



Institutionen för Vattenbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola

Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology

UPPSKATTNING AV ÖVERSVÄMNINGSRISKEN
I DAGVATTENSYSTEM

av

Hannu Hoikka

Eva Smith-Ingemansson

Examensarbete 1984:6

Göteborg 1985

Adress: Institutionen för Vattenbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola
412 96 Göteborg

Telefon: 031/81 01 00

FÖRORD

Denna rapport är ett examensarbete som utförts vid Institutionen för Vattenbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg. Arbetet ingår som en del i ett av Svenska Vatten- och Avloppsverket (VAV) initierat projekt avseende kontrollberäkning av avloppssystems översvämningskapacitet.

Som handledare från institutionen har professor Anders Sjöberg medverkat, och dessutom vill vi speciellt tacka Håkan Strandner, Henriette Melin och Jan-Arne Nilsdal som varit oss till stor hjälp.

Vi vill också rikta ett varmt tack till Er övriga vid institutionen för att Ni varit så tillmötesgående.

Göteborg juli 1985.

Hannu Hoikka

Hannu Hoikka

Eva Smith-Ingemansson

Eva Smith-Ingemansson

Innehåll

1	SAMMANFATTNING	1
2	INLEDNING	2
3	NÄTSTRUKTUR OCH AVRINNINGSOMRADE	5
4	DATA TILL BERÄKNINGARNA	7
4.1	Blockregn som nederbördsdata	7
4.2	Koncentrationstid	10
4.3	Avrinningskoefficient	10
5	YTAVRINNINGSBERÄKNING	11
6	ÖVERSLAGSMETODEN	13
7	MAXFLÖDESMETODEN	16
8	NIVANETT	18
9	DAGVL-DIFF	21
10	RESULTAT OCH DISKUSSION	26
11	REFERENSER	30
	Appendix A BESKRIVNING AV DAGVATTENSYSTEM	32
	Appendix B HJÄLPPROGRAMMET - KUBIK	33
	Appendix C BERÄKNINGAR - ÖVERSLAGSMETODEN	34
	Appendix D BERÄKNINGAR - MAXFLÖDESMETODEN	37
	Appendix E TRYCKNIVAN FÖR OLIKA ÅTERKOMSTTIDER	40

1 SAMMANFATTNING

Föreliggande examensarbete beskriver fyra olika beräkningsmetoder som kan användas för dämninganalys av avloppsnät. Syftet med vårt arbete är att undersöka hur stora skillnader dessa metoder ger vid beräkning av översvämningens risken på nätet. Denna metod beskrivs statistiskt som det antal år som går mellan varje översvämning, den sk återkomsttiden.

De beräkningsmetoder vi studerat är:

1. Överslagsmetoden
2. Maxflödesmetoden
3. NIVANETT
4. DAGVL-DIFF

Det ledningsnät som vi analyserat är hämtat från Västra Hamngatan i centrala Göteborg. Efter vissa modifieringar, för att erhålla ett mer samverkande nät och inte alltför besvärliga handberäkningar, gjorde vi en ytavrinningsberäkning med NIVANETT:s tid-area metod. Denna använde vi sedan vid körningarna med DAGVL-DIFF. Nätet är dimensionerat för ett två-årsregn.

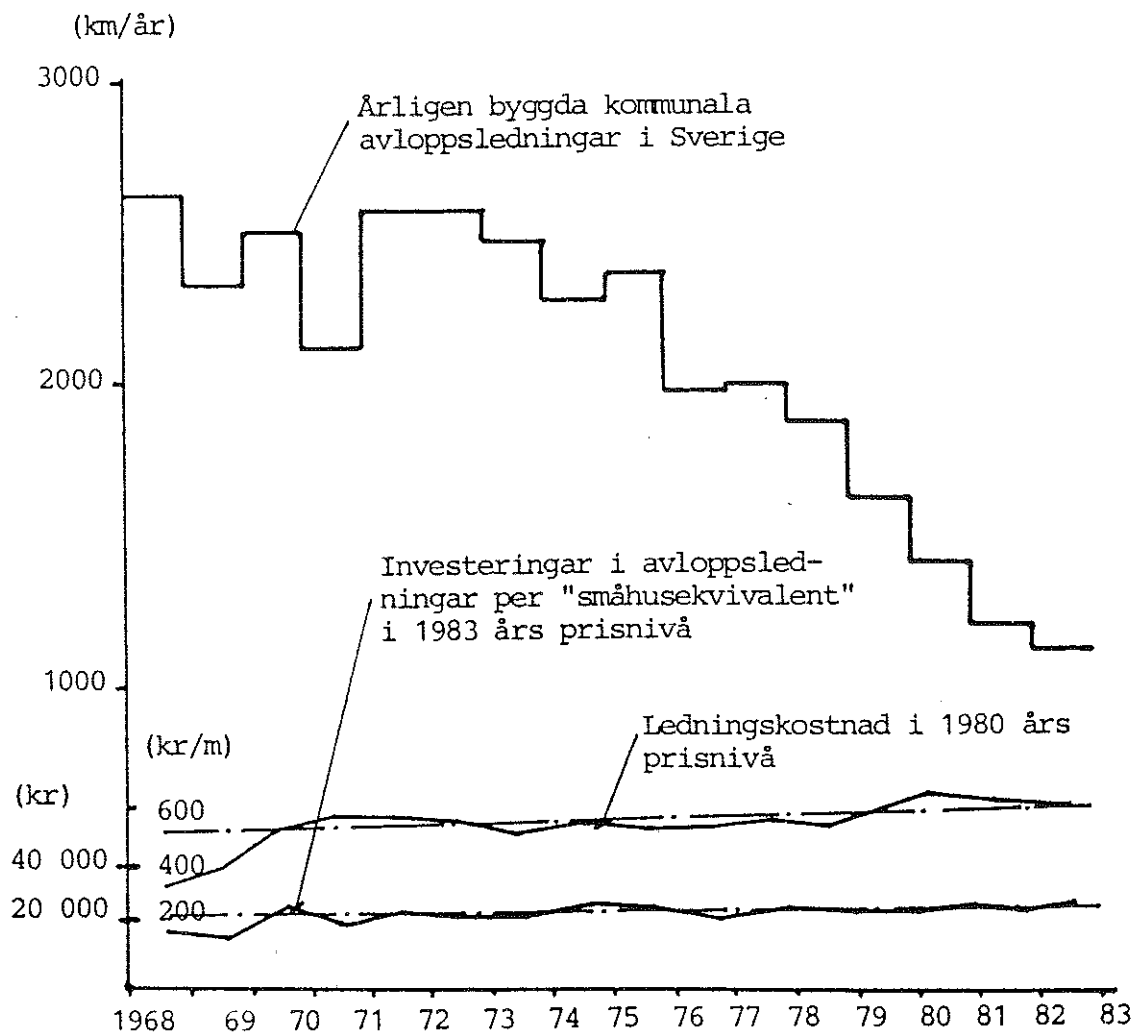
Trycknivåerna beräknades för olika återkomsttider med varje beräkningsmetod och återkomsttiden för översvämning erhöles.

De manuella beräkningsmetoderna visade sig vara mer approximativa än datormodellerna. Detta gäller framförallt överslagsmetoden som ger en återkomsttid för översvämning på 6.5 år. Mellan Maxflödesmetoden och NIVANETT blev det ingen större skillnad pga att de korta ledningarna gör att nätet går fyllt hela tiden. De ger båda en återkomsttid för översvämning på 9-10 år. DAGVL-DIFF som är den enda metoden med dämningberäkning ger en återkomsttid på 10 år.

Det analyserade nätet ger ingen markant skillnad mellan de olika metoderna, men allmänt kan sägas att man med en datormodell kan göra flera och noggrannare beräkningar till en rimlig kostnad. Eftersom en dimensionering av nätet inte kan göras med DAGVL-DIFF kan t.ex. NIVANETT användas. Analysen bör däremot göras med DAGVL-DIFF som ger vattennivåerna i hela systemet för varje tidssteg.

2 INLEDNING

Det kommunala VA-ledningsbyggandet har sedan 1973 minskat kraftigt samtidigt som abonnentanslutningen har varit konstant (se fig 1.1). Detta innebär att alltfler abonnenter ansluts till redan befintliga nät med ökad risk för översvämning som följd. Därmed kan många äldre områden ha ett sämre översvämningsskydd än vad som idag anses acceptabelt.



Figur 2.1. Investeringar i kommunala avloppsledningar, /1/.

Idag dimensioneras avloppssystemen så att ledningarna går helt fyllda för en regnintensitet med känd återkomsttid, t.ex. den intensitet som beräknas förekomma vart femte år.

Rekommenderade återkomsttider anges i tabell 1.1.

Tabell 2.1. Utdrag ur VAV P28 - Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar, /2/.

Typ av bebyggelse	Separerade system	Kombinerade system
Ej instängt område utom citybebyggelse	1 år	5 år
Ej instängt område inom citybebyggelse	2 år	5 år
Instängt område utom citybebyggelse	5 år	10 år
Instängt område inom citybebyggelse	5-10 år	10 år

Påpekas bör att dimensioneringspraxis inte garanterar ett likvärdigt översvämningsskydd, då det kan vara skillnad mellan dimensionerande återkomsttid och återkomsttiden för översvämning bl.a. inverkar lutningen på området.

Syftet med denna rapport är att göra jämförelser mellan fyra metoders sätt att analysera detta problem och att utröna dessa metoders eventuella för- och nackdelar.

Vi har utfört dämninganalyser på ett befintligt system som vi modifierat något för att på detta sätt erhålla ett mindre komplicerat nät.

De valda metoderna är:

1. Överslagsmetoden
2. Maxflödesmetoden
3. NIVANETT
4. DAGVL-DIFF

De två förstnämnda är handberäkningsmetoder och de andra två är datormodeller.

Av de nämnda metoderna är DAGVL-DIFF den enda som kan göra dämninganalysen på ett mera korrekt sätt. Anledningen är att DAGVL-DIFF använder mer fullständiga rörelseekvationer som tar hänsyn till vattenytans lutning och dämningseffekter.

NIVANETT har också en rutin för beräkning av vattennivån i brunnarna, men metoden tar inte hänsyn till om vattennivån nedströms står så högt att den påverkar vattennivån i uppströms liggande ledningar.

Approximationen i handberäkningsmetoderna är ännu större vilket kommer att framgå av följande kapitel.

Nämnas kan också att vi inte har räknat med några friktionsförluster i brunnarna.

3 NÄTSTRUKTUR OCH AVRINNINGSOMRADE

Dagvattennätet med tillhörande avrinningsområde som analyserats är beläget på Västra Hamngatan i centrala Göteborg. Området för analysen valdes i samråd med professor Anders Sjöberg. Detta område modifierades för att underlätta för handberäkningsmetoderna, Överslagsmetoden och Maxflödesmetoden, genom att ta bort 11 stycken mellanliggande brunnar. Ledningsnätets dimensionerande återkomsttid är två år.

Därefter testkördes ledningsnätet med NIVANETT, vilket medförde att vi blev tvungna att:

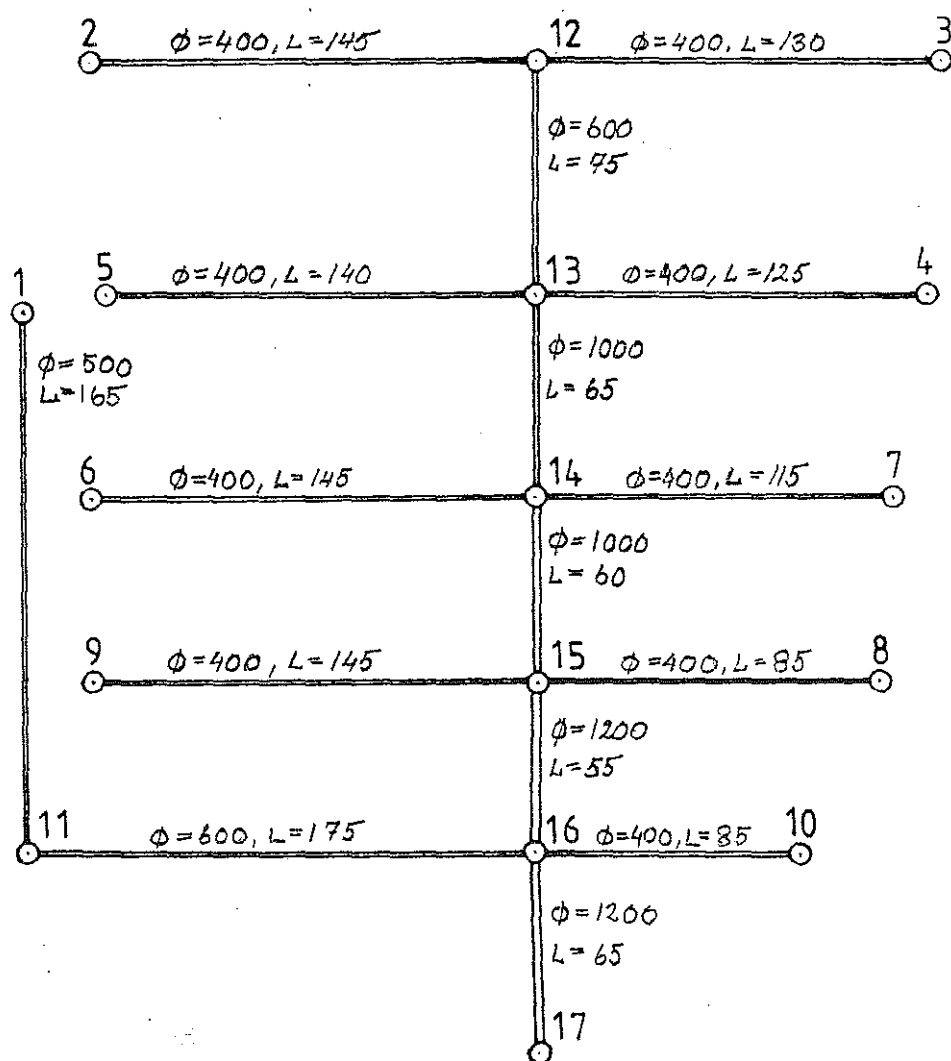
- o utjämna flödet på vissa ledningssträckor genom att omdimensionera dessa, för annars skulle de fungerat som flaskhalsar och åstadkommit ett icke samverkande nät.
- o sänka marknivåerna med en meter för att få till stånd en översvämning för tidigare återkomsttid. Detta medförde att vi inte behövde extrapolera intensitets- och varaktighetskurvorna alltför långt ut och därmed erhålla mindre noggranna indata.

Eftersom vi betraktar avrinningsområdet som källarfritt betyder det att översvämning inträffar när vattennivån i någon brunn når markytan.

I figuren redovisas ledningsnätet som har trädstruktur. Stamledningen är 300 m lång och består av 5 stycken delledningar med medellängden 64 m. Ledningsdiametern på stamledningen avtar från 600 mm i uppströmsänden till 1200 mm i nedströmsänden. De inkommande grenledningarna, vilka är 11 stycken till antalet, är av klenare dimension med 300 mm som minsta diameter.

Dagvattenledningarna har en medellutning av 3‰, grenledningarna lutar ca 4‰ medan huvudledningen är ganska flack med sin lutning på 1‰.

Den totala avrinningsarean är 10.1 ha och den är indelad i 16 delavrinningsområden, vilka varierar i storlek mellan 0.275 - 1.075 ha. Till varje delområde finns en tillhörande brunn. Avrinningsområdet består i sin helhet av s.k. hårdgjorda ytor, dvs ytor som är impermeabla t.ex. takytor och asfalterade ytor. Avrinningskoefficienten ϕ sätts därför lika med 1 över hela området.



Figur 3.1. Nätstruktur med brunnsnumrering.

Brunnsnumreringen är den samma som använts som indata i NIVANETT och DAGVL-DIFF beräkningarna.

Här bör man lägga märke till att punkt nummer 17 definieras som ett fritt utlopp där vattenståndet inte kan överstiga vattengången i ledningens nedre del.

