



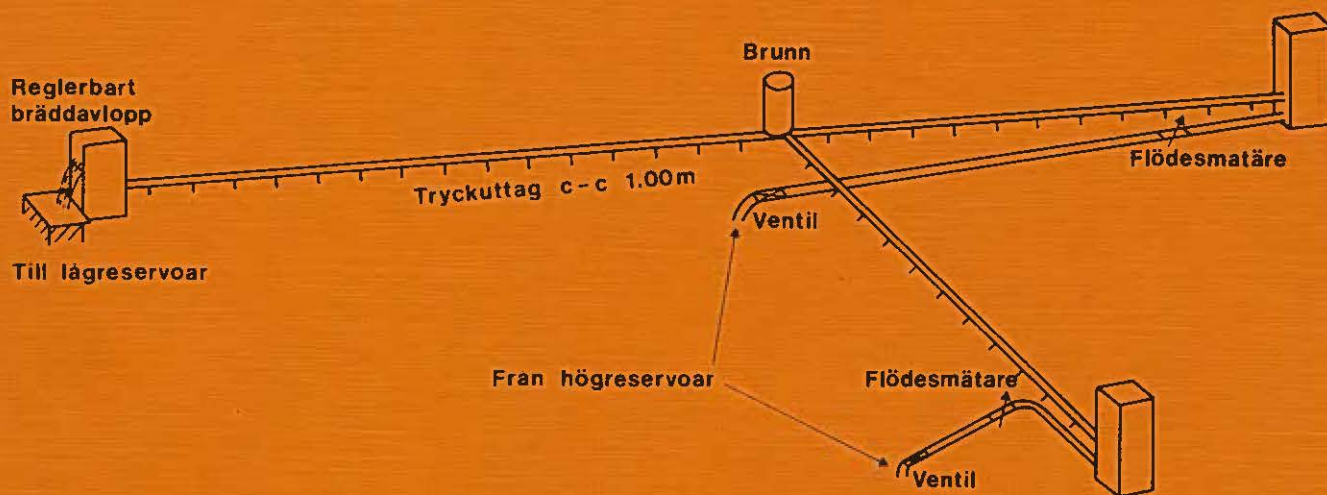
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
GEOHYDROLOGISKA FORSKNINGSGRUPPEN

Geologi  
Geoteknik med grundläggning  
Vattenbyggnad  
Vattenförsörjnings- och avloppsteknik

ISSN 0347 - 8165

# Energiförluster i ledningsbrunnar

## Labororiemätningar



GÖSTA LINDVALL



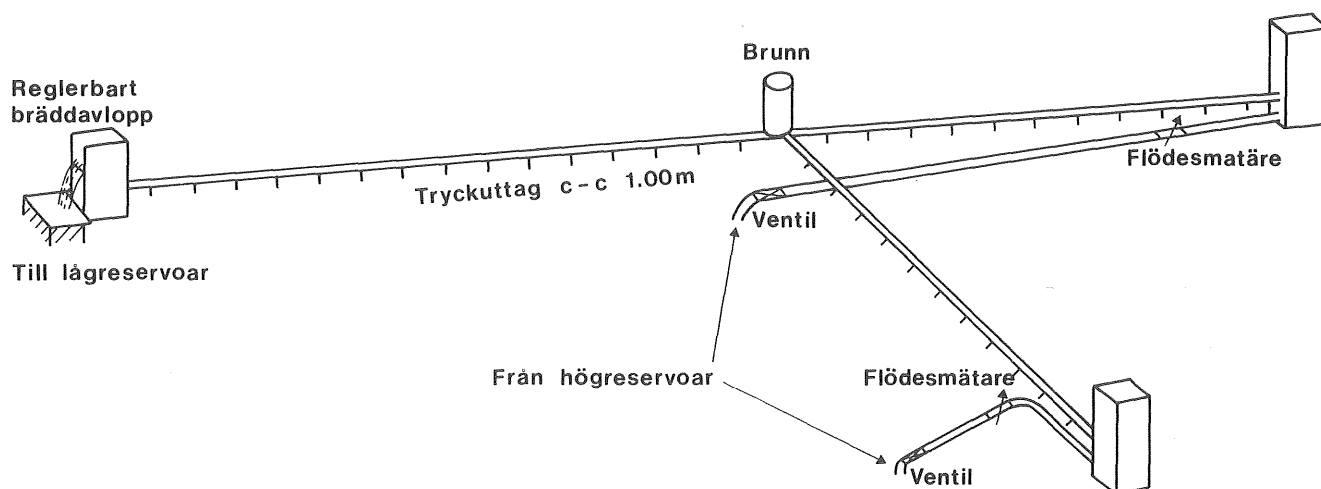
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
GEOHYDROLOGISKA FORSKNINGSGRUPPEN

Geologi  
Geoteknik med grundläggning  
Vattenbyggnad  
Vattenförsörjnings- och avloppsteknik

ISSN 0347 - 8165

# Energiförluster i ledningsbrunnar

## Labororiemätningar



GÖSTA LINDVALL

Adress : Geohydrologiska forskningsgrupper  
Chalmers tekniska högskola  
412 96 Göteborg  
Tel. 031/81 01 00/1648

## FÖRORD

Denna rapport utgör den andra i serien inom forskningsprojektet "Energiförluster i ledningsbrunnar" vid institutionen för vattenbyggnad, Chalmers tekniska högskola. Den första behandlade den inledande litteraturinventeringen. Projektet har finansierats av Statens råd för byggnadsforskning, Göteborgs VA-verk och CTH.

Författaren tackar professor Anders Sjöberg för värdefulla synpunkter under arbetets gång. Ett tack också till Georg Nilsson som byggde större delen av försöksanordningen, till Alicja Janiszewska för tålmodigt mät- och ritarbete samt till Lisbeth Teiffel för utskrift av rapporten.

Göteborg i maj 1986

Gösta Lindvall

INNEHÅLL		Sid
	FÖRORD	I
	INNEHÅLLSFÖRTECKNING	II
	TECKENFÖRKLARING	III
	SAMMANFATTNING	IV
1	INLEDNING	1
2	FÖRSÖKSANORDNING OCH MÄTPROGRAM	3
2.1	Allmän beskrivning	3
2.2	Flödesmätning	5
2.3	Tryckmätning. Tryckdifferenskoefficient	5
2.4	Mätprogram	6
3	RESULTAT	8
3.1	Rak genomströmning utan sidoledning	8
3.1.1	Allmänna observationer	8
3.1.2	Empiriska funktioner	12
3.1.3	Jämförelse med andra undersökningar	13
3.1.4	Excentriskt placerade brunnar	15
3.2	Rak genomströmning och en 90 <sup>o</sup> sidoledning	17
3.2.1	Allmänna observationer	17
3.2.2	Jämförelse av mätdata med impuls betraktelse	17
3.2.3	Jämförelse av mätdata med Missouriundersökningens Design Curves	21
3.2.4	Jämförelse av mätdata med empiriska ekvationer för slutna system	25
3.2.5	Mätresultaten sammanfattade i matematiska funktioner	27
3.2.6	Tryckdifferens kontra energiförlust	28
4	TRYCKDIFFERENSKOEFFICIENTER FÖR ANDRA FALL ÄN DE EXPERIMENTELLT UNDERSÖKTA	31
4.1	Rak ledning genom en brunn där uppströmsledningens diameter är mindre än nedströmsledningens	31
4.2	Samma som 4.1 plus en 90 <sup>o</sup> sidoledning	33
4.3	Samma som 4.2 plus en motstående sidoledning	38
5	REFERENSER	40

## TECKENFÖRKLARING

A	area $m^2$
D	diameter m
e	sidoförskjutning av brunn m
g	jordacceleration $m/s^2$
H	trycknivå m
K	tryck- och energiförlustkoefficient vid rak genomströmning
KEL	energiskillnadskoefficient för sidoledning
KEU	energiskillnadskoefficient för uppströmsledning
KHL	tryckskillnadskoefficient för sidoledning
KHU	tryckskillnadskoefficient för uppströmsledning
Q	vattenföring $m^3/s$
v	vattenhastighet m/s
y	vattendjup i brunn m
$\rho$	vattnets täthet $kg/m^3$

## Index:

l	sidoledning
m	brunn
n	nedströmsledning
u	uppströmsledning

Beteckningar utan index innebär nedströmsledning

## SAMMANFATTNING

Föreliggande rapport beskriver de energiförluster och tryckfall som uppkommer vid stationär strömning genom en cirkulär brunn då anslutande ledningar går helt fyllda.

Energiförlusternas storlek beror bl a på hur brunnsinteriören ser ut. Tre olika utföranden har testats: a) enligt MarkAMA med djupa, avrundade kanaler genom brunnen, b) grundare kanaler med rak anslutning av sidoledningen, c) excentrisk placering av brunnen. Mätningarna omfattade endast de två vanligaste flödes-situationerna dvs en rak huvudledning med och utan en  $90^{\circ}$  sidoledning. Sidoledningens diameter och förhållandet mellan brunnsdiametern och huvudledningens diameter varierades. Andra flödesfall har behandlats teoretiskt i slutet av rapporten.

Mätningarna har genomförts i vattenbyggnadslaboratoriet, CTH. Försöksledningarna var inkopplade i laboratoriets cirkulations-system via flödesmätare och lugningsbassänger. Huvudledningens diameter var 0,144 m. Konventionell mätteknik har utnyttjats.

Resultaten redovisas i form av tryckskillnadskoefficienter, KH, som definieras som tryckskillnaden från uppströmsledning till nedströmsledning dividerad med hastighetshöjden ( $v^2/2g$ ) i nedströmsledningen. Strömningen genom en brunn är komplex och strömningmönstret kan variera med dimensionsförhållandena, vattendjupet och flödeshastigheterna. Speciellt vid fallet med endast en rak ledning genom brunnen visade sig vattendjupet ha stor betydelse för KH-värdet särskilt i den grunt vallade brunnen. Som väntat minskar energiförlusterna generellt om vallningsdjupet ökar.

Med utgångspunkt från en enkel teoretisk ansats har direkt användbara, empiriska samband mellan de viktigaste parametrarna tagits fram.

## 1 INLEDNING

Energiförlusterna i ett ledningssystem utgöres dels av förluster som i stort sett är proportionella mot rörväggarnas friktions-egenskaper dels lokala förluster orsakade av krökar, ventiler, knutpunkter, etc. I normala dagvattensystem är friktionsförlusterna dominerande och dessutom de som är lättast att beräkna. Knutpunktsförlusterna är emellertid betydande, särskilt vid helt fyllda ledningar. I de fall där knutpunkten är utformad med fri vattenyta, dvs i en brunn, blir strömningen mycket komplex och man är helt hänvisad till modellförsök för att bestämma energiförlusterna.

I en tidigare rapport LINDVALL (1982) presenterades kända laboratoriestudier av energiförluster i ledningsbrunnar. Det konstaterades att det egentligen endast företagits en enda undersökning med bred omfattning SANGSTER (1958) och att denna var mindre intressant för svenska tillämpningar eftersom den främst behandlade brunnsfigurationer som inte används här. Övriga undersökningar var antingen alltför specialinriktade eller hade för liten omfattning för att resultaten skulle kunna användas för dimensionering.

Det komplexa strömningsmönstret i knutpunktsbrunnar - retardationer, accelerationer, rotationer i olika plan, flödesinterferens - gör det (åtminstone för nu) omöjligt att formulera en generell pålitlig teori. De ansatser som gjorts (t ex impuls betraktelse) är alltför grova för att kunna användas utan empiriska tillägg. Detta bidrar till att varje brunnsgeometri och konfiguration borde undersökas experimentellt. Eftersom antalet påverkande parametrar är stort blir mätarbetet mycket tidskrävande. Den ovan nämnda litteraturinventeringen påvisade emellertid risken med att dra alltför breda slutsatser på ett ofullständigt testresultat.

Försöksanläggningen i vattenbyggnadslaboratoriet, CTH, var klar 1981 och utformades redan från början för begränsningar i mätprogrammets omfattning. Undersökningen koncentrerades till helt fyllda ledningar eftersom brunnsförlusterna där har större effekt på trycklinjernas läge än vid delfyllda ledningar. För det senare

fallet måste modellen kunna justeras i vertikalled med stor noggrannhet och in- och utströmningsförhållandena måste också kunna kontrolleras med speciella anordningar. Av utrymmesskäl begränsades antalet till brunnen anslutna ledningar till tre, dvs en rak huvudledning med en sidoleddning. Förlusterna är naturligtvis mycket beroende av hur brunnens inre utformas, dvs hur anslutande ledningar förenas med vallade kanaler. MarkAMA föreskriver "mjukt utformade rännor" där "djupet skall vara lika med anslutande rörs inre diameter vid ledningar med nominell diameter < 400 mm, minst 400 mm vid ledningar med nominell diameter 400-800 mm och minst halva diametern vid ledningar med nominell diameter > 800 mm". I bl a Göteborg är det vanligt att utforma rännorna raka och med djupet lika med halva ledningsdiametern. Med hänsyn till detta och till internationell användning av resultaten beslöts att inkludera båda dessa ganska olika brunnsutformningar i undersökningen. Dessutom gjordes några enstaka mätningar på excentriskt placerade brunnar vid rak genomströmning.



## 2 FÖRSÖKSANORDNING OCH MÄTPROGRAM

2.1 Allmän beskrivning

En översiktsskiss av laboriemodellen visas i fig 1. Två separata ledningar försörjer anordningen med vatten från laboratoriets högreservoar som är försedd med bräddavlopp för konstant trycknivå. Flödet till huvudledningen regleras med en 10" kägelventil och till sidoleddningen av en 4" slussventil; framför allt kägelventilen har visat sig ha mycket distinkt flödesreglering. I ledningarnas uppströmsändar finns lugningsbassänger med tvärsnittet 1x1 m och med dämpande filter vid utloppet.

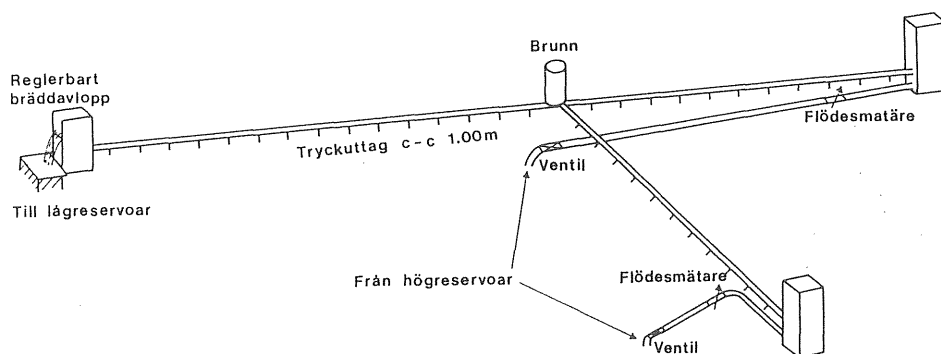


Fig 1 Schematisk bild av försöksanordningen.

Anslutningsledningarna till brunnen är av PVC. Huvudledningens innerdiameter är  $D = 0,1438$  m, längd uppströms brunnen 12,0 m (83D) och nedströms 15,5 m (108D). Sidoleddningens diameter har varierats mellan  $0,389D$  och  $D$ ; det förstnämnda värdet orealistiskt litet men valt med syfte att få stor variation i sidoflödets störning av huvudflödet (variation av rörelsemängd). Sidoleddningens längd är 12,0 m.

Brunnens diameter har varierats mellan  $1,7D$  och  $4,1D$ . Om man antar att brunnsdiametern i verkligheten är 1000 mm har alltså modellskalan varierat mellan 1:1,7 och 1:4,1. Reynolds tal definierat som produkten av strömningshastighet och ledningsdiameter dividerat med kinematiska viskositeten var under mätningarna på något undantag när alltid större än 20000, dvs strömningen var klart turbulent.

De två brunnsinteriörerna, typ I och II, framgår av fig 2. De olika modellbrunnarna tillverkades som element med samma bygglängd för att förenkla utbytena. Alla skarvar i PVC-utrustningen utformades med pålimmade kraghylsor och lösflänsar och tätades med O-ring.

