

Dimensionering av allmänna avloppsledningar



Dimensionering av allmänna avloppsledningar



Svenskt Vatten påtar sig inget ansvar för eventuella felaktigheter, tryckfel eller felaktig användning av denna publikation.

Copyright: Svenskt Vatten AB

Framsidesbild: Krister Carlsson

Illustrationer: Amis Halldin, Gilbert Svensson, Olle Ljunggren

Grafisk form: Beckeman & Wenner

Tryck: Ljungföretagen

Utgåva: 1, Mars 2004

ISSN nr: 1651-4947

Förord

Publikation P90 är en genomgripande omarbetning av VAV P28, ”Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar”. VAV P 28 har haft stor genomslagskraft, inte bara vid ingenjörsmässiga beräkningar utan även vid juridiska bedömningar av skadeståndsskyldighet vid inträffade källaröversvämningar.

I de nu föreliggande anvisningarna för dimensionering och analys av allmänna avloppsledningar har dimensioneringskriterierna från VAV P 28 översatts till mer allmänna funktionskrav. Därutöver har en allmän översyn och modernisering gjorts av innehållet i VAV P 28. Kompletteringar och anpassningar har gjorts med hänsyn till de genomgripande förändringar av dimensionerings- och analysarbetet som tillkomsten av datorbaserade beräkningsmodeller medfört.

Den nu föreliggande publikationen har framarbetats av Gilbert Svensson, Chalmers Tekniska Högskola och Olle Ljunggren, Göteborgs VA-verk. Sven Lyngfelt, Chalmers Tekniska Högskola, har utformat hydraulikavsnitten i dimensioneringskapitlet och Bertil Sundlöf, Tyréns, har i kommentardelen bidragit med sina erfarenheter vad gäller dränering av bebyggelse.

Revideringen av VAV P28 har pågått under lång tid och många personer har bidragit med värdefulla synpunkter under arbetets gång individuellt eller via olika referensgrupper. 1998 sändes förslaget på remiss som resulterade i ett 15-tal remissvar. Där framkom att även dimensionering av utjämningsmagasin borde arbetas in i publikationen. I juni 2002 hölls ett seminarium om revideringsarbetet med ett 10-tal företrädare för olika VA-verk. Under en seminarieserie hösten 2003 framkom ytterligare många synpunkter som också har inarbetats.

Synpunkter på de VA-juridiska bedömningarna har erhållits från förbundsjurist Germund Persson, Svenska Kommunförbundet. Under årens lopp har även ett flertal personer från Svenskt Vattens kansli varit engagerade. I slutfasen av revideringsarbetet har Rita Lord, Nils Lindblad och Hans Bäckman från Svenskt Vattens kansli medverkat.

Svenskt Vatten vill framföra sitt varma tack till alla de personer som bidragit i detta viktiga publikationsarbete.

Stockholm i mars 2004.

Svenskt Vatten AB

Innehåll

1	Begreppsförklaringar	7		
2	Inledning	9		
2.1	Översikt	9		
2.2	Avloppssystem	9		
2.2.1	Funktion	9		
2.2.2	Policy	10		
3	Funktionskrav	11		
3.1	Allmänt	11		
3.2	Spillvattenförande system	12		
3.3	Dagvattensystem	12		
3.4	Dränvattensystem	12		
3.5	Kombinerade system	13		
4	Flödesberäkning	14		
4.1	Spillvatten	14		
4.1.1	Beräkning av specifik spillvattenavrinning	14		
4.1.2	Flödesvariationer	14		
4.1.3	Beräkning av spillvattenflöde	16		
4.2	Dagvattenflöden	17		
4.2.1	Allmänt	17		
4.2.2	Beräkning av dimensionerande flöden med rationella metoden	17		
4.2.3	Dimensionerande regnintensitet	18		
4.2.4	Avrinningskoefficient	21		
4.2.5	Vattenhastighet och rinntid	22		
4.2.6	Minskning av maxflödet med hänsyn till utjämnings effekter i ledningsnät	22		
4.2.7	Beräkning av dimensionerande flöden med hänsyn till magasinering	22		
4.2.8	Avrinning från naturmark	25		
4.2.9	Snösmältning	27		
4.3	Dränvatten	27		
4.3.1	Allmänt	27		
4.3.2	Beräkningsförutsättningar	27		
4.3.3	Maxflödesdimensionering	27		
4.3.4	Dimensionering med hänsyn till volym	28		
4.3.5	Beräkning av dränvattenflöde	28		
5	Dimensionering	29		
5.1	Dimensionerande flöden	29		
5.1.1	Belastningar på avloppssystem	29		
5.1.2	Spillvattenledning	29		
5.1.3	Dagvattenledning	29		
5.1.4	Dränvattenledning	30		
5.1.5	Kombinerad ledning	30		
5.1.6	Utloppsledning	30		
5.2	Utformning av ledningsnät	31		
5.2.1	Allmänt	31		
5.2.2	Cirkulär tvärsnitt	31		
5.2.3	Brunnsförluster	32		
5.2.4	Delvis fylld ledning	34		
5.2.5	Självrensning	34		
5.2.6	Minimidimension	35		
5.2.7	Maximilutning	35		
5.3	Magasinutformning	35		
5.3.1	Allmänt	35		
5.3.2	Seriekopplade magasin	35		
5.4	Kontrollsektioner	36		
5.4.1	Allmänt	36		
5.4.2	Avbördning med fri vattenyta	36		
5.4.3	Avbördning under dämda förhållanden, reglering	37		
5.4.4	Avbördning genom cirkulärt hål	38		
5.4.5	Bräddavlopp	38		
6	Analys och dimensionering	40		
6.1	Allmänt	40		
6.2	Datorbaserade avrinningsmodeller	40		
6.3	Beskrivning av den hydrauliska transporten	40		
6.4	Avrinningsmodeller	40		
6.4.1	Hydrauliska modeller	41		

6.4.2	Datormodeller för dimensionering	41	8.1.2	Dagvattenflöde	54
6.4.3	Analys och dimensionering av bräddavlopp	41	8.1.3	Avrinning från naturmark	54
7	Kommentarer	42	8.1.4	Dimensionerade dagvattenflöde ...	55
	Kapitel 2.2: Avloppssystem	42	8.1.5	Dimensionering av utjämningsmagasin	55
	Kapitel 3.1: Allmänt	43	8.2	Kontroll av självrensning	57
	Kapitel 4.2: Dagvattenflöden	43	8.3	Tilläggsförluster i nedstigningsbrunnar vid fylld ledning	57
	Beräkning av dimensionerande flöden	43	8.4	Stalp vid sammanflöde i nedstigningsbrunn	57
	Avrinningskoefficient	44	8.5	Seriekopplade magasin	59
	Kapitel 4.3: Dränvatten	45	8.5.1	Dimensionering av brädd- och fördelningsledningar	59
	Dränering och bebyggelse	45	8.5.2	Utformning av brädd- och fördelningsledningar	60
	Dränering för att torrlägga mark ...	45	9	Litteraturförteckning	61
	Dränering för att möjliggöra LOD-hantering	46	10	Bilagor	62
	Kapitel 5.1: Dimensionerande flöden	47		Bilaga 1: Lokala intensitetsvaraktighetskurvor	62
	Utløppsledning	47		<i>Stockholm 1907-1946</i>	62
	Kapitel 5.2: Utformning av ledningsnät	47		<i>Göteborg 1926-1971</i>	63
	Kanal med ej cirkulär tvärsnitt ..	47		<i>Malmö 1928-1952</i>	64
	Diken	47		<i>Malmö 1980-1999</i>	65
	Val av ledningsråhet	48		<i>Borås 1919-1954</i>	66
	Sammanvägning av råheter	48		Bilaga 2: Regnintensiteter beräknade med Z-värden	67
	Påverkan av sediment	48		Bilaga 3: Colebrook-diagram	68
	Påverkan av nedstigningsbrunnar ..	48		Bilaga 4: Delfylld ledning	72
	Kapitel 6: Analys och dimensionering	52		Bilaga 5: Diagram för beräkning av avbördning genom cirkulärt hål	73
	Nyckeltalsbearbetning med hänsyn till nederbörd	52		Bilaga 6: Diagram för beräkning av självrensning	74
	Beräkningar, funktionskrav, dimensionerande flöde	52		Bilaga 7: Magasinsberäkning: Rationella metoden med hänsyn till rinntid	76
8	Beräkningsexempel	53		Bilaga 8: Magasinsberäkning: Tid-areametod	77
8.1	Va-teknisk lösning	54			
8.1.1	Spillvattenflöde	54			

1. Begreppsförklaringar

Anslutna personer, [p]

Antal personer inom ett avrinningsområde vars bebyggelse är ansluten till avloppsledningsnät.

Avloppsvatten

Vatten, i regel förorenat, som avleds i rörledning, dike eller dylikt; kan bestå av spillvatten, processvatten, kylvatten, dagvatten och dränvatten.

Avrinningsområde

Område från vilket avloppsvatten från olika delar kan avledas med självfall eller genom pumpning till en och samma punkt. I ett avloppssystem bildar de naturliga höjderna – vattendelarna – områdesgränser för såväl spill- som dagvattenledningssystemen.

Avrinningskoefficient

Avrinningskoefficienten (φ) är ett mått på den maximala andel av ett avrinningsområde som kan bidra till avrinningen. Den beror förutom på exploateringsgrad och hårdgörningsgrad på områdets lutning samt regnintensiteten, ju större lutning och ju högre intensitet, desto större avrinningskoefficient.

Bräddavlopp / bräddavloppsanordning

Ett bräddavlopp är en regleringsanordning i kombinerat system, vilken möjliggör att avloppsvatten kan avledas dels till reningsverk dels till recipient, direkt eller via dagvattenledning. Bräddning till recipient sker när regleringsanordningens förutbestämda flöde till reningsverket överskrids.

Bräddavloppsvatten

Avloppsvatten som avleds till recipient, direkt eller via dagvattenledning, från bräddavlopp i kombinerat system.

Bräddning

Avledning av avloppsvatten till recipient när bräddavloppsanordningens förutbestämda flöde till reningsverket överskrids.

Citybebyggelse

Begreppet citybebyggelse, som används i bl a tab 4.5, är inte väldefinierat men används för att beskriva högt exploaterade områden där översvämningar får stora konsekvenser. Jfr begreppet "citycenters / industrial / commercial areas" i SS-EN 752.

Dagvatten

Ytligt avrinnande regnvatten och smältvatten.

Direkt nederbördspåverkan, DNE

Flöden som orsakas av regn på hårdgjorda ytor direkt anslutna till avloppsledningsnätet (Jämför indirekt nederbördspåverkan, INE).

Dränering

Avvattning av mark genom avledning av markvatten i den omättade zonen och grundvatten i rörledning, dike eller dräneringsskikt.

Dränvatten

Vatten som avleds genom dränering.

Duplikatsystem

Separerat avloppssystem med skilda ledningar för spillvatten och dagvatten.

Indirekt nederbördspåverkan, INE

Flöden som, utöver DNE, belastar avloppsledningsnätet i samband med nederbörd, t.ex. överläckning eller snabb grundvattenbildning som dräneras till spillvattensystemet.

Infiltration

Inträngning av vätska i poröst eller sprickigt material, t.ex. vattens inträngning i jord eller berg.

Instängt område

Område varifrån dagvatten ytledes inte kan avledas med självfall.

Kombinerat system

Avloppssystem med gemensam ledning för spillvatten, dagvatten och dränvatten.

Koncentrationstid

Se Rinntid.

LOD

Lokalt omhändertagande av dagvatten. En hantering av dagvatten inom det område där det bildats. Genom LOD minskas eller upphör helt behovet av att leda bort dagvattnet. LOD kan åstadkommas genom att utnyttja infiltration, perkolation eller lokal utjämning/fördröjning av dagvattnet.

LTA

Lätt tryckavlopp. Tryckavloppssystem med små ledningsdimensioner och med en avloppspump för varje fastighet eller mindre grupp av fastigheter.

Läck- och dränvatten

Samlingsbegrepp för markvatten, grundvatten och annat vatten som läcker in i avloppssystemet via otätheter eller som medvetet dräneras via spillvattensystemet.

Maxdygnsfaktor

Förhållande mellan maxdygnsavrinning och medeldygnsavrinning

Maxtimfaktor

Förhållande mellan maxtimavrinning och medeltimavrinning under årsmedeldygn

Mindygnsfaktor

Förhållande mellan mindygnsavrinning och medeldygnsavrinning

Nödutlopp

Ett nödutlopp är en anordning i spillvattenledningen i separerade system, som tillåter att avloppsvatten avleds till recipient, direkt eller via dagvattenledning, när tillflödet överskrider avledningsskapaciteten. Nödavledning kan bero på extrem flödesbelastning eller driftstopp i t.ex. pumpstationer eller ledningar och tillgrips för att minska risken för källaröversvämningar eller annan egendoms-skada. Nödavledning kan även förekomma i kombinerade system via bräddavlopp i samband med driftstopp i pumpstation eller ledning.

Ovidkommande vatten

Se Tillskottsvatten.

Perkolation

Långsam rörelse (hos vatten) genom lager av poröst material.

Personekvivalent, [pe]

Tal för att beskriva belastningen från allmän verksamhet och industri såväl som från hushåll på exempelvis en reningsanläggning eller ett ledningsnät. Antal pe för en given komponent, t.ex. spillvattenflöden, beräknas genom att det totala flödet, [l/d] divideras med ett antaget specifikt avloppsflöde per person, [l/p·d].

Rinntid, [min]

Den maximala tid det tar för regn som faller inom avrinningsområdet att rinna till den punkt där allt dagvatten från området avleds. Rinntidens längd är en kombination av den sträcka det avrinnande vattnet ska tillryggalägga samt den hastighet vattnet har. Ett annat ord för rinntid är koncentrationstid, från engelskans time of concentration. Rinntiden kan sägas vara den tid det tar att koncentrera all avrinning till en punkt.

Separerade system

Samlingsbegrepp för duplikatsystem och separatsystem.

Separatsystem

Separerat system med rörledning för spillvatten samt rännsten eller dike för dagvatten.

Spillvatten

Förorenat vatten från hushåll, industrier, serviceanläggningar o.d.

Hushållspillvatten

Spillvatten från bostäder, kontor, restauranger, skolor, vårdinrättningar och andra anläggningar av icke-industriell typ.

Industrispillvatten

Spillvatten från industriell verksamhet, bestående av processpillvatten och ibland även spillvatten från omklädningsrum, toaletter, kök o.d. inom industriområdet.

Stalp

Nivåskillnad mellan in- och utgående lednings vattengång i nedstigningsbrunnar eller inspektionsbrunnar.

Tillskottsvatten

Samlingsbegrepp för vatten som utöver spillvattnet avleds i spillvattenförande avloppsledning. Tillskottsvatten kan således vara dagvatten, dränvatten, inläckande sjö- eller havsvatten m.m. Tillskottsvatten har tidigare benämnts ovidkommande vatten.

Uppdämningsnivå

Uppdämningsnivån är en av huvudman för avloppsanläggning angiven nivå under vilken fri inloppsöppning med självfallsanslutning inte får anordnas utan dispens. Som synonym används i P90 även begreppet "Dämningsnivå".

Trycklinje

Trycklinjen förbinder nivåer till vilka en fri vattenyta kan stiga. Ett exempel är en ledning med trycklinjen ovanför hjässan på ledningen som innebär att vattnet i en anslutande ledning kan stiga till den nivå som motsvarar trycklinjens nivå.

Vattengång

Den lägsta nivån i ett ledningstvärnsnitt.

Återkomsttid

Tidsintervall (i medeltal, sett över en längre tidsperiod) mellan regn- eller avrinningstillfällena för viss given intensitet och varaktighet.

2. Inledning

2.1 Översikt

Anvisningarna för beräkning av allmänna avloppsledning, VAV P28, har alltsedan utgivningen 1976 varit en flitigt använd publikation både i kommuner och hos konsulter, och som lärobok vid tekniska skolor. Anledningen till detta var främst den koncentrerade framställningen som medgivit en överskådlig utformning trots fylligt innehåll.

Sedan 1976 har framför allt tillkomsten av datorbaserade beräkningsmodeller förändrat mycket av analysarbetet. Med hjälp av modellerna kan en större hänsyn tas till framför allt samverkan mellan avrinningen från delområden och ledningssystemet. Vidare kan beräkningar göras för långa, verkliga regnserier i stället för modellregn. Vissa modeller medger att den del av avrinningen som härrör från dränering och inläckage kan beskrivas på ett hydrologiskt trovärdigt sätt.

En annan förändring som skett sedan 1976 är den ökade användningen av lokala dagvattenlösningar, LOD. Traditionella beräkningsmetoder är inte helt tillämpbara på dessa system.

Trots utvecklingen av datormodellerna kvarstår behovet av enkla beräkningsmetoder för överslagsberäkningar och för dimensionering av mindre ledningssystem.

Ambitionen vid översynen av anvisningarna har varit att försöka bibehålla mycket av den koncentrerade framställningen från förra utgåvan, samtidigt som vissa avsnitt har utökats. Ett avsnitt om dimensionering med hänsyn till magasinering har tillkommit.

I denna publikation ges inga detaljerade beskrivningar av de olika datormodeller som finns. Där emot ges en översiktlig beskrivning av arbetsgången vid modellarbeten och en genomgång av viktiga indata till beräkningarna. I publikationen ingår ej heller några fylligare beskrivningar av exempelvis tillämpning och dimensionering av LOD-anläggningar, dimensionering av pumpstationer och andra anordningar i näten, utan här hänvisas till särskilda skrifter i respektive ämne.

Anvisningarna har delats upp i en anvisningsdel och en kommentardel. I kommentarerna belyses bakgrunden till beräkningsmetoder och siffervärden som anges i anvisningsdelen.

En relativt fyllig diagrambilaga kompletterar framför allt avsnittet om hydraulisk utformning av avloppssystem. I kapitel 8 visas ett beräkningsexempel som belyser flertalet av de frågeställningar och

beräkningar som sammanhänger med dimensionering av avloppssystem.

2.2 Avloppssystem

2.2.1 Funktion

Mindre samhällen består ofta av ett eller flera naturliga avrinningsområden, medan större städer kan omfatta ett mycket stort antal sådana. Dessa delområden är, vad avser dagvatten, självständiga områden med tillhörande recipient. För avledning av spillvatten, och dagvatten blandat med spillvatten, väljs oftast ett så kallat avskärande ledningssystem. En samlingsledning anläggs genom de olika delområdena där avloppsvattnet lyfts med hjälp av pumpstationer där så krävs av topografiska skäl. Samlingsystemet kan alternativt utföras med tunnlar. Med tunnlar erhålls en stor flödeskapacitet och magasineringsskapacitet samt medför att ett fåtal pumpstationer behöver anläggas. Vinsten med samlingsystem är att reningen kan effektiviseras genom att endast ett reningsverk byggs på den för samhället och recipienten mest lämpliga platsen.

De tre ingående typerna av avloppsvatten (spillvatten, dagvatten och dränvatten) avleds på skilda sätt från ett område beroende på vilken typ av avloppssystem som valts. En översikt över olika typer av avloppssystem presenteras i tabell 2.1.

Lågt belägna dränledningar anslutna med självfall till dagvattensystem kan vid extrema regntillfällen dämmas upp genom bakåtströmmande vatten, med risk för fuktuppträngning i husgrunder.

Bräddavloppsvatten från kombinerade ledningssystem leds ofta till utlopp i recipient via en närbelägen dagvattenledning. Har dagvattenledningen bristande avledningskapacitet t.ex. genom hög nivå i recipient kan uppdämning ske i den kombinerade ledningen.

Vid höga nivåer i näraliggande vattendrag, sjöar eller i havet kan vattnet finna nya vägar att tränga in i avloppssystemet via brunnslock m.m. eller via bräddavlopp och nödutlopp, om dessa inte är försedda med anordningar för att förhindra inträngande vatten.

I ledningssystem i anslutning till recipienter kan ofta ett diffust inläckage spåras, kopplat mer till lokala variationer i grundvattennivån bestämd av vattenståndet i vattendraget, sjön eller havet än till den allmänna hydrologiska situationen.

2.2.2 Policy

Avloppsledningssystem bör utformas så att avloppsvatten kan avledas med självfall från fastigheterna. Inom områden där självfallssystem kräver mycket dyra schaktningar eller av annan anledning är svåra att anordna kan LTA-system (Lätt tryckavlopp) vara den bästa lösningen. Alternativt förekommer också vacuumsystem.

Pumpstationer anläggs när avloppsvattnet inte längre kan avledas med självfall utan att ledningarna härigenom måste läggas på orimligt stort djup. I ledningssystem för enbart dagvatten anläggs pumpstationer endast i speciella fall. Ett exempel är djupt liggande gångtunnlar, som inte kan avvattas utan pumpning.

Avloppsledningssystem inom nya områden bör utformas som duplikat- eller separatsystem (tabell 2.1), med en separat ledning för enbart spillvatten. Dagvatten bör i möjlig omfattning tas om hand

lokalt, s.k. LOD. Stor hänsyn till vattenavledningen måste tas vid planeringen av exploateringsområden. Ansvariga för va-verksamheten måste i samband med granskning av planer och bygglovshandlingar verka för att bebyggelsen placeras så högt att vattenavledning vid mycket stor nederbörd kan ske på eller i närheten av markytan utan att byggnader och anläggningar översvämmas.

Vid nybyggnation, bör dränvatten från husgrund avledas i egen dräneringsledning inom fastighet och på sådant sätt att uppdamning i dräneringssystemet undviks när dagvattenledningens kapacitet överskrids*.

Bräddning av avloppsvatten från kombinerat system ska minimeras. Magasin kan användas för utjämning av stora flödesvariationer till följd av regn. Nödavledning från spillvattenförande system ska minimeras.

Systemtyp	Spillvatten-avledning	Dagvatten-avledning	Dränvatten-avledning	Kommentarer	
Kombinerat system	Spillvatten avleds i samma ledning som dag- och dränvatten.	Dagvatten avleds i samma ledning som spill- och dränvatten.	Dränvatten avleds i samma ledning som spill- och dagvatten	Totalt innehåller systemet en ledning. Bräddavlopp är en nödvändig systemfunktion i komb. system.	
Separerade system	Duplikat-system	Spillvatten avleds i en egen ledning ev. tillsammans med dränvatten.	Dagvatten avleds i en egen ledning ev. tillsammans med dränvatten.	Dränvatten avleds i första hand tillsammans med dagvatten. I speciella fall kan dränvatten avledas tillsammans med spillvatten.	Totalt innehåller systemet minst två ledningar. Dränvatten kan avledas på olika sätt även inom ett och samma område.
	Separat-system	Spillvatten avleds i en egen ledning, ev. tillsammans med dränvatten.	Dagvatten avleds i dike eller LOD-system, ev. tillsammans med dränvatten.	Dränvatten avleds antingen tillsammans med spillvatten eller tillsammans med dagvatten i dike eller egen ledning.	Totalt innehåller systemet en ledning samt ett dikes-system ev. inkl. LOD. Dränvatten kan avledas på olika sätt även inom ett och samma område.

Tabell 2.1 Översikt över olika typer av avloppssystem.

* Enligt tabell 4.5 är marknivån accepterad dämningnivå för dagvattensystemet med en återkomsttid på mer än 10 år.

3. Funktionskrav

3.1 Allmänt

De allmänna avloppsledningarnas främsta uppgifter är att upprätthålla god miljö och goda hygieniska förhållanden inom avrinningsområdet genom att avleda spill- och dagvatten på ett betryggande sätt.

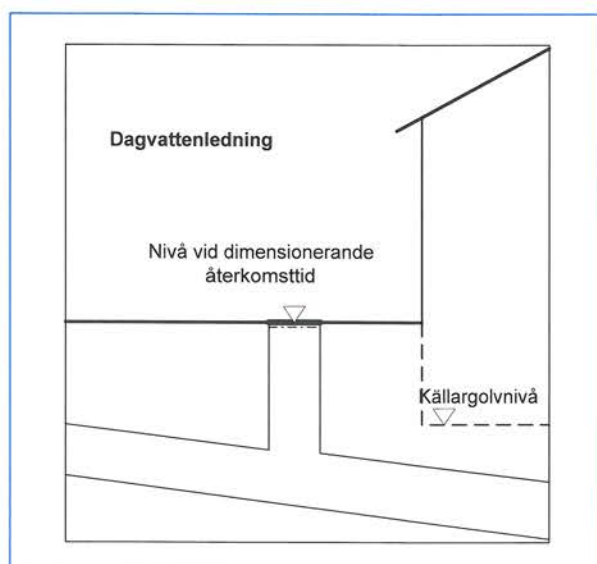
Funktionskrav för avloppsledningar har historiskt mest handlat om dimensioneringsregler för rörledningarna så att de klarar att avleda olika dimensionerande flöden, vilket mestadels varit liktydigt med maximala flöden för viss återkomsttid.

På senare år har dock kraven vad gäller avledningskapacitet och uppdämning i avloppssystemen successivt förändrats, vilket på flera punkter inneburit skärpningar av tidigare krav. De nya kraven har även kommit att omfatta de befintliga ledningssystemen.

Sedan 1998 finns en europeisk standard avseende dränerings- och avloppsledningar utanför byggnader, SS-EN 752, del 1–7. I del 2 anges generella funktionskrav och rekommenderade dimensioneringskriterier, se kommentardelen.

På grund av otäta ledningar, inkoppling av dränledningar och ytavvattning transporterar alltid spillvattenledningar även större eller mindre mängder tillskottsvatten. Det är dock inte acceptabelt att ledning, som är avsedd endast för spillvatten, däms i samband med regn, snösmältning eller hög grundvattennivå så att översvämning via avloppsservis kan ske.

Ett etablerat funktionskrav som idag tillämpas för dagvattenförande avloppsnät inom ett verksamhetsområde har formulerats beträffande källaröversvämningar.



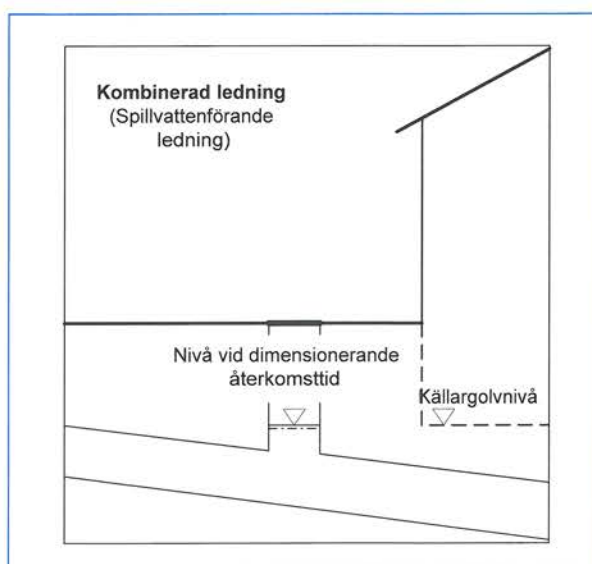
Figur 3.1 Nivåer vid dimensionerande återkomsttid i dagvattensystem (vid nybyggnation).

Generellt gäller som funktionskrav att dagvattenförande avloppsnät ingående i allmän va-anläggning med avseende på risk för källaröversvämning skall anordnas och skötas så att de mest utsatta fastigheterna statistiskt sett inte löper risk att drabbas av översvämning via avloppsservis med kortare återkomsttid än 10 år.

Funktionskravet uppfylls följaktligen om trycklinjen i servisledningen vid dimensionerande regn inte överstiger lägsta källargolvnivå oftare än återkomsttiden 10 år. Det är i kritiska fall nödvändigt att göra en beräkning av trycklinjens läge för regn med angiven återkomsttid.

Även i SS-EN 752 görs åtskillnad på krav på återkomsttid för dimensionerande flöde vid fylld ledning och återkomsttid för uppdämning till gatu- eller marknivå.

Funktionskravet på återkomsttid för översvämning får alltså inte tolkas så att dagvattenförande ledningar därmed skall dimensioneras för regn med samma återkomsttid som anges för översvämningen. Ledningen är i allmänhet dimensionerad för regn med kortare återkomsttid men kravet på återkomsttid för uppdämning uppfylls i allmänhet till följd av standarddimensioner och nivåskillnad mellan avloppsledningens hjässa och tillåten dämningnivå vid de sämst belägna fastigheterna. För befintliga dagvattensystem med tillåten självfallsanslutning av dränvattenledning belägen under marknivån i förbindelsepunkten, se kommentardelen.



Figur 3.2 Nivåer vid dimensionerande återkomsttid i kombinerade avloppssystem.

3.2 Spillvattenförande system

Att avleda spillvatten från bostäder, verksamheter och industrier inom verksamhetsområdet är det allmänna avloppsledningsnätets primära funktion. Spillvattnet skall föras till en lämplig behandlingsanläggning för att renas innan det släpps till mark- eller vattenrecipient. Transportsystemet för spillvatten omfattar servisedningar, huvudledningar, pumpstationer, avskärande ledningar och tunnlar, som leder spillvattnet till ett reningsverk.

Följande funktionskrav gäller för spillvattensystem:

- spillvatten skall störningsfritt avledas från fastigheten
- okontrollerad in- och utläckning bör ej förekomma
- systemet skall ha betryggande säkerhet mot olika funktionsstörningar så att risken för dämningar och därav föranledda källaröversvämningar minimeras.

Vanligt förekommande orsaker till störningar i spillvattensystem är överbelastning på grund av tillskottsvatten från otäta ledningar, inkoppling av dränledningar, felkopplingar eller stopp förorsakade av bakfall, sedimentavlagringar, rötter eller främmande föremål i ledningarna.

3.3 Dagvattensystem

Dagvattenhanteringen har förändrats med åren. Från att naturligt ha avletts i diken och bäckar, har dagvattnet sedan 1960-talet till övervägande del avletts i slutna ledningar. En återgång till hantering av dagvattnet mer "naturanpassat" har skett under senare år genom att utnyttja LOD – Lokalt Omhändertagande av Dagvatten.

Den grundläggande inriktningen för hanteringen av dagvatten är att avvattna bebyggelsen utan att därfor påverka vattenbalansen mer än nödvändigt.

Avledning av dagvatten bör, beroende på de lokala förhållandena, ske i rännalar, öppna diken eller i särskild ledning enbart avsedd för dagvatten.

Dagvatten kan, beroende på typ av avrinningsområde, innehålla föroreningar som kan vara till skada för recipienten oavsett om denna är ett öppet vattendrag eller grundvatten. Därför är det ur denna aspekt viktigt att beakta dagvattnets kvalitet för att kunna välja rätt sätt att hantera det.

Följande funktionskrav gäller för dagvattensystem:

- avvattning av hårdgjorda ytor och andra ytor skall ske så att risken för besvärande dämning minimeras
- dagvatten från hårt smutsade hårdgjorda ytor såsom trafikleder, starkt trafikerade centrumområden och industriområden kan behöva genomgå rening före utsläpp till känsliga recipienter.

Vanligt förekommande brister i dagvattensystem är otäta dagvattenledningar som medför att dagvattnet söker sig till den lägre liggande spillvattenledningen. Sedimentavlagringar i flacka dagvattenledningar förekommer inte alltför sällan med åtföljande minskad kapacitet. Förutsättningarna kan variera i olika delar av landet.

Felkopplingar mellan dagvattenförande och spillvattenförande ledning förekommer också, vilket framförallt kan ge ökad risk för överbelastning i spillvattenledningen. Det motsatta innebär framförallt att orenat spillvatten leds till en recipient utan behandling.

I norra Sverige bör riskerna för driftstörningar p.g.a. svallisbildningar i dagvattensystemet, med dämningar i lågpunkter och anslutna dränledningar som följd, beaktas.

I vissa fall kan kontrollerad dämning utan negativa verkningar för bebyggelse och trafik tolereras. Se vidare VAV P75 Servisedningar, avsnitt 7.3 Dagvattenavlopp.

3.4 Dränvattensystem

Dränering av bebyggelsen är en nödvändighet och spelar en central roll när det gäller att planera för ett framtida byggande och när det gäller att förnya befintliga avloppsnet.

Följande funktionskrav gäller för dränvattensystem:

- dränering skall anordnas så att markens naturliga grundvattennivåer i möjligaste mån bibehålls.
- dränvatten bör avledas skilt från spillvatten.
- om husgrundsdräneringar ansluts till dagvattenledning eller kombinerad ledning bör anslutningen utformas på sådant sätt att allvarliga konsekvenser undviks vid överbelastning av det allmänna systemet. (Se även kommentardelen till kapitel 3.1)

Dränvatten bör i möjligaste mån avledas i ledning avsedd för dagvatten eller i särskild dränvattenledning. Medger inte höjdförhållandena avledning med självfall till dränledning, dagvattenledning eller LOD-anläggning måste i normalfallet pumpning tillgripas. Se vidare VAV P 75 Servisledningar, avsnitt 7.4 Dränvattenavlopp.

Vanligt förekommande brister i dränvattensystem är igensatta dränledningar, påkoppling av takvattenavlopp, ytavvattning, anslutning av dränledningar från omgivande mark till husgrundsdräneringar m.m.

I landets norra delar kan, i många fall, dränvattenledningen ej anslutas till dagvattensystemet p.g.a. svallisbildning.

3.5 Kombinerade system

I områden med äldre avloppssystem förekommer ofta kombinerade ledningar för avledning av spill-, dag- och dränvatten. Dessa system har utformats

utgående från de funktionskrav som gällt vid den tidpunkt systemen anlagts. Idag är de kombinerade systemen anpassade till dagens krav. Dagens funktionskrav för kombinerade system är en kombination av de krav som anges i 3.2–3.4, men med vissa viktiga skillnader.

Följande speciella funktionskrav gäller för kombinerade system:

- accepterad dämningnivå avser lägsta källargolvnivå för återkomsttid enligt tabell 4.5
- bräddavlopp anordnas så att avloppsreningsverket inte överbelastas
- bräddning får ske i överensstämmelse med recipientkrav, normalt fastställda som krav på viss utspädning

De allvarligaste problemen som förekommer i kombinerade system är främst kopplade till händelser då systemet är överbelastat med bräddningar som följd och risk för källaröversvämningar.

4. Flödesberäkning

4.1 Spillvatten

4.1.1 Beräkning av specifik spillvattenavrinning

Med spillvatten avses här av hushåll, industrier och verksamheter genererat spillvatten. Väsentligen allt dricksvatten som levereras till abonnent kommer att bilda spillvatten. Större avvikelser kan förekomma om dricksvatten används för bevattning eller om verksamheter och industrier har egna vattentäkter eller egen rening av processvatten.

Om inte annat underlag finns kan spillvattenavrinningen för hushåll som medeltal anses vara den samma som den specifika vattenförbrukningen (1997 var den i medeltal 188 l/p-d). Notera att den specifika hushållsförbrukningen är baserad på samtliga mantalsskrivna inom verksamhetsområdet. Räknar man på faktiskt boende inom ett område kan den specifika vattenförbrukningen bli upp till 10 % högre. Den framtida utvecklingen av hushållens vattenförbrukning är osäker. Snarare, än att som förr prognostisera en ökning, kan en oförändrad eller t.o.m. en minskad specifik vattenförbrukning förväntas på grund av installation av vattensnålare hushållsutrustningar.

Specifik spillvattenavrinning l/p-d		
	Medel	Variation
Flerbostadshus	220	140–280
Småhus	160	120–240

Tabell 4.1 Genomsnittliga värden för specifik vattenförbrukning i hushåll 1997, (VAV P83).

Det går inte att ange några generella siffror för industrins spillvattenavrinning eftersom avrinningen är starkt beroende av typ av verksamhet och får därför undersökas från fall till fall. Generellt medför t.ex. skärpta utsläppskrav, krav på recirkulation av processvatten m.m., en trend mot minskande framtida industriell spillvattenavrinning. Som tumregel kan en specifik spillvattenavrinning på 1 l/s-ha (under 8 h dagtid) användas för planerade industriområden, där framtida verksamhet ej är känd.