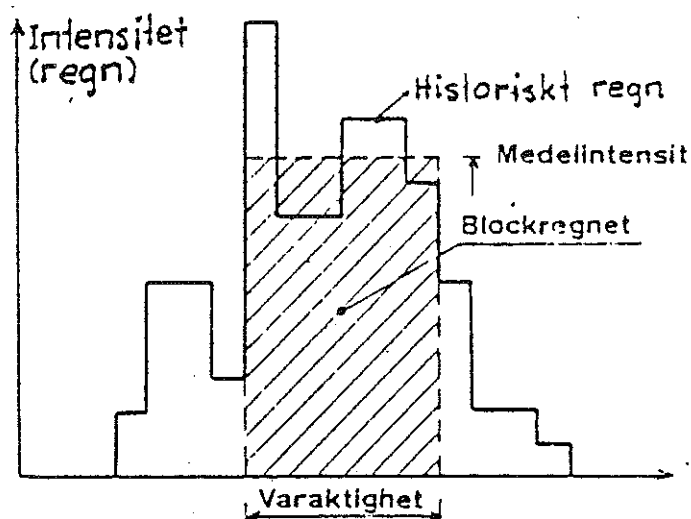
Fullständiga ledningsdata finns att tillgå i appendix A.

4 DATA TILL BERÄKNINGARNA

4.1 Blockregn som nederbördsdata

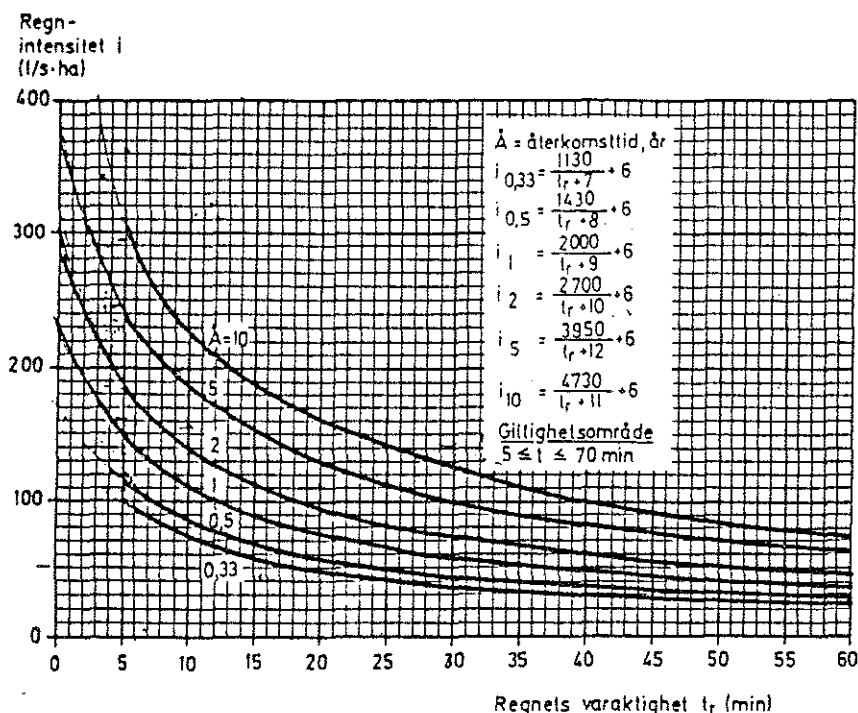
För att kunna beräkna ytvavrinningen i det valda området måste en regnmodell väljas. Vi har valt att använda blockregnet.

Blockregnet är ett statistiskt regn som baseras på samband mellan regnintensiteter och varaktigheter. Vid utvecklingen av dessa samband utgår man från en tidsföljd av nederbördsregistreringar, som visar hur nederbördsintensiteten varierar med tiden.



Figur 4.1. Medelnederbördsintensitet för en given varaktighet, /3/.

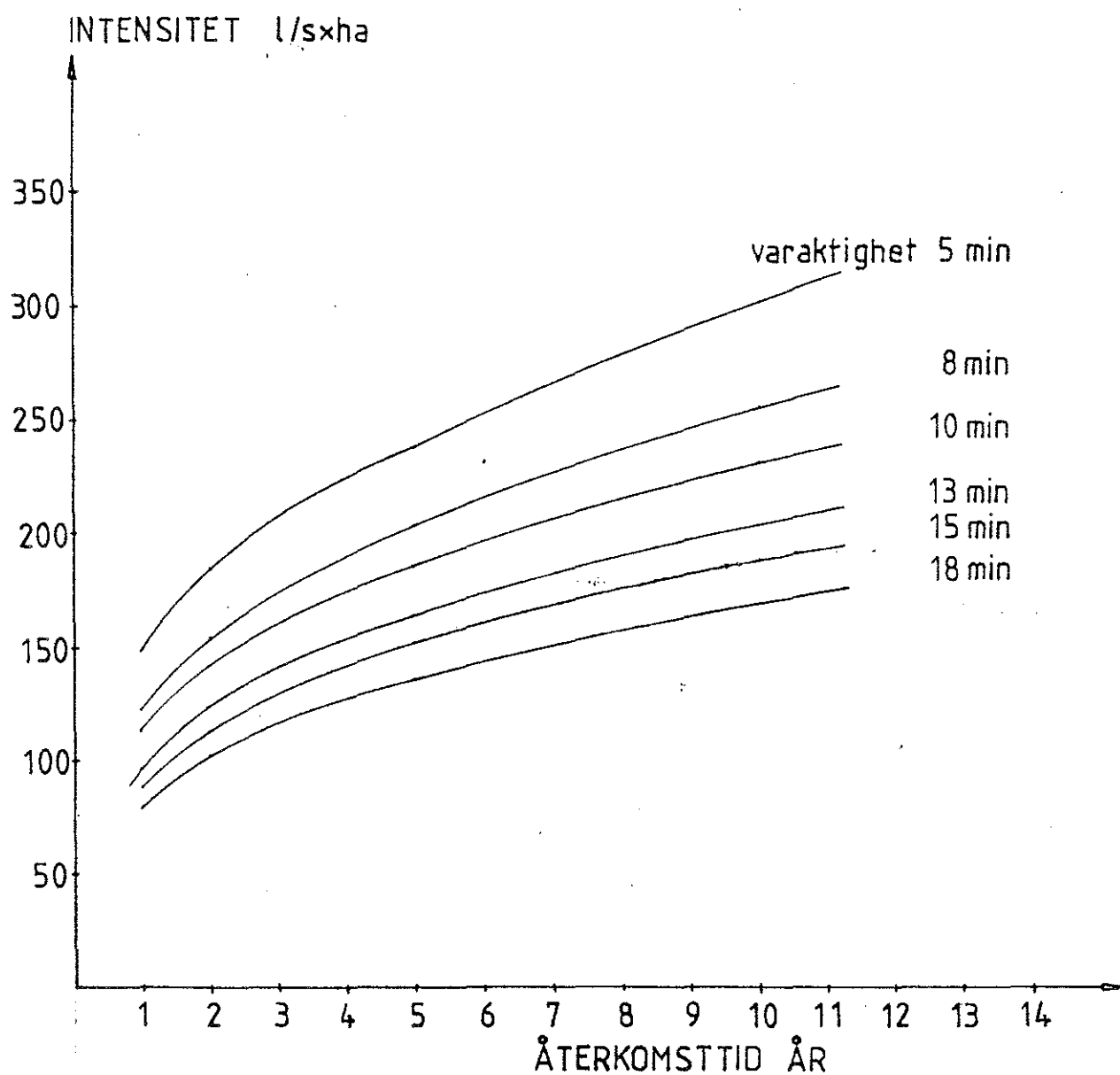
Statistiska analyser för dessa intensiteter och motsvarande varaktigheter redovisas som intensitets- och varaktighetskurvor för olika återkomstperioder.



Figur 4.2. Intensitets- och varaktighetskurvor för Göteborg, /2/.

Ovanstående figur används vid dimensionering av VA-ledningsnät. Vi har däremot utfört en analys och då tagit reda på för vilken återkomsttid det blir översvämning i systemet, dvs. hur ofta vattnet kommer att stiga över marknivån i brunnarna. Därför har vi för vårt ändamål omarbetat intensitets- och varaktighetskurvorna, se figur 3.3 på nästa sida.

Begränsningarna för vår del är att vi måste arbeta med ett fåtal bestämda varaktigheter eftersom vi skall handberäkna systemet på två olika sätt. För att få fram de intressantaste varaktigheterna gjorde vi ett flertal körningar med NIVANETT och valde ut de varaktigheter som ger störst flöden i utloppet. De valda varaktigheterna är 5 respektive 8 minuter.



Figur 4.3. Intensitets- och återkomstdiagram för olika varaktigheter i Göteborg, beräknat utifrån fig. 3.2.

4.2 Koncentrationstid

Koncentrationstiden är den tid det tar för vattnet att förflytta sig från den mest avlägsna punkten i delområdet till brunnen. Denna tid beror av områdets storlek, lutning mm., men också av regnintensiteten. Vi har valt att räkna med en koncentrationstid på 6 minuter och det är också den tiden som är standardvärdet i NIVANETT:s ytaavrinningsberäkningsmodell.

4.3 Avrinningskoefficient

Avrinningskoefficienten (ϕ) anger hur stor del av nederbörden som avrinner. Förlusten kan vara avdunstning, infiltration, absorption av växtligheten eller också magasinering i ojämnheter i markytan. Om inga förluster finns antar koefficienten värdet 1.0.

Vårt ledningsnät är placerat inne i centrala Göteborg och delområdena är tätt bebyggda. Detta medför att alla ytor är hårdgjorda, dvs. delområdena består av tak och asfalterade ytor där förlusterna kan försummas. Avrinningskoefficienten sätts till 1.0.

5 YTAVRINNINGSBERÄKNING

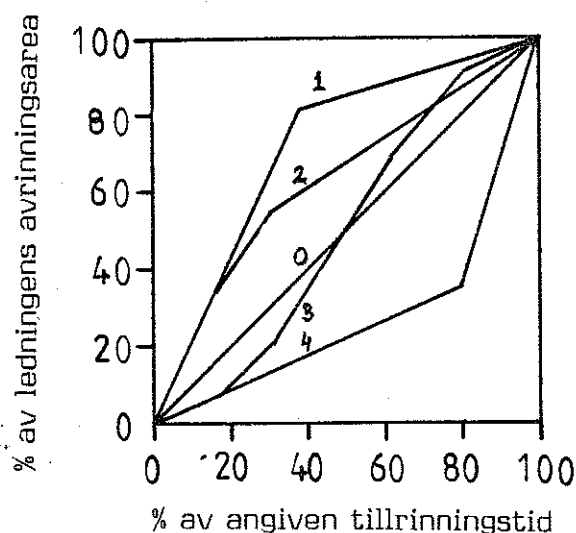
Av de fyra analysmetoderna vi har behandlat är överslagsmetoden, som namnet anger, den mest approximativa. Här är ytavrinnings- och ledningsflödesberäkningen så tätt knutna tillsammans att de bör behandlas som en gemensam del. Detta sker i kapitlet Överslagsmetoden.

I de övriga metoderna används en gemensam ytavrinningsmodell. Det är NIVANETT:s tid-area metod. Där beräknas flödet Q för varje tidssteg Δt för ett givet regnförlopp. Flödet beräknas med hjälp av regnintensiteten i och avrinningskoefficienten ϕ som ett ytflöde för de olika delområdena. Arean A utgör delområdets totala areal. Avrinning från varje delområde:

$$Q = A \cdot i \cdot \phi \quad (5.1)$$

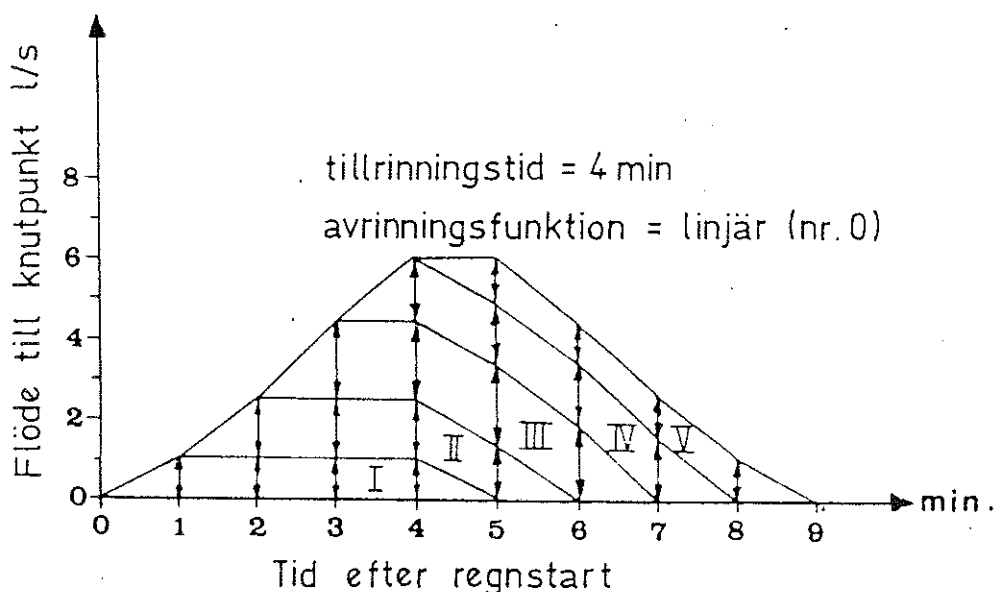
Denna beräkning ger den avrinningsvolym som produceras under varje tidssteg, inte avrinningsförloppet som funktion av tiden.

För att ta hänsyn till fördröjningen beräknas tid-area funktionen för varje tidssteg. Här kommer även koncentrationstiden in (i våra körningar 6 minuter). En av tillrinningsfunktionerna som ges i NIVANETT-manualen väljs och inloppshydrografen för området beräknas. Vi har valt att använda tillrinningsfunktion nummer 3 enligt nedanstående figur.



Figur 5.1. Standard tillrinningsfunktioner i NIVANETT, /3/

Nedan visas det principiella utseendet på en resulterande hydrograf i inloppsbrunnen.



Figur 5.2. Vattenföring som tillförs ledningsnätet,/3/.

I maxflödesmetoden, och naturligtvis i NIVANETT, kan vi använda dessa ytavrinningsberäkningar på den form som NIVA-beräkningen ger, men till DAGVL-DIFF beräkningarna måste hydrografen formateras om. NIVA-modellen ger t.ex. flödet i (l/s), men DAGVL-DIFF läser det i (m^3/s). För detta ändamål har vi gjort ett hjälpprogram som ger inloppshydrografen på rätt form, se appendix B.

Nämnas bör väl att det nu har gjorts en egen rutin till DAGVL-DIFF för en ytavrinningsberäkning med tid-area metoden.

6 ÖVERSLAGSMETODEN

Överslagsmetoden används för approximativ beräkning av dagvattenavrinning. Det är en statistisk metod där man arbetar med regn och flöden knutna till en viss återkomsttid istället för ett visst regn. Beräkningen av maxflödet sker enligt:

$$Q_{\max} = A \cdot i \cdot \phi \quad (6.1)$$

där

$Q_{\max}$ = maxflödet (l/s).

A = avrinningsytans storlek (ha).

i = medelregnintensiteten för vald återkomsttid och varaktighet (l/s ha).

ϕ = avrinningskoefficienten, i vårt fall är $\phi=1.0$.

Vid dimensionering är det normala tillvägagångssättet att man beräknar koncentrationstiden. Denna ger sedan tillsammans med återkomsttiden en regnintensitet. För att ovanstående formel skall gälla bör blockregnets varaktighet väljas lika med områdets koncentrationstid. Utifrån detta kan sedan ledningsflödena beräknas. Man kan då gå direkt in i Colebrookes diagram och välja erforderlig ledningsdimension.

Vid analys av ett ledningssystem blir tillvägagångssättet något annorlunda. Vi har i våra beräkningar utgått ifrån Mannings formel:

$$Q = M A R^{2/3} s^{1/2} \text{där} \quad (6.2)$$

M = Mannings tal (m/s), för betong M=80.

R = hydrauliska radien A/P (m), där P är våta perimetern.

s = ledningslutningen (%).