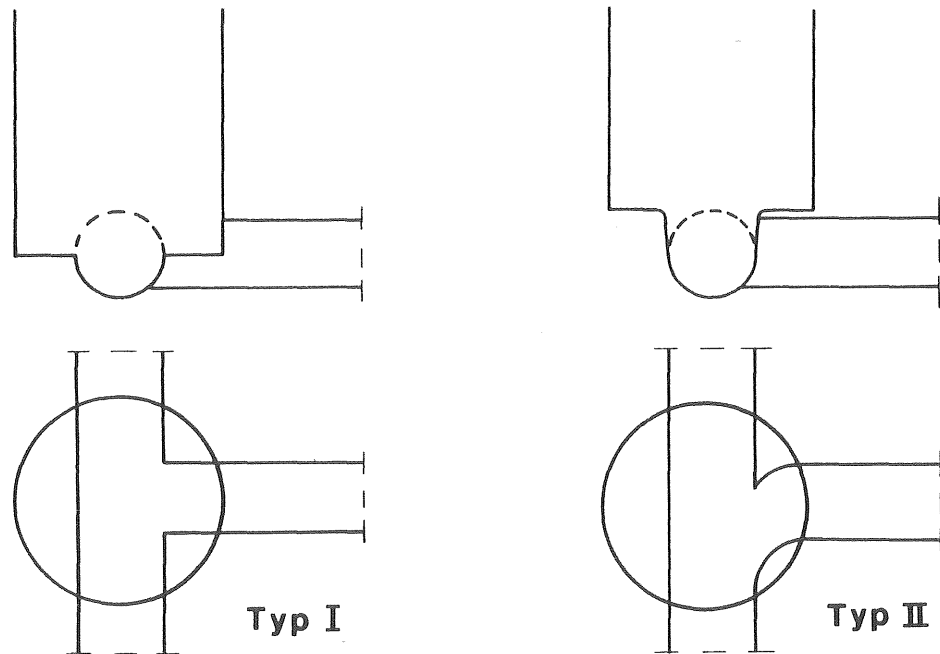


Fig 2 De två undersökta brunnstyperna.

Nedströmsbassängen, 1x1 m, har ett skibord med en reglerbarhet på 3,5D och ett kraftigt filter för att få stabil trycknivåavläsning i ledningen uppströms. Från början av undersökningen var nedströmsledningen horisontell vilket medförde att höga hastigheter i ledningen inte kunde kombineras med låga vattendjup i brunnen p g a friktionsförlusterna i nedströmsledningen. Sedermera sänktes nedströmsänden något för att reducera denna nackdel. Ledningens vertikalradie är tillräckligt stor för att krökningen skall ha försumbar effekt på avläsningarna av trycklinjen, men åtgärden har nackdelen att en luftficka lätt bildas på ledningen och mätningen måste då avbrytas. Överhuvudtaget är mätningar vid små vattendjup (över rörens hjässa) besvärliga p g a luftinsugning och därpå följande instabilitet.

## 2.2 Flödesmätning

Flödesmätarna av typ turbinmätare, fabrikat BROOKS, installerades mellan reglerventil och uppströmsbassäng. Mätarna har noggrannhetsklass 0,5% och har kalibrerats vid två tillfällen vid Statens Provningsanstalt i Borås. Avvikelsen från det nominella värdet var då 0,55% men den största felkällan för den här typen av mätare (och de flesta övriga) är säkerligen effekter av hur mätaren är monterad i systemet. I vårt fall är 4"-mätaren installerad efter en 9 m lång 10"-ledning via en trätt med vinkeln  $7^{\circ}$ , en 1,5 m raksträcka,  $\varnothing 100$  mm, uppströms mätaren, på nedströmssidan 0,5 m raksträcka och samma trätt.

Mätarna avlästes med pulsräknare, normalt som medelvärde av tre 100-sekunderssummeringar.

## 2.3 Tryckmätning. Tryckdifferenskoefficient

Trycknivån i ledningarna mäts med hjälp av tryckuttag och vattenståndsrör. Tryckuttagen är  $\varnothing 3$  mm hål borrarade vinkelrätt rörväggen och vattenståndsrören av plexiglas har diametern 14 mm. Nivån i vattenståndsrören läses med hjälp av en horisontell linjal skjutbar längs en vertikal skala. Injusteringen av linjalen till vattenytan i rören sker med hjälp av en tunn ståltråd på framsidan av rören och en spegel på baksidan. Avläsningsnoggrannheten är  $\approx 0,5$  mm, vilket är fullt tillräckligt med hänsyn till svängningarna i trycknivån (som mest 15 mm vid stora flöden). Instabiliteten i avläsningarna kan minskas med klenare tryckuttag och/eller grövre vattenståndsrör men detta leder till längre inställningstider varför kompromissen är acceptabel.

Tryckdifferenskoefficienten definieras som det vertikala avståndet mellan uppströms- och nedströmsledningarnas trycklinjer i centrum av brunnen, dividerat med hastighetshöjden i nedströmsledningen, se fig 3. Trycklinjernas läge i brunnscentrum fås genom extrapolering av de avlästa trycklinjerna. Tryckuttagen är borrarade c-c 1,00 m med start 1,00 m från brunnscentrum. I början av undersökningen lästes vartannat vattenståndsrör men en analys av dessa avläsningar visade att fullt tillräcklig noggrannhet i

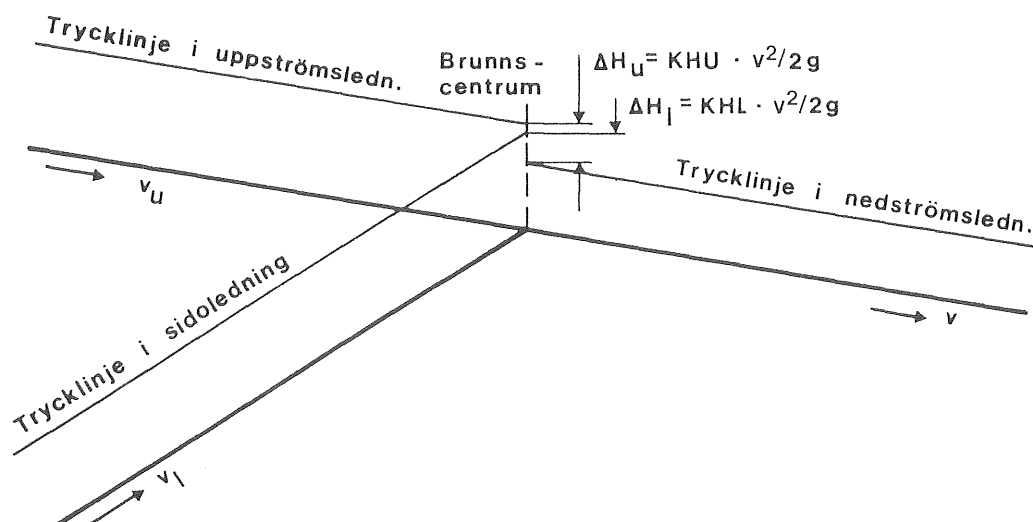


Fig 3 Definition av tryckdifferenskoefficient.

koefficientbestämningen erhålls om i varje ledning endast det mest avlägsna röret samt det beläget 2 m från brunnen används.

Det är lockande att vid den här typen av mätningar, med stort antal avläsningar av en parameter, mäta elektroniskt och få en ögonblicklig datorutvärdering. Detta är naturligtvis möjligt men knappast någon besparing. Den tid det tar efter en ändring av en av flödesparametrarna innan avläsning kan ske,  $\approx 10$  min, är knappast användbar för operatören; vid den manuella avläsningen används en del av tiden för beräkning av koefficienterna på en enkel kalkylator.

#### 2.4 Mätprogram

I det preliminära mätprogram som gjordes upp vid planeringen av undersökningen bestämdes att testa de geometriska parametrarna, brunnsdiameter och sidoledningsdiameter, i tre värden. Med användande av standarddimensioner valdes sidoledningens diameter  $D_l$  till  $0,389D$ ,  $0,686D$  och  $D$ , där  $D$  är huvudledningens diameter,  $0,1438$  m. De tre brunnsdiametererna  $D_m$  valdes till  $1,7D$ ,  $2,6D$  och  $4,1D$ . (Vid mätningarna på fallet rak genomströmning utan sidoledning upptäcktes ett instabilitetsfenomen vid  $D_m = 2,6D$  vilket nödvändiggjorde test på ytterligare tre brunnsstorlekar, se nedan.)

I inledningen av undersökningen med brunn utan sidoleddning gjordes mätningar vid 5-6 flöden, motsvarande hastighetsområde 0,5 - 2,5 m/s, men senare då sidoleddningen anslöts reducerades mätningarna till tre flöden. Däremot undersöktes flera värden på förhållandet mellan sidoflöden och huvudflöde. (Från början koncentrerades mätningarna till att endast omfatta "rimliga" förhållanden mellan gradienten i sidoleddningen och huvudledningen. Senare gjordes kompletteringar för att täcka hela området  $Q = 0$  i sidoleddning till  $Q = 0$  i huvudledning.)

Vattendjupet i brunnen som mäts från u k huvudledning varierades i regel i 5-6 steg. Gången i mätningarna var sålunda sådan att det önskade flödet/flödesförhållandet ställdes in för antingen max- eller minimidjup i brunnen. Efter stabilisering och avläsning ändrades vattendjupet ett steg varvid flödet/flödena ändrades något men däremot inte förhållandet mellan flödena.

### 3 RESULTAT

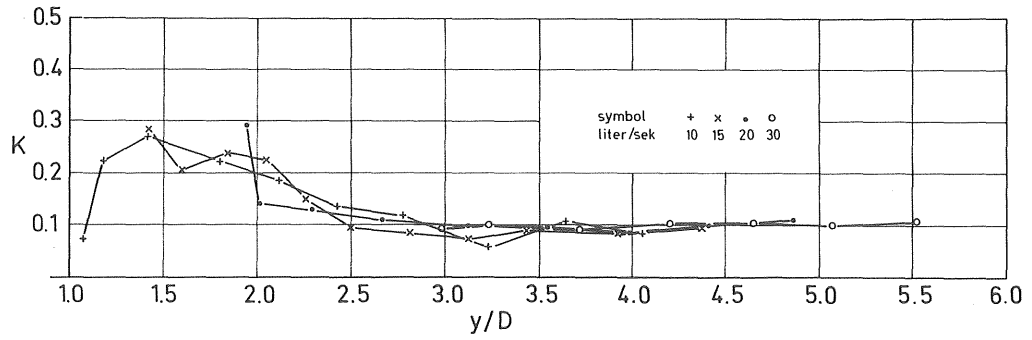
#### 3.1 Rak genomströmning utan sidoledning

##### 3.1.1 Allmänna observationer

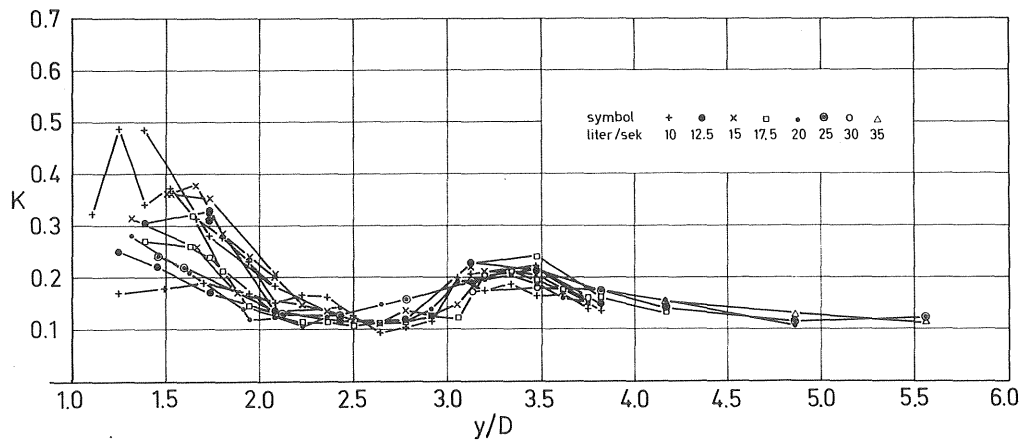
Laboratorieundersökningen inleddes med mätningar på brunnar med endast en rak, genomgående ledning. Eftersom modellbrunnarna var relativt dyra att framställa tillverkades de redan från början med en anslutning för sidoledning. Anslutningen proppades och sidoledningens anslutningskanal i brunnen fylldes med uretanplast så att huvudledningens genomgående kanal var obruten. Senare gjordes jämförande mätningar med sidoledningen fullt ansluten men utan vattenflöde, med det något överraskande resultatet att förlustkoefficienten praktiskt taget är opåverkad av att huvudkanalen inte är kontinuerlig.

Energiförlusten vid strömning genom brunnen påverkas naturligtvis mycket av hur strålen från uppströmsledningen styrs genom brunnen. Sålunda är förlusten större i brunnstyp I med en kanal vald endast till halva ledningsdiametern än i typ II där kanaldjupet är lika med ledningsdiametern. Förlusten ökar också med förhållandet mellan brunnsdiametern och ledningsdiametern, eftersom strålen då har längre sträcka att gå innan den når nedströmsledningen.

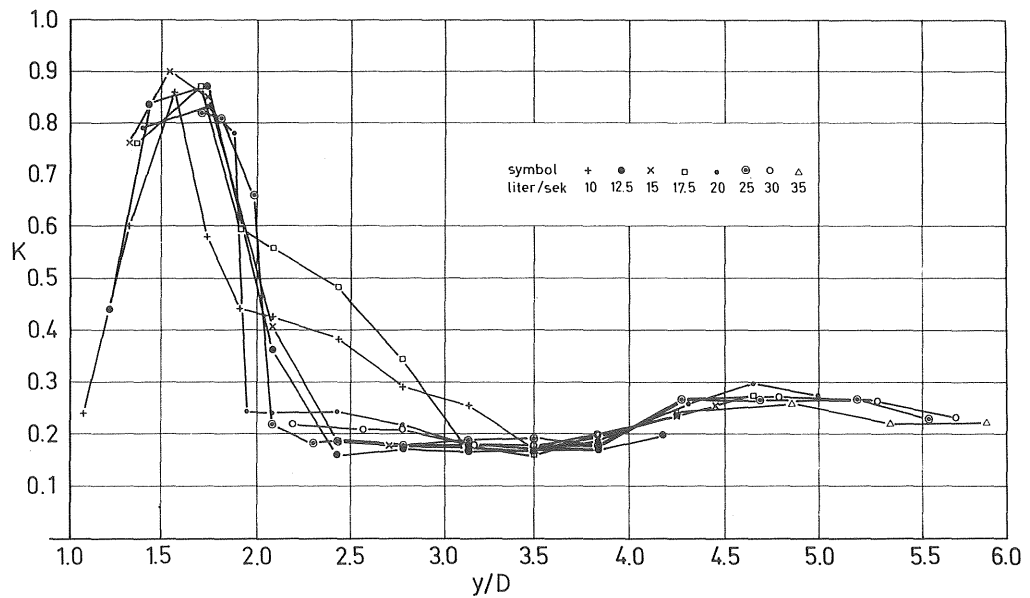
Den största påverkan av strömningsförlusten fås emellertid av hastighetskomponenter i brunnen riktade tvärs huvudriktningen och det är uppkomsten av dessa som utgör den största svårigheten att formulera någon generell teoretisk ansats. Strömning tvärs huvudriktningen sker i form av massvängningar i sidled och vid horisontell rotation, båda fenomenen uppkomna av någon form av instabilitet i strålens gång genom brunnen. Uppkomsten av instabil strömning påverkas av vallningsdjupet och förhållandet mellan brunnsdiametern och ledningsdiametern. Den mest regelmässiga "störnings"-komponenten var massvängningar i sidled som uppkom i djupintervallet  $(1-2,5) \times D$  och hade sin största effekt på förlustkoefficienten vid djupet  $\approx 1,6 D$ . Påverkans storlek var oberoende av strömningshastigheten. Se fig 4a-4c för brunnstyp I och fig 5a-5c för brunnstyp II. I den lägre delen av djupregistret före-



(a)