Förutom hushållens och industrins spillvattenavrinning tillkommer spillvattenavrinning från allmän verksamhet såsom affärer, kontor, skolor, sjukhus m.m. samt spolvatten från vattenverk. Om förhål-

landena ej är kända i detalj kan hänsyn tas till denna spillvattenavrinning genom ett schablonpåslag per boende enligt tabell 4.2.

Områdestyp	Specifik spillvattenavrinning l/p-d
Flerbostadshus	60
Småhus	20

Tabell 4.2 Schablonvärden för specifik spillvattenavrinning från allmän verksamhet i olika typer av områden.

Spillvattenavrinningen från allmän verksamhet kan även beräknas utgående från schablonvärden för olika verksamheter, se tabell 4.3.

	Specifik spillvattenavrinning	Enhet
Affärer, kontor	60	l/anställd-d
Skolor	40	l/elev-d
Daghem	50	l/barn-d
Sjukhus	700	l/bädd-d
Hotell	300	l/bädd-d
Restauranger, kaféer	500	l/anställd-d

Tabell 4.3 Schablonvärden för specifik spillvattenavrinning från olika verksamheter.

4.1.2 Flödesvariationer

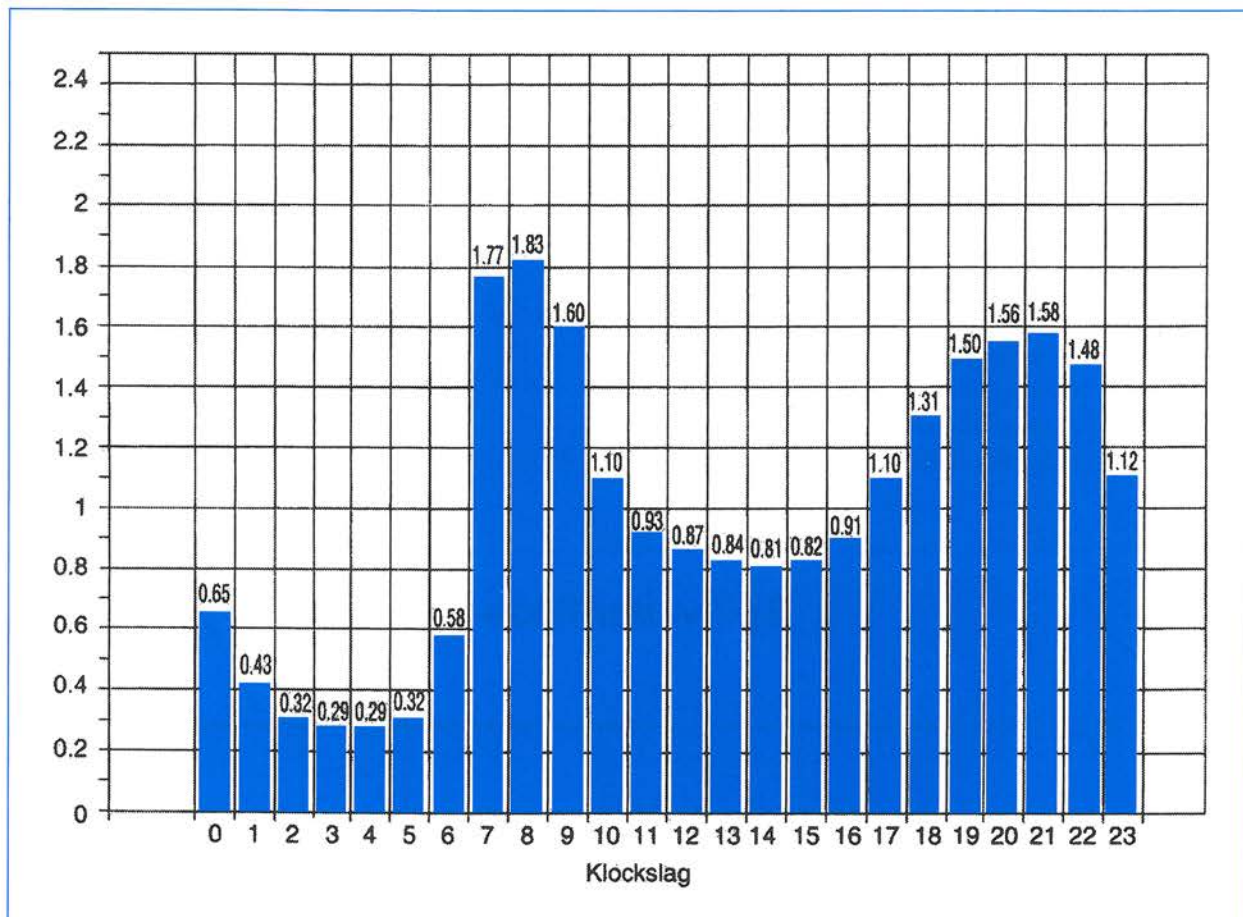
Det är numera i regel ingen svårighet att ta fram statistiskt underlag för variationen i spillvattenavrinning som är representativt för aktuell ort. Den ökade tillgången på moderna driftövervakningssystem med goda rapporterings- och bearbetningsmöjligheter medför att flödesvariationer kontinuerligt kan registreras och analyseras. Det är önskvärt, att så långt möjligt utnyttja den kunskap som ges av sådan statistik över de lokala förhållandena. De siffror som presenteras här är med nödvändighet endast schablonvärden.

Spillvattenavrinningen varierar under dygnet, veckan och året. Det är naturligt att koppla spillvattenavrinningens variation till variationen i vattenförbrukning. Vissa variationer i vattenförbrukningen behöver dock inte återfinnas som variationer i spillvattenavrinningen. Det gäller exempelvis plötsliga större vattenläckor eller vattenförbrukning på grund

av bevattning sommartid. För områden med periodvis stor in- eller utflyttning måste speciella överväganden göras.

Spillvattenavrinningen har, eftersom den är kopplad till mänsklig aktivitet, en tydlig dygnsvariation. Jämfört med dygnsvariationen i vattenförbrukning sker en viss utjämning i avloppsnätet beroende av

nätets storlek. I normalfallet måste dygnsmedelvärdet korrigeras med en maxdygnsfaktor och en maxtimfaktor för beräkning av det största flödet. Med en mindygnsfaktor kombinerad med maxtimfaktorn bestäms det flöde efter vilken ledningsdimension och lutning skall väljas för att erhålla självrensning. Max- och mintimfaktorn åskådliggörs i figur 4.1.



Figur 4.1 Vattenförbrukningens dygnsförbrukningsfaktor (Hässelby Villastad, medel vardagar) (Från VAV P83, fig 2.2.3:1)

Anslutna personer	Mindygnsfaktor $C_d \text{ min}$	Maxdygnsfaktor $C_d \text{ max}$	Maxtimfaktor $C_t \text{ max}$
1000-3000	0,5-0,6	2,3-1,5	3,0-1,7
>3000	0,6-0,8	2,1-1,3	2,7-1,4

Tabell 4.4 Schablonvärden för min- och maxdygnsfaktorer samt maxtimfaktorer. Vid färre än 1000 personer, se figur 4.2. (Se även VAV P83, figur 2.2.3:2 och figur 2.2.3:3.)

4.1.3 Beräkning av spillvattenflöde

Det dimensionerande spillvattenflödet beräknas som maxtimflödet under maxdygnet plus eventuellt bidrag från industrier. Innan ledningsdimension väljs måste det dimensionerande spillvattenflödet ökas med ett tillskott av dränvatten och inläckande vatten, se kapitel 5.1.2.

För mer än 1000 anslutna personer beräknas dimensionerande spillvattenflöde enligt ekvation 4.1.

När antalet anslutna personer är i intervallet 100–1 000 och industrianslutning saknas, bestäms det dimensionerande flödet lämpligen med hjälp av kurvan i figur 4.2. Det dimensionerande flödet är framräknat med hänsyn tagen till den begränsade utjämning av flödet som sker i mindre avloppsnät.

Observera att vid färre än 1 000 anslutna ger mini-midimension enligt kapitel 5.2.6 tillräcklig kapacitet för spillvatten och måttliga mängder dränvatten.

$$Q_{s \text{ dim}} = [(q_d \text{ medel} \cdot p)/(3600 \cdot 24)] \cdot C_{d \text{ max}} \cdot C_{t \text{ max}} + Q_{s \text{ ind}} \quad (4.1)$$

där

$Q_{s \text{ dim}}$ = dimensionerande spillvattenflöde [l/s]

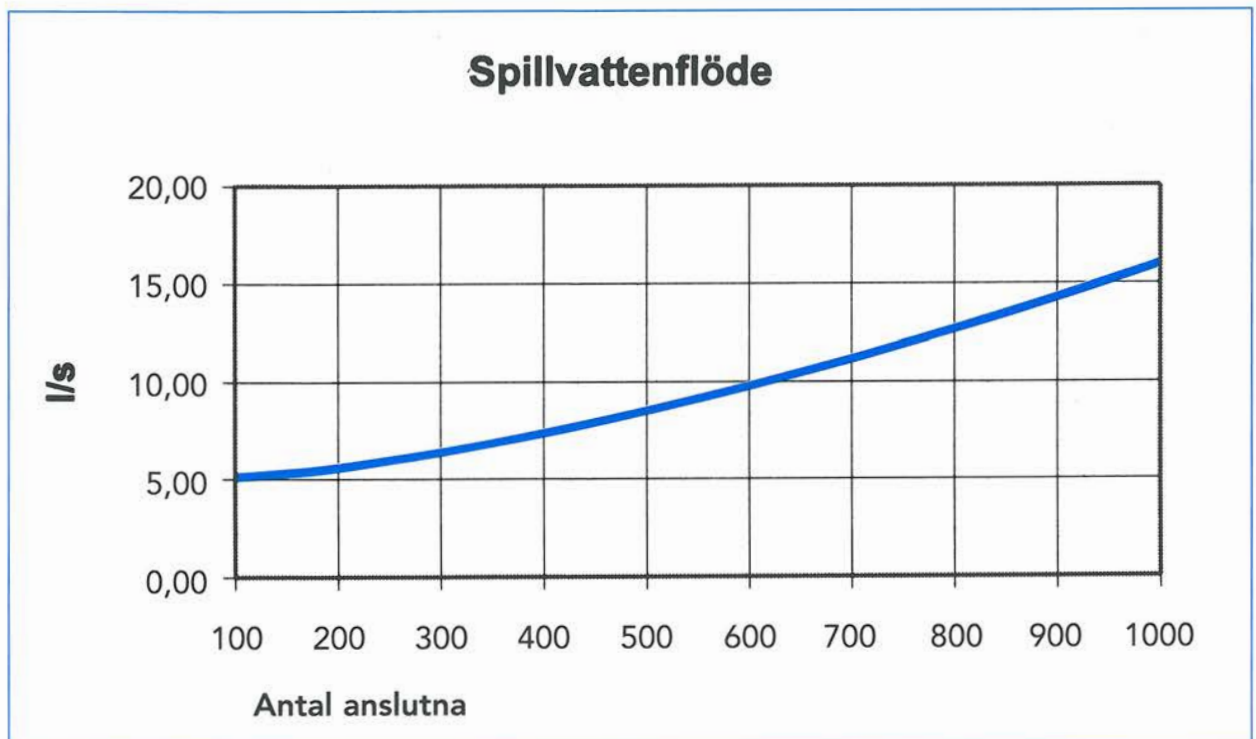
$q_d \text{ medel}$ = specifik spillvattenavrinning [l/p·d]

p = antal anslutna personer

$C_{d \text{ max}}$ = maxdygnsfaktor, se tabell 4.4

$C_{t \text{ max}}$ = maxtimfaktor, se tabell 4.4

$Q_{s \text{ ind}}$ = industrispillvattenflöde [l/s]



Figur 4.2 Dimensionerande spillvattenflöde för 100–1000 anslutna personer.

4.2 Dagvattenflöden

4.2.1 Allmänt

Dagvattenavrinning från ett område kan beräknas på olika sätt. I detta kapitel beskrivs den rationella metoden för maxflödesdimensionering utan hänsyn till utjämning eller LOD samt regnvelopemetoden för volymdimensionering med hänsyn till utjämning och LOD. Båda metoderna lämpar sig för handräkning och ger möjlighet att göra överslagsberäkningar och rimlighetskontroller av maximala flöden från mindre områden.

För att kunna beräkna avrinningen med större noggrannhet och för att få värden på t.ex. trycknivåer, avrunna volymer, hela avrinningshydrografer, magasinvolymer m.m. krävs mer omfattande beräkningar, som lämpligen utförs med datorstöd.

Dagvattenavrinningens storlek i en bestämd punkt i ett avrinningsområde bestäms av nederbördens intensitet, arealen av de ytor som avvattnas till denna punkt, markytans beskaffenhet och lutningsförhållanden, bebyggelsens utformning samt avrinningsområdets form.

4.2.2 Beräkning av dimensionerande flöden med rationella metoden

För att rationella metoden ska ge rätt värde krävs att ett antal villkor uppfylls. Område som ska beräknas bör vara i det närmaste rektangulärt. Avrinningskoefficienter med samma värde bör vara jämnt utspridda över området. Rinntiderna inom olika delområden får inte variera alltför mycket. Rationella metoden bör företrädesvis användas vid små, jämnt exploaterade områden. Enligt rationella metoden är:

$$Q_{d \text{ dim}} = A \cdot \varphi \cdot i(t_r) \quad (4.2)$$

där

$Q_{d \text{ dim}}$ = dimensionerande flöde, [l/s]

A = avrinningsområdets area, [ha]

φ = avrinningskoefficient¹, [-]

$i(t_r)$ = dimensionerande nederbördsintensitet, [l/s·ha]

t_r = regnets varaktighet, som i rationella metoden är lika med områdets tillrinningstid, t_c .

¹ Avrinningskoefficienten (φ) är ett mått på den maximala andel av ett avrinningsområde som kan bidra till avrinningen. Den beror förutom på exploateringsgrad och hårdgörningsgrad på områdets lutning samt regnintensiteten, ju större lutning och ju högre intensitet desto större avrinningskoefficient. Tabellerade avrinningskoefficienter enligt tabell 4.8 och 4.9 gäller för dimensionerande intensiteter och områden med måttliga lutningar.

I de fall rationella metodens villkor inte kan uppfyllas måste beräkningen av avrinningen utföras med noggrannare beräkningsmetoder.

Dimensionerande regnintensitet väljs så att i kapitel 3.3 angivna funktionskrav uppfylls. Om återkomsttiden för dimensionerande regn för fylld ledning väljs enligt tabell 4.5 kommer normalt funktionskraven avseende översvämning att uppfyllas. Inom områden där nivåskillnaden och därigenom säkerhetsmarginalen mellan ledningshjässa och lägst liggande källargolvsnivå/marknivå eller annan lågt belägen byggnad bedöms vara liten, måste avloppssystemet kontrollberäknas med noggrannare beräkningsmetoder för att ge underlag för en bedömning av att funktionskravet avseende översvämning enligt tabell 4.5 är uppfyllt.

Förväntad återkomsttid för översvämning vid given återkomsttid för dimensionerande regnintensitet för fylld ledning kan påverkas negativt vid branta system på grund av de stora trycksvängningar som kan uppträda i dessa system.

4.2.3 Dimensionerande regnintensitet

För närvarande finns inget för hela landet heltäckande nät av långa nederbördsserier, som utvärderats med avseende på dimensionerande regnintensiteter. De större städerna samt en del andra orter har egna serier, som utvärderats, se bilaga 1. SMHI har däremot ett rikstäckande nät av nederbördsobservationer, som ger dygnsnederbörd. Dessa observationer har undersökts för att söka ett samband mellan dygnsnederbörd och korttidsnederbörd. Man fann ett gott samband mellan den maximala dygnsnederbörden och nederbördsintensiteter med varaktigheter kortare än ett dygn. Sambandet har följande principiella utseende:

$$i(t_r) = k \cdot t_r^m \quad (4.3)$$

där

$i(t_r)$ = regnintensitet [l/s·ha]

t_r = regnets varaktighet [h]

k, m = konstanter

Typ av område	Dimensionering för fylld ledning		Återkomsttid för trycklinje i	
	Dagvattenledning	Kombinerad ledning	Marknivå för dagvattenledning**** (Se fig. 3.1)	Källarnivå för kombinerad ledning (Se fig. 3.2)
Ej instängt* område utanför citybebyggelse	1 år	5 år	10 år	10 år
Ej instängt* område inom citybebyggelse	2 år	5 år	10 år	10 år
Instängt område utanför citybebyggelse	5 år	10 år	10*** år	10 år**
Instängt område inom citybebyggelse	10 år	10 år	10*** år	10 år**

Tabell 4.5 Återkomsttider för regn vid dimensionering av avloppssystem

* Med ej instängt område avses ett område varifrån dagvatten ytledes kan avledas med självfall.

** Då dimensionerande återkomsttid för fylld ledning är 10 år blir återkomsttiden för trycklinje i källargolvsnivå större än 10 år. Kravet är dock att återkomsttiden ska vara minst 10 år.

*** Då dimensionerande återkomsttid för fylld ledning är 5-10 år kommer återkomsttiden för uppdamning till marknivå att bli längre än 10 år. Kravet är dock att återkomsttiden ska vara minst 10 år.

**** Marknivådimensionering förutsätter att eventuellt självfallsanslutna dränvattenledningar är belägna högre än marknivån i förbindelsepunkten eller att husgrunden tål kortvarig uppdamning.

Genom att införa en regional parameter Z , som i princip varierar med medelnederbörden under sommarmånaderna, kan sambandet skrivas enligt formel 4.4.

Formeln kan förenklas för givna regnvaraktigheter och dimensionerande regnintensitet kan beräknas med formel 4.5.

Om parametern c ej hämtas från tabell 4.7 utan skall bestämmas enligt förklaringarna till ekvation 4.5 så skall regnets varaktighet, t_r , anges i timmar [h].

Se bilaga 2 för beräkning av regnintensiteter med ovan angiven metod.

Observera att beräkningarna av regnintensiteter med Z -värden är baserad på arbeten utförda under 1970-talet. (Dahlström 1979). I bilaga 1 redovisas vissa bearbetningar av regnintensitetsstatistik. Det fanns vid framarbetningen av P90 ej underlag för bedömning av i vilken mån eventuella klimatförändringar har eller kommer att påverka de dimensionerande regnintensiteterna. Det är viktigt att noga följa utvecklingen inom detta område, och välja de mest aktuella bearbetningarna av nederbördsstatistiken.

$$i(t_r, Z) = 2,78 \cdot (a + Z \cdot b) \cdot [1 + 0,1 \cdot (t_r - 0,167) / (t_r - 0,157)] \cdot t_r^{-0,72} \quad (4.4)$$

$$i(t_r, Z) = 2,78 \cdot (a + Z \cdot b) \cdot c \quad (4.5)$$

där

$i(t_r, Z)$ = regnintensitet för valfri ort i Sverige [l/s · ha]

Z = regional parameter som ges av figur 4.3

t_r = regnets varaktighet [h]

a, b, c = parametrar som ges av tabell 4.6 resp. 4.7 för vanliga typfall

a = $1,7 \cdot T^{0,47} - T^{-1}$

b = $0,32 - 0,72 \cdot (T+3)^{-1}$

c = $[1 + 0,1 \cdot (t_r - 0,167) / (t_r - 0,157)] \cdot t_r^{-0,72}$

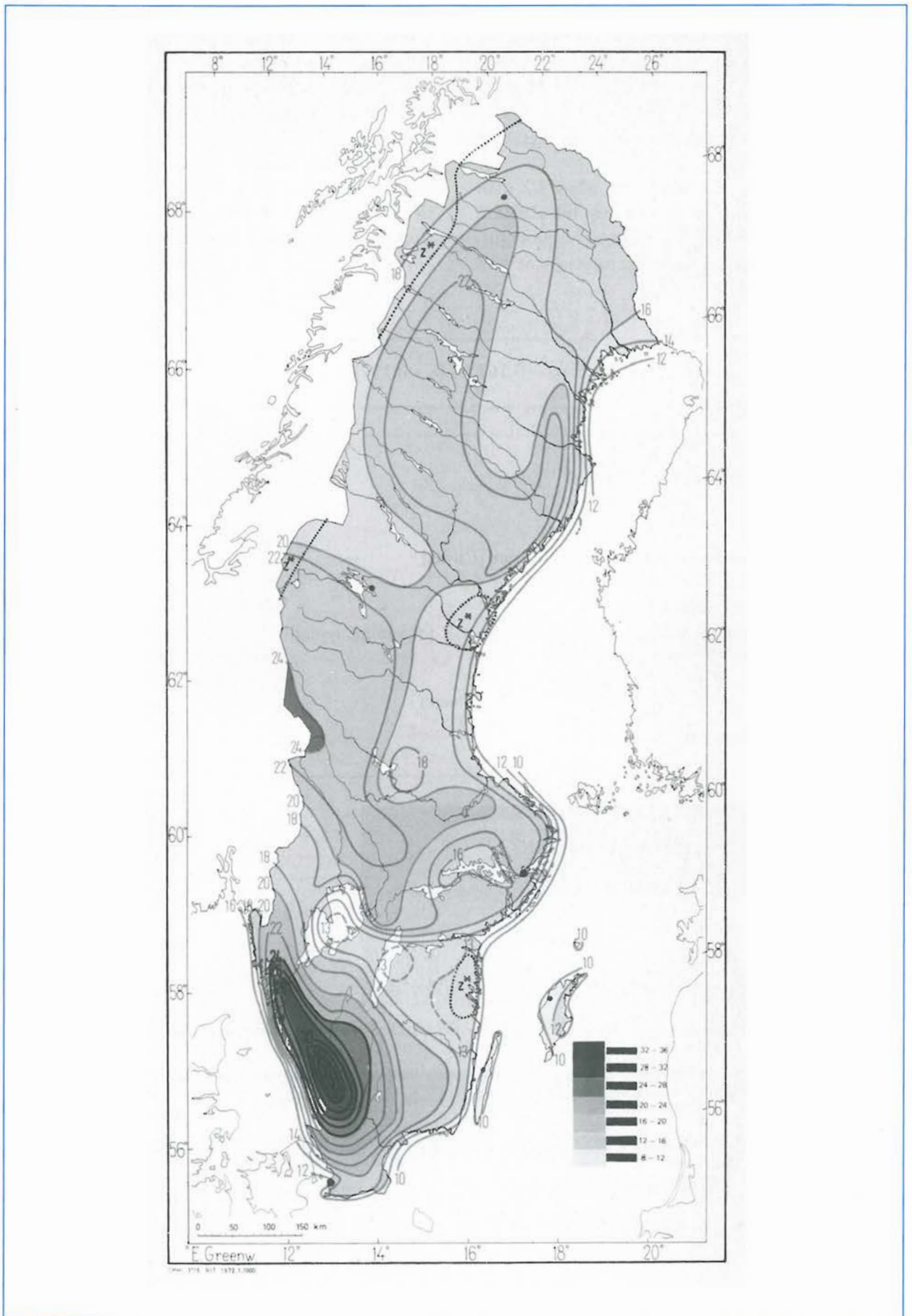
T = återkomsttid i månader

Återkomst-tid, T	Återkomst-tid	Konstanter	
[månader]	[år]	a	b
12	1	5,38	0,272
24	2	7,53	0,293
60	5	11,63	0,309
120	10	16,12	0,314

Tabell 4.6 Parametrarna a och b för olika återkomsttider vid beräkning av dimensionerande regnintensitet.

t_r [min]	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
c	3,62	2,96	2,41	2,06	1,81	1,62	1,47	1,35	1,25	1,17	1,10
t_r [h]	1	1,5	2	3	4	6	8	12	16	20	24
c	1,10	0,821	0,667	0,499	0,405	0,303	0,246	0,184	0,149	0,127	0,112

Tabell 4.7 Parametern c för olika regnvaraktigheter.



Figur 4.3 Karta över Sverige med Z-värden.

4.2.4 Avrinningskoefficient

Avrinningskoefficienten är ett uttryck för hur stor del av nederbörden som avrinner efter förluster genom avdunstning, infiltration och absorption av växtligheten eller genom magasinering i markytans ojämnheter. Avrinningskoefficienten är alltid mindre än 1.

Vid ledningsdimensionering med rationella metoden är avrinningskoefficienten (φ) kvoten mellan maximal specifik dagvattenavrinning och dimensionerande regnintensitet.

Avrinningskoefficienten (φ) är ett mått på den maximala andel av ett avrinningsområde som kan bidra till avrinningen. Den beror förutom på exploateringsgrad och andel hårdgjord yta på områdets lutning samt regnintensiteten, ju större lutning och ju högre intensitet desto större avrinningskoefficient. Tabellerade avrinningskoefficienter gäller för dimensionerande intensiteter och områden med måttliga lutningar.

Såvida inte annat kan visas vara riktigare bör avrinningskoefficienter för olika slags ytor väljas enligt tabell 4.8.

En sammanvägd avrinningskoefficient φ beräknas när ett område består av flera delområden med olika avrinningskoefficienter, se ekvation 4.6, där A_i och φ_i anger areal respektive avrinningskoefficient för olika delområden.

För överslagsberäkningar kan sammanvägda koefficienter enligt tabell 4:9 användas. De lägre värdena används för flacka områden medan de högre värdena används för mer kuperade områden. För bebyggda områden kan avrinningskoefficienten överslagsmässigt sättas lika med andelen hårdgjord yta. Avrinningskoefficienten varierar, förutom med områdets lutning, även med regnintensiteten. Enligt tyska anvisningar (ATV-A118, 1999) beror avrinningskoefficienten av områdets lutning och regnintensiteten i enlighet med tabell 7.2, se kommentardelen till kapitel 4.2.

$$\varphi = (A_1 \varphi_1 + A_2 \varphi_2 + \dots + A_i \varphi_i + \dots + A_v \varphi_v) / (A_1 + A_2 + \dots + A_i + \dots + A_v) \quad (4.6)$$

Typ av yta	Avrinningskoefficient
Tak	0,9
Betong- och asfaltyta, berg i dagen i stark lutning	0,8
Stensatt yta med grusfogar	0,7
Grusväg, starkt lutande bergigt parkområde utan nämnvärd vegetation	0,4
Berg i dagen i inte alltför stark lutning	0,3
Grusplan och grusad gång, obebyggd kvartersmark	0,2
Park med rik vegetation samt kuperad bergig skogsmark	0,1
Odlad mark, gräsyta, ängsmark m.m.	0-0,1
Flack tätbevuxen skogsmark	0-0,1

Tabell 4.8 Avrinningskoefficienter för olika typer av ytor.

Bebyggelsestyp	Avrinningskoefficient	
	Flackt	Kuperat
Slutet byggnadssätt, ingen vegetation	0,70	0,90
Slutet byggnadssätt med planterade gårdar, industri- och skolområden	0,50	0,70
Öppet byggnadssätt (flerfamiljshus)	0,40	0,60
Radhus, kedjehus	0,40	0,60
Villor, tomter < 1 000 m ²	0,25	0,35
Villor, tomter > 1 000 m ²	0,15	0,25

Tabell 4.9 Sammanvägda avrinningskoefficienter för olika slag av bebyggelse.

4.2.5 Vattenhastighet och rinntid

Vid beräkning av dimensionerande avrinning måste hänsyn tas till rinntid på mark och i ledningar uppströms beräkningspunkten. Såvida inte annat kan visas vara riktigare bör värden enligt tabell 4.10 användas för vattenhastighet.

Typ av avledning	Hastighet [m/s]
Ledning i allmänhet	1,5
Tunnel och större ledning	1,0
Dike och rännsten	0,5
Mark	0,1

Tabell 4.10 Vattenhastighet i ledningar och diken m.m.

Det kan vara svårt att bestämma rinntiden, t_c för sammansatta områden. Det finns dock empiriska samband som beräknar rinntiden utifrån områdets egenskaper. Ett sådant samband (Lyngfelt, S., 1981, Baserat på observationer från 5 områden.) ges enligt ekvation 4.7.

$$t_c = 0,043 \cdot (L_{h80})^{0,71} / (i^{0,32} \cdot S_h^{0,35} \cdot A_{del}^{0,05}) \quad (4.7)$$

där

t_c = rinntiden [min]

L_{h80} = huvudledningens längd fram till den
längst uppströms liggande
brunnen plus 80 m [m]

S_h = huvudledningens medellutning [-]

A_{del} = deltagande avrinningsyta (reducerad area) [ha]

i = regnintensiteten [l/s · ha]

4.2.6 Minskning av maxflödet med hänsyn till utjämnings effekter i ledningsnät

Beräkning av magasinering i ledningsnät kan inte kombineras med maxflödesdimensionering utan måste utföras med hydrografmetoder. Beräkningarna blir relativt komplicerade och därför rekommenderas datorbaserade beräkningsprogram.

4.2.7 Beräkning av dimensionerande flöden med hänsyn till magasinering

4.2.7.1 Allmänt

Dimensionerande flöde kan minskas genom att magasin anordnas i ledningsnätet eller före anslutning till det allmänna nätet, se även VAV P31,

Utjämningsmagasin i avloppsnät. Det bör dock observeras att riskerna för mer omfattande skador i samband med översvämningar, när alla utjämningsvolymer är fyllda, kommer att öka.

Det är mycket viktigt att utforma bebyggelseområdet så att allvarliga skador undviks vid överbelastningar. Särskilt noggrann planering för detta krävs i instängda områden där dagvattnet ej ytledes kan avledas med självfall.

Vid tillfällen då det för magasinet dimensionerande regnet överskrids, kommer magasinet att överfyllas, och tillrinnande flöde måste kunna avledas utan magasinering, antingen via bräddavlopp eller på markytan. Ledningssystem med utjämningsmagasin bör alltid kontrolleras med avseende på överfyllning och vilka konsekvenser detta får för systemet nerströms magasinet. Vid magasin med stor strypning av inkommande flöde kommer det vidaregående flödet att öka markant när magasinet är fullt, se beräkningsexempel 8.5. Vid igensättning av utloppet kommer inte magasinet att tömmas mellan regnen, utan även kortvariga, högintensiva regn måste ledas förbi magasinet, och belastar nerströms liggande ledningssystem.

4.2.7.2 Regnenveloppmetoden – utan hänsyn till rinntid

När dagvattnet fördröjs i magasin, LOD-anläggningar eller på annat sätt är det inte möjligt att använda rationella metoden för att bestämma dimensionerande flöde nedströms anläggningen, ej heller för att dimensionera utjämningsvolymen.

Regnenveloppmetoden är en enkel överslagsberäkningsmetod för att bestämma dimensionerande flöde nedströms en fördröjningsanordning samt erforderlig magasinsvolym (Sjöberg, A m fl 1982). Metoden tar inte hänsyn till rinntiden varför den lämpar sig bäst för magasin med liten avtappning, <20–30 l/s · ha, där långa regn blir dimensionerande för magasinets storlek.

Beräkningarna utförs för det fall magasinet är tomt när regnet börjar. Den erforderliga magasinsvolymen ges då av sambandet:

$$M_{dim} = \text{maximum av } [V_{in}(t) - V_{ut}(t)] \quad (4.8)$$

Grafiskt åskådliggörs beräkningsmetoden i figur 4.4. Man konstruerar den tangent till tillrinningsenveloppen V_{in} som är parallell med avtappningsenveloppen V_{ut} . Denna tangent erhålls för funktionen $V_{in}(t)$ vid tiden t_{dim} , som är den dimensionerande regnvaraktigheten.

Diagrammet i figur 4.4 skapas genom uppritning av de två kurvorna $V_{in}(t)$ och $V_{ut}(t)$ vilka definieras enligt följande:

$$V_{in}(t) = 10 \cdot i_0 \cdot t^{0,28} \quad (4.9)$$

$$V_{ut}(t) = 86,4 \cdot q_{ut} \cdot t \quad (4.10)$$

där

$V_{in}(t)$ = tillrinningsenvelopp [m^3/ha]

$V_{ut}(t)$ = ackumulerat utflöde [m^3/ha]

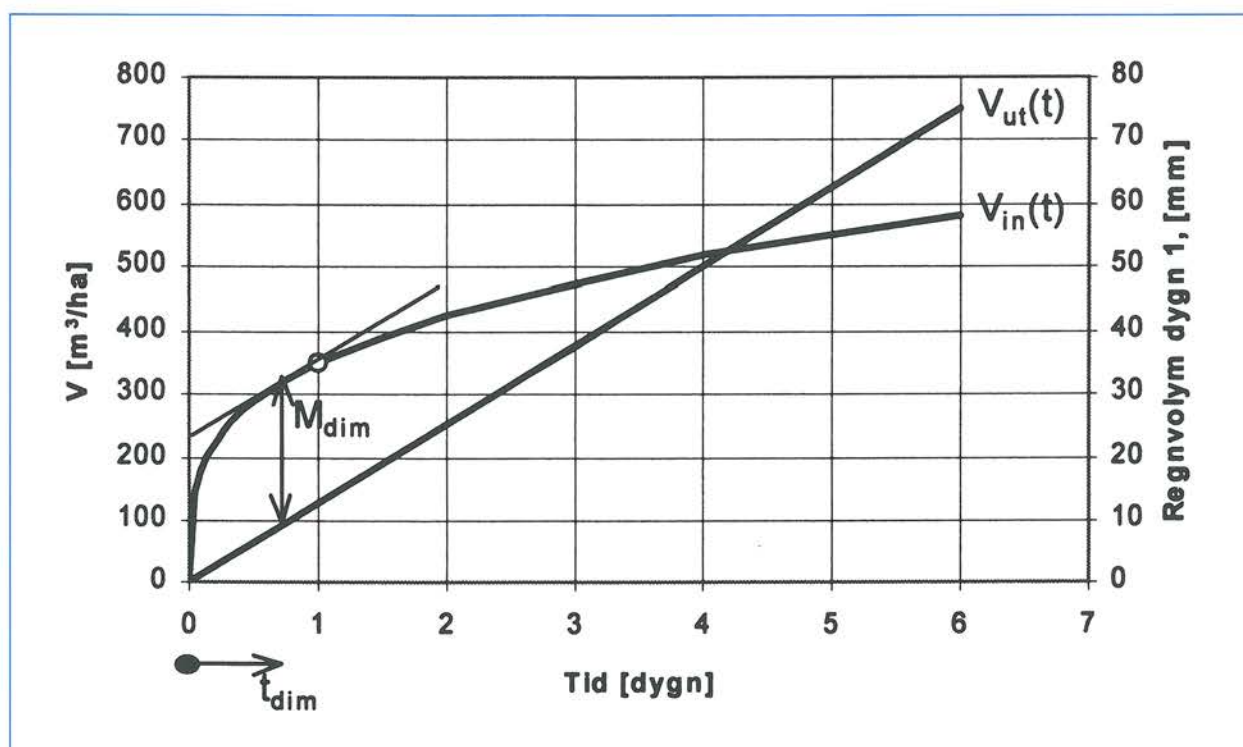
t = blockregnets varaktighet [dygn]

i_0 = regnintensitet för $t = 1$ och aktuell återkomsttid [mm/dygn]

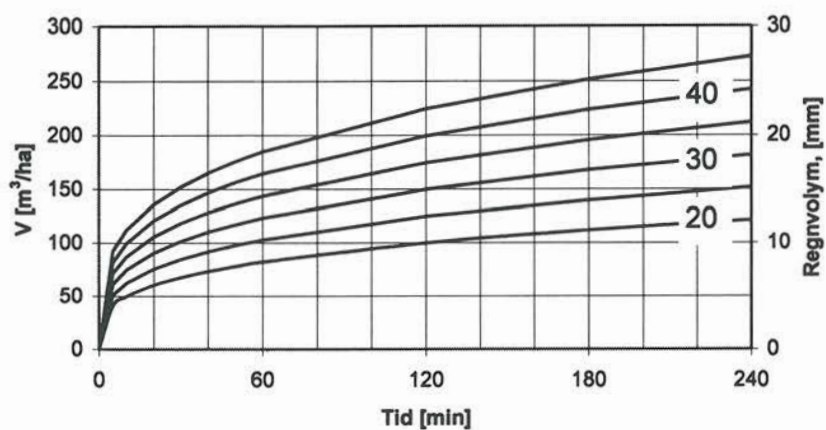
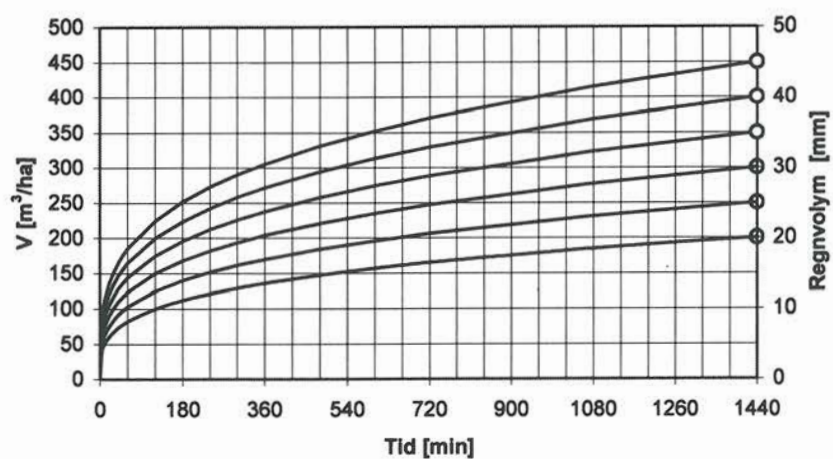
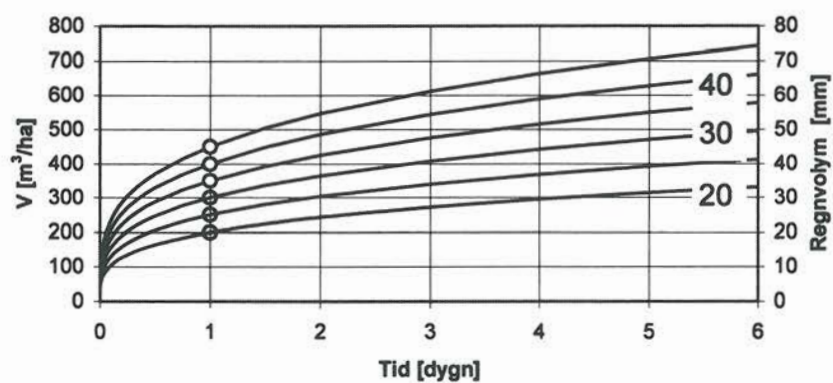
t_{dim} = dimensionerande varaktighet [dygn]

q_{ut} = strypt utflöde från anläggningen [$l/s \cdot ha$]

M_{dim} = magasinsvolym [m^3/ha]



Figur 4.4 Regnenvelopmetodens grafiska lösning av M_{dim} och t_{dim} vid konstant utflöde q_{ut} . Observera att volymen, V , anges i diagrammet med enheten m^3/ha , där y tan i ha är den reducerade ytan.