Det vi nu är intresserade av är hur fyllda ledningarna går. Detta får man fram om man ställer upp förhållandet mellan det för en viss regnintensitet erhållna flödet och det flöde som ledningen är dimensionerad för:

$$\frac{Q_{n,ber}}{Q_{n,dim}} = \frac{M \cdot A \cdot R^{2/3} s_{n,ber}^{1/2}}{M \cdot A \cdot R^{2/3} s_{n,dim}^{1/2}} \quad (6.3)$$

Eftersom M, A och R är konstanta för ledningen erhålls det något enklare uttrycket:

$$\frac{Q_{n,ber}}{Q_{n,dim}} = \frac{s_{n,ber}^{1/2}}{s_{n,dim}^{1/2}} \quad (6.4)$$

Analysens uppgift är att ge besked om vilken lutning på trycklinjen som ett känt flöde ger. Detta gör att ovanstående samband bör skrivas om till:

$$s_{n,ber} = \left(\frac{Q_{n,ber}}{Q_{n,dim}} \right)^2 \cdot s_{n,dim} \quad (6.5)$$

där

$Q_{n,ber}$ = ett beräknat flöde i ledning nr n som beräknas ur
 $Q_{n,ber} = A \cdot i \cdot \phi$ (l/s).

$Q_{n,dim}$ = det dimensionerande flödet i ledning nr n som beräknas mha Mannings formel.

$s_{n,dim}$ = ledningslutning för ledning nr n

$s_{n,ber}$ = erforderlig ledningslutning i ledning nr n för flödet $Q_{n,ber}$ (om $s_{n,ber} > s_{n,dim}$). Detta motsvarar då trycklinjens lutning.

För brunnar med inkommande ledningar summeras flödet från uppströms liggande ledningar med ytavrinningen ($A \cdot i \cdot \phi$) till ett totalflöde i ledningen.

Nu är det möjligt att mha de beräknade trycklinjerna erhålla trycknivån i de olika brunnarna. Trycknivån summeras från systemets nedströmsände och uppåt genom ledningarna.

$$\text{Trycknivån } H_n^{\text{tot}} = \sum s_{n,ber} \cdot L_n \quad (6.6)$$

där

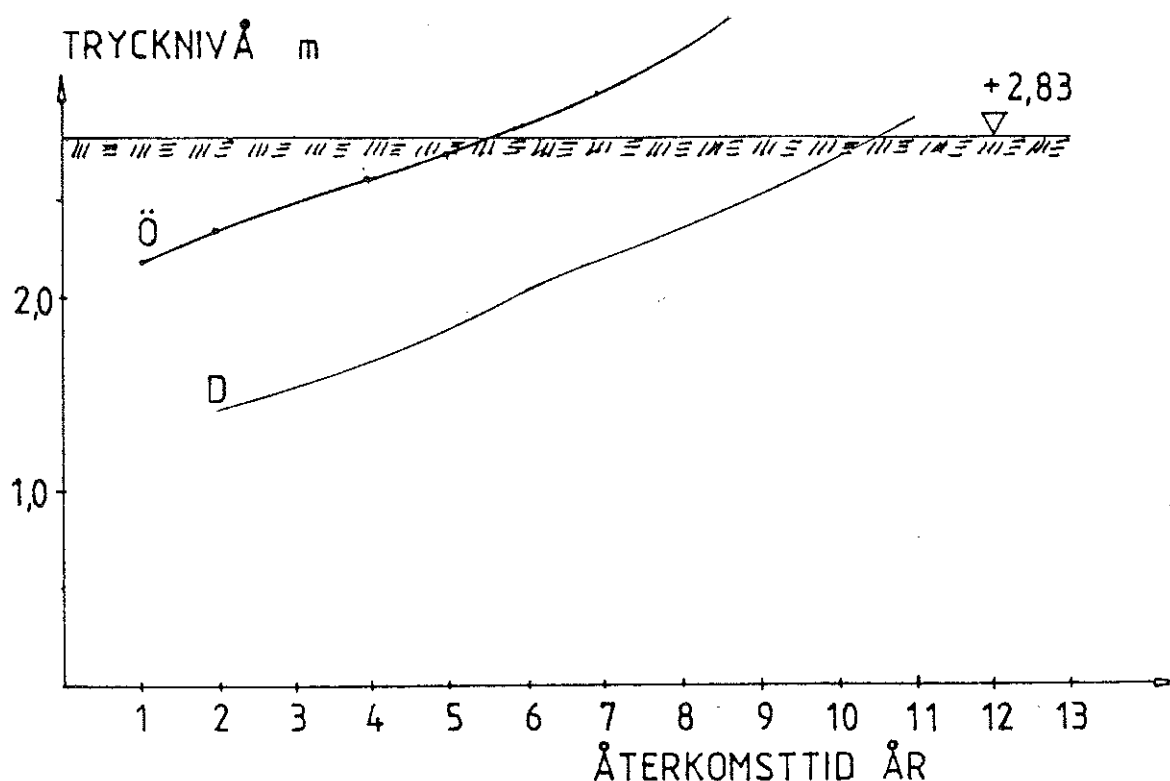
H_n^{tot} = totala trycknivån i brunn nr n.

L_n = längden på ledning nr n.

När kvoten ($Q_{n,ber} / Q_{n,dim}$) < 1.0 betyder det att den betraktade ledningen ej går fylld och då känner man inte den verkliga trycklinjelutningen. Vi har då valt att sätta denna lutning lika med ledningslutningen, $s_{n,dim}$.

Beräkningarna utföres med en konstant koncentrationstid som ingångsparameter i intensitets- och varaktighetsdiagrammet över hela området. Övriga begränsningar är, enligt /4/, att:

1. Området bör vara rektangulärt och homogent.
2. Avrinningsarean $A < 20$ ha.
3. Koncentrationstiden $t_c < 15$ minuter.



Figur 6.1. Trycknivån som funktion av återkomsttiden i brunn nr 3.

I ovanstående figur har brunn 3 studerats mht vattennivån. För att få en referens till Överslagsmetoden har kurvan för DAGVL-DIFF inritats, då den beskriver det verkliga förloppet bäst.

Resultaten beskrivs i kapitel 9 samt appendix E och beräkningarna i appendix C

7 MAXFLÖDESMETODEN

Det finns idag många datorprogram för dimensionering av ledningsnät, men endast ett fåtal som gör en fullständig analys map trycknivåer i brunnarna och trycklinjer i ledningarna. Maxflödet i ledningarna kan däremot ofta beräknas för olika regnintensiteter.

Den sk Maxflödesmetoden innebär att man beräknar ledningens maxflöde och jämför det med det dimensionerande ledningsflödet. Dessa flödesberäkningar kan göras med någon handberäkningsmetod som t.ex. tid-area metoden, alternativt med en datormodell t.ex. Illudas, som finns att tillgå här på CTH. Illudas har ingen rutin för beräkning av trycklinjens lutning och av trycknivån i brunnarna.

Vi har ur våra NIVANETT beräkningar plockat fram de maximala ledningsflödena och använt dem i våra beräkningar med maxflödesmetoden.

På samma sätt som i Överslagsmetoden kan man ställa upp förhållandet maxflöde - dimensionerande flöde. Detta ger en slutlig ekvation för trycklinjeberäkning:

$$s_{n,max} = \left(\frac{Q_{n,max}}{Q_{n,dim}} \right)^2 \cdot s_{n,dim} \quad (7.1)$$

där

$s_{n,max}$ = erforderlig ledningslutning i ledning nr n beräknad för givet maxflöde. Detta motsvarar då trycklinjens lutning.

$Q_{n,max}$ = maximalt flöde i ledning nr n för ett givet regn. beräknat med någon lämplig handberäkningsmetod alternativt datorberäkningsmetod. Vi har i våra beräkningar använt NIVANETT för beräkning av maxflödet.

$Q_{n,dim}$ = dimensionerande flöde i ledning nr n.

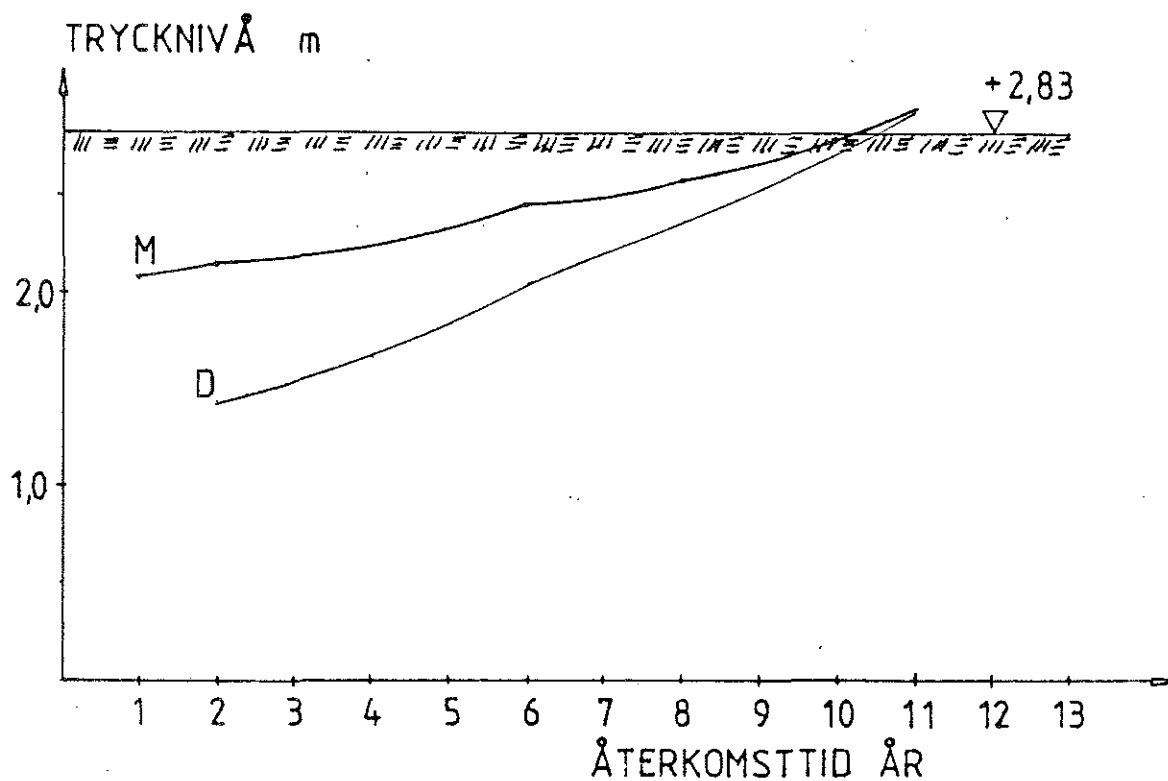
$s_{n,dim}$ = lutning på ledning nr n.

Nu vill man räkna fram tryckhöjden i brunnarna och detta gör man genom att multiplicera ledningslängden (l) med lutningen ($s_{n,max}$), och summera dessa från nedströmpunkten och uppåt i systemet på motsvarande sätt som för Överslagsmetoden.

$$H_n^{\text{tot}} = \sum s_{n,\text{max}} \cdot L_n \quad (7.2)$$

Det är alltså ganska enkelt att få fram ett mått på hur högt vattnet står i brunnarna. Med ledning av detta kan man sedan bedöma för vilken återkomsttid översvämning sker.

Nedan visas en jämförelse mellan Maxflödesmetoden och DAGVL-DIFF i brunn 3. Resultat redovisas i kapitel 9 samt i appendix E och beräkningarna i appendix D.



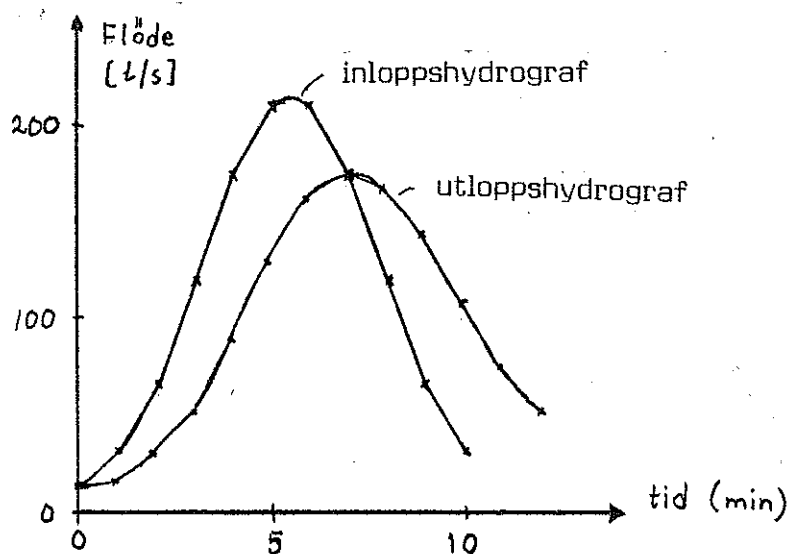
Figur 7.1. Brunn nr 3. Trycknivåns variation map återkomsttiden.

8 NIVANETT

NIVANETT kan användas för både dimensionering och analys av ett avloppssystem. Programmet kan också simulera föroreningsmässiga effekter för olika förutsättningar. I vårt fall kan mycket tid sparas då programmet kan utföra fler och exaktare beräkningar med samma ingångsparametrar som behövs vid manuell beräkning.

Vi har tidigare redogjort för ytavrinningsberäkningen som NIVANETT gör. Nu skall vi behandla ledningsflödesberäkningen och dämning. I NIVANETT kan man i den hydrauliska beräkningen välja mellan Hazel-Williams formel, Mannings formel eller Colebrookes formel för cirkulära tvärsnitt. Vi har använt oss av Mannings formel.

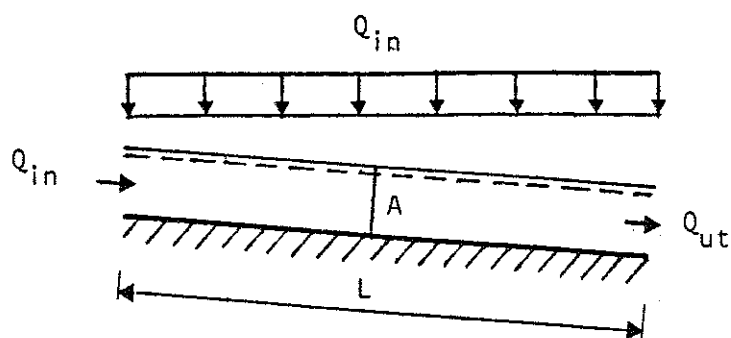
Vid icke fylld sektion tar programmet hänsyn till att hastigheten varierar med fyllnadsgraden i varje ledning. I programmet tas även hänsyn till magasineringen i ledningarna, men där finns ingen rutin för dämpningsberäkning. Magasineringen har vid korta intensiva regntillfällen stort inflytande på dämpningen av utloppshydrografen. Då ledningsflödet är större än det dimensionerande flödet skapar programmet en fiktiv ledningsdimension för att släppa igenom allt vatten.



Figur 8.1. Dämpning av hydrograf i en ledningssträcka, /3/.

Figuren visar att hydrografen får lägre maxvärden och större utsträckning i tiden.

Vid ledningsflödesberäkningen används en icke-linjär reservoarmodell. Beräkningen utförs med en kontinuitetsekvation och en förenklad rörelseekvation.



$$(\sum \bar{Q}_{in} - \bar{Q}_{ut}) \cdot \Delta t = \Delta A \cdot L \quad (8.1)$$

$$Q_{ut} = f(A) \quad (8.2)$$

Figur 8.2. Principen för en icke-linjär reservoarmodell, /5/.

Inloppshydrografen kommer in uppströms i ledningen och utgöres av den resulterande hydrografen från alla ovanförliggande områden. I de ledningar som inte har någon ovanförliggande ledning har vi tillfört ett basflöde på 5% av dimensionerande flöde. Detta för att beräkningarna skall kunna jämföras med DAGVL-DIFF som kräver ett basflöde för att beräkningarna skall gå igenom.

För den summerade inloppshydrografen beräknas utloppshydrografen för ledningen. Varje ledningssträcka behandlas då för sig. Eftersom inget nedströms randvillkor tillåts kan inte dämningen beräknas förrän hela systemet är genomräknat.

