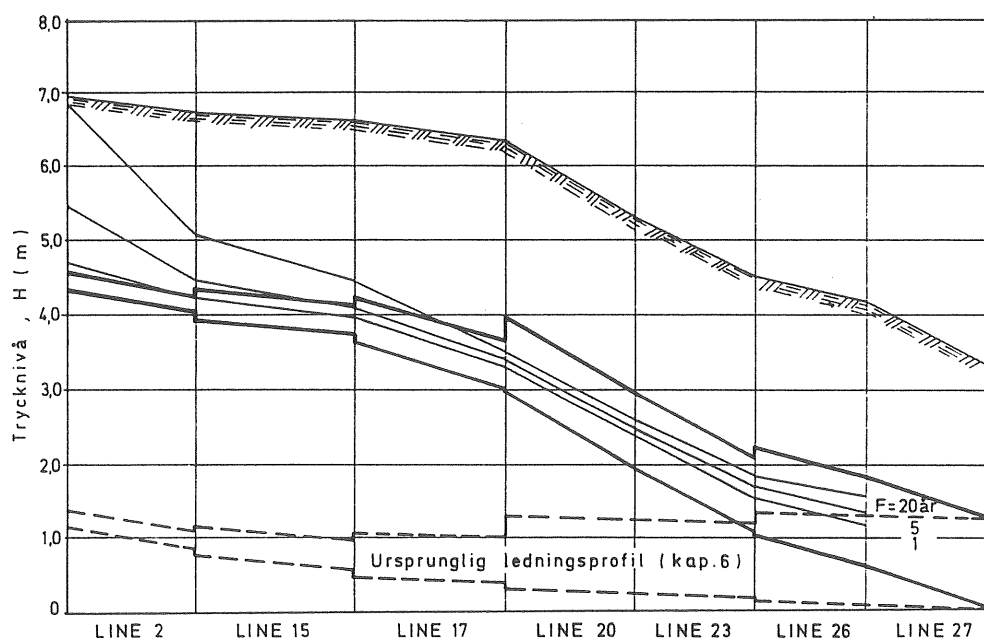
6. FORTSATT TEST AV CHICAGOREGNET

6.1 Systemet i större lutning (branta systemet)

De fortsatta kontrollberäkningarna avser systemalternativen d-g enligt avsnitt 2.1 och har genomförts enbart med Chicagoregnet. Förutsättningarna är de samma som för systemet i ursprunglig version bortsett från att huvudledningen och långa sidoledningen (ledningarna 1, 11 och 12) givits större lutningar, se figurerna 6.1 och 6.2.



Figur 6.1 Principen för systemen i större lutning är att hela området vinklats upp med omkring 10‰.

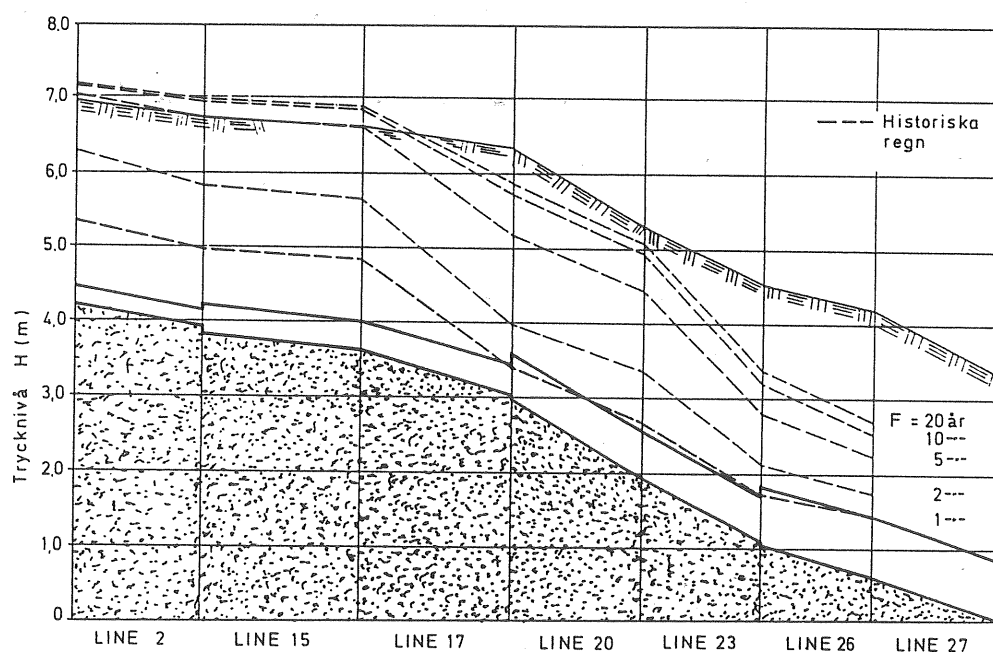


Figur 6.2 Huvudledningen för en brantare profil men med ursprungliga diametrar, se vidare nästa sida. De maximala trycknivåerna har beräknats med Chicagoregn för olika återkomstperioder.

Kontrollberäkningar visar att systemets kapacitet förhöjs väsentligt så att höga uppdämningsnivåer enbart kan påräknas längst uppströms, se figur 6.2. På grund av den lilla översvämningssrisken har ytterligare beräkningar av det branta systemet med ursprungliga diametrar bedömts vara av mindre intresse. I stället har överkapaciteten eliminerats genom att diametrarna avpassats så att kapaciteten Q_{FULL} i huvudsak bibehålls från systemet i ursprunglig version. Den slutliga ledningsprofilen för systemet i större lutning framgår av figur 6.3. Se även bilaga B.

6.2 Kontrollberäkning av branta systemet med historiska regn

Maximala trycknivåer och flöden för systemet i större lutning redovisas i form av statistiska fördelningskurvor i bilaga C-4. Från fördelningskurvorna hämtade maximala trycknivåer för olika återkomstperioder framgår av figur 6.3.



Figur 6.3 Med historiska regn beräknade trycknivåer för olika återkomstperioder längs det brantare systemets huvudledningskedja.

Trycknivåerna byggs upp genom att dämningen ackumuleras i uppströmsriktningen på samma sätt som för systemet i ursprunglig version. Det branta systemet ger emellertid ökad risk för översvämning beroende på dels att systemet går helt dämt oftare, dels att trycklinjerna får större lutning till följd av de klenare ledningarna.

6.3 Kontrollberäkning av branta systemet med Chicagoregn

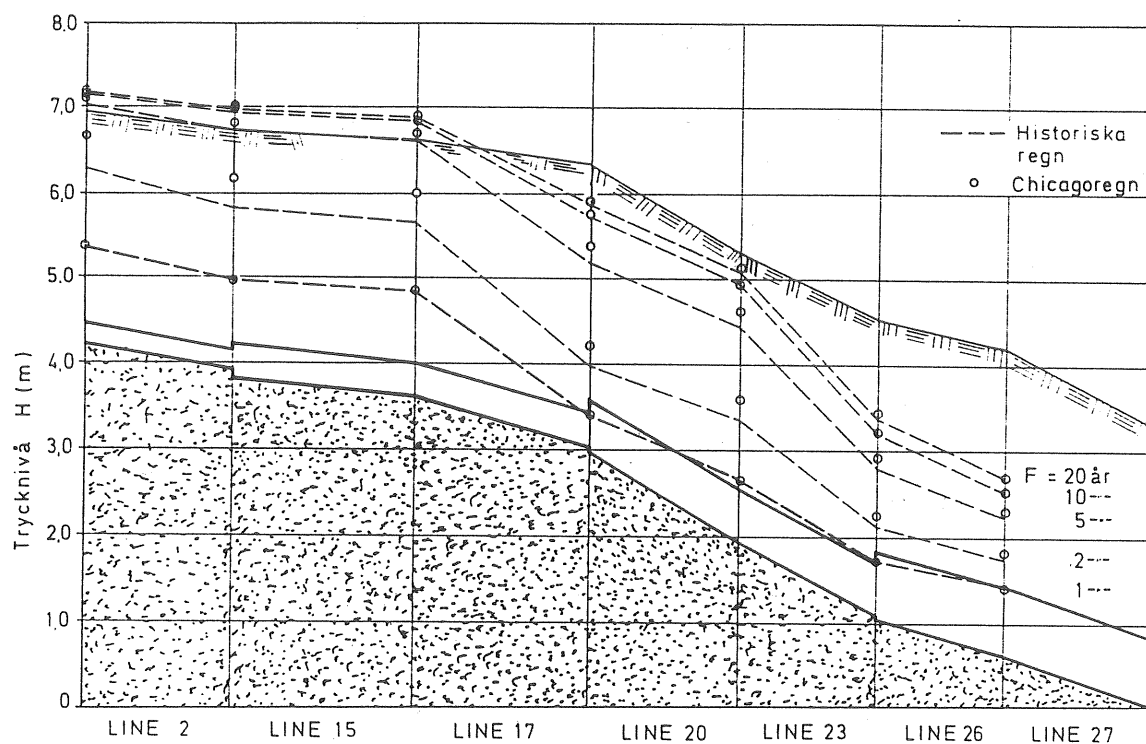
Även analysen med Chicagoregnet visar på att det brantare systemet medför ökad risk för översvämning jämfört med systemet i ursprunglig version. Ett exempel på riskbedömning med hjälp av Chicagoregnet framgår av tabell 6.1.

Tabell 6.1 Bedömning av återkomstperioden $F(\text{år})$ för att maximala trycknivån överskrider angivna nivåer som är belägna 1,0 m över ledningshjässan på från brunnen utgående ledning.

	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	27	10	7	12	1
Chicagoregn	1	1-1,5	1-1,5	2,5	2	4,5	5	2	1,5-2	2	1,5
Historiska regn	1	1-1,5	1-1,5	3	3	5	6	3	2	3	1,5
Nivå (m)	5,45	5,23	5,03	4,60	3,57	2,84	2,41	2,37	3,75	2,79	4,13
	Huvudledningskedjan						Övriga brunnar				

Av bilaga C-4 framgår att kontrollberäkningarna med Chicagoregn alltid ger approximativt samma maximala trycknivåer och flöden som historiska regn. Detta framgår också av figur 6.4 och tabell 6.2 som redovisar trycknivåavvikelserna för olika återkomstperioder.

Den största avvikelsen erhålls för 2-års Chicagoregnet. De trycknivåer som genereras med detta regn får således inte 2 års återkomstperiod utan uppträder enligt de statistiska fördelningskurvorna (bilaga C-4) i stället med ungefär 3 års mellanrum. En analys av denna avvikelse i återkomstperiod följer i avsnitt 6.7.



Figur 6.4 Maximala trycknivåerna beräknade med Chicagoregn för det branta systemet. Dessutom framgår tidigare redovisade historiska trycknivåer.

Tabell 6.2 De trycknivåavvikelser ΔH (cm) som uppstår när Chicagoregnet utnyttjas för det branta systemet.

Återkomst- period F (år)	Ledningsbrunn (nr)										
	2	15	17	20	23	26	27	10	7	12	1
20	+3 ^ö	+3 ^ö	+3 ^ö	+5	+5	+5	+4	+8 ^ö	+3 ^ö	+7	+2 ^ö
10	-1 ^ö	-2 ^ö	-2 ^ö	+2	+2	+2	+3	+3	±0 ^ö	±0	-2 ^ö
5	+6 ^ö	+8 ^ö	+7 ^ö	+20	+18	+12	+8	+12	+21	+11	+8 ^ö
2	+34	+34	+34	+24	+20	+12	+9	+16	+21	+19	+34
1	-5	-4	-4	±0 ^d	-4	-1 ^d	-1 ^d	-2	-5	-4	-5

Huvudledningskedjan

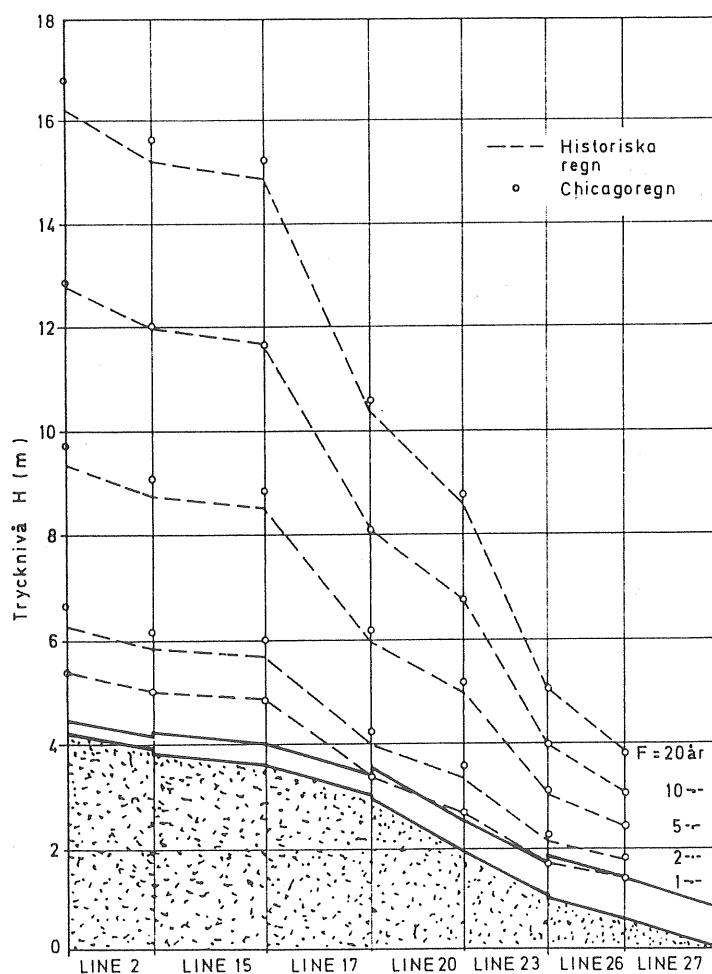
Övriga brunnar

ö - översvämning på markytan; d - delfylld ledning

6.4 Systemet i större lutning och med höga brunnar

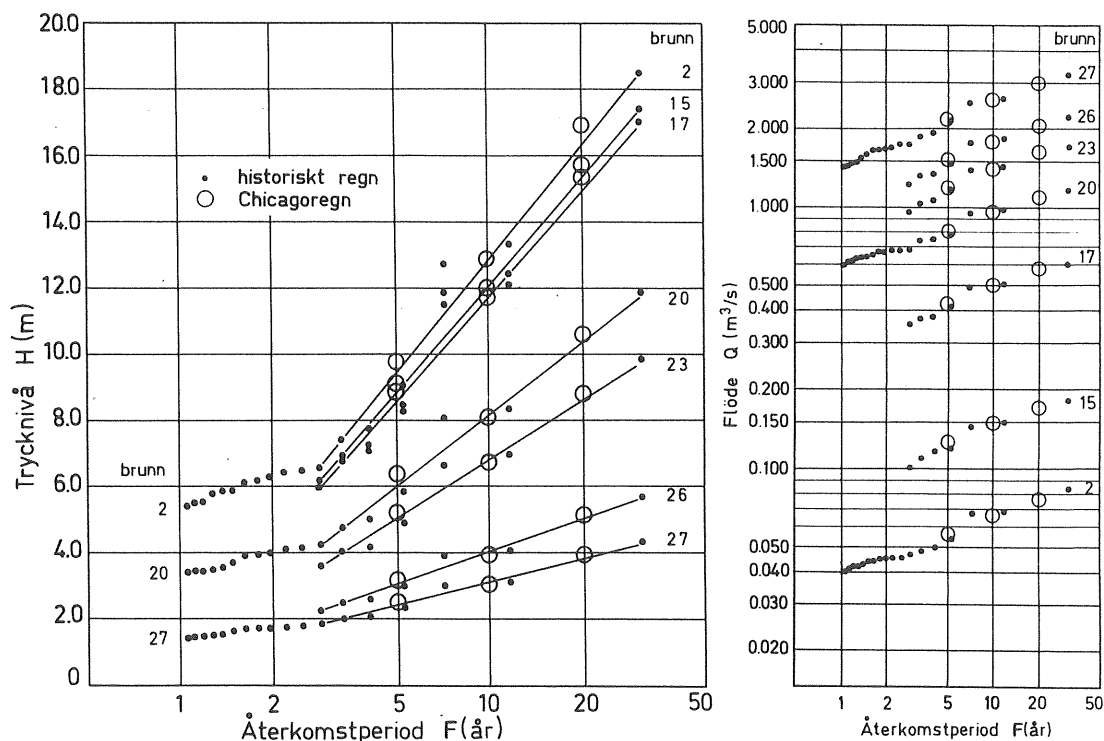
Chicagoregn med mycket höga återkomstperioder leder ofta till små trycknivåavvikelser, se t.ex. tabell 6.2 ($F = 10$ och 20 år). Detta behöver inte nödvändigtvis betyda att dessa regn är statistiskt sett mera representativa utan det beror på att magasinering på markytan har en utjämnande effekt och motverkar en ytterligare höjning av trycknivån.

En närmare analys av stora Chicagoregn har därför genomförts med hjälp av höga brunnar, dvs beräkningarna har gjorts under antagandet att tillrinningen sker obehindrat även om brunnsrören beräkningstekniskt sticker upp ovan markytan. Kontrollberäkningarnas resultat framgår av figur 6.5.



Figur 6.5 Maximala trycknivåer beräknade med historiska regn och Chicagoregn då förutsättningen är att brunnarna är oändligt höga.

Figuren 6.5 redovisar den ökade spridningen av 5, 10 och 20 års maximala trycklinjer. Frånvaron av begränsningar i trycknivån för också med sig branta fördelningskurvor, se figur 6.6. De maximala tryckens återkomstperiod skiljer sig endast marginellt från Chicagoregnet. Sålunda genererar exempelvis 5-års Chicagoregnet trycknivåer med ungefär 5,5 års återkomstperiod.



Figur 6.6 Statistiska fördelningskurvor för maximala trycknivåer och flöden när höga brunnar utnyttjas i beräkningarna.

Av figur 6.6 framgår att de maximala historiska flödena får approximativt samma frekvens som de som genererats av Chicagoregnet. Avvikelserna är likformiga med trycknivåernas så till vida att t.ex. 5-års Chicagoregnet genererar även flöden med ungefär 5,5 års återkomstperiod.

6.5 Det branta systemet kompletterat med grova uppströmsledningar

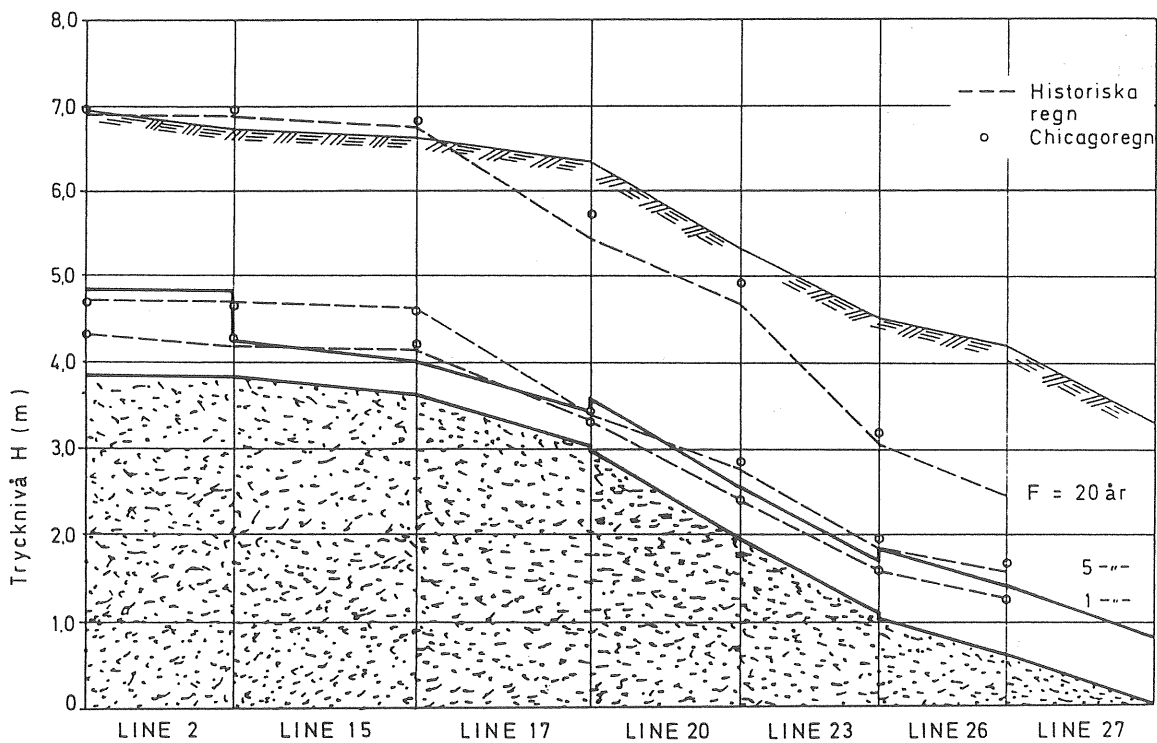
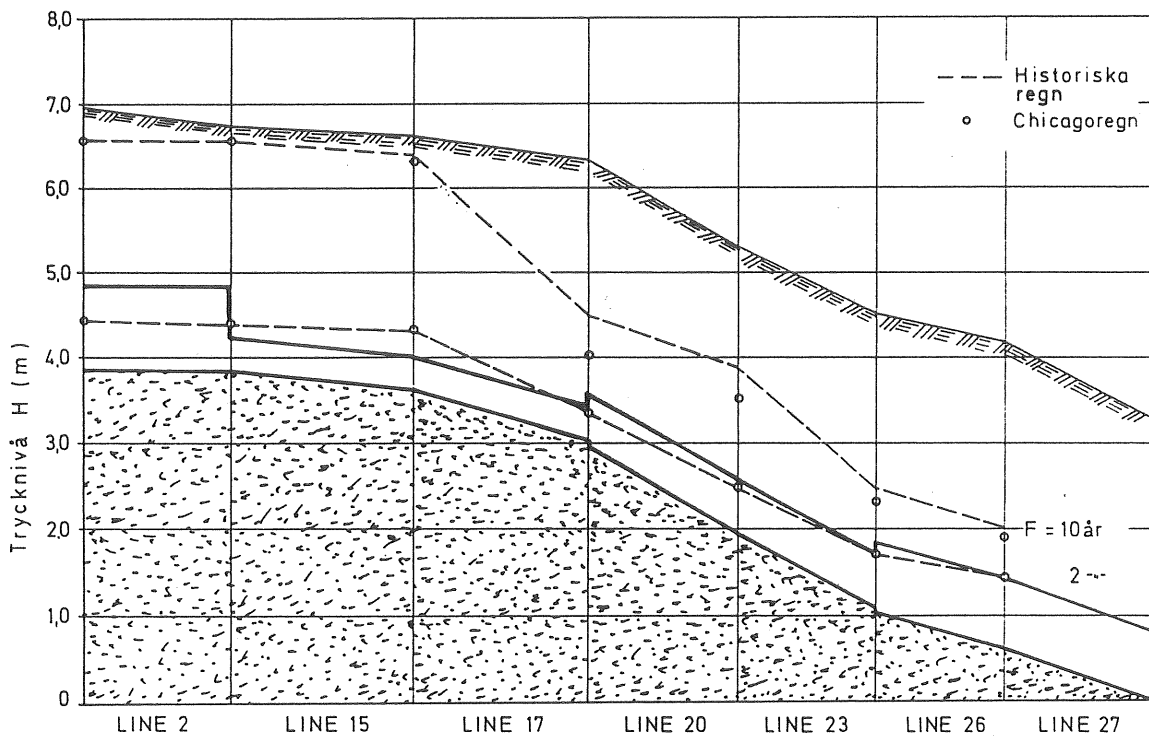
Detta systemalternativ följer beskrivningen i avsnitt 6.1 med undantag av att uppströmsledningarna 2 t.o.m. 9 fått reducerade lutningar och diametern 1000 mm (tidigare $\phi 225$).

Kontrollberäkningarna leder till de maximala trycknivåer och flöden som redovisas i bilaga C-5. Där framgår vid en jämförelse mellan de statistiska fördelningskurvorna att Chicagoregnet ger i huvudsak samma värden som historiska regn. De maximala trycknivåerna för olika återkomstperioder illustreras av figur 6.7.

De grova uppströmsledningarna fungerar som fördröjningsmagasin och reducerar risken för översvämning. Enligt figur 6.7 går avrinningsförloppen med upp till 5 års återkomstperiod i ömsom däm- da ömsom delfyllda ledningar. Risken för översvämningsar sänks speciellt uppströms och trycklinjerna löper i huvudsak parallellt med rörhjässorna. För högre återkomstperioder ($F = 10 - 20$ år) är $\phi 1000$ -ledningarnas magasineringskapacitet fullt utnyttjad och trycknivåerna motsvarar de som erhålles utan magasin. Även utflödena reduceras märkbart om de med extremt hög återkomstperiod ($F \geq 20$ år) undantas.

De största trycknivåavvikelserna uppkommer när systemet går helt dämt och trycken stiger dramatiskt med återkomstperioden (framgår bäst av fördelningskurvorna i bilaga C-5). Den största avvikelsen som Chicagoregnet orsakar kan noteras för 10 års återkomstperiod i brunn 20. Här underskattas trycknivån med nästan 0,5 m (figur 6.7), vilket betyder att med 10-års Chicagoregnet genererade maximala trycknivåer har c:a 8 års återkomstperiod. Underskattningen kan bero på att 10-års Chicagoregnet har för låg intensitet, men också på de med historiska regn beräknade trycknivåernas statistiska fördelningskurvor, se vidare kapitel 7.

Att Chicagoregnet ger en bra uppskattning av översvämningsrisken framgår av tabell 6.3. Denna tabell visar dessutom att de grova uppströmsledningarna (systemalternativ f) minskar och jämnar ut risken längs huvudledningskedjan jämfört med systemet utan magasin (systemalternativ d).



Figur 6.7 Maximala trycknivåerna för branta systemet med grova ledningar ($\phi 1000$) uppströms. Beräkningarna har genomförts med hjälp av historiska regn och Chicagoregn med olika återkomstperioder.

Tabell 6.3 Bedömning av återkomstperioden $F(\text{år})$ för att maximala trycknivån överskrider angivna nivåer som är belägna 1,0 m över ledningshjässan på från brunnen utgående ledning.

System- alter- nativ	Ledningsbrunn (nr)							
		2	15	17	20	23	26	27
f	Chicagoregn	6	6	6	13	10	15	18
(med	Historiska	6	6	6	10	8	15	18
magasin)	regn							

Nivå (m)		5,45	5,23	5,03	4,60	3,57	2,84	2,41

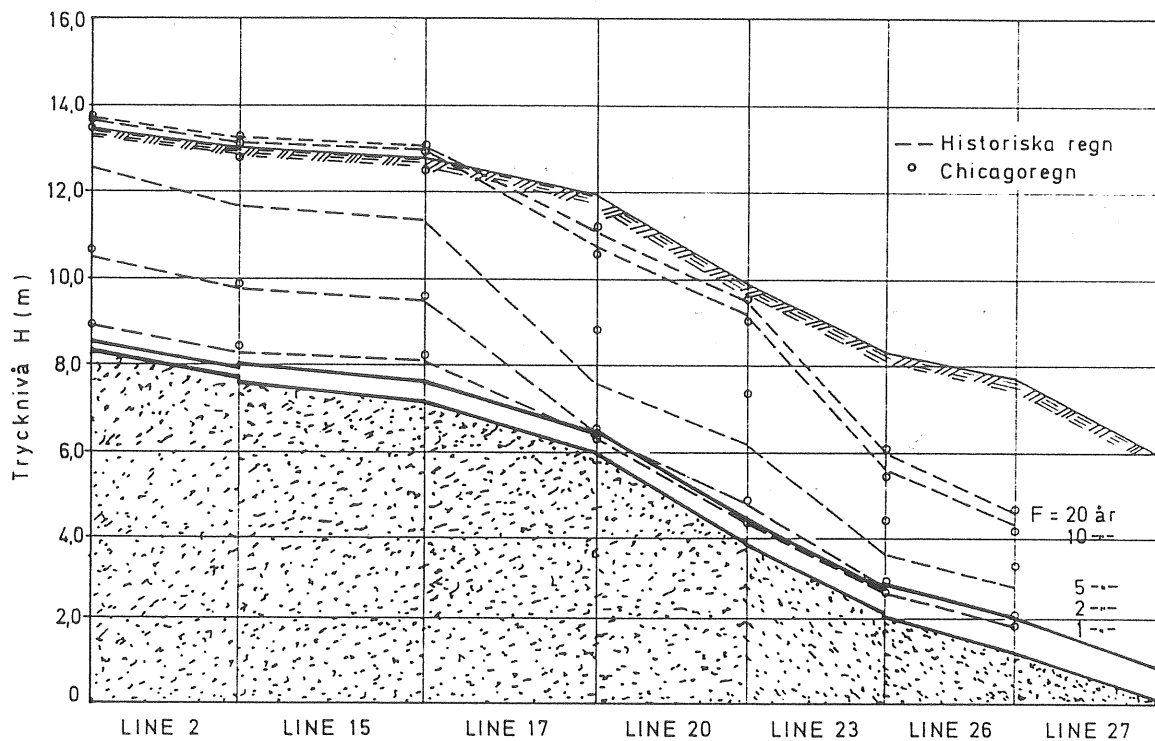
d	Chicagoregn	1	1-1,5	1-1,5	2,5	2	4,5	5
(utan	Historiska	1	1-1,5	1-1,5	3	3	5	6
magasin)	regn							

6.6 Det branta systemet med dubbelt så långa ledningar

Genom att samtliga ledningslängder dubblerats representerar detta systemalternativ ett område med 20-25% andel hårdgjorda ytor. Området får överslagsmässigt 40 ha totalarea medan övriga data är oförändrade och enligt avsnitt 6.1. Minsta täckdjupet har emellertid ökats från tidigare 2,5 till 5 m, vilket medger en större variation av trycknivåerna inom markskiktet. Systemparametrarna redovisas i bilaga B.

De statistiska fördelningskurvorna för maximala trycknivåer och flöden redovisas i bilaga C-6. Trycknivåerna för olika återkomstperioder framgår av figur 6.8.

De mest markanta överskattningarna ($> 1,0$ m) av trycknivåerna när Chicagoregn utnyttjas erhålls för 5 års återkomstperiod. En bidragande orsak är det stora täckdjupet som möjliggör stora trycknivåavvikelser ΔH . Enligt de statistiska fördelningskurvorna (bilaga C-6) ger 5-års Chicagoregnet maximala trycknivåer som har 6-7 års återkomstperiod. Mycket branta fördelningskurvor medger stora trycknivåavvikelser ΔH utan att differensen i återkomstperiod blir lika dramatisk.



Figur 6.8 Maximala trycknivåerna när det branta systemet har dubbelt så långa ledningar. Beräkningarna har genomförts med historiska regn och Chicagoregn med olika återkomstperioder. (Observera att höjdskalen halverats!) Skillnaden mellan trycklinjernas nivåer redovisas i tabell 6.4.

Tabell 6.4 Trycknivåavvikelserna ΔH (cm) för Chicagoregnet när branta systemet har dubbelt så långa ledningar.

Återkomst- period F(år)	Ledningsbrunn (nr)						
	2	15	17	20	23	26	27
20	+3 ^ö	+3 ^ö	+2 ^ö	+9	+8	+8	+6
10	+0 ^ö	-2 ^ö	-4 ^ö	-18	-16	-16	-13
5	+93 ⁻	+116	+115	+126	+113	+71	+53
2	+15	+11	+11	+1 ^d	+6	+2 ^d	+5
1	-5	+15	+13	+1 ^d	+2 ^d	+2 ^d	+3 ^d

ö - översvämning på markytan; d - delfylld ledning.

En uppskattning av vilken risk för översvämning som utnyttjandet av Chicagoregn innebär framgår av tabell 6.5.

Tabell 6.5 Bedömning av återkomstperioden F(år) för att maximala trycknivån skall överskrida angivna nivåer som är belägna +1,0 m över ledningshjässan på från brunnen utgående ledning.