Figur 4.5 Regnenvorper för olika regnvolymer presenterade med tre olika upplösningar för tidsaxeln. Respektive kurva är angiven med sin dygnsvolym. Dygnsvolymen är en funktion av ortens Z-värde och vald återkomsttid.

4.2.7.3 Överslagsmässig beräkning med hänsyn till rinntid

Det går att härleda ett generellt uttryck för magasinvolymen, V , som funktion av regnets varaktighet, t_{regn} . Erforderlig magasinvolym erhålls som maximumvärdet av ekvation 4.11.

Denna metod lämpar sig bra för beräkning med hjälp av EXCEL-ark, se exempel i bilaga 7.

4.2.7.4 Tid-area med stöd av excel-ark

Tid-area metoden är en grafisk metod, se även VAV P31. Den har fått sitt namn av att man vid beräkningarna konstruerar kurvor, som beskriver den i beräkningspunkten deltagande reducerade arean (φA) vid olika tidpunkter. Området som ska beräknas delas upp i delområden. För varje delområde bestäms en konstant rinntid och en linjär tid-area kurva konstrueras. Ett diagram med tid på x-axeln och reducerad area på y-axeln konstrueras.

Varje delområdes tid-area kurva ritas in i diagrammet med rätt tidsavstånd från den punkt (i diagrammet representerat av origo) i vilken det dimensionerande flödet ska gälla. Hela områdets tid-area kurva är en summationskurva av tid-area kurvorna för de olika delområdena. Genom att parallellförskjuta summationskurvan med en tid motsvarande regnets varaktighet erhålls den maximala reducerade arean för denna varaktighet som det största maximala avståndet mellan kurvorna. Multiplieras den så erhållna reducerade arean med regnintensiteten för denna varaktighet erhålls det maximala flödet för denna regnvaraktighet. Genom att parallellförskjuta summationskurvan med tider motsvarande olika regnvaraktigheter kan dimensionerande varaktighet bestämmas och det maximala flödet i beräkningspunkten erhållas.

En hydrograf för varje regnvaraktighet erhålls om det vertikala avståndet mellan kurvorna för t.ex. varje minut plottas i samma diagram. Denna tillrin-

ningshydrograf kan sedan användas för att bestämma erforderlig magasinvolym om avtappningen från magasinet läggs in i samma diagram. Magasinvolymen representeras av arean mellan tillrinningshydrografen och avtappningskurvan.

Denna metod lämpar sig bra för beräkning med hjälp av Excel-ark, se exempel i bilaga 8.

4.2.7.5 Datormodeller

Beräkning av utjämningsvolym med hänsyn till uppdämning i ledningssystemet och varierat utflöde beroende på fyllnadshöjd kräver beräkningsmetoder som ger realistiska hydrografer och även tar hänsyn till de hydrauliska förutsättningarna. För dessa fall rekommenderas datormodeller för avloppsledningssystem.

4.2.8 Avrinning från naturmark

Inom exploaterade områden är avrinningen från de hårdgjorda ytorna i samband med häftiga, relativt kortvariga regn oftast dimensionerande för ledningssystemen. Om den exploaterade ytan utgör en relativt liten andel av hela avrinningsområdet kan emellertid avrinningen från icke exploaterade områden i samband med långvariga regn eller vid snösmältning bli dimensionerande för ledningssystemen.

För att beräkna samverkan mellan avrinning från hårdgjorda och icke hårdgjorda ytor måste avrinningsmodeller med både hydrologi och hydraulik utnyttjas, tillsammans med långa regnserier.

Vid överslagsberäkningar för lågexploaterade områden med rationella metoden måste inverkan av naturmarksavrinningen kunna bedömas.

Ofta tas hänsyn till naturmarksavrinningen genom att ett lågt värde på avrinningskoefficienten används för naturmarken. Svårigheten är att bedöma rinntiden t_c för det samlade avrinningsområdet.

Eftersom avrinningen från naturmark oftast är störst vid långvariga regn med stor nederbördsvolym

$$V = 0,06 \cdot \left[i_{\text{regn}} \cdot t_{\text{regn}} - K \cdot t_{\text{regn}} - K \cdot t_{\text{rinn}} + \frac{K^2 \cdot t_{\text{rinn}}}{i_{\text{regn}}} \right] \quad (4.11)$$

där

- V = specifik magasinvolym [$\text{m}^3/\text{ha}_{\text{red}}$]
- i_{regn} = regnintensitet för aktuell varaktighet (ekv 4.5) [l/s ha]
- t_{regn} = regnvaraktighet [min]
- t_{rinn} = rinntid [min]
- K = specifik avtappning från magasinet [$\text{l/s ha}_{\text{red}}$]

eller vid snösmältning, medan avrinningen från hårdgjorda ytor är störst i samband med häftiga, kortvariga regn, kan ett möjligt tillvägagångssätt vara att beräkna avrinningen för de två avrinningsituationerna:

- maximal avrinning från hårdgjorda ytor med visst bidrag från icke hårdgjorda ytor
- maximal avrinning från naturmarken med visst bidrag från de hårdgjorda ytorna

4.2.8.1 Maximal avrinning från hårdgjorda ytor – inverkan av naturmarksavrinning

Avrinningen från exploaterade områden beräknas med rationella metoden, med avrinningskoefficienter för delområden enligt tabell 4.9. Beräkningen sker för regn med varaktighet lika med rinntiden för avrinningen fram till beräkningspunkten, räknat från den mest avlägsna delen av det exploaterade området. Inom lågexploaterade områden avleds flödet från delområden oftast via diken och bäckar vilket försvårar beräkningen av rinntiden. En uppskattning av rinntiden görs med hjälp av vattenhastigheter enligt tabell 4.10. Inverkan på det samlade flödet av avrinningen från naturmark utanför det exploaterade området görs genom att beräkna naturmarksavrinningen för valt regn med användande av en mycket låg avrinningskoefficient, <0,05.

Om rinntiden för det exploaterade området, och därmed regnvaraktigheten är kort, <30 minuter, kan avrinningskoefficienten väljas mellan 0 och 0,02. För regnvaraktigheter överstigande en halv till 1 timme väljs avrinningskoefficient mellan 0,02 och 0,05.

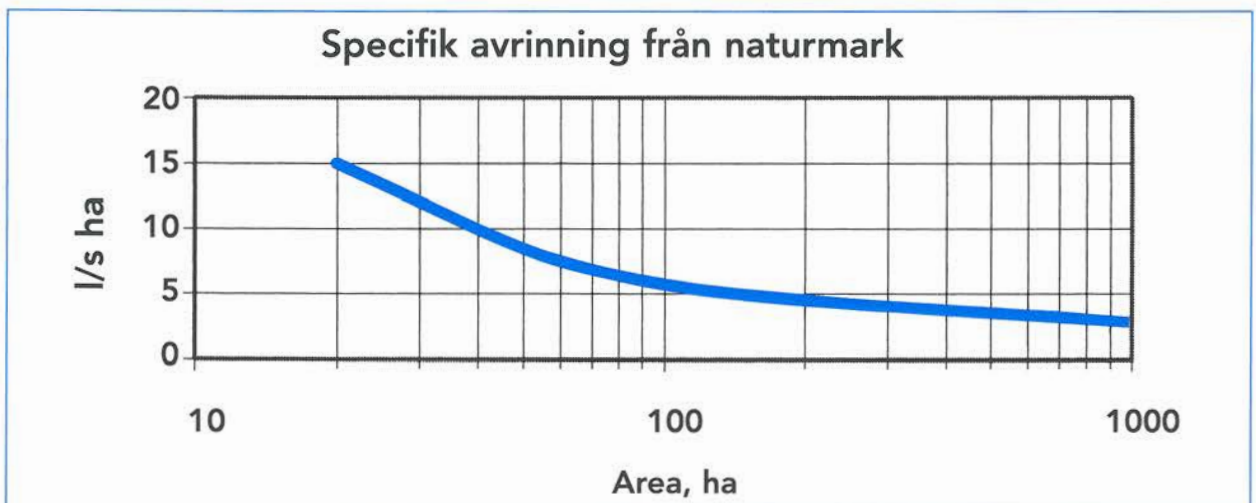
4.2.8.2 Maximal avrinning från naturmark

Avrinningen beror, förutom på nederbörden, på markens lutning, genomsläpplighet, växtlighet m.m. Maximal avrinning är också beroende på ytans storlek. Med hjälp av uppmätta flöden från olika avrinningsområden i Västsverige har diagrammet i figur 4.6 gjorts upp.

Diagrammet ger specifika avrinningen, l/s·ha, som en funktion av avrinningsområdets storlek, och flödet motsvarar ungefär ett flöde med 5–10 års återkomsttid från ett område med huvudsakligen skogs- och åkermark ($Z=25$). För område i Sverige med avsevärt lägre nederbörd måste värden enligt diagrammet reduceras. Lokal statistik för några avrinningsområden bör kunna ge en uppfattning om vilken reduktion som krävs. Reinius (1963) anger att högvattenavrinningen för små sjölösa områden på västkusten approximativt kan sättas till 20 % högre än vad som anges för östra Götaland och Svealand. Detta innebär att värdena enligt diagram 4.6 bör kunna reduceras för östra delen av Götaland och Svealand med ca 20%.

Inverkan av hårdgjorda ytor på den totala avrinningen kan uppskattas genom att det flöde som avrinner från dessa vid det nederbördstillfälle som ger upphov till det dimensionerande flödet, läggs till naturmarksavrinningen.

Maxflödet enligt diagrammet är inte kopplat till en viss nederbörd, men om maxflödet antas uppkomma då nederbördsintensiteten är 20-40 l/s·ha kan inverkan av avrinningen från de hårdgjorda ytorna uppskattas. Det högre värdet (40 l/s·ha) gäller för områden mindre än ca 20 ha.



Figur 4.6 Specifik naturmarksavrinning från genomsnittlig skogs/åkermark i nederbördsrika områden i sydvästra Sverige ($Z=25$). Bedömd återkomsttid 5-10 år

4.2.9 Snösmältning

Dimensionerande snösmältningsintensiteter med 2 års återkomsttid är för södra och mellersta Sverige ungefär 20 mm / 12 h. Motsvarande för norra Sverige är ungefär 30 mm / 12 h, (Bengtsson, L et al, 1981).

En undersökning av snösmältningens påverkan i befintliga avloppsnet i norra Sverige redovisas i VA-Forsk 1996-07, *Snösmältningens påverkan på avloppssystem inom urbana områden*. I tabell 4.11 anges maximal snösmältningens påverkan under en 10-årsperiod för ett antal norrländska orter. Som jämförelse anges motsvarande värden för Huskvarna reningsverk. Normalt antas att snösmältningen sker under 12 av dygnets 24 timmar varför avrinningsintensiteterna har beräknats för 12 timmar i tabell 4.11.

4.3 Dränvatten

4.3.1 Allmänt

För merparten av det byggande som sker är det helt avgörande om markens dränerande förmåga kan klarläggas. Det gäller att kunna anvisa nivåer för grundläggning som är garanterat över en högsta grundvattennivå. Det är också viktigt att ha rätt underlag vid beräkning av maximala dränvattenmängder samt hur dessa kan avledas. Övervägs avledning genom LOD är det nödvändigt att känna till de förutsättningar som gäller i samband med detta.

Generellt gäller, att ju tätare ett markmaterial är, desto högre ligger grundvattennivån och desto större är nivåfluktuationerna under året. I sand och grusformationer ligger grundvattennivån där topografin så tillåter vanligen på stort djup och medför sällan

något problem för byggnader och anläggningar. I utströmningsområden, d.v.s. lågpunkter i terrängen (eller diskontinuiteter i terrängen), ligger dock grundvattennivån, även i ett sand/grusområde, nära markytan.

I moränmark följer grundvattennivån i stora drag topografin eftersom materialets lägre genomsläpplighet bromsar vattnet i dess väg ner mot terrängens lågpunkter. En liten porvolym i moränen, jämfört mot sand/grus, gör att marken snabbt fylls med vatten vid regn, d.v.s. grundvattennivån fluktuerar snabbt och mycket även för måttliga variationer i nederbörd.

4.3.2 Beräkningsförutsättningar

För att kunna genomföra beräkningar av dräneringsflöden och maximala nivåer på grundvattenytor krävs kännedom om markslag och rådande grundvattensituation. Geoteknisk och geohydrologisk undersökning samt någon form av observationer av grundvattennivåer är nödvändigt. Att ha en väl fungerande dränering är naturligtvis mycket viktigt för att fuktskador ska undvikas.

4.3.3 Maxflödesdimensionering

Det är endast vid dimensionering av spillvattenförande ledningar, som det kan tänkas att dränvattentillskottet medför att ledningsdimensionen måste ökas för att säkerställa transporten av både spillvatten och dränvatten utan uppdämning. Vid ledningsdimensioner ≥ 200 mm torde det vid täta jordmaterial, som lera och silt, vara nödvändigt att ta hänsyn till dränvattentillskottet först när antalet anslutna personer överstiger 500.

Ort	1 dygn		2 dygn		7 dygn		17 dygn	
	mm/d	l/s ha	mm/d	l/s ha	mm/d	l/s ha	mm/d	l/s ha
Kiruna	31,5	7,3	26,1	6,0	19,0	4,4	10,8	2,5
Luleå	24,2	5,6	22,0	5,1	15,4	3,6	10,1	2,3
Råneå	26,0	6,0	24,9	5,8	17,2	4,0	11,2	2,6
Malå(90-93)	22,4	5,2	20,8	4,8	16,7	3,9	9,7	2,2
Lycksele	22,4	5,2	20,8	4,8	17,0	3,9	11,2	2,6
Kåge	33,1	7,7	27,9	6,5	19,1	4,4	13,1	3,0
Sundsvall	36,0	8,3	27,1	6,3	19,7	4,6	11,5	2,7
Huskvarna	17,1	4,0	13,8	3,2	7,8	1,8	4,0	0,9

Tabell 4.11 Maximala snösmältningsintensiteter, [mm/dygn] under en 10-årsperiod. Beräknade värden för 1984-1993 enligt VA-Forsk Rapport 1996-07.

4.3.4 Dimensionering med hänsyn till volym

Dränvattnet flödar under hela dygnet varför det ger en stor avrinningsvolym sett över längre tidsperioder, även jämfört med dagvatten. Detta innebär att det vid all volymdimensionering är nödvändigt att beräkna dränvattentillskottet.

4.3.5 Beräkning av dränvattenflöde

De schablonvärden för beräkning av dimensionerande dränvattentillskott, $q_{dr\ dim}$, som anges i tabell 4.12 gäller för husgrundsdränering och normalt täta avloppsledningar. Beräkningen är gjord utgående från beräkningsmetod anvisad i VAV P75, kapitel 10.2. Annan dränering såsom dränering av allmän mark, tillskott från omgivande markområden m.m. måste utredas särskilt för beräkning av korrekt tillskott av dränvatten.

4.3.5.1 Områden med sand och grus

Dräneringsflödet från en normalstor grund för enbostadshus som når ner 0,5 m under grundvattenytan kan lätt överskrida 1 000 l/tim (0,28 l/s) i grusig sand.

4.3.5.2 Områden med morän och finsand

Under de perioder då grundvattenytan i omgivningen ligger ungefär 1 m över dräneringsledningarna kan man för ett normalstort enbostadshus i moränmark räkna med ett dränvattenflöde i storleksordningen 100 l/tim (0,028 l/s).

I publikation VAV P75, Servisledningar, ges i kapitel 10 råd och anvisningar om dränering av byggnader samt diagram som hjälp till uppskattning av dränvattenflöden.

Typ av mark	Utan källare		Med källare	
	Max	Medel	Max	Medel
Lera, silt	0,03	0,01	0,09	0,03
Morän, finsand	0,3	0,1	0,9	0,3
Friktionsmaterial	1	0	3	0

Tabell 4.12 Schablonvärden för beräkning av dränvattenflöden från husgrundsdränering. Alla värden i [l/s ha]. Beräkningen är gjord utgående från beräkningsmetod anvisad i VAV P75, kap 10.

5. Dimensionering

5.1 Dimensionerande flöden

5.1.1 Belastningar på avloppssystem

Det vore enkelt att strikt beräkna spill-, dag- och dränvattenflödena enligt kapitel 4 och därefter dimensionera avloppssystemen efter dessa. Tyvärr är inte flödesbilden i verkligheten så enkel.

Förutom spillvatten, dagvatten och dränvatten kan avloppsledningar belastas med tillskottsvatten, som kan utgöras av inläckage till otäta ledningar eller tillförsel av dag- och dränvatten genom felkopplingar. Exempelvis kan dagvatten från en dagvattenledning belägen i samma ledningsgrav som en spillvattenledning, via otätheter i ledningarna läcka över till en lägre belägen spillvattenledning. Nedströms i spillvattenledningen kommer detta att ha samma effekt som mer eller mindre direktanslutna hårdgjorda ytor.

Om dränvatten skall avledas till spillvattensystemet måste geohydrologin studeras noggrant. Avloppssystemet och bebyggelsen måste därefter utformas så att man undviker att oacceptabelt stora dräneringsvattenmängder tillförs spillvattensystemet, (VA-Forsk 1993-08, VA-Forsk 1996-06, VA-Forsk 1997-15).

För bestämning av det dimensionerande flödet utgår man från de dimensionerande delflödena som tagits fram i kapitel 4 samt kompletterar med en bedömning av tillskottsvattnet.

Efter att det dimensionerande flödet har bestämts väljs därefter lämplig ledningsdimension. Genom valet av standarddimension som klarar det dimensionerande flödet tillkommer också en viss säkerhetsmarginal. Vid val av ledningsdimension måste även ledningens självrensning förmåga beaktas, se kapitel 5.2.5.

Vid bestämning av erforderlig dimension vid renoveringar i befintliga avloppsledningar med kapacitetsproblem skall det dimensionerande flödet normalt bestämmas genom beräkningar baserade på flödesmätningar.

5.1.2 Spillvattenledning

Det dimensionerande flödet bestäms utifrån om huvudmannen medgivit avledning av dränvatten till spillvattenledningen eller inte. Även inom områden där dränanslutning till spillvattenledningen inte är tillåten kommer visst inläckage av drän- och ytvatten

att ske genom otätheter i ledningarna, felaktiga inkopplingar, inläckage av ytvatten i nerstigningsbrunnar m.m. Erfarenhetsmässigt uppgår flödet av tillskottsvatten i bra system till 0,05–0,15 l/s-ha. I andra system kan flödet av tillskottsvatten bli ännu större.

Observera att uppskattningen av storleken på tillskottsvattnet förutsätter att inga hårdgjorda ytor, t.ex. villatak, felaktigt ansluts till spillvattennätet. Ett enda felaktigt anslutet villatak kan för ett regn med 2 års återkomsttid bidra med ca 1,5 l/s (takyta 100 m², 2 års regn, 10 min., 140 l/s-ha).

A. Dränvatten får inte avledas i spillvattenledningen.

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{s dim}} + Q_{\text{inläck}} \quad (5.1)$$

där

$Q_{\text{s dim}}$ = dimensionerande spillvattenflöde (se 4.1.3)

$Q_{\text{inläck}}$ = inläckande vatten, som för ett bra system kan väljas i intervallet 0,05–0,15 l/s-ha beroende på ledningsnätets tillstånd.

B. Dränvatten får avledas i spillvattenledningen.

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{s dim}} + Q_{\text{dr dim}} + Q_{\text{inläck}} \quad (5.2)$$

där

$Q_{\text{s dim}}$ = dimensionerande spillvattenflöde (se 4.1.3)

$Q_{\text{dr dim}}$ = dimensionerande dränvattenflöde (se 4.3.5)

$Q_{\text{inläck}}$ = inläckande vatten, som för ett bra system kan väljas i intervallet 0,05–0,15 l/s-ha beroende på ledningsnätets tillstånd.

5.1.3 Dagvattenledning

5.1.3.1 Dagvatten utan magasinering

Dimensionerande flöde för dagvattenledningen blir:

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{d dim}} \quad (5.3)$$

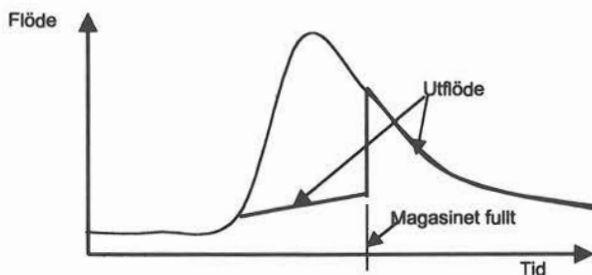
där

$Q_{\text{d dim}}$ = dimensionerande dagvattenflöde (se kapitel 4.2.2)

5.1.3.2 Dagvatten med magsinering

Det dimensionerande dagvattenflödet ut från ett magasin bestäms av det strypta utloppets utformning. För ledningar som belastas både med flöden som fördröjts i magasin och direktanslutna ytor kan i regel det dimensionerande flödet bestämmas som det dimensionerande flödet från de direktanslutna ytorna (se kapitel 4.2.2) med tillskott av det strypta utflödet från magasinen.

Ledningssystemet bör också kontrolleras för det fall att magasinen är fyllda, och inkommande flöde måste ledas förbi magasinen. Dimensionerande regnvaraktighet antas vara samma som det för magasinet dimensionerande regnets varaktighet, och hela dagvattensystemet beräknas för detta regn, utan hänsyn till magasin. Dimensionerande flöde i ledningar som huvudsakligen tillförs vatten från områden med magasin kommer i regel att uppkomma i denna driftsituation. Figur 5.1 visar att när magasinet är fullt måste ett flöde motsvarande det oreglerade flödet kunna avledas. Hur detta ska ske måste avgöras från fall till fall, men i princip måste ett sekundärt avledningssystem i form av ett öppet dike eller speciell utloppsledning anläggas, som bara tas i drift när magasinet är fullt. Vattnet avleds till en plats där en tillfällig översvämning kan accepteras.



Figur 5.1 Hydrograf för magasin som går fullt.

5.1.4 Dränvattenledning

I de fall en separat dränvattenledning anläggs dimensioneras denna för:

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{dr dim}} \quad (5.4)$$

där

$$Q_{\text{dr dim}} = \text{dimensionerande dränvattenflöde} \\ (\text{se kapitel 4.3.5}).$$

5.1.5 Kombinerad ledning

Avloppsledningen i ett kombinerat system skall kunna avleda summan av dimensionerande dagvattenflöde och dimensionerande spillvattenflöde samt

eventuellt dimensionerande dränvattenflöde. Eftersom dagvattenflödet dominerar över både spillvattenflödet och dränvattenflödet kan en kombinerad ledning överslagsmässigt dimensioneras för dimensionerande dagvattenflöde så länge som ledningssystemet är ostrypt, men förekommer nedströms strypningar i bräddavlopp och fördröjningsmagasin måste hänsyn tas till dimensionerande spillvattenflöde. Detta gör att huvudregeln är att dimensionera den kombinerade ledningen med hänsyn till både dagvatten och spillvatten, däremot inte dränvatten.

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{d dim}} + Q_{\text{s dim}} \quad (5.5)$$

där

$$Q_{\text{d dim}} = \text{dimensionerande dagvattenflöde} \\ (\text{se 4.2.2}).$$

$$Q_{\text{s dim}} = \text{dimensionerande spillvattenflöde} \\ (\text{se 4.1.3}).$$

5.1.6 Utloppsledning

Utloppsledningar från reningsverk och bräddavlopp samt ledningar för avlastning av fyllda utjämningsmagasin måste ofta dimensioneras för de flöden som förväntas vid regn med lång återkomsttid, för att undvika skador på anläggningar och uppdämning inom instängda områden vid häftiga regn.

Ledningarna mynnar ofta dämnda under vattenytan i recipienten, varför tillgängligt tryckfall över ledningen blir lika med nivåskillnaden mellan högsta tillåtna nivå i utloppsbrunnen och vattenytan i recipienten. Ledningarna måste ha tillräcklig avbördningskapacitet även vid hög nivå i recipienten, och sannolikheten för att höga flöden i ledningen skall sammanfalla med höga nivåer i recipienten måste bedömas.

När recipienten är en mindre å, bäck eller ett dike sammanfaller ofta höga flöden i ledningen med höga flöden, och därmed höga nivåer i recipienten. Den dimensionerande situationen blir därför oftast dimensionerande flöden i ledningen i kombination med höga nivåer i recipienten.

Om däremot recipienten utgörs av havet eller åmynningar som däms av havet är sannolikheten för att de dimensionerande flödena i ledningen, förorsakade av häftiga regn, skall sammanfalla med hög nivå i recipienten mycket liten. Om ledningarna dimensioneras för höga nivåer i recipienten måste detta kombineras med en reduktion av de dimensionerande flödena i ledningen för att motsvara en flödesituation med eftersökt återkomsttid. Se kommentardelen till kapitel 5.1.

5.2 Utformning av ledningsnät

5.2.1 Allmänt

I detta kapitel beskrivs hur man med hjälp av enkla beräkningsmetoder översiktligt utformar komponenterna i ett avloppsledningssystem med utgångspunkt från dimensionerande flöden enligt tidigare kapitel. I huvudsak behandlas system med självfall och flödena antas vara stationära (konstanta i tiden). En viktig förutsättning för den beskrivna dimensioneringstekniken av ledningar är att energilinjens lutning S_f antas vara parallell med ledningens lutning S_0 , dvs:

$$S_f = S_0 \quad (5.6)$$

De beräkningsmetoder som beskrivs i P90 är enkla i det avseendet att beräkningarna kan genomföras 'för hand' med hjälp av tabeller, diagram och kalkylator. Framst bör den här beskrivna metodiken för ledningsdimensionering användas i små områden, som en första överslagsberäkning eller för kontroll av resultat från mer ingående analyser gjorda med en hydraulisk modell, se kapitel 6.4.

Allmänt bör ledningen läggas i samma lutning som markytan för minsta möjliga schaktdjup. Samtidigt bör så långa sträckningar som möjligt läggas med konstant lutning för att underlätta byggandet. Ofta finns ett visst spelrum i valet av lutning som kan utnyttjas vid utformningen (större lutning möjliggör mindre ledningsdimension). Ibland är den maximala nivåskillnaden mellan utgångspunkt och slutpunkt given. I dessa fall är minsta dimension given.

Utformningen av ledningsnätet kräver eftertanke för att undvika allvarigare konsekvenser av driftstörningar eller överbelastningar. I samband med driftstopp i pumpstationer eller stopp i ledningar finns risk att avloppsvatten stiger till markytans nivå. Det är viktigt att beakta denna risk för att avloppsvatten stiger upp till marknivå vid utformning av gator och vägar och placering av bebyggelsen.

Utformningen av dagvattenutlopp, nödutlopp och bräddavlopp kräver särskild omtanke för att undvika att höga recipientnivåer orsakar inflöde av vatten till avloppssystemet eller minskad kapacitet på grund av minskad tryckgradient.

5.2.2 Cirkulär tvärsnitt

Analysen baseras på en energibetraktelse av strömningen där enbart friktionen längs rörväggarna beaktas. Om ledningens energiförluster (energilinjens lut-

ning) sätts lika med den fastställda lutningen S_0 (m/m) enligt ekvation 5.6 bestäms erforderlig diameter ur Prandtl-Colebrooks samband:

$$q = -\frac{\pi \cdot D^2}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D \cdot S_0} \cdot \log \left[\frac{2,51 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D \cdot S_0}} + \frac{k \cdot 10^{-3}}{3,71 \cdot D} \right] \quad (5.7)$$

där

- q = flöde [m^3/s]
- D = diametern [m]
- k = råhetsvärdet [mm]
- ν = kinematiska viskositeten [m^2/s] ($1,31 \cdot 10^{-6}$ vid temperaturen $10 \text{ }^\circ\text{C}$)

Sambandet är giltigt för det turbulenta området och finns i diagramform i bilaga 3. Förfarandet innebär att ledningen får en kapacitet som motsvarar en flödessituation då ledningen går nätt och jämnt fylld (hjässdimensionering).

Material	Ledn. i drift
Betong	1,0
Gjutjärn	1,0
Stål	1,0
PE, PVC	0,2

Tabell 5.1 Rekommenderade värden på råhet för ledningar i god kondition, k (mm).

Råhetsvärden kan väljas ur tabell 5.1, för andra förhållanden, se kommentardelen till kapitel 5.2.

Erforderlig diameter väljs bland befintliga standarddimensioner genom prövning. Förfaringssättet medför en viss överkapacitet som kan utnyttjas för att minska ledningslutningen eller för att ge ökad säkerhetsmarginal. Minimilutning för självrensning och påverkan av nedstigningsbrunnar bör undersökas innan lutningen minskas, kapitel 5.2.3 och 5.2.5.

Med tanke på ledningsnätets förväntade långa drifttid och att rörmaterialet står för en relativt liten del av anläggningens totala kostnad bör inte ledningsdiametern väljas enbart med hänsyn till erforderlig kapacitet utan hänsyn bör tas till de fördelar en större dimension kan erbjuda i form av ökad säkerhet mot överbelastning och möjlighet för ökad anslutning i framtiden.

Man kan även använda Mannings formel (ekv 7.2) för beräkning av ledningar. En direkt översättning av ledningsråheten, k , till Mannings tal kan inte göras, eftersom relationen är beroende av ledningens diameter. För k -värdena 1 mm, 3 mm, 5 mm och 10 mm är motsvarande värden på M vid normala ledningsdimensioner ca 82, 70, 64 respektive 57.

5.2.3 Brunnsförluster

En nedstigningsbrunn orsakar vid fylld ledning höjning av trycknivån uppströms. Höjningen är relativt liten, men vid fyllda ledningar adderas höjningarna längs med ledningssträckan och kan sammantaget bli betydande i uppströmsdelarna av systemet. Vid längre ledningssträckningar bör därför hänsyn tas till denna påverkan. Förhöjningens storlek beror på brunnens utformning och storleken på sidoinflödet i förhållande till huvudflödet (se även kommentardelen till kapitel 5.2). Ökningen ryms dock ofta inom den marginal som skapas av valet av standarddimension och ledningens dimension behöver då inte ändras jämfört med kapitel 5.2.2.

5.2.3.1 Justering av ledningsråheten med hänsyn till förluster i brunnar

Vid mindre ledningsdimensioner och väl genomförd hel vallning kan brunnsförlusterna beaktas genom att ledningens råhet ökas. Ökningen beror av en förlustkoefficient och ledningsdiametern och kan för betong- och plastledningar utläsas i figur 5.2 och 5.3. Riktvärden på förlustkoefficienten, k_t ges i tabell 5.2. För definition av k_t se ekv. 7.5 i kommentardelen.

Värdena i diagrammen baseras på brunnsavståndet $L = 70$ m. Vid andra avstånd kan korrigering göras enligt

$$k_{\text{ökn}} (\text{korrigerad}) = (70/L) k_{\text{ökn}} \quad (5.8)$$

Vid större ledningsdimensioner, vid sidoinflöden som inte är små jämfört med huvudflödet och vid sämre utförd vallning bör noggrannare analys utföras, se kommentardelen till kapitel 5.2.

Brunnar med avvinkling ger upphov till ökade förluster. Energiförlusterna i varje brunn kan beräknas som $h_f = k_t \cdot v^2/2g$ där förlustkoefficienten k_t överslagsmässigt ges av tabell 5.3 och $v =$ vattenhastigheten (m/s).

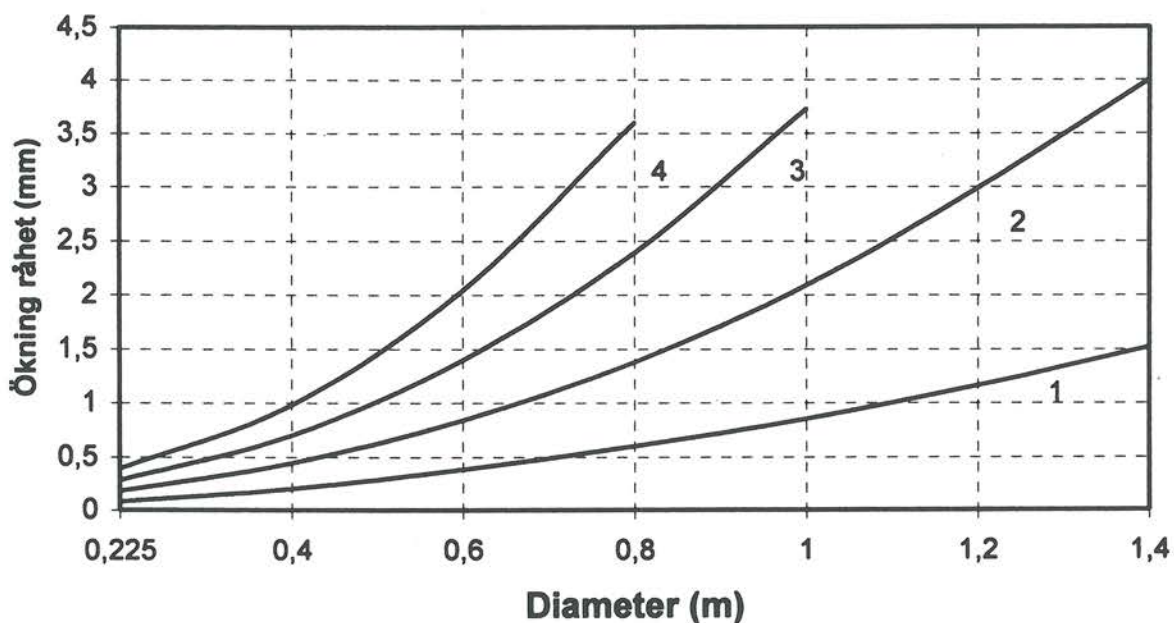
Förutsättningar	Förlustkoefficient, k_t	Kurva nr
Rak genomgående ledning, helvallad brunn	<0,25	1
Sidoinflödet litet jämfört med huvudflödet (t ex nedströms ledningar), helvallad brunn	0,25–0,50	2
Sidoinflödet mera påtagligt (t ex uppströms ledningar, sammanflöden av grenledningar), helvallad brunn	0,50–0,75	3
Sidoinflöde påtagligt, sämre vallning	0,75–1,0	4

Tabell 5.2 Riktvärden för val av kurva i figur 5.2 och 5.3.