Analysen startar uppströms i ledningsnätet och programmet räknar sig nedåt ledning för ledning tills det möter på en sidogren. Då uppsöks övre änden i grenen och beräkningen sker nedåt tills man möter den tidigare beräknade ledningen. Hydrograferna adderas och beräkningen fortsätter vidare nedåt i avloppsnätet tills dess att nedströmsänden nås.

När vi kommit så här långt kan trycknivåberäkningen för det aktuella tidssteget genomföras. Programmet startar då i nedströms änden och beräknar nödvändig gradient för att pressa vattnet genom ledningen uppströms. Vattennivån (H) i nästa knutpunkt blir då ledningens längd (L) multiplicerat med den beräknade gradienten (s).

$$H = L \cdot s \quad (8.3)$$

Med utgångsnivån lika med den beräknade nivån kan man sedan räkna sig vidare uppåt i ledningsnätet. På detta sätt erhålls trycknivån i alla knutpunkter för varje tidssteg.

NIVANETT har alltså en relativt bra metod för beräkning av ledningsflöden och ger god noggrannhet vid fri vattenyta i alla ledningar då ingen dämning nedströms påverkar flödet. Men dämningens beräkning är mycket enkel och bör betraktas kritiskt.

Vi kan på grundval av våra resultat konstatera att för det ledningsnät som vi räknat på ger NIVANETT ungefär samma återkomsttid som DAGVL-DIFF. Om man jämför med Överslagsmetoden så ger NIVANETT en betydligt större återkomsttid för översvämning. NIVANETT:s återkomsttid är 10 år att jämföras med Överslagsmetoden som ger 6.5 år. Det är inte någon större skillnad på den beräkning vi har utfört med Maxflödesmetoden och NIVA-beräkningen.

Övriga resultat redovisas i kapitel 9 och i appendix E.

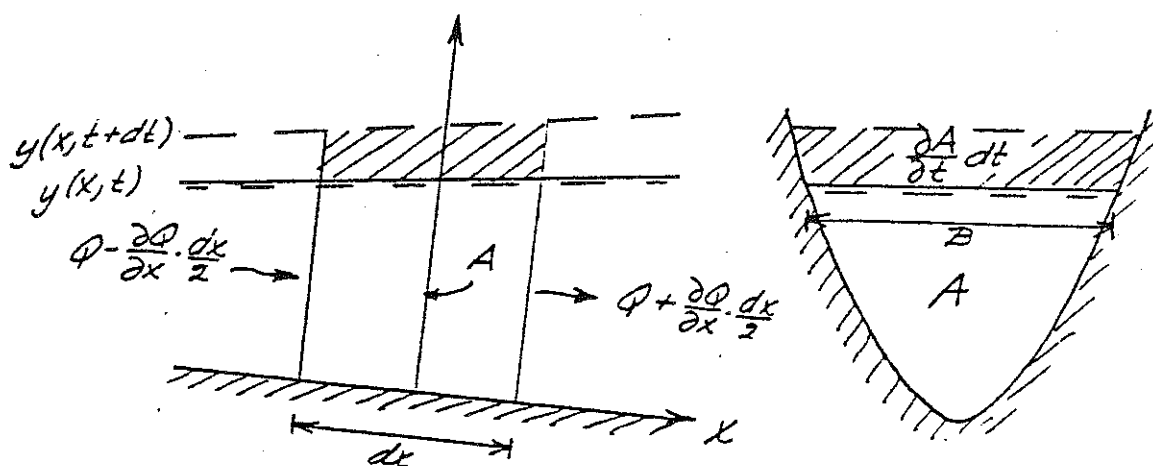
9 DAGVL-DIFF

DAGVL-DIFF är en datormodell för beräkning av icke-stationära flödesförlopp i avloppssystem, tunnlar och kanaler. Den är utvecklad vid Institutionen för Vattenbyggnad CTH, och är en vidareutveckling av datormodellen DAGVL-A (Sjöberg 1976). DAGVL-DIFF är utformad för att analysera befintliga ledningssystem, modellen kan inte dimensionera ledningar då beräkningsförfarandet kräver känd geometri.

För att numeriska problem inte skall uppstå måste ett basflöde ges. Detta används också som begynnelsevillkor för att starta upp beräkningarna. Vi har tillfört ett basflöde på ca 5% av ledningens kapacitet i de brunnar som inte har någon uppströms ligande ledning.

Ett icke stationärt flödesförlopp beskrivs mha två ekvationer:

- o Kontinuitetsekvationen
- o Rörelsemängdsekvationen



Figur 9.1. Kanalströmning med fri vattenyta, B = sektionens bredd i vattenytan, /6/.

Med beteckningar enligt figur 8.1 får dessa ekvationer utseendet:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (9.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A \cdot (s_b - s_f) \quad (9.2)$$

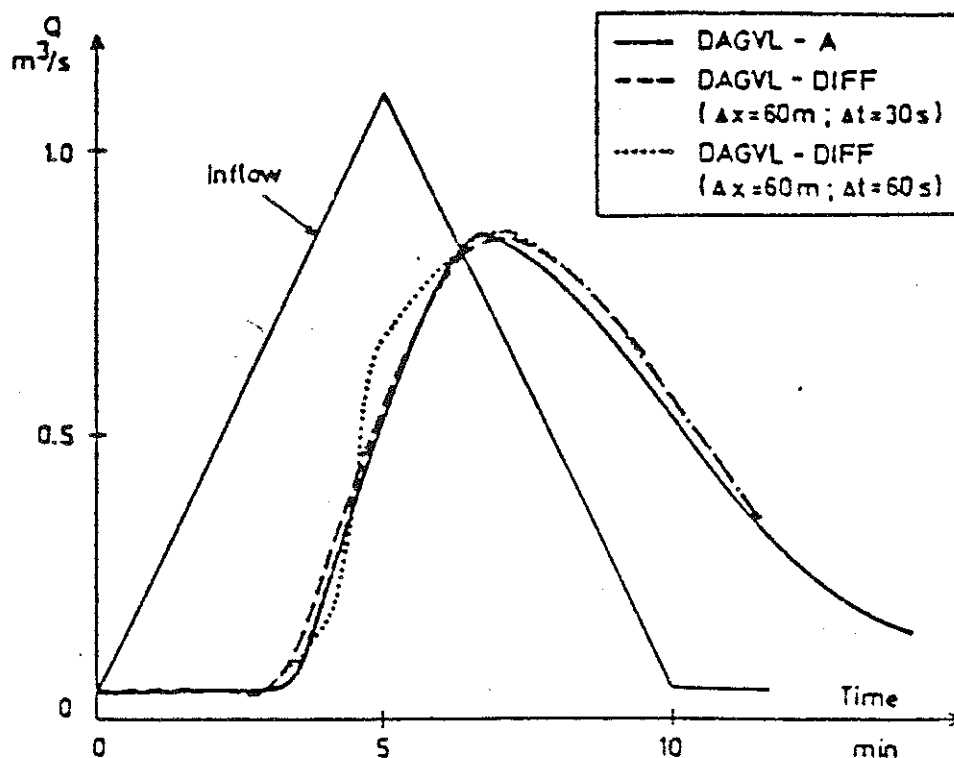
där $s_f = Q^2 / M^2 \cdot A^2 \cdot R^{4/3}$, den sk friktionslutningen.

Det är dessa ekvationer som används i datormodellen DAGVL-A, men där uppstår problem vid vattensprång. Genom att försumma tidsderivatan och konvektiva termen och samtidigt utnyttja att $A = B \cdot \partial y / \partial t$ och att $V = Q/A$, erhålls de sk diffussiv vågekvationerna. Dessa eliminerar problemet med vattensprång.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Y}{\partial t} = 0 \quad (9.3)$$

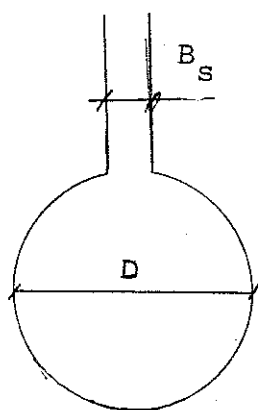
$$\frac{\partial Y}{\partial x} = s_b - s_f \quad (9.4)$$

DAGVL-DIFF utnyttjar dessa ekvationer i sin flödes beräkning och de är en bra approximation. Jämförande beräkningar visar att så är fallet, se figur 8.2.



Figur 9.2. Med DAGVL-A (dynamisk vågekvationer) och DAGVL-DIFF (diffussiv vågekvationer) beräknade utloppshydrografer, /7/.

Diffussiv vågekvationerna gäller för strömning med fri vattenyta, dvs kanalströmning. Analogi mellan strömning med fri vattenyta och strömning i helt fylld ledning fås genom att införa en smal fiktiv spalt i rörets hjässa (se figur 8.3). Bredden hos den spalten karakteriseras av de elastiska egenskaperna hos vattnet och ledningens väggar.



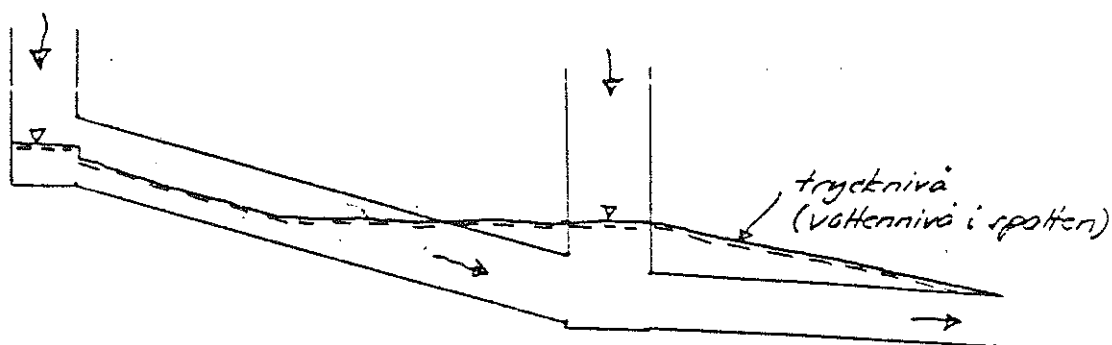
$$B_s = g A_{full} / a^2$$

$$A_{full} = \pi D^2 / 4$$

a = elastiska tryckvågors
utbredningshastighet i rör

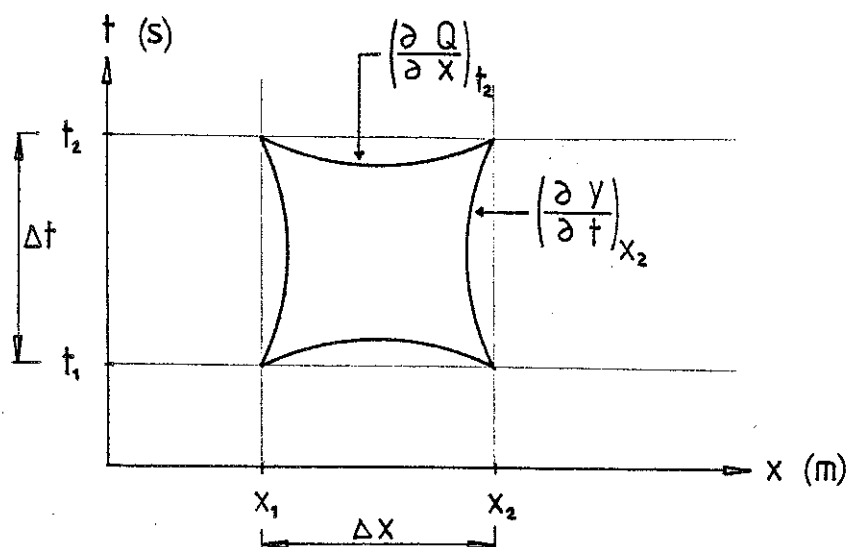
Figur 9.3. Den sk Preissman-spalten som används i DAGVL-DIFF, /6/.

Med hjälp av spalten kan flödesförlopp som ger i figur 8.4 skisserade vattendjup (trycknivåer) beräknas.



Figur 9.4. Med DAGVL-DIFF kan flödesförlopp med kontinuerlig övergång från delvis fylld till helt fylld tvärsektion beräknas, /6/.

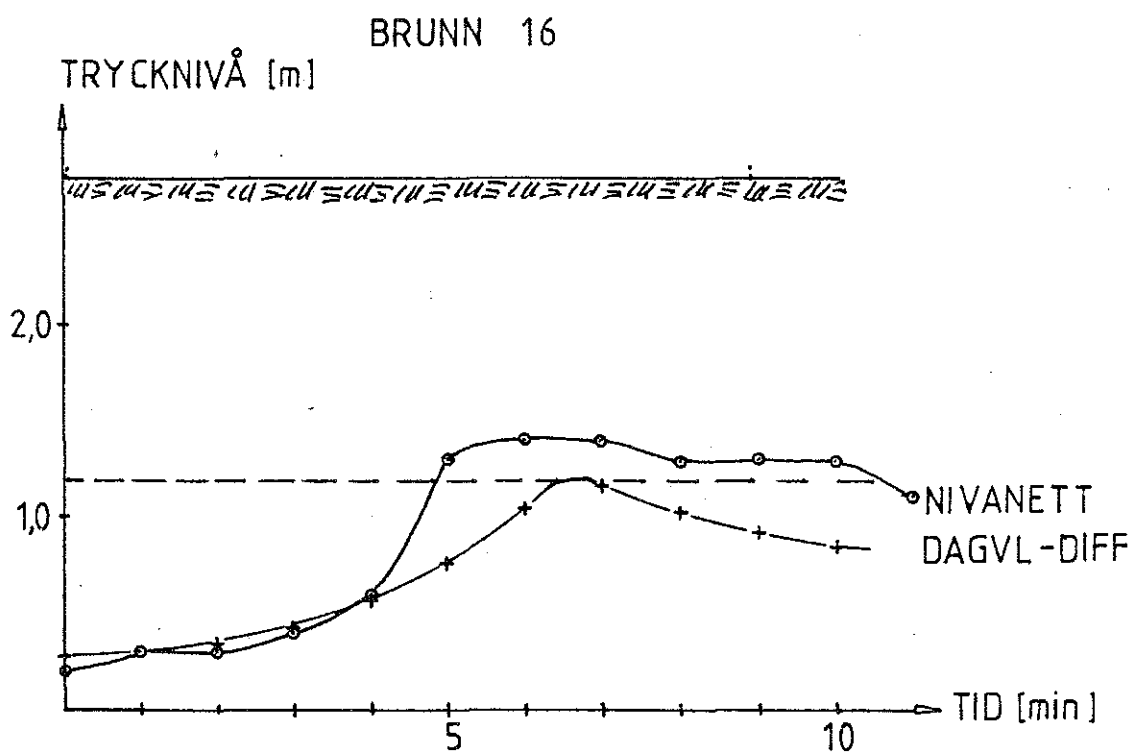
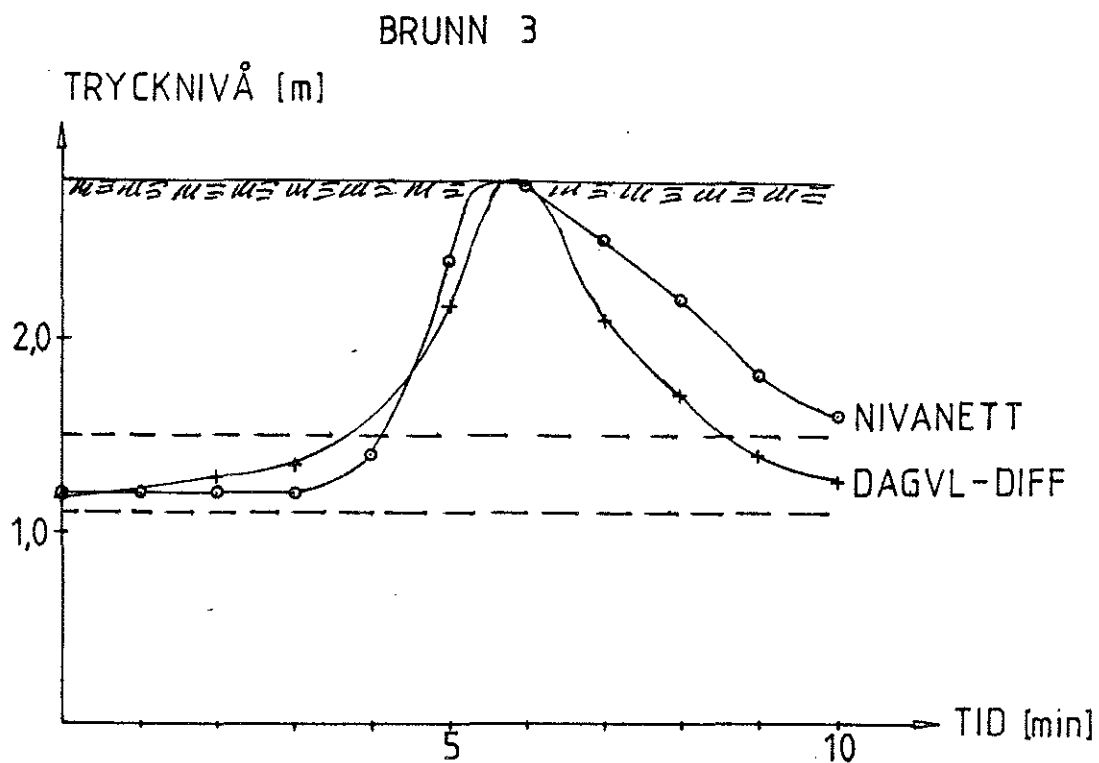
Differentialekvationerna approximeras mha ett implicit boxschema (se figur 8.5). En implicit lösningsmetod innebär att man vid varje tidssteg skall lösa ett ekvationssystem som täcker aktuella flöden och vattenstånd i alla beräkningspunkter. Om differensekvationen linjäriseras kan detta göras med sk Gausseliminering. Boxschemat är ett enkelt schema och fungerar bra för diffussiv våg.