	Ledningsbrunn (nr)						
	2	15	17	20	23	26	27
Chicago-regn	1,5	1,5	1,5	3 ^{*)}	2,5 ^{*)}	4	3
Historiska regn	1,5	1,5	1,5	5	4	5	3
Nivå (m)	9,47	8,96	8,56	7,55	5,49	3,88	3,02

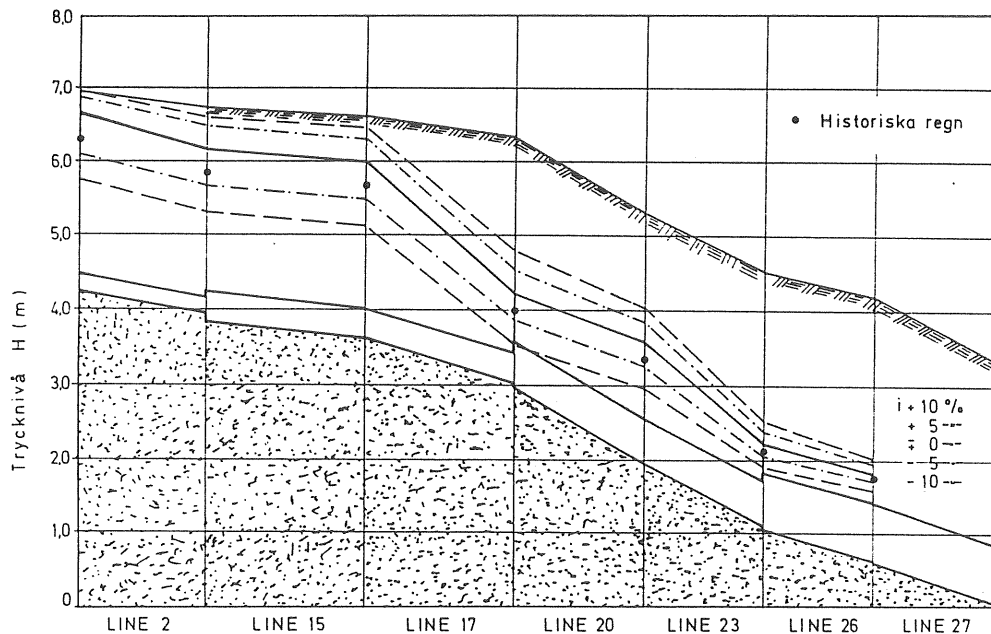
^{*)} Osäkra värden på grund av att fördelningsfunktionerna är mycket branta i detta område, se bilaga C-6.

Förlängningen av ledningarna innebär minskad risk för översvämning. Anledningen till den större säkerheten är att systemet går helt dämt förhållandevis sällan beroende på att även ledningarnas volym dubblerats. Dessutom försvåras sammanlagringen av tilloppshydrograferna. För högre återkomstperioder är magasineringskapaciteten fullt utnyttjad och de ackumulerade uppdämningseffekterna slår följaktligen igenom längs huvudledningen, se vidare nästa avsnitt.

6.7 Analys av uppnådda resultat

Oftast genereras approximativt samma maximala trycknivåer med Chicagoregn som när historiska regn utnyttjas. Det är dock inte alltid så att återkomstperioderna blir lika, utan exempelvis 2-års Chicagoregnet i avsnitt 6.3 gav maximala trycknivåer med 3 års återkomstperiod.

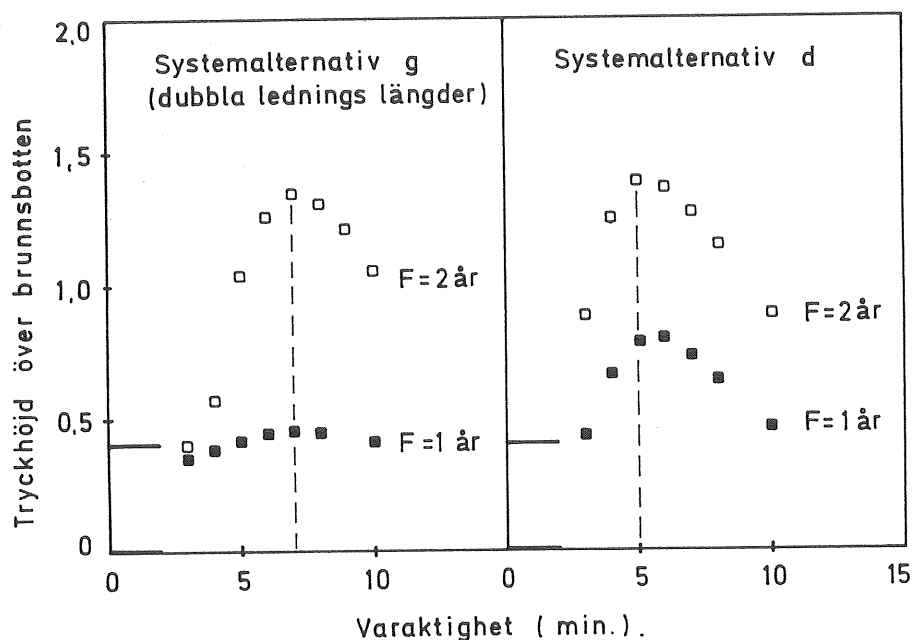
Genom att kontrollberäkna det branta systemet med 2-års Chicago-regnet fast för olika intensiteter, enligt figur 6.9, framgår att denna skillnad i återkomstperiod motsvaras av endast 3-4% intensitet, dvs. ett Chicagoregn med c:a 4% lägre intensitet skulle sänka de maximala trycknivåernas återkomstperiod från 3 till korrekta 2 år. Lika återkomstperioder är således inget krav för att typregnskonceptet skall kunna accepteras.



Figur 6.9 Maximala trycknivåer längs branta systemet beräknade med 2-års Chicagoregn (som gav återkomstperioden 3 år, $i = \pm 0$). De spridda trycklinjerna har erhållits genom att intensiteten varierats. Dessutom framgår de med historiska regn beräknade 2-årnivåerna.

För att belysa ledningslängdernas effekt på trycknivåerna har det branta systemet med dubbelt så långa ledningar (systemalternativ g) även beräknats med olika blockregn, se figur 6.10. För återkomstperioden 1 år redovisas låga trycknivåer, beroende på att även systemets magasineringsvolym dubblerats. För 2 års återkomstperiod går ledningarna helt dämnda och maximala trycknivåer motsvarande de för systemet enligt avsnitt 6.1 (systemalternativ d) uppnås. Trycknivåökningarna ackumuleras då på en längre sträcka, vilket kompenserar för effekten av ledningarnas större magasineringskapacitet.

Av figur 6.10 framgår också att blockregnets dimensionerande varaktighet är större för dubbla ledningslängder. Dessa blockregn innehåller stor nederbördsvolym och den längre varaktigheten medger dessutom en mera effektiv sammanlagring av tilloppshydrograferna.



Figur 6.10 Tryckhöjderna i brunn 17 beräknade med 1 och 2 års blockregn för olika varaktigheter. Systemalternativ d är det branta systemet enligt avsnitt 6.1.

6.8 Sammanfattning

För att ytterligare testa Chicagoregnet har olika systemalternativ (d-g) i brantare terräng kontrollberäknats.

Det först testade branta systemet har oförändrad kapacitet Q_{FULL} vilket innebär reducerade ledningsdiameter jämfört med systemet i ursprunglig version. De små dimensionerna leder till omfattande ackumulerad uppdämning och förhöjd risk för översvämning längs hela systemet på grund av trycklinjernas ökade lutning (vid givet flöde är lutningen ungefärligen proportionell mot $1/\text{diameter}^5$).

I en andra test ändrades systemets karaktäristik (längre dimensionerande varaktigheter) genom att det kompletterades med grova ledningar ($\phi 1000$) längst uppströms. Samtliga ledningar går då helt fyllda väsentligt mera sällan, vilket minskar risken för

översvämning. När väl hela systemet går dämt stiger däremot tryckhöjderna dramatiskt. För höga återkomstperioder erhålls ackumulerad uppdämning med störst risk för översvämning längst uppströms. Liknande effekter uppnås för ett systemalternativ med dubbelt så långa ledningar på grund av dels ökad magasineringskapacitet, dels minskad risk för sammanlagring av tilloppshydrograferas toppar.

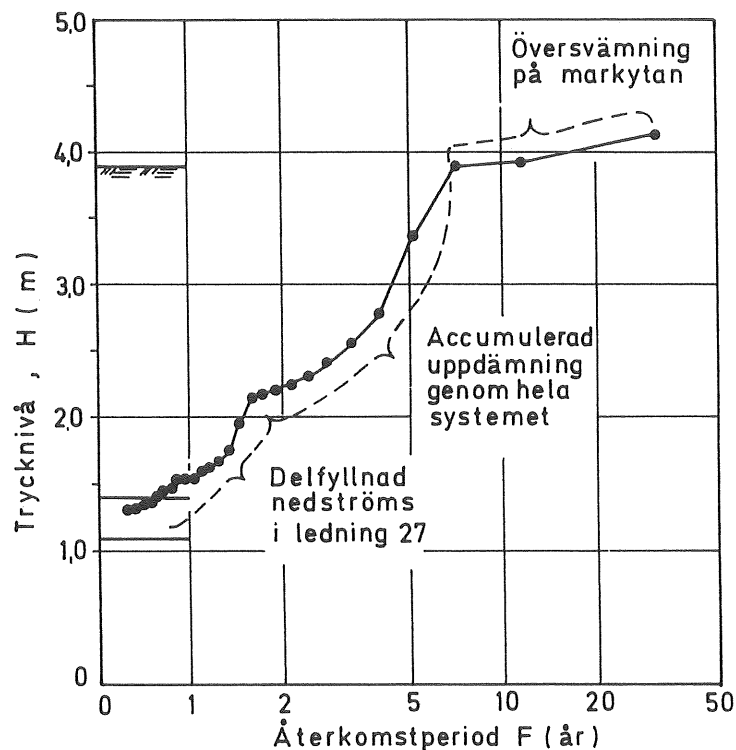
Vid helt dämnda system förekommer ibland trycknivåavvikelser ΔH på omkring 1 m, vilket kan upplevas som en stor differens. Samtidigt erhålls dock branta statistiska fördelningskurvor, vilket innebär att skillnaden i återkomstperiod ej är lika påtaglig.

Kontrollberäkningarna av samtliga branta system indikerar att ungefär samma maximala trycknivåer och flöden erhålls med Chicago-regnet som med historiska regn.

7. DISKUSSION AV BERÄKNADE TRYCKNIVAER

7.1 Trycknivåernas statistiska fördelningar

De maximala trycknivåernas fördelningskurvor för historiska regn representeras av plottade punkter. Dessa har sammanbundits med rätta linjer, och de mot olika återkomstperioder svarande maximala trycknivåerna har avlästs direkt från denna kurva, se figur 7.1.



Figur 7.1 Principen för uppskattning av de med historiska regn beräknade maximala trycknivåernas återkomstperiod. Kurvan avser brunn 1. Brytpunkten vid ca 1,5 års återkomstperiod svarar mot att hela systemet går dämt. Ledning 1 överbelastas (trycket över hjässan) oftare än varje år och översvämning på markytan inträffar i genomsnitt approximativt en gång vart sjunde år.

Några försök att anpassa en teoretisk fördelningsfunktion till de plottade punkterna har ej gjorts. Fördelningskurvan i en uppströms-brunn är till stora delar en funktion av de förhållanden som råder nedströms i systemet. För brunn 1 kan fördelningskurvan således delas in i tre delar enligt figur 7.1, där de två brytpunkterna kan kopplas till en förändring av de hydrauliska förutsättningarna.

Brytpunkten vid ca 1,5 års återkomstperiod svarar mot att hela systemet då går dämt, vilket innebär en drastisk reducering av tillgänglig magasineringsvolym. Vid återkomstperioden 7 år erhålles översvämning på markytan varvid trycknivåns stegring dämpas på grund av att magasinsvolym nu återigen finns tillgänglig. En anpassning av teoretiska fördelningsfunktioner skulle därför kräva identifiering av två brytpunkter samt utnyttjandet av tre olika typkurvor. En sådan anpassning har emellertid ej gjorts på grund av dels svårigheten att identifiera hydrauliska brytpunkter, dels problemet att finna "generella" typkurvor. Några klara fördelar har därför ej bedömts vinnas med en anpassning av teoretiska fördelningsfunktioner även om de skulle kunna minska effekten av ett enstaka regn på den utvärderade återkomstperioden.

Trycknivåernas fördelningskurvor bedöms vara tillförlitliga mellan 1 och upp emot 5 års återkomstperiod. För högre återkomstperioder medför den korta tidsserien (18 år) en viss osäkerhet. Ett enstaka regn kan då komma att styra maximala trycknivån för en given återkomstperiod. Efter en okulärbesiktning av de maximala trycknivåernas fördelningskurvor har denna risk bedömts föreligga för främst systemalternativen c ($F = 5$ år) samt e ($F = 5, 10$ och 20 år). Eftersom en teoretisk fördelningsfunktion bedömes minska denna risk har därför en sådan lokalt anpassats till maximala trycknivåerna mellan 2 och 10 års återkomstperiod för systemet kompletterat med ett utjämningsmagasin nedströms (c) samt för återkomstperioder större än 3 år för branta systemet med höga brunnar i beräkningarna (e), se tabell 7.1.

Som framgår av tabell 7.1 ger de två metoderna ganska skilda värden på trycknivåavvikelserna ΔH . Ett bättre mått på differensen än avvikelsernas absoluta storlek är emellertid den skillnad i återkomstperiod som erhålls för vissa givna trycknivåer, se tabell 7.2. De två metoderna ger avvikelser i återkomstperioden om 20-30%, vilket visar att valet av fördelningskurva är viktigt och kan inverka märkbart på resultatet. Återkomstperioden för med Chicagoregnet genererade trycknivåer påverkas dock i mindre utsträckning. Antagna fördelningskurvor bedöms ej inverka på tillförlitligheten hos slutsatserna i denna studie.

Tabell 7.1 Trycknivåavvikelserna ΔH (cm) när Chicagoregnet utnyttjas för kontrollberäkning av systemalternativen c och e. De historiska trycknivåerna representeras av dels en exponentialfördelningsfunktion (EXP) som anpassats lokalt mha. minsta kvadratmetoden, se bilaga C3 och figur 6.6, dels en kurva enligt figur 7,1 (LI).

System- alter- nativ	Metod	Återkomst- period	Ledningsbrunn (nr)						
			2	15	17	20	23	26	27
c (med magasin ned- ströms)	EXP	F= 5 år	+4	-18	-16	-12	-11	-9	-9
		F= 20 år	+60	+50	+46	+25	+18	+8	+5
	LI	F= 5 år	-13	-33	-32	-28	-27	-26	-25
e (med höga brunnar)	EXP	10	+7	+3	+1	-2	-3	-2	-2
		5	+37	+34	+32	+22	+18	+10	+7
		F=20 år	+84	+74	+70	+42	+33	+16	+11
	LI	10	-30	-25	-24	-14	-9	-3	-2
		5	+93	+84	+80	+53	+42	+22	+15

Tabell 7.2 Uppskattning av maximala trycknivåernas återkomstperiod (år) för olika metoder (EXP och LI enligt texten till tabell 7.1). Bedömningen av gjord dels för de trycknivåer som ger maximal skillnad $\Delta F(\%)$ mellan metoderna (till vänster) samt dels för de trycknivåer som genererats med 5, 10 och 20 års Chicagoregn (till höger). Se de statistiska fördelningskurvorna i figur 6.6 och i bilaga C-3.

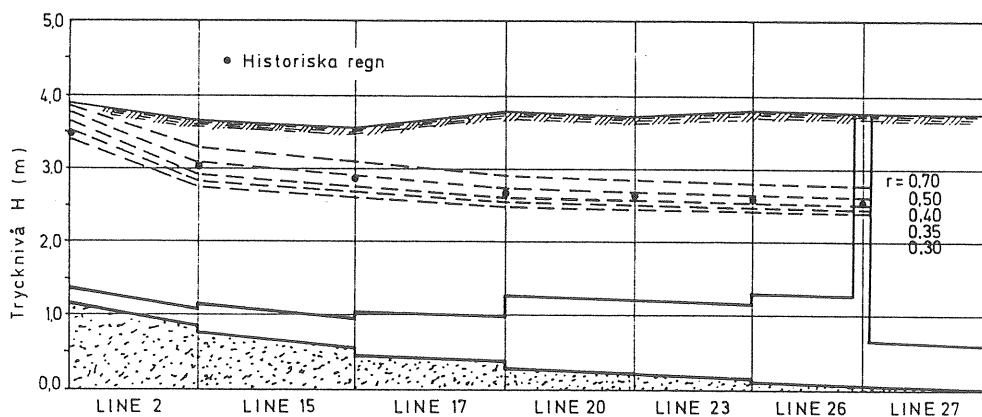
System- alter- nativ	Statistisk fördelning (historiska regn)		Chicago- regnets återkomst- period	Statistisk fördelning (historiska regn)	
	EXP	LI		EXP	LI
c (med magasin nedströms)	6 ($\Delta F = 20\%$)	5	F = 5 år	4,5-5 ($\Delta F = 0-10\%$)	4,5
			F = 20 år	≈22 ($\Delta F \approx 0$)	≈22
e (med höga brunnar)	10 ($\Delta F = 20-30\%$)	7-8	10	10 ($\Delta F = 20\%$)	8
			5	5,5 ($\Delta F \approx 0$)	5,5

7.2 Chicagoregnets konstruktion

Det karaktäristiska för Chicagoregnet är att hyetografen följer hela intensitets-varaktighetskurvan, dvs ett Chicagoregn är sammansatt av nederbörd från olika historiska regn, enligt beskrivningen i kapitel 3. En utbredd uppfattning som redovisas i litteraturen är därför att Chicagoregnet har markant för låg återkomstperiod, vilket dock motsägs av Arnell samt av resultaten i denna studie som visar att genererade maximala trycknivåer och flöden erhåller approximativt samma återkomstperiod som Chicagoregnet.

Diskretiseringen av Chicagohyetografen bestämmer maximala intensiteten. I denna studie har inläsningen skett med tidssteget 1 minut. En ökning av tidssteget minskar maxintensiteten, vilket kan leda till att beräknade värdens återkomstperiod påverkas. I vad mån beräknade värden berörs beror dock på delytornas koncentrationstider och i denna studie har några beräkningar med annat tidssteg än 1 minut ej genomförts.

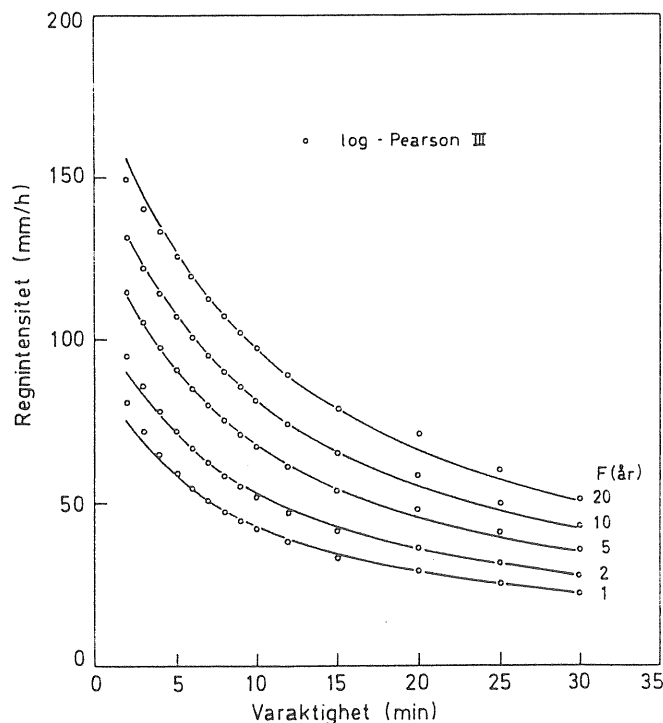
En faktor som påverkar återkomstperioden är lokaliseringen av Chicagoregnets topp som bestäms av kvoten mellan tiden före toppen och totala varaktigheten, dvs r , se avsnitt 3.5. Enligt figur 7.2 leder större r -värden (maximala intensiteten inträffar senare) till att högre maximala trycknivåer genereras.



Figur 7.2 Maximala trycknivåer beräknade med Chicagoregn vars intensiteter centrerats olika genom variation av r ; $0,3 \leq r \leq 0,7$. Exemplet avser systemet med ett magasin nedströms (alternativ c) och återkomstperioden är 5 år för vilket fall Chicagoregnet med $r = 0,35$ underskattar risken för översvämning. En ökning av r till 0,45 skulle givit en korrekt översvänningsfrekvens.

I denna studie har förutsatts att det för Lundby 1921-39 representativa Chicagoregnet följer $r = 0,35$, vilket är ett av Arnell beräknat medelvärde för olika varaktigheter (var = 5-240 min) och återkomstperioder ($F = 1-10$ år). I litteraturen förekommer kritik mot att utnyttja konstanta r -värden (se t.ex. Marsalek, 1978). El-Jabi och Sarraf (1987) har påvisat stora skillnader i maxflöden beroende på om r är konstant eller varieras. Att arbeta med olika förskjutna lägen för toppen (variabelt r) är dock knappast möjligt om Chicagoregnet skall vara praktiskt användbart för kontrollberäkning. r kan dock vara en funktion av F och för Lundby, 1921-39 gäller enligt Arnell att $r = 0,43$ för lägre återkomstperioder än 1 år.

Överföringen av Arnells log-Pearsonkurvor till de analytiska intensitet-varaktighetskurvorna medför att Chicagoregnets intensitet kan bli antingen för hög eller för låg. Enligt figur 7.3 erhålls t.ex. en alltför liten volym för varaktigheter i intervallet 20-25 minuter (för höga återkomstperioder). Differensen uppgår som mest till 7%.



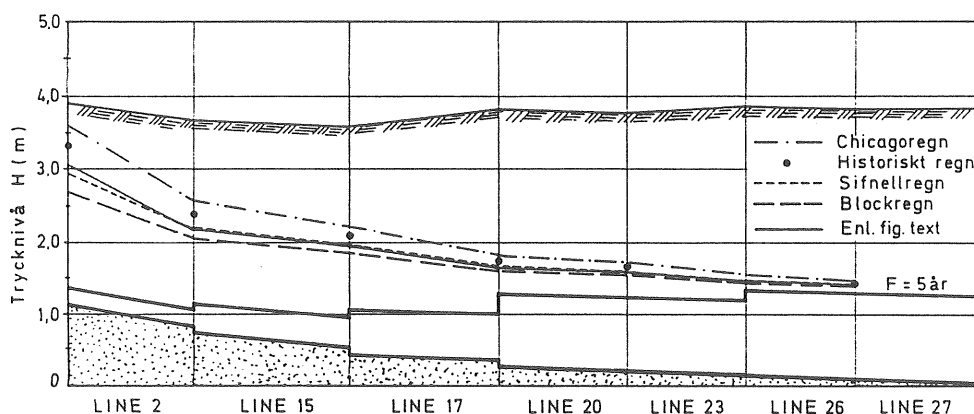
Figur 7.3 De analytiska intensitets-varaktighetskurvorna samt bakomliggande log-Pearsonvärden upp till 30 minuters varaktighet.

7.3 Kan trycknivåavvikelserna förklaras?

Diskussionen av vilka faktorer som bestämmer erhållna trycknivåavvikelser ($\Delta H = H_{\text{typ}} - H_h$) begränsas här till typregnets konstruktion. Övriga felkällor som normalt förknippas med kontrollberäkning bedömes inte ha någon direkt betydelse för dessa avvikelser. Samtliga maximala trycknivåer har ju beräknats på lika villkor, dvs med samma avrinningsmodell samt samma system- och områdesparametrar. Eventuella osäkerheter vid utvärderingen av trycknivåernas fördelningskurvor beaktas ej.

En representativ bild av i denna studie uppnådda resultat ges i figur 7.4 så till vida att de med typregn genererade maximala trycknivåerna har den inbördes ordningen Chicagoregn-Sifnellregn-blockregn. Att Chicagoregnet medför något högre trycknivåer än historiska regn skulle kunna förklaras av att det speglar hela intensitets-varaktighetskurvan.

Block- och Sifnellregn har sådana brister i sin grundkonstruktion att de konsekvent underskattar maximala trycknivåerna. Båda har en topp med konstant intensitet och blockregnet saknar dessutom för- och efterregn.



Figur 7.4 Maximala trycknivåer beräknade med olika regn för systemet i ursprunglig version. Återkomstperioden är 5 år. En beräkning har dessutom gjorts med ett Chicagoregn som har 6 minuters total varaktighet, vilket också är blockregnets och Sifnellregnets (centrala delen) varaktighet. Den aktuella hyetografen framgår av figur 3.7 mellan tidpunkterna 82 och 88 minuter.

Ett överbelastat system är mycket känsligt för variationer i tillrinningen varför Chicagohyetografens topp är viktig. Figur 7.4 redovisar också maximala trycknivåerna för ett Chicagoregn som har väsentligt kortare total varaktighet än normala 240 minuter. Detta "stympade" Chicagoregn har samma varaktighet och volym som blockregnet men ger på grund av intensitetsvariationen ungefär samma maximala trycknivåer som Sifnellregnet.

I vissa fall har dock maximala trycknivåerna i denna studie underskattats även med Chicagoregnet. En översikt av resultaten från de genomförda kontrollberäkningarna (kapitel 4-6) ges i tabell 7.3.

Tabell 7.3 Sammanställning av för vilka systemalternativ (avsnitt 2.1) och återkomstperioder som Chicagoregnet över- och underskattar ($\Delta H = +$ resp. $-$) maximala trycknivåerna.

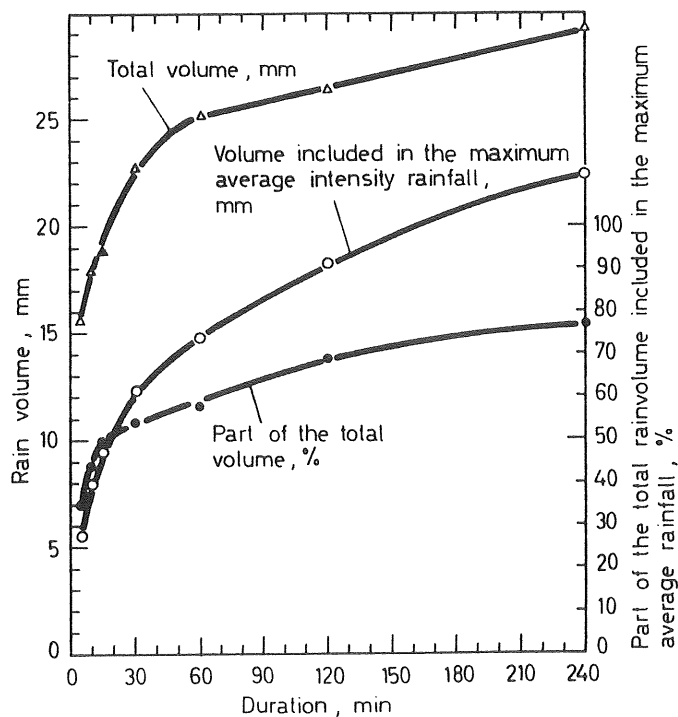
Återkomst- period F (år)	Systemalternativ (se sid 15 för förklaring)						
	a	b	c	d	e	f	g
20	+	+	$\pm$	+	+	+	+
10	+	+	-	$\bar{+}$	$\pm^*$	-	-
5	+	+	-	+	+	$\bar{+}$	+
2	+	+	+	+	+	+	+
1	$\bar{+}$	+	-	-	-	$\pm$	+

*) detta plustecken beror på valet av fördelningsfunktion, se tabell 7.1

Av tabell 7.3 framgår att underskattningarna uppträder huvudsakligen vid systemalternativen c och f, dvs systemet kompletterat med ett utjämningsmagasin nedströms respektive $\phi 1000$ -ledningar uppströms. Båda dessa system har således stor magasineringskapaci-

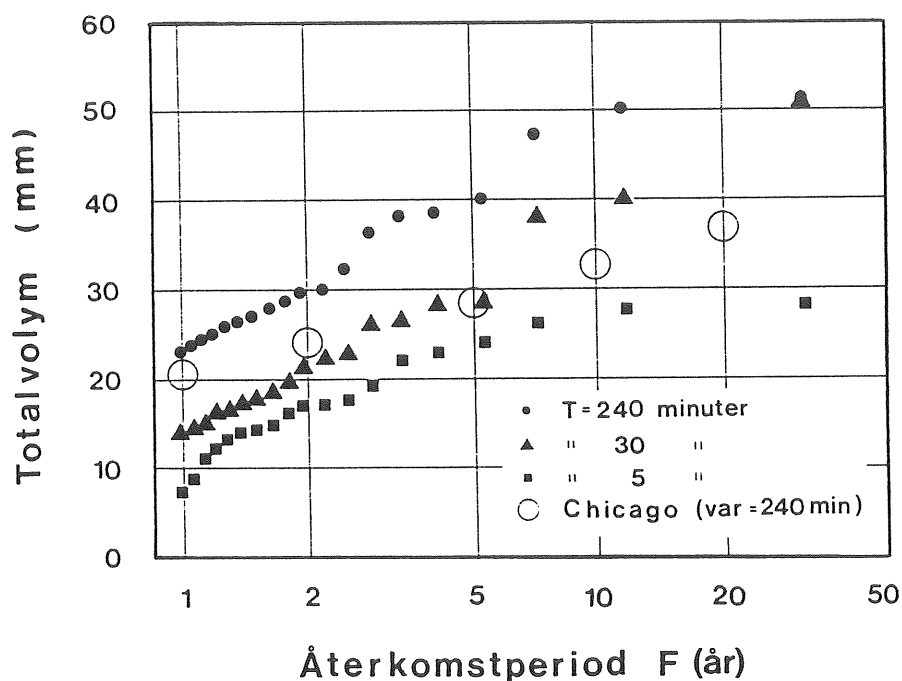
tet. Om detta beror på att t.ex. 1-års Chicagoregnet via den statistiska bearbetningen fått för låg intensitet inom något varaktighetsintervall av betydelse för sådana system eller om Chicagoregnets form är sämre anpassad till system med stor magasineringskapacitet har ej kunnat utrönas. Klart är emellertid att ett ökat förregn (större r -värde) ger högre trycknivåer eftersom tillgänglig magasineringskapacitet då blir reducerad när maxtillrinningen når systemet. Något underlag för en eventuell variation av r -värdet med systemets egenskaper eller regnets återkomstperiod har dock ej framtagits i denna studie.

Även Chicagoregnets volym har givetvis en inverkan på de maximala trycknivåerna. Av figur 7.5 som konstruerades av Arnell framgår att Chicagoregnet med 240 minuters varaktighet för återkomstperioder $\geq \frac{1}{2}$ år har i medeltal volyminnehållet 22 mm, vilket motsvarar volymen hos verkliga regn med en maximal intensitet med varaktigheten 30 minuter.



Figur 7.5 Totalvolymen för historiska regn som sorterats ut med avseende på maximala medelintensiteten över olika varaktigheter. Dessutom framgår dessa blockregns volym (= Chicagoregnets för 240 minuter) samt vilken procentuell andel som de utgör av totalvolymen. Kurvorna är medelvärden för regn med högre återkomstperiod än $1/2$ år. De gäller för Lundby 1921-39 och har hämtats från Arnell (1982).

Med utgångspunkt från Arnells grundmaterial i form av listor över regn, rangordnade efter maximala medelintensiteten för viss given varaktighet, har i figur 7.6 de olika historiska regnens totalvolym rangordnats och plottats.



Figur 7.6 Rangordnade totala volymer hos de 19 historiska regn ($F \geq 1$ år) som enligt Arnells regnlistor har högsta intensitet med 5, 30 resp. 240 minuters varaktighet. Dessutom redovisas Chicagoregnets volym för olika återkomstperioder.

Om man jämför de historiska regnens volymer med volymen hos Chicagoregnet med 240 min. varaktighet, vilket utnyttjats i denna studie, finner man

att Chicagoregn upp till återkomsttiden $F = 5$ år har större volym än motsvarande regn med högsta intensiteten inom varaktigheter ≤ 30 min.

att Chicagoregn för $F > 5$ år har lägre volym än "30 min-regn" men större volym än "5 min-regn".

Av detta följer att Chicagoregnet har för stor volym för lednings-system med korta dimensionerande varaktigheter och att volymen är

"korrekt" för en dimensionerande varaktighet om ca 200 min för $F = 1$ år och ca 30 min för $F = 5$ år. Möjligen skulle man kunna arbeta med ett Chicagoregn vars varaktighet anpassas till det aktuella systemet så att volymen blir "korrekt".

Om Chicagoregnet har för stor eller för liten volym kan detta givetvis leda till för höga respektive låga trycknivåer. De maximala trycknivåerna bestäms dock inte enbart av volymen utan dessutom av regnets fördelning i tiden. För system med korta dimensionerade varaktigheter torde på grund av den korta flyttiden toppens utseende och höjd vara avgörande. För system med stor magasineringsskapacitet och långa dimensionerande varaktigheter skulle man dock kunna befara en viss underskattning av trycknivåerna, speciellt för långa återkomsttider. Några beräkningar för mycket stora system har dock icke genomförts i denna studie. För sådana system är det dessutom av begränsat värde att basera en trycknivåanalys på ett över området likformigt fördelat regn.

8. KONTROLLBERÄKNING MED TYPREGN - SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Vid utnyttjandet av dynamiska analysmodeller typ MOUSE och DAGVL-DIFF erhålls den mest tillförlitliga bedömningen av översvämningsrisken med en lång historisk regnserie. Problemet är emellertid att genomförandet av sådana serieberäkningar kan vara tidskrävande samt att uppmätta serier endast finns att tillgå för ett fåtal orter i Sverige.