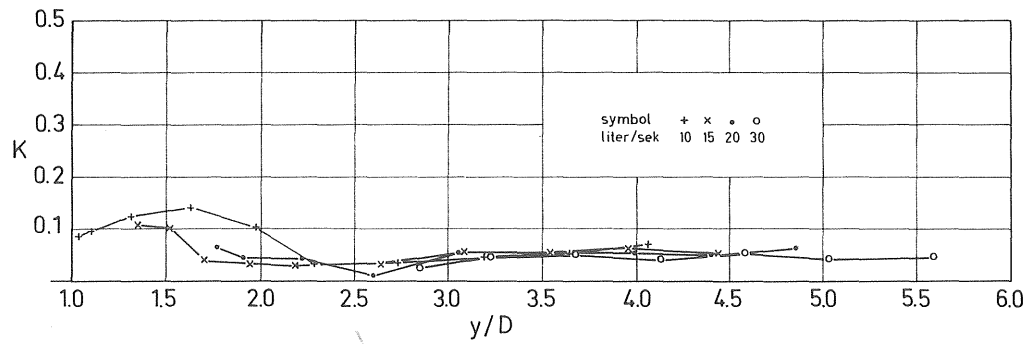


(b)

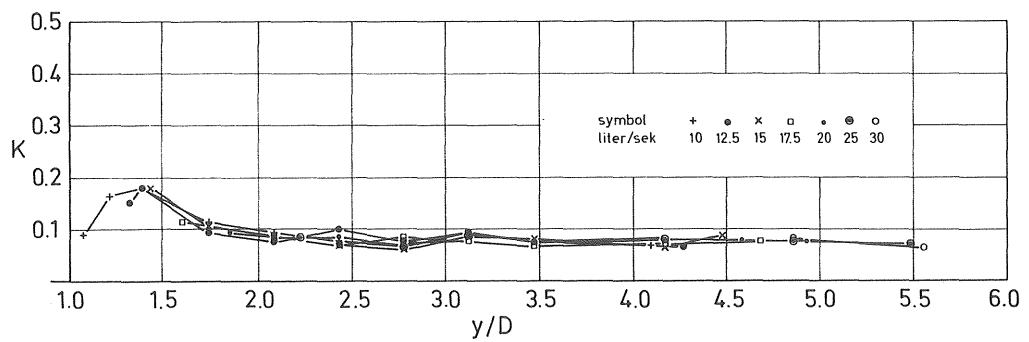


(c)

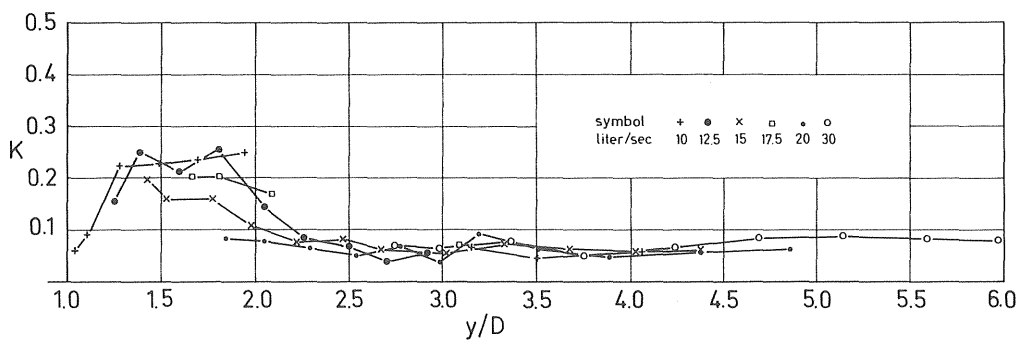
Fig 4 Uppmätta värden på  $K = f(y/D)$  för olika flöden.  
 Brunnstyp I.  
 a)  $D_m/D = 1,7$ , b)  $D_m/D = 2,6$ , c)  $D_m/D = 4,1$ .



(a)



(b)



(c)

Fig 5 Uppmätta värden på  $K = f(y/D)$  för olika flöden.  
 Brunnstyp II.  
 a)  $D_m/D = 2,1$ , b)  $D_m/D = 3,1$ , c)  $D_m/D = 4,1$ .



kom också längsgående svängningar och horisontell rotation, särskilt i de större brunnarna. Som synes kan förlustkoefficienten fyrubblas vid en måttlig ändring av vattendjupet.

Ett speciellt strömningsfenomen upptäcktes vid brunnstyp I,  $D_m = 2,6D$ . I ett djupområde  $2,1-2,8D$  kunde två helt olika strömningstyper uppkomma med stor variation i  $K$  som följd, se fig 6. Förutom det normala mönstret uppkom ibland spontant en mycket kraftig horisontell rotation vars effekt på förlustfaktorn var tydligt beroende av flödes hastigheten (den streckade kurvscharan i fig 6). Det visade sig att de olika strömningstyperna lätt kunde fås att uppstå genom att (med yttre medel) starta eller stoppa rotationen i brunnen. Det var emellertid endast vid brunnsdiametern  $2,6D$  som den uppkomna rotationen var stabil, dvs inte försvann av sig själv. (Det var vid upptäckten av detta fenomen som mätprogrammet fick utökas med ytterligare tre brunnsstorlekar). Sedermera gjordes försök med olika ytråheter i brunnen och det visade sig då att redan vid en rätt skalad råhet ( $k \approx 0,4$  mm i modellen) minskade "risk"-området för rotation radikalt och  $K$ -värdet blev också mindre. Däremot påverkades inte de andra strömningsmönstren med tillhörande  $K$ -värden. Hela fenomenet kan väl därför sägas ha mest teoretiskt intresse men visar att "resonanseffekter" kan uppstå vid speciella dimensionsförhållanden.

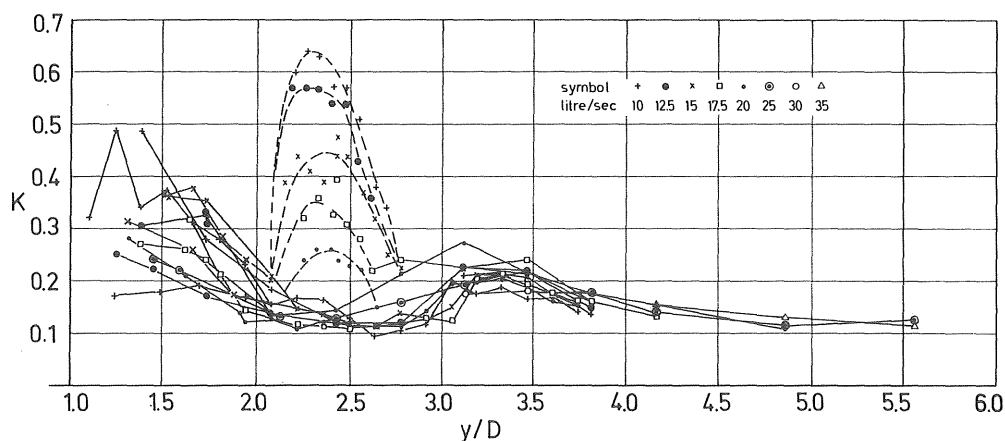
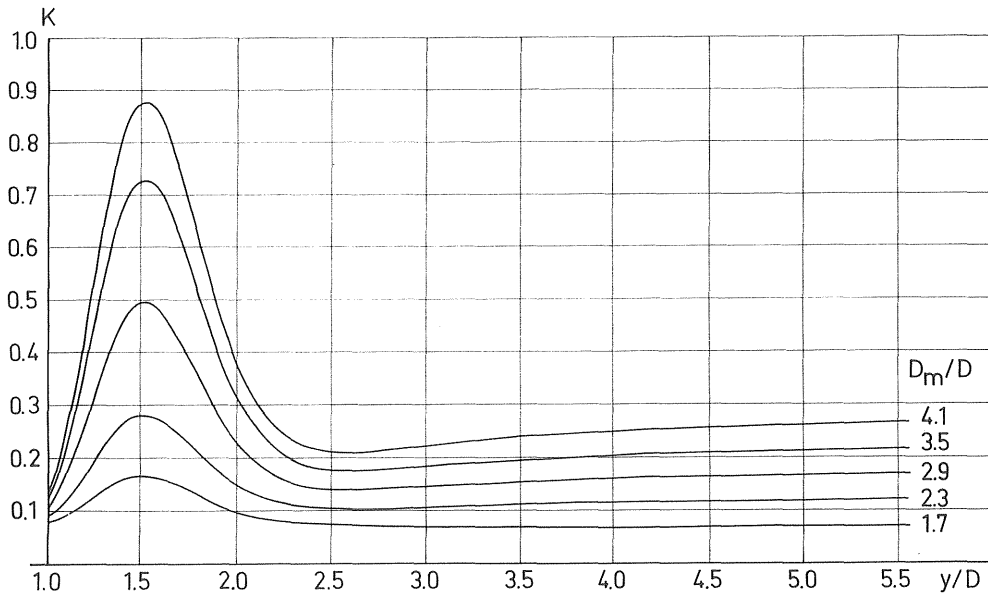


Fig 6 För  $D_m/D = 2,6$ , brunnstyp I, kunde två olika strömningstillstånd uppstå i djupintervallet  $2,1 < y/D < 2,8$  (helt dragna respektive streckade kurvor).

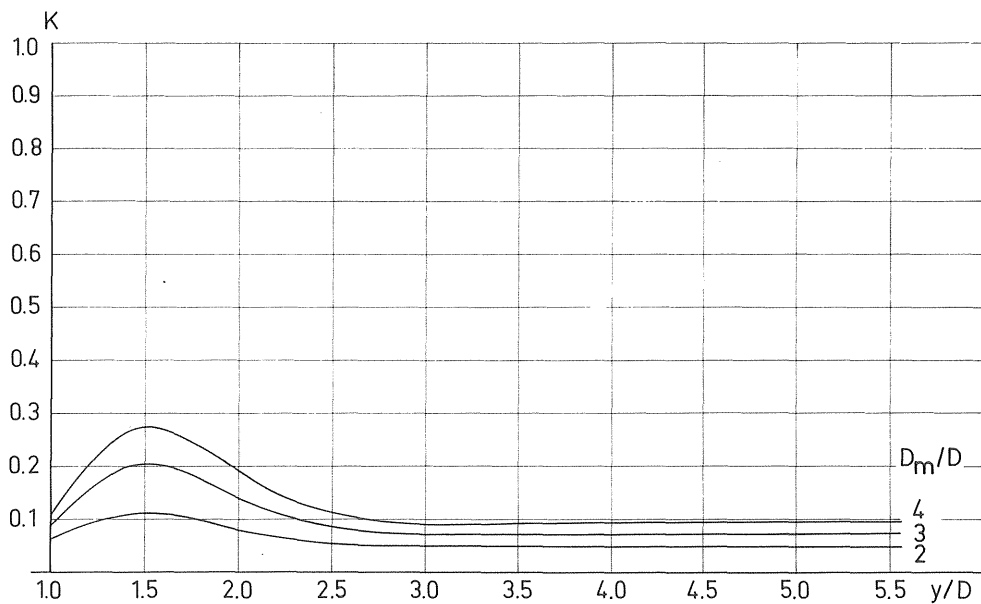
## 3.1.2 Empiriska funktioner

Som framgår av fig 4 och 5 varierar förlustkoefficienten  $K$  med relativa vattendjupet i brunnen,  $y/D$ , och med förhållandet mellan brunnsdiameter  $D_m$  och ledningsdiameter  $D$ . Sambanden är olika för de två undersökta brunnstyperna.

Fig 4 och 5 visar också att  $K$  varierar med flödet, men variationerna visar ingen tendens varför medelvärdena har skattats.



(a)



(b)

Fig 7  $K = f(y/D)$  enligt a) Ekvation (1), brunnstyp I,  
b) Ekvation (2), brunnstyp II.

Matematiska funktioner har anpassats till medelvärdena. De är giltiga inom området  $1,7 \leq D_m/D \leq 4,1$  och  $y/D > 1$ .

Brunnstyp I:

$$K = 0,07 + 0,083(D_m/D - 1,7) \tanh[0,5(y/D - 1)] + 0,4[1,1 + \tanh(D_m/D - 3)] \exp[-15(\ln y/1,5D)^2] \quad (1)$$

Brunnstyp II:

$$K = 0,04 + 0,025(D_m/D - 1,7) \tanh[0,5(y/D - 1)] + 0,1[1,35 + \tanh(D_m/D - 2,8)] \exp[-7(\ln y/1,5D)^2] \quad (2)$$

Funktionerna är uppritade i fig 7.

För  $y < D$  avtar  $K$  och är noll vid  $y = D/2$ .

### 3.1.3 Jämförelser med andra undersökningar

Innan laboratoriemätningarna startade vid CTH gjordes en litteraturinventering LINDVALL (1982) varvid endast en rapport kunde spåras som hade skiljt ut effekten av varierande vattendjup i fallet rak genomströmning. LIEBMANN (1970) redovisade visserligen inte mätresultaten i form av förlustkoefficientens,  $K$ , variation med relativa vattendjupet i brunnen  $y/D$ , men genom att kombinera mätdata från olika diagram kan man få fram de streckade kurvorna i fig 8. Liebman gjorde mätningar på endast en brunnsdiameter  $3,34D$ . För jämförelse är ekvationerna 1 och 2 med  $D_m/D = 3,34$  inritade heldragna i figuren. Den ringa spridningen i Liebmanns värden (och möjligen anledningen till avvikelserna från CTH's medelvärden) förklaras mycket av att värdena på flödes hastighet och vattenstånd är samhöriga, dvs varje vattenföring har testats vid endast ett vattenstånd och vice versa. Jämför med fig 4 och 5 där det framgår att varje kombination av  $Q$  och  $y/D$  ger sin speciella strömningsbild, med motsvarande  $K$ -värde, utan att några tendenser t ex med avseende på flödes hastighet kan skönjas. Den enda möjliga utvärderingen är då att uppskatta medelvärdet av  $K$  för olika  $Q$ .

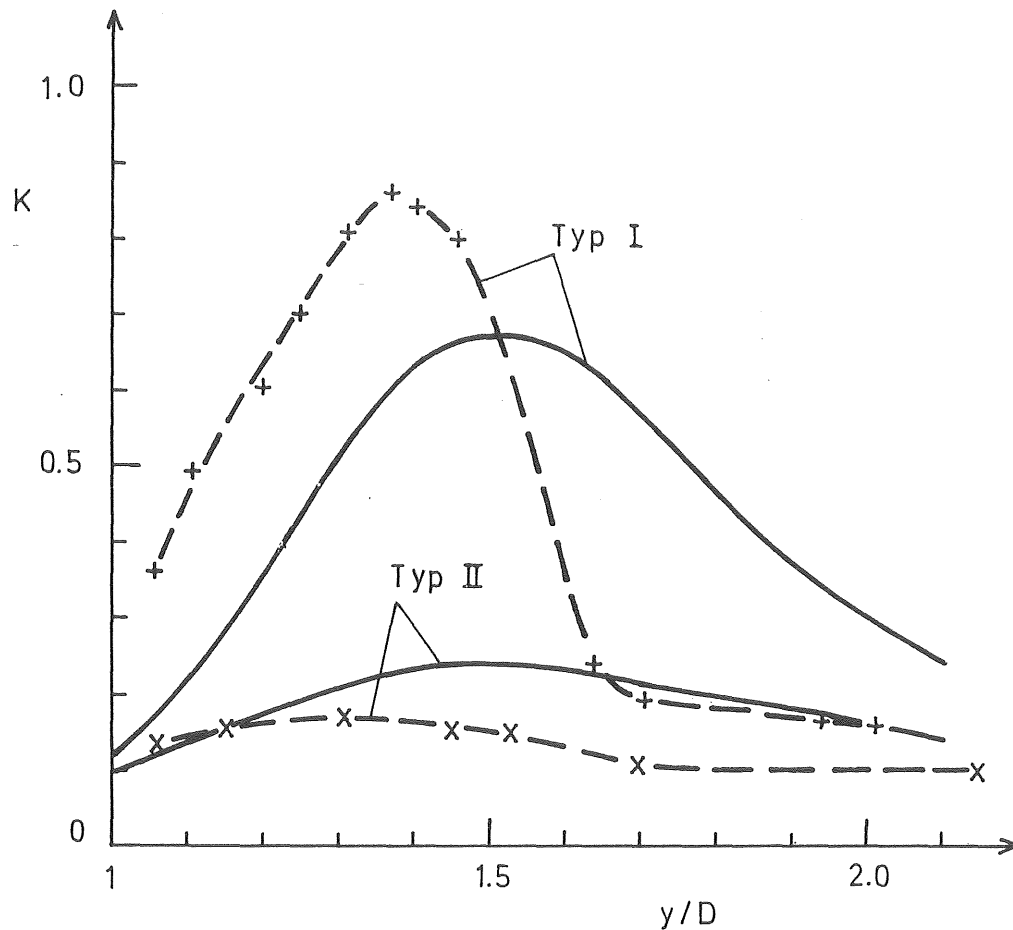


Fig 8  $K = f(y/D)$  beräknad från mätdata av LIEBMANN (streckade kurvor) och från ekvationerna (1) och (2) (heldragna kurvor).  $D_m/D = 3,34$ .