Avvinkling	God vallning	Dålig vallning
30°–45°	0,5	>1,5
90°	1,0	>1,5

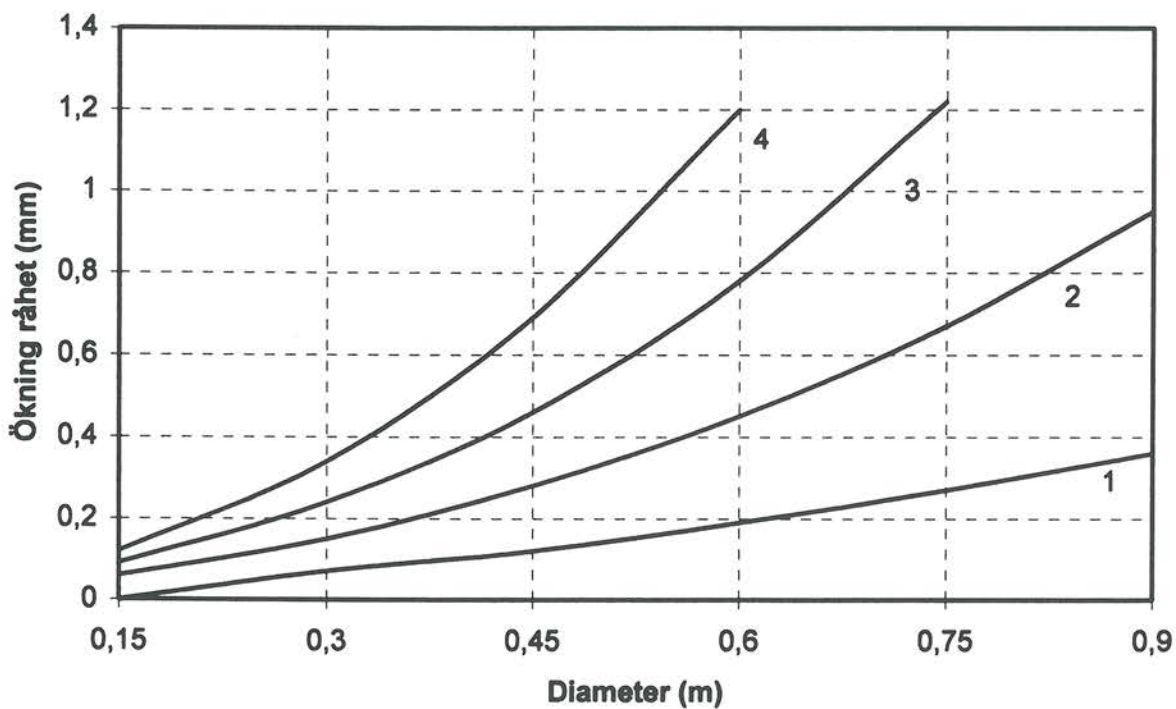
Tabell 5.3 Förlustkoefficienter, k_t , för brunnar med avvinkling.

Ökning av ledningsråhet för betongledning



Figur 5.2 Faktorer för ökning av ledningsråhet för betongrörsledningar. För val av kurva, se tabell 5.2.

Ökning av ledningsråhet för plastledning



Figur 5.3 Faktorer för ökning av ledningsråhet för plaströrsledningar. För val av kurva, se tabell 5.2.

5.2.3.2 Stalp och tilläggspörluster

I nedstigningsbrunnar och andra anslutningspunkter, där energiförluster uppkommer, bör ledningens vattengång ges en överhöjning, stalp, som motsvarar energiförlustens storlek. I annat fall kommer flödet att stoppas upp, med risk för sedimentansamlingar. Detta gäller även när flödet i anslutande ledningar är litet, och riskerar dämjas av flödet i huvudledningen. Vattengången i anslutande ledning läggs på en sådan nivå att vattenytan vid delfyllnad sammanfaller med huvudledningens vattenyta, beräknad vid delfyllnad i utgående ledning. Störst betydelse har stalp i spillvattenförande ledningar vid längre perioder med torrvädersflöden, varför anpassningar av vattengångens nivå görs för dessa flödessituationer.

Se även beräkningsexempel 8.4.

5.2.4 Delvis fylld ledning

Vid flödessituationer med mindre flöden än de maximala kommer ledningarna att gå delvis fyllda. Om ingen nedströms dämning förekommer sker strömningen med konstant vattendjup (naturligt vattendjup). Härvid är sambandet mellan flöde q och vattendjup y entydigt. I Brettings formel ges detta samband i dimensionslös form (relativt flödet vid fylld ledning q_{full} och diametern D)

$$\frac{q}{q_{full}} = 0,46 - 0,5 \cos\left(\pi \cdot \frac{y}{D}\right) + 0,04 \cos\left(2\pi \cdot \frac{y}{D}\right) \quad (5.9)$$

där

- q = flöde (m^3/s)
- q_{full} = flöde vid fylld ledning (m^3/s)
- y = vattendjup (m)
- D = diameter (m)

Sambandet uttryckt i diagramform samt relationen mellan hastigheten vid delvis fylld och fylld sektion ges i bilaga 4.

5.2.5 Självrensning

Avloppsledningar ska normalt vara självrensande. För detta krävs att skjuvspänningen mellan vattnet i ledningen och ledningens botten har ett minsta värde under en minsta tid. Generellt rekommenderas ett skjuvspänningsvärde $\tau_{med} \geq 1,5 \text{ N/m}^2$ och minitiden 1 timme. Vid $\tau_{med} < 1,0 \text{ N/m}^2$ kan ledningen inte anses självrensande. För områden med mer än 3000 p är maxtimflödet under mindygnen ungefär lika med medelflödet vilket blir lika med det dimensionerande flödet för självrensning i spillvattenledningar.

$$q_{s,självens} = \frac{p \cdot q_{d,medel}}{3600 \cdot 24} \quad (5.10)$$

där

p är antal anslutna personer och $q_{d,medel}$ specifik spillvattentillrinning [$l/p \cdot d$].

Dimensionerande flöde vid beräkning av självrensningsförmågan i ledningar med färre än 3000 anslutna men fler än 100 anslutna personer beräknas enligt

$$q_{s,självens} = \frac{p \cdot 0,7 \left(1 + \frac{25}{\sqrt{p}}\right) q_{d,medel}}{3600 \cdot 24} \quad (5.11)$$

Minsta lutning för självrensning erhålls för givet vattendjup y och diameter D ur sambandet

$$\tau_{med} = \rho \cdot g \cdot R \cdot S_0 \quad (5.12)$$

Den hydrauliska radien, R ($= A/P$), definieras som kvoten mellan tvärsnittsarean A och längden av den del av tvärsnittets omkrets som har kontakt med vattnet, den våta perimetern P . Hydrauliska radien för delvis fylld cirkulär ledning bestäms ur:

$$R = \frac{D}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin F}{F}\right) \quad (5.13) \quad \text{och}$$

$$F = 2 \cdot a \cos\left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D}\right) \quad (5.14)$$

där

- y = vattendjupet
- D = ledningsdiameter

Bestämning av minimilutning kan också göras i diagram i bilaga 6.

För dagvattenledningar och spillvattenledningar där underlag för flödesberäkning saknas föreslås minimilutningar enligt tabell 5.4.

Dimension mm	Minsta lutning ‰	Flöde l/s
160	5,0	2,0
200	4,5	2,5
300	3,0	6
400	2,5	9
500	2,0	14
600	1,5	25
800	1,0	60
>800	1,0	-

Tabell 5.4 Minimilutning för självrensning av spill- och dagvattenledningar.

Ändledningar med små max-flöden, mindre än 2 l/s bör ges en minsta lutning om 6 ‰ och allmän del av servisledning 10 ‰.

Tryckavloppsledningar och dykarledningar går med fylld sektion även vid låga flöden. De är därför speciellt utsatta för igensättning och skjuvspänningskriteriet $1,5 \text{ N/m}^2$ bör i dessa fall vara uppfyllt med god marginal, vilket normalt uppfylls om hastigheten är större än 0,6 m/s.

5.2.6 Minimidimension

För att minska risken för stopp i ledningsnätet bör minimidimension för avloppsledning generellt vara 200 mm med undantag för allmän servisledning som bör vara minst 150 mm. För småhusfastigheter kan som regel minimidimension 110 mm användas för servisledning.

5.2.7 Maximilutning

Stora vattenhastigheter kan medföra risk för erosion. Maximal hastighet för betongrör bör inte överstiga 8 m/s, vilket ger en maximal ledningslutning. Det normala är att vid stora lutningar välja ett mer erosionståligt ledningsmaterial, t.ex. segjärn eller stål.

5.3 Magasinsutformning

5.3.1 Allmänt

Utjämningsmagasin utformas oftast som täckta magasin i form av platsgjutna magasin, rörmagasin eller bergrumsmagasin, genom utfyllnad med makadam eller sprängsten under parkeringsplatser och gator, eller som öppna magasin i form av dammar. Om höjdförhållandena medger det utformas magasinen så att de kan tömmas med självfall. Inom flackare områden, där erforderlig magasinvolym bara kan erhållas genom djupare liggande magasin måste tömning av magasinen ske genom pumpning. Inloppsledningar och övriga anordningar måste dimensioneras för det för tillrinningsområdet dimensionerande flödet, vilket oftast avsevärt överstiger det strypta utflödet från magasinet.

Magasinen måste förses med någon form av bräddning vid överbelastning. Om magasinet är så utformat att hela flödet kan ledas genom magasinet, förläggs brädden vid utloppet. Om magasinet måste tömmas genom pumpning leds däremot det normala flödet förbi magasinet i ledning med begränsad

kapacitet, och vid högre flöden leds den del av flödet som överstiger förbigångsledningens kapacitet till magasinet. När inkommande flöde avtagit så att ledig kapacitet finns i ledningen töms magasinet genom pumpning. När inkommande flöde överstiger det för magasinet dimensionerande flödet måste överskjutande del av flödet ledas förbi magasinet, till nerströms liggande ledning, om denna kan ta emot detta flöde, eller till närliggande recipient.

Begränsning av flödet ut från magasinet kan i regel uppnås genom att utloppsledningen väljs med begränsad dimension. Utloppsledning mindre än dimension 200 mm bör inte väljas utan att inloppet förses med någon form av avskiljning för att undvika igensättning. Om större begränsning av flödet krävs bör utloppet förses med flödesregulator, se figur 5.7. Parallellt med utloppet bör finnas avtappningsmöjlighet så att magasinet kan tömmas i händelse av igensättning av utloppet.

Vid överbelastning av magasinet måste den del av flödet som överstiger avledningskapaciteten kunna ledas förbi magasinet via någon form av bräddledning, om inte överdämning av magasinet kan tillåtas. Brädden bör åtminstone dimensioneras för det för magasinet dimensionerande inkommande flödet, med avdrag för det flöde som leds vidare, förbi magasinet. Vid igensatt utlopp från magasinet kommer detta inte att tömmas mellan regnen, och brädden måste i detta fall dimensioneras för samma flöde som ledningen från anslutet område utan magasin. Konsekvenserna av en överbelastning får avgöra vilken säkerhet som är lämplig vid dimensioneringen av brädden.

5.3.2 Seriekopplade magasin

Utjämningsmagasin förläggs ofta i gator, och utformas som rörmagasin eller makadamfyllda dräneringsdiken. Om gatan lutar kan det, för att minska behovet av schakt, vara lämpligt att dela upp magasinen i delmagasin, belägna på olika nivåer, anpassade till gatans lutning. I annat fall kommer vattnet att samlas i lågpunkten, och stiga upp på gatan innan de högre belägna delarna av magasinet blir verk samma. Erforderlig total magasinvolym kan beräknas på vanligt sätt utgående från total ansluten hårdgjord yta, maximalt utflöde från magasinet samt nederbörd för orten vid vald dimensionerande återkomstid.

Terrängens lutning och tillgänglig plats ger förutsättningarna för uppdelning av magasinet i delmagasin. Strypningen av flödet från övre beläget delmagasin till nerströms liggande, lägre belägen del av

magasinet beräknas sedan så att alla delmagasin kommer att vara fyllda efter att det för magasinet dimensionerande regnet just slutat.

Om hela den hårdgjorda ytan ansluts till det övre delmagasinet måste flödet som kommer in till varje delmagasin vara större än det flöde som leds ner till närmast nerströms liggande delmagasin. Strypningen mellan magasinindelarna måste alltså öka i flödesriktningen. Om en del av den hårdgjorda ytan ansluts direkt till de olika delmagasinen kan strypningen mellan delmagasinen behöva utformas så att flödet in till varje delmagasin från närmast uppströms liggande magasin är mindre än det flöde som leds ut från magasinet, för att medge magasinering av de direkt anslutna hårdgjorda ytorna. Beräkningsgången belyses närmare i exempel 8.5.

Vid beräkning av strypningar mellan delmagasinen kan metoder angivna i kapitel 5.4 tillämpas.

Vid magasin utformade som makadamfyllda dräneringsdiken kan det vara lämpligt att avdela magasinet med lerkörtlar. Vattnet leds från det övre magasinet till nedanför liggande magasin genom ledning med begränsad kapacitet nära botten av magasinet, eller via strypt in/utlopp till spolbrunn. Fördelning av flödet vid in- och utlopp sker lämpligen genom perforerad dränledning, som dras genom hela magasinet. Längsgående transport av vatten i makadamfyllningen är nämligen begränsad vid de relativt små gradienter som erhålls vid måttligt lutande gator.

Magasinen måste förses med bräddavlopp i överkant för att möjliggöra maximalt utnyttjande av delmagasinen. Om bräddavloppen utformas som perforerade dränrör måste de dras tillräckligt långt in i magasinen, både uppströms och nerströms, för att flödet skall kunna ledas från magasinet med litet tryckfall. Utformningen av fördelnings- och bräddledningar illustreras i exempel 8.5.

5.4 Kontrollsektioner

5.4.1 Allmänt

I samband med magasinering, bräddning och flödesmätning krävs särskilda anordningar för avbördning av flödet. Med utformningen av dessa kontrollsektioner styrs t.ex. tömningstider och volymer för magasin, bräddflöden i bräddavlopp och nivåer vid flödesmätning. Avbördningen kan ske med fri vattenyta eller under dämnda förhållanden. Utformningen av avbördningssektioner bör grundas på en detaljerad hydraulisk analys.

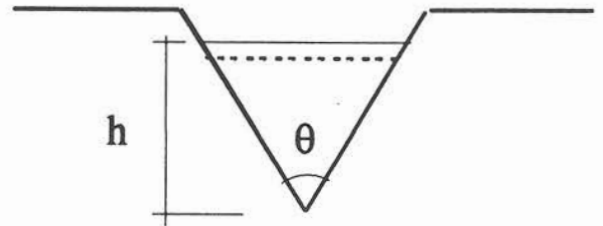
5.4.2 Avbördning med fri vattenyta

Bäst kontroll erhålls om sektionen utformas som en bestämmande sektion, vilket innebär att ett entydigt samband mellan uppströms vattendjup och flöde råder. Vanligast vid god tillgång på fallhöjd är skarpkantade överfall (överfallskanten < 2 mm). För en triangulär form (figur 5.4) gäller:

$$q = C \cdot \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g} \cdot (h)^{5/2} \cdot \tan(\theta/2) \quad (5.15)$$

där

- q = flöde (m³/s)
- h = överfallshöjden (m)
- θ = öppningsvinkeln på överfallet.
- C = avbördningskoefficient



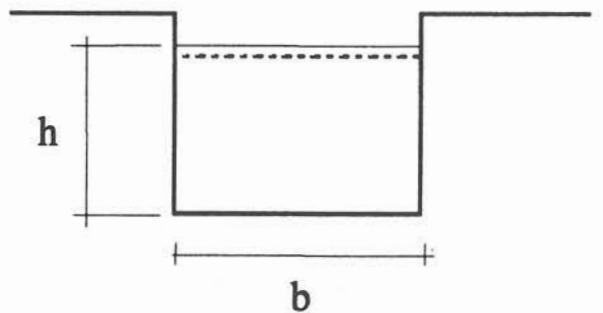
Figur 5.4 Triangulärt överfall.

För rektangulär form (figur 5.5) gäller

$$q = C \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot (h)^{3/2} \cdot b \quad (5.16)$$

där

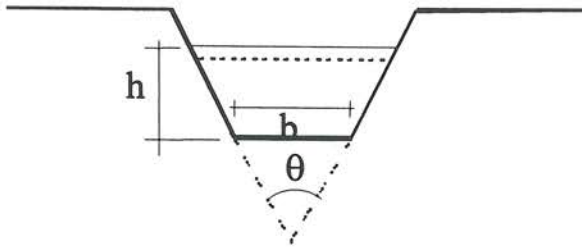
- b = överfallets bredd (m).



Figur 5.5 Rektangulärt överfall.

För sektion med parallelltrapetsform (figur 5.6) gäller:

$$q = C \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot (h)^{3/2} \cdot \left(b + \frac{4}{5} \cdot h \cdot \tan(\theta/2) \right) \quad (5.17)$$



Figur 5.6 Parallelltrapetsformat överfall.

Avbördningskoefficienten, C , bör bestämmas genom kalibrering. C -värdet beror bl.a. av inströmningshastigheten mot överfallet. I planeringssituationen kan uppskattning göras med hjälp av litteratur (Häggström 1999). Normalt ligger C i intervallet 0,55–0,65.

Med olika val av överfallstyp och mått kan önskade magasineringsvolymen och nivåintervall erhållas.

5.4.3 Avbördning under dämnda förhållanden, reglering

Avbördning kan också ske genom munstycke, ledning med tryck eller bottenlucka. För avbördning genom dämt munstycke i form av hål i sidan gäller:

$$q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (5.18)$$

där

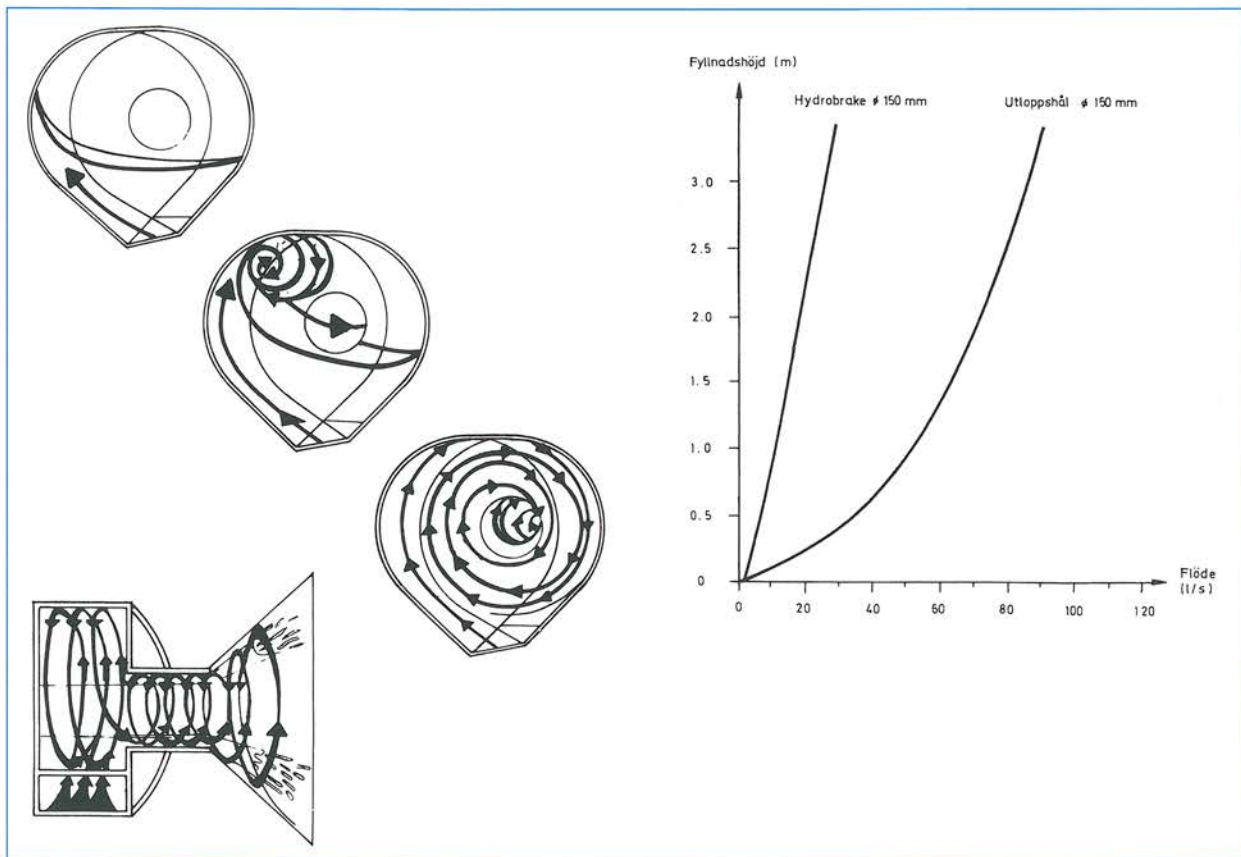
A = hålarea (m^2)

h = skillnaden mellan uppströms och nedströms vattennivå (m) vid icke fri utströmning.

För fri utströmning (nedströms vattennivå lägre än munstyckets centrum) är h uppströms vattendjup över munstyckets centrum.

För strömning genom munstycke ligger C i intervallet 0,6–0,8 där 0,6 gäller för skarpkantad öppning.

Om stor strypning av flödet eftersträvas kan en flödesregulator installeras. Regulatoren har en i förhållande till genomströmningsarean stor strypning av flödet, vilket innebär att risken för igensättning minskas jämfört med strypning genom enbart ett hål med mindre area. Exempel på flödesregulator visas i figur 5.7.



Figur 5.7 Regleringsanordning typ "Hydrobrake".

Vid avbördning genom fylld ledning används energi-
ekvationen:

$$h = \frac{v^2}{2g} \cdot (1 + k_i + k_u) + L \cdot (S_f - S_0) \quad (5.19)$$

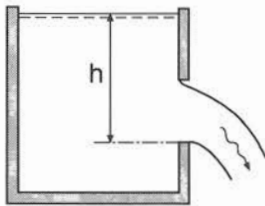
där

- v = hastigheten (m/s)
- h = vattendjupet över ledningens hjässa i
uppströmsbrunnen
- k_i = inströmningsförlustkoefficienter
- k_u = utströmningsförlustkoefficienter
- L = ledningens längd
- S₀ = ledningens lutning
- S_f = friktionslutningen (energilinjens lutning).

S_f kan exempelvis bestämmas ur Prandtl-Colebrooks
samband för givet flöde.

5.4.4 Avbördning genom cirkulärt hål

Avbördningen från en behållare genom ett cirkulärt
hål i en vertikal vägg kan beräknas enligt samma
principer som angivits ovan, men beroende på över-
falllets cirkulära form blir beräkningarna omfattande.



Figur 5.8 Avbördning genom ett hål.

Utgående från tabellerade värden har ett diagram
gjorts upp för dimensioner mellan 100 mm och
1 000 mm, se bilaga 5. I diagrammet visas flödet ut
genom hålet som funktion av hålets diameter och
vattenytans höjd över hålets lägsta nivå. Diagrammet
gäller för fri utströmning genom skarpkantat cirku-
lärt hål i vägg till behållare med stillastående vatten
och gäller vid fri utströmning genom hålet ($\mu=0,6$).

Diagrammet kan även användas för en överslags-
mässig bedömning av flödet ut genom ett rör anslu-
tet till en behållare med i stort sett stillastående vat-
ten. Exempel på detta är kulvertar under vägbankar
och nödutloppsrör från pumpstationer. I dessa fall
måste kontrolleras att anslutande lednings kapacitet

är större än flödet genom hålet enligt diagrammet. I
annat fall beräknas flödet genom hål och rör med
hjälp av energi-ekvationen, ekv. 5.19.

Vid i behållaren instickande rör reduceras flödet
avsevärt eftersom energiförlusten vid inströmning i
röret då blir högre än när röret ansluts jäms med
behållarens vägg.

5.4.5 Bräddavlopp

I bräddavloppet ingår normalt en strypning av vida-
regående flöde i form av ett munstycke eller stryp-
ledning samt ett överfall. Bräddavlopp kan utformas
på ett flertal sätt bl.a. med avseende på typ av över-
fall. Bräddavlopp har vanligen överfallskanten paral-
lellt med (sidoöverfall) d.v.s. vinkelrätt flödesrikt-
ningen, se fig. 5.9. Sidoöverfallen är ibland tvåsidiga,
d.v.s. har en överfallskant på vardera sidan om flödet.
Andra exempel på utformningar är virvelöverfall och
centrumöverfall. (Hogland, W, et al, 1986)

Ofta är överfallskanten högt placerad så att en
lugn vattenyta uppströms erhålls. I de fall överfalls-
höjden kan betraktas som konstant längs överfalls-
kanten kan sambandet för skarpkantat rektangulärt
överfall användas med avbördningskoefficienten:

$$C = 0,611 + 0,08 \cdot \frac{h_{ut}}{w} \quad (5.20)$$

där

h_{ut} = överfallshöjden (h-w enligt figur 5.9)

w = överfallskantens höjd över botten.

Om överfallskanten är bred i förhållande till över-
fallshöjden ($b > 3 h$) korrigeras flödet med faktorn
K_{red}

$$K_{red} = 1 - \frac{2}{9 \cdot \left(1 + \frac{H-w}{b}\right)^4} \quad (5.21)$$

där

$$H = h + \frac{v^2}{2g} \quad (5.22)$$

och

h = vattendjupet över kanalbotten

v = hastigheten (m/s)

b = överfallskantens bredd.

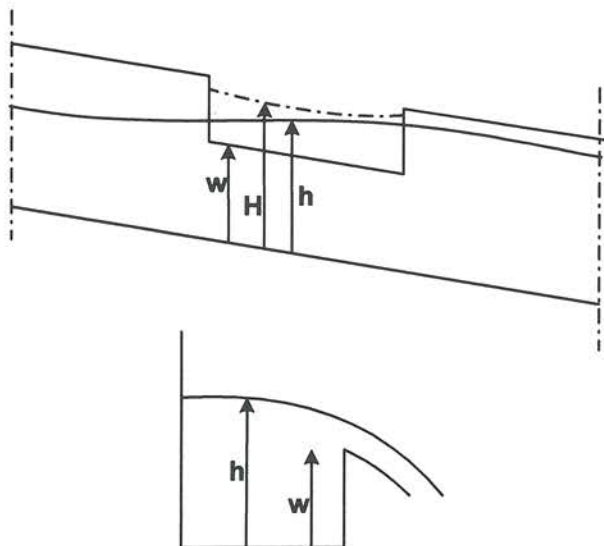
Bräddavlopp med sidoöverfall med låg överfallskant är svårare att beräkna. Om vattenhastigheten är låg (subkritisk strömning, Froudes tal $F < 1$) kan för överslag följande empiriska samband användas:

$$q = 1,83 \cdot l^{0,83} \cdot h_{ut}^{1,67} \quad (5.23)$$

där

l = överfallskantens längd (m)

h_{ut} = överfallshöjd i utströmningssektionen (m)



Figur 5.9 Rakt sidoöverfall med hög överfallskant.

6. Analys och dimensionering

6.1 Allmänt

Vid noggrannare analys och dimensionering av avloppsnät används idag nästan uteslutande datormodeller. Dessa används såväl vid beräkning av tillrinningen till ledningsnätet som vid analys av det hydrauliska förloppet i ledningsnätet. Vid alla typer av analys med datormodeller är det nödvändigt att modellen verifieras genom jämförelse med uppmätta värden. Nedan ges en orientering om olika typer av datormodeller för analys av avloppsledningsnät. Metoder för verifiering av dessa datormodeller behandlas inte.

Modellerna är uppbyggda av ledningar och knutpunkter (noder). Avrinningsområdet är indelat i delområden och varje delområde är anslutet till en knutpunkt. I en mycket detaljerad datormodell utgör varje delområde det avrinningsområde som är anslutet till varje enskild anslutningspunkt i ledningssystemet. I praktiken är dock alla datormodeller generaliserade i varierande grad. Detta innebär att de flesta delområden även innefattar delar av det mindre ledningsnätet.

Modeller för beräkning av ytvavrinning från delområden benämns nedan avrinningsmodeller, medan modeller för beräkning av hydrauliska förlopp i ledningsnät benämns hydrauliska modeller.

6.2 Datorbaserade avrinningsmodeller

Sedan början av 80-talet har det funnits datormodeller för beskrivning av avrinning från hårdgjorda ytor, från början avsedda att beskriva avrinningen i dagvattensystem. För att kalibrera en ytvavrinningsmodell krävs flödes- och nederbördsdata med hög upplösning som är representativa för avrinningsområdet. Tidsperioden på flödes- och nederbördsdata bör vara i storleksordningen någon månad eller tills tillräckligt antal lämpliga regntillfällen har inträffat. Vid kalibreringen bestäms storleken på bidragande yta, rinntid samt sammanlagringen av delytor så att det uppmätta flödet vid regn kan återskapas.

Sedan början av 90-talet har modellbeskrivningar, från början avsedda för modellering av avrinning till naturliga vattendrag, också börjat användas inom urbana områden för att beskriva den del av tillrinningen till avloppssystemet som inte direkt härrör

från ytvavrinning. För att kalibrera dessa modeller krävs data för en lång period, flera år, men eftersom förloppen är långsammare räcker det i regel att kalibrera mot flödes- och klimatdata med dygnsupplösning.

Med en kalibrerad modell av ovan nämnda typ kan hela skalan av flödesvariationer beskrivas på ett volymriktigt sätt, förutsatt att inga flödesbegränsningar som begränsande ledningar, magasin, bräddavlopp eller pumpstationer finns i ledningssystemet.

6.3 Beskrivning av den hydrauliska transporten

För att få en riktig beskrivning av flödet i en punkt i ett avloppssystem bör man ta hänsyn till att det kan finnas trånga sektioner i transporten till den aktuella punkten, vilka påverkar flödesbilden. En ledning eller t.ex. en pumpstation belägen uppströms har alltid någon begränsning i flödeskapacitet. Flödet påverkas också av utjämningsmagasin och bräddavlopp.

En datormodell för beskrivning av den hydrauliska avloppsvattentransporten kan därför vara nödvändig för att erhålla en överblick av funktionen, speciellt i stora system, där komplicerade sammanlagringseffekter av delflöden förekommer med t.ex. uppdamningar orsakade av trånga sektioner nedströms.

Vid mätning för kalibrering av datormodeller lyckas man oftast inte med att få mätvärden från regntillfällen med stor avrinning, då effekten av flödesbegränsningar kan vara av stor betydelse. Det är viktigt att beakta sådana förhållanden vid t.ex. bearbetning av flödesstatistik från pumpstationer och reningsverk. Flödesstatistiken överensstämmer inte alltid med tillrinningen inom området. Sannolikheten är därför stor att höga flödesvärden är underrepresenterade.

6.4 Avrinningsmodeller

Tillrinningen från ett delområde kan beräknas med varierande noggrannhet. Med en enkel ytvavrinningsmodell tas endast hänsyn till avrinningen från hård-

gjorda ytor, vilken beräknas med tid/area-metoden. Indata till datormodellen är:

- delområdets totala yta
- andelen hårdgjord yta
- nederbörd
- tillrinningstid
- tid/area-kurva
- basflöde

Med basflöde avses summan av ev. spill- och dränvattentillrinning, d.v.s. flöden som inte beräknas av ytavrinningsmodellen och som antas konstanta under simuleringstiden. Modellen kan kompletteras med en mer detaljerad delområdesbeskrivning, eller genom att tid/area-metoden ersätts av en hydraulisk beskrivning av ytavrinningsförloppet.

Med en enkel ytavrinningsmodell betraktas varje regnhändelse isolerat utan hänsyn till den hydrologiska situationen, som i verkligheten påverkas av tidigare nederbörd, grundvattenförhållanden m.m. I en hydrologiskt mer korrekt modell tas hänsyn till dessa förhållanden. Avrinning från icke hårdgjorda ytor beskrivs, liksom utbytet med rotzons- och grundvattenmagasin. Med denna typ av modell kan kontinuerliga avrinningshydrografer över flera år beräknas utifrån motsvarande kontinuerliga serier med nederbörds- och temperaturdata. Detta förutsätter dock en noggrann kalibrering mot fleråriga flödesmätningar, där ett antal avrinningsparametrar bestäms.

6.4.1 Hydrauliska modeller

För beräkning av flöden och tryck i ledningsnätet upprättas en ledningsnätsmodell med beskrivning av ledningar, brunnar, pumpstationer, bräddavlopp, magasin m.m. Indata till modellen (koordinater, nivåer, dimensioner, rörmaterial m.m.) kan ofta till stor del hämtas från digitala ledningsregister. Modellen måste dock alltid bearbetas innan beräkningar kan utföras, eftersom omfattning och detaljeringsgrad till stor del bestäms av de problem som ska analyseras, t.ex. översvämning, bräddning eller tillrin-

ning till reningsverk. Till indata hör också beräkningsresultat från en hydrologisk avrinningsmodell.

I de vanligaste modellerna används numera s.k. dynamisk vågteori, d.v.s. hänsyn tas till effekter av icke stationärt olikformigt flöde. Modellen beräknar dämningnivåer, flöden, bräddvolym m.m.

6.4.2 Datormodeller för dimensionering

Vid dimensionering för ombyggnad eller komplettering av befintliga ledningsnät används i regel samma datormodeller som vid analys. Olika alternativ provas och resultaten jämförs.

För dimensionering av helt nya områden finns särskilda dimensioneringsprogram, som väljer dimension och profilläge utifrån givna förutsättningar. De program som finns tillgängliga idag bygger på relativt enkel hydraulik och givna förutsättningar. Det är därför lämpligt att den föreslagna lösningen sedan analyseras med en noggrannare datormodell.

6.4.3 Analys och dimensionering av bräddavlopp

För analys och dimensionering av bräddavlopp erfordras i regel en datormodell, eftersom de hydrauliska förloppen i samband med bräddning är komplicerade. Faktorer som har stor betydelse för bräddavloppets hydrauliska funktion är, förutom skibordets längd och nivå, bräddavloppsbrunnens geometriska utformning, skibordets orientering i förhållande till inkommande flöde samt utgående kombinerad lednings hydrauliska kapacitet. Dessa bör därför vara noggrant beskrivna i datormodellen.

Genomsnittliga värden på årlig bräddvolym kan erhållas med hjälp av diagram upprättade för en genomsnittlig nederbörd. Om bräddvolym och bräddfrequens skall beskrivas för ett visst år erfordras däremot en historisk regnserie. Till detta erfordras såväl en hydrologisk modell som beskriver tillrinningskaraktär som en väl verifierad hydraulisk modell för ledningsnätets funktion.

7. Kommentarer

Kommentarer till kapitel 2.2: Avloppssystem

Den största förändringen av avloppssystemen som skett under de senaste 20 åren är nog den ökade användningen av lokala dagvattenlösningar, LOD, med bibehållande av diken och bäckar, och infiltration av dagvatten från hårdgjorda ytor direkt i marken.

Följden har blivit ett minskat behov av stora dagvattenkultvertar och en ökad användning av huvudsakligen dränerande ledningssystem. Dimensioneringen av dessa ledningar kan inte göras med traditionella metoder för maxflödesberäkningar, utan hänsyn måste tas till den magasinierande förmågan i marken och i anlagda magasin.