Av denna studie framgår att kontrollberäkningarna inte nödvändigtvis behöver göras med historiska regn utan att man med typregn erhåller en för praktiska tillämpningar godtagbar precision. Den historiska regnserien ger ingen signifikant förbättring av beräkningsresultaten jämfört med de osäkerheter som normalt föreligger i system- och områdesdata. Följande slutsatser kan därför dras beträffande valet av regndata:

- o Typregn kan användas för de orter som saknar egna historiska regnserier.
- o Chicagoregnet rekommenderas eftersom detta typregn befunnits ge ungefär samma maximala trycknivåer och flöden som när historiska regn tillämpas, dvs beräknade värden erhåller approximativt samma återkomstperiod som det utnyttjade Chicagoregnet.
- o Blockregn och Sifnellregn underskattar konsekvent översvämningsrisken och rekommenderas därför ej till kontrollberäkning.

Både block- och Sifnellregn bör således undvikas i kontrollberäkningar. Om dessa ändå utnyttjas visar uppnådda resultat på att Sifnellregnets intensitet bör ökas med ungefär 10% samt att blockregnsintensiteten bör ökas med i storleksordningen 15-20%.

För ett överbelastat system är ledningarnas magasineringskapacitet fullt utnyttjad. Detta medför att regnintensitetens tidsvariation är mera betydelsefull än i delfyllda ledningar, vilket i sin

tur förklarar varför Sifnellregnet leder till lägre maximala trycknivåer än Chicagoregnet.

För orter med egna historiska regnserier rekommenderas att dessa används i första hand. Den längsta tillgängliga serien (f.n. Lundby med 18 år) räcker emellertid endast till för att generera säkra trycknivåer upp till 5 års återkomstperiod. Alternativet är syntetiska regnserier eller typregn som kan extrapoleras fram för högre återkomstperioder.

Chicagoregnet är särskilt värdefullt vid dimensionering som fordrar iterativa kontrollberäkningar. Upprepade serieberäkningar med historiska regn är då extremt tidsödande. En metod kan vara att "grovräkna" med Chicagoregnet och sedan göra den avslutande kontrollen med den historiska serien. Eftersom Chicagoregnet representerar hela intensitets-varaktighetskurvan kan antalet beräkningar hållas lågt (behöver ej upprepas för olika varaktigheter, vilket är fallet för blockregn och Sifnellregn).

Chicagoregnet kan konstrueras för vilken ort som helst i Sverige enligt t.ex. den princip som beskrivs i kapitel 3. (För några orter framgår koefficienterna a , b och c direkt av VAV's skrift P28, Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar.)

Ett ledningssystem med helt fyllda ledningar är mycket känsligt för tillrinningens variation i tid och rum. En liten förändring av t.ex. områdesdata kan orsaka stora variationer i beräknade maximala trycknivåer. Det är således mindre meningsfullt att prata om exakt vilken maximal trycknivå som erhålls för en viss återkomstperiod, utan beräkningar bör genomföras med olika förutsättningar för att skapa en närmare förståelse av hur systemet fungerar hydrauliskt.

Beträffande system- och områdesparametrarna är det viktigt att deltagande avrinningsytor är korrekt uppskattade. Däremot är osäkerheter i delytornas koncentrationstider mindre väsentliga för de maximala trycknivåerna. En realistisk bedömning av översvämningens risk förutsätter att brunnsförlusterna inkluderas i beräkningarna.

Analysen av system med samma kapacitet Q_{FULL} fast olika hydrauliska egenskaper visar att ledningarnas magasineringsskapacitet är betydelsefull för säkerheten mot översvämning. Branta system med klara ledningar har liten volym och medför därför hög risk för översvämning, medan t.ex. långa ledningar får motsatt inverkan. För höga återkomstperioder, dvs när magasineringsskapaciteten är fullt utnyttjad erhålls de högsta uppdämningsnivåerna längst uppströms, oavsett systemets utformning.

I denna avhandling har beräknats ett cityområde med arean 10 ha samt ett 40 ha stort hypotetiskt förortsområde. För större områden ökar beräkningarnas osäkerhet i och med att bl.a. regnets rörelse och areella utbredning troligen har en ej försumbar inverkan på översvämningsskrisen. Av intresse skulle kunna vara att försöka klarlägga om Chicagoregnet kan utnyttjas även som ett så kallat rörligt regn.

För system med mycket stora magasineringssmöjligheter är regnets volym en viktig parameter men även relationen förregn/efterregn ökar i betydelse. Något sådan system har ej testats i denna studie. I avhandlingen uppnådda resultat talar emellertid entydigt för att Chicagoregnet är användbart till kontrollberäkning av inte alltför komplicerade dagvattenssystem i små till medelstora urbana avrinningsområden.

BETECKNINGAR OCH FÖRKORTNINGAR

A	områdesarea som bidrar till avrinningen
A_{FULL}	ledningens tvärsnittsarea ($= \pi D^2/4$)
A_{extern} , A_{sido}	till brunnen direkt respektive via inkommande sidoredningar ansluten avrinningsarea
A_n , A_u	nedströms resp. uppströms brunnen ansluten avrinningsarea
A_{mag}	utjämningsmagasinets area ($A_{mag} = 177 \text{ m}^2$)
a, b, c	koefficienter för intensitets-varaktighetskurvorna samt Chicagoregnet
B_s	spaltens bredd (ekv. 2.3)
C	tryckdifferenskoeficienten för ledningsbrunn (C_{brunn} är koefficienten när vattendjupet är stort)
CTH	Chalmers Tekniska Högskola
D	ledningens diameter
DHI	Danmarks Hydrauliska Institut
D_u , D_n	ledningsdiametern på brunnens uppströms resp. nedströmssida
d	indikerar delfyllt ledning
d, e, f, g	koefficienter i ekvation 3.3 som bestämmer Sifnellregnets varaktigheter
EPA	Environmental Protection Agency
F	återkomstperioden (räknas i år)
ΔF	skillnad i återkomstperiod (%)
Fr	Froudes tal
g	tyngdaccelerationen
H	maximal trycknivå i brunnen under avrinningsförloppet (m)
H_h , H_{typ}	H beräknat med historiska regn resp. typregn
ΔH	trycknivåavvikelsen (cm) när typregn utnyttjas, $\Delta H = H_h - H_{typ}$
h, k, m, n	koefficienter i ekvation 3.3 som bestämmer Sifnellregnets varaktigheter

I_o	initiella regnintensiteten (= 0,1 m/h)
$I_{I,III}$	Sifnellregnets intensitet hos för- resp. efterregnets anslutning till centrala blocket
IfW.	Institut für Wassergebau
$i(t)$	regnets intensitet
i_f, i_e	Chicagoregnets intensitet före resp. efter toppen
i_m	maximala medelintensiteten (över viss varaktighet)
k	ekvivalenta sandråheten (mm)
M	Mannings tal
MOUSE	Modelling of Urban Sewers
N	antalet plottade värden (formel 3.1)
NERC	Natural Environment Reserach Council
NWC	National Water Council
Q	maximala flödet i brunnens utlopp under avrinningsförloppet
Q_{FULL}	ledningskapacitet vid precis fylld sektion (= $M A_{FULL} R^{2/3} S_b^{1/2}$)
Q_{mag}	maximala flödet från utjämningsmagasinet
ΔQ_{mag}	avvikelse i Q_{mag} när typregn utnyttjas (%)
Q_{27}	maximala flödet ut ur brunn 27
Q_{ut}	flödet i systemets utlopp
R	hydrauliska radien, $R=D/4$
r	bestämmer tidpunkten för Chicagoregnets topp, $t = r \cdot T$
SWMM	Storm Water Management Model
S_b	ledningslutningen
T	regnvaraktighet
T_{TOT}	Sifnellregnets totala varaktighet
T_I, T_{II}, T_{III}	Sifnellregnets varaktigheter med avseende på förregnet, centrala blocket (T_{II} =var) resp. efterregnet
t	tiden

Δt	tidssteget i DAGVL-beräkningarna
t_c	delavrinningsytans koncentrationstid
V	regnvolum
V_{FULL}	utjämningsmagasinets volym ($V_{FULL} = 650 \text{ m}^3$)
V_{TOT}	Sifnellregnets totala volymminnehåll (mm)
V_I, V_{II}, V_{III}	Sifnellregnets volym i förregnet, centrala blocket resp. efterregnet
V_{mag}	utnyttjad volym i utjämningsmagasinet
ΔV_{mag}	avvikelse i V_{mag} när typregn utnyttjas (%)
V_{ut}	flödes hastigheten i brunnens utlopp
VAV	Svenska Vatten- och Avloppsverksföreningen
WASSP	Wallingford Storm Sewer Package
y_{brunn}	vattendjupet i ledningsbrunn
y_{ut}	tryckhöjd över brunnsbotten i utgående ledning
Δy	tryckdifferensen i brunnens utlopp, $\Delta y = y_{brunn} - y_{ut}$
y_i	plottningsposition (ekv. 3.1)
ö	indikerar översvämning på markytan
ϕ	symbol för ledningsdiametern (mm)

LITTERATURFÖRTECKNING

- Arnell, V. (1974): Intensitets-varaktighetskurvor för häftiga regn i Göteborg under 45-årsperioden 1926-1971. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen, Meddelande nr 5, Göteborg.
- Arnell, V. (1982): Rainfall Data for the Design of Sewer Pipe Systems. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report Series A:8, Göteborg.
- Arnell, V.; Melin, H. (1984): Rainfall Data for the Design of Sewer Detention Basins. Chalmers University of Technology, Urban Geohydrology Research Group, Report no 76, Göteborg.
- Arnell, V.; Strandner, H. (1987): Utjämningsmagasin för kontroll av bräddvattenmängder och bräddfrequenser. Val av nederbördsdata. Statens råd för byggnadsforskning, Rapport R88:1987, Stockholm.
- Arnell, V. (1988): Val av nederbördsdata för dimensionering och analys av avloppssystem. (Kommer att publiceras av VAV under 1989.)
- Bennerstedt, K.; Larsson, J. (1984): Storage of Storm Water and Combined Sewer Overflow. Proceedings of the 3:rd Int. Conf. on Urban Storm Drainage, (Göteborg, Sweden); Vol. 3: Planning and Control of Urban Storm Drainage, edited by P. Balmér, P-A Malmqvist and A. Sjöberg. Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Cordery, I.; Pilgrim, D.H.; Rowbottom, A. (1984): Time Patterns of Rainfall for Estimating Design Floods on a Frequency Basis. Proceedings of a Specialised Seminar, 1983 (Copenhagen, Denmark); Rainfall as the Basis for Urban Runoff Design and Analysis, edited by P. Harremoës. Water Science and Technology., Vol. 16, Numbers 8/9 1984, Pergamon Press, Oxford.
- Dahlström, B. (1979): Regional fördelning av nederbördsintensitet - en klimatologisk analys. Statens råd för byggnadsforskning, Rapport R18:1979, Stockholm.
- Desbordes, M. (1978): Urban Runoff and Design Storm Modelling. Proceedings of the First International Conference on Urban Storm Drainage (Southampton, UK), edited by P.R. Helliwell. Pentech Press, London
- Despotovics, J.; Wisner, P. (1987): Comparison of Peak Flows Simulated with Real Rainfalls and with Design Storms. Proceedings of the 4:th Int. Conf. on Urban Storm Drainage (Lausanne, Switzerland); Urban Drainage Hydraulics and Hydrology, edited by B.C. Yen. Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne.
- DHI (1985): MOUSE (Modelling of Urban Sewers) - Brukarhandledning. Danmarks hydrauliska institut, Hørsholm.

- El-Jabi, N.; Sarraf, S. (1987): Effect of Maximum Storm Position on Runoff. Proceedings of the 4:th Int. Conf. in Urban Storm Drainage (Lausanne, Switzerland); Urban Drainage Hydraulics and Hydrology, edited by B.C. Yen. Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne.
- EPA, Environmental Protection Agency, (1981): Storm Water Management Model (SWMM), User's Manual, Version III, US EPA Report in Press, Cincinnati, Ohio.
- Fuchs, L. (1987): Hydrological Design Criteria for Urban Sewer Systems. Proceedings of the 4:th Int. Conf. in Urban Storm Drainage (Lausanne, Switzerland); Urban Storm Water Quality, Planning and Management, edited by W. Gujer and V. Krejci. Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne.
- Fuchs, L.; Harms, R.W. (1986): HYSTEM - Extran - Model Application in Scientific Investigations. Proceedings of the Int. Symp. on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, UDM'86, edited by C. Maksimović and M. Radojković. Pergamon Press, Oxford.
- Geiger, W. F. (1985): Use of Field Data in Urban Drainage Planning. Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop (Montpellier, France); Urban Runoff Pollution, edited by H. Torno, J. Marsalek and M. Desbordes. NATO ASI Series, Series G: Ecological Sciences, Vol. 10, Springer-Verlag, Berlin.
- Grönlund, J.O.; Larsson, M. (1982): Kapacitetsanalys av ett dagvattensystem i centrala Göteborg. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Examensarbete 1982:1, Göteborg.
- Harremoës, P.; Eriksen, M. (1981): Alternative Application of Rainfall Statistics to Sewer System Design. Proceedings of the 2:nd Int. Conf. on Urban Storm Drainage (Urbana - Champaign, Illinois, USA); Vol. I: Hydraulics and Hydrology, edited by B.C. Yen. University of Illinois, Urbana.
- Hoff-Clausen, N.E.; Havnø, K.; Kej, A. (1981): System 11 Sewer - A Storm Sewer Model. Proceedings of the 2:nd Int. Conf. on Urban Storm Drainage (Urbana - Champaign, Illinois, USA); Vol. I: Hydraulics and Hydrology, edited by B.C. Yen. University of Illinois, Urbana.
- Huber, W.C.; Cunningham, B.A.; Cavender, K.A. (1986): Continuous SWMM Modelling for Selection of Design Events. Proceedings of the Int. Symp. on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, UDM'86, edited by C. Maksimović and M. Radojković. Pergamon Press, Oxford.
- Huff, F.A. (1967): Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms. Water Resources Research, Vol. 3, No. 4, August 1967.

- Isaksson, S.; Toremark, P. (1985): Jämförelse mellan DAGVL-DIFF, Extran och S11S vid simulering av ledningssystem. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Examensarbete 1985:5, Göteborg.
- Jacobsen, P. (1983): Surcharged Sewer Simulation. Dansk Ingeniørförening Spildevandskomiteen, København.
- Keifer, C.J.; Chu, H.H. (1957): Synthetic Storm Pattern for Drainage Design. Journals of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 83, No HY4, August 1957.
- Kidd, C.H.R.; Packman, J.C. (1980): Selection of Design Storm and Antecedent Condition for Urban Drainage Design. Institute of Hydrology, Report No. 61, Wallingford, Oxon.
- Lindvall, G. (1986): Energiförluster i ledningsbrunnar. Laboratoriemätningar. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen, Meddelande nr 81, Göteborg.
- Lyngfelt, S. (1985): On Urban Runoff Modelling, The Application of Numerical Models Based on the Kinematic Wave Theory. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report Series A:13, Göteborg.
- Marsalek, J. (1978): Research on the Design Storm Concept. ASCE - Urban Water Resources Research Program, Technical Memorandum No. 33, New York.
- NERC, Natural Environment Research Council, (1975): Flood Studies Report, Vol. 2, Meteorological Studies, London.
- Nilsdal, J-A (1981): Teknisk-ekonomisk dimensionering av avloppsledningar. En litteraturstudie om datormodeller. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:27, Göteborg.
- Nilsdal, J-A. (1983): Optimeringsmodellen ILSD. Beräkning av topografins inverkan på ett dagvattensystems kapacitet och anläggningskostnad. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series A:10, Göteborg.
- NWC, National Water Council, (1981): Design and Analysis of Urban Storm Drainage. The Wallingford Procedure, Principles, Methods and Practice. Department of Environment, Standing Committee Reports, No. 28, London.
- Preul, H.; Papadakis, C.N. (1973): Development of Design Storm Hyetographs for Cincinnati, Ohio, Water Resources Bulletin, Vol. 9, No. 2, April 1973.
- Sangster, W.M.; Wood, H.W.; Smerdon, E.T.; Bossy, H.G. (1958): Pressure Changes at Storm Drain Junctions. Bulletin No. 41, University of Missouri, Engineering Experiment Station, Columbia.

- Sifalda, V. (1973): Entwicklung eines Berechnungsregens für die Bemessung von Kanalnetzen. gwf. - WASSER/ABWASSER 114 (1973) H9, München.
- Sjöberg, A. (1976): Beräkning av icke-stationära flödesförlopp i reglerade vattendrag och dagvattensystem. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series A:6, Göteborg.
- Sjöberg, A. (1981): The Sewer Network Models DAGVL-A and DAGVL-DIFF. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report Series B:28, Göteborg.
- Sjöberg, A. (1984): DAGVL-DIFF. Beräkning av icke-stationära flödesförlopp i helt eller delvis fyllda avloppssystem, tunnlar och kanaler. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:45, Göteborg.
- Sjöberg, A.; Lundgren, J.; Asp, T.; Melin, H. (1979): Manual for ILLUDAS (Version S2). Ett datorprogram för dimensionering och analys av dagvattensystem. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:14, Göteborg.
- Thorndal, U. (1971): Nederbördshydrografer. Stads- og havneingeniøren, Nr. 7, 1971, København.
- VAV, Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, (1976): Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar. Publikation VAV P28, Stockholm.
- VAV, Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, (1985): Källaröversvämningar. Ansvar-åtgärder-ersättning. Publikation VAV P49, Stockholm.
- Wenzel, H.G.; Voorhees, M.L. (1981): An Evaluation of the Urban Design Storm Concept. University of Illinois at Urbana-Champaign, Water Resources Center, Research Report No. 164, Urbana, Illinois.
- Wisner, P.; Fraser, H. (1983): Design Storms for Stormwater Management Studies. University of Ottawa, Department of Engineering, IMPSWM Procedures, Part V, Ottawa, Ontario.
- Yen, B.C. (1981): Some Measures for Evaluation and Comparison of Simulation Models. Proceedings of the 2:nd Int. Conf. on Urban Storm Drainage (Urbana-Champaign, Illinois, USA); Vol. I: Hydraulics and Hydrology, edited by B.C.Yen. University of Illinois, Urbana.
- Yen, B.C.; Chow, V.T. (1980): Design Hyetographs for Small Drainage Structures. Journals of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 106, No. HY6, June 1980.

BILAGA A

Regnintensiteten (maximala medelintensiteten i mm/h från Arnells log-Pearson-kurvor) för olika återkomstperioder och varaktigheter, från Lundby 1921-1939.

Varaktighet T (min)	Återkomstperiod F (år)					
	1	2	5	10	20	
2	80.4	94.5	114.5	131.1	149.2	*)
3	71.6	85.3	105.2	121.9	140.4	*)
4	64.6	77.8	97.2	113.9	132.5	*)
5	59.0	71.5	90.4	106.8	125.3	
6	54.3	66.2	84.5	100.5	118.7	*)
7	50.4	61.8	79.3	94.9	112.7	*)
8	47.0	57.9	74.7	89.8	107.2	*)
9	44.2	54.5	70.7	85.2	102.1	*)
10	41.6	51.5	67.0	81.0	97.3	
12	37.5	46.5	60.7	73.7	88.9	*)
15	32.8	40.7	53.2	64.8	78.2	
20	28.7	36.0	47.6	58.3	70.9	
25	24.9	31.1	40.7	49.5	59.8	
30	21.9	27.1	35.2	42.5	50.9	
35	19.7	24.2	31.1	37.3	44.4	
40	17.8	21.7	27.8	33.2	39.3	
45	16.3	19.9	25.2	29.9	35.2	
50	15.2	18.3	23.1	27.2	31.8	
55	14.2	17.1	21.3	25.0	29.0	
60	13.4	16.0	19.8	23.1	26.7	
70	12.1	14.3	17.7	20.5	23.6	
80	11.0	13.0	16.0	18.5	21.2	
90	10.1	12.0	14.7	17.0	19.6	
100	9.4	11.0	13.5	15.6	18.0	
110	8.8	10.4	12.6	14.5	16.6	
120	8.3	9.8	11.9	13.6	15.6	
140	7.4	8.7	10.5	12.0	13.6	
160	6.7	7.8	9.4	10.7	12.1	
180	6.2	7.2	8.6	9.8	11.1	
200	5.8	6.7	8.0	9.2	10.4	
220	5.4	6.3	7.6	8.7	9.9	
240	5.1	5.9	7.1	8.2	9.3	

*) Dessa intensitetsvärden har beräknats med hjälp av formeln 3.2, se nästa sida.

A:2

I vissa fall är ett kortare varaktighetsinkrement än 5 minuter nödvändigt. Dessa intensiteter har beräknats med hjälp av ekvation 3.2 och en kurva genom 5, 10 och 15 minuters varaktighet. Följande konstanter har utnyttjats:

Konstanter	Återkomstperiod F (år)				
	1	2	5	10	20
a	566	786	1276	1954	3218
b	5.53	6.73	9.19	12.12	16.63
c	+5.2	+4.5	+0.5	-7.3	-23.5

$$i_m = \frac{a}{T + b} + c \quad (3.2)$$

BILAGA B

System- och områdesdata

Brunns- och ledningsnr	Permanentad effektiv delområdes- area (ha)	Delytans koncentra- tionstid (min)	Lednings- längd (m)	Lednings- kapacitet Q _{FULL} (m ³ /s)	Lednings- diameter (m)	Marknivå vid brun- nen (m)	Lednings- nivå (m) övre nedre	Lednings- lytning (%/oo)
1	0.315	5	60	0.057	0.300	3.89	1.09 0.91	3.0
2	0.225	5	65	0.033	0.225	3.89	1.16 0.87	4.5
3	0.225	5	50	0.033	0.225	3.83	1.10 0.87	4.6
4	0.225	5	55	0.033	0.225	3.76	1.03 0.78	4.5
5	0.225	5	65	0.042	0.225	4.00	1.27 0.79	7.4
6	0.225	5	55	0.033	0.225	3.74	1.01 0.76	4.5
7	0.135	5	55	0.033	0.225	3.66	0.93 0.68	4.5
8	0.135	5	50	0.033	0.225	3.61	0.88 0.65	4.6
9	0.180	5	55	0.033	0.225	3.68	0.95 0.70	4.5
10	0.405	5	85	0.058	0.300	3.43	0.63 0.37	3.1
11	0.405	5	60	0.112	0.400	3.76	0.86 0.71	2.5
12	0.315	5	55	0.180	0.500	3.66	0.66 0.55	2.0
13	0.225	5	60	0.180	0.500	3.55	0.55 0.43	2.0
14	0.360	5	105	0.253	0.600	3.48	0.38 0.22	1.5
15	0.315	5	80	0.112	0.400	3.67	0.77 0.57	2.5
16	0.540	5	80	0.112	0.400	3.67	0.77 0.57	2.5
17	0.540	6	75	0.198	0.600	3.57	0.47 0.40	0.9
18	0.405	5	70	0.113	0.400	3.58	0.68 0.50	2.6
19	0.315	5	75	0.112	0.400	3.59	0.69 0.50	2.5
20	0.495	6	65	0.815	1.000	3.80	0.30 0.23	1.1
21	0.270	5	90	0.113	0.400	3.56	0.66 0.43	2.6
22	0.450	5	60	0.112	0.400	3.48	0.58 0.43	2.5
23	0.540	6	60	0.785	1.000	3.73	0.23 0.17	1.0
24	0.225	5	60	0.057	0.300	3.40	0.60 0.42	3.0
25	0.315	5	90	0.113	0.400	3.50	0.60 0.37	2.6
26	0.495	6	55	1.207	1.200	3.82	0.12 0.07	0.9
27	0.630	6	65	1.314	1.200	3.77	0.07 0.00	1.1
27 (kap 5)				0.213	0.600			

Allmänna data

Systemet i ursprunglig version (kapitel 4) samt kompletterat med ett magasin nedströms (kapitel 5)

BILAGA B (forts)

System- och områdesdata

Brunns- och ledningsnr	Lednings- längd (m)	Lednings- kapacitet Q _{FULL} (m ³ /s)	Lednings- diameter (m)	Marknivå vid brun- nen (m)	Lednings- nivå (m) övre nedre	Lednings- lufning (°/oo)	Lednings- längd (m)	Lednings- kapacitet Q _{FULL} (m ³ /s)	Lednings- diameter (m)	Marknivå vid brun- nen (m)	Lednings- nivå (m) övre nedre	Lednings- lufning (°/oo)
1	60	0.056	0.225	5.63	2.90	2.11	13.2	0.056	0.225	10.90	5.60	13.2
2	65	0.033	0.225	6.95	4.22	3.93	4.5	0.033	0.225	13.47	8.24	4.5
3	50	0.033	0.225	6.89	4.16	3.93	4.5	0.033	0.225	13.33	8.10	4.5
4	55	0.033	0.225	6.31	3.58	3.33	4.5	0.033	0.225	12.19	6.96	4.5
5	65	0.042	0.225	6.55	3.82	3.34	7.4	0.042	0.225	12.67	7.44	7.4
6	55	0.033	0.225	5.33	2.60	2.35	4.5	0.033	0.225	10.23	5.00	4.5
7	55	0.033	0.225	5.25	2.52	2.27	4.5	0.033	0.225	10.07	4.84	4.5
8	50	0.033	0.225	4.33	1.60	1.37	4.6	0.033	0.225	8.28	3.05	4.6
9	55	0.033	0.225	4.40	1.67	1.42	4.5	0.033	0.225	8.42	3.19	4.5
10	85	0.058	0.300	3.87	1.07	0.81	3.1	0.058	0.300	7.24	1.94	3.1
11	60	0.110	0.300	4.91	2.11	1.44	11.2	0.110	0.300	9.42	4.02	11.2
12	55	0.178	0.400	4.29	1.39	1.04	6.4	0.178	0.400	8.13	2.63	6.4
13	60	0.180	0.500	3.99	0.99	0.87	2.0	0.180	0.500	7.43	1.88	2.0
14	105	0.253	0.600	3.92	0.82	0.66	1.5	0.253	0.600	7.19	1.59	1.5
15	80	0.112	0.400	6.73	3.83	3.63	2.5	0.112	0.400	13.03	7.56	2.5
16	80	0.112	0.400	6.73	3.83	3.63	2.5	0.112	0.400	13.01	7.56	2.5
17	75	0.196	0.400	6.63	3.63	3.05	7.7	0.196	0.400	12.83	7.16	7.7
18	70	0.113	0.400	6.13	3.23	3.05	2.6	0.113	0.400	11.76	6.36	2.6
19	75	0.112	0.400	6.14	3.24	3.05	2.5	0.112	0.400	11.78	6.38	2.5
20	65	0.817	0.600	6.35	3.00	1.97	15.8	0.817	0.600	11.90	5.95	15.8
21	90	0.113	0.400	5.15	2.25	2.02	2.6	0.113	0.400	9.80	4.40	2.6
22	60	0.112	0.400	5.07	2.17	2.02	2.5	0.112	0.400	9.64	4.24	2.5
23	60	0.786	0.600	5.32	1.97	1.09	14.7	0.786	0.600	9.84	3.89	14.7
24	60	0.057	0.300	4.12	1.32	1.14	3.0	0.057	0.300	7.84	2.54	3.0
25	90	0.113	0.400	4.22	1.32	1.09	2.6	0.113	0.400	7.99	2.59	2.6
26	55	1.223	0.800	4.54	1.04	0.61	7.8	1.223	0.800	8.28	2.08	7.8
27	65	1.340	0.800	4.21	0.61	0.00	9.4	1.340	0.800	7.62	1.22	9.4

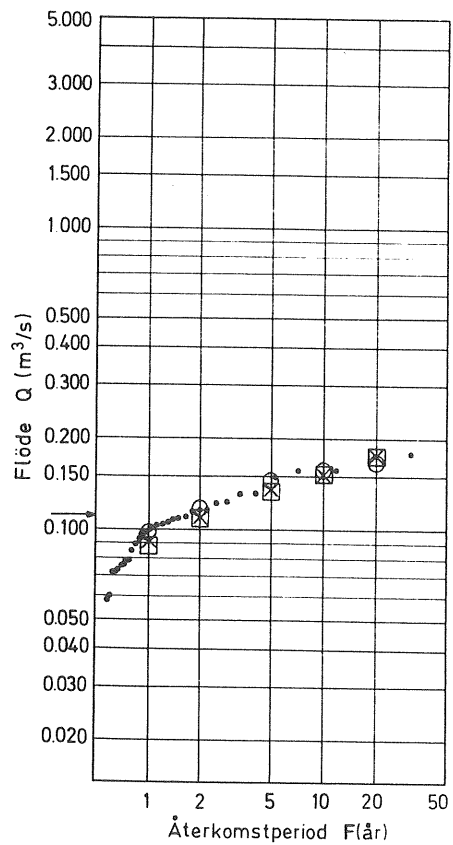
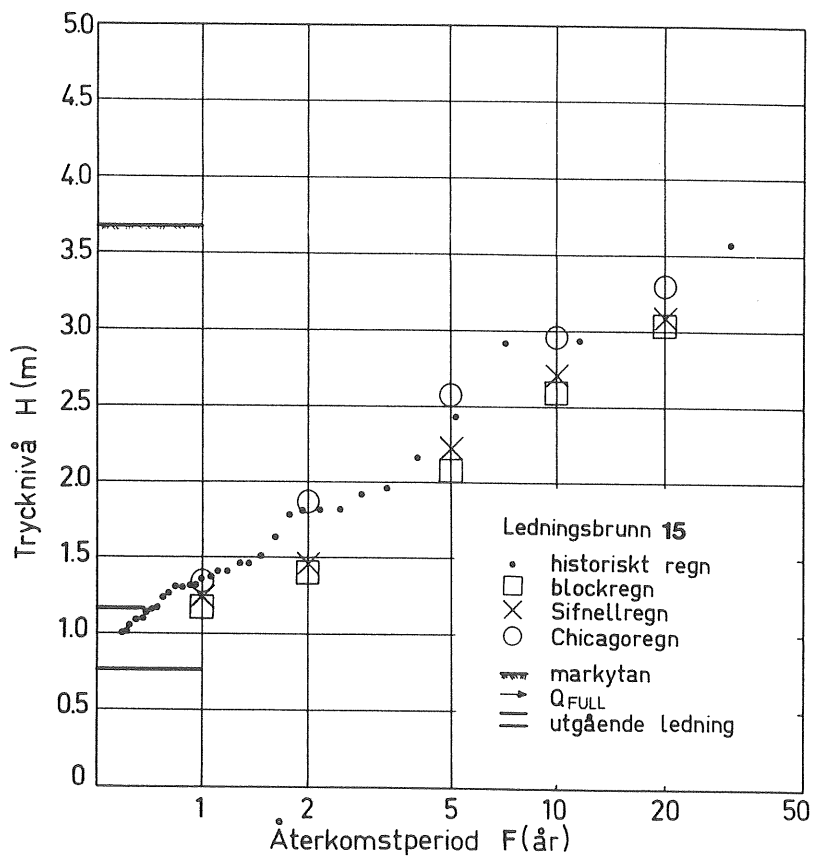
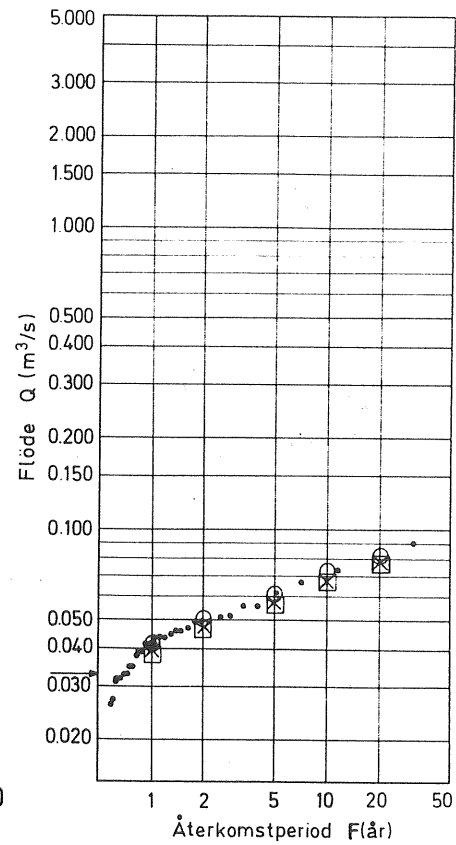
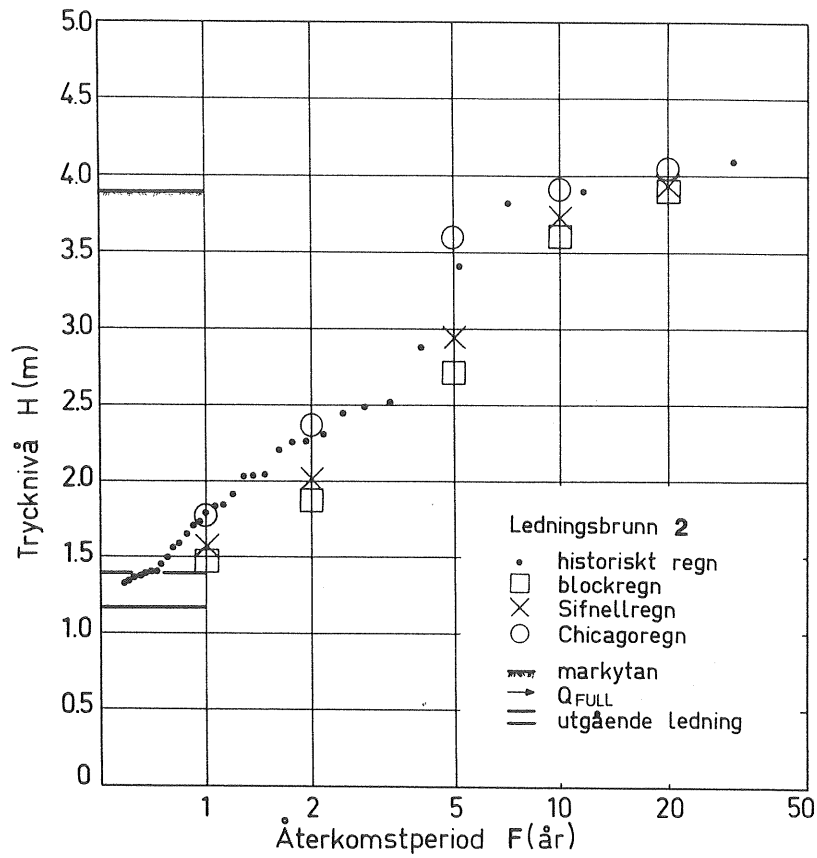
Det branta systemet (kapitel 6)