Mätdata av ARCHER m fl (1978) ger också möjlighet att urskilja variationen av  $K$  med  $y/D$  (även om författarna vid sin analys kom fram till att variationen var försumbar). Archer mätte endast vid  $D_m/D = 4,8$  och studerade endast brunnstyp II. Även här mättes endast samhöriga värden på  $Q$  och  $y/D$ , men överensstämmelsen, se fig 9, är påfallande.

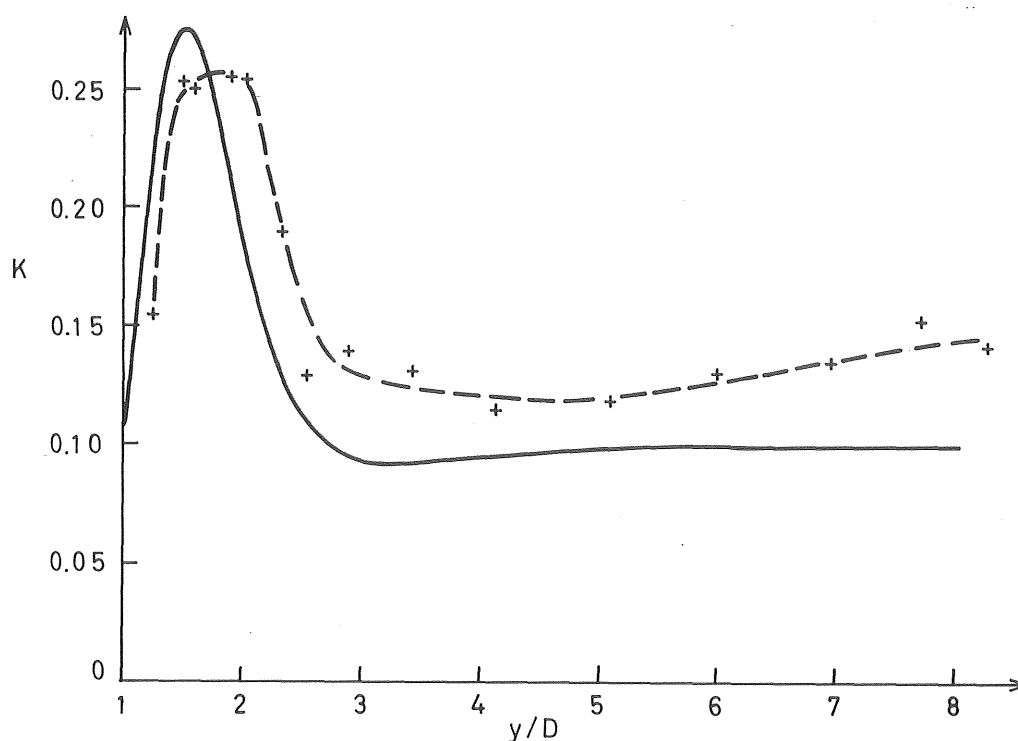


Fig 9  $K = f(y/D)$  beräknad från mätdata av ARCHER, m fl, brunnstyp II.  $D_m/D = 4,8$  (streckad kurva) och från ekvation (2)  $D_m/D = 4,1$  (heldragen kurva).

### 3.1.4 Excentriskt placerade brunnar

Prefabricerade brunnar utformas ibland med excentrisk placering på ledningen för att minska den erforderliga bredden i rörgravar med mer än en ledning.

Effekten av excentrisk placering har här inte undersökts systematiskt. Mätningar har gjorts på endast tre brunnar, alla med vallningsdjupet  $D$ :

$D_m = 4,0D$	excentricitet	$e = 50 \text{ mm} (= 0,35D)$
$D_m = 4,0D$		$e = 100 \text{ mm} (= 0,69D)$
$D_m = 2,8D$		$e = 50 \text{ mm} (= 0,35D)$

Mätresultaten visas i fig 10, där ekv 2 har ritats in som streckad kurva. Som synes blir förlustkoefficienten i stort sett fördubblad vid excentrisk genomströmning främst på grund av att rotation uppkommer i brunnen.

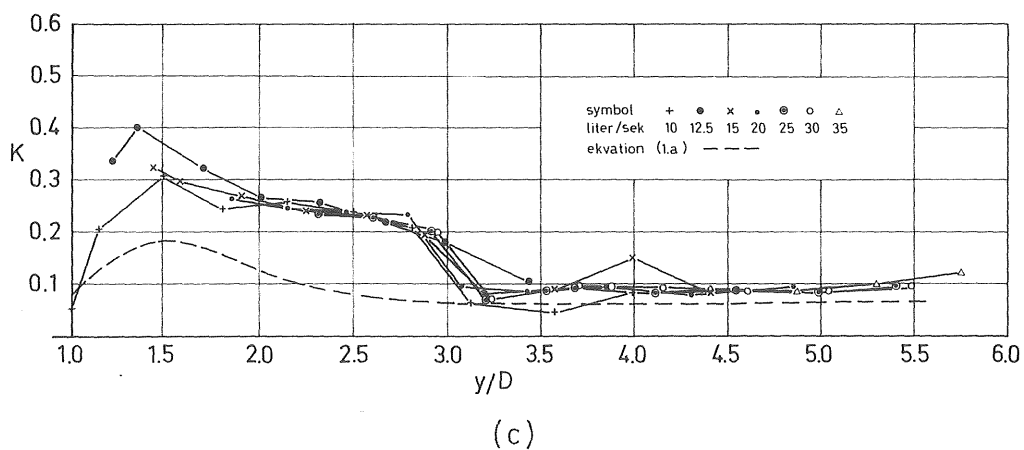
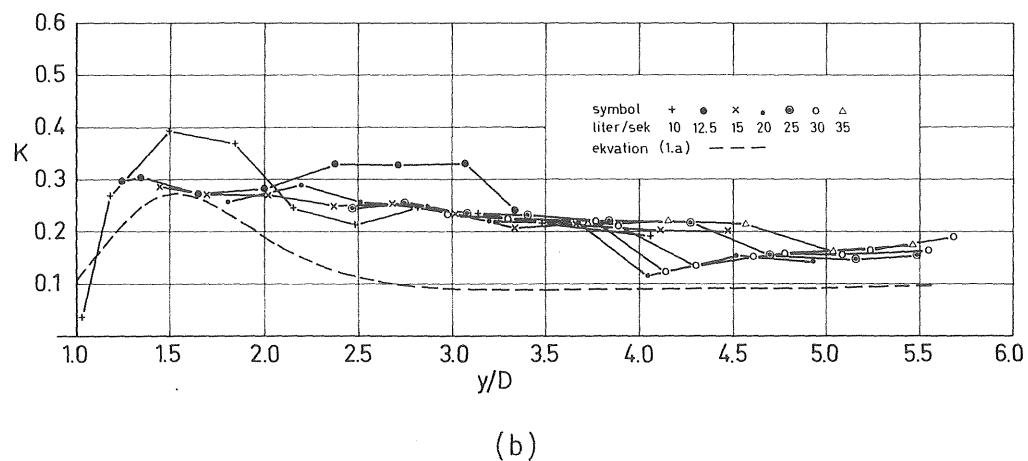
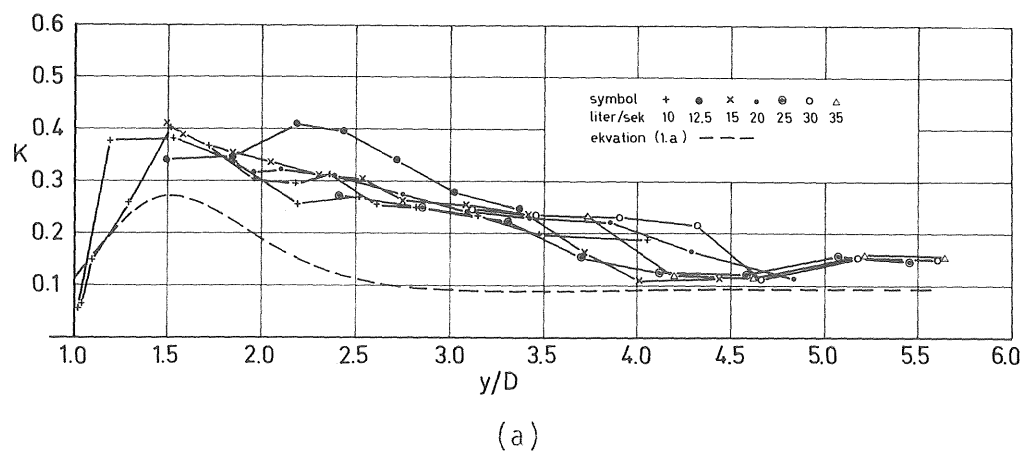


Fig 10  $K = f(y/D)$  för excentriskt placerad brunn, vallning 1,00D. a)  $D_m/D = 4,0$ ,  $e/D = 0,35$ ; b)  $D_m/D = 4,0$ ,  $e/D = 0,69$ ; c)  $D_m/D = 2,8$ ,  $e/D = 0,35$ . Streckad kurva visar ekvation (2).

### 3.2 Rak genomströmning och en 90° sidoleledning

#### 3.2.1 Allmänna observationer

Tillkomsten av ett sidoflöde vinkelrätt mot huvudriktningen har flera olika effekter på strömbilden i brunnen och därmed på förlustkoefficienterna. Den största påverkan uppkommer av att sidoflödet ger en avlänkande kraft på det raka flödet. Sidoflödet måste vrida 90° i brunnen vilket ger upphov till en rotationsströmning, som blir starkare allteftersom sidoflödet ökar i andel. Vid det fall att allt vatten kommer från sidoleddningen blir naturligtvis strömningen i brunnen synnerligen oregelbunden och förlustkoefficienten varierar kraftigt med  $y/D$  och  $Q$ , särskilt vid små vattendjup.

När flödes hastigheten i sidoleddningen är mindre än den i huvudledningen har sidoflödet en stabiliserande effekt på strömningen i brunnen, så tillvida att  $K$  varierar mindre med  $y/D$  än då sidoflödet är noll.

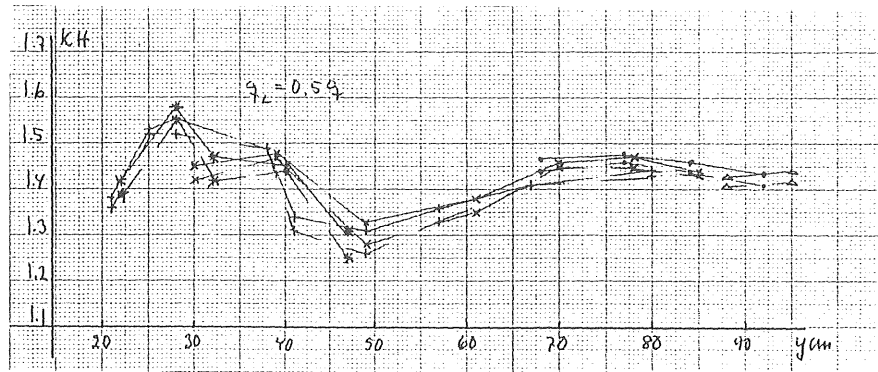
Exempel på mätresultat visas i fig 11.

Tryckdifferenskoefficienterna varierar med vattendjupet  $y$  på ungefär samma sätt som vid rak genomströmning. Variationerna är normalt mindre, med undantag för det fall att  $Q_u = 0$ . Det har inte varit mättekniskt möjligt att bestämma  $KH$  vid vattendjup i närheten av ledningsdiametern  $D$ , framför allt på grund av den icke-stationära strömning som inträder då luft sugas in i nedströmsledningen.

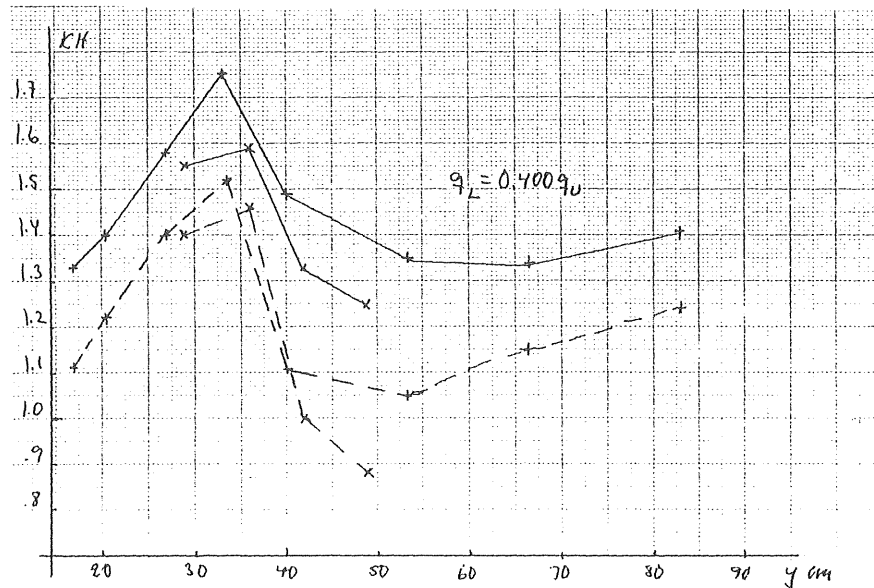
Vid den fortsatta utvärderingen har inga försök gjorts att särskilja effekten av parametern  $y/D$ . Medelvärdena har skattats varvid större vikt har lagts på värdena vid högre  $y/D$  eftersom variationen där är mindre.

#### 3.2.2 Jämförelse av mätdata med impuls betraktelse

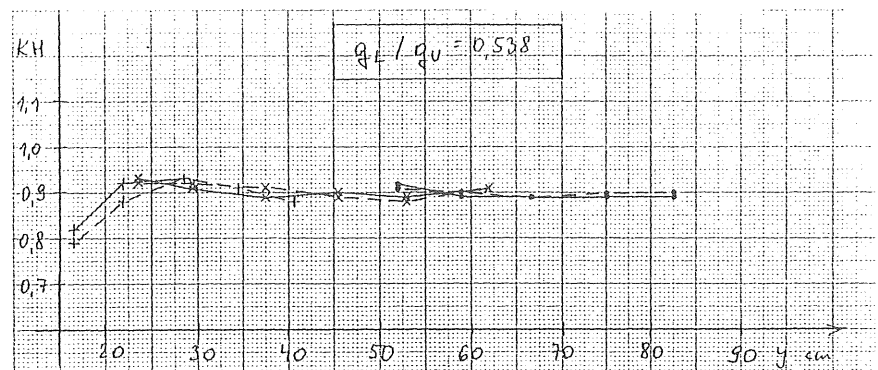
Om man gör följande antaganden om strömningen genom en brunn där nedströmsledningens area  $A_n \geq$  uppströmsledningens area  $A_u$ :



(a) Brunnstyp I;  $D_m = 2,6D$ ;  $D_l = D$ ;  $Q_u = 0,5Q$



(b) Brunnstyp I;  $D_m = 2,6D$ ;  $D_l = 0,389D$ ;  $Q_u = 0,714Q$



(c) Brunnstyp II;  $D_m = 2,6D$ ;  $D_l = D$ ;  $Q_u = 0,35Q$

Fig 11  $KH = f(y)$  för olika flödesfall.  
KHU heldragen kurva, KHL streckad kurva.