Den ökade kunskapen om framför allt nederbördens areella variation och utbredning har knappast på något avgörande sätt påverkat dimensioneringen av avloppssystem. Däremot kan i framtiden exempelvis väderarradar användas för prognos av avrinningen i befintliga system. Inte heller har en detaljerad beskrivning av ytavrinningsförloppet fått någon större spridning, utan även i moderna datormodeller beräknas ytavrinningen oftast med hjälp av en enkel tid/areamodell, med en viktad avrinningskoefficient för varje delyta.

Med hjälp av datormodeller kan bättre hänsyn tas till inläckage, dränvatten och avrinning från naturmark, men modellerna kräver kalibrering genom mätning, varför de främst lämpar sig vid analys av befintliga ledningssystem. Vid utbyggnad av nya avloppssystem kopplas normalt husgrundsdräneringen till dagvattenledningen, eller avleds i särskild ledning. Inom upprustningsområden, där befintliga avloppssystem kopplas in på nya spillvattenledningar är ofta läck- och dränvattenflödena av betydelse för en riktig dimensionering.

I mindre skala pågår försök med bland annat urinseparering, där näringsämnen i avloppsvattnet kan tas

till vara. Minskat flöde på grund av urinavskiljning har ingen betydelse vid ledningsdimensionering.

Önskemål om att använda avfallskvarnar i hushållen finns också, bland annat för att minska behovet av vägtransporter. För befintliga avloppsnät skulle risken för igensättning öka, liksom utsläppen av föroreningar i samband med bräddningar från kombinerade system och nödavledning i separerade system. Omfattande utveckling i denna riktning är knappast trolig, utan fortsatt sortering nära källan och separat behandling torde gälla. Den ökade sedimenttransporten måste, i de fall avfallskvarnar ändå används, beaktas vid bestämning av minimilutningen för nya ledningar. I vissa fall kan flödesförstärkare behöva installeras. Risken för svavelvätebildning, när uppehållstiderna utan luftning ökar, medför ökade risker vid arbete i ledningsnätet, samt ökad risk för korrosion av bl.a. betongrör.

Inställningen till källaröversvämningar har undergått en stor förändring. Tidigare användes oftast källare som enkla förrådsutrymmen, och då kunde källaröversvämningar i viss mån accepteras. Numera inreds källare i allt större utsträckning och en översvämning kan få mycket stora konsekvenser för fastighetsägaren. Detta påverkar framför allt de funktionskrav som är rimliga att ställa på ett avloppssystem. I allt större utsträckning görs idag en samlad bedömning av kostnaderna för ledningssystemen kontra kostnaderna för översvämningsskador och därmed sammanhängande olägenheter.

Även om en successiv förändring av dagvattenhanteringen sker, och i viss omfattning även spillvattenhanteringen, kommer traditionella ledningssystem att länge vara dominerande när det gäller avloppstransport. Därför måste en anvisning för dimensionering av avloppsledningar domineras av metoder som avser traditionella ledningssystem.

Kommentarer till kapitel 3.1: Allmänt

I befintliga system med dränvattenledning ansluten med självfall till dagvattenledning är det viktigt att nivåskillnaden mellan dagvattenledningens hjässa och dräneringsnivån är tillräckligt stor för att ge rimlig säkerhet mot uppdamning. Med normal dimensionering bör det innebära att det generella funktionskravet för översvämning uppfylls. Detta resonemang torde normalt även gälla för spygatter.

Vid nybyggnation bör dämningnivån för dagvattensystem relateras till marknivån i förbindelsepunk-

ten med viss marginal. Dämningnivåerna fastställs av respektive huvudman och kan exempelvis formuleras som: ”Dämningnivå för dagvattensystemet är 0,3 m över markytans nivå i förbindelsepunkten.” Situationen i figur 3.1 gör det ej möjligt att med självfall ansluta dräneringen till dagvattensystemet utan risk för dämning kring husgrunden. Om källare skall byggas och dräneringsfrågan ej kan lösas på annat sätt så är enda lösningen att pumpa dränvatten till dagvattensystemet.

Kommentarer till kapitel 4.2: Dagvattenflöden

Beräkning av dimensionerande flöden

Typ av område	Dimensionering för fylld ledning		Återkomsttid för trycklinje i		SS-EN 752** Rekommenderad återkomsttid för trycklinje i	
	Dagvattenledning	Kombinerad ledning	Marknivå för dagvattenledning	Källarnivå för kombinerad ledning	Hjässa	Marknivå
Ej instängt* område utanför citybebyggelse	1 år	5 år	10 år	10 år	1 år	10 år
Ej instängt* område inom citybebyggelse	2 år	5 år	10 år	10 år	2 år	20 år
Instängt område utanför citybebyggelse	5 år	10 år	10 år***	10 år***	2–5 år	20–30 år
Instängt område inom citybebyggelse	10 år	10 år	10 år***	10 år***	5 år	30 år

* Med ej instängt område avses ett område varifrån dagvatten ytlede kan avledas med självfall.

** EN-standardens ”Typ av område” skiljer sig något från vår indelning.

*** Då dimensionerande återkomsttid för fylld ledning är 5-10 år blir återkomsttiden för trycklinje i källargolvsnivå /marknivå större än 10 år. Kravet är dock att återkomsttiden ska vara minst 10 år.

Tabell 7.1 Återkomsttider för regn vid dimensionering av avloppssystem. Jämförelse mellan P90 och SS-EN 752.

Avrinningskoefficient

I de tyska anvisningarna ATV-A118, Hydraulisk analys och dimensionering av avloppssystem, 1999, ges en tabell över avrinningskoefficienten φ som funktion av hårdgjord yta, marklutning och regnintensitet. Av tabellen framgår att avrinningskoefficienten överstiger andelen hårdgjord yta avsevärt vid stor marklutning och hög regnintensitet. I kommentarer till tabellen betonas svårigheten att bedöma φ -

värdet vid låg andel hårdgjord yta. Tabell 7.2 ger en anvisning för val av φ -värde även om de rekommenderade max-avrinningskoefficienterna förefaller höga efter svenska förhållanden. Vid frusen mark och vid stora nederbördsolymer kan dock bidraget till avrinningen från icke hårdgjorda ytor bli avsevärt, varför de i tabellen angivna värdena på avrinningskoefficienten kan bli aktuella.

Befestigungsgrad [%]	Gruppe 1 $i_a < 1\%$				Gruppe 2 $1\% \leq i_a \leq 4\%$				Gruppe 3 $4\% < i_a \leq 10\%$				Gruppe 4 $i_a > 10\%$			
	für r_{15} [l/(s·ha)] von															
	100	130	180	225	100	130	180	225	100	130	180	225	100	130	180	225
0 *)	0,00	0,00	0,10	0,31	0,10	0,15	0,30	(0,46)	0,15	0,20	(0,45)	(0,60)	0,20	0,30	(0,55)	(0,75)
10 *)	0,09	0,09	0,19	0,38	0,18	0,23	0,37	(0,51)	0,23	0,28	0,50	(0,64)	0,28	0,37	(0,59)	(0,77)
20	0,18	0,18	0,27	0,44	0,27	0,31	0,43	0,56	0,31	0,35	0,55	0,67	0,35	0,43	0,63	0,80
30	0,28	0,28	0,36	0,51	0,35	0,39	0,50	0,61	0,39	0,42	0,60	0,71	0,42	0,50	0,68	0,82
40	0,37	0,37	0,44	0,57	0,44	0,47	0,56	0,66	0,47	0,50	0,65	0,75	0,50	0,56	0,72	0,84
50	0,46	0,46	0,53	0,64	0,52	0,55	0,63	0,72	0,55	0,58	0,71	0,79	0,58	0,63	0,76	0,87
60	0,55	0,55	0,61	0,70	0,60	0,63	0,70	0,77	0,62	0,65	0,76	0,82	0,65	0,70	0,80	0,89
70	0,64	0,64	0,70	0,77	0,68	0,71	0,76	0,82	0,70	0,72	0,81	0,86	0,72	0,76	0,84	0,91
80	0,74	0,74	0,78	0,83	0,77	0,79	0,83	0,87	0,78	0,80	0,86	0,90	0,80	0,83	0,87	0,93
90	0,83	0,83	0,87	0,90	0,86	0,87	0,89	0,92	0,86	0,88	0,91	0,93	0,88	0,89	0,93	0,96
100	0,92	0,92	0,95	0,96	0,94	0,95	0,96	0,97	0,94	0,95	0,96	0,97	0,95	0,96	0,97	0,98

*) Befestigungsgrade $\leq 10\%$ bedürfen i.d.R. einer gesonderten Betrachtung

Tabell 7.2 Rekommenderade max-avrinningskoefficienter för olika regnintensiteter vid regnvaraktigheten 15 minuter (r_{15}) beroende av områdets genomsnittliga lutning och andel hårdgjord yta, "Befestigungsgrad". (Från ATV-A118, 1999).

Kommentarer till kapitel 4.3: Dränvatten

Dränering och bebyggelse

Översiktsplanen som upprättas av kommunen skall i stort ange hur mark- och vattenområden är avsedda att användas samt vara en viktig del i det förebyggande miljöskyddsarbetet. Bebyggelsen skall lokaliseras till mark som är lämpad för ändamålet med hänsyn till möjligheterna att ordna trafik, vattenförsörjning, avlopp samt annan samhällsservice.

Lämpliga förundersökningar som behövs för att planera dräneringsfrågan kan t.ex. vara:

- översiktlig geoteknisk och geohydrologisk undersökning
- kapacitetskontroller av befintliga va-ledningssystem, diken, åar m.m.
- inventering av miljö, natur och recipienter
- dräneringsbehov

Undersökningsresultaten används bl.a. för att upprätta en miljökonsekvensbeskrivning och för att fastställa krav på marknivåer och nivå på byggnader med hänsyn till dränering. På översiktsnivå är ett lämpligt material topografiska kartor med nivåkurvor med 5 m ekvidistans samt översiktliga jordartskartor (tillgängliga i skala 1:50 000).

Se även följande publikationer från Svenskt Vatten: P75 Servisledningar, P49 Källaröversvämningar och P46 Lokalt omhändertagande av dagvatten – LOD.

Dränering för att torrlägga mark

Områden med grus och sand

Med hänsyn till vattnets uppträdande i sand finns det sällan behov av dränering utom i utströmningsområdena. De vattenmängder som ett grusmaterial kan föra fram i ett sådant område är normalt så stora att det sällan är realistiskt att söka sänka grundvattennivån genom någon form av områdesdränering. Eftersom dessutom grundvattenytans årstidsvariationer normalt är små, i storleksordningen en halvmeter, är det svårt att anpassa en dränering som bara kapar topparna. Av det skälet kan det ofta vara bättre att fylla upp marken om man tror sig riskera hamna nära grundvattenytan, eller i enstaka fall göra vattentäta konstruktioner.

Undantagsvis, om det rör sig om ett mindre, hydrologiskt avgränsat område på i storleksordningen några hektar kan det finnas skäl och möjlighet att begränsa högsta grundvattennivå med hjälp av drä-

nering. Vid 1 m dräneringsdjup kan man då räkna med ett influensområde på 50–100 m på vardera sidan om ledningen. Medelvattenföringen under året, per 100 m ledning torde uppgå till ca 0,2 l/s och maxflödet till mellan 5 och 10 l/s.

Områden med morän och finsand

Ett område med morän eller finsand som ligger i sluttande terräng bör skärmars av i uppströms kanten med ett (täck)dike tvärs sluttningen. I moränmark kan det ofta räcka med att gå ned till ca 1 m djup om moränen är mäktig (eftersom permeabiliteten normalt minskar drastiskt därunder). Vid litet djup till berg bör man gå ned till bergytan för att fånga upp vattnet som normalt rör sig i gränsskiktet berg/morän. En sådan ledning läggs dämnd med möjlighet till justering av det effektiva dräneringsdjupet. I ett finsandområde läggs ledningen dämnd ungefär 1 m under medelgrundvattenytan.

Inom området läggs täckdiken tvärs marklutningen med 30–40 m mellanrum om dikena läggs på 2 m djup under maximal grundvattennivå (vilket ofta kan vara = markytan). Mindre läggningsdjup kräver tätare dikesavstånd.

Om exploateringsgraden är hög och vatten från vägytor, tak och husgrunder samlas upp och leds bort från området via ledningar minskar behovet av täckdiken inom området. Läggningsavstånden för täckdikena kan då ökas till det dubbla.

Längs områdets dalsida, nedströms och parallellt med från området utgående spillvattenledning, läggs en dräneringsledning som minskar risken för inläckage till spillvattenledningen.

Områden med silt och lera

Silt och lera förekommer normalt i dalbottnar och inom flacka områden. Ingen av jordarterna förmår föra fram några större mängder vatten. Förutom de grövre siltfraktionerna har såväl silten som leran kohesionära egenskaper vilket medför att de ändrar volym beroende på vattenmättnad. Att okontrollerat dränera bort vatten från ett sådant område kan ge effekter på torrskorpans djup, vilket kan leda till sättningar.

Det finns många exempel på ledningsgravar med dränerande material (och otäta ledningar) som givit upphov till sättningar. På grund av lerans låga genomsläpplighet blir dock effekterna normalt märkbara endast upp till några meter från ledningen. Ett viktigt förbehåll i sammanhanget är att lednings-

graven inte skär igenom lerlagret och dränerar underliggande friktionsjord. I sådana fall kan effekterna bli vidsträckta och omfattande.

Vid exploatering av ett markområde med konventionell dagvattenhantering, leder man bort en viss del av den tillgängliga nederbörden. I ett ler/finsiltområde medför detta att torrskorpan ökar. Förutom just i anslutning till ledningsgravarna blir dock avvattningen relativt jämn i och med torrskorpans system av sprickor.

Mot bakgrund av ovanstående och med hänsyn till sättningar bör områdesdräneringar i kohesionsjordarter utföras med försiktighet.

- Avloppsledningar bör inte läggas nära byggnader eller anläggningar.
- Avloppsledningar bör inte läggas djupare än torrskorpan om de inte utförs i mycket god tid före andra arbeten med hänsyn till risken för sättningar.
- Avskärande dräneringar uppströms eller nedströms området bör undvikas om de inte utförs i mycket god tid före övrig byggnation med hänsyn till sättningar.

Dränering för att möjliggöra LOD-hantering

Områden med grus och sand

Tillämpning av LOD innebär att området får ta emot lika mycket vatten i exploaterat skick som i jungfruligt. Eftersom ett sand/grusområde normalt inte behöver förses med någon områdesdränering

behövs detta inte heller vid tillämpning av LOD. För att lokalt omhändertagande av dagvatten skall fungera krävs dock även vid sand och grus att vattnet tillåts sprida sig över väl tilltagna ytor.

Områden med morän och finsand

Vad som sagts ovan beträffande behovet av dränering i morän- och finsandområden gäller i stort, även när LOD tillämpas inom området. Ett täckdikningsavstånd på i medeltal 30–40 m torde alltså normalt räcka. Täckdikenas lägen måste dock anpassas till vägar och andra hårdgjorda ytor så att en lagom tröghet uppnås i avrinningen.

Tillämpas LOD på så sätt att det avrinnande vattnet från en väg förs ut över en intilliggande gräsyta, bör ett täckdikestråk läggas så långt praktiskt möjligt från väggkant.

Områden med silt och lera

De markslag som är i störst behov av dränering om LOD skall tillämpas är ler- och siltområden. Samtidigt kan dessa markslag från sättningsynpunkt vara känsliga för ojämn dränering.

Refererande till vad som sagts ovan om silt- och lerområden bör också följande tillägg göras i samband med LOD användning:

- Täckdikningsstråken bör ges vattenmagasinerande egenskaper, exempelvis genom fyllnad med makadam.
- Tydliga marklutningar måste finnas från LOD-tytor till täckdikningsstråk.

Kommentarer till kapitel 5.1: Dimensionerande flöden

Utloppsledning

Utvärderingar som gjorts i Göteborg av sannolikheten för samtidiga häftiga regn och hög nivå i havet visar att den regnintensitet som gäller för dimensionerande blockregn med viss återkomsttid oberoende av havsnivå måste reduceras vid havsnivåer över medelvattenståndet för att samma återkomsttid skall gälla.

Utvärderingen, (Nilsdal, J-A, Sjöberg, A. 1979) avser blockregn med återkomsttiden 1-10 år och varaktigheten 5-70 minuter. Reduktionsfaktorn erhöles för olika samtidiga vattenstånd i havet enligt tabell 7.3.

De lägre värdena gäller för regn med kortare varaktighet och återkomsttid.

Som ett exempel har ett blockregn i Göteborg, med 5 års återkomsttid och 10 minuters varaktighet, intensiteten 185 l/s·ha. Enligt utvärderingen är intensiteten för regn med 10 minuters varaktighet och 5 års återkomsttid endast 75 l/s·ha när vattenståndet i havet samtidigt är >0,5 m över medelvattnytan. Reduktionsfaktorn blir i detta fall $75/185=0,41$.

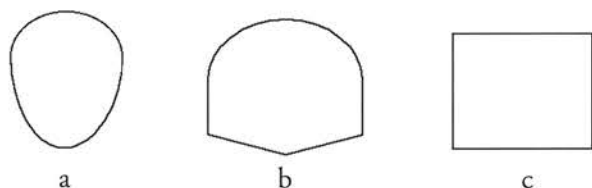
Nivå i havet över MVY (m)	>0,5 m	>0,8 m	>1,0 m
Reduktionsfaktor för blockregnsintensitet	0,4-0,5	0,15-0,3	0,1-0,15

Tabell 7.3 Reduktionsfaktorer för blockregnsintensitet vid olika nivåer i havet.

Kommentarer till kapitel 5.2: Utformning av ledningsnät

Kanal med ej cirkulär tvärsnitt

Ledningstvårsnitt enligt figur 7.1 förekommer i äldre system (a), avloppstunnlar (b) eller i speciella sträckningar (c).



Figur 7.1 Olika tvärsnitt för avloppsledningar

Flödet bestäms i dessa fall med:

$$q = -A \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot R \cdot S_0} \cdot \log \left[\frac{2,51 \cdot v}{4 \cdot R \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot R \cdot S_0}} + \frac{k \cdot 10^{-3}}{14,84 \cdot R} \right] \quad (7.1)$$

som är Prandtl-Colebrooks samband, se ekv. 5.7, där diametern ersatts enligt $D = 4 \cdot R$. Definition av hydrauliska radien R , se kapitel 5.2.5. Beteckningarna i övrigt definieras intill ekv. 5.7. Alternativt kan Mannings formel användas, se ekv. 7.2.

Tunnelsektioner (b) har vanligen olika råheter på väggar och bottensula. Olika råheter förekommer också vid ledningssträckningar med sediment (ej cirkulär tvärsnitt). Vid olika råhet vägs dessa samman, se nedan avsnitt "Sammanvägning av råheter".

Diken

Utanför centrumområden är det vanligt att dagvattnet avleds genom diken. Dimensioneringen görs lämpligen med Mannings formel, som skrivs:

$$h_f = \frac{l \cdot v^2}{M^2 \cdot R^{4/3}} \quad (7.2)$$

där

h_f = energiförlusten (m) på sträckan l (m)

v = hastigheten i tvärsnittet (m/s)

M = Mannings tal, som är ett mått på råheten

R = hydrauliska radien (m) se kapitel 5.2.5

Formeln förutsätter likformig strömning, då energigradienten, h_f/l = bottenlutningen.

Valet av Mannings tal är avgörande för dikets kapacitet och M -värdet påverkas främst av vegetationen i diket. För väl rensade diken utan högre vegetation kan M -värden på 20–25 gälla, men om diket är bevuxet med vass, kaveldun och andra större växter kan ett lämpligare val av M -värde vara 15–10 eller t.o.m. ännu lägre. Det kan vid dimensionering vara lämpligt att använda ett relativt lågt värde eftersom det ofta händer att diken inte rensas eller klipps varje år.

I Vägverkets publikation 1990:11, "Hydraulisk dimensionering, diken, trummor, ledningar, magasin" redovisas nomogram som underlättar dimensioneringen av diken. I publikationen ges också anvisningar för beräkning av naturmarksavrinning och beräkningsmetoder för dimensionering av vägtrummor m.m.

Val av ledningsråhet

Nya betongrörsledningar lagda med god passning har en råhet kring 0,5 mm. Vid kontrollberäkning av äldre ledningsnät rekommenderas större råheter än vad som anges i tabell 5.1.

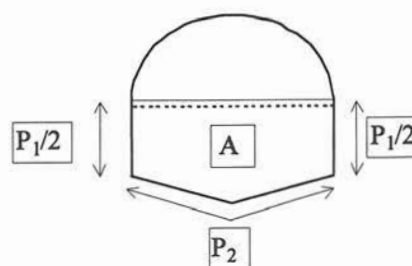
Fogförskjutningar har stor inverkan på råheten och för ledningar $D=225$ –600 mm föreslås en ökning av k -värdet enligt tabell 7.4.

Kulvertar murade av tegel kan antas ha råheter kring 5–10 mm, vid sämre kondition upp mot 15 mm.

I WRC 1983 redovisas ett stort antal exempel på k -värden för ledningar i drift. Redan vid relativt måttliga defekter redovisas k -värden på upp till 3–6 mm.

Sammanvägning av råheter

Tunnelsektioner har vanligen olika råheter på väggar och bottensula. Olika råheter förekommer också vid ledningssträckningar med sediment, (Perrusquía, G, et al, 1986).



Figur 7.2 Tunnelsektion.

Vid olika råhet sammanvägs dessa enligt:

$$k = \frac{P_1 \cdot k_1 + P_2 \cdot k_2}{P_1 + P_2} \quad (7.3)$$

där

P_1 och P_2 är respektive del av totala våta perimetern som har råhet k_1 och k_2 . Sambandet kan användas inom intervallen:

$$0,05 \leq \frac{k_1}{k_2} \leq 20 \quad 0,33 \leq \frac{P_1}{P_2} \leq 3,0 \quad (7.4)$$

Påverkan av sediment

Ledningar delvis igensatta med sediment får en reducerad kapacitet beroende på både reducerad tvärsnittsarea och ökad råhet. En undersökning (Perrusquía et al 1986) av en betongledning D 225 mm med sediment visade kapacitetsreduktioner vid 80 % vattenfyllnadsgrad enligt tabell 7.5.

Påverkan av nedstigningsbrunnar

Vid fyllda ledningar medför energiförlusten i nedstigningsbrunnarna att tryck- och energilinjernas nivåer höjs uppströms, (Lindvall, G., 1986). I brun-

Genomsnittlig fogförskjutning (mm)	10-13	14-18	19-27	28-40	> 40
Ökning av k -värde (mm)	0,3	0,6	1,5	3,0	6,0

Tabell 7.4 Ökning av k -värde på äldre ledningar (för $D225$ - $D600$) vid olika fogförskjutningar.

Sedimentdjup (m)	0,11D	0,21D	0,38D
Kapacitetsminskning (%)	23	39	63

Tabell 7.5 Kapacitetsminskning vid olika sedimentdjup och 80 % fyllnadsgrad.

nar med samma hastighet i inloppet som i utloppet är tryck- och energiförluster lika stora, $h_t = h_k$. Ökningen av vattennivån i den uppströms närmast liggande brunnen kan då beräknas enligt följande;

$$h_t = k_t \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7.5)$$

där

h_k = energiförluster (m v p)

h_t = tryckförluster (m v p)

k_t = tilläggförlustkoefficienten

v = in- och utgående vattenhastighet (m/s)

I brunnar med olika dimension på inloppsrör och utloppsrör eller med sammanflöden kommer in- och utgående vattenhastigheter att vara olika och det är då nödvändigt att skilja på energi- och tryckförluster. Då trycknivåerna är av störst betydelse här, definieras förlusterna som tryckförluster, och kopplas till vattnets hastighet i utgående ledning.

$$\Delta H = KH \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7.6)$$

där

v = vattnets hastighet i utgående ledning (m/s)

KH = tryckförlustkoefficient

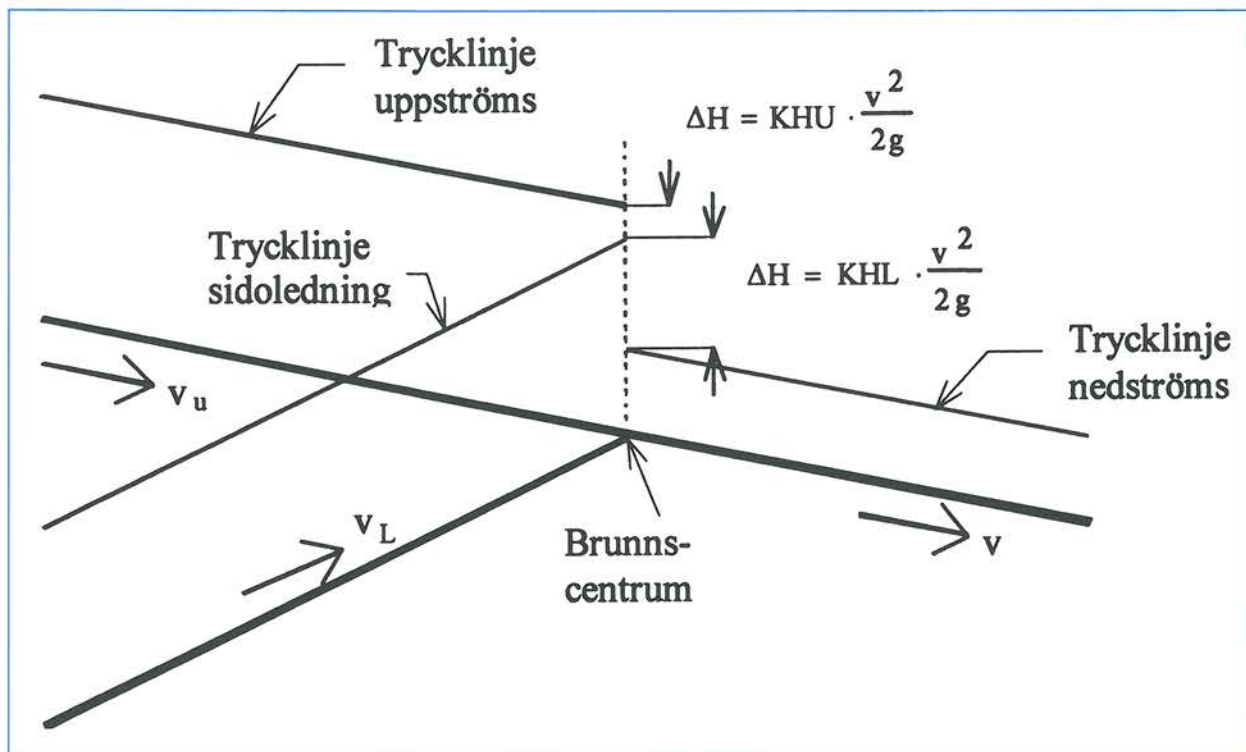
För ledningar med sidoinflöde kommer tryckförlusten att vara olika i huvudflödesriktningen och i sidoleddningen se figur 7.3.

$$\Delta H = KHU \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{huvudflödesriktning}) \quad (7.7)$$

$$\Delta H = KHL \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{sidoflödesriktning}) \quad (7.8)$$

KHU = tryckförlustkoefficient i huvudflödesriktningen

KHL = tryckförlustkoefficient i sidoflödesriktningen



Figur 7.3 Tryckförlusters beroende av brunns geometriska utformning och av förhållandet mellan de inkommande ledningarnas flöden.

För rak genomgående ledning utan dimensionsändring kan förlustkoefficienten KH beräknas ur:

$$KH = f \cdot \frac{D_m}{D} \quad (7.9)$$

där

D_m = brunnens diameter


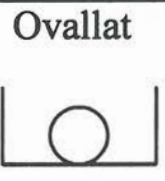


D = ledningens diameter

f = formfaktor (ges ur tabell 7.6)

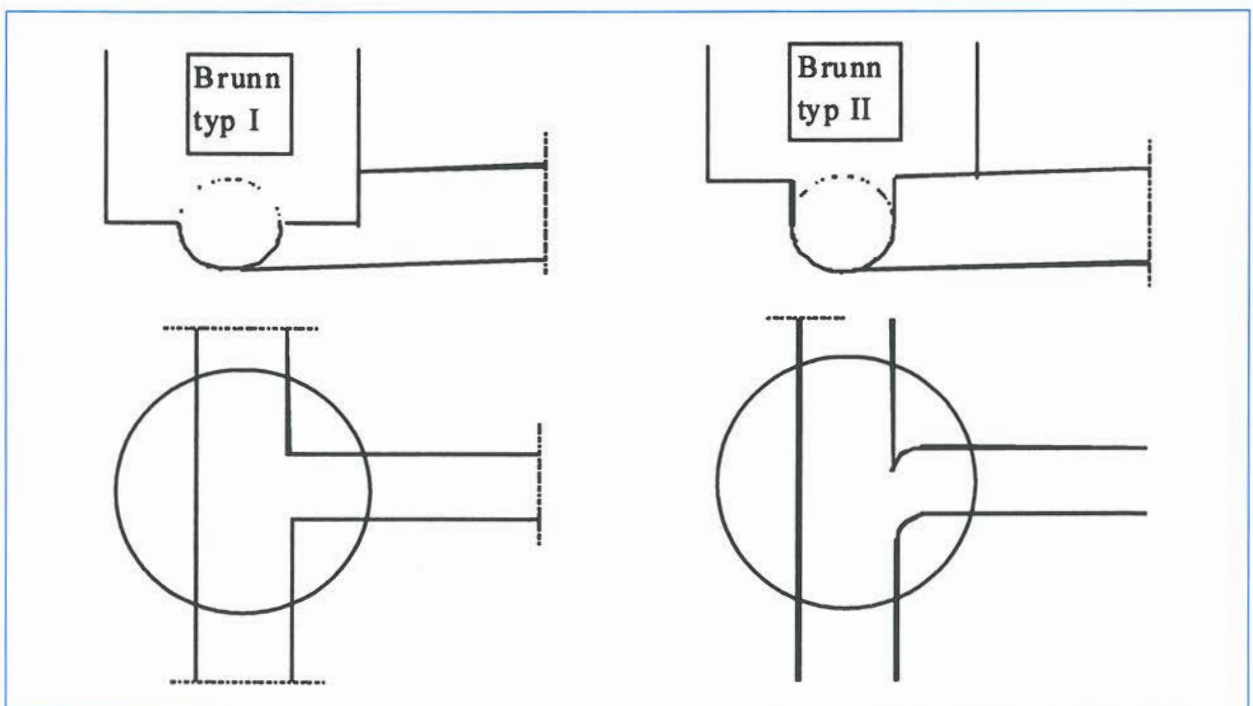
Tryckförlusterna i brunnar med sidoledning är, oavsett geometrisk utformning, högre än vid brunnar utan sidoledning på grund av att flödena har olika rörelsemängd i huvudledningsriktningen. Förluster-

nas storlek kommer därför att bero på sidoledningens vinkel mot huvudflödet och förhållandet mellan de inkommande flödenas storlek. Underlag finns i Lindvall, 1986 för uppskattning av brunnförluster för två typer av brunnar enligt nedan, båda med en ingående sidoledning och 90° ingångsvinkel, men med halv respektive hel vallning.

I tabell 7.7 visas mätresultat i form av tryckförlustkoefficienterna KHU och KHL för olika relationer mellan sidoledningens och genomgående lednings diameter D_1/D respektive olika andel av totalflödet från sidoledningen q_1/q samt för olika relation mellan brunnens diameter och genomgående lednings diameter D_m/D . För förhållanden som inte anges i tabell 7.7, kan tryckförlustkoefficienterna beräknas med hjälp av ekv. 7.10–7.13.

Utformning		Ovallat	Halv vallning	Hel vallning
				
f	0,24	0,12	0,07	0,025

Tabell 7.6 Formfaktor f för genomgående ledning $D_m/D \leq 4$ (Pedersen, F et al, 1990).



Figur 7.4 Olika brunnutformningar.

Brunnstyp I (vallningsdjup = D/2)

$$KHU = 0,08 \cdot \frac{D_m}{D} - 0,07 + 1,47 \cdot \left(\frac{D_l}{D} - 0,191 \right)^{-0,3} \cdot \left[1 - \left(\frac{q_u}{q} \right)^2 \right] \quad (7.10)$$

$$KHL = 0,10 \cdot \frac{D_m}{D} - 0,10 + \left(1,288 + 0,604 \cdot \frac{q_u}{q} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{q_u}{q} \right)^2 \right] \quad (7.11)$$

Brunnstyp II (vallningsdjup = D)

$$KHU = 0,024 \cdot \frac{D_m}{D} + 0,475 \cdot \left[3,331 - \left(\frac{D_l}{D} - 0,418 \right)^2 \right] \cdot \left[1 - \left(\frac{q_u}{q} \right)^2 \right] \quad (7.12)$$

$$KHL = 0,07 + 0,133 \cdot \left(\frac{D_m}{D} + 10,1 \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{q_u}{q} \right)^2 \right] - 0,575 \cdot \left[1 - \left(\frac{q_u}{q} \right)^2 \right]^{3,5} \quad (7.13)$$

I ekvationerna ovan och tabellen nedan är:

q_l = flödet i sidoleddningen

q_u = flödet i genomgående ledning uppströms brunnen

q = det totala flödet nedströms brunnen.

För brunnar med mindre ingångsvinkel än 90° kommer förlusterna att vara mindre. Förlusten i en brunn med flera sidoinflöden kommer närmast att överensstämma med förlusten i en brunn med ett sidoinflöde där sidoflödet är av samma storlek som summan av sidoflödena.

			Brunnstyp I						Brunnstyp II					
q_l/q_u	q_u/q	q_l/q	$D_m/D=1,7$		$D_m/D=2,6$		$D_m/D=4,1$		$D_m/D=1,7$		$D_m/D=2,6$		$D_m/D=4,1$	
			KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL	KHU	KHL
$D_l/D=1,000$														
0	1	0	0,07		0,14		0,26		0,04		0,06		0,10	
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
0,539	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
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
1,857	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
4,00	0,20	0,80	1,68	1,42	1,66	1,53	1,65	1,55	1,38	1,19	1,35	1,18	1,47	1,35
∞	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
$D_l/D=0,686$														
0	1	0	0,07		0,14		0,26		0,04		0,06		0,10	
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
0,259	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
0,366	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
0,518	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
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
1,000	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
1,800	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
∞	0	1	1,93	1,25	1,95	1,38	1,90	1,80	1,65	1,00	1,70	1,20	1,20	1,40
$D_l/D=0,389$														
0	1	0	0,07		0,14		0,26		0,04		0,06		0,10	
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
0,0403	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
0,0572	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
0,0809	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
0,1144	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
0,1617	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
0,255	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
0,400	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	1	3	1	3	1	3	1	0,5	3	1	7	1,5	0,5

Tabell 7.7 Uppmätta förlustkoefficienter för olika typer av brunnar.

Kommentarer till kapitel 6: Analys och dimensionering

Vid jämförelser av hydrauliska belastningar kan det vara lämpligt att uttrycka belastningen i form av anslutna ytor. Principiellt kan då samma resonemang föras, vare sig bedömningen är baserad på schablonvärden, enklare mätdataanalys eller en beskrivning med datormodell. En vattenbalans för årsvolymer kan exempelvis upprättas. Dessutom ger en ytuppskattning från flödesdata ett underlag för att bedöma rimligheten. Om den bidragande dräneringsarean utgör mer än en rimlig andel av total bebyggd area finns det anledning att gå vidare i analysen och söka andra orsaker.

Det är lämpligt att beskriva dessa beräknade arealer av anslutna ytor som "fiktiva ytor" då dessa inte behöver ha sin exakta motsvarighet i verkligheten, se VA-Forsk 1993:08. De utgör den sammanfattande förenklingen av en rad samverkande delprocesser, som gör att man kan urskilja en flödespåverkan i varierande tidsskala, ursprungligen härledd från nederbördsförhållandena. Bestämningen av ytorna kommer att vara behäftade med en viss osäkerhet. De kommer att variera av en rad skäl, beroende på t.ex. tjälning, regnintensitet eller andra ofullkomligheter i verklighetsbeskrivningen.