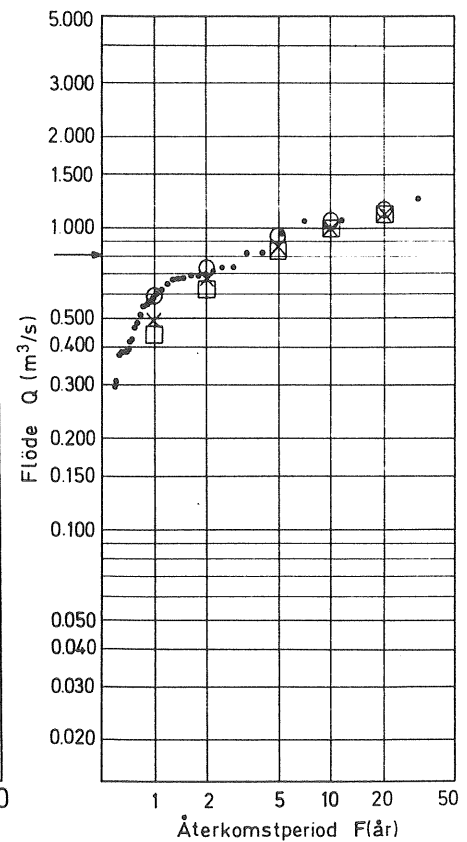
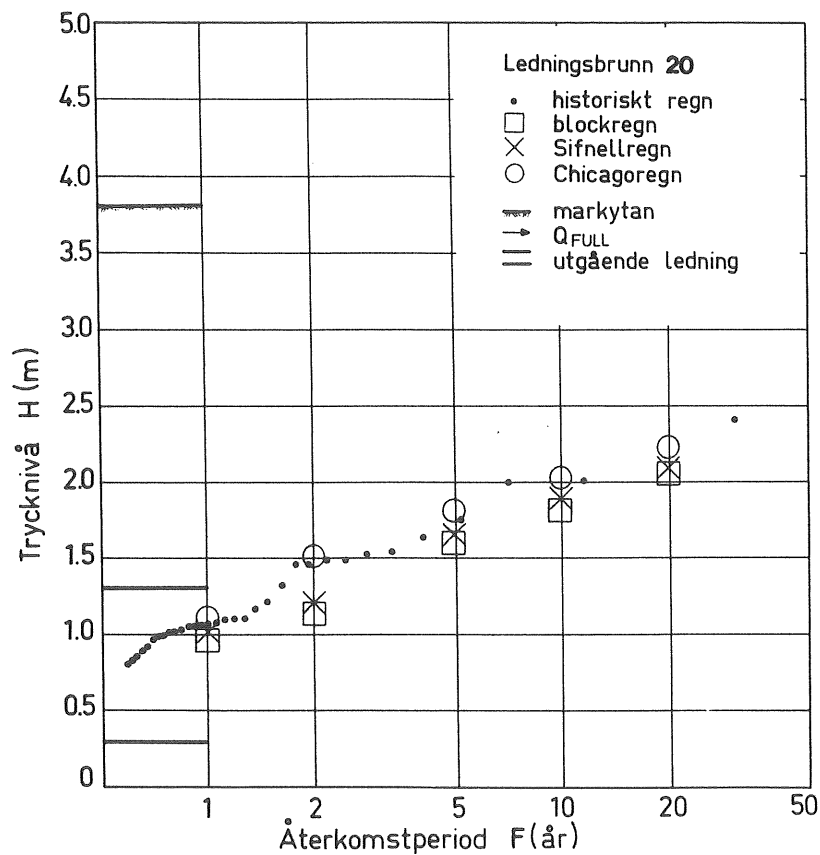
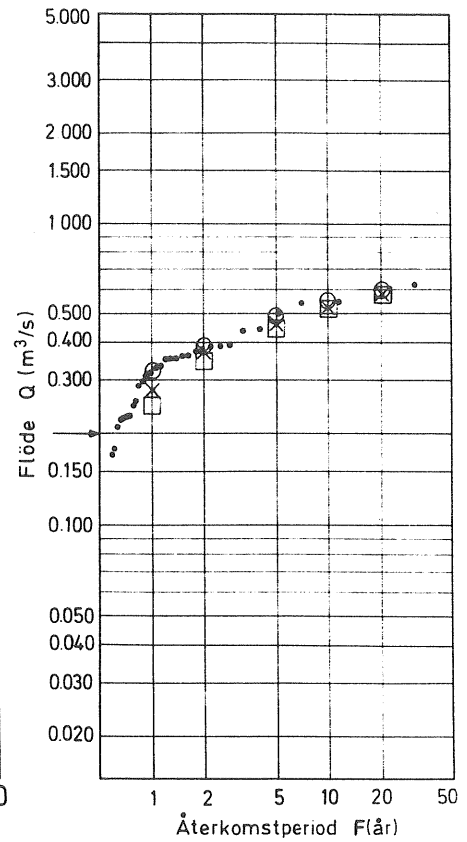
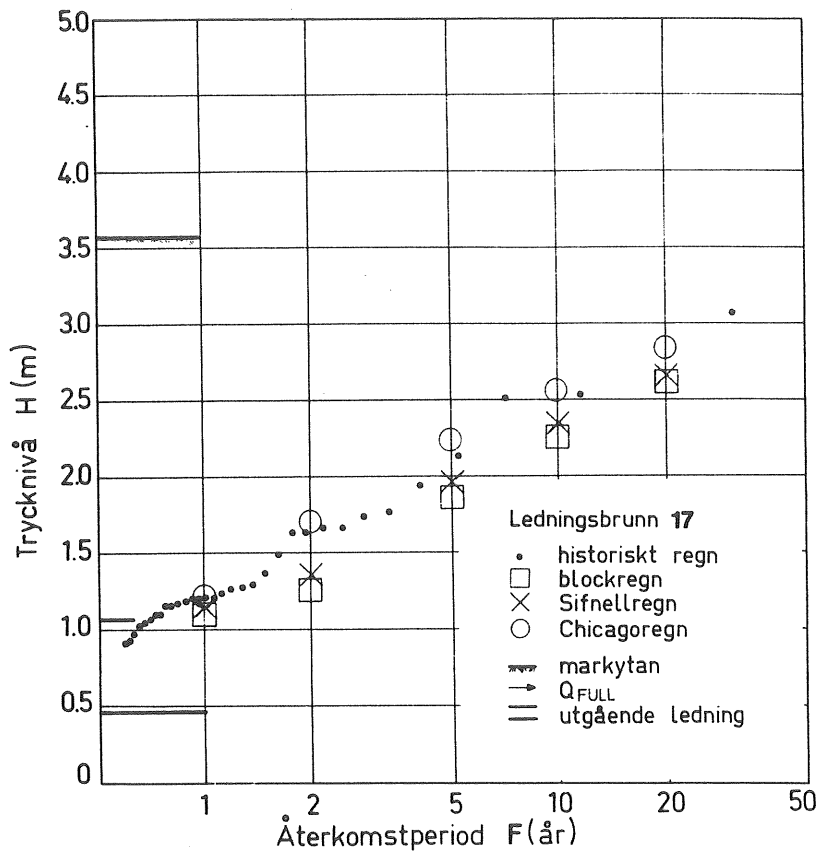
Det branta systemet med dubbla ledningslängder (avsnitt 6.6)

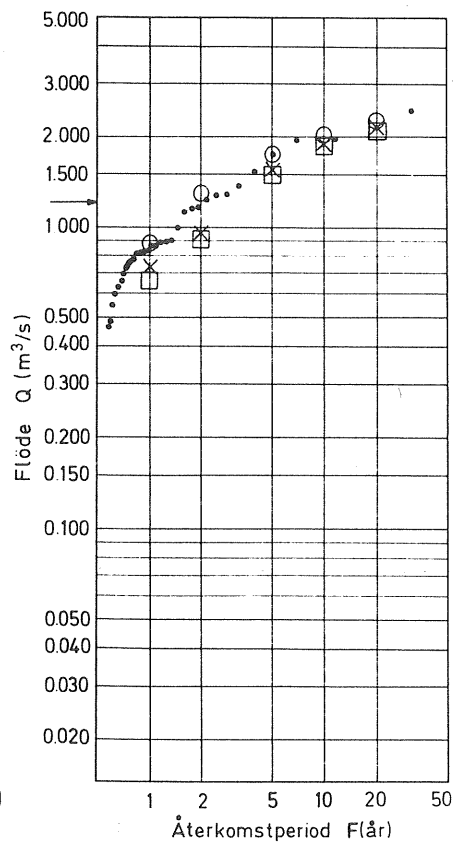
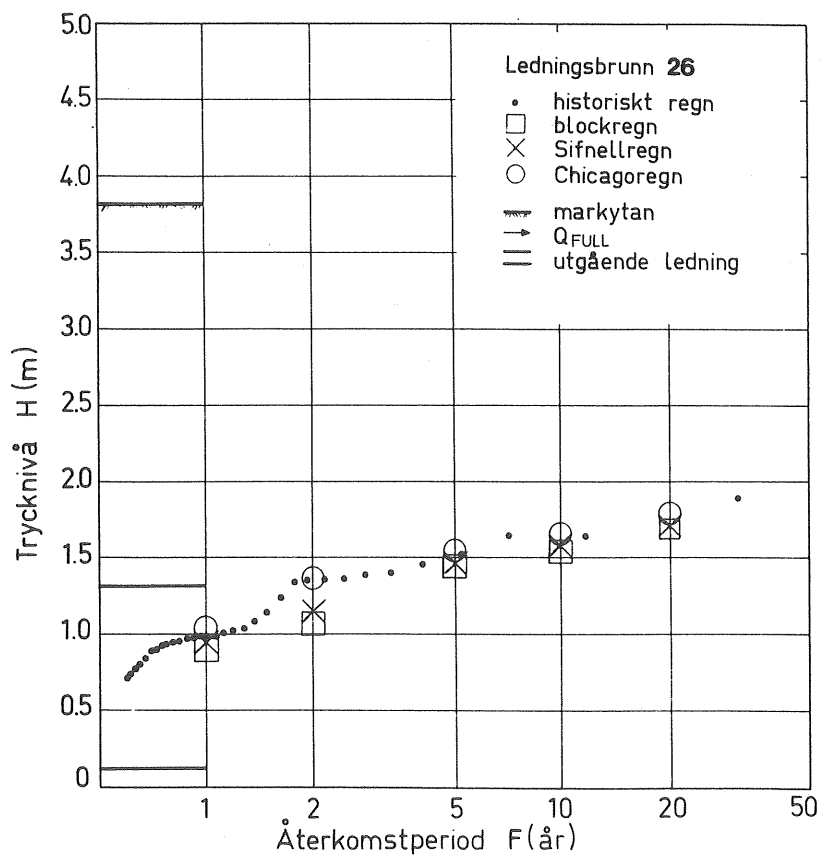
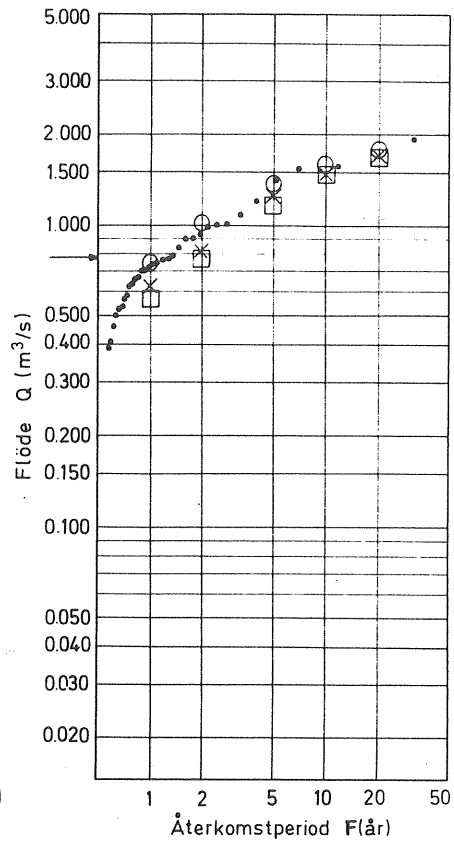
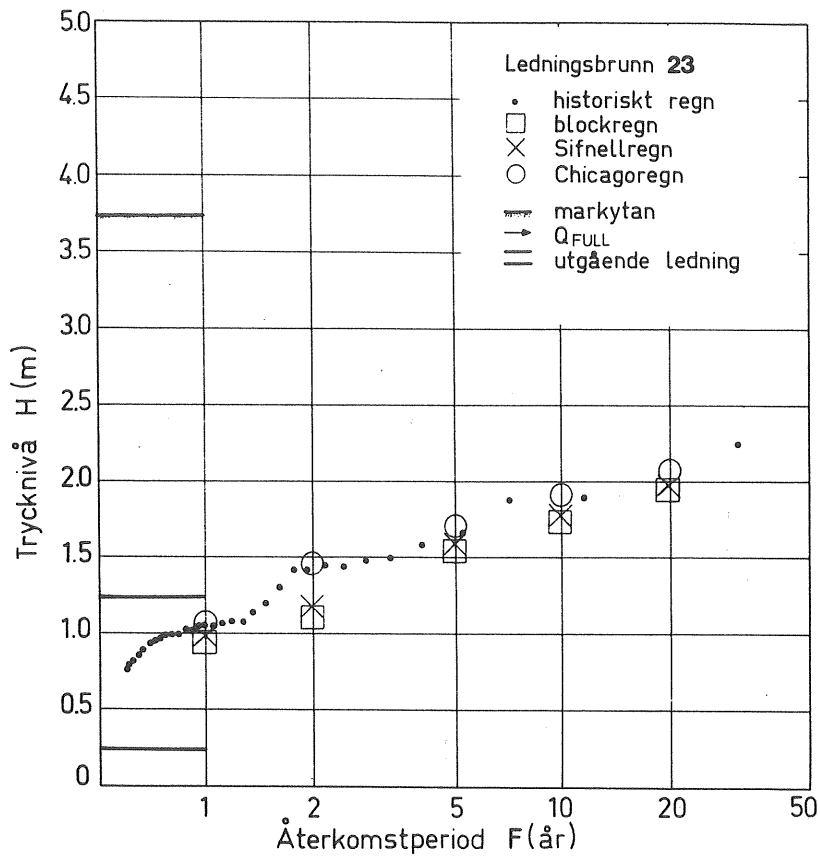
BILAGA C

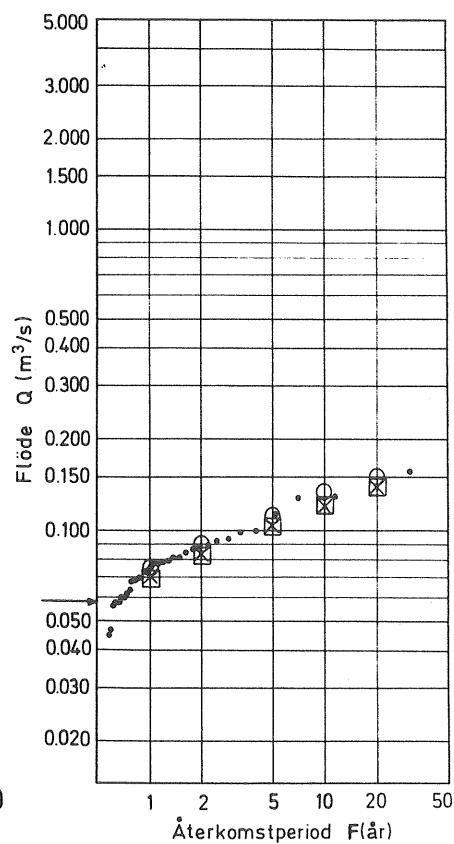
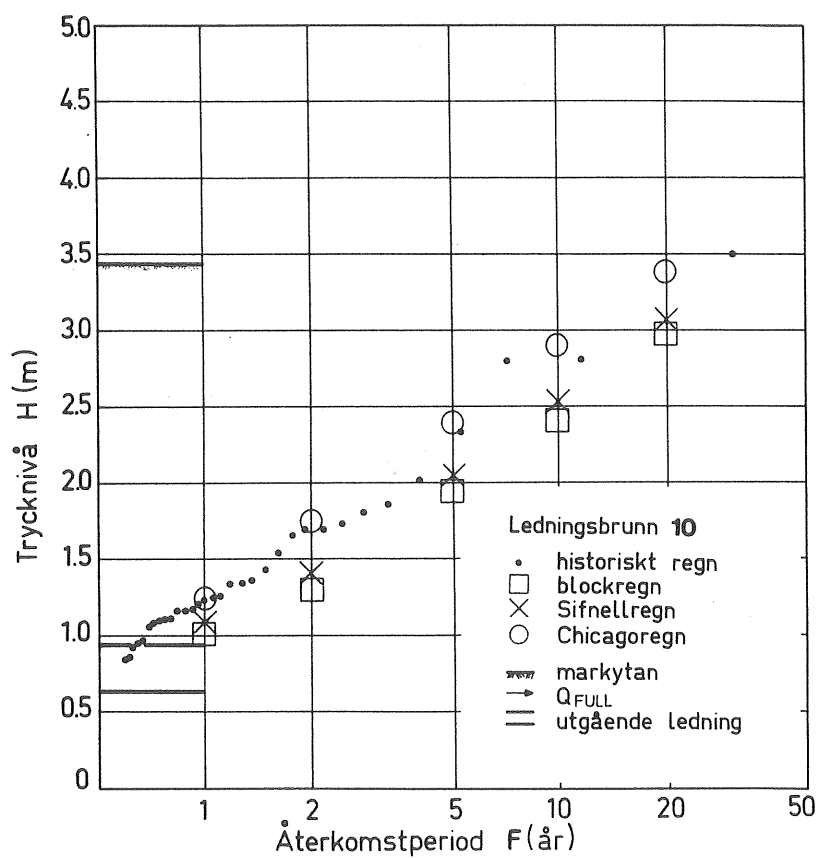
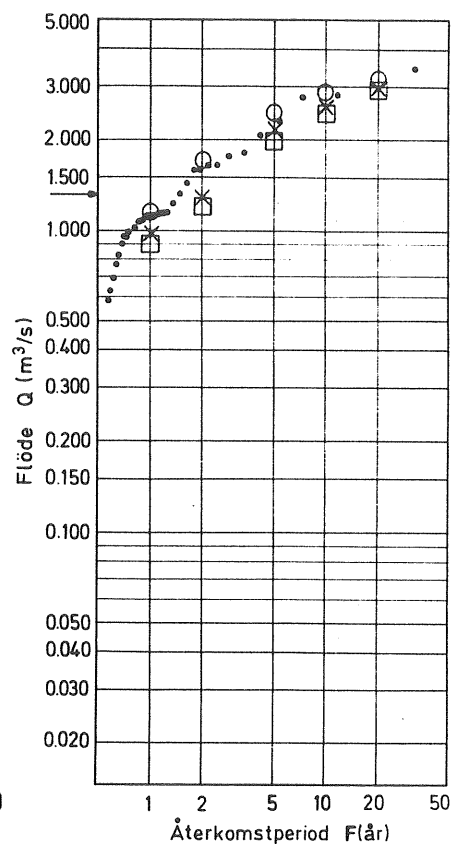
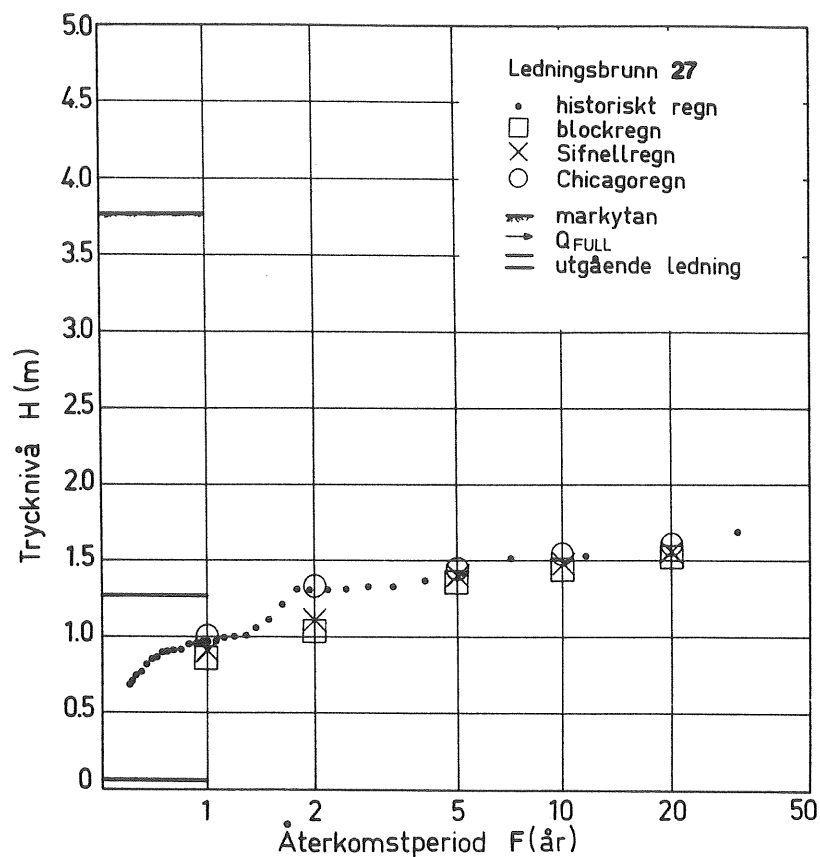
Statistiska fördelningskurvor för maximala
trycknivåer och flöden

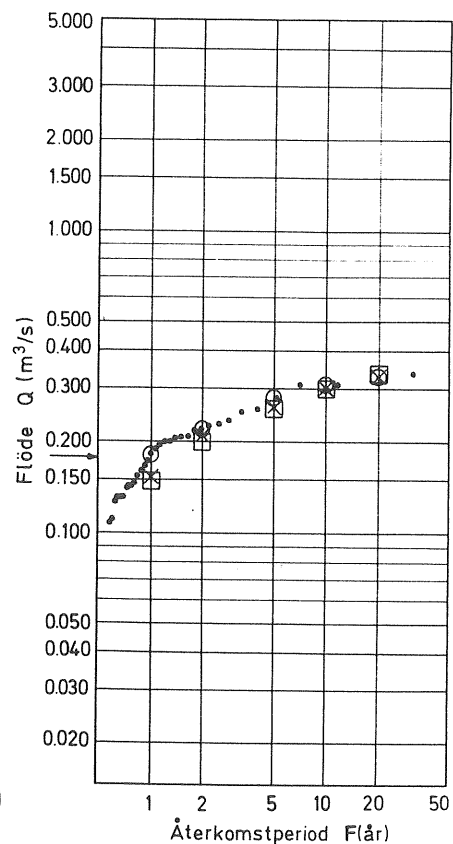
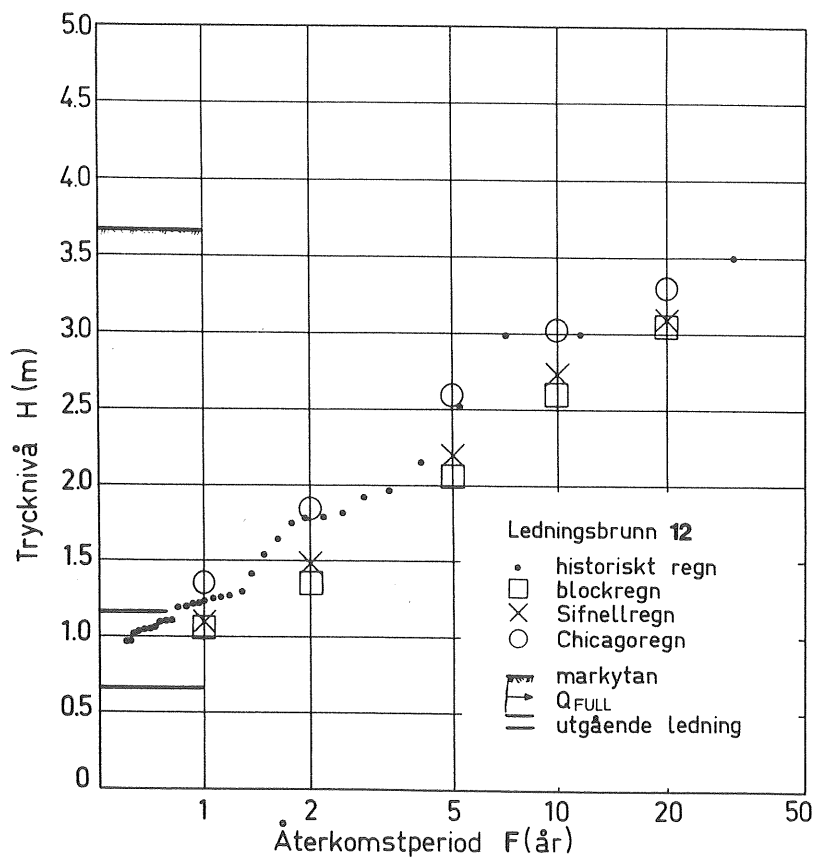
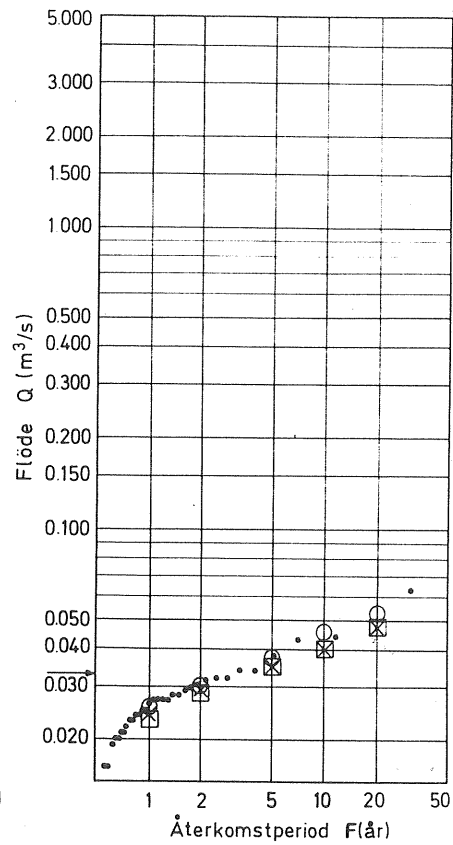
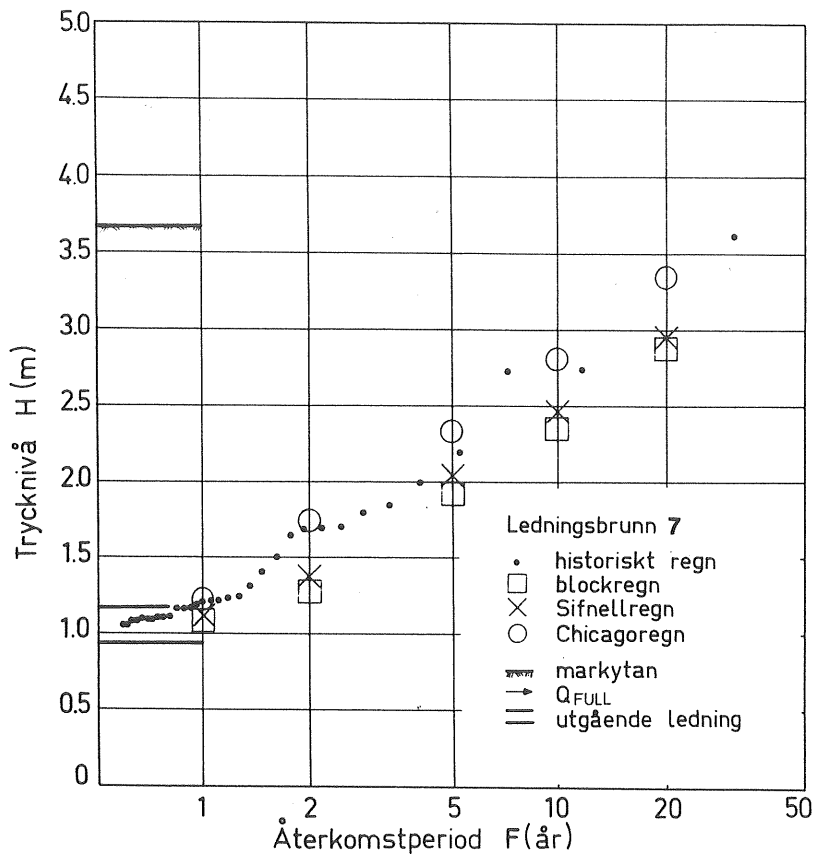
C-1	Systemet i ursprunglig version	C.2
C-2	Systemet med tilläggsförluster i brunnarna	C.8
C-3	Systemet kompletterat med ett utjämningsmagasin nedströms	C.12
C-4	Det branta systemet	C.18
C-5	Branta systemet kompletterat med grova uppströmsledningar ($\phi 1000$)	C.21
C-6	Branta systemet med dubbelt så långa ledningar	C.23

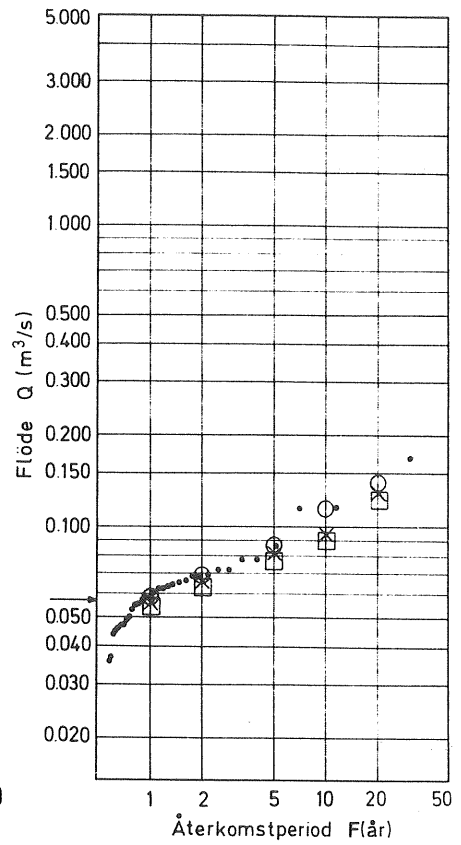
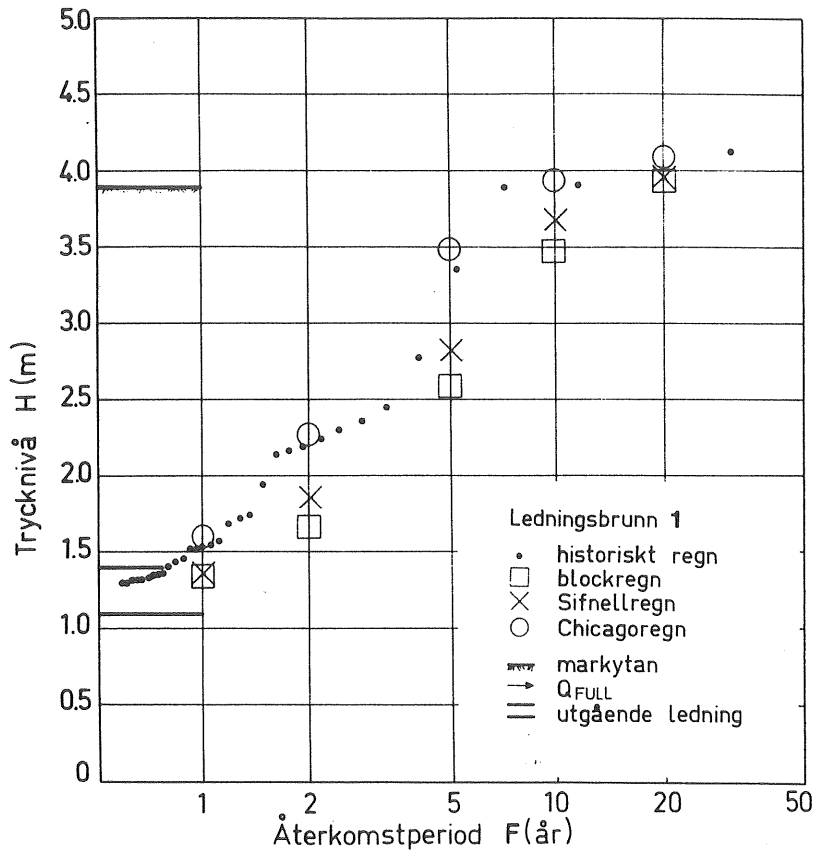