- trycknivån i brunnen är lika med trycknivån i inloppssektionen
- friktionskrafterna i strömningen genom brunnen försummas
- sidoflödet påverkar inte huvudflödet utan ökar bara massflödet i nedströmsledningen

så ger en impuls betraktelse i huvudströmningsriktningen:

$$\rho g H_u A_u - \rho g H_n A_n + \rho g H_u (A_n - A_u) = \rho Q_n v_n - \rho Q_u v_u$$

$$H_u - H_n = \frac{Q_n v_n - Q_u v_u}{g A_n} = \frac{v_n^2}{g} \left( 1 - \frac{Q_u^2}{Q_n^2} \cdot \frac{A_n}{A_u} \right)$$

$$KHU = \frac{H_u - H_n}{v_n^2 / 2g} = 2 \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \right)^2 \cdot \left( \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] \quad (3)$$

Särskilt vid låga flödes hastigheter i sidoleddningen bör trycket vid de båda uppströmsledningarnas inlopp i brunnen vara lika, dvs:

$$KHL = KHU$$

I tabell 1 redovisas alla uppmätta tryckdifferenskoefficienter som funktion av flödesfördelning, brunnsstorlek, brunnstyp och sidoleddningens diameter. Som jämförelse visas i kolumnen längst till höger tryckdifferenskoefficienter beräknade ur en impuls betraktelse enligt ovan med  $A_u = A_n$ . I tredje kolumnen redovisas förhållandet mellan sidoflödets och det raka uppströmsflödets impuls  $(Qv)_1 / (Qv)_u$ .

När det gäller mätvärdena kan bl a dessa tendenser avläsas:

- KHU och KHL ökar med  $Q_1 / Q_u$
- för  $v_1 \leq 0,5 v_u$  är KHU och KHL lika stora

Tabell 1 Uppmätta tryckdifferenskoefficienter. I kolumnen längst till höger koefficienter beräknade ur impulsbetraktelse.

$Q_1/Q_u$	$v_1/v_u$	$\frac{(Qv)_1}{(Qv)_u}$	Brunnstyp I						Brunnstyp II						KHL ur imp ekv
			$D_m/D = 1.7$		$D_m/D = 2.6$		$D_m/D = 4.1$		$D_m/D = 1.7$		$D_m/D = 2.6$		$D_m/D = 4.1$		
			KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	
$D_1/D = 1.000$															
0	0	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.250	0.250	0.063	0.67	0.69	0.72	0.73	0.76	0.76	0.60	0.61	0.61	0.62	0.69	0.69	0.72
0.539	0.539	0.291	1.00	1.02	1.10	1.12	1.18	1.18	0.89	0.89	0.90	0.90	1.01	1.01	1.16
1.000	1.000	1.000	1.29	1.23	1.41	1.36	1.51	1.48	1.15	1.08	1.17	1.12	1.22	1.21	1.50
1.857	1.857	3.448	1.51	1.39	1.62	1.54	1.61	1.57	1.35	1.18	1.29	1.21	1.36	1.33	1.76
4.000	4.000	16.000	1.58	1.42	1.66	1.53	1.65	1.55	1.38	1.19	1.35	1.18	1.47	1.35	1.92
$\infty$	$\infty$	$\infty$	1.6	1.3	1.7	1.6	1.7	1.6	1.36	1.04	1.40	1.12	1.50	1.35	2
$D_1/D = 0.686$															
0	0	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.100	0.212	0.021	0.37	0.37	0.42	0.42	0.54	0.54	0.33	0.33	0.35	0.35	0.42	0.42	0.35
0.259	0.550	0.142	0.72	0.72	0.83	0.83	0.98	0.98	0.64	0.62	0.65	0.65	0.76	0.76	0.74
0.366	0.778	0.285	0.88	0.82	1.06	1.02	1.25	1.22	0.80	0.70	0.85	0.83	0.94	0.93	0.93
0.518	1.101	0.570	1.05	0.94	1.28	1.20	1.43	1.40	0.97	0.77	0.95	0.87	1.07	1.05	1.13
0.732	1.555	1.138	1.24	1.06	1.50	1.39	1.55	1.51	1.12	0.84	1.08	0.99	1.19	1.16	1.33
1.000	2.125	2.125	1.40	1.14	1.60	1.47	1.57	1.51	1.20	1.00	1.20	1.15	1.28	1.35	1.50
1.800	3.825	6.885	1.72	1.30	1.74	1.48	1.67	1.53	1.37	1.06	1.51	1.29	1.34	1.42	1.75
$\infty$	$\infty$	$\infty$	1.93	1.25	1.95	1.38	1.9	1.8	1.65	1.00	1.7	1.2	1.2	1.4	2
$D_1/D = 0.389$															
0	0	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.0200	0.132	0.0026	0.14	0.14	0.20	0.20	0.27	0.24	0.11	0.11	0.13	0.13	0.19	0.15	0.08
0.0403	0.266	0.0107	0.21	0.21	0.27	0.27	0.42	0.39	0.20	0.20	0.20	0.20	0.26	0.21	0.15
0.0572	0.378	0.0216	0.27	0.29	0.33	0.33	0.47	0.47	0.23	0.27	0.26	0.26	0.32	0.30	0.21
0.0809	0.535	0.0433	0.34	0.33	0.47	0.47	0.64	0.64	0.30	0.34	0.34	0.36	0.42	0.40	0.25
0.1144	0.756	0.0865	0.45	0.39	0.63	0.58	0.86	0.79	0.37	0.39	0.41	0.41	0.50	0.46	0.39
0.1617	1.069	0.1729	0.59	0.47	0.79	0.67	1.07	0.95	0.44	0.48	0.55	0.51	0.61	0.57	0.52
0.255	1.685	0.430	0.84	0.63	1.07	0.92	1.31	1.13	0.53	0.56	0.60	0.77	0.71	0.71	0.73
0.400	2.643	1.057	1.11	0.70	1.38	1.12	1.43	1.16	0.64	0.84	0.74	1.16	0.97	0.97	0.98
$\infty$	$\infty$	$\infty$	3	1	3	1	3	1	0.5	3	1	7	1.5	0.5	2

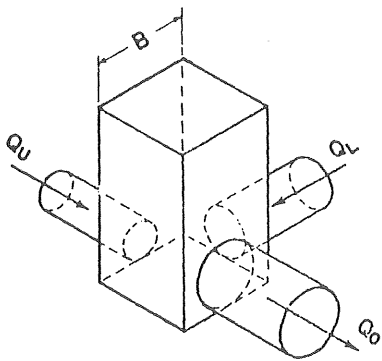
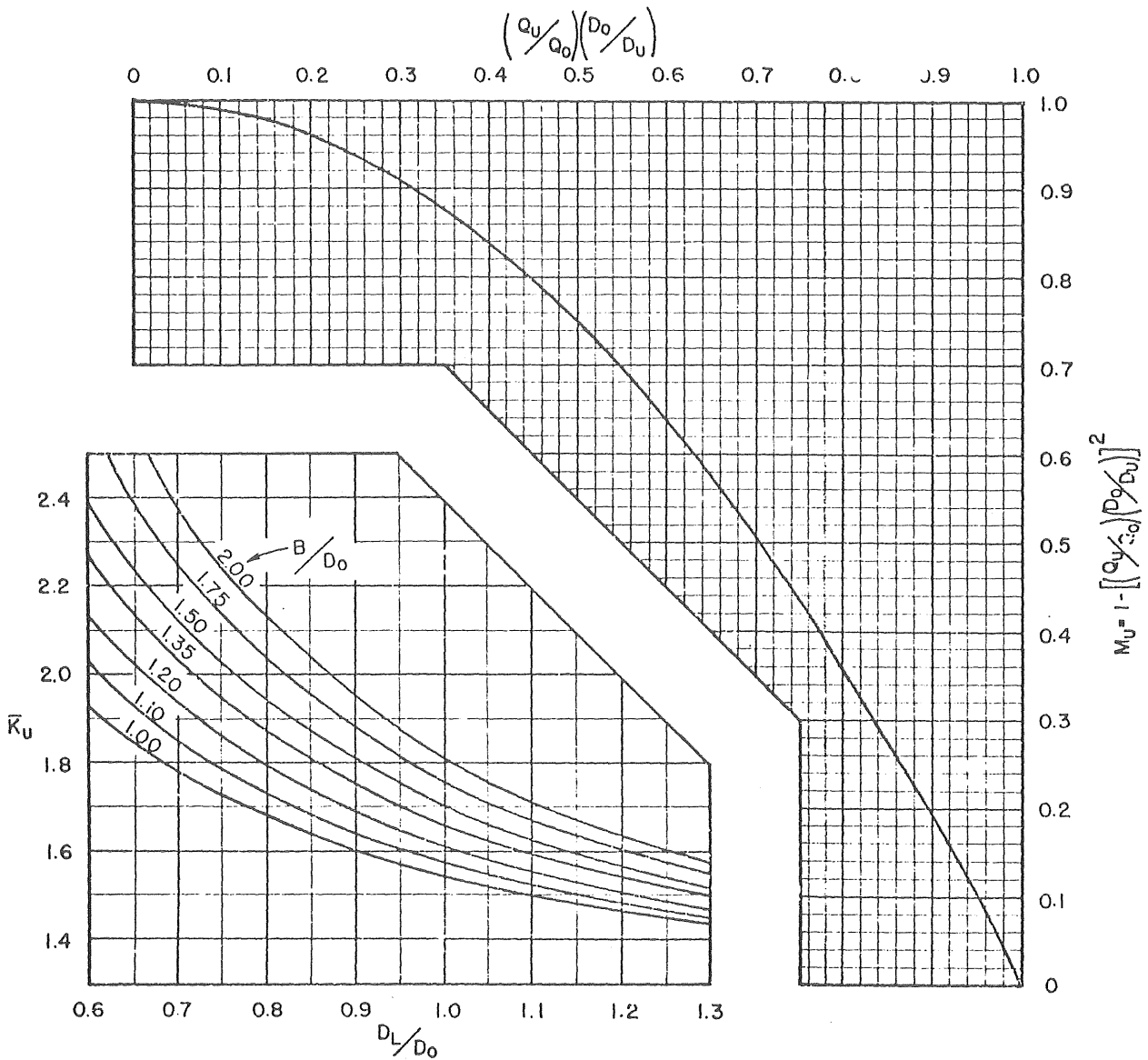
- för  $v_1 > 0,5 v_u$  ökar KHU mer än KHL  
(utom för brunnstyp II,  $D_1/D = 0,389$  och små  $D_m/D$   
brunnstyp II,  $D_1/D = 0,686$  och stora  $D_m/D$ )
- KHU och KHL ökar med  $D_m/D$  men inte entydigt för stora  $v_1/v_u$
- KHU och KHL är lägre för brunnstyp II än för typ I.

Jämförelse mellan mätvärden och värden beräknade ur en impuls-  
betraktelse ger:

- överensstämmelsen är relativt god vid låga värden på  
 $(Qv)_1/(Qv)_u$
- mätvärdena för brunnstyp II är genomgående lägre än de "teo-  
retiska" vilket bör förklaras av att sidoflödet styrs av den  
krökta vallningen till att ge ett impulstillskott
- mätvärdena för brunnstyp I ligger kring de "teoretiska", men  
är mindre än de teoretiska för  $D_1/D = 1$  och större för  
 $D_1/D = 0,389$
- eftersom den förenklade teorin inte tar  $D_1/D$ ,  $D_m/D$  och vall-  
ningsdjup i beaktande är överensstämmelsen med mätvärdena  
för dålig för att beräknade värden skall kunna användas

### 3.2.3 Jämförelse av mätdata med Missouriundersökningens Design Curves

Missouriundersökningen (ARCHER, m fl) var i huvudsak inriktad på  
rektangulära brunnar (med den korta dimensionen i huvudström-  
ningsriktningen) men omfattade också kvadratiska och cirkulära  
brunnar med liten dimension i förhållande till ledningsdiametern,  
 $D_m/D = 1,05 - 2,10$ . Både uppströms- och sidoledningens diameter  
varierades men inte vattendjupet som endast angivits till att  
vara större än  $2D$ . Brunnarna hade inga vallade kanaler men olika  
typer av ledskärmar testades. Antalet mätningar per testad para-  
meter tycks ha varit mycket få vad gäller kvadratiska och cirku-  
lära brunnar.



Elevation Sketch

To find  $K_U$  for the upstream main, first read  $\bar{K}_U$  from the lower graph. Next determine  $M_U$ . Then

$$K_U = \bar{K}_U \times M_U$$

For manholes with deflectors at  $0^\circ$  to  $15^\circ$ , read  $\bar{K}_U$  on curve for  $B/D_0 = 1.0$

Use this chart for round manholes also.

For rounded entrance to outfall pipe, reduce chart values of  $\bar{K}_U$  by 0.2 for combining flow.

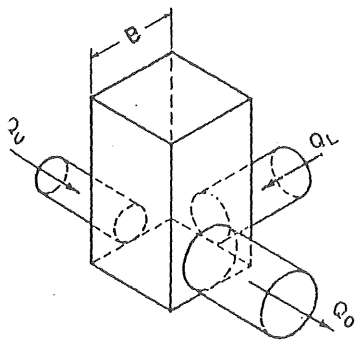
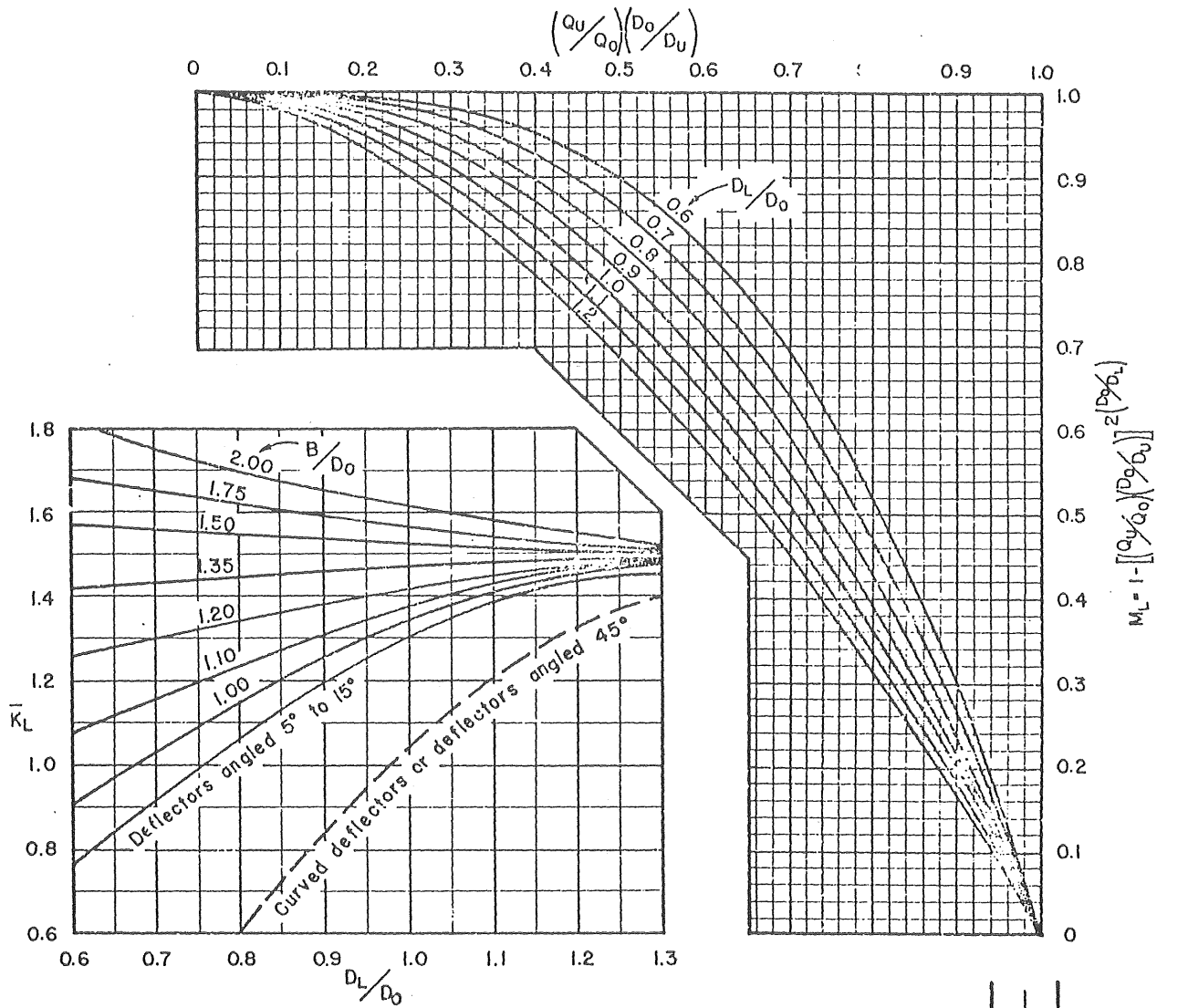
For deflectors refer to sketches on Chart 8.