Kunskapen om belastande ytor kan alltså tas fram på olika sätt, vilket innebär olika grad av säkerhet i uppskattningen. Från mera översiktliga (med relativt hög osäkerhet) till detaljerade metoder, med rimligen högre grad av säkerhet, kan alternativa metoder skisseras enligt nedan. Det är självklart att de översiktliga metoderna har sin tillämpning i första hand för mindre avrinningsområden, medan de mer komplicerade med större krav på bakgrundsdata främst tillämpas på större system. Specifika problemställningar kan dock motivera detaljstudier även inom mindre områden.

Nyckeltalsbearbetning med hänsyn till nederbörd

Om nederbördsdata, t.ex. dygnsvärden, utnyttjas tillsammans med flödesdata kan resultatet av en nyckeltalsbearbetning ge en bedömning t.ex. av egenskaperna hos den anslutna dräneringsytan, VA-Forsk 1996-06, *Bedömningsgrunder för ovidkommande vatten i avloppsnät – Metodikmanual*. Då kan också vissa slutsatser dras beträffande exempelvis hur ett torrår eller blötår inverkar på avrinningen från området.

Svårigheter med denna typ av analys uppträder inom områden, främst i norra Sverige, där nederbörden under en stor del av året ackumuleras i ett snötäcke, och långt senare uppträder som ett snösmältningsflöde. Analysmöjligheterna förbättras om man då också tar hänsyn till temperaturdata.

Beräkningar, funktionskrav, dimensionerande flöde

Val av lämpliga nederbördsdata

Belastningen kan utgöras av statistiska typregn (blockregn), andra typregn som är mera verklighetsnära avseende regnförloppet (CDS-regn) eller en verklig uppmätt regnserie.

Valet av lämpliga nederbördsdata styrs av aktuell frågeställning (Arnell, V, et al, 1984). Är förekommande maximala flödesintensiteter primärt av intresse, eller är det fördelningen av avrunnen volym eller kanske sannolikheten för återkommande händelser? Frågeställningar av den första typen är aktuella då primärt den momentana avledningskapaciteten är styrande, den andra vid volymbestämmingar av t.ex. utjämningsmagasin eller av bräddvattenvolymer samt den tredje t.ex. då tömningsförloppet från en magasinsvolym är extremt långvarigt.

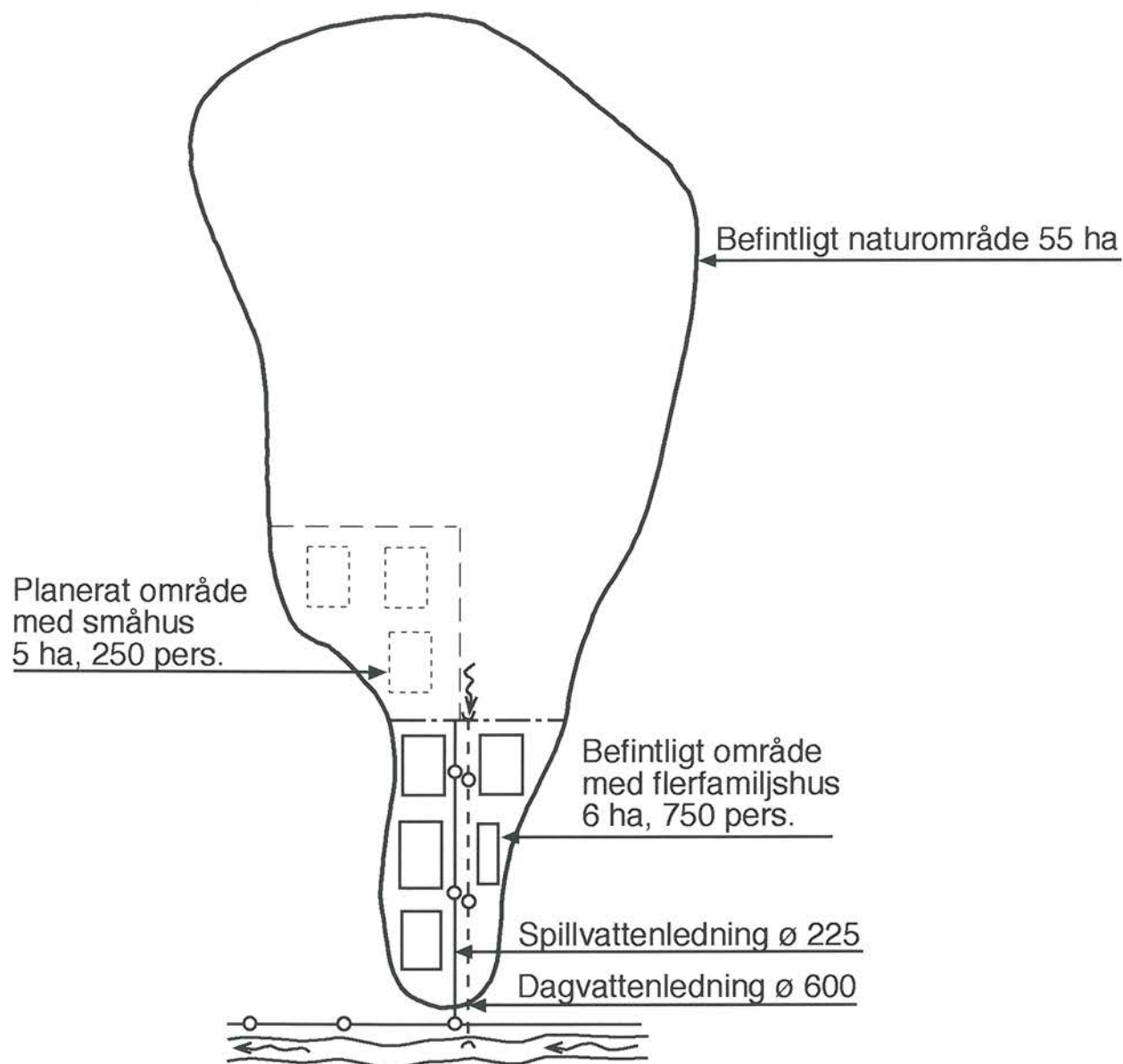
På senare år har kontinuerliga regnserier, uppmätta med hög upplösning, blivit tillgängliga för ett antal platser utspridda inom landet. De täcker ibland en tidsperiod av flera år (mer än 3–5 år) och kan utgöra alternativ till beräkning med statistiska typregn. Särskilt kan detta gälla vid dimensionering av utjämningsvolymer eller olika typer av behandlingssteg.

När en hydrologisk modellbeskrivning finns kalibrerad innebär belastning med en kontinuerlig högupplösande regnserie att man förutom den direkta nederbördspåverkan får risken för samtidiga extrema basflödessituationer inklusive snösmältningspåverkan med i bedömningen. Detta är väsentligt vid bedömning av t.ex. bräddningar (årlig volym, frekvens). En uppmätt regnserie bör alltid kvalitetskontrolleras mot annan tillgänglig nederbördsinformation, t.ex. en näraliggande SMHI-station.

8. Beräkningsexempel

Från ett befintligt bostadsområde med flerfamiljshus i Boråstrakten avleds spillvatten till en avskärande ledning och dagvatten till en å enligt figur 8.1. Det exploaterade området är 6 ha stort och 750 personer bor i området. Ingen utjämning av dagvattenflödet sker. Till dagvattenledningen med dimensionen $\text{Ø}600$ och lutningen 10‰ , ansluter en bäck från ett

55 ha stort naturområde. 5 ha av de nedre delarna av det oexploaterade området planeras bebyggas med småhus, med en befolkning på ca 250 personer. Marken i området består huvudsakligen av morän. Befintlig spillvattenledning är utförd av betongrör med dimensionen $\text{Ø}225$ mm och bedöms vara i god kondition. Lutningen är 5‰ .



Figur 8.1 Skiss över bostadsområdet och avrinningsområdet i räkneexemplet.

8.1 Va-teknisk lösning

8.1.1 Spillvattenflöde

Spillvattenflödet från hela det blivande exploaterade området blir enligt figur 4.2, för 1 000 pe:

$$q_{\text{dim}} = 16 \text{ l/s.}$$

Dränvatten antas belasta spillvattenledningen i det befintliga området, medan dränvatten inte får anslutas till det nya nätet. Dränvattenflödet i det befintliga nätet uppskattas från tabell 4.12. Enligt tabell 4.12 ger för områden med källare i morän/finsand maxflödet $0,9 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$. I detta exempel antas att endast vissa hus är anslutna till dräneringen till spillvattensystemet varför maxflödet reduceras till säg $0,5 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$.

$$q_{\text{drändim}} = 0,5 \cdot 6 = 3 \text{ l/s.}$$

Tillskottsvatten till både det befintliga och det nya nätet bedöms uppgå till $0,1 \text{ l/s ha}$, d.v.s. $11 \cdot 0,1 = 1,1 \text{ l/s}$. Dimensionerande flöde för spillvattenledningen blir:

$$q_{\text{dim}} = 16 + 3 + 1 = 20 \text{ l/s.}$$

Kapaciteten på befintlig ledning $\varnothing 225 \text{ mm}$ är, vid 5 % lutning, enligt Colebrooksdiagram, $k=1,0$, 33 l/s vilket ger en säkerhetsfaktor på $33/20 = 1,65 > 1,5$.

8.1.2 Dagvattenflöde

Dagvattenflödet från befintligt och tillkommande exploateringsområde har beräknats enligt tabell 8.1.

	Befintligt område	Tillkommande område
Total area (ha)	6,0 ha	5,0 ha
Avrinningskoefficient (φ)	0,5	0,35
Reducerad area (ha)	3,0 ha	1,75 ha

Tabell 8.1 Arealer för beräkningsexemplet.

Området är närmast att karakterisera som ej instängt område utom citybebyggelse, vilket innebär att dag-

vattenledningarna bör dimensioneras för regn med 1 års återkomsttid. Om marköversvämning bedöms få omfattande negativa konsekvenser kan det emellertid vara lämpligt att dimensionera för regn med 2 års återkomsttid för att minska risken för skador vid översvämning, och detta bedöms vara fallet inom det aktuella området.

För att kunna välja varaktighet på det dimensionerande regnet måste rinntiden inom området uppskattas, vilket kan göras med hjälp av ekv. 4.7. Längsta ledningssträcka uppskattas för hela det exploaterade området bli 450 m.

$$t_c = 0,043 \cdot (450+80)^{0,71} / (140^{0,32} \cdot 0,005^{0,35} \cdot 4,75^{0,05})$$

$$t_c = 4,5 \text{ min}$$

För allmän ledning räknas normalt inte med kortare rinntid än 10 minuter, varför regn med varaktigheten 10 minuter blir dimensionerande för både det befintliga och det utökade, exploaterade området. I bilaga 1 kan för Borås regnintensiteten 140 l/s ha avläsas för regn med 2 års återkomsttid och 10 minuters varaktighet. Dimensionerande flöde från det befintliga området är $140 \cdot 3 = 420 \text{ l/s}$ och från hela det blivande exploaterade området:

$$q_{\text{dim}} = 140 \cdot (3+1,75) = 665 \text{ l/s.}$$

8.1.3 Avrinning från naturmark

Ingen hänsyn har tagits till avrinningen från naturmark. I kombination med ett regn med varaktighet kortare än ca 30 minuter är det enligt 4.2.8.1 rimligt att räkna med en mycket låg avrinningskoefficient för naturmarksytor.

Väljs koefficienten $\varphi = 0,02$ erhålles för det befintliga området

$$q_{\text{natur}} = 0,02 \cdot 55 \cdot 140 = 154 \text{ l/s}$$

och efter exploateringen

$$q_{\text{natur}} = 0,02 \cdot 50 \cdot 140 = 140 \text{ l/s.}$$

Dimensionerande flöde för de nedre delarna av dagvattenledningen blir för befintliga förhållanden

$$q_{\text{dim}} = 420+154 = 574 \text{ l/s}$$

och efter exploatering

$$q_{\text{dim}} = 665+140 = \text{ca } 805 \text{ l/s.}$$

Ett alternativt sätt att beräkna avrinningen från ett område med huvudsakligen naturmark skisseras i 4.2.8.2.

Dimensionerande flöde från avrinningsområdet, räknat som naturmark, totalt 61 ha (55+6) blir för ett område i sydvästra Sverige enligt diagram, figur 4.6:

$$q_{\text{natur}} = 61 \cdot 8 = \text{ca } 500 \text{ l/s.}$$

Hänsyn kan tas till avrinningen från de hårdgjorda ytorna genom att uppskatta den regnintensitet som i genomsnitt sammanfaller med det dimensionerande flödet från naturmarken. För områden större än ca 20 ha, i exemplet ca 50 ha, bedöms enligt kapitel 4.2.8.2 regnintensiteten vid den dimensionerande naturmarksavrinningen vara ca 20 l/s·ha, vilket ger tillskottet från de exploaterade ytorna

$$q_{\text{exp}} = 4,75 \cdot (20-8) = 57 \text{ l/s.}$$

8.1.4 Dimensionerande dagvattenflöde

Totala flödet från hela området blir i samband med hög avrinning från naturmark således ca 550 l/s, vilket innebär att avrinningen från hårdgjorda ytor vid intensiva regn är dimensionerande.

Befintlig dagvattenledning har i sin nedre del dimensionen \varnothing 600 mm med lutningen 10 ‰. Kapaciteten för full ledning är 640 l/s. Det befintliga exploaterade området ger med bidrag från naturmarksområdet flödet

$$q_{\text{dim}} = 140 \cdot (6 \cdot 0,5 + 55 \cdot 0,02) = 574 \text{ l/s}$$

d.v.s. i närheten av ledningens kapacitet.

Efter genomförd exploatering blir det dimensionerande dagvattenflödet från hela området 805 l/s vilket överstiger befintlig lednings kapacitet. Flödet från det tillkommande exploateringsområdet kan alltså inte ledas till den befintliga ledningen utan fördröjning.

8.1.5 Dimensionering av utjämningsmagasin

Det strypta utflödet från utjämningsmagasinet får inte överstiga mellanskillnaden mellan ledningens kapacitet och det dimensionerande flödet från det befintliga området, d.v.s. $(640-574)=66$ l/s. Eftersom det strypta utflödet ur magasinet varierar med fyllnadsgrad bör dimensioneringen göras för det genomsnittliga utflödet, vilket kan antas vara ca. 2/3 av det maximala utflödet, vilket i exemplet blir ca 40 l/s.

Magasinet kan dimensioneras översiktligt enligt 4.2.7. De hårdgjorda ytorna har arealen 1,75 ha, vilket gör att utflödet ur magasinet motsvarar $40/1,75 = 23$ l/s · ha hårdgjord yta.

Dygnsnederbörden med återkomsttiden 2 år

måste vara känd för att rätt kurva skall kunna väljas i regnenvelopediagrammet, fig 4.5. Om uppgifter saknas kan dygnsnederbörden uppskattas med hjälp av Z-metoden, som närmare beskrivs i avsnitt 4.2.3.

I Boråstrakten är Z ungefär lika med 25 vilket motsvaras av dygnsregn med 2 års återkomsttid på 40 mm, enligt ekvation 4.5. Denna kurva väljs i figur 8.2.

I figur 8.2, baserad på figur 4.5 läggs även in en linje för det ackumulerade utflödet ur magasinet. Utflödeskurvan ritas med en rät linje genom två punkter. Den första ligger i origo och den andra väljs för en tid, exempelvis $t = 120$ min, vilket för 23 l/s·ha hårdgjord yta motsvarar $23 \cdot 10^{-3} \cdot 120 \cdot 60 = 166 \text{ m}^3/\text{ha}$ hårdgjord yta. Största erforderliga magasin erhålles genom att mäta största avstånd mellan kurvan för tillrinningen och linjen som representerar utflödet.

Maximalt magasin erhålles för ett regn med varaktigheten ca 30 minuter, se figur 8.2. Diagrammet ger ett erforderligt magasin på ca $95 \text{ m}^3/\text{ha}$ hårdgjord yta, d.v.s. totalt $95 \cdot 1,75 = 166 \text{ m}^3$.

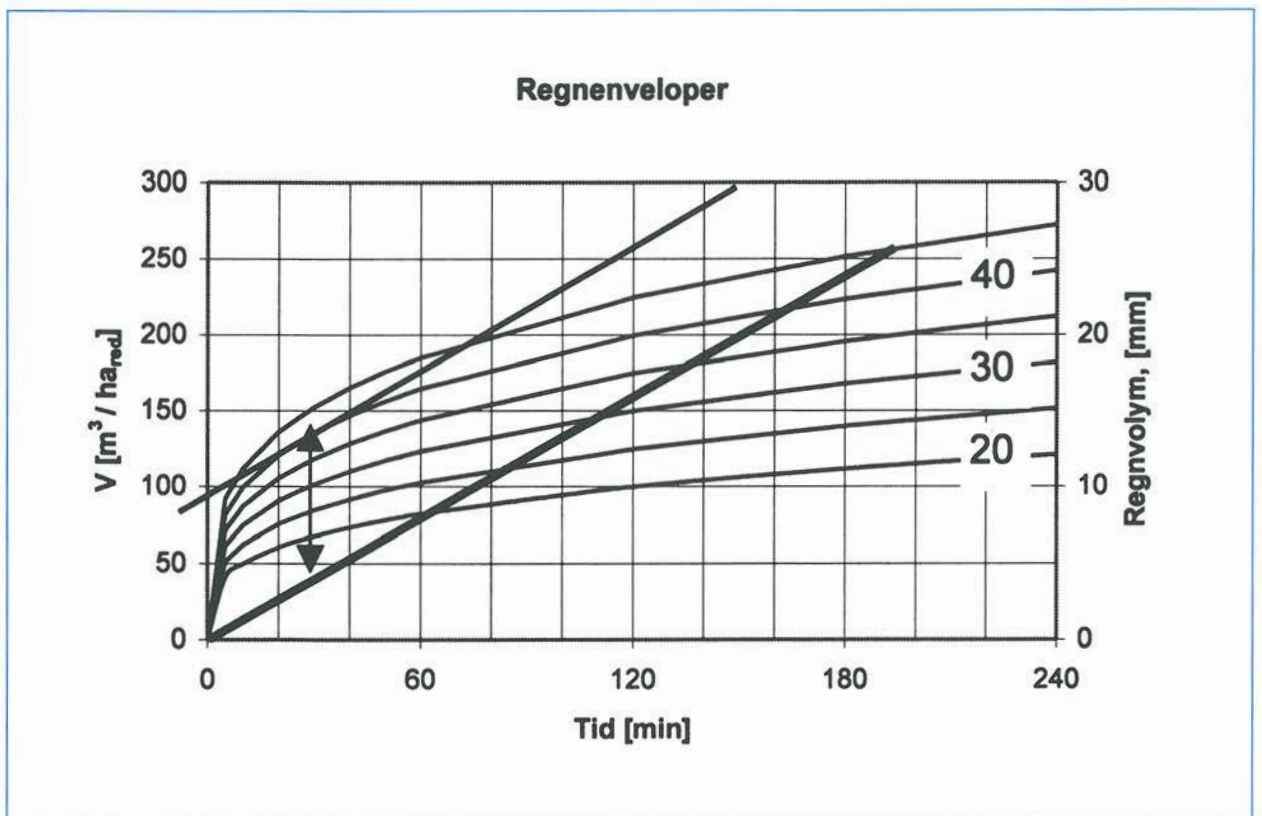
En enkel kontroll kan göras enligt tabell 8.2. Som synes ger de två metoderna, som bygger på samma beräkningsprincip, samma resultat. Varken diagrammet eller beräkningen tar hänsyn till rinntiden inom området, varför verkligt magasinsbehov teoretiskt sett är något mindre.

Risken för marköversvämning vid 10-årsregnet måste också kontrolleras. Eftersom intensiteten är avsevärt högre än vid det dimensionerande 2-årsregnet kommer magasinet att fyllas helt vid regn med avsevärt kortare varaktighet än 30 minuter.

Ett 10-minutersregn ger tillrinning till magasinet på $0,235 \cdot 1,75 \cdot 600 = 247 \text{ m}^3$ samtidigt som avrinningen är $0,04 \cdot 600 = 24 \text{ m}^3$, vilket innebär att magasinet är mer än fyllt. Intensiteten är här uttryckt i $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$. Hela det inkommande flödet kommer att strömma förbi magasinet, och dagvattenflödet från hela området kan beräknas som om magasinet inte fanns. Flödet från hela området blir:

$$q_{\text{dim}10} = (3 + 1,75 + 50 \cdot 0,02) \cdot 235 = 1350 \text{ l/s}$$

d.v.s. långt mer än vad den befintliga ledningen kan avleda. Den stora skillnaden mellan dimensionerande flöden med 2 respektive 10 års återkomsttid beror på att magasinet inte har någon dämpande effekt på flöden som avsevärt överstiger det som magasinet är dimensionerat för. Översvämningensrisken vid höga flöden är extra viktig att undersöka när dimensioneringen bygger på utjämning av flödet i magasin, som är dimensionerade för kortare återkomsttid.



Figur 8.2 Regnenveloper för beräkningsexemplet i kapitel 8.1.5.

Förklaring till tabell 8.2: Tillrinningen beräknas för given varaktighet enligt:

$$i_{(\text{varaktighet})} (\text{l/s}\cdot\text{ha}) \cdot A_{\text{red}} \cdot t \cdot 60$$

där

t uttrycks i minuter. Avrinningen bestäms på motsvarande sätt där 0,04 är det strypta utflödet från magasinet uttryckt i m^3/s

Varaktighet	Tillrinning	Avrinning	Erf.Magasin
20 min	$0,095 \cdot 1,75 \cdot 1200 = 200 \text{ m}^3$	$0,04 \cdot 1200 = 48 \text{ m}^3$	$200 - 48 = 152 \text{ m}^3$
30 min	$0,076 \cdot 1,75 \cdot 1800 = 239 \text{ m}^3$	$0,04 \cdot 1800 = 72 \text{ m}^3$	$239 - 72 = 167 \text{ m}^3$
40 min	$0,061 \cdot 1,75 \cdot 2400 = 256 \text{ m}^3$	$0,04 \cdot 2400 = 96 \text{ m}^3$	$256 - 96 = 160 \text{ m}^3$

Tabell 8.2 Kontrollberäkning av erforderlig magasinvolym för beräkningsexemplet i kapitel 8.1.5.

8.2 Kontroll av självrensning

För att en ledning skall vara självrensande krävs att lutningen är tillräckligt stor med hänsyn tagen till dimension och flöde. Självrensningsflödet bör uppnås minst en gång per dygn, och beräknas för områden med färre än 3 000 anslutna personer med hjälp av ekv. 5.11. I diagram i bilaga 6 kan sedan avläsas vilken lutning som erfordras för att ledningen skall vara självrensande, vilket brukar anses vara fallet om skjuvspänningen uppgår till minst $1,5 \text{ N/m}^2$.

I exemplet avleds spillvattnet från 1 000 personer.

Med en specifik spillvattentillrinning på $200 \text{ l/p} \cdot \text{dygn}$ ges genom ekv. 5.11 det dimensionerande självrensningsflödet enligt ekvation 8.1.

Erforderlig lutning för att klara självrensningen blir enligt diagram i bilaga 6: $4,2 \text{ ‰}$.

Ingenjörsmässigt brukar tumregeln för erforderlig lutning för självrensning sättas till $1/\text{diametern}$, vilket i beräkningsexemplet ovan skulle ge $1/225$, d.v.s. $4,4 \text{ ‰}$.

$$q_{s,\text{självrens}} = \frac{p \cdot 0,7 \cdot \left(1 + \frac{25}{\sqrt{p}}\right) \cdot q_{d,\text{medel}}}{3600 \cdot 24} = \frac{1000 \cdot 0,7 \cdot \left(1 + \frac{25}{\sqrt{1000}}\right) \cdot 200}{3600 \cdot 24} = 2,9 \text{ l/s} \quad (8.1)$$

8.3 Tilläggförluster i nedstigningsbrunnar vid fylld ledning

I raka ledningar, med väl vallade nedstigningsbrunnar blir tilläggförlusterna små och inryms i k -värdet för ledningen om detta inte väljs mindre än 1 mm . Enligt figur 5.2 kan k -värdet ökas med $0,3\text{--}0,4 \text{ mm}$ för dim. 600 mm . Om däremot ledningen kröker i en nedstigningsbrunn, eller om ett större tillflöde ansluter i brunnen kan stora förluster uppkomma.

Om ledningen i exemplet blir överbelastad med exempelvis 700 l/s i utgående ledning från nedersta sammanflödesbrunn, där en ledning med dimension 400 mm antas ansluta från sidan till huvudledningen, kan tilläggförlusten i brunnen uppskattas med hjälp av värden i tabell 7.7. Om sidoflödet antas vara 250 l/s erhålles följande ingångsvärden till tabellen:

$$D_m / D = 1000/600 = 1,67$$

$$D_l / D = 400/600 = 0,67$$

$$q_u / q = (700-250)/700 = 0,64$$

Om brunnen antas vallad till full höjd avläses tabellvärden under brunnstyp II. Med ovanstående ingångsvärden erhålles tryckdifferenskoefficienten KHU till ca $1,0$ dvs trycklinjen i brunnen kommer att ligga en hastighetshöjd över trycklinjen i utgående ledning. Vid flödet 700 l/s är hastigheten $2,48 \text{ m/s}$ (vid fylld ledning) vilket ger hastighetshöjden $v^2 / 2 \cdot g = 0,31 \text{ m}$, dvs trycklinjen faller ca $0,3 \text{ m}$ vid passage av brunnen. Om inte hänsyn tas till dessa förluster kommer felaktiga dämpningsnivåer att beräknas.

8.4 Stalp vid sammanflöde i nedstigningsbrunn

Förutsättningar: Till en avskärande huvudledning med dimension 600 mm och lutning 2 ‰ ansluts en vinkelrätt inkommande ledning med dimension 300 mm och lutning 4 ‰ . Flödet dagtid under torrvädersdygn bedöms vara bestämmande för självrensningen i ledningen. Flödet ut ur brunnen bedöms då vara ca 100 l/s varav ca 20 l/s uppskattas komma från sidoleddningen. På vilken nivå över utgående

lednings vattengång skall inkommande ledningar förläggas för att undvika dämning i dessa ledningar vid angiven flödessituation?

Lösning: Ledningarnas nivå anpassas så att vattennivån i inkommande ledningar till brunnen motsvarar normalt djup i ledningarna. Detta ges av aktuellt flöde i förhållande till flödet vid fylld ledning och

avläses i delfyllnadsdiagrammet bilaga 4. Flödet vid fylld ledning avläses i Colebrookdiagrammet för $k=1,0$ mm, bilaga 3.

För att avläsa hastigheten och djupet i den delfyllda ledningen går man in i diagrammet med beräknat q/q_{full} -värde upp till kurvan q/q_{full} . På y-axeln kan fyllnadsgraden (h/d) avläsas, och genom att gå horisontellt ut till v/v_{full} -kurvan kan man genom att gå ner till x-axeln avläsa hur stor andel av hastigheten vid fylld ledning, som gäller för den delfyllda ledningen.

Vattendjupet i den utgående ledningen kommer alltså att vara 0,27 m, och vattenhastigheten 0,82 m/s, se tabell 8.3. Ett ungefärligt värde på trycklinjens nivå uppströms brunnen kan man få genom att avläsa lämpliga värden i tabell 7.7. Tabellen gäller för helt fyllda ledningar, där genomströmningsarean är oberoende av trycklinjens läge, men kan användas för att erhålla ett ungefärligt värde vid beräkning av stalp, eftersom nivån på ledningarnas vattengång höjs upp så att genomströmningsarean inte påverkas.

Eftersom ledningarna inte går helt fyllda väljs tabellvärden för en väl vallad brunn, typ II. Sidoledningens flöde är 20 % av utgående flöde, dvs $q_1/q = 0,2$. Förhållandet mellan brunnens diameter och ledningens diameter liksom mellan sidoledningens- och huvudledningens diameter har ingen inverkan

på förhållandena i ledningen eftersom ledningarna inte går fyllda. Man ser i tabellen 7.7 att värdena på trycklinjekoefficienten KHU inte nämnvärt påverkas av dessa förhållanden vid fyllda ledningar heller. I tabell 7.7 avläses KHU till ca 0,7 d.v.s. trycklinjen, eller som i detta fall vattenytan kommer uppströms brunnen att ligga $0,7 \cdot v^2/2g$ (ekv. 7.7) över vattenytan i utgående ledning, vilket motsvarar djupet nedströms, $0,27 + 0,7 \cdot 0,82^2/2g = 0,29$ m över utgående lednings vattengång. För att vattenytan i de inkommande ledningarna skall motsvara naturligt djup i respektive ledning måste deras vattengång förläggas enligt följande:

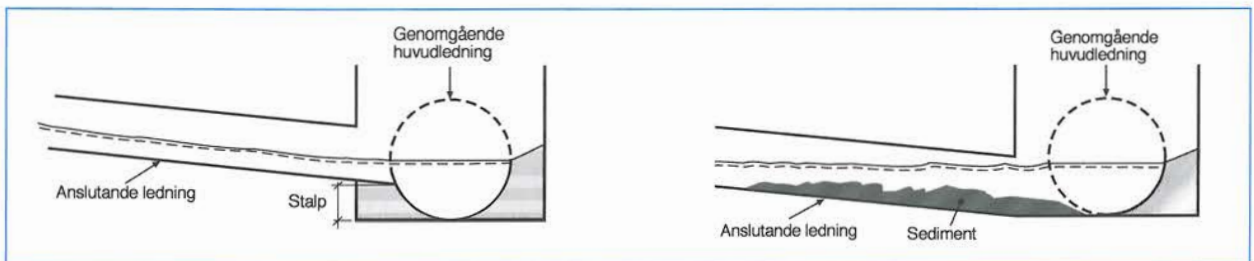
Inkommande huvudledning:

Naturligt djup 0,24 m, enligt tabell 8.3. Vattengång på $0,29 - 0,24 = 0,05$ m över utgående ledning.

Inkommande sidoledning:

Naturligt djup 0,13 m, enligt tabell 8.3. Vattengång på $0,29 - 0,13 = 0,16$ m, avrundat till 0,15 m över utgående ledning.

Med ett stalp på 5 cm på huvudledningen och 15 cm på sidoledningen undviker man dämning upp i inkommande ledningar vid angivna flödessituationer.



Figur 8.3 Principskiss över strömningsförhållandena i en anslutande ledning utformad med eller utan stalp. Utan stalp kommer vattenhastigheten att avta vid anslutningspunkten med risk för sedimentbildning.

Ledning	Utgående dim 600 mm	Ink. dim 600 mm	Ink. dim 300 mm
q (l/s)	100	80	20
Lutn (‰)	2	2	4
q_{full} (l/s)	290	290	65
v_{full} (m/s)	1,05	1,05	0,92
q/q_{full}	0,34	0,28	0,31
v/v_{full}	0,78	0,73	0,76
h/d	0,45	0,40	0,43
v (m/s)	0,82 (1,05·0,78)	0,77 (1,05·0,73)	0,70 (0,92·0,76)
h (m)	0,27 (0,45·0,6)	0,24 (0,4·0,6)	0,13 (0,43·0,3)

Tabell 8.3 Beräkningsförutsättningar för beräkning av tilläggförluster.

8.5 Seriekopplade magasin

Förutsättningar: I ett villaområde i göteborgsområdet skall dagvattnet fördröjas innan det avleds till en liten bäck. Fördröjningsmagasinet utformas som makadamfyllt dike i gatan, som lutar 5 ‰. Anslutningen hårdgjord yta är 1 ha. Flödet ut från magasinet har begränsats till 20 l/s. Dimensionera för 2 års återkomsttid.

Lösning: Erforderlig, total magasinvolym beräknas med hjälp av regnenveloppmetoden, se avsnitt 4.2.7.2. Utströmningen ur magasinet läggs in i figur 4.5 med 20 l/s-ha. Se omräkning beskriven i kapitel 8.1.5. Utflödet representeras i diagrammet av en rät linje, som exempelvis vid 30 min går genom punkten $0,02 \cdot 60 \cdot 30 = 36 \text{ m}^3/30 \text{ min}$. Maximalt avstånd mellan regnenvelopen för 2 års återkomsttid och det ackumulerade utflödet erhålls i detta fall vid 35 min, och i diagrammet avläses volymen 100 m^3 . Ett makadamfyllt dike kan antas ha porositeten 33 % vilket ger erforderlig volym på makadamfyllningen på 300 m^3 . Om den effektiva nivåskillnaden mellan tomt och fyllt makadamdike är 0,7 m, och dikets bredd ca 1,5 m måste magasinet göras närmare 300 m långt. För att undvika alltför djupa schakter delas magasinet upp på 3 lika stora delmagasin, vardera ca 100 m långa.

- a) Allt vatten leds in i övre magasinet (kan vara fallet om magasinet förläggs i slänt nedströms bebyggelseområdet):

Strypningen ut från nedersta delmagasinet utformas så att flödet blir 20 l/s vid 3/4 fyllt magasin. Vid det för magasinet dimensionerande regnet är flödet in till magasinet 66 l/s under 35 min. Varje del av magasinet har nettovolymen $100/3 \text{ m}^3$ som skall fyllas upp på 35 min. Utflödet från varje magasin del måste då vara $33/(60 \cdot 35) = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$ mindre än inflödet. Utströmningen från 3:e magasinet skall vara 20 l/s enligt förutsättningarna. Mellan 2:a och 3:e magasinet skall flödet vara $20 + 16 = 36 \text{ l/s}$ och mellan 1:a och 2:a magasinet $36 + 16 = 52 \text{ l/s}$.

Med lämplig utformning av förbindelseledningarna mellan delmagasinen kan dessa flöden erhållas, och de olika delarna av magasinet kommer att fyllas ungefär jämnt vid det dimensionerande regntillfället.

- b) Vattnet leds till de 3 delmagasinen ungefär jämnt fördelat:

Varje delmagasin kan i detta fall betraktas som

ett eget magasin för 1/3-del av den anslutna hårdgjorda ytan. Nettoutströmningen ur varje delmagasin skall då vara 1/3-del av det sammantagna utflödet, d.v.s. $20/3 = 6,7 \text{ l/s}$. Till det nedersta magasinet får då från det ovanförliggande inkomma $20 - 6,7 = 13,3 \text{ l/s}$, och på samma sätt in till mellanmagasinet $13,3 - 6,7 = 6,6 \text{ l/s}$. Strypningen mellan delmagasinen måste utformas så att dessa flöden erhålles.

Vid regntillfällen som något överstiger det dimensionerande regnet kommer magasinet att vara helt fyllt, och inkommande flöde måste ledas förbi magasinet, ut via bottenavtappning och bräddavlopp. Ett dimensionerande 2-årsregn med 35 min varaktighet har i göteborgstrakten intensiteten 66 l/s-ha. Detta ger ett totalt flöde in till magasinet på 66 l/s. När magasinet är fullt måste detta flöde ledas förbi till utloppet. I bräddavlopp måste då avledas $66 - 20 = 46 \text{ l/s}$, och utloppsledningen till bäcken bör ha kapaciteten minst 66 l/s. Även om magasinet bara dimensionerats för 2-årshändelsen bör utlopp, bräddavlopp mm utformas så att ett måttligt överskridande av dimensionerande regn inte plötsligt gör att systemet blir kraftigt överbelastat, med översvämningar som följd. Magasinet funktion vid regn med längre återkomsttid, exempelvis 10 år, bör också analyseras, och systemet utformas så att större skador undviks vid dessa regntillfällen.

8.5.1 Dimensionering av brädd- och fördelningsledningar.

- a) Allt vatten leds in i övre magasinet:

Inloppsroret till magasinet måste dimensioneras för största flöde, beräknat enligt ekv. 4.2. För mindre områden erhålls detta flöde vid dimensionerande 10-minutersregn, vilket i exemplet ger 140 l/s. Detta flöde måste fördelas ut i magasinet, och delvis ledas vidare till nedströms liggande delmagasin. Med hjälp av regnenvelopen kan man bestämma vilken regnvaraktighet som ger fullt delmagasin, och därigenom vilket flöde brädden mot nedströms liggande delmagasin måste dimensioneras för.