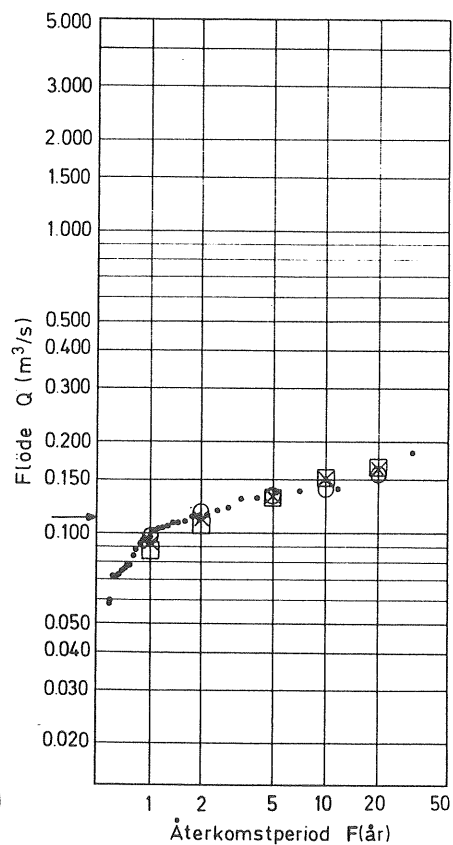
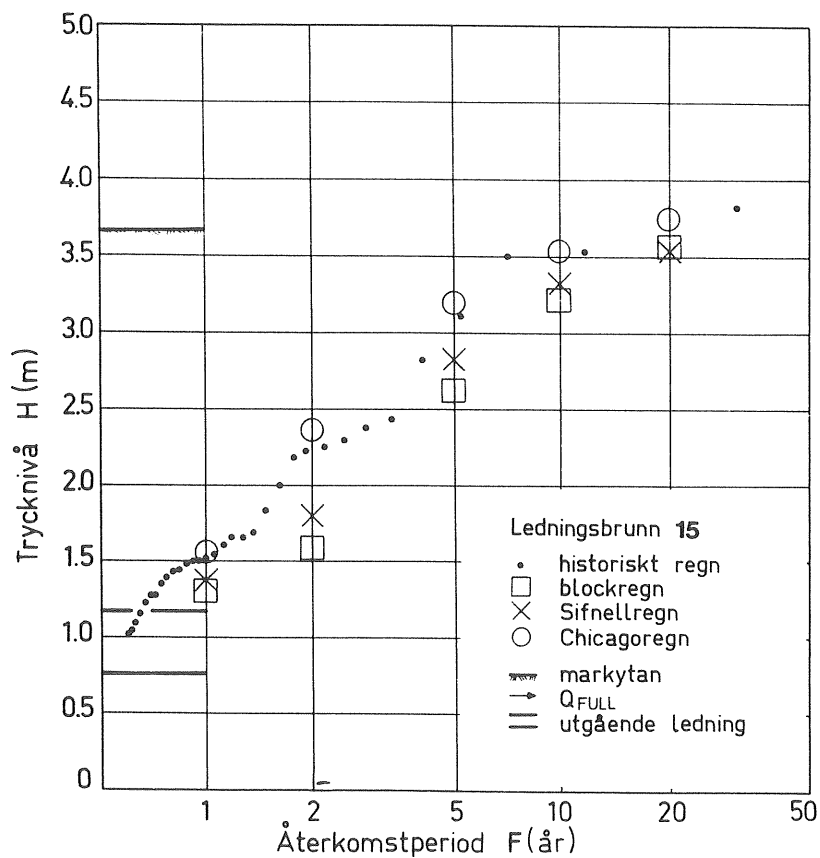
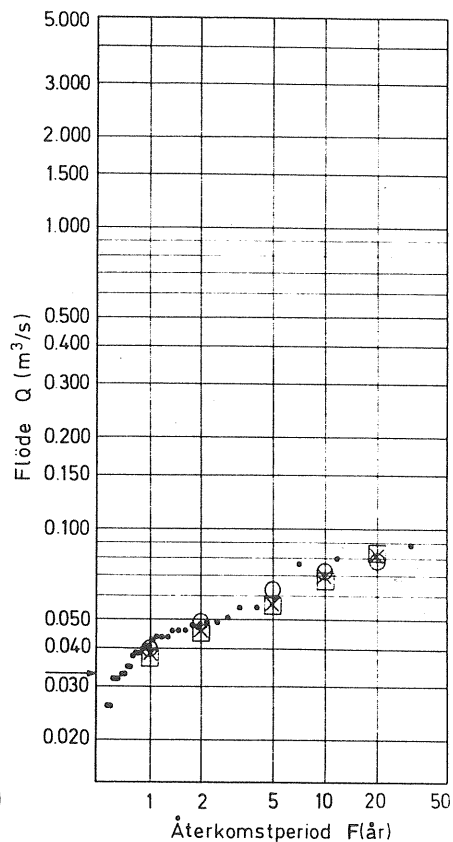
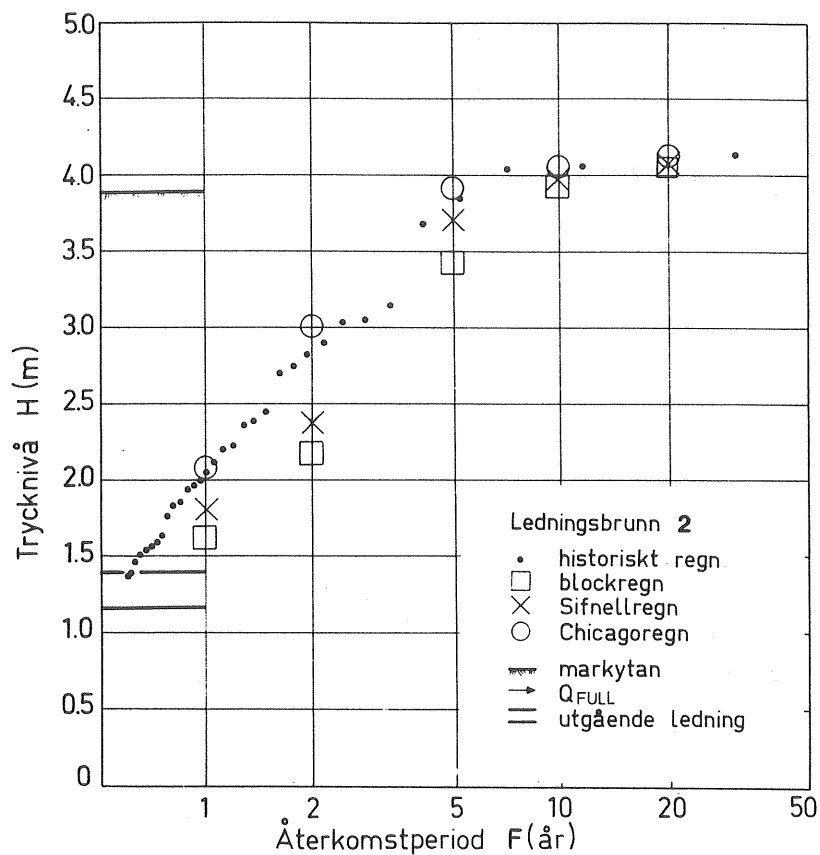


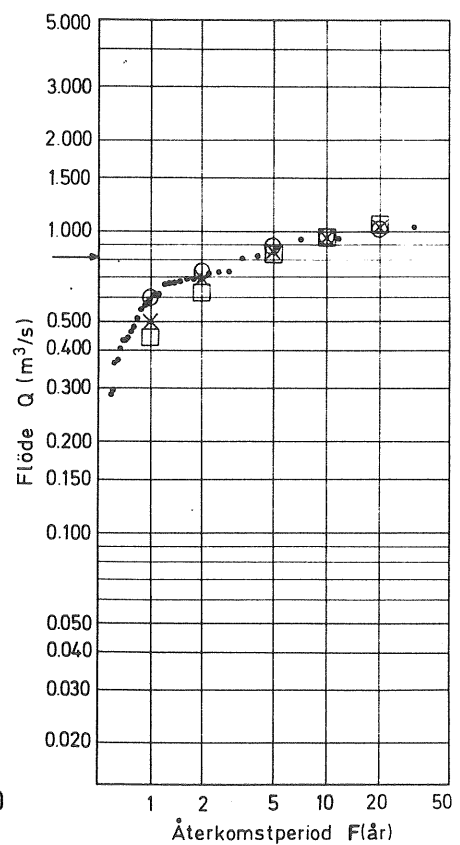
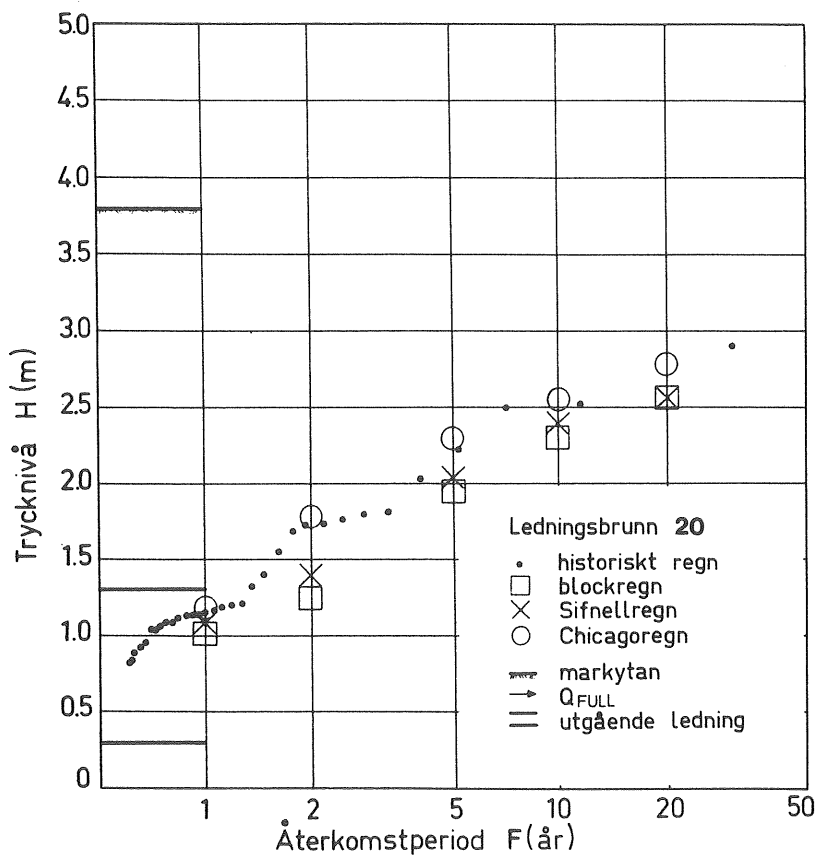
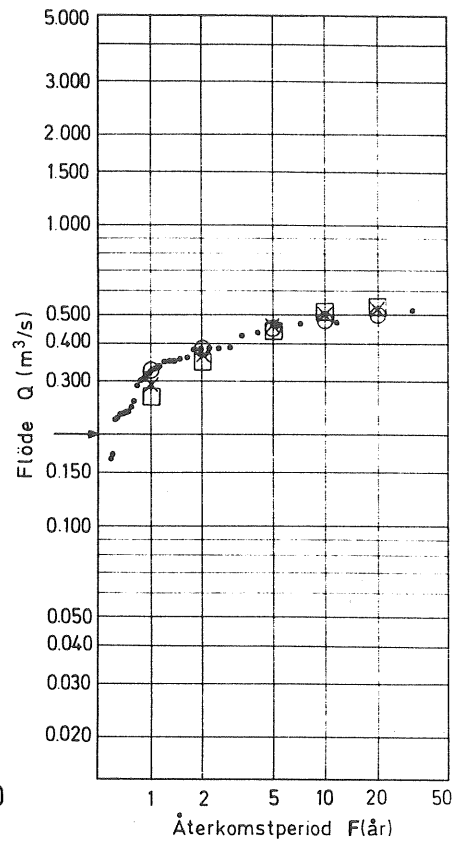
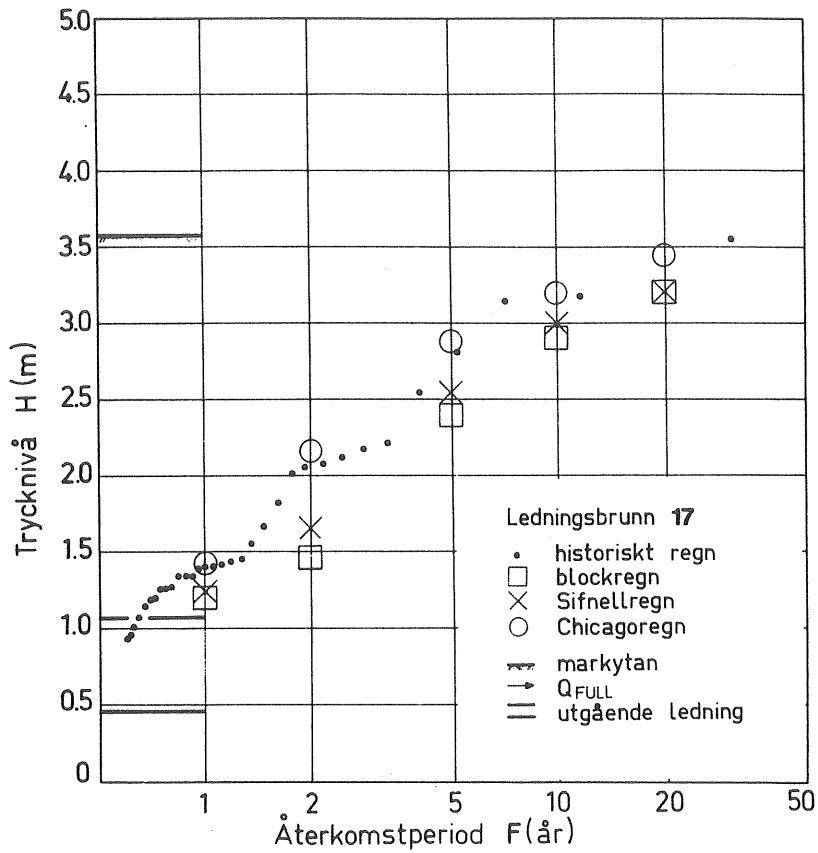


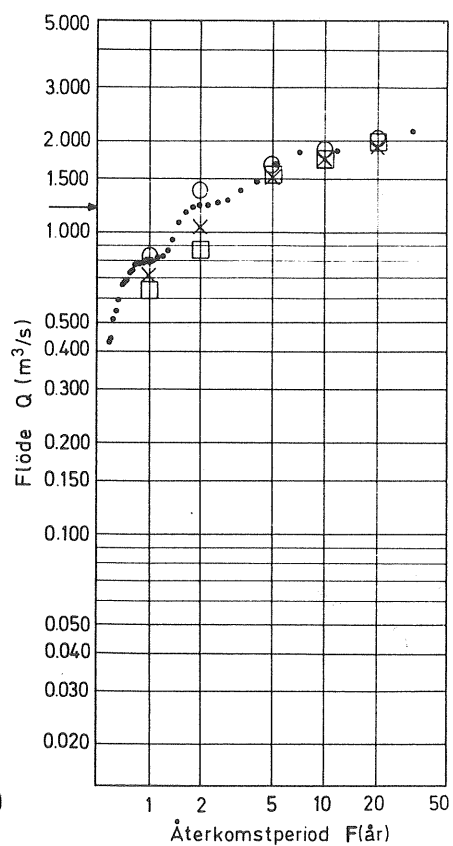
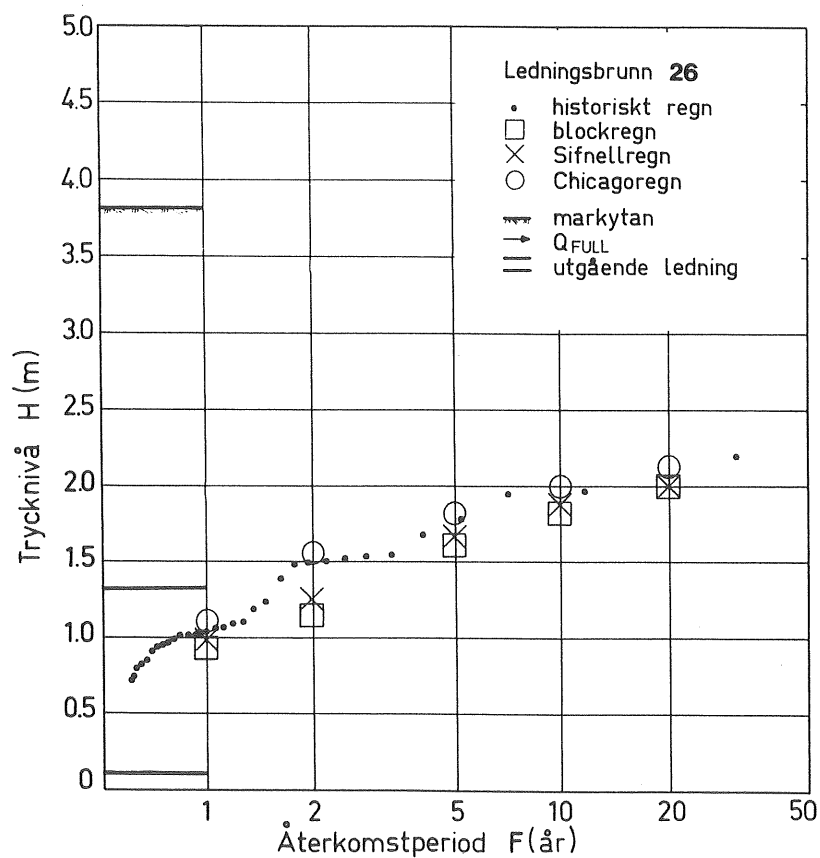
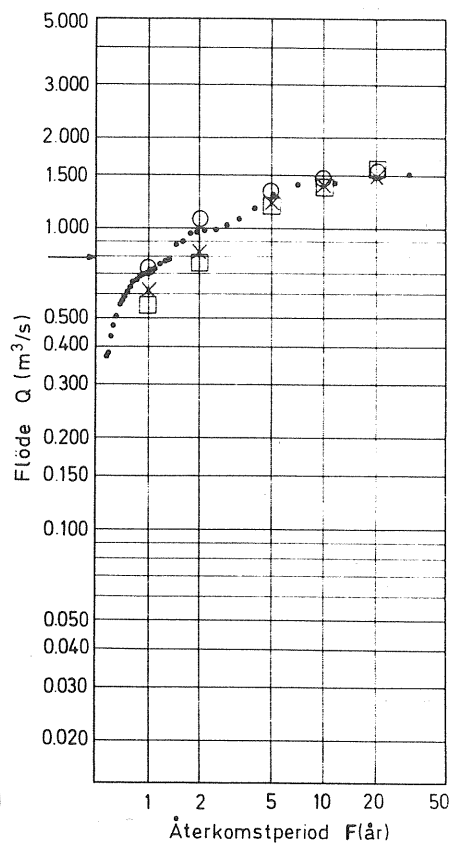
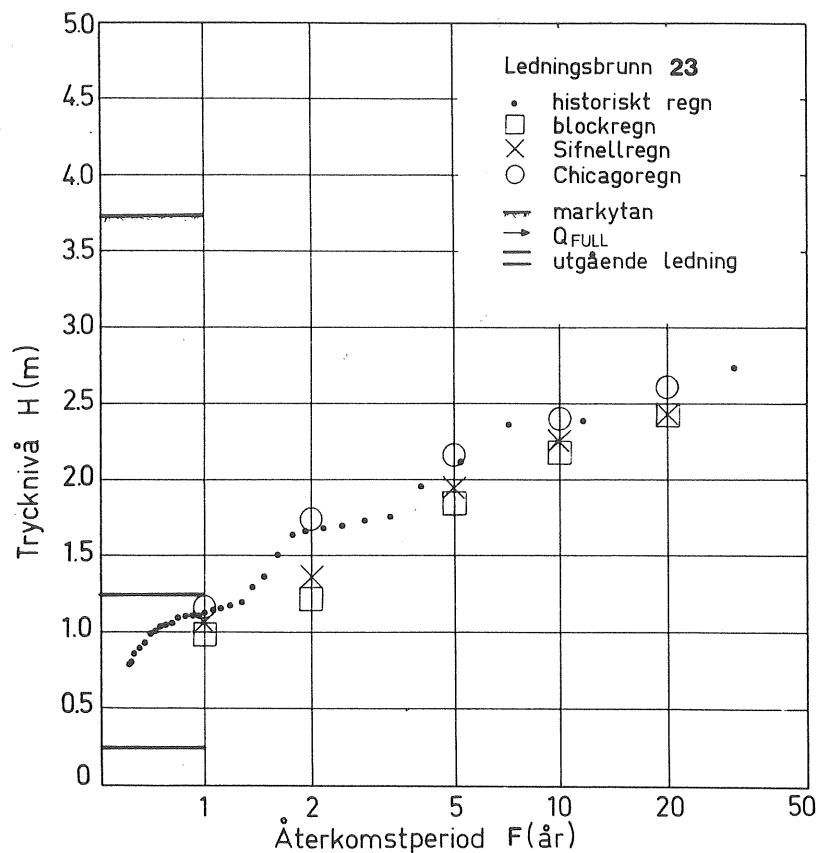


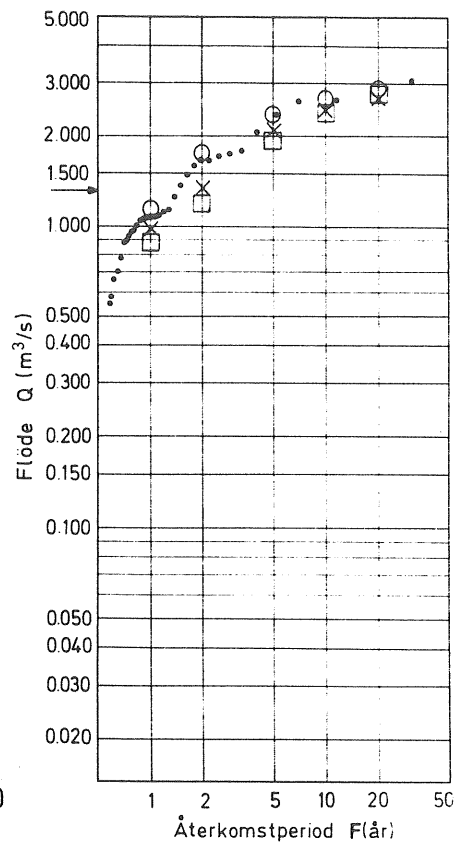
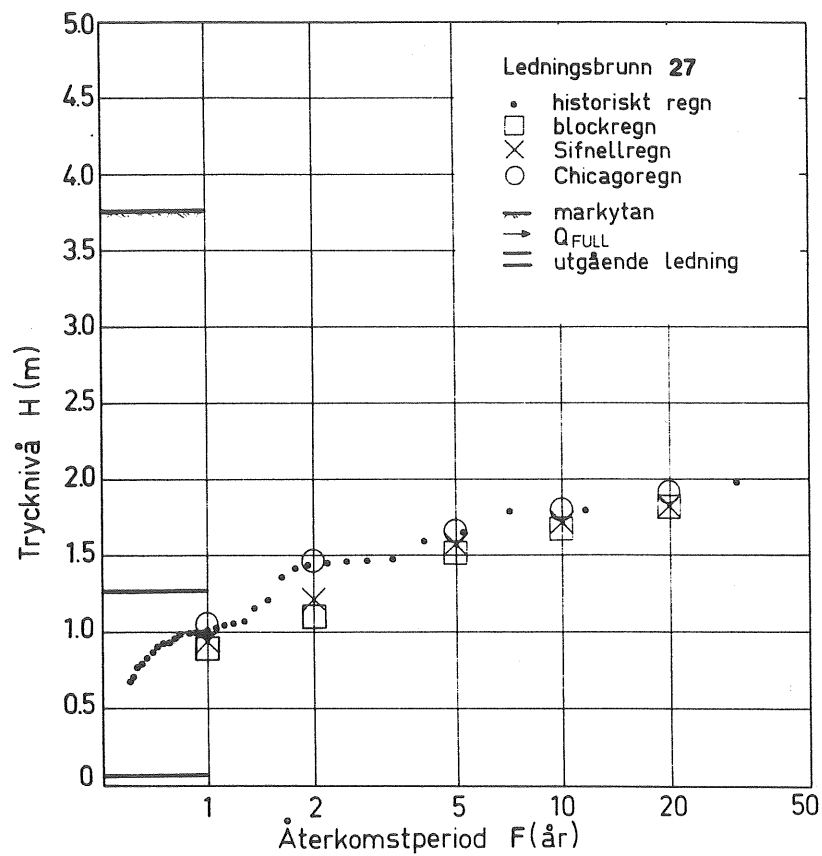


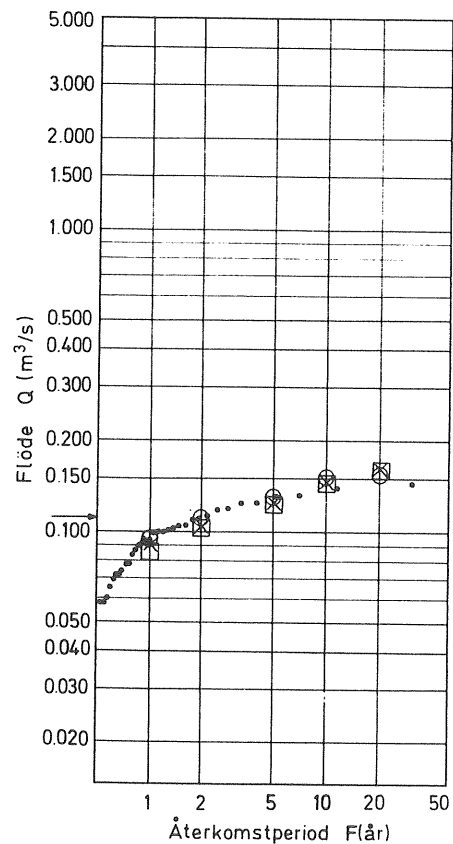
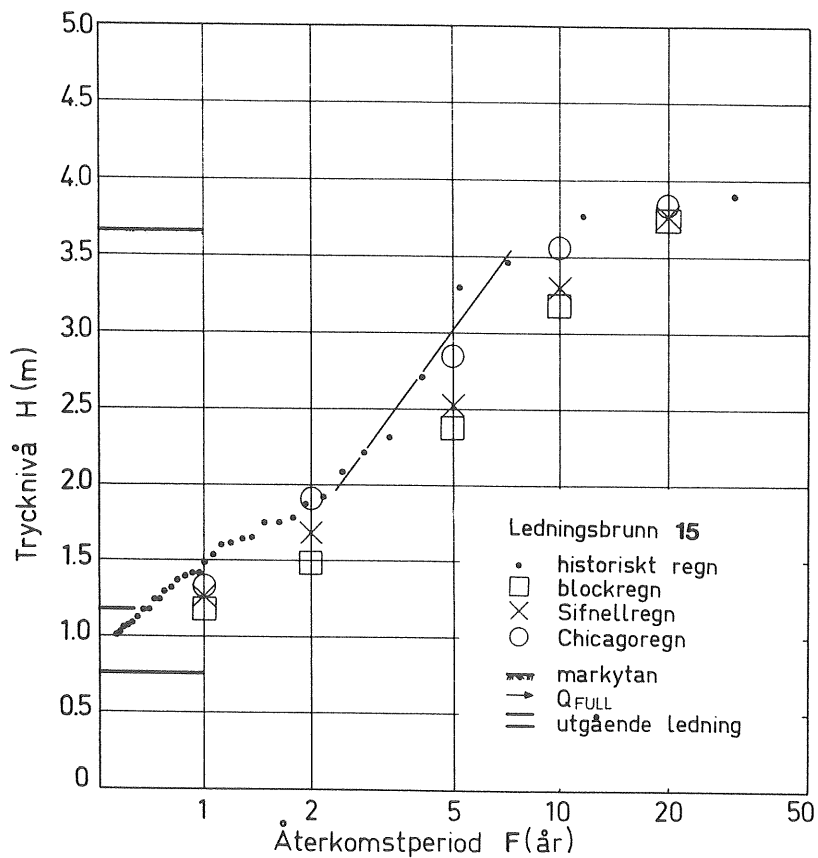
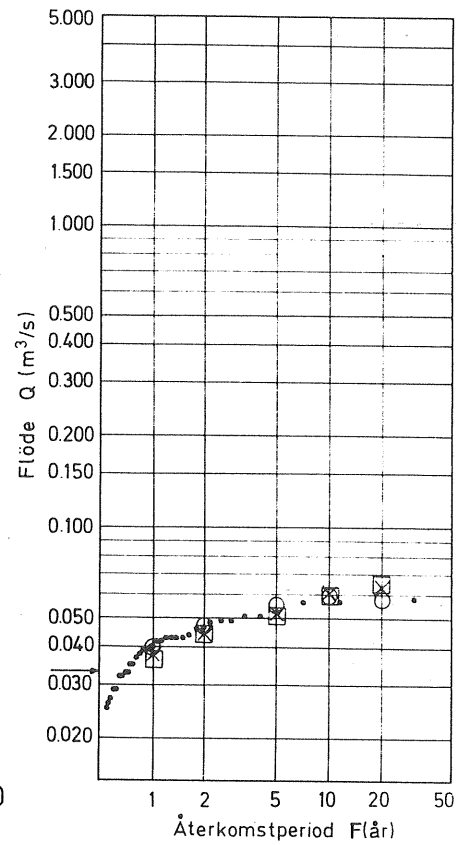
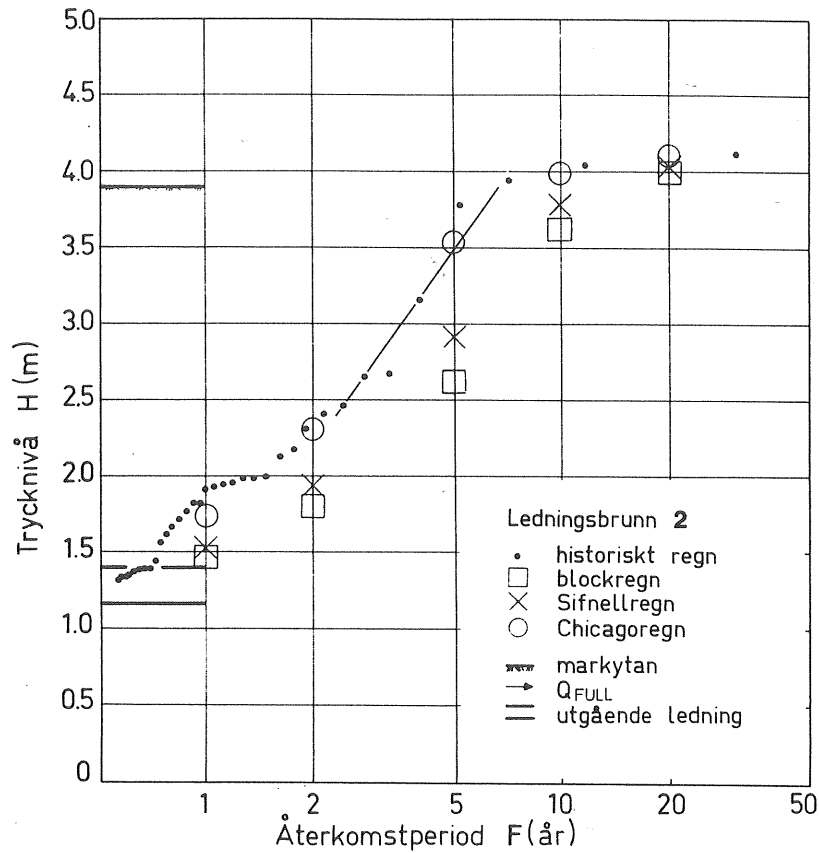