For  $Q_U/Q_0 \times D_0/D_U > 1$  use Chart 10

For  $D_L/D_0 < 0.6$  use Chart 10

$$h_U = K_U \frac{V_0^2}{2g}$$

Fig 12 Beräkning av  $K_{HU}$  ( $K_U$ ) enligt ARCHER, m fl.



Elevation Sketch

To find  $K_L$  for the lateral pipe, first read  $\bar{K}_L$  from the lower graph. Next determine  $M_L$ . Then

$$K_L = \bar{K}_L \times M_L$$

Dashed curve for curved or 45° angle deflectors applies only to manholes without upstream in-line pipe.

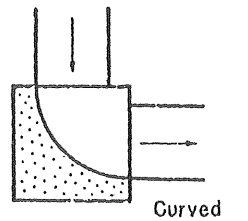
Use this chart for round manholes also.

For rounded entrance to cutfall pipe, reduce chart values of  $\bar{K}_L$  by 0.2 for combining flow.

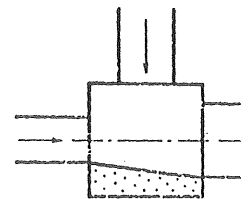
For  $Q_u/Q_0 \times D_0/D_u > 1$  use Chart 10.

For  $D_L/D_0 < 0.6$  use Chart 10.

$$h_L = K_L \frac{V_0^2}{2g}$$



Curved



Angled

Plan of Deflectors

Fig 13 Beräkning av KHL ( $K_L$ ) enligt ARCHER, m fl.

Med utgångspunkt från samband erhållna ur impulsbetraktelsen konstruerades kurvor för bestämning av empiriska koefficienter, se fig 12 och 13.

Ur fig 12 och 13 beräknade värden för  $D_m/D = 1,7$ ,  $D_1/D = 1$  respektive 0,686, jämförs i tabell 2 med våra mätvärden. Överensstämmelsen är god för brunnstyp I vid  $D_1/D = 1$ , i övrigt ligger våra mätvärden lägre, vilket bör bero på skillnaderna i brunninteriörerna.

Tabell 2 Uppmätta tryckdifferenskoefficienter och koefficienter ur Missouriundersökningens Design Curves.

$Q_1/Q_u$	$Q_u/Q$	CTH-mätning				Missouri	
		Typ I		Typ II		KHU	KHL
		KHU	KHL	KHU	KHL		
$D_L/D = 1.000$							
0	1	0.07		0.04		0.12	0
0.250	0.80	0.67	0.69	0.60	0.61	0.63	0.56
0.539	0.65	1.00	1.02	0.89	0.89	1.00	0.90
1.000	0.50	1.29	1.23	1.15	1.08	1.30	1.17
1.857	0.35	1.51	1.39	1.35	1.18	1.52	1.37
4.000	0.20	1.58	1.42	1.38	1.19	1.66	1.50
$\infty$	0	1.6	1.3	1.36	1.04	1.73	1.56
$D_L/D = 0.686$							
0	1	0.07		0.04		0.12	0
0.100	0.909	0.37	0.37	0.33	0.33	0.39	0.40
0.259	0.794	0.72	0.72	0.64	0.62	0.83	0.80
0.366	0.732	0.88	0.82	0.80	0.70	1.05	0.98
0.518	0.659	1.05	0.94	0.97	0.77	1.27	1.15
0.732	0.577	1.24	1.06	1.12	0.84	1.50	1.31
1.000	0.500	1.40	1.14	1.20	1.00	1.69	1.42
1.800	0.357	1.72	1.30	1.37	1.06	1.96	1.56
$\infty$	0	1.93	1.25	1.65	1.00	2.25	1.64

### 3.2.4 Jämförelse av mätdata med empiriska ekvationer för slutna system

Det kan vara intressant att jämföra energiförlusterna i brunnar med de som uppkommer i rörförgreningar i helt slutna system. Flera undersökningar av dessa relateras av MILLER (1971). Gardel formulerade empiriska ekvationer, baserade på egna försök, som även tycks stämma ganska bra på andra mätningar:

$$KEL = -0,92(Q_u/Q)^2 - (Q_1/Q)^2 [(1,2-r^{\frac{1}{2}})(\cos\theta/a-1) + 0,8(1-1/a^2) - (1-a)\cos\theta/a] + (2-a) \cdot Q_1/Q \cdot Q_u/Q$$

$$KEU = 0,03(Q_u/Q)^2 - (Q_1/Q)^2 [1 + (1,62-r^{\frac{1}{2}})(\cos\theta/a-1) - 0,38(1-a)] + (2-a) \cdot Q_1/Q \cdot Q_u/Q$$

där

$$a = (D_1/D)^2$$

$\theta$  = vinkel mellan sidoleddning och huvudledning

$r$  = faktor som tar hänsyn till avrundningen i anslutningen av sidoröret

KEL och KEU är energiskillnadskoefficienter och relateras till tryckskillnadskoefficienter enligt:

$$KHL = KEL + 1 - (Q_1/Q \cdot A/A_1)^2$$

$$KHU = KEU + 1 - (Q_u/Q \cdot A/A_u)^2$$

Med  $\theta = 90^\circ$  och  $r = 0$  jämförs Gardels ekvationer med våra mätvärden i tabell 3. Man kan se att Gardels värden ligger nära mätvärdena för brunnstyp II,  $D_m/D = 1,7$  (utom för stora  $v_1/v_u$ ) vilket de också bör göra. Formeln för KHL ger stora fel för  $Q_u$  nära noll, för små  $D_1/D$ .

Tabell 3 Uppmätta tryckdifferenskoefficienter och koefficienter ur Gardels ekvationer med  $\theta = 90^\circ$ ,  $r = 0$  och  $A_U/A = 1$ .

$Q_1/Q_U$	$Q_U/Q$	$Q_1/Q$	Brunnstyp I						Brunnstyp II						GARDEL $r^{1/2} = 0$	
			$D_m/D = 1.7$		$D_m/D = 2.6$		$D_m/D = 4.1$		$D_m/D = 1.7$		$D_m/D = 2.6$		$D_m/D = 4.1$		KHU	KHL
			KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL
$D_1/D = 1.000$																
0	1	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0.03	0.08
0.250	0.80	0.20	0.67	0.69	0.72	0.73	0.76	0.76	0.60	0.61	0.61	0.62	0.69	0.69	0.56	0.58
0.539	0.65	0.35	1.00	1.02	1.10	1.12	1.18	1.18	0.89	0.89	0.90	0.90	1.01	1.01	0.89	0.86
1.000	0.50	0.50	1.29	1.23	1.41	1.36	1.51	1.48	1.15	1.08	1.17	1.12	1.22	1.21	1.16	1.07
1.857	0.35	0.65	1.51	1.39	1.62	1.54	1.61	1.57	1.35	1.18	1.29	1.21	1.36	1.33	1.37	1.20
4.000	0.20	0.80	1.58	1.42	1.66	1.53	1.65	1.55	1.38	1.19	1.35	1.18	1.47	1.35	1.52	1.25
$\infty$	0	1	1.6	1.3	1.7	1.6	1.7	1.6	1.36	1.04	1.40	1.12	1.50	1.35	1.62	1.20
$D_1/D = 0.686$																
0	1	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0.03	0.08
0.100	0.909	0.0909	0.37	0.37	0.42	0.42	0.54	0.54	0.33	0.33	0.35	0.35	0.42	0.42	0.33	0.36
0.259	0.794	0.206	0.72	0.72	0.83	0.83	0.98	0.98	0.64	0.62	0.65	0.65	0.76	0.76	0.67	0.65
0.366	0.732	0.268	0.88	0.82	1.06	1.02	1.25	1.22	0.80	0.70	0.85	0.83	0.94	0.93	0.84	0.77
0.518	0.659	0.341	1.05	0.94	1.28	1.20	1.43	1.40	0.97	0.77	0.95	0.87	1.07	1.05	1.02	0.89
0.732	0.577	0.433	1.24	1.06	1.50	1.39	1.55	1.51	1.12	0.84	1.08	0.99	1.19	1.16	1.22	0.99
1.000	0.500	0.500	1.40	1.14	1.60	1.47	1.57	1.51	1.20	1.00	1.20	1.15	1.28	1.35	1.35	1.03
1.800	0.357	0.643	1.72	1.30	1.74	1.48	1.67	1.53	1.37	1.06	1.51	1.29	1.34	1.42	1.57	1.03
$\infty$	0	1	1.93	1.25	1.95	1.38	1.9	1.8	1.65	1.00	1.7	1.2	1.2	1.4	1.82	0.50
$D_1/D = 0.389$																
0	1	0	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0.03	0.08
0.0200	0.9804	0.01961	0.14	0.14	0.20	0.20	0.27	0.24	0.11	0.11	0.13	0.13	0.19	0.15	0.10	0.15
0.0403	0.9613	0.03874	0.21	0.21	0.27	0.27	0.42	0.39	0.20	0.20	0.20	0.20	0.26	0.21	0.17	0.21
0.0572	0.9459	0.05411	0.27	0.29	0.33	0.33	0.47	0.47	0.23	0.27	0.26	0.26	0.32	0.30	0.23	0.25
0.0809	0.9252	0.07485	0.34	0.33	0.47	0.47	0.64	0.64	0.30	0.34	0.34	0.36	0.42	0.40	0.30	0.29
0.1144	0.8973	0.1027	0.45	0.39	0.63	0.58	0.86	0.79	0.37	0.39	0.41	0.41	0.50	0.46	0.40	0.34
0.1617	0.8608	0.1392	0.59	0.47	0.79	0.67	1.07	0.95	0.44	0.48	0.55	0.51	0.61	0.57	0.52	0.38
0.255	0.7968	0.2032	0.84	0.63	1.07	0.92	1.31	1.13	0.53	0.56	0.60	0.77	0.71	0.71	0.72	0.37
0.400	0.7143	0.2857	1.11	0.70	1.38	1.12	1.43	1.16	0.64	0.84	0.74	1.16	0.97	0.97	0.96	0.23
$\infty$	0	1	3	1	3	1	3	1	0.5	3	1	7	1.5	0.5	1.94	-7.33



### 3.2.5 Mätresultaten sammanfattade i matematiska funktioner

I föregående kapitel jämfördes mätresultaten med en enkel teoretisk betraktelse, med mätningar på ovallade brunnar samt med mätningar på knutpunkter utan brunnskonstruktion. Alla jämförelserna påvisar likheter men skillnaderna är ändå så stora att ingen jämförelsemetod direkt kan användas.

Med utgångspunkt från sambandet  $KH = 2[1-(Q_u/Q)^2]$  erhållet ur den enkla impulsbetraktelsen, och med hjälp av regressionsanalys har matematiska funktionen anpassats till mätresultaten.

Brunnstyp I (vallningsdjup =  $D/2$ ):

$$KHU = 0,08D_m/D - 0,07 + 1,47(D_1/D - 0,191)^{-0,3}[1-(Q_u/Q)^2] \quad (4a)$$

$$KHL = 0,10D_m/D - 0,10 + (1,288 + 0,604 \cdot Q_u/Q)[1-(Q_u/Q)^2] \quad (4b)$$

Brunnstyp II (vallningsdjup =  $D$ ):

$$KHU = 0,024D_m/D + 0,475[3,331 - (D_1/D - 0,418)^2][1-(Q_u/Q)^2]; \quad (5a)$$

$$KHL = 0,07 + 0,133(D_m/D + 10,1)[1-(Q_u/Q)^2] - 0,575[1-(Q_u/Q)^2]^{3,5}; \quad (5b)$$

Ekv (4) och (5) ger samma värden för  $Q_u=Q$  som ekv (1) och (2) ger för stora  $y/D$ .

Formlerna kan användas inom följande parameterområden:

$$\begin{aligned} 1,5 < D_m/D < 4 \\ 0,4 < D_1/D < 1 \\ 0 < Q_u/Q < 1 \end{aligned}$$

Överensstämmelsen är dålig vid  $D_1/D = 0,389$  och  $Q_u \cong 0$  men här var även mätonoggrannheten och spridningen i mätresultaten störst. (Lägg också märke till att tryckskillnaden definitions-mässigt sätts i proportion till hastigheten i nedströmsledningen,

inte till den betydligt högre hastighetshöjden i det sidoflöde som går in i brunnen.)

Man kan observera att sidoledningens diameter  $D_1$  inte ingår i uttrycken för KHL och att brunnsdiametern  $D_m$  har relativt liten inverkan på samtliga koefficienter.

### 3.2.6 Tryckdifferens kontra energiförlust

De uppmätta och beräknade koefficienterna beskriver tryckdifferensen mellan uppströms ledningar och nedströmsledningen och är alltså inte något direkt mått på energiförlusterna vid strömningen genom brunnen. (I de fall där uppströmsledningens diameter är mindre än nedströmsledningens får man ofta högre tryck i nedströmsledningen utan att därför energiförlusten är negativ.)

Nedan görs en analys för att särskilja energiförlusten från den totala tryckdifferensen.

Om vi använder trycknivån i nedströmsledningens uppströmsände som referensnivå, blir trycknivån uppströms brunnen definitions- mässigt:

$$H_u = KHU \cdot \frac{v_u^2}{2g} \quad \text{i huvudledningen}$$

$$H_1 = KHL \cdot \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{i sidoledningen}$$

Motsvarande energinivåer är:

$$E_u = H_u + \frac{v_u^2}{2g} = [KHU + \left(\frac{v_u}{v}\right)^2] \cdot \frac{v^2}{2g} = \left[\left(\frac{Q_u}{Q}\right)^2 \cdot \left(\frac{D_u}{D}\right)^{-4} + KHU\right] \cdot \frac{v^2}{2g};$$

$$E_1 = H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = [KHL + \left(\frac{v_1}{v}\right)^2] \cdot \frac{v^2}{2g} = \left[\left(\frac{Q_1}{Q}\right)^2 \cdot \left(\frac{D_u}{D}\right)^{-4} + KHL\right] \cdot \frac{v^2}{2g};$$

$$E = \frac{v^2}{2g}; \quad \text{i nedströmsledningen}$$

Totala effektförlusten i brunnen är:

$$\Delta P = \rho g (E_u \cdot Q_u + E_l \cdot Q_l - E \cdot Q);$$

Efter insättning och division med  $\rho g Q \frac{v^2}{2g}$  fås brunnens energiförlustkoefficient:

$$\frac{\Delta P}{\rho g Q v^2 / 2g} = [KHU + \left(\frac{Q_u}{Q}\right)^2 \cdot \left(\frac{D_u}{D}\right)^{-4}] \frac{Q_u}{Q} + [KHL + \left(\frac{Q_l}{Q}\right)^2 \cdot \left(\frac{D_l}{D}\right)^{-4}] \frac{Q_l}{Q} - 1;$$

I en (fiktiv) brunn där strömningen är helt fri från energiförluster och där de inkommande flödena inte påverkas av varandra eller av brunnskonstruktionen, bestäms trycket i inloppssektionerna av vattendjupet i brunnen. Dessa förhållanden ger  $\Delta P = 0$  respektive  $KHL = KHU$  och vi kan beräkna:

$$KHO = 1 - \left(\frac{Q_u}{Q}\right)^3 \cdot \left(\frac{D_u}{D}\right)^{-4} - \left(\frac{Q_l}{Q}\right)^3 \cdot \left(\frac{D_l}{D}\right)^{-4}; \quad (6)$$

Om vi minskar de uppmätta tryckdifferenskoefficienterna  $KHU$  och  $KHL$  med  $KHO$  bör vi få en rest vars storlek enbart bestäms av energiförluster och inbördes påverkan av flödena.

Värdet av  $KHO$  visas i tabell 4. Det framgår klart att energiförlusterna  $KHU-KHO$ ,  $KHL-KHO$  ökar kraftigt när sidoleadningens andel i totala flödet ökar.

Tabell 4 Värden av KHO enligt ekvation (6) tillsammans med uppmätta tryckdifferenskoefficienter, KHU och KHL. KHU-KHO och KHL-KHO beskriver inverkan av energiförluster och inbördes påverkan.