Figur 9.5. Illustration av derivatornas approximering mha implicit differensschema av box-typ, /6/.

Eftersom DAGVL-DIFF mha det ovanstående boxeschemat kopplar ihop aktuella flöden och vattenstånd i alla beräkningspunkter i systemet vid aktuell tidpunkt, har vi antagit att resultatet från DAGVL-DIFF körningarna ger den riktiga bilden av hur vattnet rör sig i ledningssystemet. På nästa sida ses en jämförelse mellan NIVANETT och DAGVL-DIFF i uppströms respektive nedströms brunn. Trycknivån ges som funktion av tiden för ett regn med 5 minuters varaktighet och en återkomsttid på 10 år.

Beträffande övriga resultat se kapitel 9 samt appendix E.

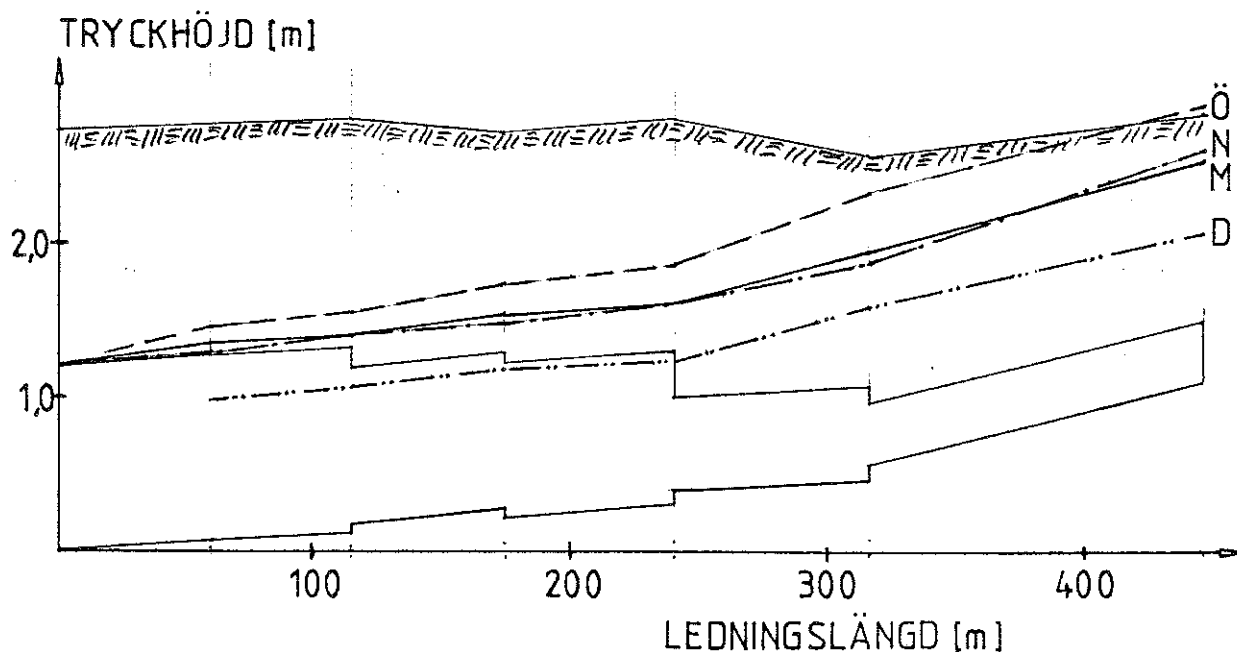


Figur 9.6. Trycknivån som funktion av tiden för uppströms respektive nedströms brunn för ett 10-årsregn.

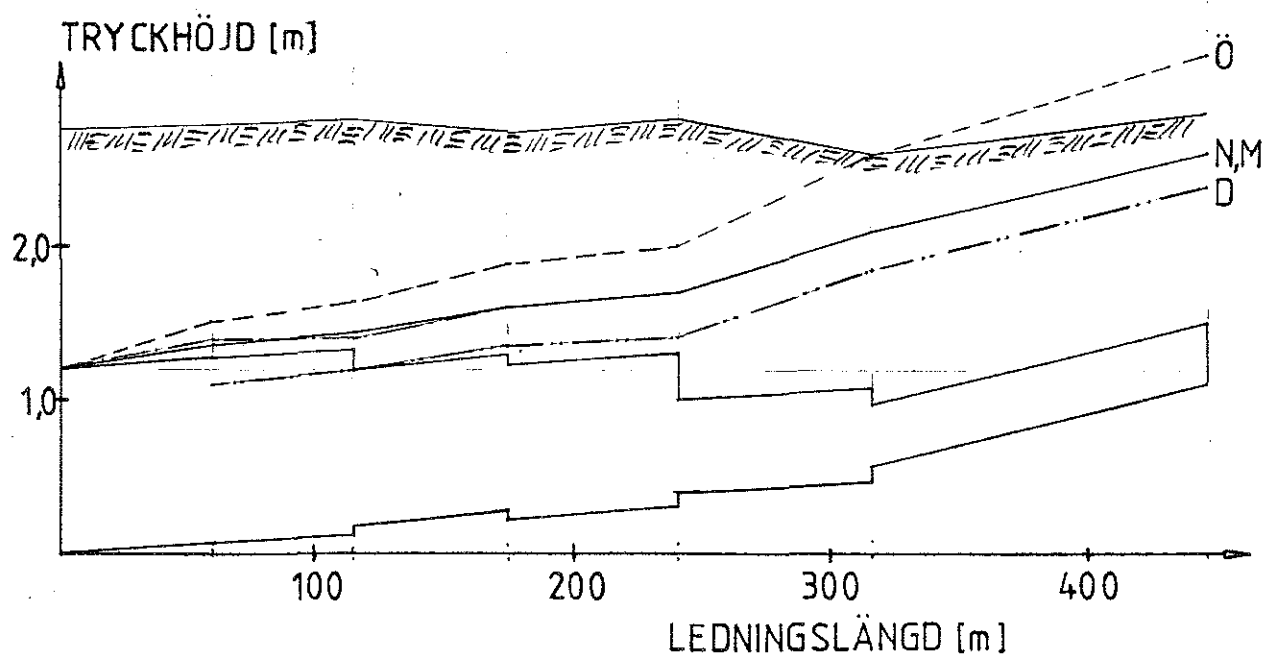
10 RESULTAT OCH DISKUSSION

Vi hade från början förutsatt att handberäkningsmetoderna skulle skilja sig markant från datormodellerna och att dessa i sin tur skulle skilja sig åt. I stort sett blev det så, men skillnaderna blev inte så stora som väntat.

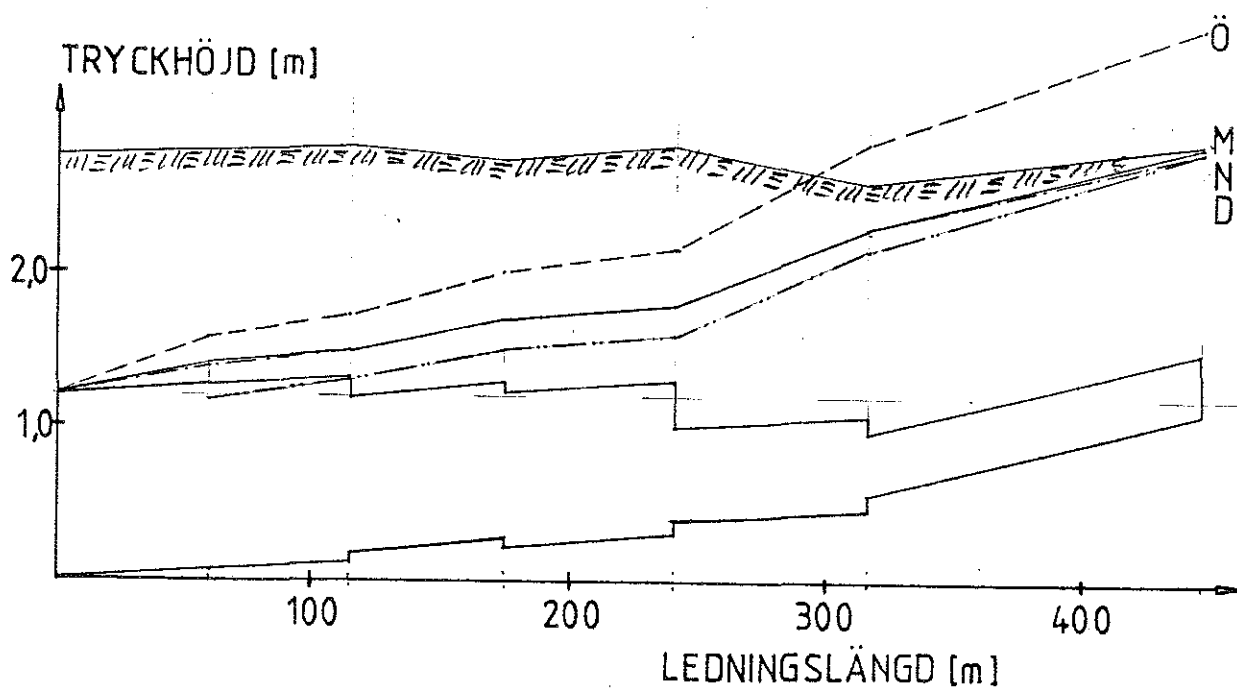
Av beräkningarna framgår att Maxflödesmetodens och NIVANETT:s trycklinjer i stort sett följs åt. Överslagsmetoden fick däremot som väntat den största trycklinjelutningen och DAGVL-DIFF den lägsta. Om man börjar belasta ledningsnätet så visar det sig att trycklinjen ökar mest på ledningssträckan 3-12-13-14-15-16-17 (ledningsnätets utseende visas i appendix A). Nedan visas max trycknivå för de olika beräkningsmetoderna längs den aktuella ledningssträckan. Visade återkomsttider är 6,8 och 10 år. Oberoende av vald återkomsttid blev den inbördes ordningen mellan metoderna den samma.



Figur 10.1. Max vattennivå för de olika metoderna för återkomsttiden 6 år.



Figur 10.2. Max vattennivå för de olika metoderna för återkomsttiden 8 år.



Figur 10.3. Max vattennivå för de olika metoderna för återkomsttiden 10 år.

Överslagsmetoden ger en betydligt lägre återkomsttid än de övriga metoderna. Detta beror på att flödet summeras för varje knutpunkt utan någon som helst dämpning, vilket ger mycket stora flöden i ledningarna. Den andra handberäkningsmetoden, Maxflödesmetoden, har en ytavrinningsberäkning enligt tid-area metoden och dessutom dämpning av flödet i ledningarna.

Som tidigare nämnts är skillnaden i trycklinjens lutning mellan Maxflödesmetoden och NIVANETT mycket liten. Anledningen till de små differenserna är att systemet är litet i förhållande till regnvaraktigheten och då går hela ledningsnätet fyllt. Längre ledningar skulle eliminera detta och förmodligen ge större skillnader metoderna emellan.

De behandlade datormodellerna, NIVANETT och DAGVL-DIFF, har olika rutiner för trycknivåberäkningen. NIVANETT tar inte hänsyn till vattennivån i ledningarna. NIVANETT bör ge högre flöden än DAGVL-DIFF pga att den dimensionerar upp ledningen för att flödet skall kunna passera. Systemet går i vårt fall helt fyllt, vilket ger ungefär samma flöden. Vid beräkning av icke dämnda ledningar blir skillnaden mellan modellerna marginell, men vid dämnda ledningar ger DAGVL-DIFF en något högre återkomsttid.

Tabell 10.1. Återkomsttid för översvämning.

BRUNN	Ö	M	N	D
1	7	>11	>11	>11
2	5	10	>11	>11
3	6	10	10	11
4	11	>11	>11	>11
5	5	>11	>11	>11
6	>11	>11	>11	>11
7	>11	>11	>11	>11
8	>11	>11	>11	>11
9	>11	>11	>11	>11
10	>11	>11	>11	>11
11	10	>11	>11	>11
12	8	>11	>11	>11
13	>11	>11	>11	>11
14	>11	>11	>11	>11
15	>11	>11	>11	>11
16	>11	>11	>11	>11

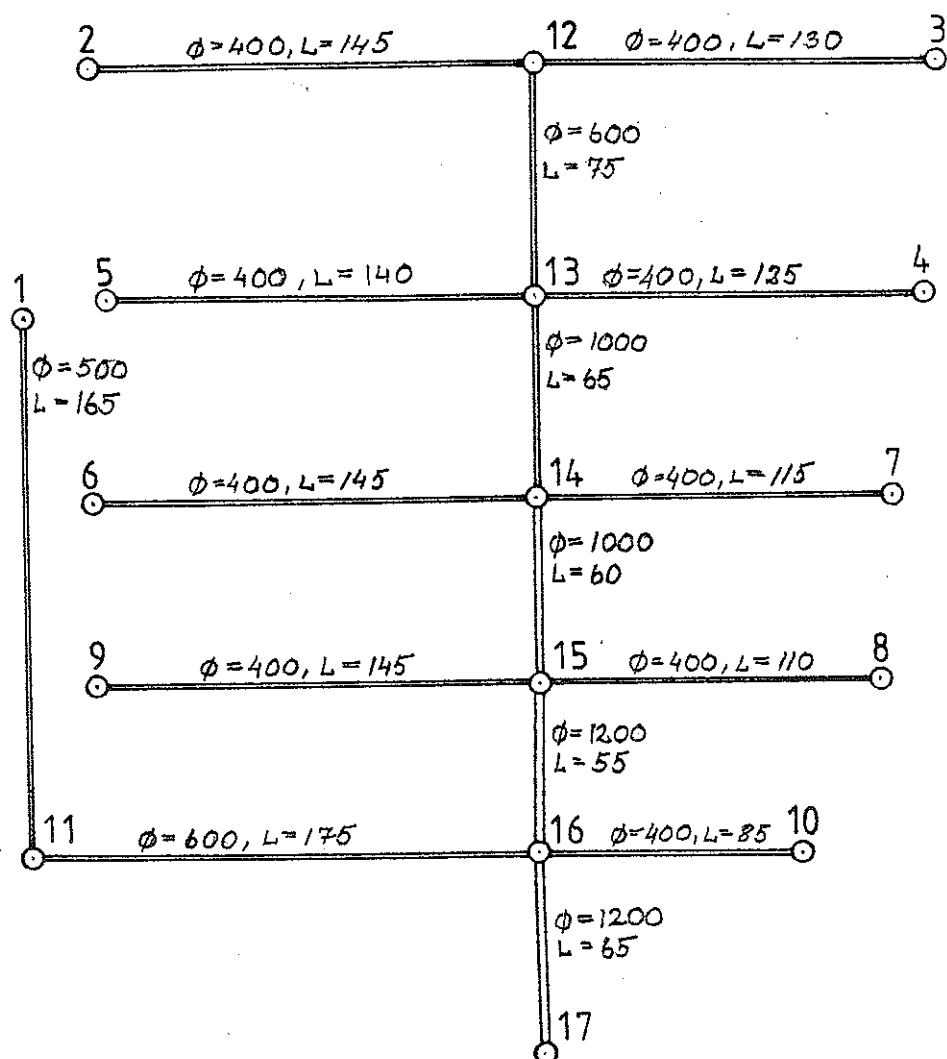
I valet av analysmodell bör man inte begränsas av någon enstaka metod utan man skall behärska ett metodpaket, t.ex. de fyra metoder som vi valt att ta upp i rapporten. Vid större nät är en datormodell att föredra då det annars skulle ta alltför lång tid att pröva olika alternativ. Analysen bör då utföras av DAGVL-DIFF, den enda metod som kan göra en dämpningsanalys.