I exemplet ovan är flödet ut från övre delmagasinet begränsat till 52 l/s. Om detta utflöde läggs in som en rät linje i regnenveloppdiagrammet, kan man mäta sig fram till vid vilken regnvaraktighet som delmagasinet är fullt. Magasinsvolymen 33 m^3 uppnås vid regnvaraktigheten ca 5

min, varför beräkningen görs för ett regn med 10 minuters varaktighet, som är den normalt kortaste använda varaktigheten vid dimensionering. Av det inkommande flödet 140 l/s kommer, efter uppfyllnad av delmagasinet, 52 l/s att ledas vidare till nedströms liggande delmagasin genom den strypta bottenavtappningen, medan resterande flöde, $140-52=ca\ 90\ l/s$ måste ledas vidare i bräddledningar mellan magasinindelarna.

På samma sätt kan det dimensionerande flödet i bräddledningen mellan det mellersta och det nedre delmagasinet bestämmas. I detta fall är utflödet 36 l/s och magasinvolymen $2\cdot 33=66\ m^3$. I diagrammet erhålls dimensionerande regnvaraktighet, och därmed dimensionerande flöde, som skall fördelas på bottenavtappning och bräddavlopp.

b) Vattnet fördelas jämnt till delmagasinen:

I detta fall har bottenavtappningen dimensionerats så att de tre delmagasinen kommer att vara fyllda samtidigt, och bräddarna ut från delmagasinen skall dimensioneras för inkommande flöde minus bottenavtappningen, vilket för de olika magasinindelarna blir $66-20=46\ l/s$ för utloppet, $2/3\cdot 66-13,3=ca\ 31\ l/s$ mellan de två nedre delmagasinen, och $1/3\cdot 66-6,6=ca\ 15\ l/s$ mellan de övre delmagasinen. 66 l/s är det dimensionerande flödet in till magasinet vid ett 2-årsregn med 35 minuters varaktighet. Vid regn med kortare varaktighet kommer inte delmagasinen att bli helt fyllda, och bräddledningarna behöver inte dimensioneras för dessa regn.

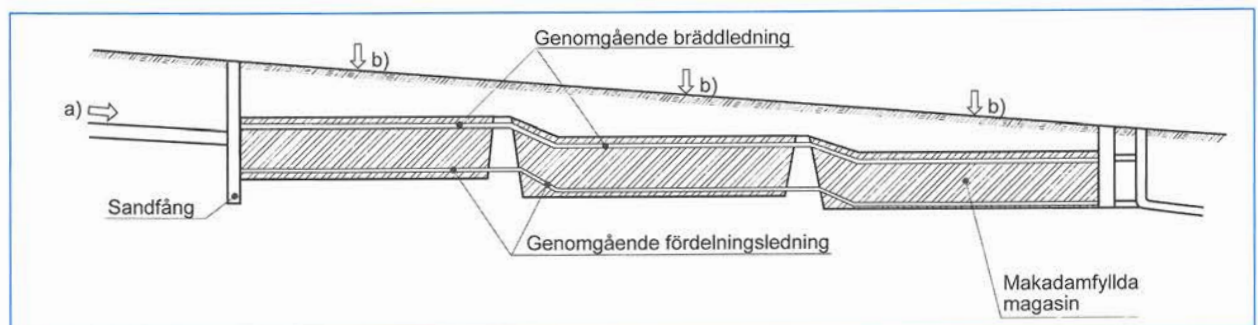
har beräknats i kap 8.5.1. Om ledningarna utformas som dränledningar mellan magasinerna får de en längd på 5-10 m beroende på hur in/utlopp i magasinet utformas. Ledningarna utformas genomgående i magasinet. Därmed erhålls så pass stor slitsarea att energiförlusterna vid inströmning genom slitsarna blir små. Tillgängligt tryckfall mellan delmagasinen är ca 0,5 m. Vid hastigheter på ca 2 m/s i dränrör med diametern 100 mm blir friktionsförlusten på 5 m sträcka, enligt katalog, ca 0,25 m. För att accelerera upp flödet till denna hastighet krävs ytterligare tryckskillnader av samma storleksordning, vilket sammantaget motsvarar ungefär den tillgängliga nivåskillnaden. För klenare rördimensioner blir vattenhastigheten något mindre, och kan uppskattas med hjälp av diagram för tryckfall i produktkataloger.

I bräddledningarna bör flödet kunna avbördas med endast några dm nivåskillnad, varför dessa bör dimensioneras för hastigheter på ca 1 m/s. Inloppsöppningarna till röret bör också vid bräddledningarna vara så stora att hastigheten i spalterna ligger på ca 0,5 m/s eller lägre. Bräddledningarna bör vara genomgående för att möjliggöra förbiledning av flödet då magasinet är fullt. Inloppspunkterna bör förses med sandfång för att förhindra att fördelningsledningen sätts igen av sediment.

Om magasinerna förläggs i lågpunkter och vatten kan avledas på marken utan att byggnader eller andra anläggningar skadas, kan ofta magasinerna dimensioneras för regn med kortare återkomsttid. Det är då ännu viktigare att kontrollera vilka flöden som kommer att avledas i markplanet vid regn med längre återkomsttid, och försäkra sig om att det kan ske utan skador.

8.5.2 Utformning av brädd- och fördelningsledningar.

Flödet i de ledningar som leder vattnet från ett magasin till närmast nedströms liggande magasin



Figur 8.4 Principskiss över seriekopplade magasin visande fall a) "Allt vatten leds in i övre magasinet" resp fall b) "Vattnet fördelas jämnt till delmagasinen".

9. Litteraturförteckning

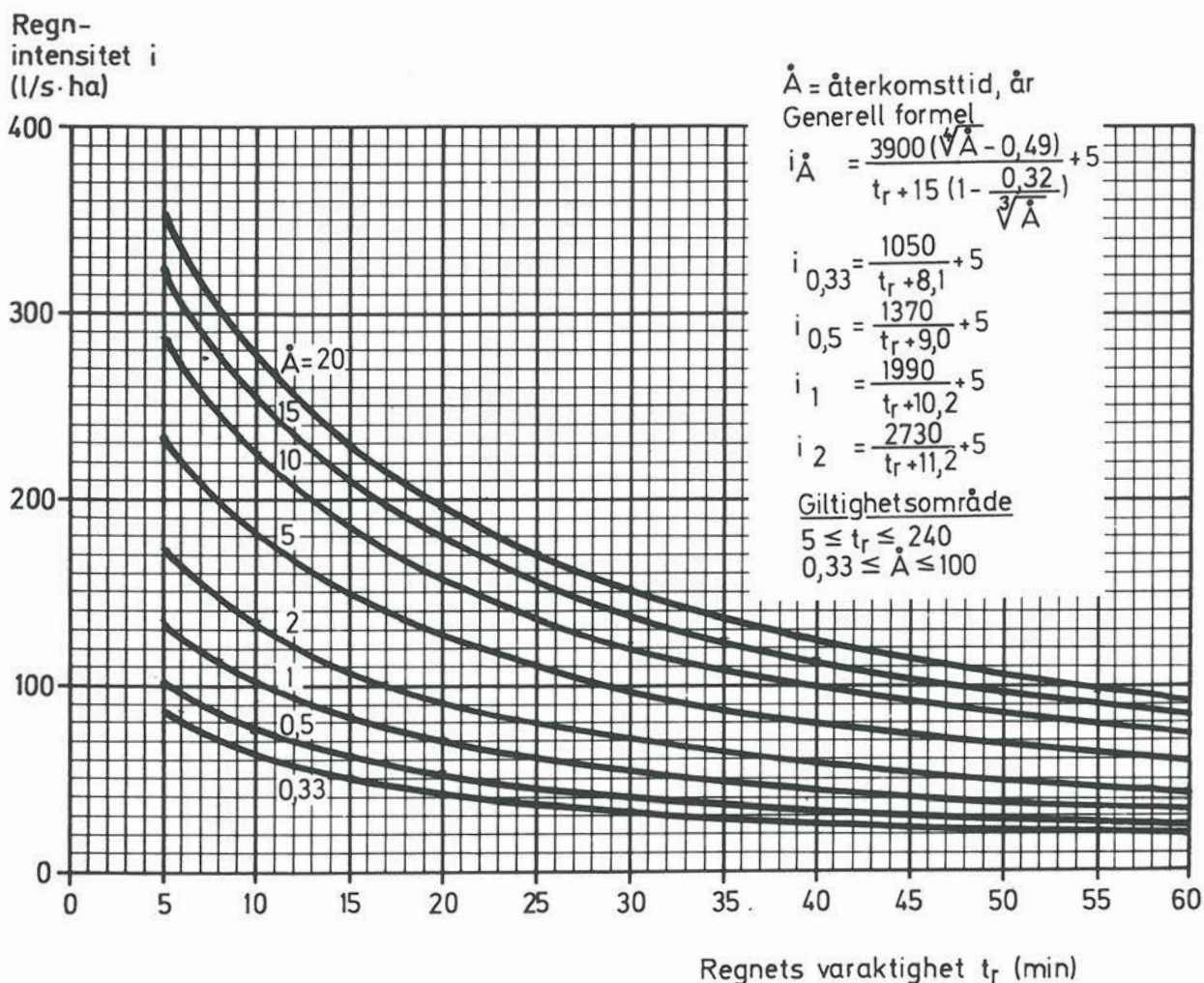
- Arnell, V, Melin, H, 1984, Rainfalldata for the design of sewer detention basins, Geohydrologiska forskningsgruppen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Meddelande nr 76.
- ATV (1999), Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, Arbeitsblatt ATV – A118, ATV-regelverk, Tyskland.
- Bengtsson, L, Nilsson, L, 1981, Snösmältningssintensitetskurvor, WREL, Högskolan i Luleå, TULEA 1981:09.
- Dahlström, B, 1979, Regional fördelning av nederbördsintensitet – en klimatologisk analys, Byggeforskningen, Rapport R18:1979.
- Hogland, W, Berndtsson, R, Larson, M, 1986, Bräddavlopp, Byggeforskningsrådet, T13:1986.
- Häggström, S, 1999, Hydraulik för V-teknologer, Inst för vattenbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola
- Nilsdal, J-A, Sjöberg, A, 1979, Dimensionerande regn vid höga vattenstånd i Göta Älv, Inst för vattenbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola.
- Lindvall, G., 1986, Energiförluster i ledningsbrunnar – Laboratiemätningar, Geohydrologiska forskningsgruppen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Meddelande nr 81.
- Lyngfelt, S, 1981, Dimensionering av dagvattensystem – Rationella metoden, Geohydrologiska forskningsgruppen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Meddelande nr 56.
- Pedersen, F, Mark, O, 1990, Head losses in storm sewer manholes: Submerged jet theory, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 11.
- Perrusquía, G, Lyngfelt, S, Sjöberg, A, 1986, Flödeskapacitet hos avloppsledningar delvis fyllda med sediment, Report, Series B:48, Institutionen för vattenbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.
- Reinius, E, 1963, Vattenbyggnad del 2, Hydrologi och vattenreglering, Stockholm.
- Sjöberg, A, Mårtensson, N, 1982, Regnenvelopemetoden. Geohydrologiska forskningsgruppen, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Meddelande nr 64.
- SS-EN 752 Drain and sewer systems outside buildings. Part 2, Performance requirements.
- VA-Forsk 1993-08, Indirekt nederbördspåverkan i spillvattensystem, Hans Bäckman, Björn Marklund, Rune Olsson, Bengt-Lennart Peterson och Tore Wästlin, Rapport nr 1993-08.
- VA-Forsk 1996-06, Bedömningsgrunder för ovidkommande vatten i avloppsnät, Ann-Marie Gustafsson och Gilbert Svensson, Rapport nr 1996-06.
- VA-Forsk 1996-07, Snösmältningsspåverkan på avloppssystem inom urbana områden, Claes Hernebring, Rapport nr 1996-07.
- VA-Forsk 1997-15, Läck- och dräneringsvatten i spillvattensystem, Hans Bäckman, Bengt Göran Hellström, Anders Jaryd och Åke Jonsson, Rapport nr 1997-15.
- Vatten 2001, Statistisk bearbetning av regnserier från Malmö 1980–1999, Ola Jonasson, VATTEN. Årgång 57, nr 1/2001, s. 39.
- VAV P31, 1976, Utjämningsmagasin i avloppsnät – synpunkter på principutformning, användning och dimensionering, Svenskt Vatten Publikation P31.
- VAV P46, 1983, Lokalt omhändertagande av dagvatten-LOD, Anvisningar och kommentarer, Svenskt Vatten Publikation P46.
- VAV P49, 1985, Källaröversvämningar – Ansvar, Åtgärder, Ersättning, Svenskt Vatten Publikation P49.
- VAV P75, 1995, Servisledningar – Råd och anvisningar för allmän och enskild del av va-serviser, Svenskt Vatten Publikation P75.
- VAV P83, 2001, Allmänna vattenledningsnät – Anvisningar för utformning, förnyelse och beräkning, Svenskt Vatten Publikation P83.
- WRC, 1983, Sewerage Rehabilitation Manual, Water Research Center, England.
- Vägverket 1990, Hydraulisk dimensionering, diken, trummor, ledningar, magasin, Vägverkets publikation 1990:11.

10. Bilagor

Bilaga 1: Lokala intensitets-varaktighetskurvor

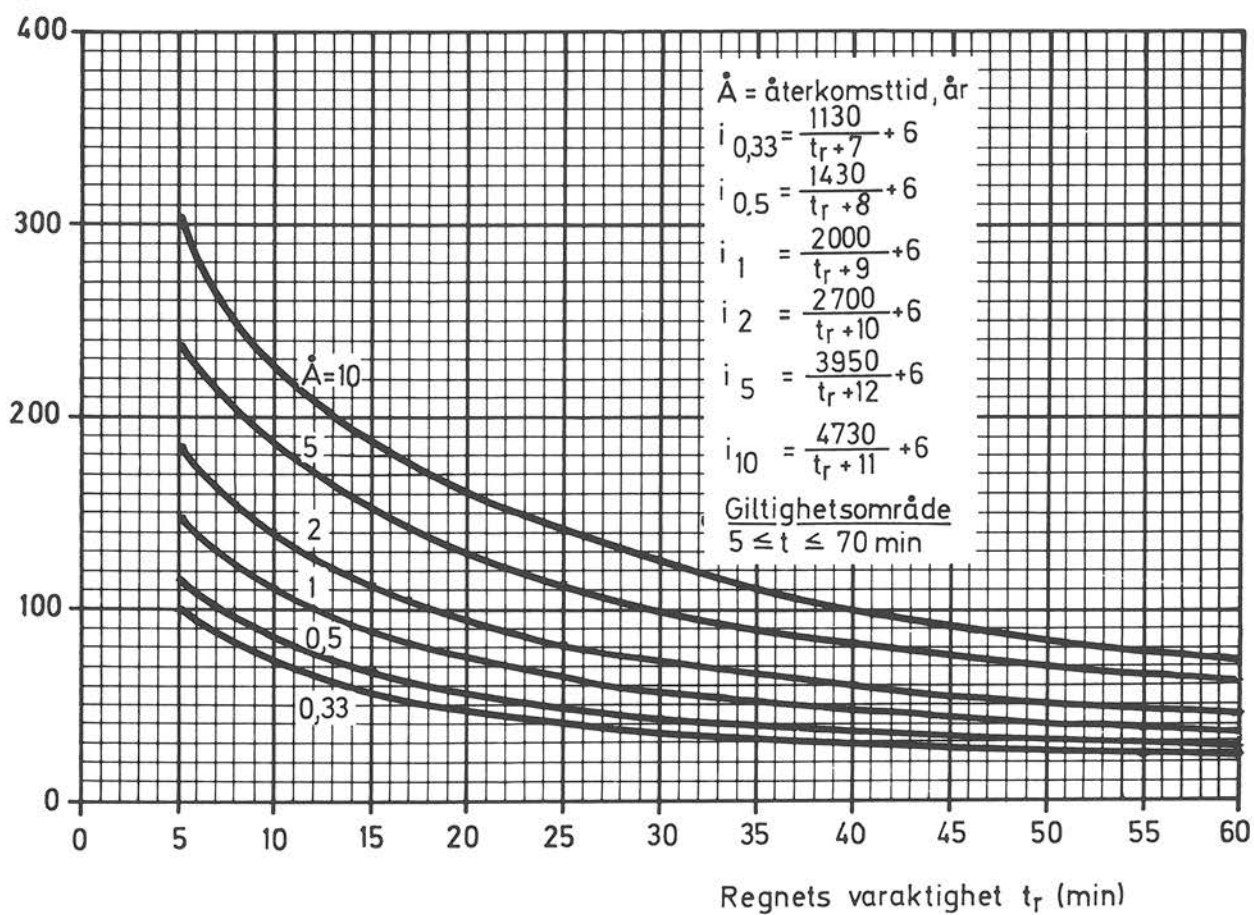
Det fanns vid framarbetningen av P90 ej underlag för en bedömning av i vilken mån eventuella klimatförändringar har eller kommer att påverka de dimensionerande regnintensiteterna. Det är viktigt

att noga följa utvecklingen inom detta område och välja de mest aktuella bearbetningarna av nederbördsstatistiken.



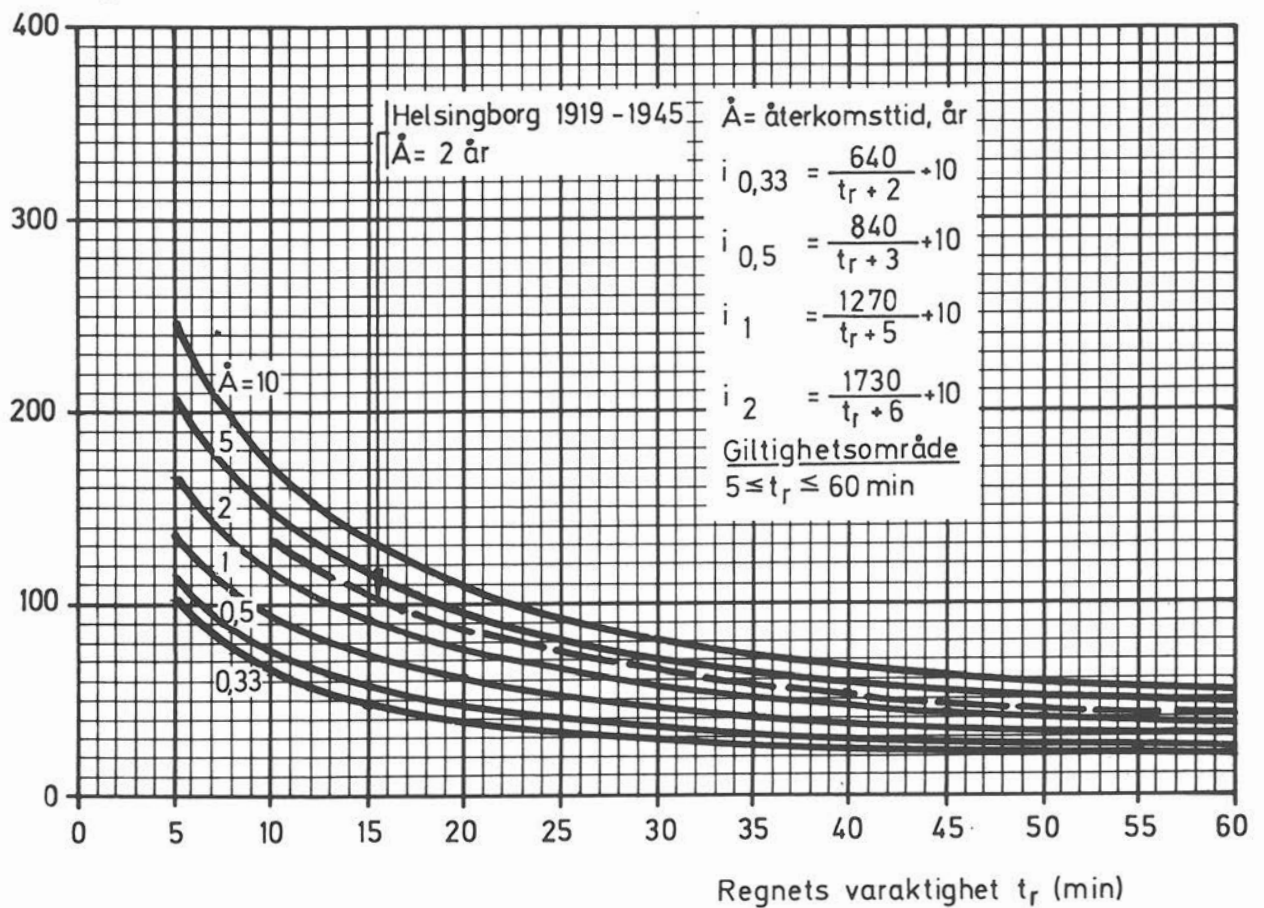
Regnintensitet i Stockholm 1907–1946. Utjämnade medelvärden. Enligt "Utredning angående nederbördsförhållanden i Stockholm och Uppsala med särskild hänsyn till dimensionering av avlopp". Stockholm 1951.

Regn-
intensitet i
(l/s·ha)



Regnintensitet i Göteborg (centrala delen) 1926–1971. Utjämnade medelvärden. enligt CTH, Geohydrologiska forskningsgruppen. Meddelande nr 5, Göteborg 1974.

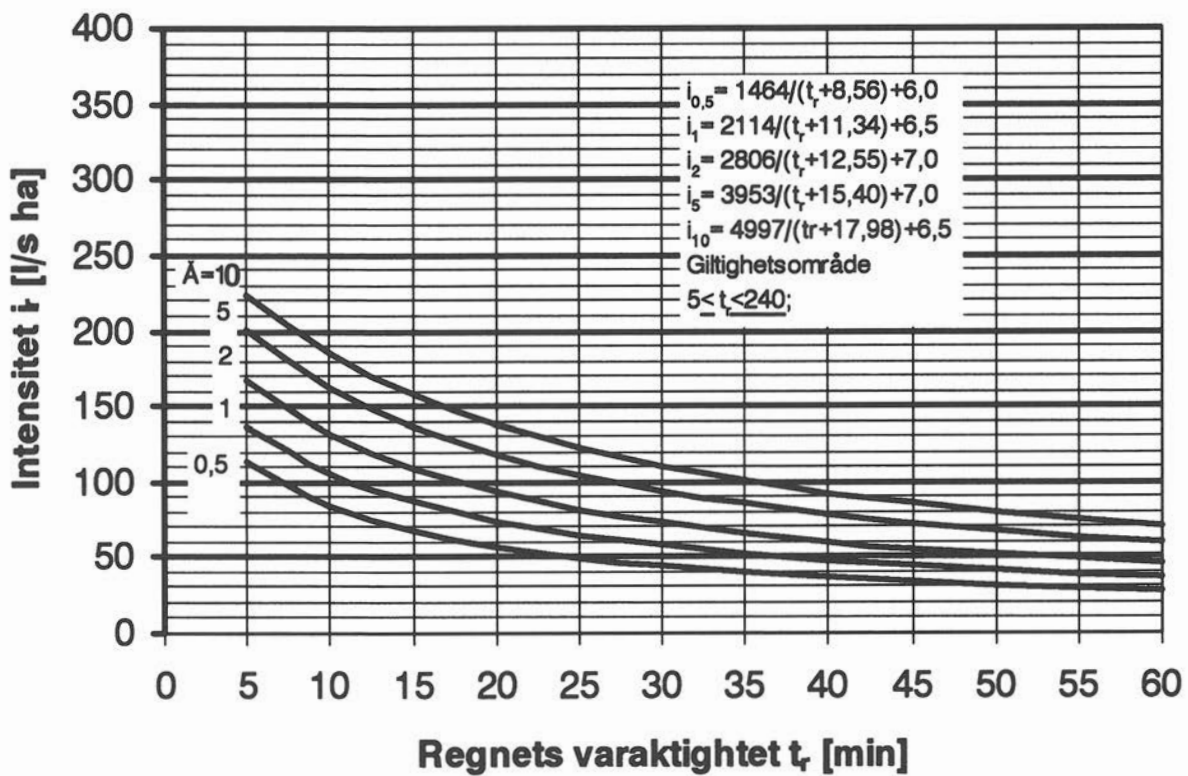
Regn-
intensitet i
(l/s·ha)



Regnintensitet i Malmö 1928–1952. Utjämnade medelvärden enligt Malmö vatten- och avloppsverk.
Malmö 1953.

Helsingborgskurvan, som väl överensstämmer med Köpenhamnskurvan, har inlagts för att visa att Malmökurvan kan ge intensiteter i underkant.

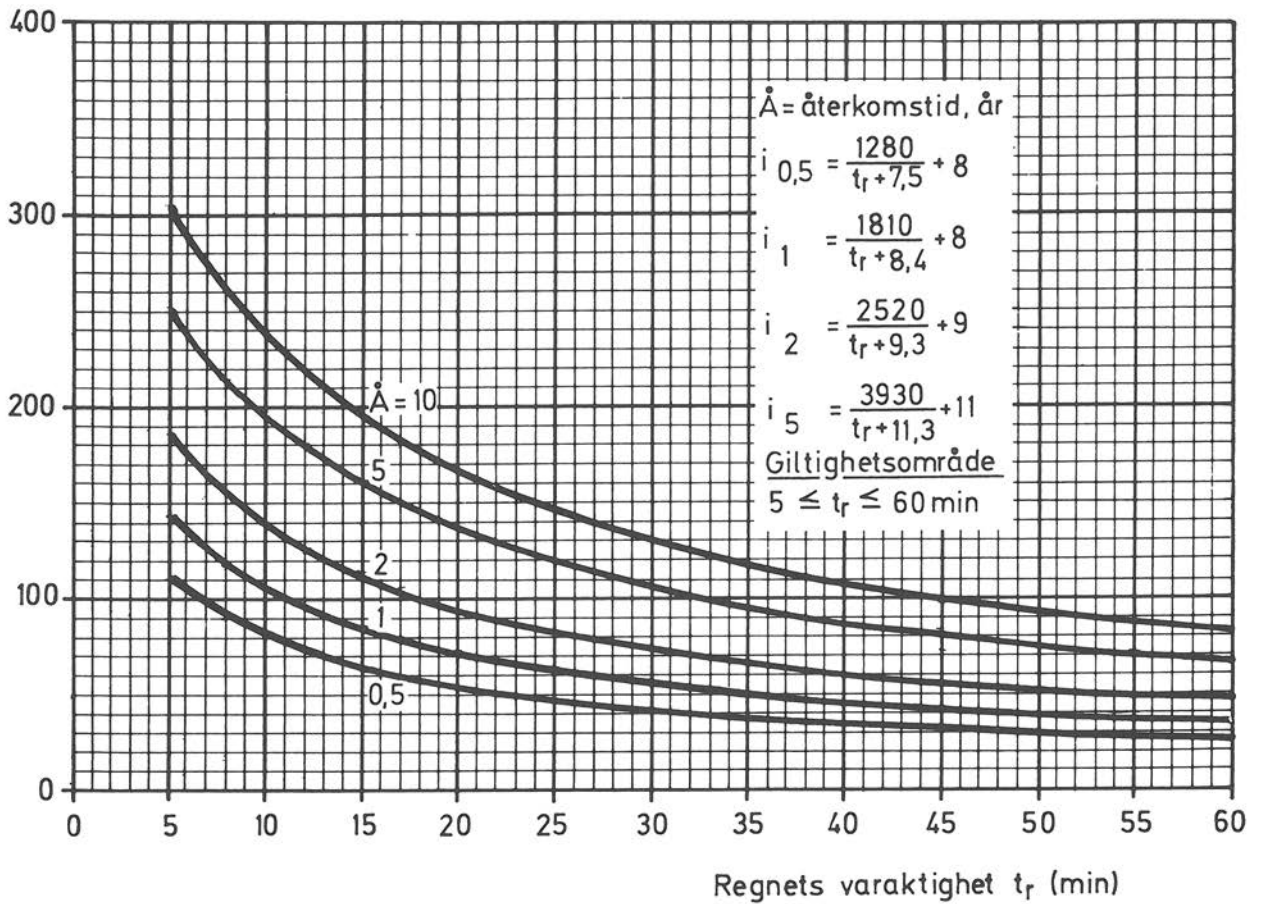
Malmö 1980-1999



Regnintensitet i Malmö 1980–1999. Utjämnade medelvärden enligt Malmö va-verk, (VATTEN 2001), Bearbetning från värden i Vatten 2001.

I VATTEN 2001 ges även en diskussion om hur regnintensiteterna för olika återkomsttider varierar beroende på bearbetningsmetod, mätarplacering samt äldre resp. nyare nederbördsstatistik.

Regn-
intensitet i
(l/s·ha)



Regnintensitet i Borås 1919–1954. utjämnade medelvärden. Enligt "Ny bearbetning av regndiagram i Borås". SKTFs handlingar nr 14, 1955.

Bilaga 2: Regnintensiteter beräknade med Z-värden

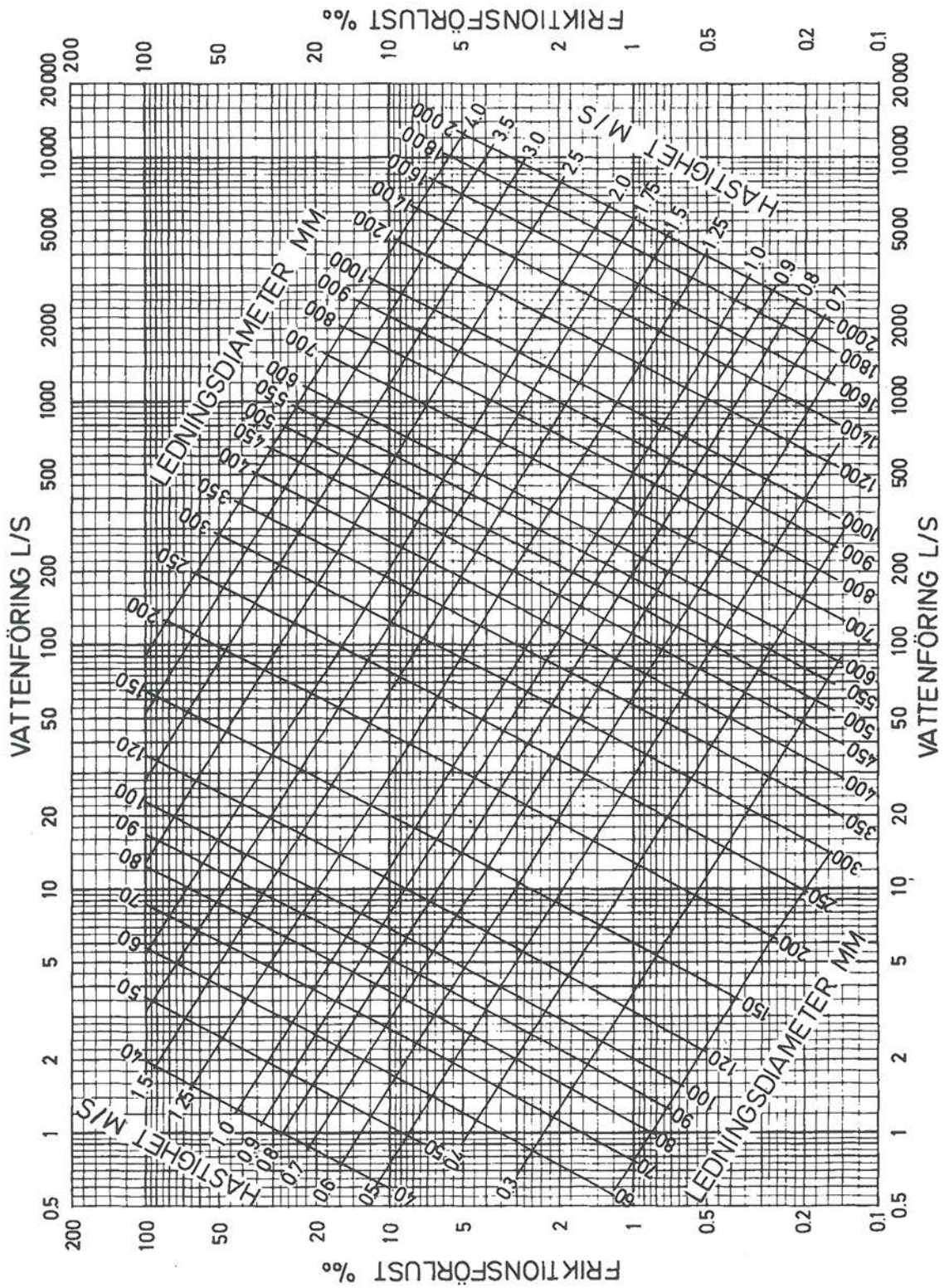
Enligt (Dahlström 1979) beräknas dimensionerande regnintensiteter för olika delar av Sverige med ekvation 4.4. Ingående parametrar hämtas från figur 4.3, som ger Z-värdet och tabell 4.6, som för givna återkomsttider ger parametrarna a och b. För givna regnvaraktigheter mellan 5 minuter och 24 timmar

kan regnintensiteten beräknas med ekvation 4.5. Parametern c i ekvation 4.5 erhålls från tabell 4.7.

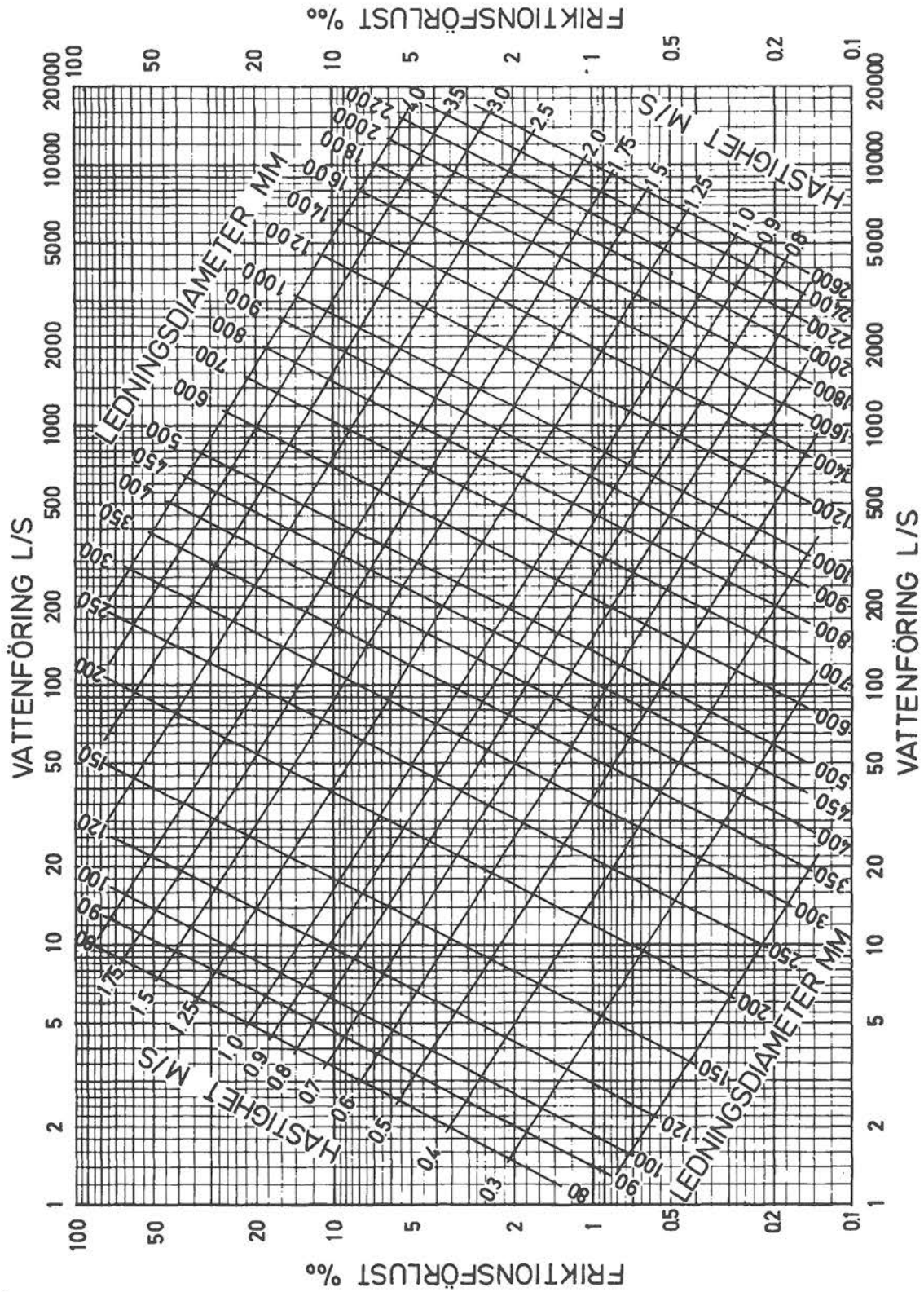
Dessa beräkningar görs med fördel i Excel. Ett exempel från en sådan Excel-beräkning visas i tabellen nedan.