Q <sub>u</sub> /Q	Brunnstyp I						Brunnstyp II						KHO
	D <sub>m</sub> /D = 1.7		D <sub>m</sub> /D = 2.6		D <sub>m</sub> /D = 4.1		D <sub>m</sub> /D = 1.7		D <sub>m</sub> /D = 2.6		D <sub>m</sub> /D = 4.1		
	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	
D <sub>1</sub> /D = 1.000													
1	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.80	0.67	0.69	0.72	0.73	0.76	0.76	0.60	0.61	0.61	0.62	0.69	0.69	0.48
0.65	1.00	1.02	1.10	1.12	1.18	1.18	0.89	0.89	0.90	0.90	1.01	1.01	0.68
0.50	1.29	1.23	1.41	1.36	1.51	1.48	1.15	1.08	1.17	1.12	1.22	1.21	0.75
0.35	1.51	1.39	1.62	1.54	1.61	1.57	1.35	1.18	1.29	1.21	1.36	1.33	0.68
0.20	1.58	1.42	1.66	1.53	1.65	1.55	1.38	1.19	1.35	1.18	1.47	1.35	0.48
0	1.6	1.3	1.7	1.6	1.7	1.6	1.36	1.04	1.40	1.12	1.50	1.35	0
D <sub>1</sub> /D = 0.686													
1	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.909	0.37	0.37	0.42	0.42	0.54	0.54	0.33	0.33	0.35	0.35	0.42	0.42	0.25
0.794	0.72	0.72	0.83	0.83	0.98	0.98	0.64	0.62	0.65	0.65	0.76	0.76	0.46
0.732	0.88	0.82	1.06	1.02	1.25	1.22	0.80	0.70	0.85	0.83	0.94	0.93	0.52
0.659	1.05	0.94	1.28	1.20	1.43	1.40	0.97	0.77	0.95	0.87	1.07	1.05	0.53
0.577	1.24	1.06	1.50	1.39	1.55	1.51	1.12	0.84	1.08	0.99	1.19	1.16	0.44
0.500	1.40	1.14	1.60	1.47	1.57	1.51	1.20	1.00	1.20	1.15	1.28	1.35	0.31
0.357	1.72	1.30	1.74	1.48	1.67	1.53	1.37	1.06	1.51	1.29	1.34	1.42	-0.25
0	1.93	1.25	1.95	1.38	1.9	1.8	1.65	1.00	1.7	1.2	1.2	1.4	-3.52
D <sub>1</sub> /D = 0.389													
1	0.07		0.14		0.26		0.04		0.06		0.10		0
0.9804	0.14	0.14	0.20	0.20	0.27	0.24	0.11	0.11	0.13	0.13	0.19	0.15	0.06
0.9613	0.21	0.21	0.27	0.27	0.42	0.39	0.20	0.20	0.20	0.20	0.26	0.21	0.11
0.9459	0.27	0.29	0.33	0.33	0.47	0.47	0.23	0.27	0.26	0.26	0.32	0.30	0.15
0.9252	0.34	0.33	0.47	0.47	0.64	0.64	0.30	0.34	0.34	0.36	0.42	0.40	0.19
0.8973	0.45	0.39	0.63	0.58	0.86	0.79	0.37	0.39	0.41	0.41	0.50	0.46	0.23
0.8608	0.59	0.47	0.79	0.67	1.07	0.95	0.44	0.48	0.55	0.51	0.61	0.57	0.24
0.7968	0.84	0.63	1.07	0.92	1.31	1.13	0.53	0.56	0.60	0.77	0.71	0.71	0.13
0.7143	1.11	0.70	1.38	1.12	1.43	1.16	0.64	0.84	0.74	1.16	0.97	0.97	-0.38
0	3	1	3	1	3	1	0.5	3	1	7	1.5	0.5	-42.7

#### 4 TRYCKDIFFERENSKOEFFICIENTER FÖR ANDRA FALL ÄN DE EXPERIMENTELLT UNDERSÖKTA

De mätningar som gjorts vid CTH har behandlat endast två flödesfall, dvs en rak huvudledning med och utan en  $90^\circ$  sidoredning. Den stora mängden mätdata som erhållits visar tydligt det komplexa strömningsmönstret i brunnen och därmed sammanhängande variation i värdet på tryckdifferenskoeficienterna. De mest regelbundna variationerna har kunnat uttryckas i matematiska formler med några olika parametrar. De oregelbundna variationerna finns dolda som spridning kring medelvärden, bestämda dels vid utvärderingen av varje enskilt mätvärde dels vid regressionsanalysen av värdemängderna. I avsaknad av en teoretisk ansats blir alltså koeficientbestämningen till stor del ett statistiskt problem, dvs säkerheten i resultatet är i princip proportionellt mot antalet mätdata.

För att undersöka effekten av ytterligare en parameter (t ex uppströmsledningens diameter) i ett värde blir i stort sett volymen mätdata fördubblad. En sådan arbetsinsats har bedömts som orimlig, i stället görs nedan ett försök att kombinera detaljkännedomen om de två undersökta fallen med den enkla teoretiska ansatsen och med Missouriundersökningens resultat.

##### 4.1 Rak ledning genom en brunn där uppströmsledningens diameter är mindre än nedströmsledningens

Bernoullis ekvation tillämpad på strömningen från uppströms brunnen till nedströms ger vid horisontell ledning:

$$\alpha_u v_u^2/2g + H_u = \alpha_n \cdot v_n^2/2g + H_n + H_E \quad *)$$

där  $\alpha$  är en faktor vars värde beror på hastighetsfördelningen och  $H_E$  är energiförlusten i brunnen.

Om  $\alpha_u$  sätts lika med  $\alpha_n$  blir:

---

\*) I beräkningen i detta kapitel har nedströmsledningen förklarhetens skull getts index n.

$$H_u - H_n = KHU \cdot v_n^2/2g = \left[1 - \left(\frac{v_u}{v_n}\right)^2 + \frac{H_E}{v_n^2/2g}\right] v_n^2/2g$$

$$KHU = 1 - (A_n/A_u)^2 + KEU$$

Om energiförlustkoefficienten är mindre än  $(A_n/A_u)^2 - 1$  uppstår alltså tryckåterhämtning, dvs trycket blir högre nedströms brunnen än uppströms.

Om vi tillämpar ansatsen i kapitel 3.2.2 att trycknivån i brunnen är lika med trycknivån i uppströmsledningen blir:

$$KHU = 2[1 - A_n/A_u]$$

och

$$KEU = 1 - 2(A_n/A_u) + (A_n/A_u)^2 = [A_n/A_u - 1]^2$$

Denna ansats stämmer ganska väl med de modelltester som gjordes i Missouriundersökningen på ovalade, rektangulära brunnar.

Energiförlusten i en sluten, konisk övergång med de dimensionsförhållanden som är aktuella i en brunn ligger på ungefär 25% av ovanstående teoretiska värden och för  $D_u/D_n > 0,7$  är förlusten oberoende av  $D_m/D_n$  (se t ex MILLER). Å andra sidan visade våra mätningar för  $D_u/D_n = 1$  en energiförlust på  $0,08D_m/D_n - 0,07$  för brunnstyp I och  $0,024D_m/D_n$  för brunnstyp II.

Sammanfattningsvis kan energiförlusten approximeras till:

$$\text{Brunnstyp I: } KEU = 0,08D_m/D_n - 0,07 + 0,6(A_n/A_u - 1)^2; \quad (7)$$

$$\text{Brunnstyp II: } KEU = 0,024D_m/D_n + 0,4(A_n/A_u - 1)^2; \quad (8)$$

Motsvarande uttryck för tryckdifferenskoefficienten blir:

$$KHU = 1 - (A_n/A_u)^2 + KEU;$$

Formlerna gäller för  $0,7 \leq D_u/D_n \leq 1$ .

I ovanstående uttryck finns inte inverkan av vattendjupet i brunnen beskriven, som fallet var i de empiriska sammanfattningarna av våra mätningar för  $D_u = D_n$ . Djupberoendet borde vara mindre vid  $D_u < D_n$  eftersom strålen genom brunnen då har utrymme för en viss expansion, men osäkerheten för små vattendjup framför allt för brunnstyp I är ganska stor.

#### 4.2 Samma som 4.1 plus en 90° sidoleledning

De empiriska sammanfattningarna av våra mätningar för  $D_u = D_n$  utgick från en enkel teoretisk ansats som ledde till sambandet:

$$KHU = KHL = 2 \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] \quad (3)$$

Detta samband korrigerades sedan med empiriska uttryck som tog hänsyn till sidoleddningens diameter, brunnsdiametern och brunnstyp. I tabell 5-8 undersöks om samma korrektioner kan användas för  $D_u < D_n$ ; beräkningarna har gjorts för  $D_u = 0,8D_n$ ;  $D_m = 1,7D_n$ . Ekvationerna i kapitel 3.2.5 har använts med den kompletteringen att

$$\left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \right)^2 \cdot \left( \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] \text{ har använts i stället för } \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \right)^2 \right]$$

Vid en jämförelse av skillnaderna mellan CTH-värden och Missouri-värden vid  $D_u = D_n$  respektive  $D_u = 0,8D_n$  så är tendenserna desamma med undantag för KHL för  $D_l = 0,686D_n$ . Avvikelserna är emellertid så begränsade att våra empiriska formler bör kunna användas med godtagbar noggrannhet.

Tabell 5 Jämförelse mellan värden på KHU, brunnstyp I, beräknade från CTH-mätningar och Missouriundersökningen för  $D_u = D_n$  och  $D_u = 0.8D_n$ .  $D_m = 1.7D_n$ .

$Q_u/Q_n$	$D_u = D_n$		$D_u = 0.8D_n$	
	CTH	Miss	CTH	Miss
$D_l = D_n$				
1	0.07	0.12		
0.80	0.65	0.63	0.07	0.00
0.65	0.97	1.00	0.60	0.59
0.50	1.24	1.30	1.03	1.04
0.35	1.44	1.52	1.34	1.40
0.20	1.57	1.66	1.55	1.62
0	1.63	1.73	1.65	1.73
$D_l = 0.686D_n$				
1	0.07	0.12		
0.909	0.38	0.39		
0.794	0.74	0.83	0.09	0.02
0.732	0.91	1.05	0.36	0.38
0.659	1.09	1.27	0.66	0.72
0.577	1.28	1.50	0.95	1.08
0.500	1.43	1.69	1.18	1.37
0.357	1.65	1.96	1.53	1.80
0	1.88	2.25	1.90	2.25



Tabell 6 Jämförelse mellan värden på KHL, brunnstyp I, beräknade från CTH-mätningar och Missouriundersökningen för  $D_u = D_n$  och  $D_u = 0.8D_n$ .  $D_m = 1.7D_n$ .

$Q_u/Q_n$	$D_u = D_n$		$D_u = 0.8D_n$	
	CTH	Miss	CTH	Miss
$D_l = D_n$				
1				
0.80	0.71	0.56	0.07	0.00
0.65	1.04	0.90	0.64	0.55
0.50	1.26	1.17	1.04	0.95
0.35	1.39	1.37	1.28	1.26
0.20	1.42	1.50	1.39	1.47
0	1.36	1.56	1.36	1.56
$D_l = 0.686D_n$				
1				
0.909	0.39	0.40		
0.794	0.72	0.80	0.10	0.05
0.732	0.87	0.98	0.35	0.28
0.659	1.02	1.15	0.61	0.54
0.577	1.16	1.31	0.86	0.79
0.500	1.26	1.42	1.04	1.00
0.357	1.38	1.56	1.27	1.31
0	1.36	1.64	1.36	1.64

Tabell 7 Jämförelse mellan värden på KHU, brunnstyp II, beräknade från CTH-mätningar och Missouriundersökningen för  $D_u = D_n$  och  $D_u = 0.8D_n$ .  $D_m = 1.7D_n$ .

$Q_u/Q_n$	$D_u = D_n$		$D_u = 0.8D_n$	
	CTH	Miss	CTH	Miss
$D_l = D_n$				
1	0.04	0.12		
0.80	0.55	0.63	0.04	0.00
0.65	0.86	1.00	0.52	0.59
0.50	1.11	1.30	0.91	1.04
0.35	1.29	1.52	1.19	1.40
0.20	1.41	1.66	1.37	1.62
0	1.46	1.73	1.46	1.73
$D_l = 0.686D_n$				
1	0.04	0.12		
0.909	0.31	0.39		
0.794	0.61	0.83	0.06	0.02
0.732	0.76	1.05	0.29	0.38
0.659	0.92	1.27	0.54	0.72
0.577	1.07	1.50	0.78	1.08
0.500	1.20	1.69	0.98	1.37
0.357	1.39	1.96	1.28	1.80
0	1.59	2.25	1.59	2.25

Tabell 8

Jämförelse mellan värden på KHL, brunnstyp II, beräknade från CTH-mätningar och Missouriundersökningen för  $D_u = D_n$  och  $D_u = 0.8D_n$ .  $D_m = 1.7D_n$ .

$Q_u/Q_n$	$D_u = D_n$		$D_u = 0.8D_n$	
	CTH	Miss	CTH	Miss
$D_1 = D_n$				
1				
0.80	0.62	0.56	0.07	0.00
0.65	0.89	0.90	0.59	0.55
0.50	1.04	1.17	0.92	0.95
0.35	1.08	1.37	1.07	1.26
0.20	1.08	1.50	1.08	1.47
0	1.06	1.56	1.06	1.56
$D_1 = 0.686D_n$				
1				
0.909		0.40		
0.794	0.63	0.80	0.09	0.05
0.732	0.76	0.98	0.32	0.28
0.659	0.88	1.15	0.56	0.54
0.577	0.98	1.31	0.78	0.79
0.500	1.04	1.42	0.92	1.00
0.357	1.08	1.56	1.06	1.31
0	1.06	1.64	1.06	1.64

Brunnstyp I:

$$KHU = 1,47 \left( \frac{D_1}{D_n} - 0,191 \right)^{-0,3} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] + 0,08 \frac{D_m}{D_n} - 0,07 \quad (9a)$$

$$KHL = \left( 1,288 + 0,604 \frac{Q_u}{Q_n} \right) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] + 0,10 \frac{D_m}{D_n} - 0,10 \quad (9b)$$

Brunnstyp II:

$$KHU = 0,475 \left[ 3,331 - \left( \frac{D_1}{D_n} - 0,418 \right)^2 \right] \cdot \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] + 0,024 \frac{D_m}{D_n} \quad (10a)$$

$$KHL = 0,07 + 0,133 \left( \frac{D_m}{D} + 10,1 \right) \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] - \\ - 0,575 \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right]^{3,5}; \quad (10b)$$

Formlerna kan användas för  $0,7 \leq D_u/D_n \leq 1$  och  $0,7 \leq D_1/D_n \leq 1$ .

#### 4.3 Samma som 4.2 plus en motstående sidoleddning

Detta fall är ganska sällsynt förekommande i praktiken och är enligt författarens kännedom inte experimentellt undersökt av någon. Följande slutsats bör emellertid vara rimlig och användbar i det fall att brunnen har tre tillopp och ett avlopp.

Om flödet i den raka, genomgående ledningen är dominerande bör samma enkla teoretiska ansats gälla som använts ovan, dvs

$$KH = 2 \left[ 1 - \left( \frac{Q_u}{Q_n} \cdot \frac{D_n}{D_u} \right)^2 \right] \cdot C \quad (11)$$

gäller för samtliga uppströmsledningarna.

Värdet av C bör vara  $\approx 1,0$  för brunnstyp I och kanske  $\approx 0,75$  för brunnstyp II.

När flödet i den raka uppströmsledningen är mindre än hälften av totala flödet blir osäkerheten i bedömningarna alltför stor.