11 REFERENSER

- /1/ Ingemar Björklund, VBB
VA-byggandet i framtiden
Dokumentation VA-dagen 1985
- /2/ VAV P28 - Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar
Svenska Vatten- och Avloppsverksföreningen, Stockholm 1976
- /3/ Gilbert Svensson, Håkan Strandner
NIVANETT manual. Ett datorprogram för simulering av flöden i avloppsnät.
Meddelande nr 72
Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, Göteborg 1983
- /4/ Kompendium i VA-teknik. Grundkurs
Institutionen för Vattenförsörjnings- och Avloppsteknik, CTH, Göteborg 1980
- /5/ Sven Lyngfelt, Gilbert Svensson
Dagvattenavrinning från stora urbana områden. Simuleringsmetodik exemplifierat på Göteborgsregionen
Meddelande nr 68
Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, Göteborg 1983
- /6/ Anders Sjöberg
DAGVL-DIFF. Beräkning av icke-stationära flödesförlopp i helt eller delvis fyllda avloppssystem, tunnlar och kanaler.
Rapport serie B:45
Institutionen för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1984
- /7/ Anders Sjöberg
The sewer network models DAGVL-A and DAGVL-DIFF
Rapport serie B:28
Institutionen för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1981
- /8/ Klas Cederwall, Peter Larsson
Hydraulik för väg- och vattenbyggare
Liber Läromedel, Lund 1976
- /9/ Jan-Olof Grönlund, Mats Larsson
Kapacitetsanalys av ett dagvattensystem i centrala Göteborg
Examensarbete 1982:1
Institutionen för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1982
- /10/ Hydrologi för V2
Undervisningsskrift nr 1978:06
Institutionen för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1978

- /11/ Kompendium i VA-teknik
Institutionen för Vattenförsörjnings- och Avloppsteknik,
CTH, Göteborg 1984
- /12/ Sven Lyngfelt
Dimensionering av dagvattensystem - RATIONELLA METODEN
Meddelande nr 56
Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, Göteborg 1981
- /13/ Sven Lyngfelt
Dimensionering och analys av dagvattensystem. Val av
beräkningsmetod.
Rapport serie C:18
Institutionen för Vattenbyggnad, CTH, Göteborg 1982

Appendix A BESKRIVNING AV DAGVATTENSYSTEM



Brunn	Ø (mm)	A (ha)	Nivå övre	Nivå nedre	Lutning (%)	Marknivå
1	500	0.75	1.09	0.55	3.9	2.89
2	500	0.425	1.16	0.57	4.1	2.89
3	500	0.55	1.10	0.57	4.1	2.83
4	500	0.475	1.03	0.50	4.2	2.76
5	500	0.425	1.27	0.50	5.5	3.00
6	500	0.40	1.01	0.43	4.0	2.74
7	500	0.40	0.93	0.43	4.3	2.66
8	500	0.275	0.88	0.42	4.2	2.61
9	500	0.325	0.95	0.37	4.0	2.68
10	500	0.45	0.63	0.37	3.1	2.43
11	750	0.85	0.55	0.22	2.0	2.55
12	750	1.075	0.47	0.40	0.9	2.57
13	1200	0.95	0.30	0.23	1.1	2.80
14	1200	1.00	0.27	0.17	1.0	2.73
15	1400	0.85	0.12	0.07	0.9	2.82
16	1400	0.90	0.07	0.00	1.1	2.77

Appendix B HJÄLPPROGRAMMET - KUBIK

Hjälpprogram för att formattera om NIVANETT:s ytaavrinningshydrograf så att den kan användas i DAGVL-DIFF.

```

c-----
c
c                               KUBIK
c
c   Program för formattering av inloppshydrografer.
c   -----
c
c   Programmet läser in hydrografer givna av NIVANETT och
c   formatterar om dem så att de kan läsas av DAGVL-DIFF.
c   NIVANETT:s hydrografer läggs upp på en os-fil.
c   Efter körning med KUBIK måste inloppshydrograferna
c   föras med brunnsnummer enligt NIVA.
c
c   A      = antal punkter på hydrografen
c   B      = antal värden som skall läsas in, tidpunkt flöde
c   Q(i)   = flödet vid en viss tidpunkt
c   Q(i-1) = tidpunkt
c-----
c
c   INTEGER A,B
c   DIMENSION Q(60)
20  READ(4,100,END=10) A
c   B=2*A
c   READ(4,110) (Q(I),I=1,B)
c   DO 1 I=2,B,2
c     Q(I-1)=Q(I-1)-1
c     Q(I)=Q(I)/1000.
1   CONTINUE
c   WRITE(6,100) A
c   WRITE(6,120) (Q(I),I=1,B)
c   GOTO 20
100  FORMAT(8X,I2)
110  FORMAT(5(F7.0,F7.3))
120  FORMAT((1X,5(F7.0,F7.3)))
10   STOP
c   END

```

OBS! Brunnsnummer måste in i hydrografen efter körning av KUBIK.

Slutligt utseende blir då:

```

14,11
0. 0.009 1. 0.025 2. 0.056 ..... 10. 0.009
=> 11 punkter på hydrografen i brunn 14.

```

Appendix C BERÄKNINGAR - ÖVERSLAGSMETODEN

5-årsregn, $i = 238 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

Brunn	$Q_d \text{ (l/s)}$	A (ha)	$Q_m \text{ (l/s)}$	$S_d \text{ (‰)}$	$S_m \text{ (‰)}$	L (m)	H (m)	$\Sigma H \text{ (m)}$
16	1325	10.1	2404	1.1	3.6	60	0.22	0.22
15	1218	7.15	1702	0.9	1.8	55	0.097	0.317
14	785	5.7	1357	1.0	3.0	60	0.179	0.496
13	814	3.9	928	1.1	1.4	65	0.093	0.589
12	194	2.05	488	0.9	5.7	75	0.427	1.016
11	284	1.6	380	2.0	3.6	165	0.593	0.815
1	217	0.75	178	3.9	3.9	175	0.685	1.498
5	159	0.425	101	5.5	5.5	140	0.770	1.360
2	137	0.425	101	4.1	4.1	145	0.595	1.61
3	137	0.55	131	4.1	4.1	130	0.533	1.55

6-årsregn, $i = 253 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

Brunn	$Q_d \text{ (l/s)}$	A (ha)	$Q_m \text{ (l/s)}$	$S_d \text{ (‰)}$	$S_m \text{ (‰)}$	L (m)	H (m)	$\Sigma H \text{ (m)}$
16	1325	10.1	2555	1.1	4.1	60	0.25	0.25
15	1218	7.15	1809	0.9	2.0	55	0.11	0.36
14	785	5.7	1442	1.0	3.4	60	0.20	0.56
13	814	3.9	987	1.1	1.6	65	0.11	0.67
12	194	2.05	519	0.9	6.4	75	0.48	1.15
11	284	1.6	405	2.0	4.1	175	0.71	0.96
1	217	0.75	190	3.9	3.9	165	0.64	1.60
5	159	0.425	108	5.5	5.5	140	0.77	1.44
2	137	0.425	108	4.1	4.1	145	0.60	1.75
3	137	0.55	139	4.1	4.2	130	0.55	1.69

8-årsregn, i = 278 l/s·ha

Brunn	Q _d (l/s)	A (ha)	Q _m (l/s)	S _d (‰)	S _m (‰)	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1325	10.1	2808	1.1	4.9	60	0.32	0.32
15	1218	7.15	1988	0.9	2.7	55	0.13	0.45
14	785	5.7	1584	1.0	4.1	60	0.24	0.69
13	814	3.9	1084	1.1	2.0	65	0.13	0.82
12	194	2.05	570	0.9	7.8	75	0.58	1.40
11	284	1.60	445	2.0	4.0	175	0.85	1.18
1	217	0.75	208	3.9	3.9	165	0.64	1.82
5	159	0.425	120	5.5	5.5	140	0.77	1.59
2	137	0.425	120	4.1	4.1	145	0.60	2.00
3	137	0.55	153	4.1	4.1	130	0.60	2.00

10-årsregn, i = 301 l/s·ha

Brunn	Q _d (l/s)	A (ha)	Q _m (l/s)	S _d (‰)	S _m (‰)	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1325	10.1	3040	1.1	5.8	60	0.38	0.38
15	1218	7.15	2152	0.9	2.8	55	0.15	0.53
14	785	5.7	1716	1.0	4.8	60	0.29	0.82
13	814	3.9	1174	1.1	2.3	65	0.15	0.97
12	194	2.05	617	0.9	9.1	75	0.68	1.65
11	284	1.60	482	2.0	5.8	175	1.01	1.49
1	217	0.75	226	3.9	4.2	165	0.70	2.19
5	159	0.425	129	5.5	5.5	140	0.77	1.74
2	137	0.425	129	4.1	4.1	145	0.60	2.24
3	137	0.55	165	4.1	5.6	130	0.77	2.42

11-årsregn, $i = 312 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

Brunn	$Q_d \text{ (l/s)}$	A (ha)	$Q_m \text{ (l/s)}$	$s_d \text{ (‰)}$	$s_m \text{ (‰)}$	L (m)	H (m)	$\Sigma H \text{ (m)}$
16	1325	10.1	3151	1.1	6.2	60	0.40	0.40
15	1218	7.15	2231	0.9	3.0	55	0.17	0.57
14	785	5.7	1778	1.0	5.1	60	0.31	0.88
13	814	3.9	1217	1.1	2.5	65	0.16	1.04
12	194	2.05	640	0.9	9.8	75	0.73	1.77
11	284	1.60	499	2.0	6.2	175	1.08	1.48
1	217	0.75	234	3.9	4.5	165	0.75	2.23
5	159	0.425	134	5.5	5.5	140	0.77	1.81
2	137	0.425	134	4.1	4.1	145	0.60	2.37
3	137	0.55	172	4.1	6.4	130	0.84	2.61

Appendix D BERÄKNINGAR - MAXFLÖDESMETODEN

5-årsregn, $i = 238 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

Brunn	Q_m/Q_d	$S_d (\%)$	$S_m (\%)$	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1.26	1.1	1.8	60	0.10	0.10
15	1.02	0.9	0.9	55	0.05	0.15
14	1.33	1.0	1.8	60	0.11	0.26
13	0.90	1.1	1.1	65	0.07	0.33
12	2.09	0.9	3.9	75	0.29	0.63
11	0.85	2.0	2.0	175	0.35	0.45
1	0.65	3.9	3.9	165	0.64	1.09
5	0.56	5.5	5.5	140	0.77	1.10
2	0.62	4.1	4.1	145	0.60	1.23
3	0.81	4.1	4.1	130	0.53	1.16

6-årsregn, $i = 253 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

Brunn	Q_m/Q_d	$S_d (\%)$	$S_m (\%)$	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1.48	1.1	2.4	60	0.14	0.14
15	1.17	0.9	1.2	55	0.07	0.21
14	1.47	1.0	2.2	60	0.13	0.34
13	0.97	1.1	1.1	65	0.07	0.41
12	2.22	0.9	4.4	75	0.33	0.74
11	1.05	2.0	2.2	175	0.39	0.53
1	0.73	3.9	3.9	165	0.64	1.17
5	0.60	5.5	5.5	140	0.77	1.18
2	0.68	4.1	4.1	145	0.60	1.33
3	0.87	4.1	4.1	130	0.53	1.27

8-årsregn, $i = 278 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

Brunn	Q_m/Q_d	$s_d (\text{‰})$	$s_m (\text{‰})$	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1.56	1.1	2.7	60	0.17	0.17
15	1.25	0.9	1.4	55	0.08	0.25
14	1.59	1.0	2.5	60	0.15	0.40
13	1.06	1.1	1.2	65	0.08	0.48
12	2.46	0.9	5.5	75	0.41	0.89
11	1.05	2.0	2.2	175	0.39	0.56
1	0.76	3.9	3.9	165	0.64	1.20
5	0.65	5.5	5.5	140	0.77	1.25
2	0.72	4.1	4.1	145	0.60	1.48
3	0.92	4.1	3.5	130	0.45	1.34

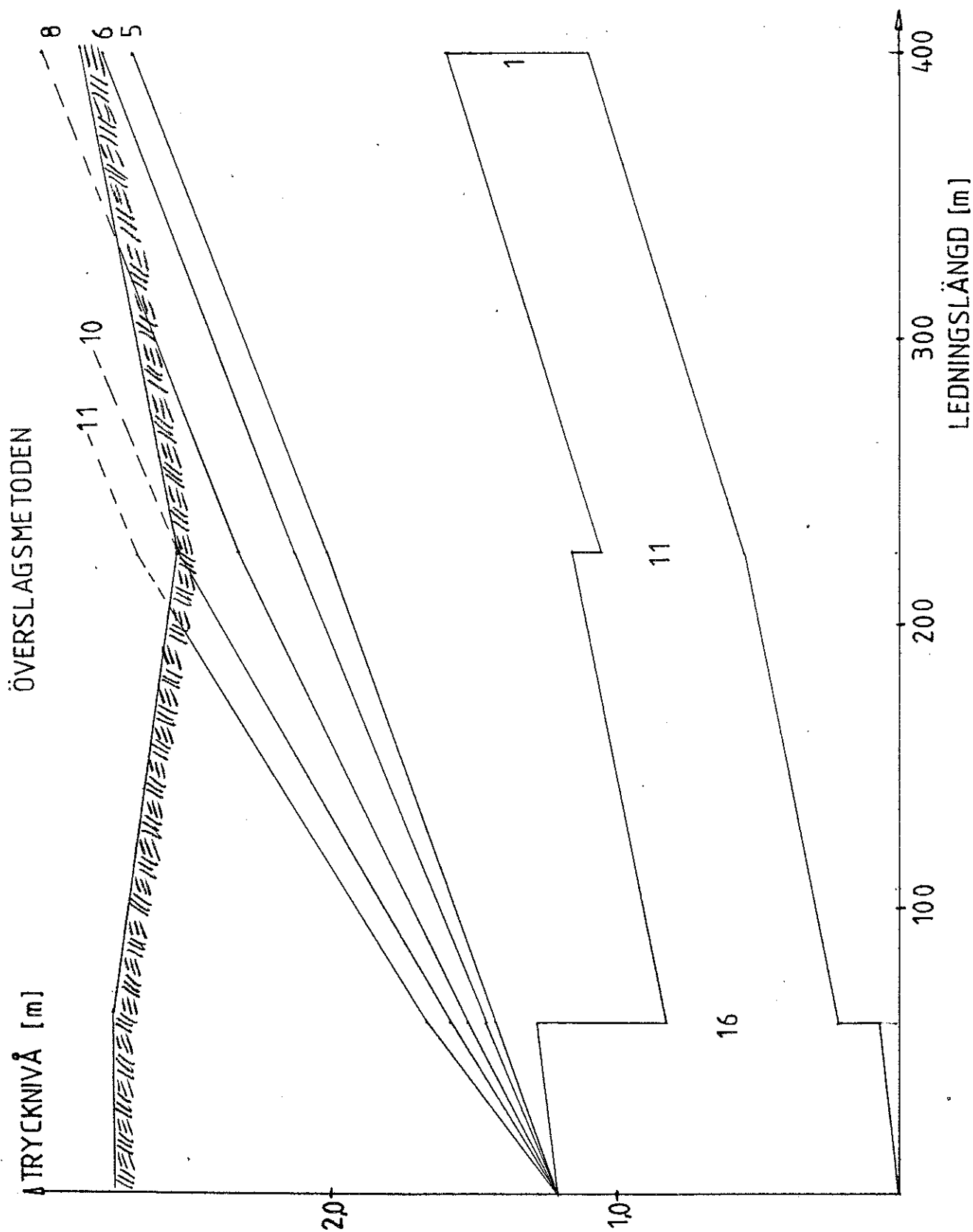
10-årsregn, $i = 301 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$