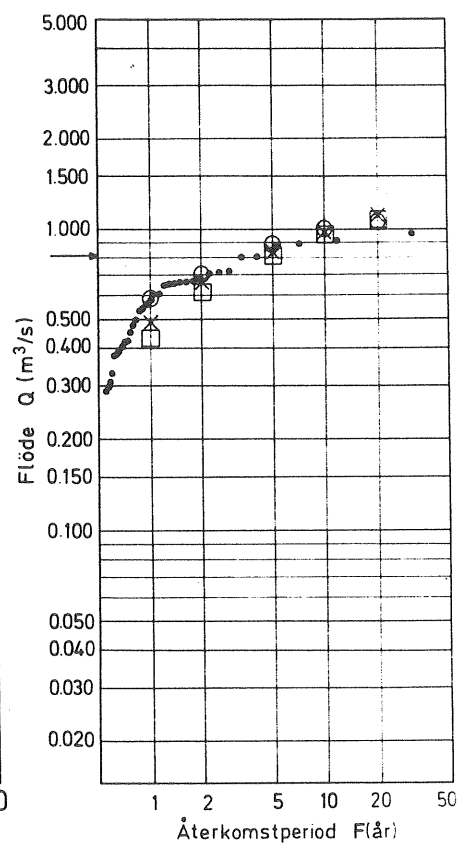
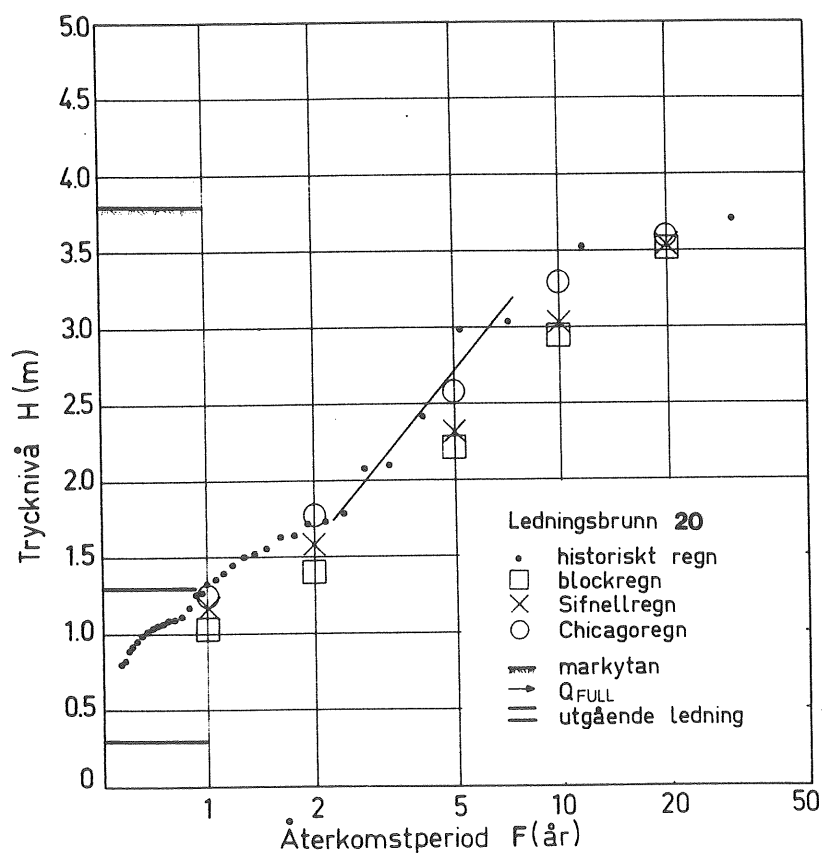
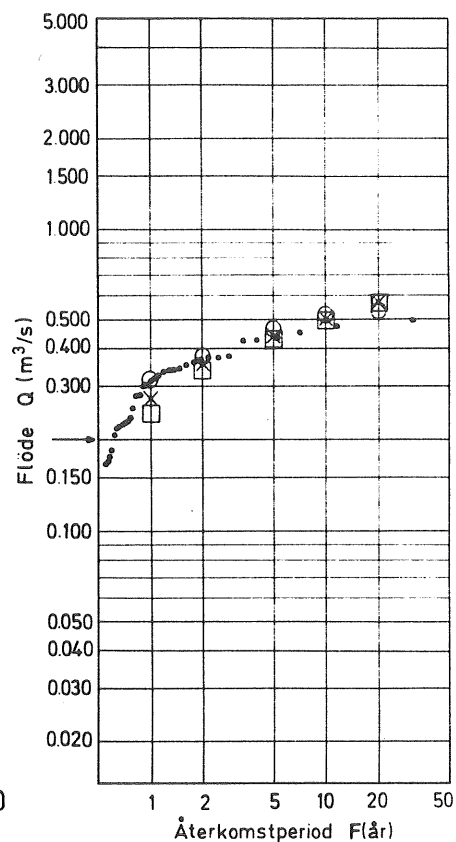
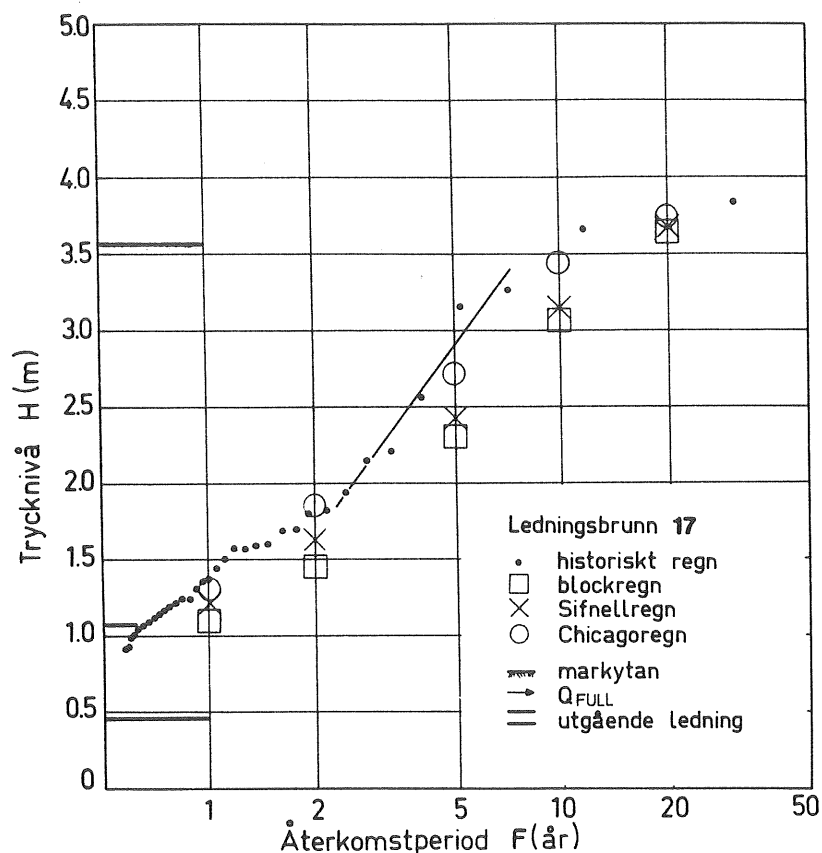




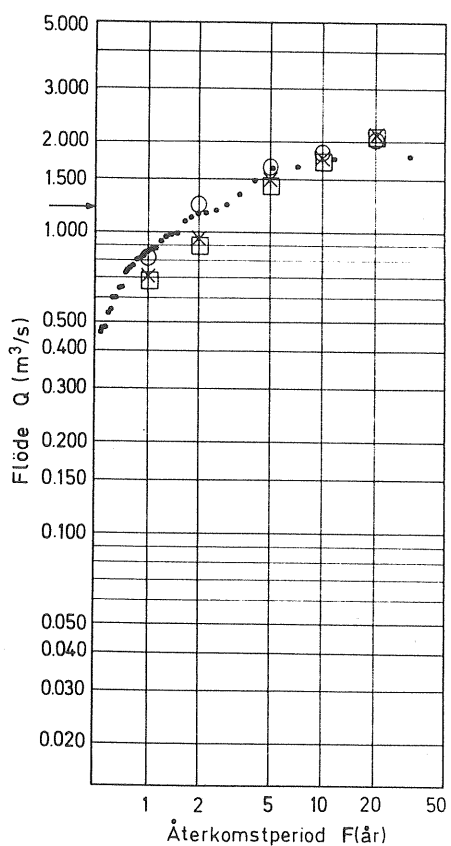
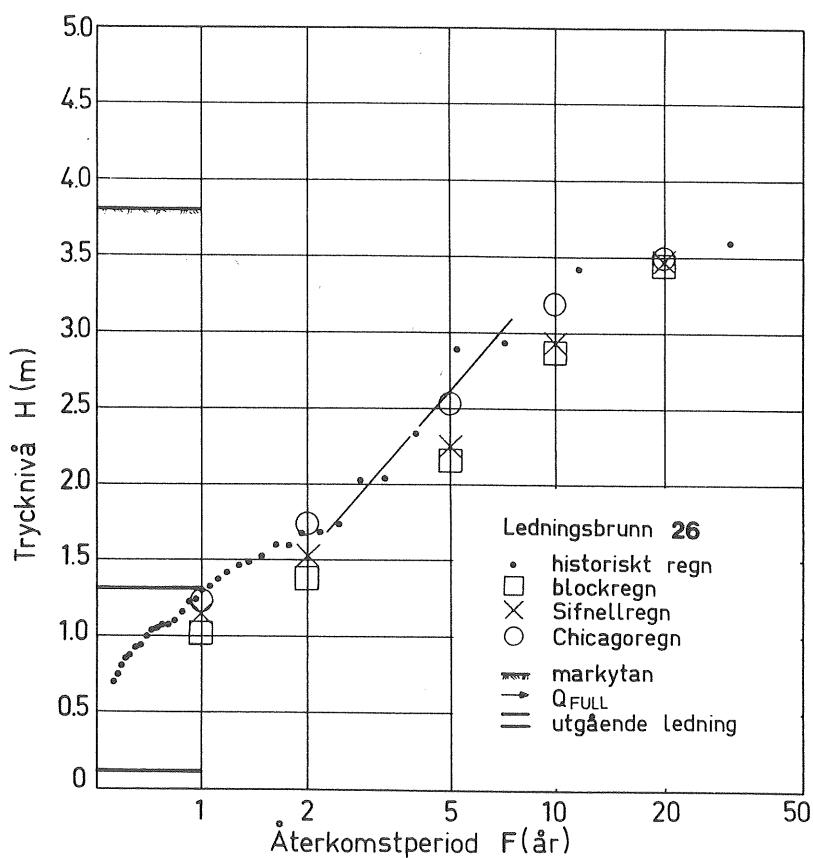
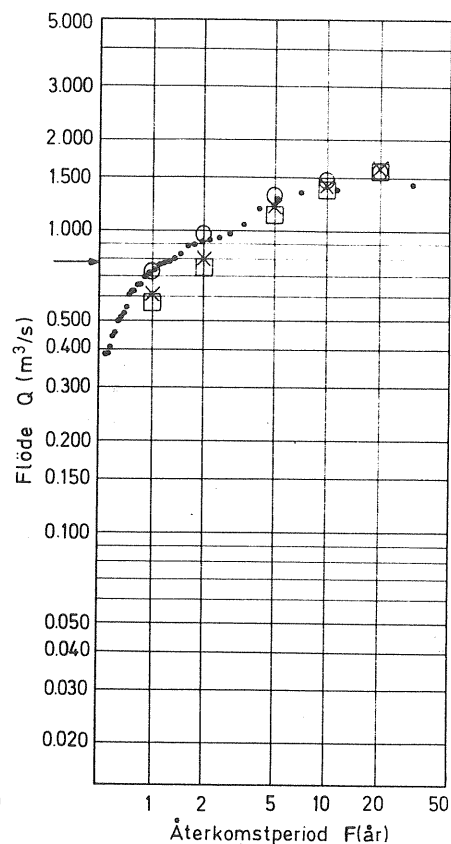
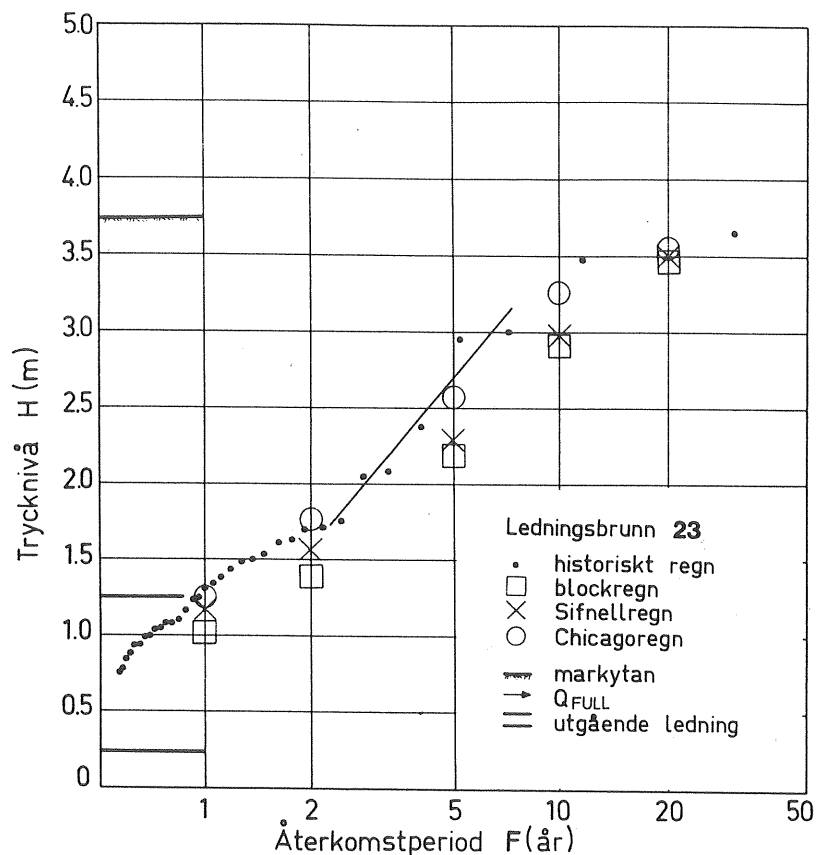




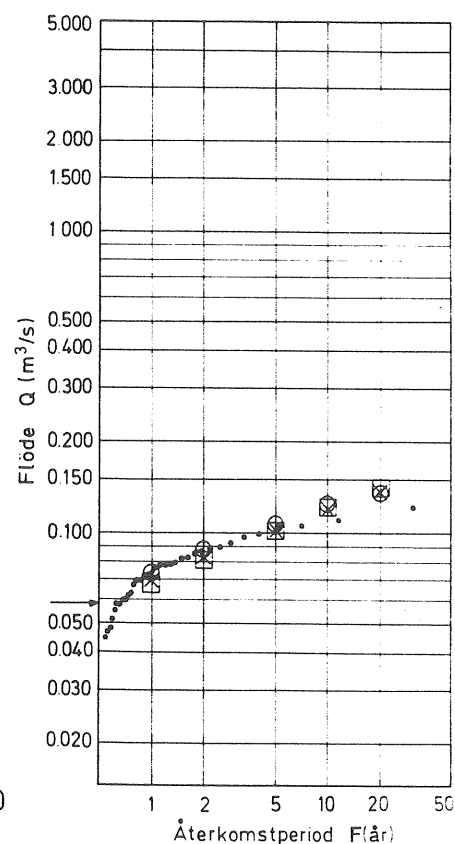
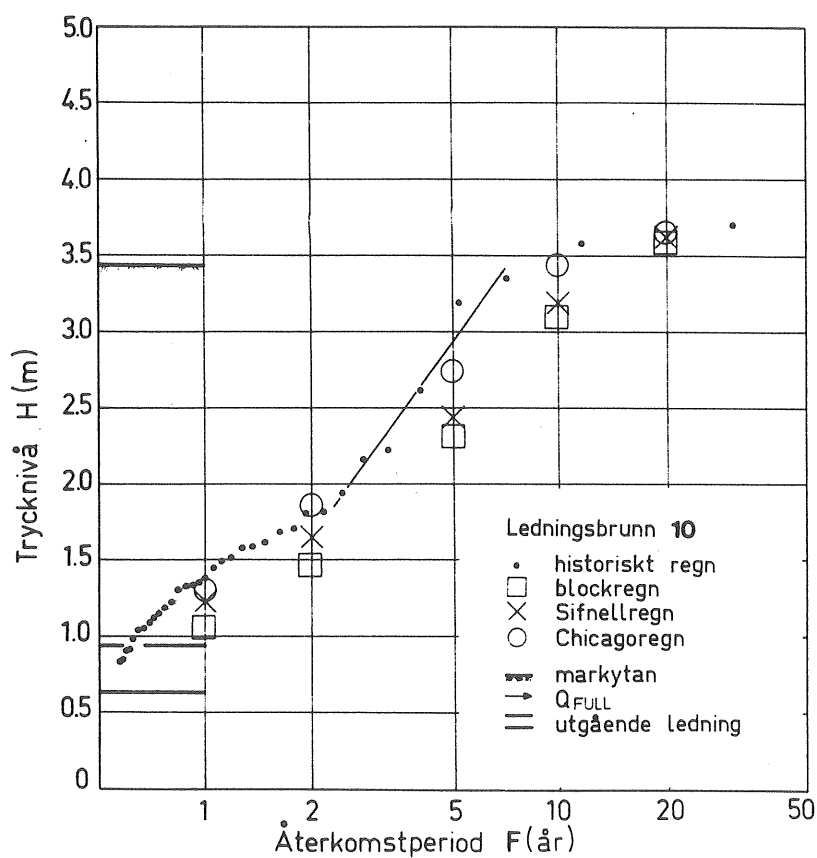
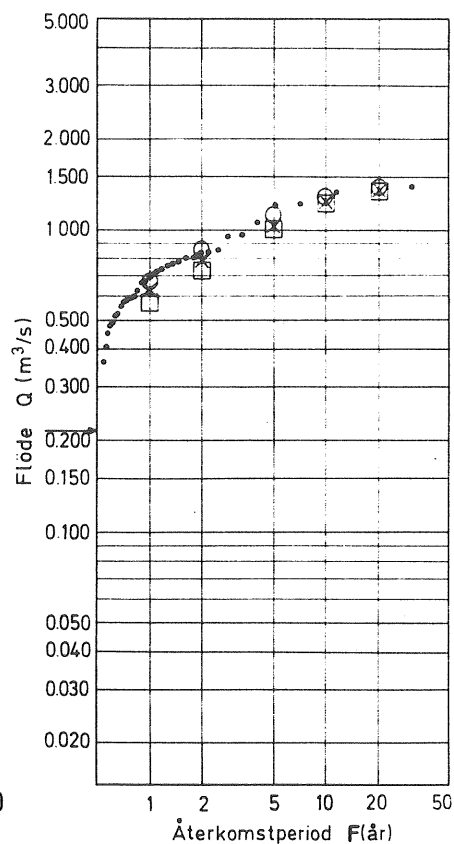
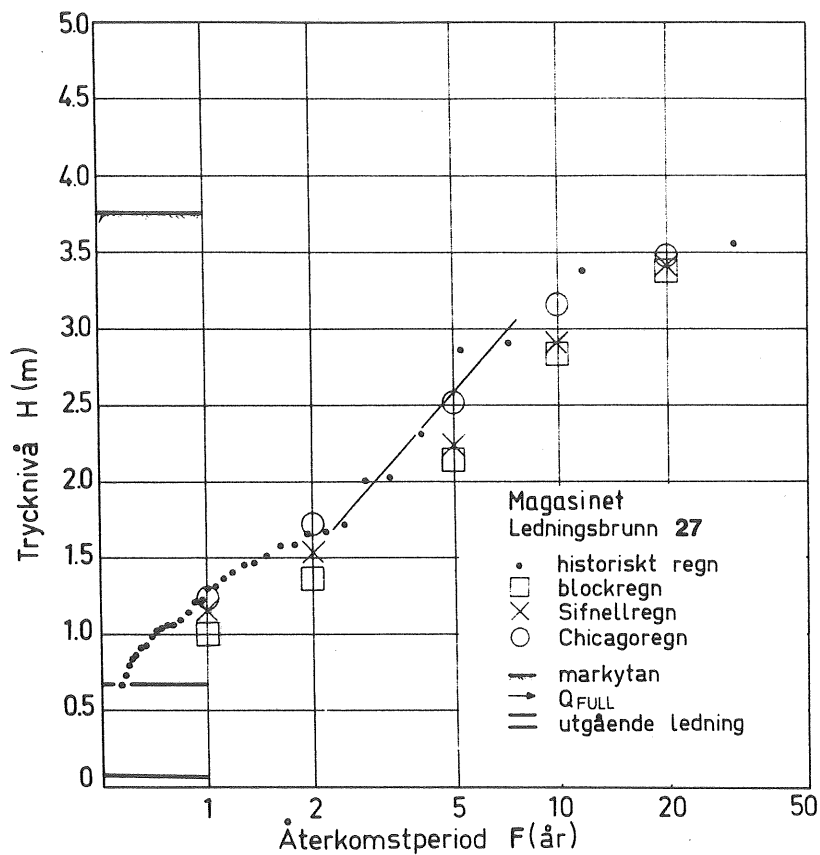
Bilaga C-3

Systemet kompletterat med ett
utjämningsmagasin nedströms

Bilaga C-3

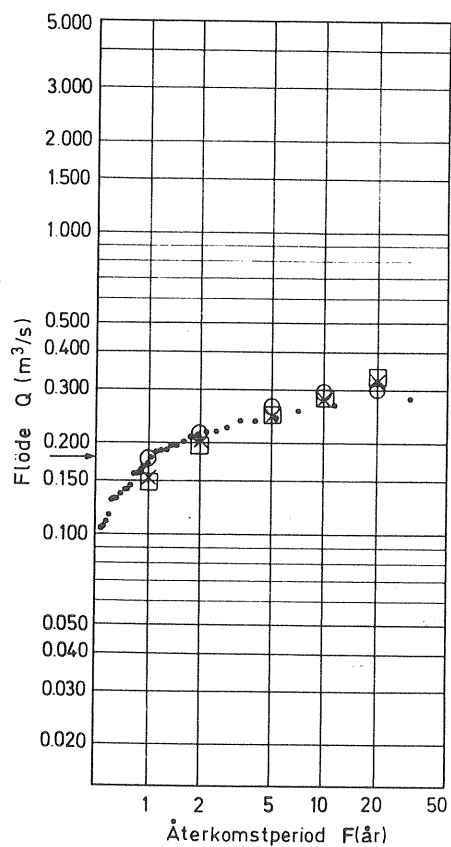
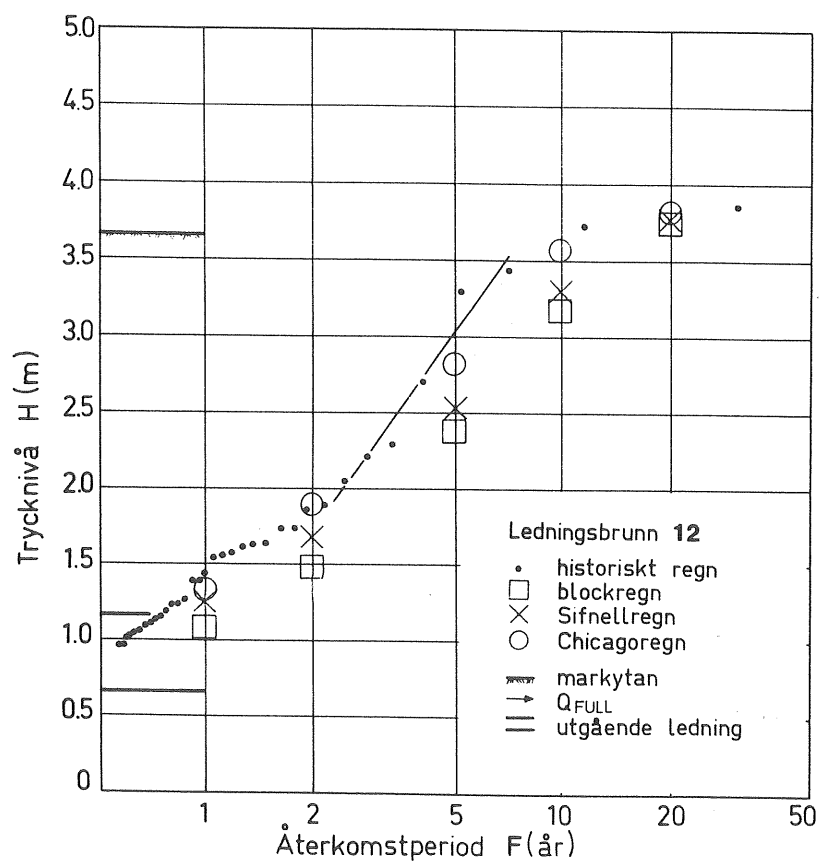
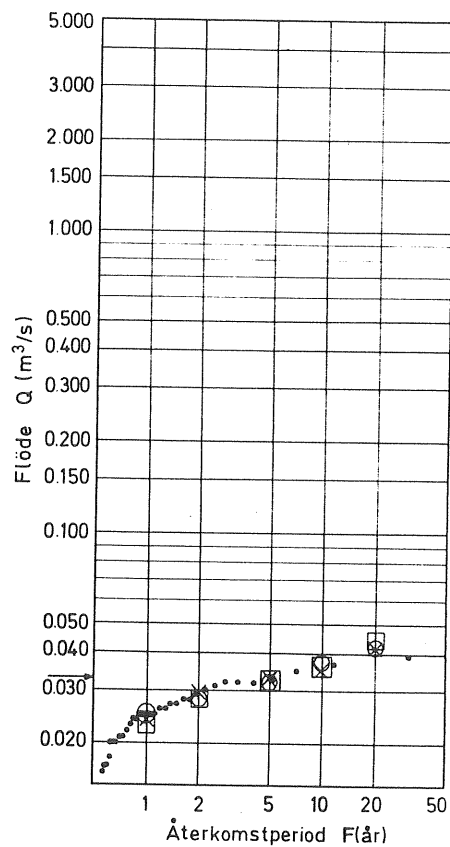
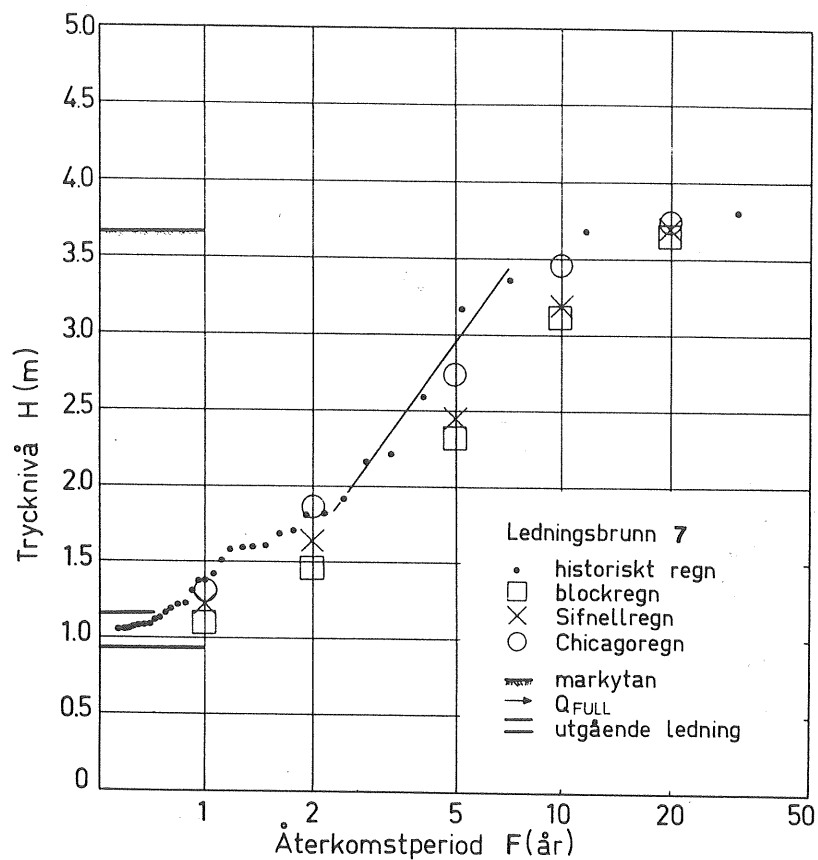
Systemet kompletterat med ett
utjämningsmagasin nedströms

Bilaga C-3

Systemet kompletterat med ett
utjämningsmagasin nedströms

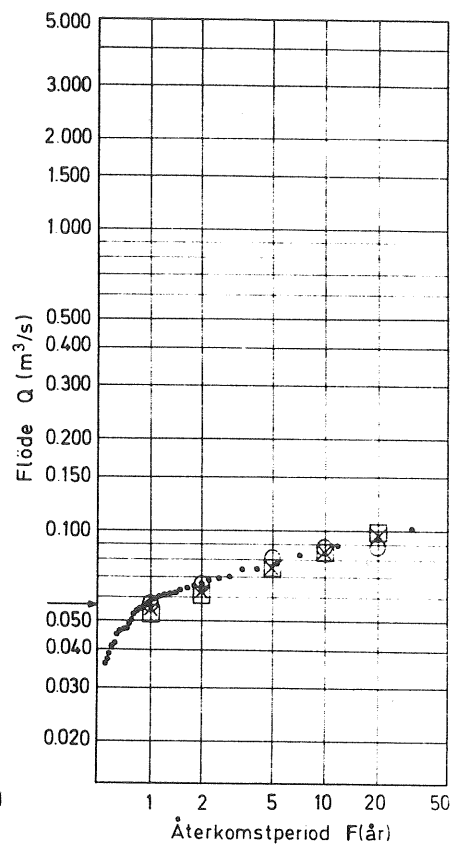
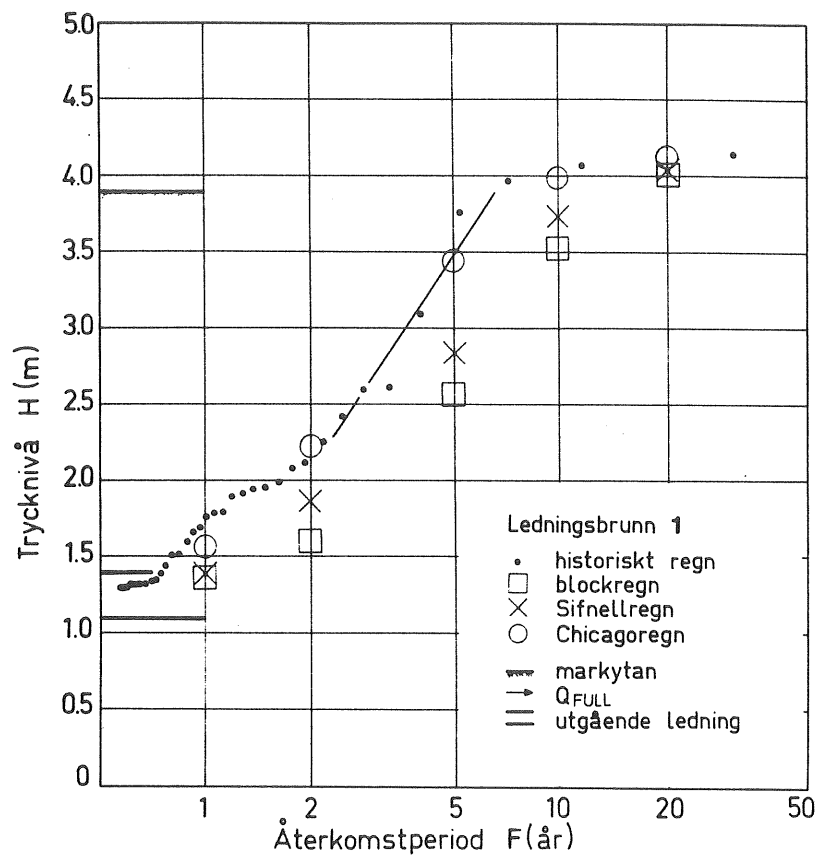
Bilaga C-3