## 5 REFERENSER

- Archer, B., Bettes, F., Colyer, P.J., 1978: Head losses and air entrainment at surcharged manholes. Report No. IT 185, Hydraulics Research Station, Wallingford, England.
- Dick, T.M., Marsalek, J., 1985: Manhole head losses in drainage hydraulics. Seminar A. 21st IAHR Congress, Melbourne, Australien.
- Liebmann, H., 1970: Der Einfluss von Einsteigschächten auf den Abflussvorgang in Abwasserkanälen. Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis. Erich Schmidt Verlag.
- Lindvall, G., 1982: Energiförluster i ledningsbrunnar. Litteraturstudie. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen. Meddelande nr 65, Göteborg.
- Lindvall, G., 1984: Head losses at surcharged manholes with a main pipe and a 90° lateral. Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, vol 1, Göteborg.
- Marsalek, J., 1981: Energy losses at straight-flow-through sewer junctions. Research Report No. 111. Research program for the abatement of municipal pollution under provisions of the Canada-Ontario agreement on great lakes water quality. Training and Technology Transfer Division, Environmental Protection Service, Environment Canada, Ottawa, Ontario, KIA 1C8.
- Miller, D.S., 1971: Internal flow. A guide to losses in pipe and duct systems. The British Hydromechanics Research Association, Cranfield, Bedford, England.
- Sangster, W.M., Wood, H.W., Smerdon, E.T., Bossy, H.G., 1958: Pressure changes at storm drain junctions. Bulletin, University of Missouri, Engineering Experiment Station, No. 41, USA.

Meddelande:

- nr 1 Urbaniseringsprocessens inverkan på ytvattenavrinning och grundvattenbildning. Lägesrapporter (1972-07-01 - 1973-03-01). 1973. 100 sidor. (Utgången)
- nr 2 Leif Carlsson: Grundvattenavsänkning Del 1. Evaluering av akviferers geohydrologiska data med hjälp av provpumpningsdata. 1973. 67 sidor.
- nr 3 Leif Carlsson: Grundvattenavsänkning Del 2. Evaluering av lågpermeabla lagars hydrauliska diffusivitet med hjälp av provpumpningsdata. 1973. 17 sidor.
- nr 4 Viktor Arnell: Nederbördsräknare. En sammanställning av några olika räknartyper. 1973. 39 sidor. (Utgången)
- nr 5 Viktor Arnell: Intensitets-varaktighetskurvor för häftiga regn i Göteborg under 45-årsperioden 1926-1971. 1974. 68 sidor.
- nr 6 Urbaniseringsprocessens inverkan på ytvattenavrinning och grundvattenbildning. Lägesrapporter (1973-03-01 - 1974-02-01). 1974. 167 sidor.
- nr 7 Olov Holmstrand, Per O Wedel: Ingenjörsgelogiska kartor - litteraturstudier. 1974. 55 sidor. (Utgången)
- nr 8 Anders Sjöberg: Interim Report. Mathematical Models for Gradually Varied Unsteady Free Flow. Development and Discussion of Basic Equations. Preliminary Studies of Methods for Flood Routing in Storm Drains. 1974. 74 sidor. (Utgången)
- nr 9 Olov Holmstrand (red.): Seminarium om ingenjörsgelogiska kartor. 1974. 38 sidor. (Utgången)
- nr 10 Viktor Arnell, Börje Sjölander: Mätning av nederbördsintensiteter i Göteborgsregionen. Stationsbeskrivning. 1974. 53 sidor. (Utgången)
- nr 11 Per-Arne Malmquist, Gilbert Svensson: Dagvattnets beskaffenhet och egenskaper. Sammanställning av utförda dagvattenundersökningar i Stockholm och Göteborg 1969-1972. Engelsk sammanfattning. 1974. 46 sidor. (Utgången)
- nr 12 Viktor Arnell, Sven Lyngfelt: Interimrapport. Beräkningsmodell för simulering av dagvattenflöde inom bebyggda områden. Geohydrologiska forskningsgruppen i samarbete med VA-verket i Göteborg. 1975. 50 sidor.
- nr 13 Viktor Arnell, Sven Lyngfelt: Nederbörds-avrinningsmätningar i Bergsjön, Göteborg 1973-1974. 1975. 92 sidor.
- nr 14 Per-Arne Malmquist, Gilbert Svensson: Delrapport. Dagvattnets sammansättning i Göteborg. Engelsk sammanfattning. 1975. 73 sidor.
- nr 15 Dagvatten. Uppsatser presenterade vid konferens om urban hydrologi i Sarpsborg 1975. 1976. 33 sidor. Följande uppsatser ingår:  
Arnell V. Beräkningsmetod för analys av dagvattenflödet inom ett urbant område.  
Lyngfelt S. Nederbörds-avrinningsstudier i Bergsjön, Göteborg.  
Sjöberg A. CTH-ledningsnätmodell DAGVL-A.  
Svensson G. Dagvattnets sammansättning, inverkan av urbanisering. (Utgången)
- nr 16 Grundvatten. Uppsatser presenterade vid konferens om urban hydrologi i Sarpsborg 1975. 1976. 43 sidor. Följande uppsatser ingår:  
Andréasson L, Cederwall K. Rubbningar av grundvattenbalansen i urbana områden.  
Carlsson L. Djupinfiltration i slutna akviferer.  
Torstensson B-A. Följder av grundvattensänkning inom lerområden.  
Wedel P. Exempel på dränering av jordlager på grund av tunnelbyggande. (Utgången)
- nr 17 Olov Holmstrand, Per Wedel: Markvattenundersökningar i ett urbant område. 1976. 127 sidor.
- nr 18 Göran Ejdeling: Beräkningsmodeller för prognos av grundvattenförhållanden. 1978. 130 sidor.
- nr 19 Viktor Arnell, Jan Falk, Per-Arne Malmquist: Urban Storm Water Research in Sweden. 1977. 30 sidor.
- nr 20 Viktor Arnell: Studier av amerikansk dagvattenteknik. Resa i december 1976. 1977. 64 sidor.
- nr 21 Leif Carlsson: Reserapport från studieresa i USA samt deltagande i 2nd International Symposium on Land Subsidence in Anaheim, USA. 29 nov-17 dec 1976. 1977. 61 sidor.

- nr 22 Per O Wedel: Grundvattenbildning, samspelet jordlager och berggrund. Exemplifierat från ett försöksområde i Angered. 1978. 130 sidor.
- nr 23 Viktor Arnell: Nederbördsdata vid dimensionering av dagvattensystem med hjälp av detaljerade beräkningsmodeller. En inledande studie. 1977. 29 sidor.
- nr 24 Leif Carlsson, Klas Cederwall: Urbaniseringsprocessens inverkan på ytvattenavrinning och grundvattenbildning. Geohydrologisk forskning vid CTH, Sektion V, under perioden 1972-75. 1977. 17 sidor.
- nr 25 Lars O Ericsson (red.): Lokalt omhändertagande av dagvatten. Delrapport från första verksamhetsåret 1976-02-01 - 1977-01-31. 1977. 120 sidor.
- nr 26 Ann-Carin Andersson, Jan Berntsson: Kontrollerad grundvattenbalans genom djupinfiltration. En inventering av djupinfiltrationsprojekt. 1978. 273 sidor.
- nr 27 Anders Eriksson, Per Lindvall: Lokalt omhändertagande av dagvatten. Resultatredovisning av enkät rörande drift och konstruktion av perkolationsanläggningar. 1978. 126 sidor.
- nr 28 Olov Holmstrand (red.): Lokalt omhändertagande av dagvatten. Delrapport nr 2 från perioden 1977-02-01 - 1977-11-30. 1978. 69 sidor.
- nr 29 Leif Carlsson: Djupinfiltrationsstudier i Angered. 1978. 70 sidor.
- nr 30 Lars O Ericsson: Infiltrationsprocessen i en dagvattenmodell. Teori, Undersökning, Mätning och Utvärdering. 1978. 45 sidor.
- nr 31 Lars O Ericsson, Permeabilitetsbestämning i fält vid perkolationsmagasin. Dimensionering. 1978. 15 sidor.
- nr 32 Lars O Ericsson, Stig Hård: Infiltrationsundersökningar i stadsdelen Ryd, Linköping. 1978. 145 sidor.
- nr 33 Jan Hällgren, Per-Arne Malmquist: Urban Hydrology Research in Sweden 1978. Swedish Coordinating Committee for Urban Hydrology Research. 1978. 14 sidor.
- nr 34 Bo Lind, Göte Nordin: Geohydrologi och vegetation i Dalen 5, Karlskoga. 1978. 63 sidor.
- nr 35 Eivor Bucht, Bo Lind: Metodfrågor vid naturanpassad stadsplanering - erfarenheter från studie i Karlskoga. 1978. 65 sidor.
- nr 36 Anders Sjöberg, Jan Lundgren, Thomas Asp, Henriette Melin: Manual för ILLUDAS (version S2). Ett datorprogram för dimensionering och analys av dagvattensystem. 1979. 67 sidor.
- nr 37 Per-Arne Malmquist m fl: Papers on Urban Hydrologi 1977-78. 99 sidor.
- nr 38 Viktor Arnell, Per-Arne Malmquist, Bo-Göran Lindquist, Gilbert Svensson: Uppsatser om Dagvattenteknik. 1978. 30 sidor.
- nr 39 Bo Lind: Dagvatteninfiltration - förutsättningar inom ett bergsområde, Östra Gårdsten i Göteborg. 1979. 32 sidor.
- nr 40 Per-Arne Malmquist (red.): Geohydrologiska forskningsgruppen 1972-78. Sammanställning av uppnådda resultat. 1979. 96 sidor. Kostnadsfri.
- nr 41 Gilbert Svensson, Kjell Øren: Planeringsmodeller för avloppssystem. NIVA-modellen tillämpad på Torslanda avrinningsområde. 1979. 71 sidor.
- nr 42 Per-Arne Malmquist (red.): Infiltrera dagvatten. Diskussioner och figurer från CTH-seminarium 1979-04-20. 1979. 86 sidor.
- nr 43 Bo Lind: Dagvatteninfiltration - perkolationsanläggning i Halmstad. 1979. 58 sidor.
- nr 44 Viktor Arnell, Thomas Asp: Beräkning av bräddvattenmängder. Nederbördens varaktighet och mängd vid Lundby i Göteborg 1921-1939. 1979. 80 sidor.
- nr 45 Stig Hård, Thomas Holm, Sven Jonasson: Dagvatteninfiltration på grönytor - Litteraturstudie, kunskapssammanställning och hypotes. 1979. 278 sidor.
- nr 46 Per-Arne Malmquist, Per Lindvall: Dräneringsrörs igensättning - en jämförande laboratoriestudie. 1979. 44 sidor.
- nr 47 Per-Arne Malmquist, Gunnar Lannér, Erland Högberg, Per Lindvall: SÖDRA NÄSET - ett exempel på förenklad utformning av gator och dagvattensystem i ett upprustningsområde. 1980.
- nr 48 Viktor Arnell, Håkan Strandner, Gilbert Svensson: Dagvattnets mängd och beskaffenhet i stadsdelen Ryd i Linköping, 1976-77. 1980.
- nr 49 Lars O Ericsson, Stig Hård: Termisk registrering, en metod att kartera markvattenhalt - Termovisionsförsök i klimatkammare. 1980. 65 sidor.



- nr 50 Viktor Arnell: Dimensionering och analys av dagvattensystem. Val av beräkningsmetod. 1980. 56 sidor, 22 figurer.
- nr 51 Lars O Ericsson: Markvattenförhållanden i urbana områden. Slutrapport. Göteborg 1980. 115 sidor.
- nr 52 Olov Holmstrand (red.): Ingenjörsgelogisk kartering. Seminarium 1980-04-17. 110 sidor.
- nr 53 Olov Holmstrand: Lokalt omhändertagande av dagvatten. Sammanfattning av forskning om dagvatteninfiltration vid CTH 1976-79. 90 sidor.
- nr 54 Olov Holmstrand, Bo Lind, Per Lindvall, Lars-Ove Sörman: Perkolationsmagasin i ett lerområde. Lokalt omhändertagande av dagvatten i Bratthammar, Göteborg. 172 sidor.
- nr 55 Erland Högberg, Gunnar Lannér: Gatuplanering i bostadsområden i utlandet. Nya principer och lösningar i Danmark, Holland och England. 1981. 110 sidor.
- nr 56 Sven Lyngfelt: Dimensionering av dagvattensystem. Rationella metoden. 1981. 82 sidor.
- nr 57 Erland Högberg: Samband mellan gatustandard och trafiksäkerhet i bostadsområden. En förstudie. 1981.
- nr 58 Jan A Berntsson: Portryckförändringar och markrörelser orsakade av trädvegetation. 1980. 121 sidor.
- nr 59 Per-Arne Malmquist, Stig Hård: Grundvattenpåverkan av dagvatteninfiltration. 1981.
- nr 60 Annika Lindblad: Infiltrationsmätningar utförda vid Geologiska institutionen, CTH/GU, 1972-80. Sammanställning och statistisk bearbetning. 1981. 78 sidor.
- nr 61 Lars O Ericsson, Stig Hård: Termisk registrering - en metod att kartera markvattenhalt. Slutrapport. 1981. 18 sidor.
- nr 62 Jan Pettersson, Elisabeth Sjöberg: SÖDRA NÅSET - En intervjuundersökning rörande två alternativa upprustningsförslag av gator och dagvattentransport. 1981. 36 sidor.
- nr 63 Olov Holmstrand: Praktisk tillämpning av ingenjörsgelogisk kartering. 1981. 114 sidor.
- nr 64 Anders Sjöberg, Nils Mårtensson: REGNENVELOPEMETODEN. En analys av metodens tillämplighet för dimensionering av ett 2-års perkolationsmagasin. 1982. 29 sidor.
- nr 65 Gösta Lindvall: ENERGIFÖRLUSTER I LEDNINGSBRUNNAR - Litteraturstudie. 1982. 35 sidor.
- nr 66 Per-Arne Malmquist: Lathund för beräkning av Dagvattnets föroreningar. 1982. 32 sidor.
- nr 67 Sven Nyström: Kommuns skadeståndsansvar mot VA-abonnent för översvämningsskador. 1982. 71 sidor.
- nr 68 Sven Lyngfelt, Gilbert Svensson: Dagvattenavrinning från stora urbana områden. Simuleringsmetodik exemplifierat på Göteborgsregionen. 1983. 118 sidor.
- nr 69 Hans Bäckman, Gilbert Svensson: Flödesmätning i avloppsnät med portabla utrustningar. Mätnoggrannhet under kontrollerade förhållanden i en 225 mm:s betongledning. 1983. 51 sidor.
- nr 70 Olov Holmstrand (red): Naturanpassad stadsplanering i Dalen 5, Karlskoga. Erfarenheter av planeringsprocess och teknik under och efter byggandet. 1983. 114 sidor.
- nr 71 Olov Holmstrand (red): Reservvattentäkter. Redovisning av diskussionsdag 1983-05-18. 1983. 115 sidor.
- nr 72 Gilbert Svensson, Håkan Strandner (övers. och bearb.): NIVANETT manual. Ett datorprogram för simulering av flöden i avloppsnät. 1983. 101 sidor.
- nr 73 Gilbert Svensson (red): Byggande, drift och förnyelse av kommunala va-ledningar. -Är driftstörningarna omfattande? -Projekterar vi på bästa sätt? - Var ligger kostnaderna? 1984. 98 sidor.
- nr 74 Hans Bäckman: Avloppsledningar i svenska tätorter i ett historiskt perspektiv. -Ett sammandrag av tekniska förutsättningar, idéer och diskussioner under 1900-talets ledningsbyggande. 1984. 123 sidor.
- nr 75 Ann-Carin Andersson, Olov Holmstrand, Erik Almling, Rolf Rosen, Kjell Söderström: Infiltration och alternativa åtgärder vid grundvattensänkning. Jämförande beskrivningar och val av metoder. 1984. 115 sidor.
- nr 76 Viktor Arnell, Henriette Melin: Rainfall data for the design of sewer detention basins. 1984. 79 sidor.
- nr 77 Hans Bäckman: Överläckning från dag- till spillvattenledningar. Metoder för att påvisa och kvantifiera överläckning samt redovisning av mätresultat från kommunala avloppsnät. 1985. 102 sidor.

- nr 78 Chester Svensson, Göran Sällfors: Beräkning av dimensionerande grundvattentryck. 1. Göteborgsregionen. 1985. 43 sidor.
- nr 79 Jan-Arne Nilsdal: Källaröversvämning i samband med regn. Reflexioner kring ett skadedrabbat bostadsområde i Göteborg. Några förslag på hur förbättrad säkerhet hos kommunala avloppsledningar kan erhållas. 1985. 68 sidor.
- nr 80 Bo Lind, Mats Nyborg: Moränstruktur och hydraulisk konduktivitet. 1986. 55 sidor.