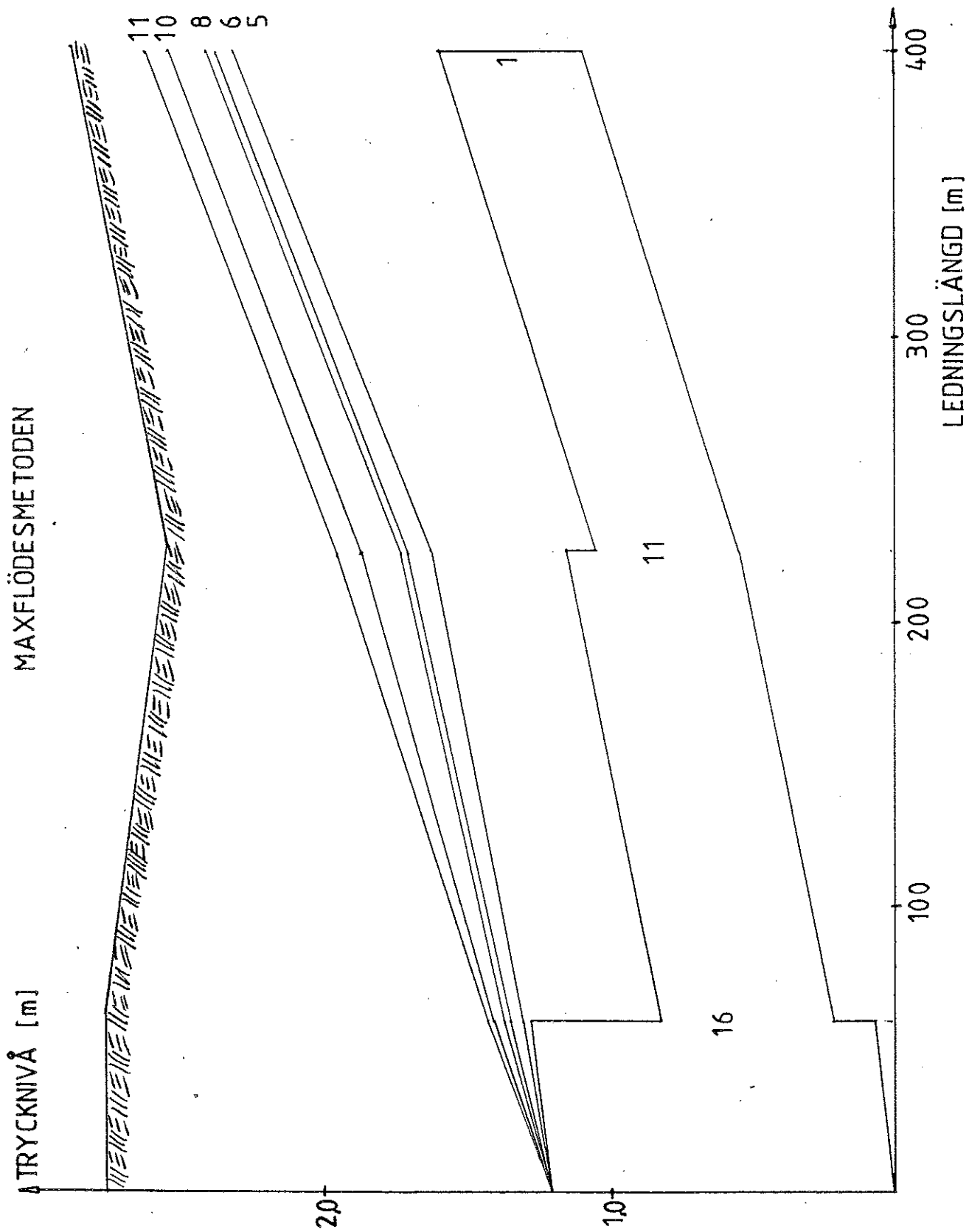
Brunn	Q_m/Q_d	$s_d (\text{‰})$	$s_m (\text{‰})$	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1.73	1.1	3.3	60	0.21	0.21
15	1.38	0.9	1.7	55	0.09	0.30
14	1.75	1.0	3.1	60	0.18	0.48
13	1.16	1.1	1.5	65	0.10	0.58
12	2.69	0.9	6.5	75	0.49	1.07
11	1.18	2.0	2.8	175	0.49	0.70
1	0.82	3.9	3.9	165	0.64	1.34
5	0.69	5.5	5.5	140	0.77	1.35
2	0.77	4.1	4.1	145	0.60	1.67
3	1.02	4.1	4.3	130	0.56	1.63

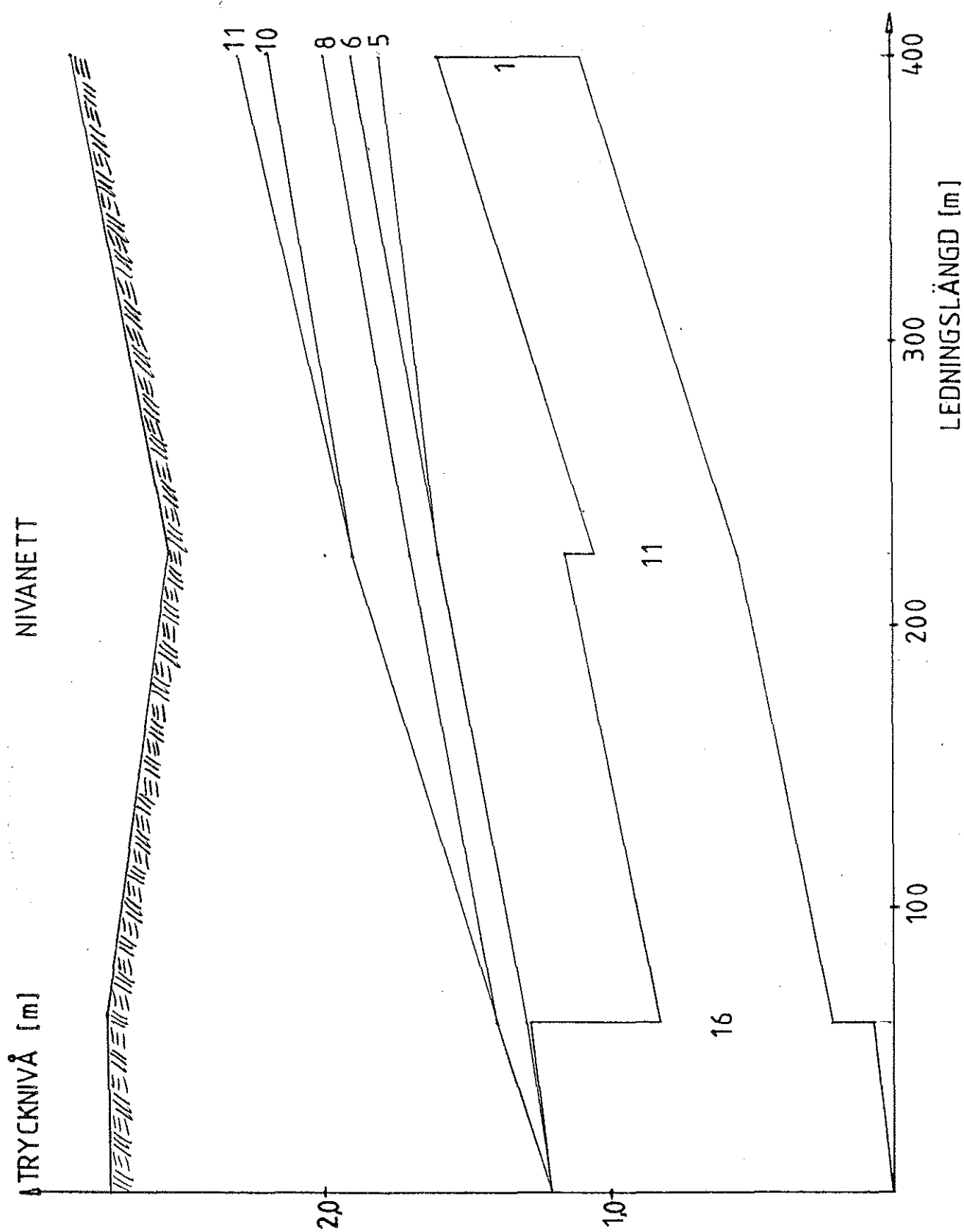
11-årsregn, i = 312 l/s-ha

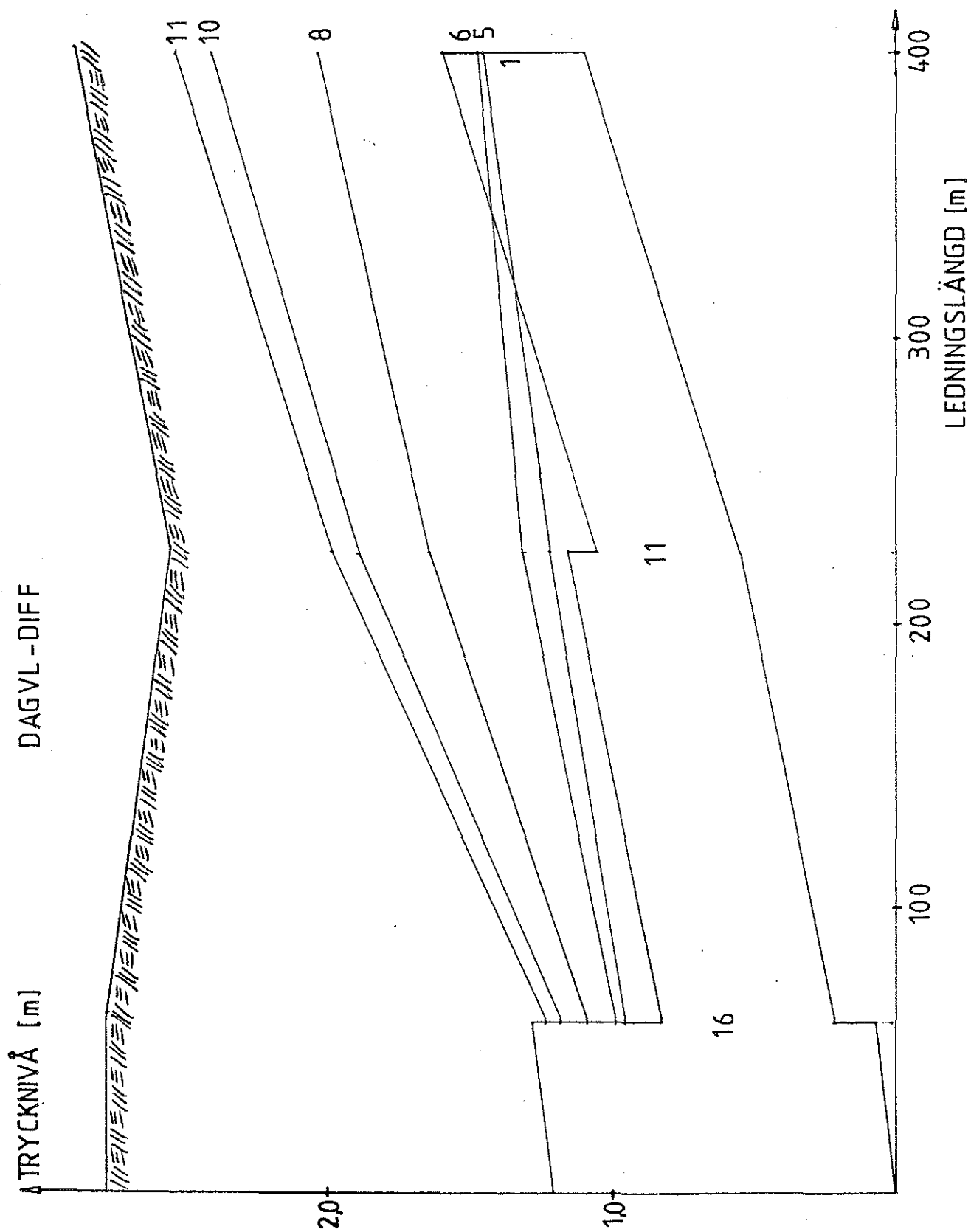
Brunn	Q_m/Q_d	S_d (‰)	S_m (‰)	L (m)	H (m)	ΣH (m)
16	1.81	1.1	3.6	60	0.23	0.23
15	1.44	0.9	1.9	55	0.10	0.33
14	1.83	1.0	3.4	60	0.20	0.53
13	1.21	1.1	1.6	65	0.10	0.63
12	2.80	0.9	7.1	75	0.53	1.16
11	1.25	2.0	3.1	175	0.55	0.78
1	0.83	3.9	3.9	165	0.64	1.42
5	0.72	5.5	5.5	140	0.77	1.40
2	0.80	4.1	4.1	145	0.60	1.76
3	1.07	4.1	4.7	130	0.61	1.77

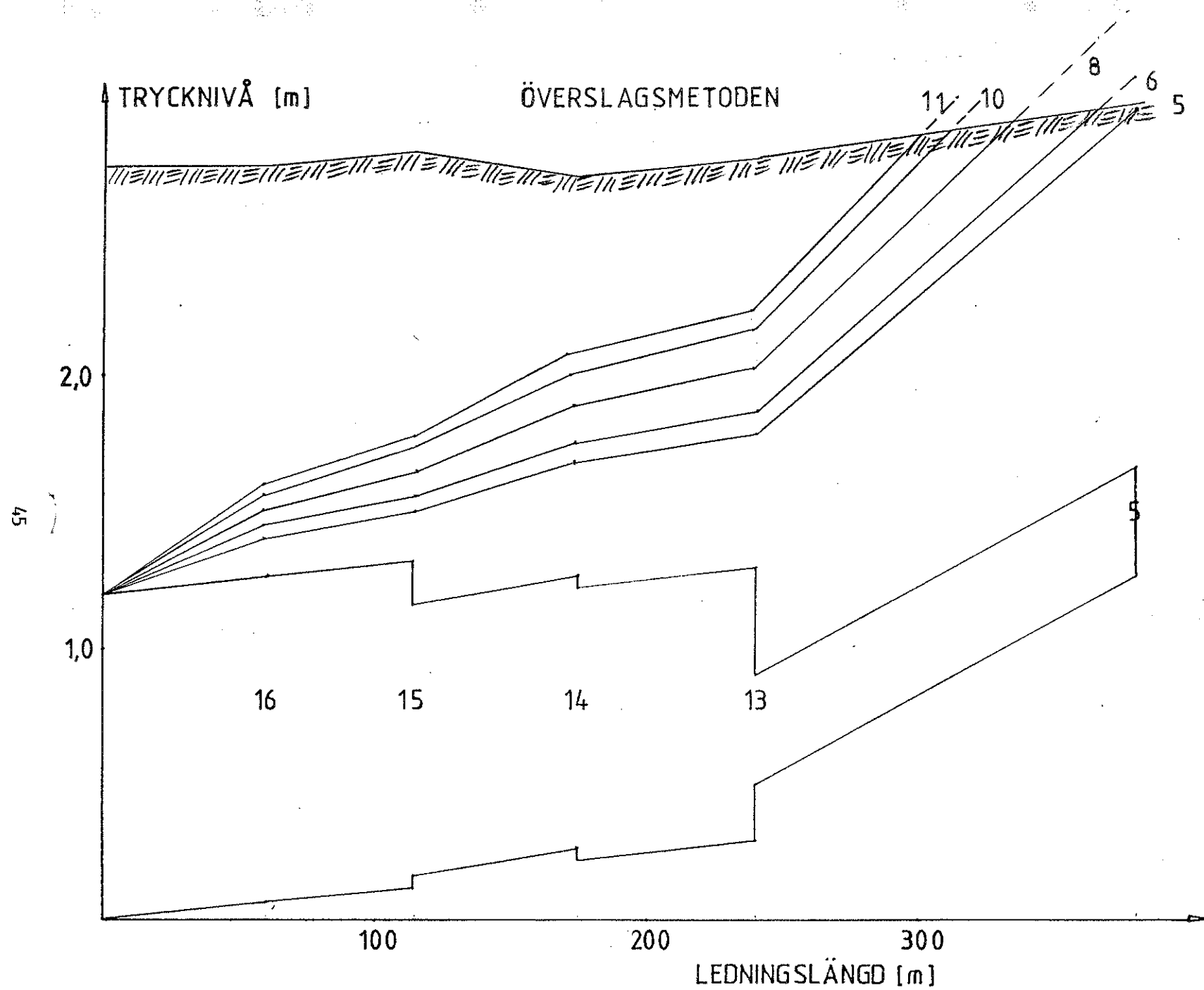
Appendix E TRYCKNIVÅN FÖR OLIKA ÅTERKOMSTTIDER