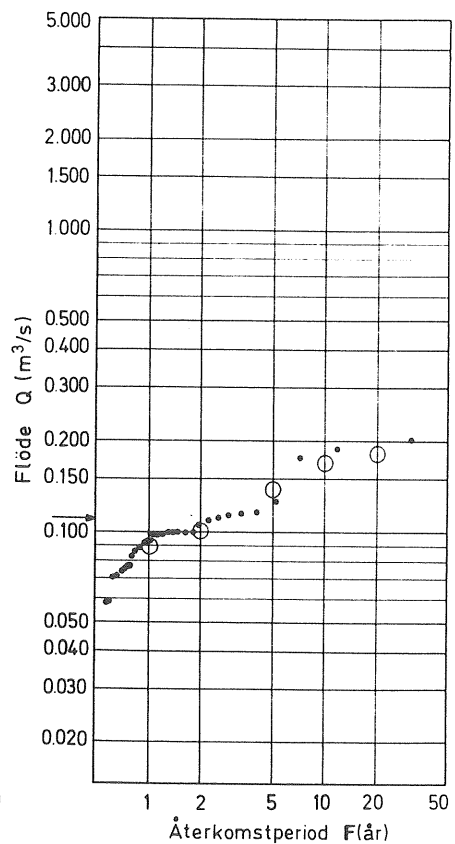
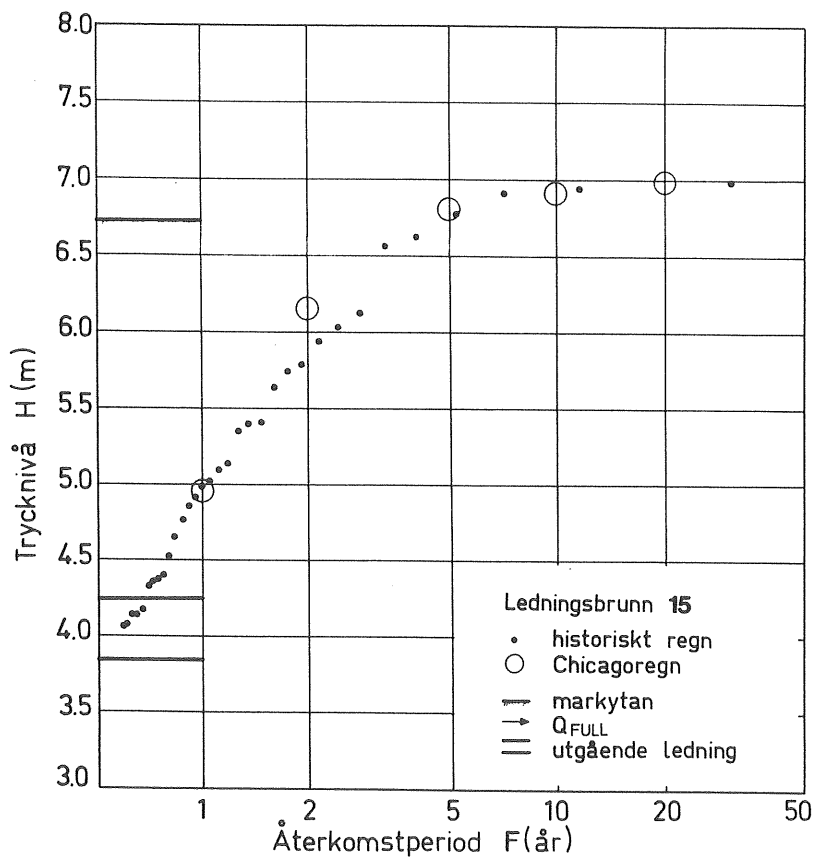
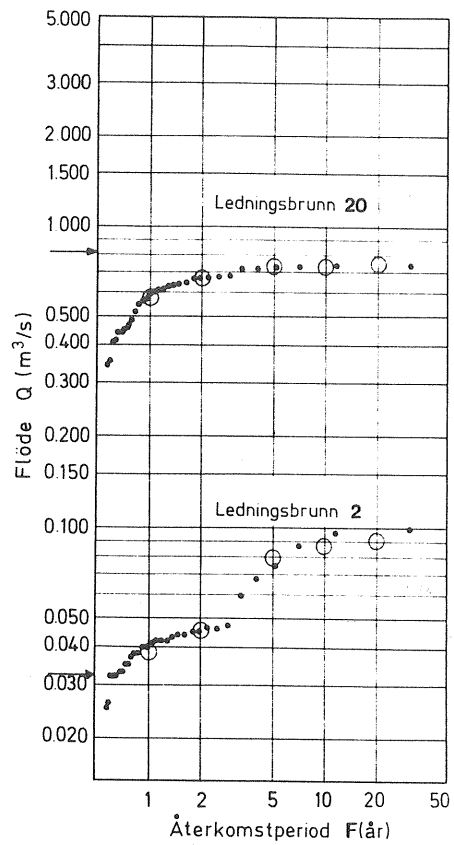
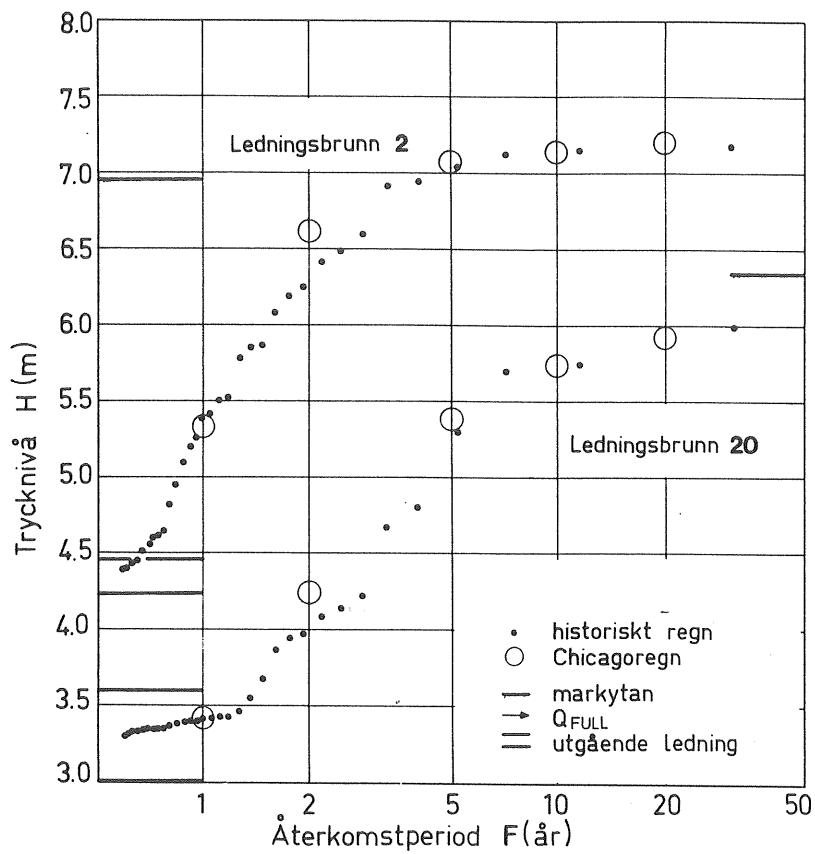
Systemet kompletterat med ett
utjämningsmagasin nedströms

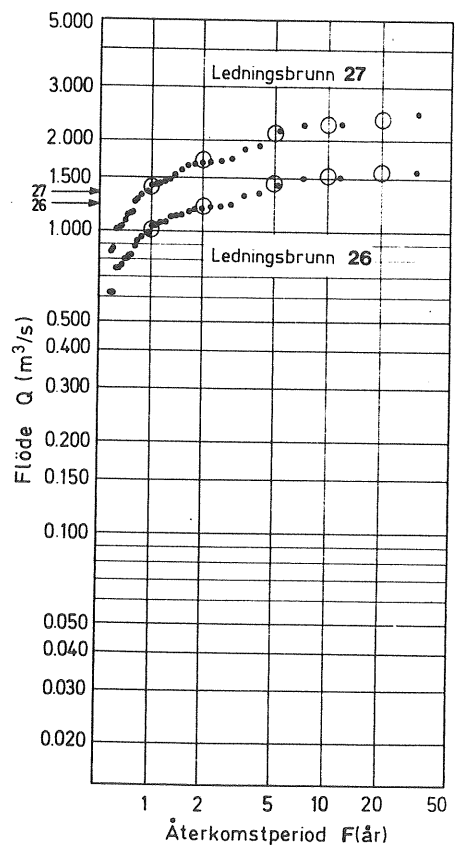
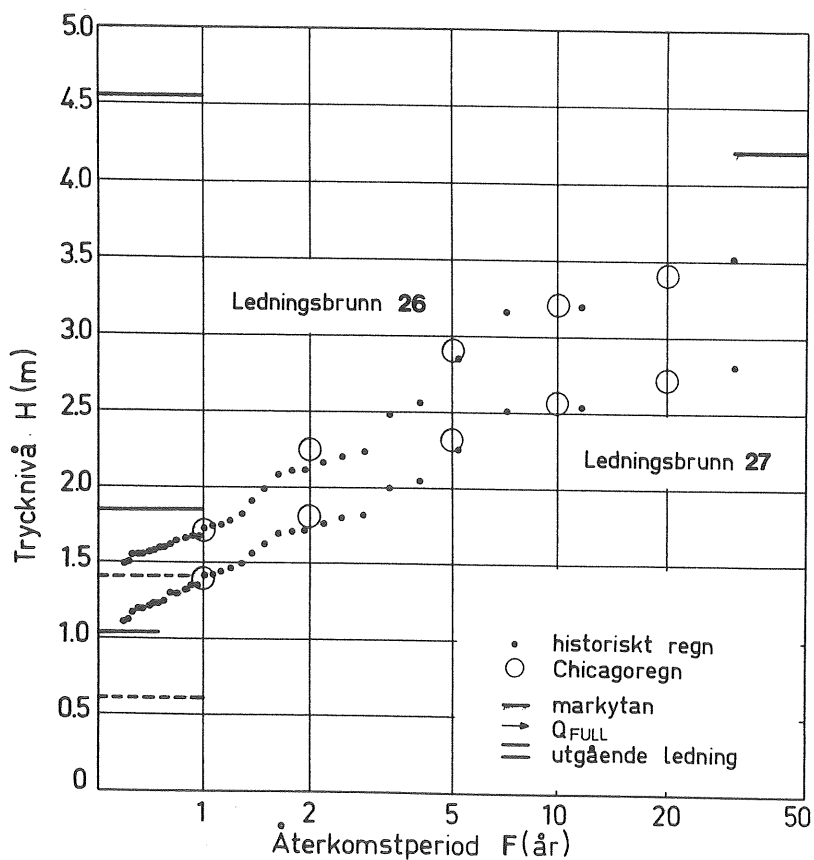
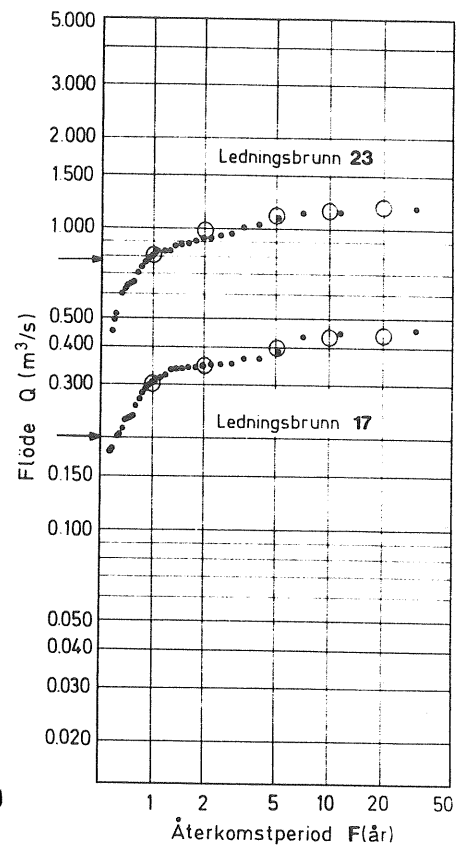
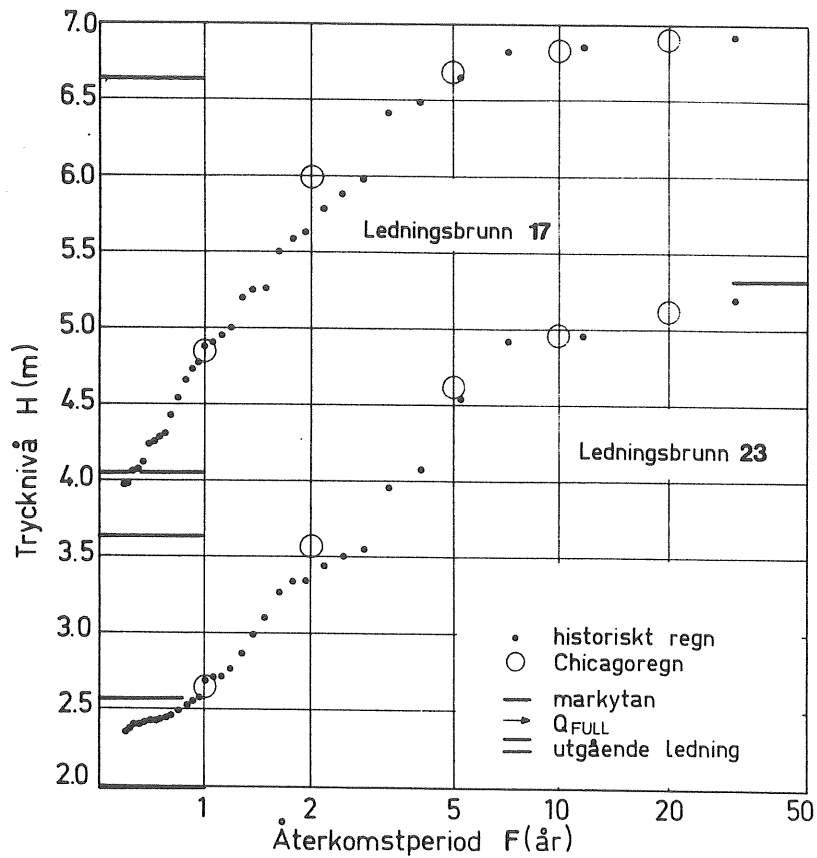


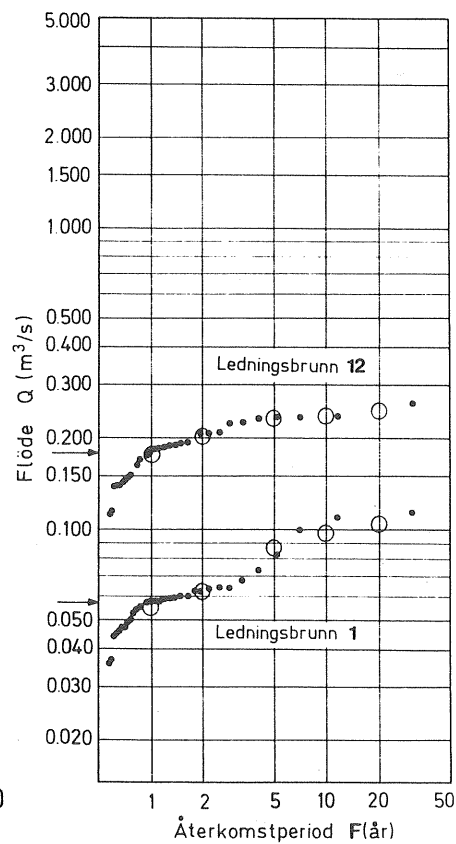
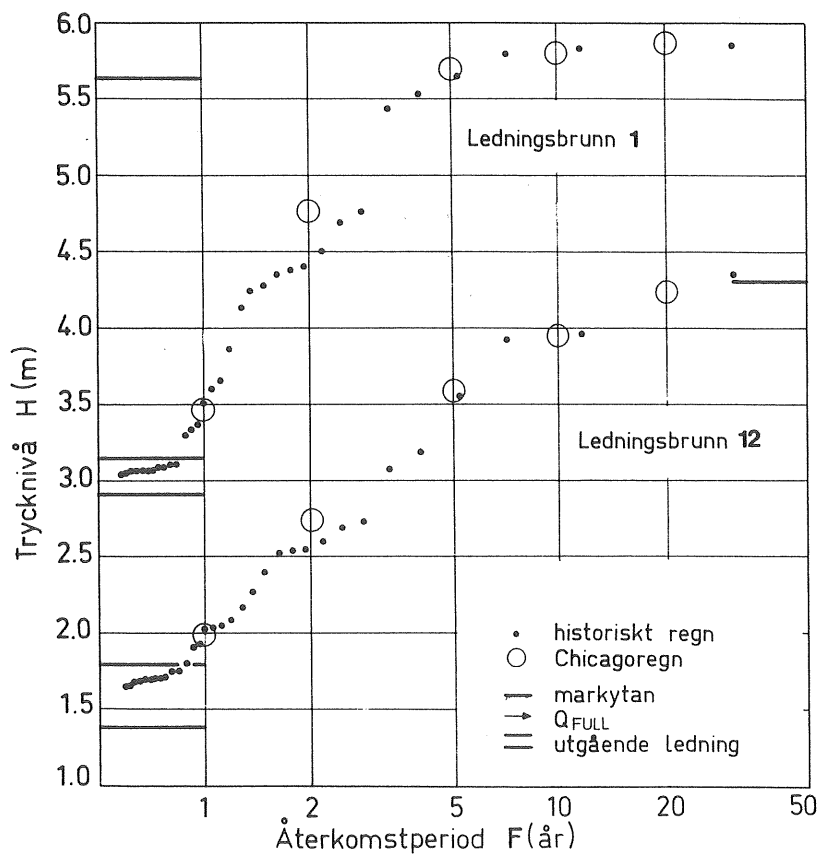
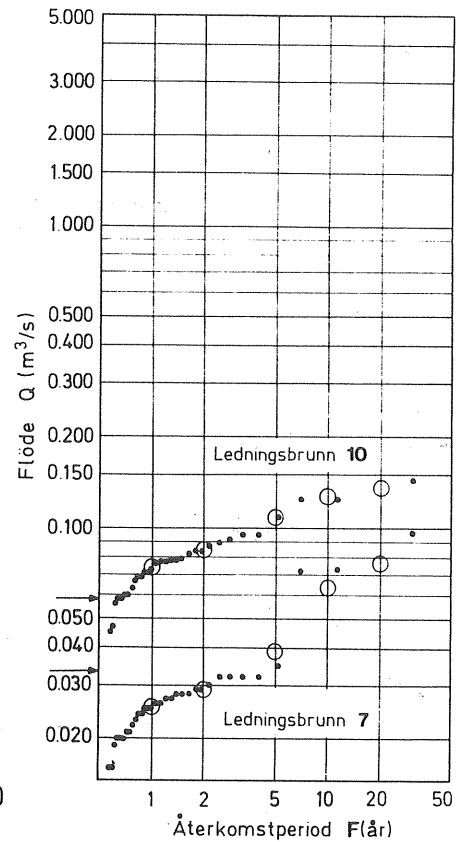
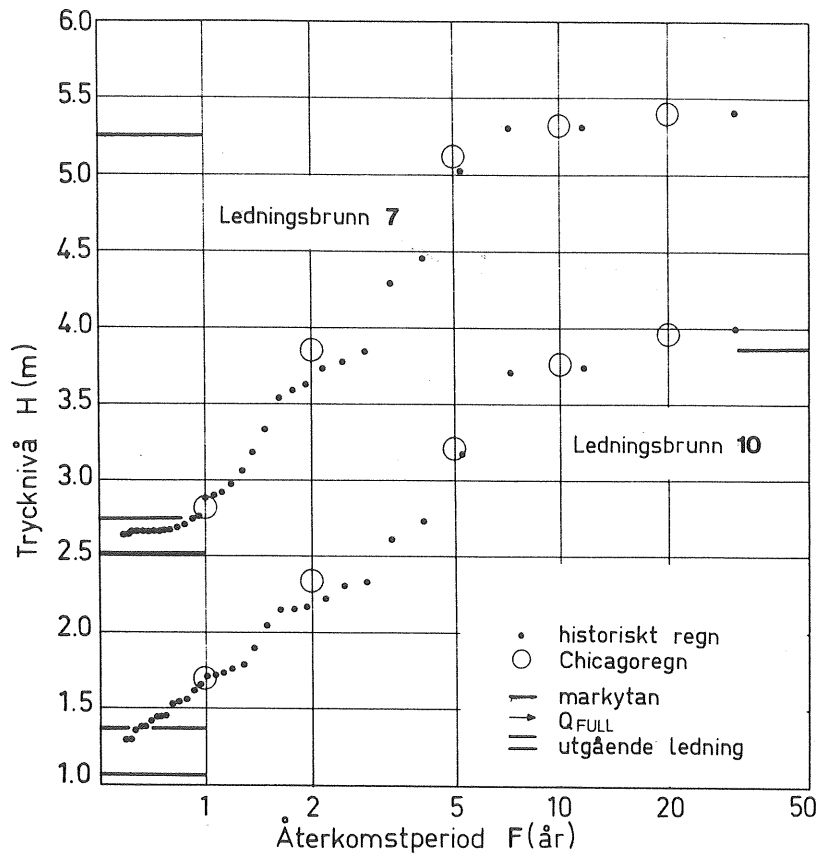
Bilaga C-3

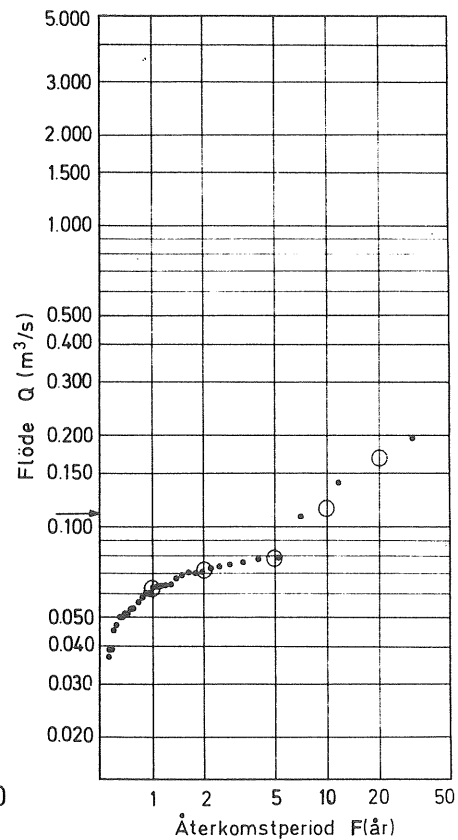
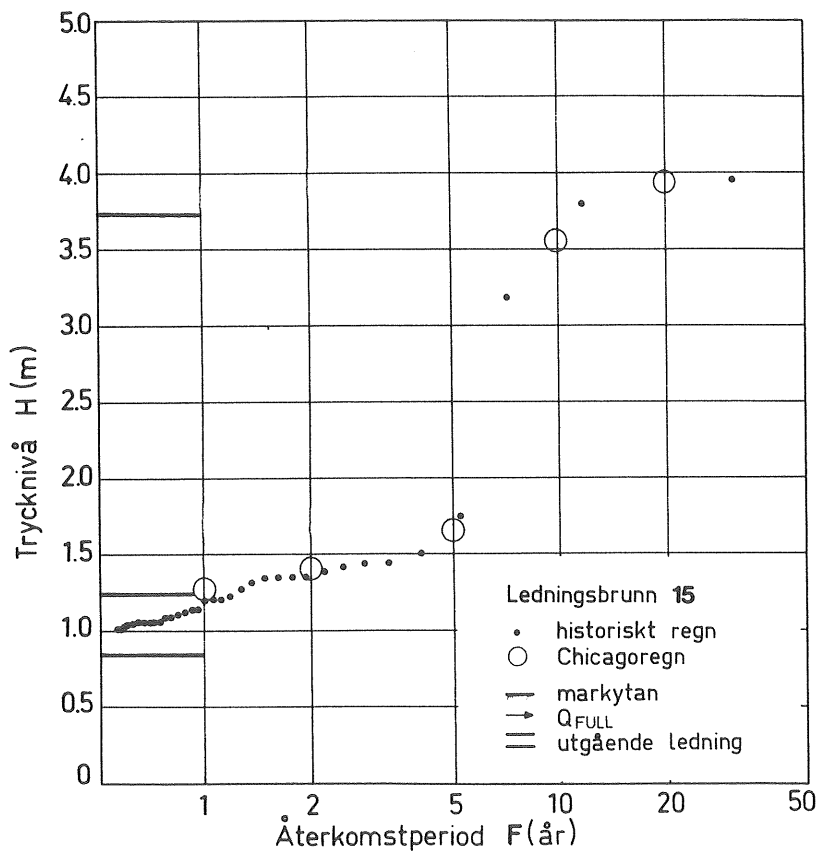
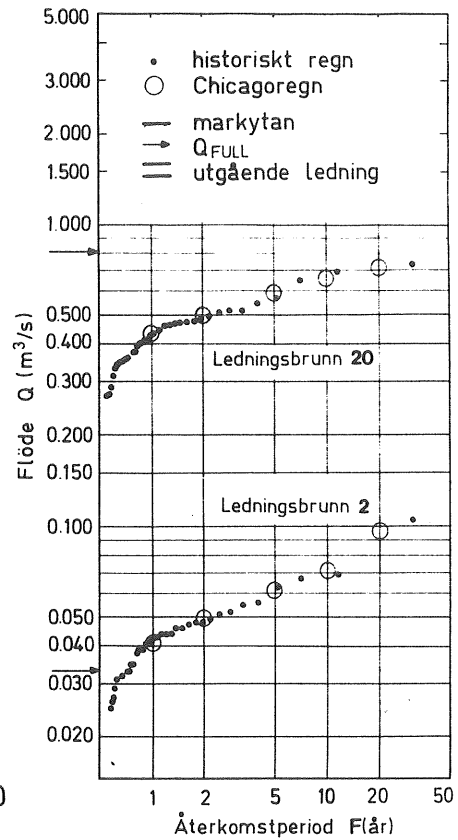
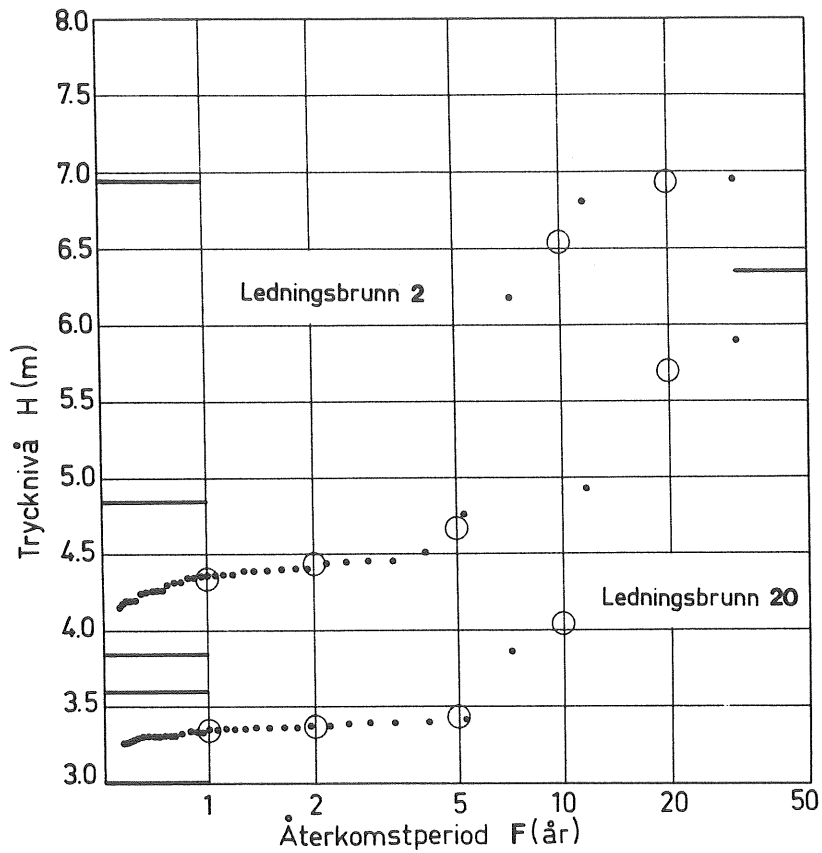
Systemet kompletterat med ett
utjämningsmagasin nedströms

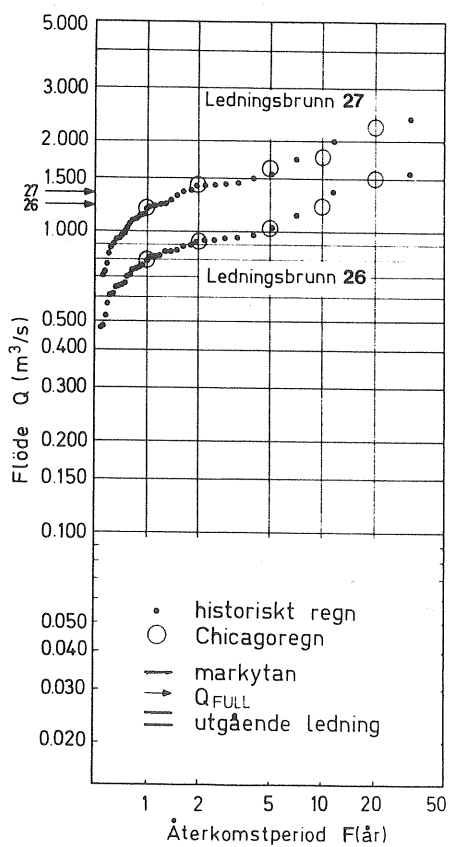
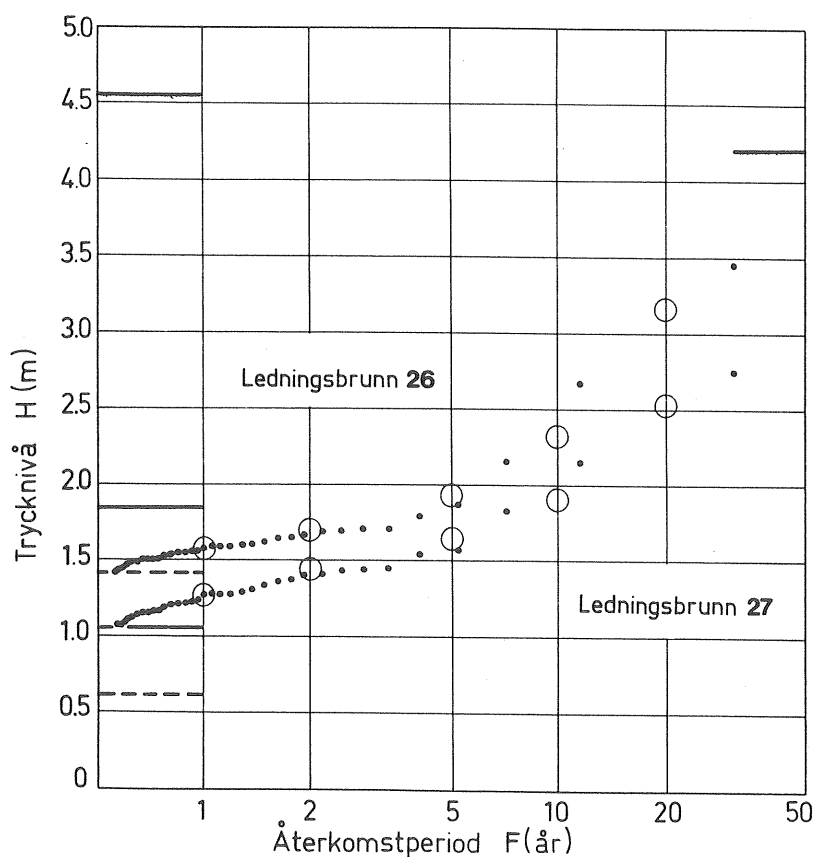
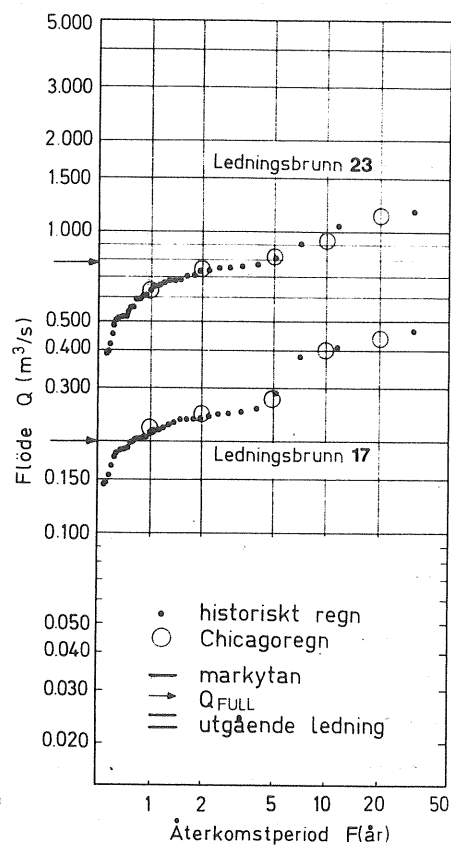
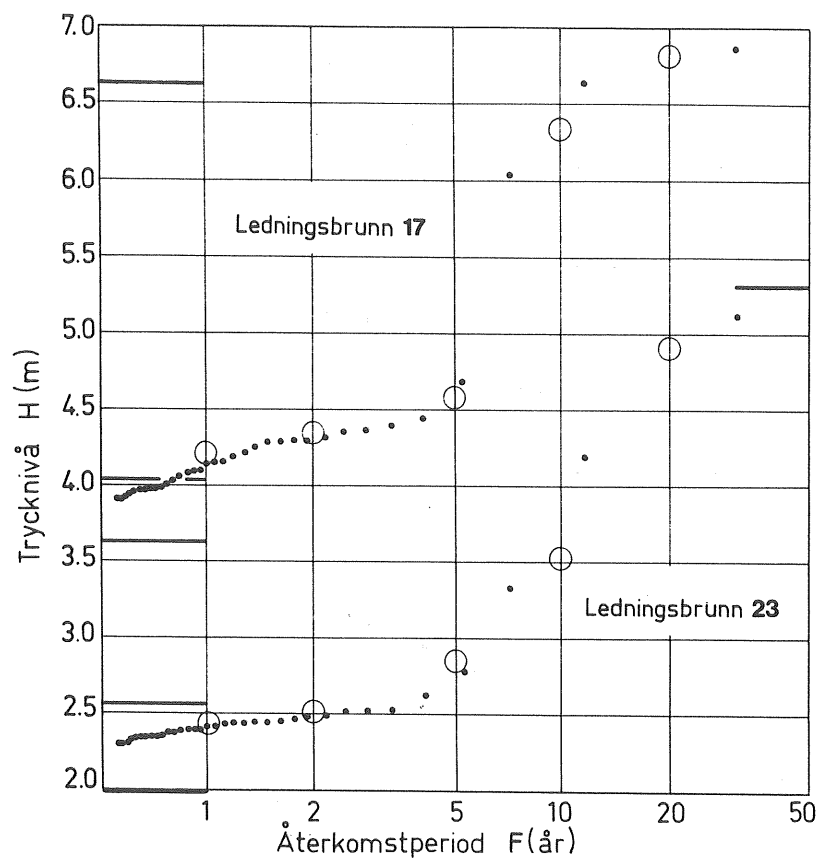