Beräkning av regnintensiteter med Z-värden.		Z-värde	Återkomsttid månader
		21	12
t_{regn} (min)	i_{regn} (l/s ha)	i_{regn} (mm/h)	Volym (mm)
10	111,67	40,17	6,69
15	91,15	32,79	8,20
20	74,44	26,78	8,93
25	63,50	22,84	9,52
30	55,74	20,05	10,02
35	49,91	17,95	10,47
40	45,35	16,31	10,87
45	41,67	14,99	11,24
50	38,63	13,90	11,58
55	36,08	12,98	11,90
60	33,89	12,19	12,19
65	32,00	11,51	12,47
70	30,34	10,91	12,73
75	28,87	10,38	12,98
80	27,56	9,91	13,22
85	26,38	9,49	13,44
90	25,32	9,11	13,66
95	24,35	8,76	13,87
100	23,47	8,44	14,07
105	22,66	8,15	14,27
110	21,92	7,88	14,45
115	21,23	7,64	14,64
120	20,59	7,41	14,81
150	17,53	6,31	15,77
180	15,38	5,53	16,59
210	13,76	4,95	17,33
240	12,50	4,50	17,99
270	11,49	4,13	18,59
300	10,65	3,83	19,15
330	9,94	3,58	19,67
360	9,34	3,36	20,15
720	5,67	2,04	24,47
1440	3,44	1,24	29,71

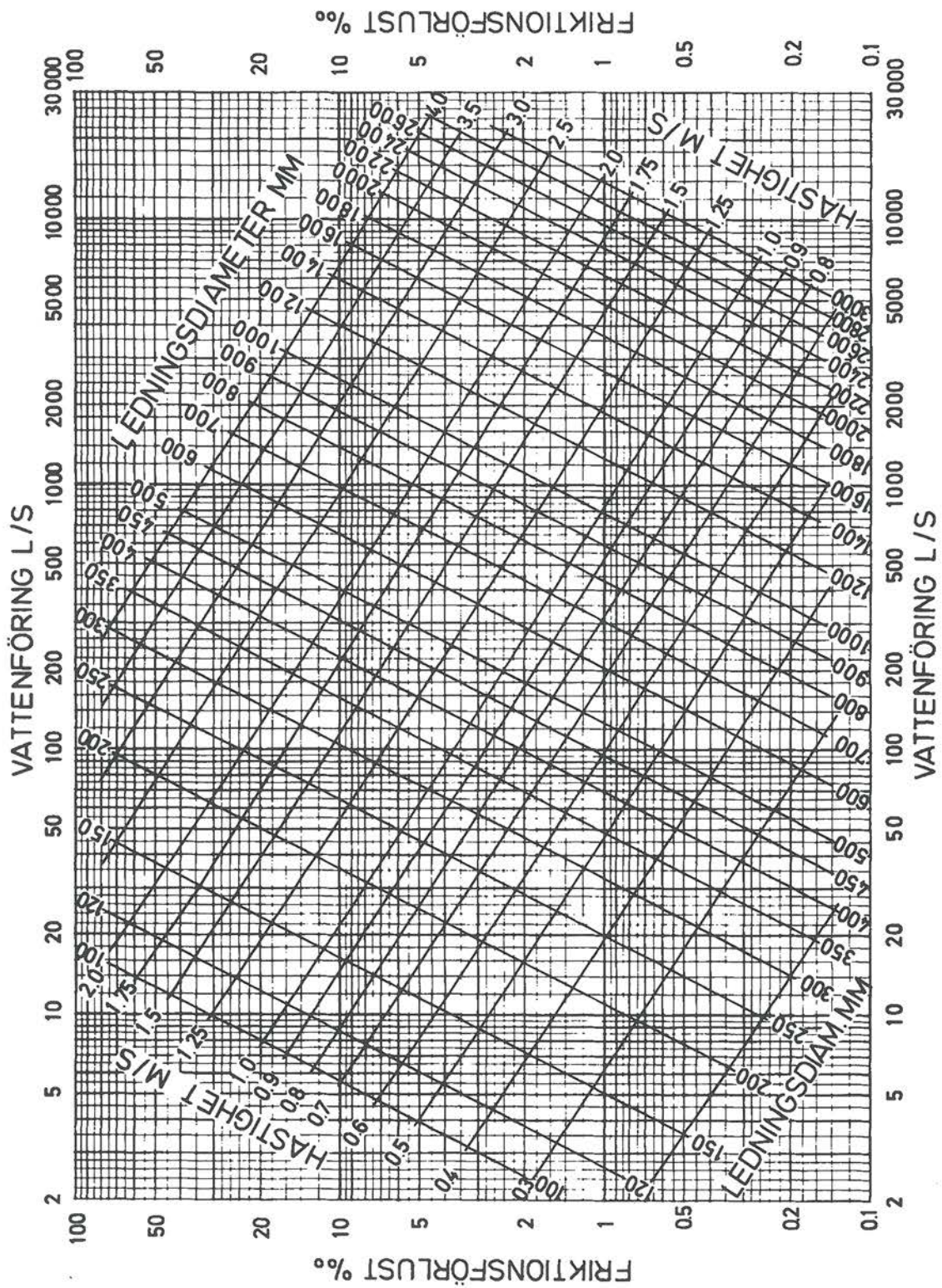
Bilaga 3: Colebrook-diagram



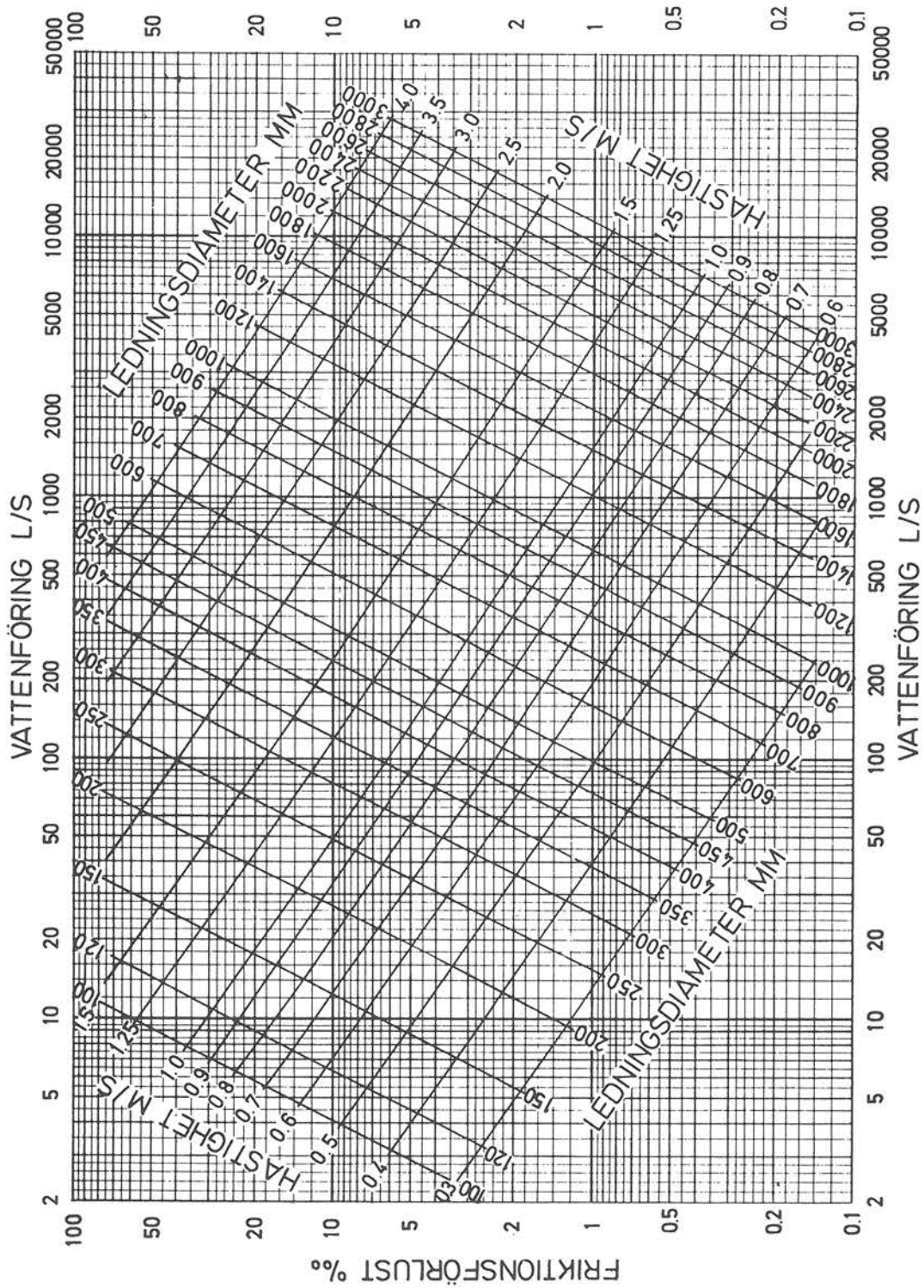
Friktionsdiagram, $k = 0,2$ mm.



Friktionsdiagram, $k = 0,5$ mm.

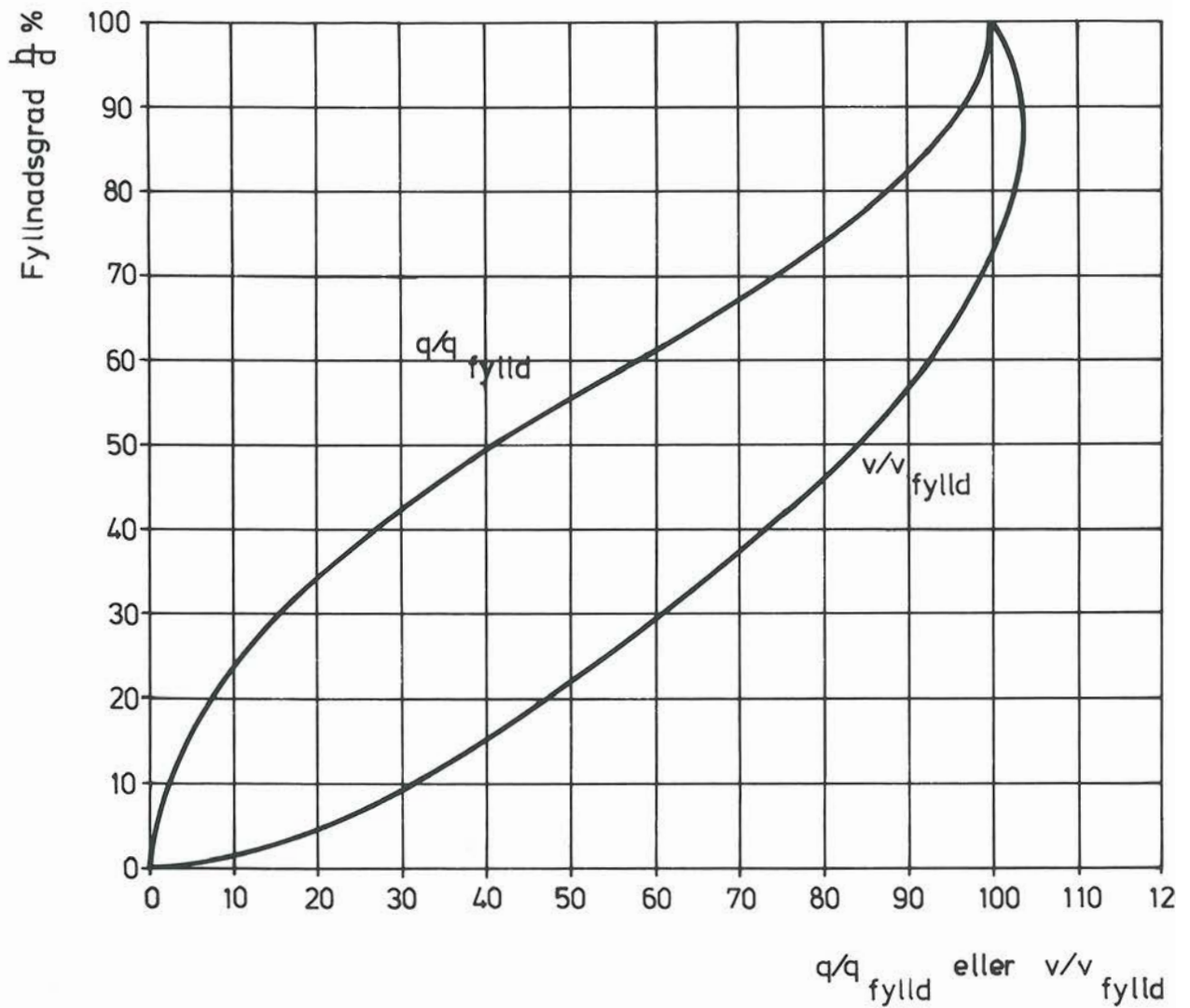


Friktionsdiagram, $k = 1,0$ mm.



Friktionsdiagram, $k = 5,0$ mm.

Bilaga 4: Delfylld ledning



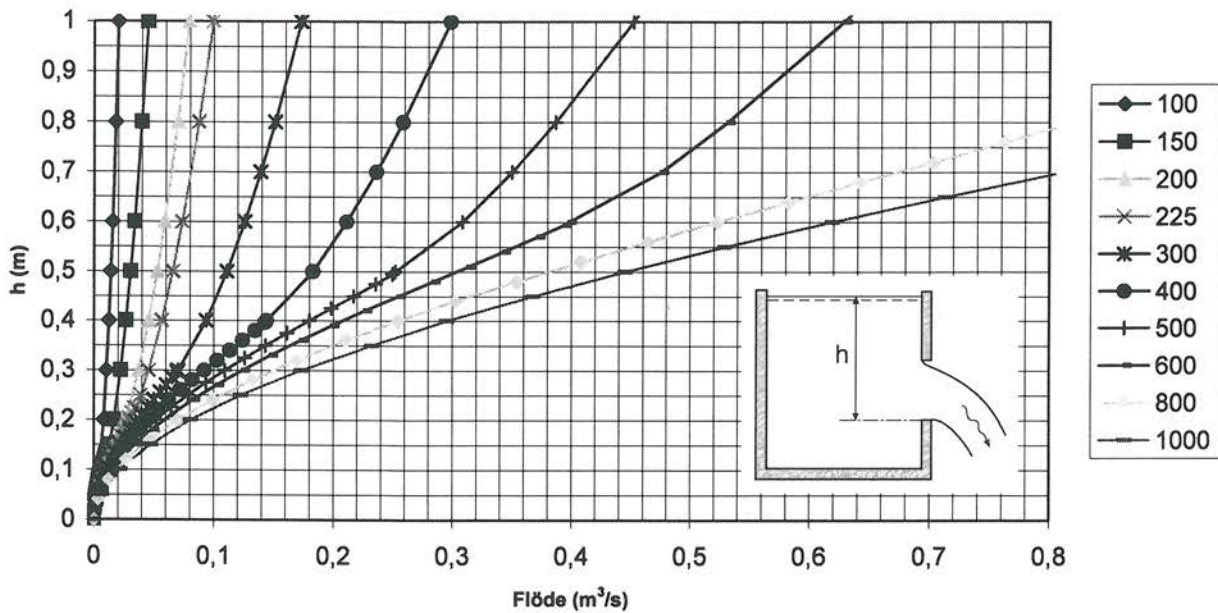
Förhållandet mellan flöde respektive hastighet vid delvis fylld jämfört med fylld cirkulär ledning.

Bilaga 5: Diagram för beräkning av avbördning genom cirkulärt hål

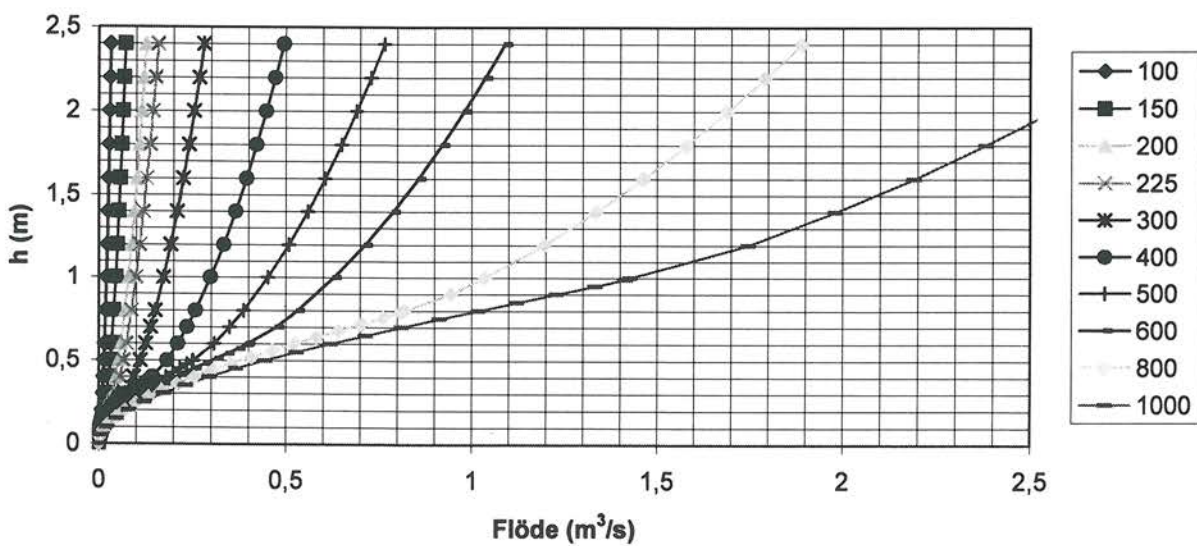
Diagrammet gäller för fri utströmning genom skarpkantat cirkulärt hål i vägg till behållare med stillastående vatten och gäller vid fri utströmning genom

hålet. Diagrammet är presenterat med 2 olika skalor för att underlätta avläsning vid små respektive stora flöden.

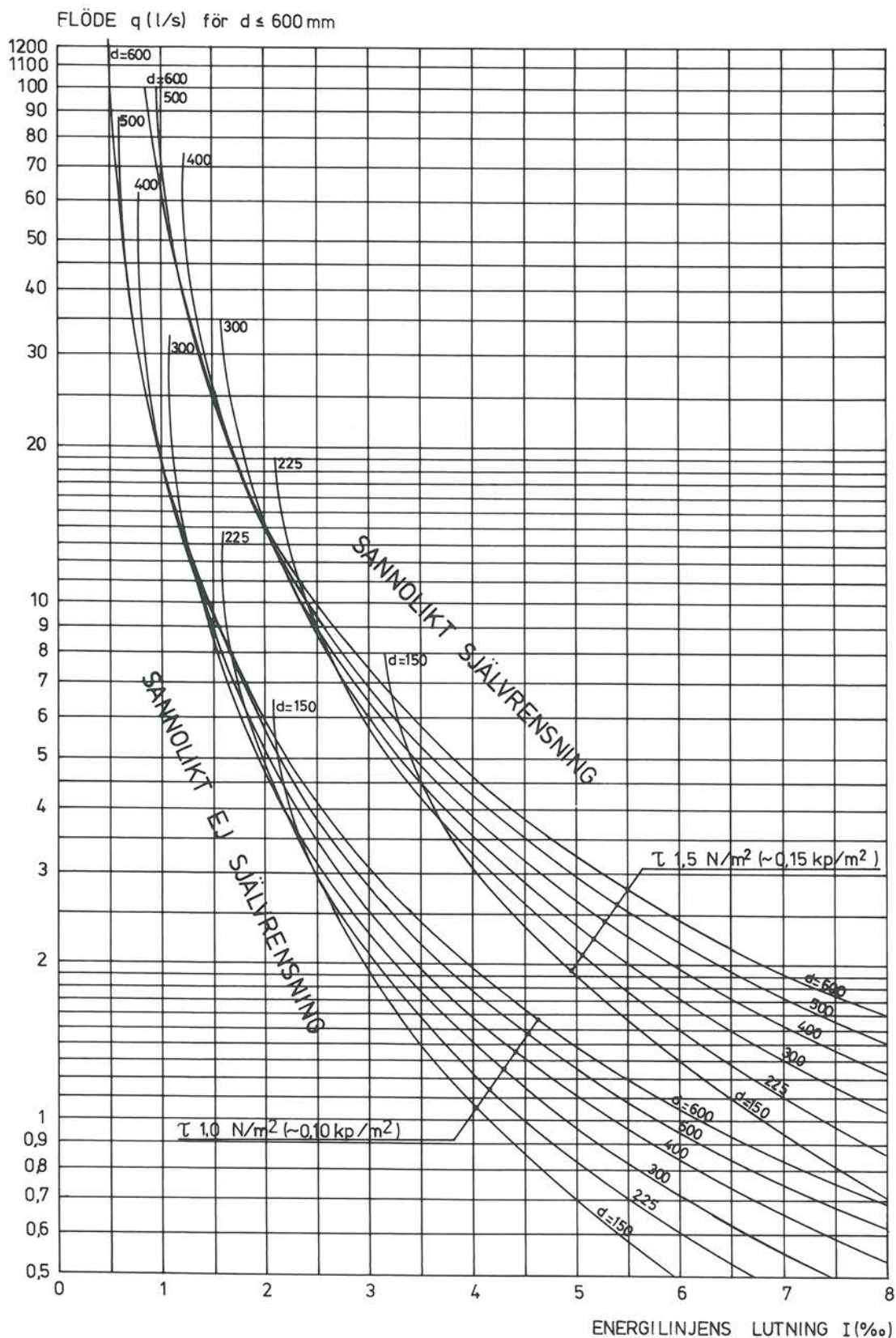
Utströmning genom cirkulärt hål [100-1000 mm]



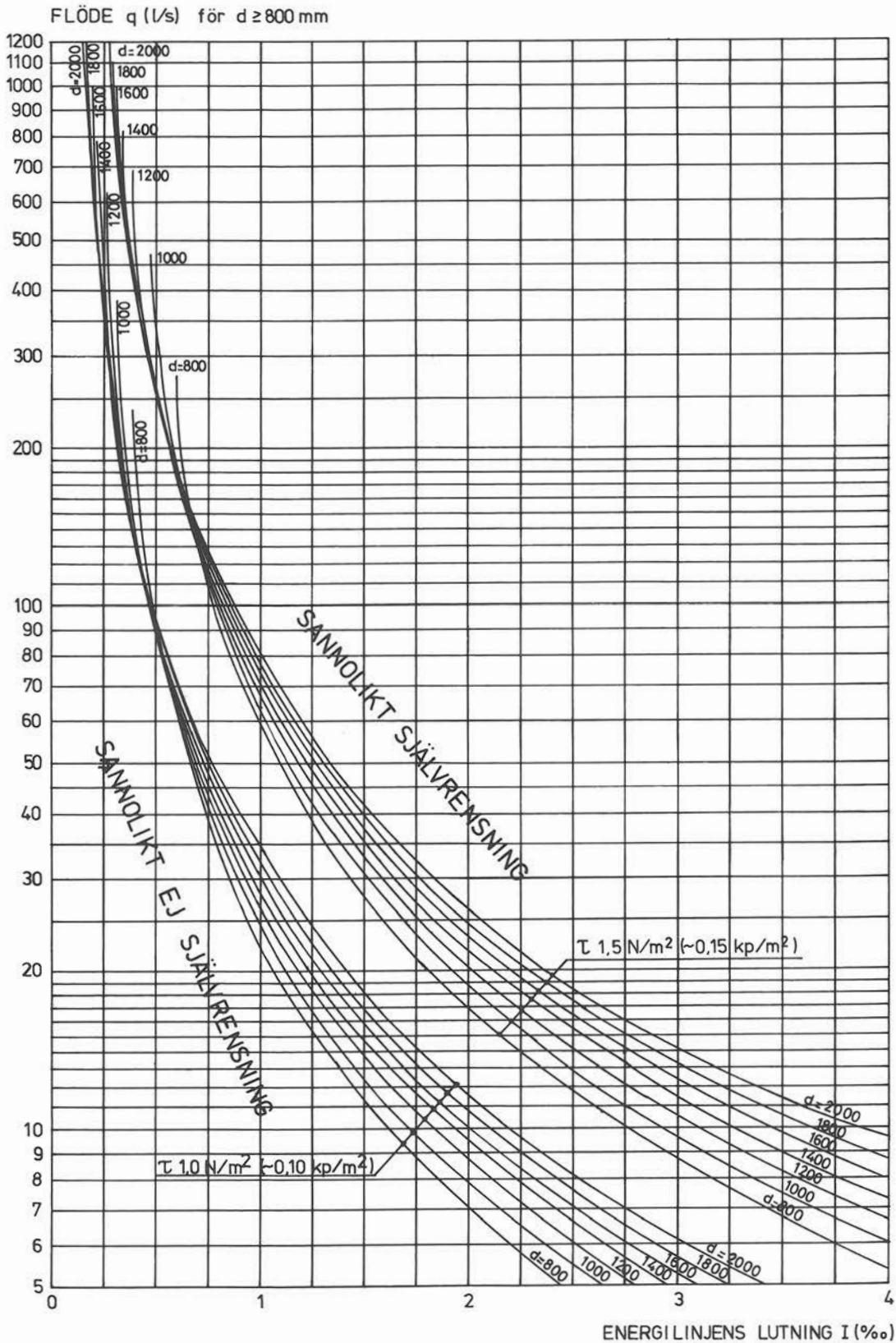
Utströmning genom cirkulärt hål [100-1000 mm]



Bilaga 6: Diagram för beräkning av självrensning



Nomogram för bedömning av självrensningsförmågan i spillvattenledning max. skjuvspänning vid botten $\tau=1,0$ N/m² (~0,10 kp/m²) resp. 1,5 N/m² (~0,15 kp/m²) ledningsdimension 150–600 mm. $k=1.0$ mm.



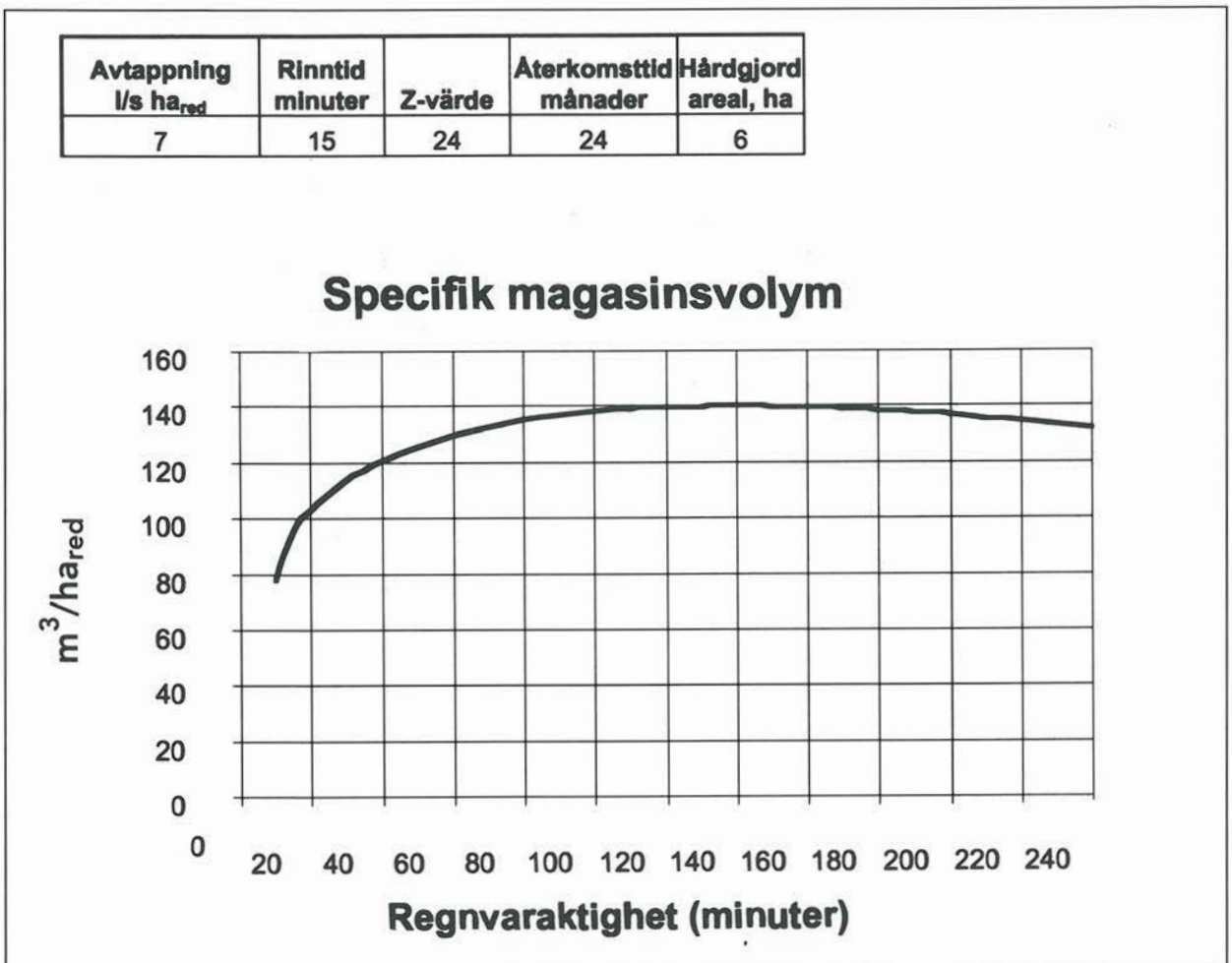
Nomogram för bedömning av självrensningsförmågan i spillvattenledning max. skjuvspänning vid botten $\tau = 1,0 \text{ N/m}^2$ ($\sim 0,10 \text{ kp/m}^2$) resp. $1,5 \text{ N/m}^2$ ($\sim 0,15 \text{ kp/m}^2$) ledningsdimension 800–2000 mm. $k = 1.0$ mm.

Bilaga 7: Magasinsvolym beräknade med rationella metoden med hänsyn till rinntid

Enligt 4.2.7.3, ekvation 4.11 kan erforderlig magasinsvolym beräknas om man känner den specifika avtappningen och regnintensiteten (ekv. 4.5) för vald återkomsttid och valt Z-värde. Beräkningen genomförs genom att variera regnets varaktighet till den största magasinsvolymen erhållits.

Dessa beräkningar görs med fördel i Excel. Ett exempel från en sådan Excel-beräkning visas i diagrammet nedan. Tabellen visar de förutsättningar som använts för beräkningen.

Avtappning l/s ha _{red}	Rinntid minuter	Z-värde	Återkomsttid månader	Hårdgjord areal, ha
7	15	24	24	6



Av diagrammet framgår att den erforderliga specifika magasinsvolymen blir 140 m³/ha_{red} och total volym således 840 m³.

Bilaga 8: Magasinsvolym beräknade med tid-area metoden

Tid-area metoden lämpar sig väl för beräkningar i Excel. Ett exempel ges här med följande förutsättningar:

Z-värde: 24

Återkomsttid för regnet: 2 år

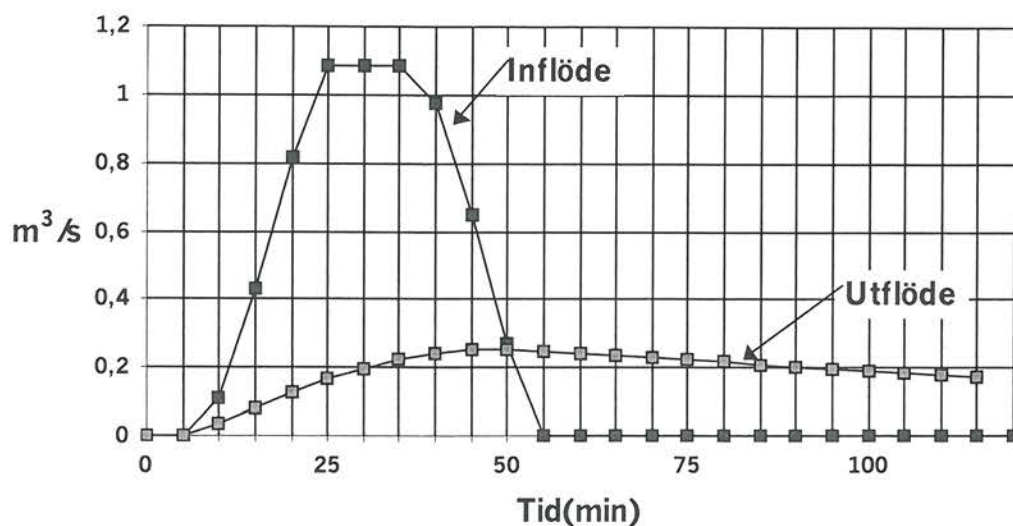
Regnets varaktighet: 30 minuter (blockregn)

Hårdgjord areal: 15 ha

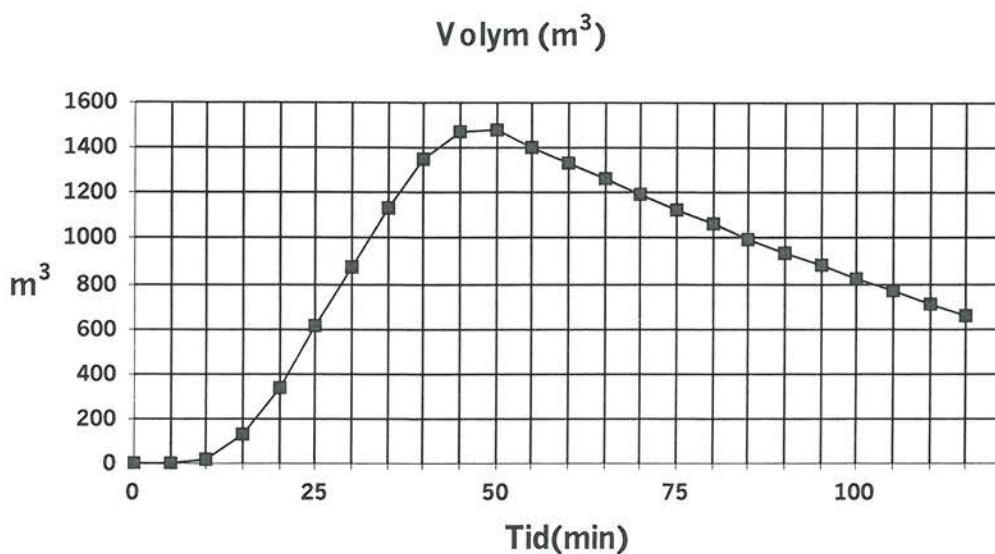
Rinntid: 20 minuter

Maximal uppfyllnadshöjd: 1,5 m

Utloppsdimension: 300 mm



Diagrammet nedan visar in- och utflöde från magasinet, som för vald varaktighet på regnet får sin största volym efter 50 minuter.



Magasinet's fyllnadsvolym visas i ovanstående diagram. Maximal volym uppnås efter 50 minuter och är 1500 m^3 , vilket innebär $100 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{red}}$.

Svenskt Vattens skrifter beställs via:

www.svenskvatten.se

Svenskt Vattens distribution

Box 262

591 23 Motala

© Svenskt Vatten AB

ISSN nr 1651-4947

Svenskt Vatten P90

2004-03 • 3500 ex



Box 47607, 117 94 Stockholm

Tel 08 506 002 00

Fax 08 506 002 10

E-post svenskvatten@svenskvatten.se

www.svenskvatten.se