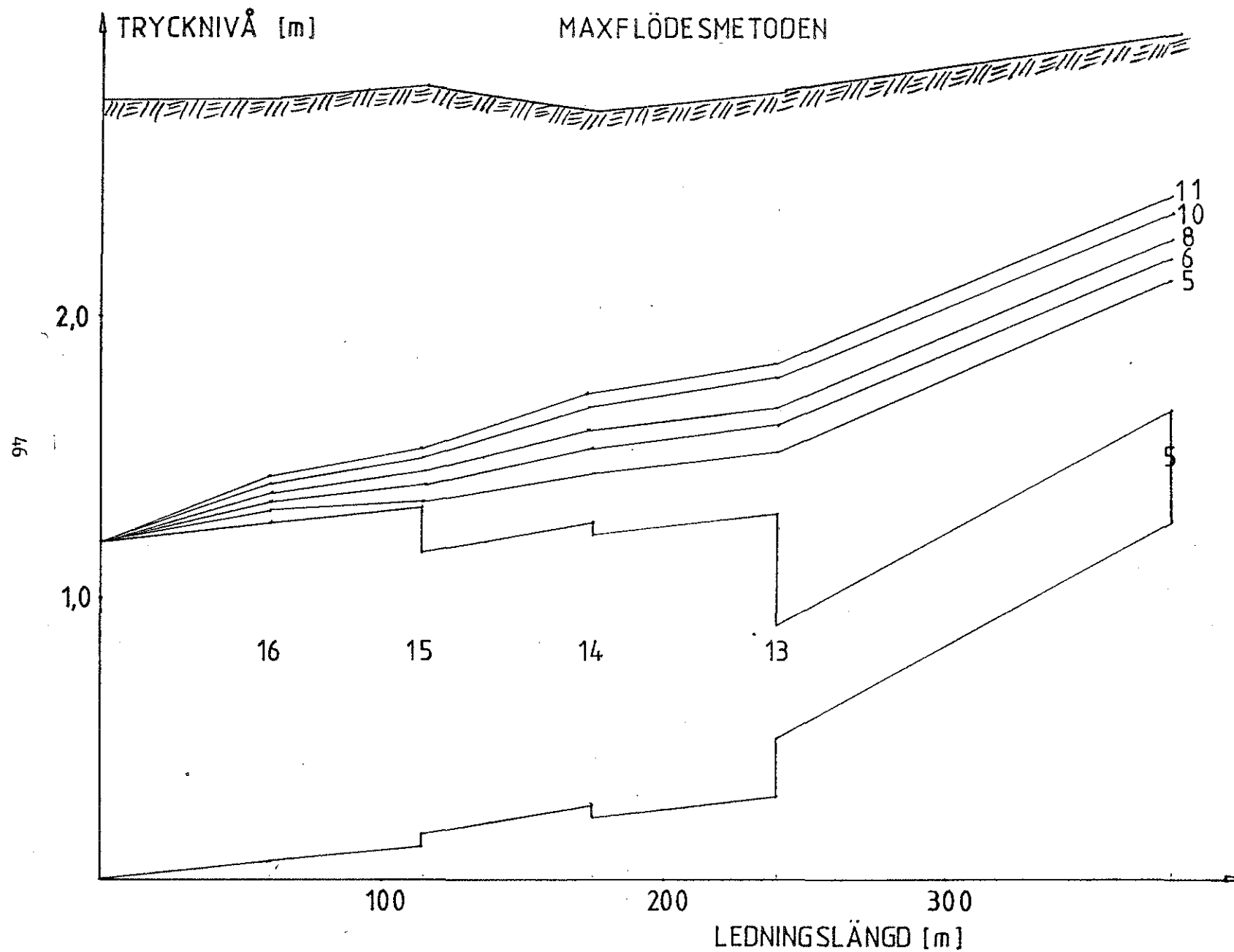


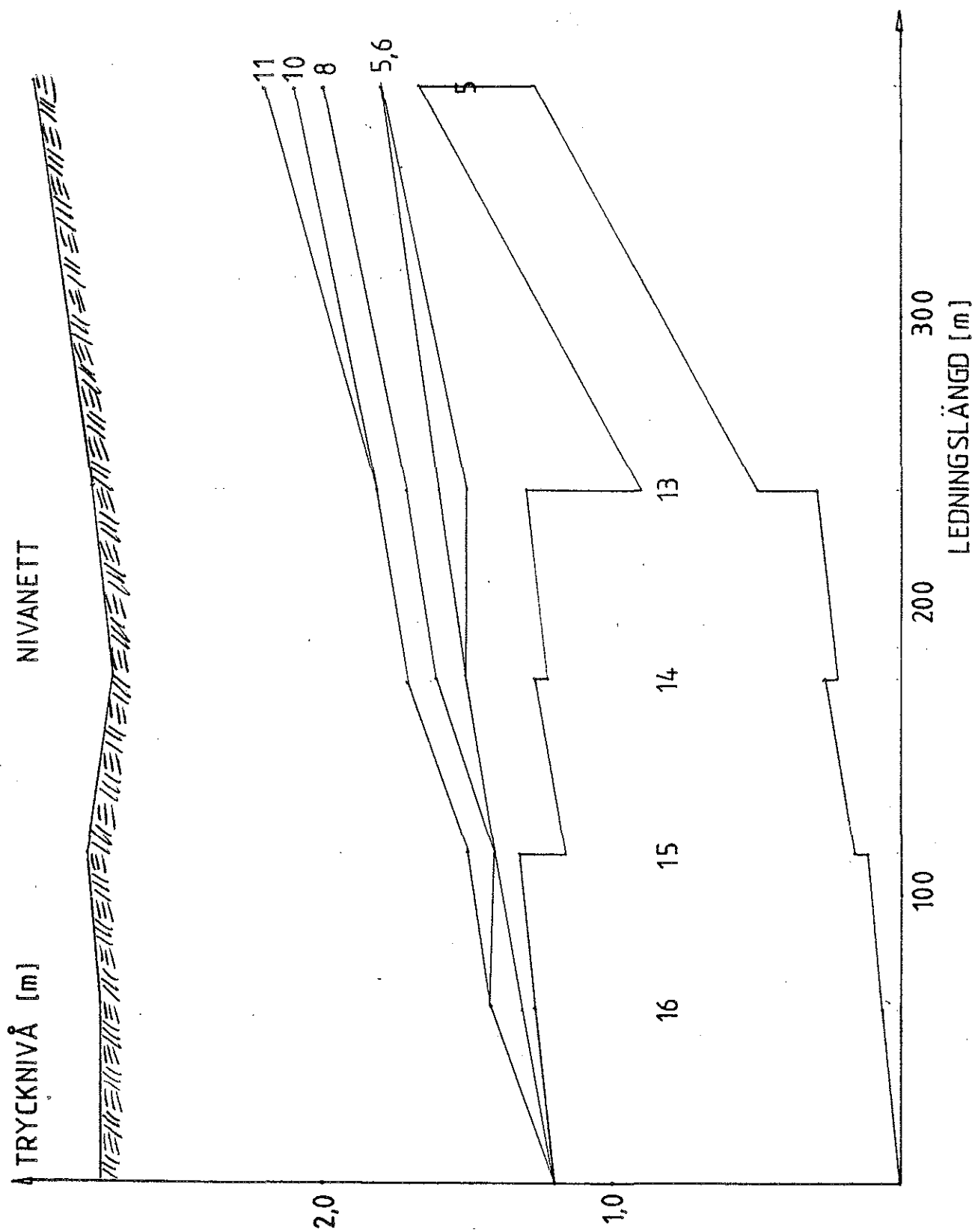


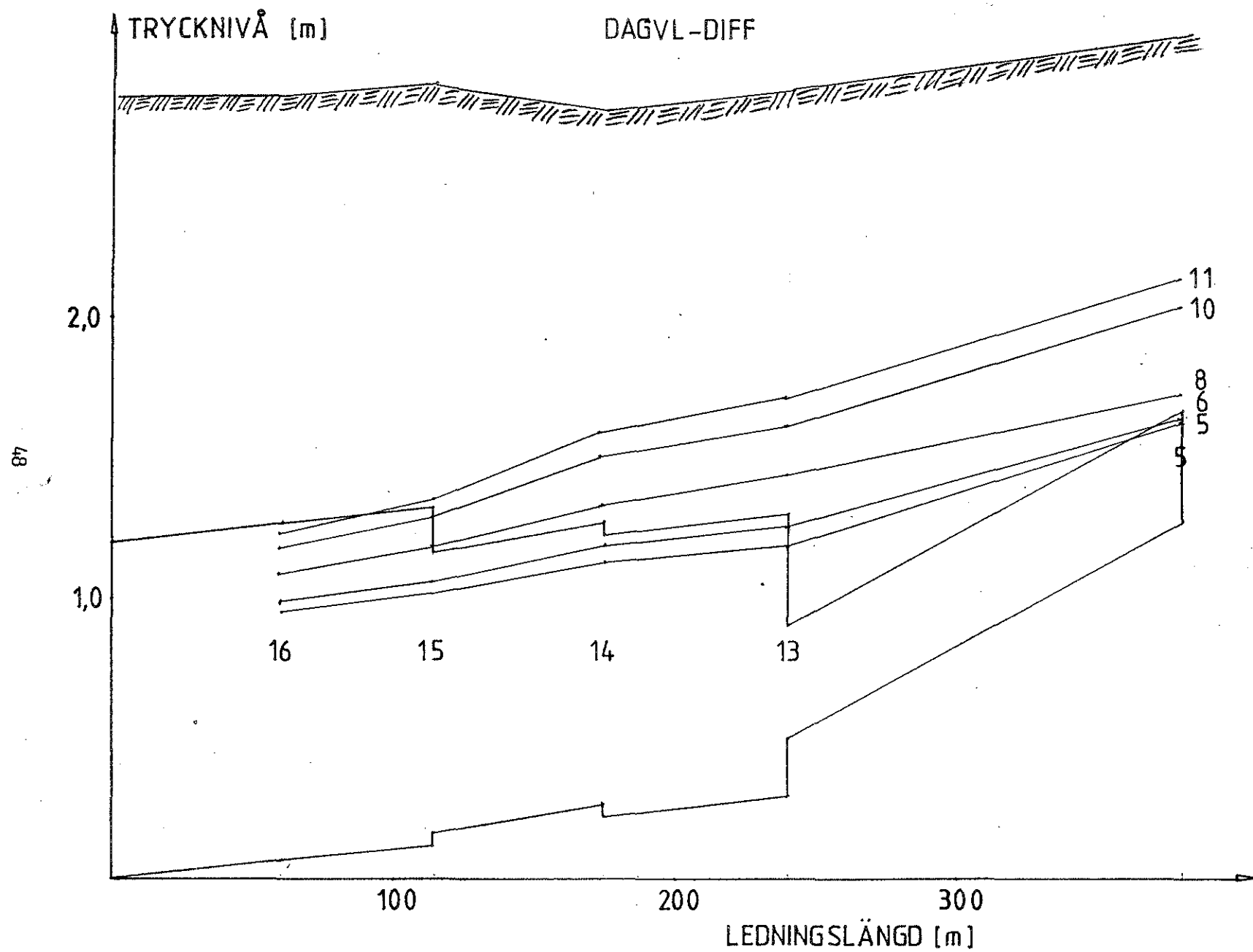


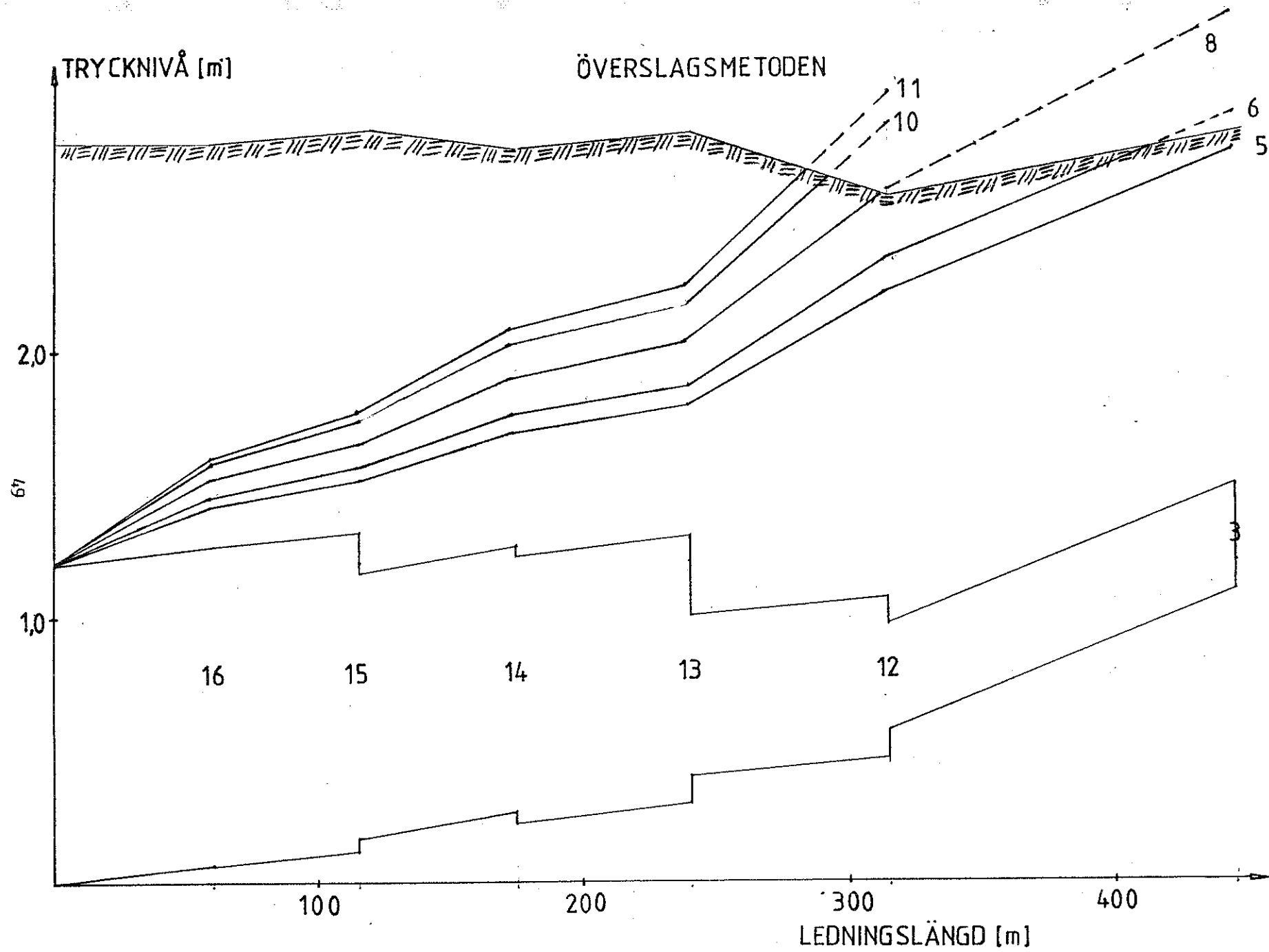












MAXFLÖDESMETODEN