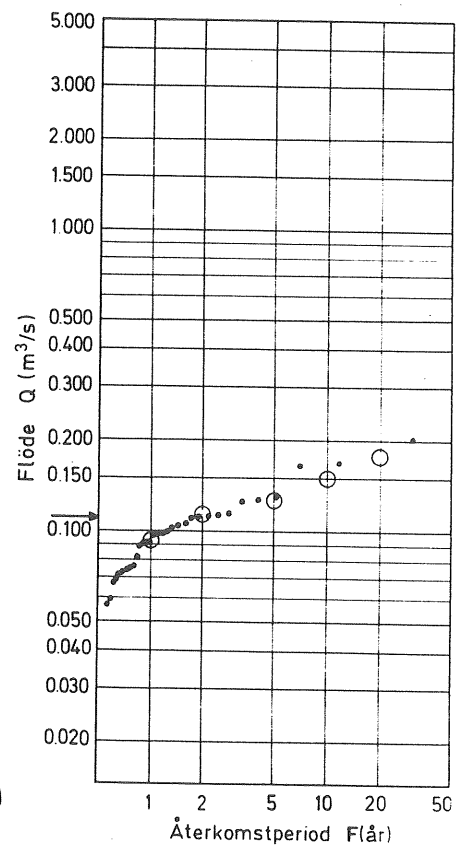
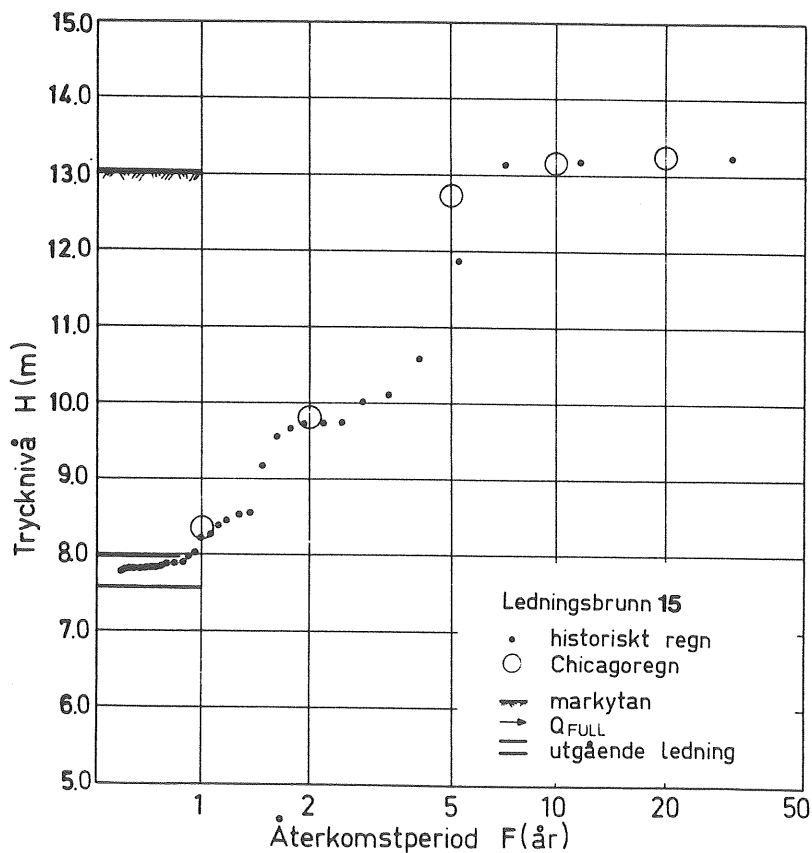
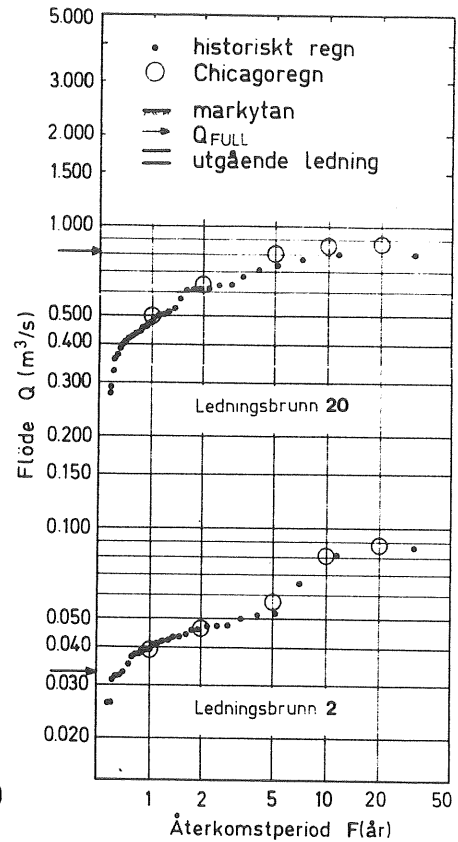
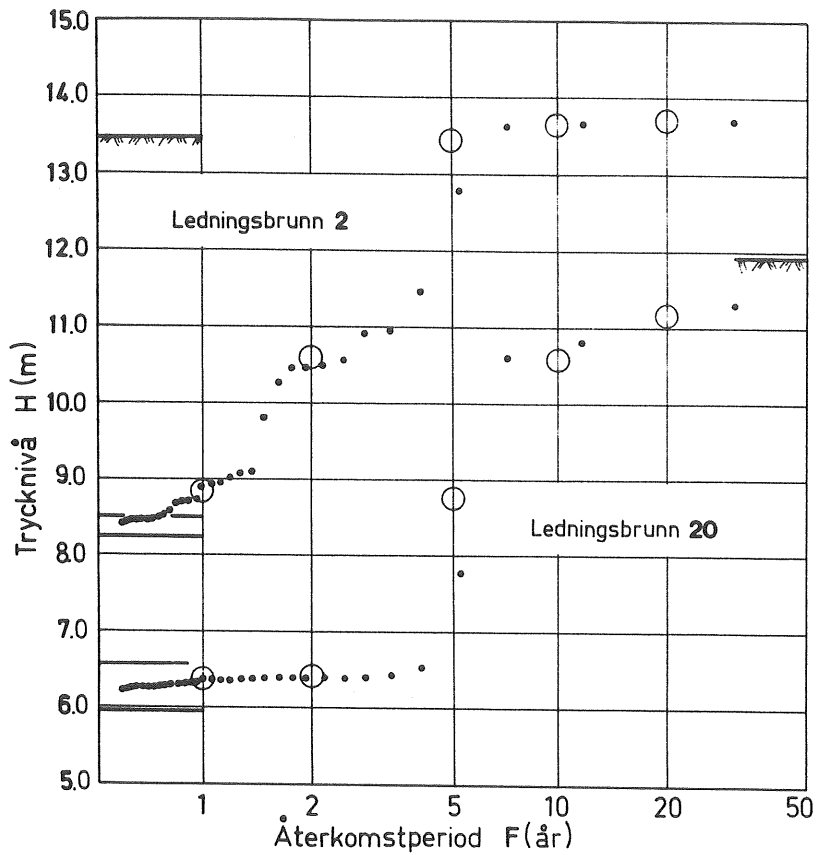


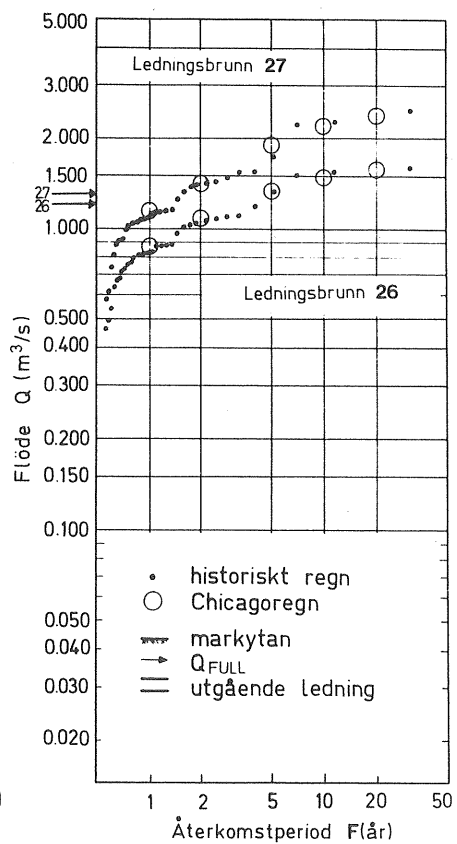
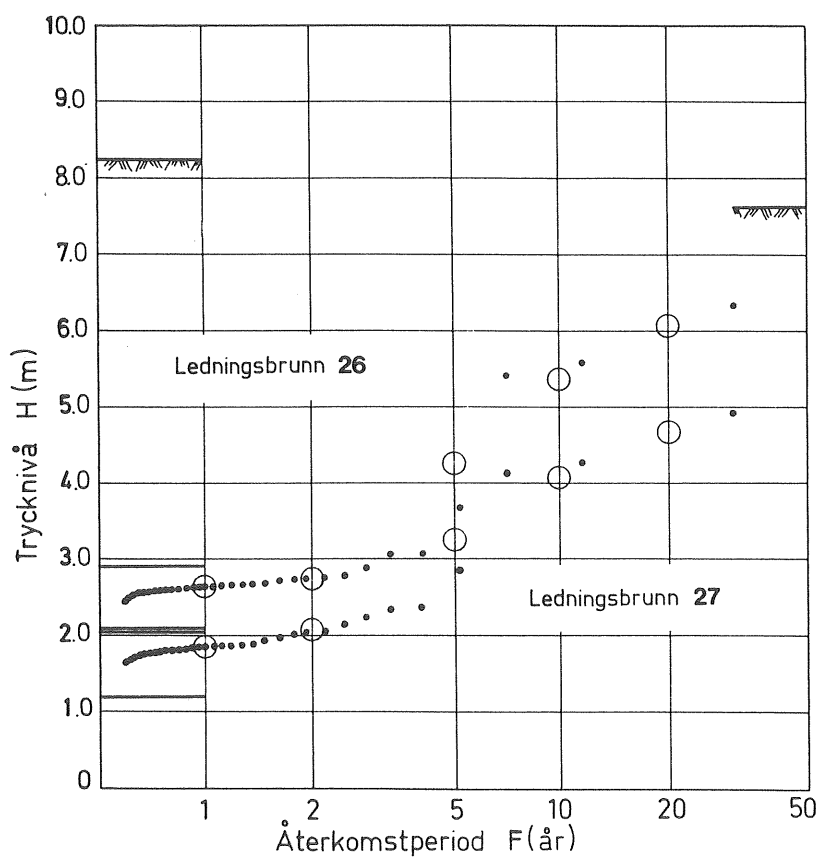
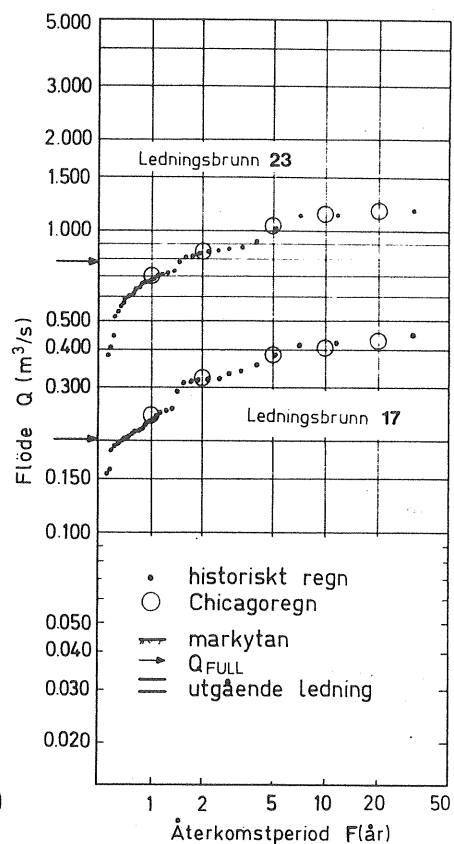
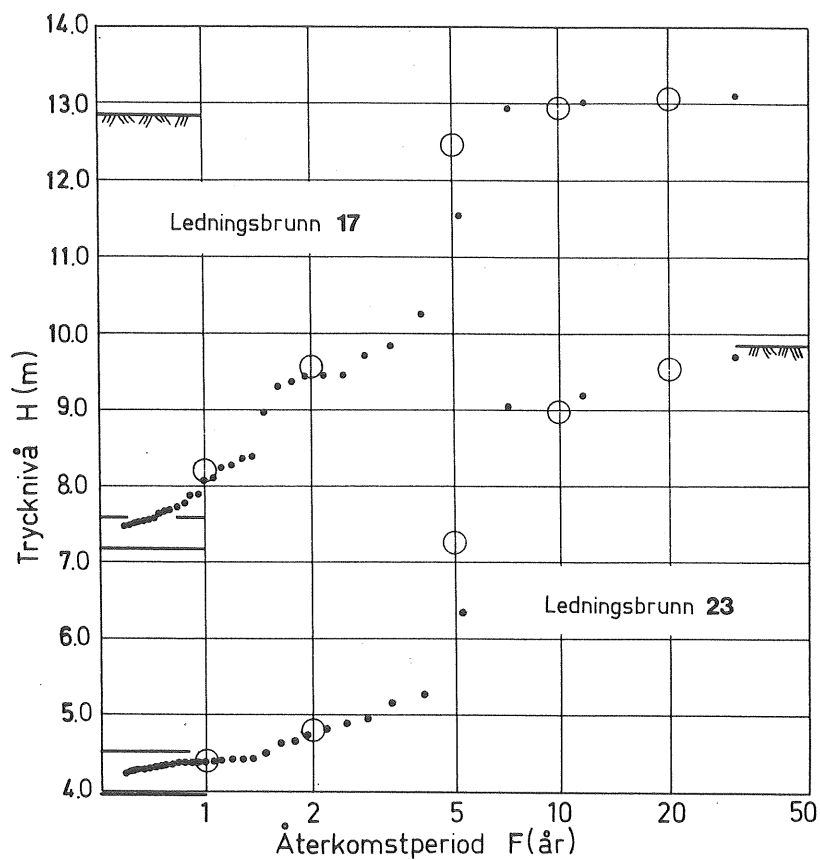








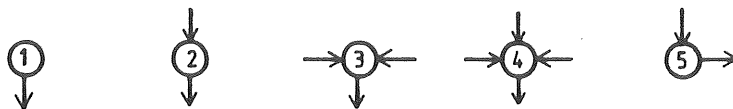




BILAGA D

Uppskattning av brunnskoefficienten C

De olika brunnstyperna som förekommer i systemet framgår av figur D1.



Figur D1 Aktuella brunnstyper. Pilarna markerar anslutna ledningar. Alla brunnstyperna har också en extern tillrinning.

Brunnskoefficienten har i denna studie beräknats med ekvation D1 som kan härledas för en brunn med vinkelrät lateralt inkommande sidoflöden. Ekvationen D1 ges av en impuls betraktelse i huvudströmningsriktningen.

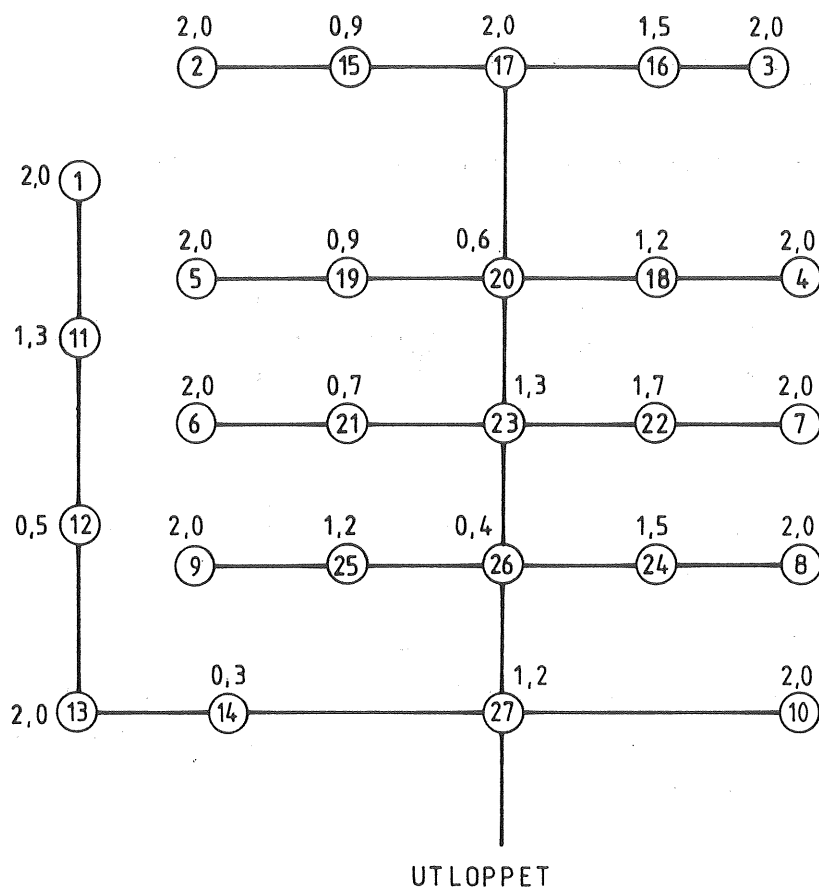
$$C_{\text{brunn}} = 2 \left| 1 - \left(\frac{Q_u}{Q_n} \right)^2 \left(\frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right| \quad (\text{D1})$$

D_n/D_u är relationen mellan ledningsdiametererna nedströms/uppstöms

Q_u/Q_n är flödesförhållandet uppströms/nedströms som har uppskattats utifrån anslutna ytavrinningsareor, dvs kvoten är lika med A_u/A_n där $A_n = A_u + A_{\text{sid}} + A_{\text{extern}}$.

Ekvation D1 resulterar i att $C_{\text{brunn}} = 2,0$ för brunnstyperna 1 ($Q_u = 0$), 3 och 5 ($D_n = 0$), dvs när totala flödet ändrar riktning 90° . För typerna 2 och 4 varierar koefficienten mellan 0,3-1,7, se figur D2.

D:2



Figur D2 Beräknade brunnskoefficienter C_{brunn} .

Trots att ekvation D1 är helt teoretisk ger den god överensstämmelse med den s k Missouristudien (Sangster m fl, 1958). Missouristudien tar upp rektangulära brunnar av typen 1, 2 och 3 med externa inloppsflöden. Lindvall (1986) har studerat brunnar typ 2, med och utan en inkommande sidoledning. Han anser att ekvation D1 borde vara användbar för typ 4 brunnar. Ett tänkbart sätt att kompensera för externtillrinningen är enligt Missouristudien genom att addera ett inkrement 0,2 till brunnskoefficienten.

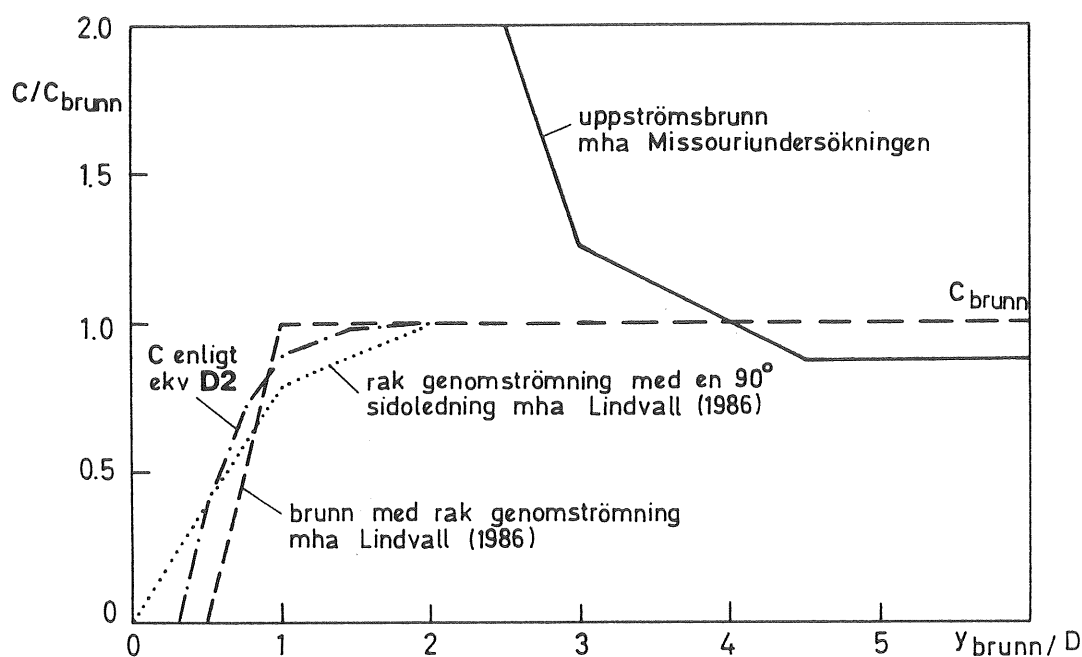
Brunnsförlustkoefficienten varierar med vattendjupet enligt olika funktioner beroende på brunnstyp, vallningsförhållanden etc. I DAGVL-DIFF utnyttjas ekvation D2,

$$C = C_{brunn} \cdot \tanh 2 (y_{ut}/D_n - 0,3) \quad \text{om } y_{ut} \geq 0,3D_n$$

$$C = 0 \quad \text{om } y_{ut} < 0,3D_n$$

(D2)

Anledningen till att C satts till noll vid små vattendjup är att en koefficient $C > 0$ ofta skapar numeriska problem. En jämförelse med Lindvalls resultat visar att ekvation D2 ger en rimlig variation i C med relativa vattendjupet y_{brunn}/D , figur D3. Den stämmer dock dåligt med Missouriundersökningens resultat för uppströmsbrunnar.



Figur D3 Relativa brunnskoefficienten som funktion av relativa vattendjupet. De experimentella kurvorna har uppskattats utifrån av Lindvall (1986) och Sangster (1958) redovisade resultat.

Målsättningen i denna studie är inte att i detalj analysera brunnsförlusternas storlek utan att studera förlusternas principiella inverkan på flödesförlopp och trycknivåvariationer. Ekvationerna D1 och D2 bedöms som tillräckligt realistiska för detta ändamål.

CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Department of Hydraulics

Report Series A

- A:1 Bergdahl, L.: Physics of ice and snow as affects thermal pressure. 1977.
- A:2 Bergdahl, L.: Thermal ice pressure in lake ice covers. 1978.
- A:3 Häggström, S.: Surface Discharge of Cooling Water. Effects of Distortion in Model Investigations. 1978.
- A:4 Sellgren, A.: Slurry Transportation of Ores and Industrial Minerals in a Vertical Pipe by Centrifugal Pumps. 1979.
- A:5 Arnell, V.: Description and Validation of the CTH-Urban Runoff Model. 1980.
- A:6 Sjöberg, A.: Calculation of Unsteady Flows in Regulated Rivers and Storm Sewer Systems (in Swedish). 1976.
- A:7 Svensson, T.: Water Exchange and Mixing in Fjords. Mathematical Models and Field Studies in the Byfjord. 1980.
- A:8 Arnell, V.: Rainfall Data for the Design of Sewer Pipe Systems. 1982.
- A:9 Lindahl, J. and Sjöberg, A.: Dynamic Analysis of Mooring Cables. 1983.
- A:10 Nilssdal, J-A.: Optimeringsmodellen ILSD. Beräkning av topografins inverkan på ett dagvattensystems kapacitet och anläggningskostnad. 1983.
- A:11 Lindahl, J.: Implicit numerisk lösning av rörelse-ekvationerna för en förankringskabel. 1984.
- A:12 Lindahl, J.: Modellförsök med en förankringskabel. 1985.
- A:13 Lyngfelt, S.: On Urban Runoff Modelling. Application of Numerical Models based on Kinematic Wave Theory. 1985.
- A:14 Johansson, M.: Transient Motions of Large Floating Structures. 1986.
- A:15 Mårtensson, N. and Bergdahl, L.: On the Wave Climate of the Southern Baltic. 1987.
- A:16 Moberg, G.: Wave Forces on a Vertical Slender Cylinder. 1988.

- A:17 Perrusquía, G.: Part-Full Flow in Pipes with a Sediment Bed. Part one: Bedform dimensions. Part two: Flow resistance. 1988.
- A:18 Nilsdal, J-A.: Bedömning av översvämningsrisken i dagvattensystem. Kontrollberäkning med typregn. 1988.

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Institutionen för vattenbyggnad

Report Series B

- B:1 Bergdahl, L.: Beräkning av vågkrafter. 1977.
(Ersatt med 1979:07).
- B:2 Arnell, V.: Studier av amerikansk dagvattenteknik.
1977.
- B:3 Sellgren, A.: Hydraulic Hoisting of Crushed Ores.
A feasibility study and pilot-plant investigation on
coarse iron ore transportation by centrifugal pumps.
1977.
- B:4 Ringesten, B.: Energi ur havsströmmar. 1977.
- B:5 Sjöberg, A. och Asp, T.: Brukar-anvisning för ROUTE-S.
En matematisk modell för beräkning av icke-stationära
flöden i floder och kanaler vid strömmande tillstånd.
1977.
- B:6 Annual Report 1976/77.
- B:7 Bergdahl, L. and Wernersson, L.: Calculated and
Expected Thermal Ice Pressures in Five Swedish Lakes.
1977.
- B:8 Göransson, C-G and Svensson, T.: Droque Tracking -
Measuring Principles and Data Handling. 1977.
- B:9 Göransson, C-G.: Mathematical Model of Sewage
Discharge into confined, stratified Basins -
Especially Fjords. 1977.
- B:10 Arnell, V. och Lyngfelt, S.: Beräkning av dagvatten-
avrinning från urbana områden. 1978.
- B:11 Arnell, V.: Analysis of Rainfall Data for Use in
Design of Storm Sewer Systems. 1978.
- B:12 Sjöberg, A.: On Models to be used in Sweden for
detailed Design and Analysis of Storm Drainage
Systems. 1978.
- B:13 Lyngfelt, S.: An Analysis of Parameters in a Kinematic
Wave Model of Overland Flow in Urban Areas. 1978.
- B:14 Sjöberg, A., Lundgren, J., Asp, T. and Melin, H.:
Manual för ILLUDAS (Version S2). Ett datorprogram för
dimensionering och analys av dagvattensystem. 1979.
- B:15 Annual Report 1978/79.
- B:16 Nilsdal, J-A. och Sjöberg, A.: Dimensionerande regn
vid höga vattenstånd i Göta älv. 1979.
- B:17 Stöllman, L-E.: Närkes Svartå. Hydrologisk invente-
ring. 1979.

- B:18 Svensson, T.: Tracer Measurements of Mixing in the Deep Water of a Small, Stratified Sill Fjord. 1979.
- B:19 Svensson, T., Degerman, E., Jansson, B. och Westerlund, S.: Energiutvinning ur sjö- och havssediment. En förstudie. R76:1980.
- B:20 Annual Report 1979.
- B:21 Stöllman, S. och Sjöberg, A.: Effects of Distortion in Physical Models of Cooling Water Discharge. 1979.
- B:22 Häggström, S. och Sjöberg, A.: Effects of Distortion in Physical Models of Cooling Water Discharge. 1979.
- B:23 Sellgren, A.: A Model for Calculating the Pumping Cost of Industrial Slurries. 1981.
- B:24 Lindahl, J.: Rörelseekvationen för en kabel. 1981.
- B:25 Bergdahl, L. och Olsson, G.: Konstruktioner i havet. Vågkrafter-rörelser. En inventering av datorprogram. 1981.
- B:26 Annual Report 1980.
- B:27 Nilssdal, J-A.: Teknisk-ekonomisk dimensionering av avloppsledningar. En litteraturstudie om datormodeller. 1981.
- B:28 Sjöberg, A.: The Sewer Network Models DAGVL-A and DAGVL-DIFF. 1981.
- B:29 Moberg, G.: Anläggningar för oljeutvinning till havs. Konstruktionstyper, dimensioneringskriterier och positioneringssystem. 1981.
- B:30 Sjöberg, A. och Bergdahl, L.: Förankringar och förankringskrafter. 1981.
- B:31 Häggström, S. och Melin, H.: Användning av simuleringsmodellen MITSIM vid vattenresursplanering för Svartån. 1982.
- B:32 Bydén, S. och Nielsen, B.: Närkes Svartå. Vattenöversikt för Laxå kommun. 1982.
- B:33 Sjöberg, A.: On the stability of gradually varied flow in sewers. 1982.
- B:34 Bydén, S. och Nyberg, E.: Närkes Svartå. Undersökning av grundvattenkvalitet i Laxå kommun. 1982.
- B:35 Sjöberg, A. och Mårtensson, N.: Regnenveloppmetoden. En analys av metodens tillämplighet för dimensionering av ett 2-års perkolationsmagasin. 1982.

- B:36 Svensson, T. och Sörman, L-O.: Värmeupptagning med bottenförlagda kylslangar i stillastående vatten. Laboratorieförsök. 1982. (BFR-rapport).
- B:37 Mattsson, A.: Koltransporter och kolhantering. Lagring i terminaler och hos storförbrukare. (Delrapport). 1983.
- B:38 Strandner, H.: ILL-DIFF. Ett datorprogram för sammankoppling av ILLUDAS och DAGVL-DIFF, 1983.
- B:39 Svensson, T. och Sörman, L-O.: Värmeupptagning med bottenförlagda slangar i rinnande vatten. Laboratorieförsök. 1983. (BFR-rapport R145).
- B:40 Mattsson, A.: Koltransporter och kolhantering. Lagring i terminaler och hos storförbrukare. Kostnader. Delrapport 2. 1983.
- B:41 Häggström, S. och Melin, H.: Närkes Svartå. Simuleringsmodellen MITSIM för kvantitativ analys i vattenresursplanering. Inst. för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1983.
- B:42 Hård, S.: Seminarium om miljöeffekter vid naturvärmsystem. Dokumentation sammanställd av S. Hård, VIAK AB, BFR-rapport R60:1984.
- B:43 Lindahl, J.: Manual för MODEX-MODIM. Ett datorprogram för simulering av dynamiska förlopp i förankringskablar. Göteborg 1983.
- B:44 Activity Report. Göteborg 1984.
- B:45 Sjöberg, A.: DAGVL-DIFF. Beräkning av icke-stationära flödesförlopp i helt eller delvis fyllda avloppssystem, tunnlar och kanaler. 1984.
- B:46 Bergdahl, L. och Melin, H.: WAVE FIELD. Manual till ett program för beräkning av ytvattenvågor. 1985.
- B:47 Lyngfelt, S.: Manual för dagvattenmodellen Cure. 1985.
- B:48 Perrusquia, G., Lyngfelt, S. och Sjöberg, A.: Flödeskapacitet hos avloppsledningar delvis fyllda med sediment. 1986.
- B:49 Lindahl, J. och Bergdahl, B.: MODEX-MODIM. User's Manual. 1987.
- B:50 Mårtensson, N.: Dynamic Analysis of a Moored Wave Energy Buoy. 1988.