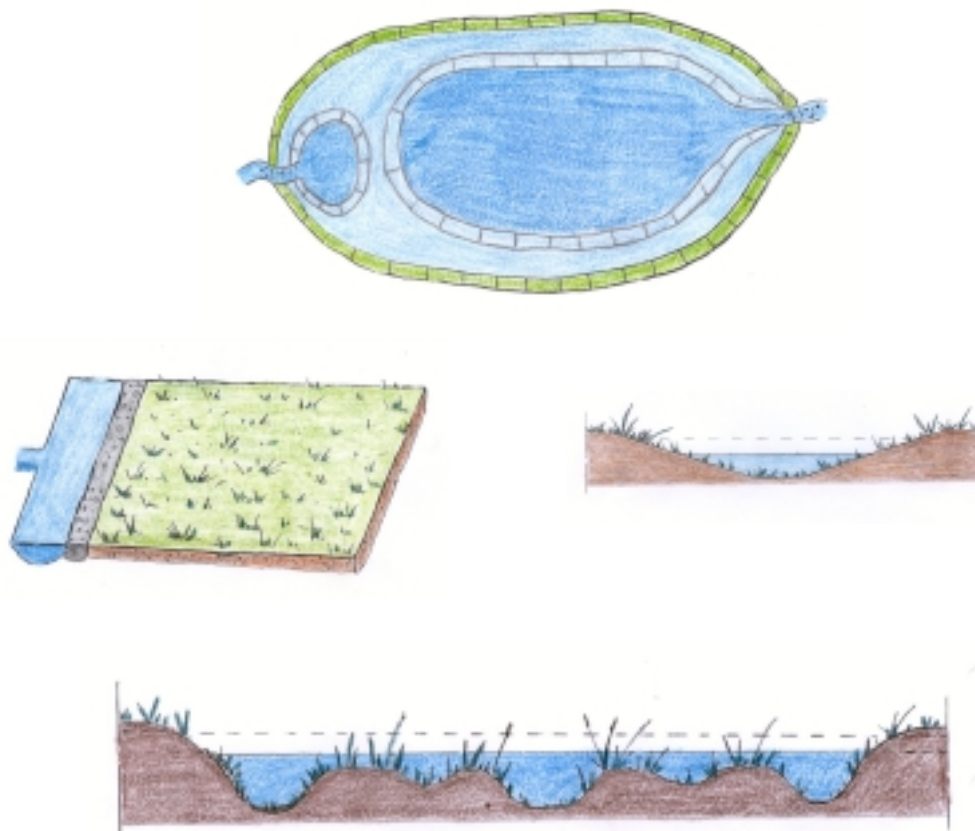


Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar

VA-FORSK-rapport 2000-10

Thomas Larm



Revideringar

Larm T. Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar.
VA-FORSK rapport 2000-10.

Följande tabell visar de **revideringar** som har utförts:

| Revidering nr. | Sida | Nuvarande notering | Reviderad notering |
|----------------|--|--|--|
| 1 | 24 | $t_d = \frac{V_p}{Q_{in}}$ | $t_d = \frac{V_p}{3.6Q_{in}}$ |
| 2 | 25 | $t_d = \frac{V_p}{Q_{in}} + \frac{V_d}{Q_{out}}$ | $t_d = \frac{V_p}{3.6Q_{in}} + \frac{V_d}{3.6Q_{out}}$ |
| 3 | 64 | $p^* = \frac{Q^*}{p^* A^*}$ | $p = \frac{Q^*}{10pA^*}$ |
| 4 | 3, 6, 22, 23, 25, 26, 29, 30, 31, 32, 35, 38, 39, 47, 48, 55, 57, 60, 62, 63 | r_d =avrinningsdjup | r_d =regndjup |
| 5 | 20, 23, 26, 31, 38, 39, 48, 55, 61 | r_{da} =årligt medelavrinningsdjup | r_{da} =årligt medel nederbörds djup |
| 6 | 3, 25, 47, 48, 60, 62 | fånga | inkludera |
| 7 | 54 | L L_c | l l_c |
| 8 | 25 | 85% 19 mm (18-20 mm) 16-17 | 90% 13-15 mm 9-10 |

Thomas Larm

Januari 2001

Lämna gärna förslag på revideringar och kompletteringar till:

Thomas.larm@sweco.se

VA-FORSK**Bibliografiska uppgifter för nr 2000•10**

| | |
|---------------------------------|---|
| Rapportens titel: | Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar |
| Title of the report: | Design of stormwater treatment facilities |
| Rapportens beteckning | |
| Nr i VA-FORSK-serien: | 2000•10 |
| ISSN-nummer: | 1102-5638 |
| ISBN-nummer: | 91-89182-47-2 |
| Författare: | Thomas Larm, Kungliga Tekniska Högskolan (KTH) och VBB VIAK |
| Utgivare: | VAV AB |
| VA-FORSK projekt nr: | 99-107 |
| Projektets namn: | Dimensioneringsanvisningar för dagvattenreningsanläggningar |
| Projektets finansiering: | VA-FORSK, KTH |
| Rapporten beställs från: | AB Svensk Byggtjänst, Litteraturtjänst, 113 87, Stockholm, tfn 08-457 11 00 |
| Rapportens omfattning | |
| Sidantal: | 80 |
| Format: | A4 |
| Upplaga: | 1200 |
| Sökord: | Dagvatten, rening, våta dammar, översilningsytor, konstruerade våtmarker, öppna diken, svackdiken, dimensionering, fallstudier, modell, avrinningskoefficient, avrinningsområde, area, volym |
| Keywords: | Stormwater, treatment, wet ponds, filter strips, constructed wetlands, open ditches, swales, design criteria, case studies, model, runoff coefficient, watershed, area, volume |
| Sammandrag: | Rekommendationer presenteras avseende utformningen av följande anläggningar för dagvattenrening: våta dammar, översilningsytor, konstruerade våtmarker och öppna diken (inkluderande svackdiken). Överslagsmässiga dimensioneringskriterier redovisas för dessa anläggningar. Kriterierna har tillämpats på 3 fallstudier genom beräkningar med dagvattenmodellen STORMTAC. |
| Abstract: | Recommendations are presented concerning the design of the following facilities for stormwater treatment: wet ponds, filter strips, constructed wetlands and open ditches (including swales). Perspicuous design criteria are compiled for these facilities. The criteria have been applied on 3 case studies by calculations with the stormwater model STORMTAC. |
| Målgrupper: | Forskare VA-tekniker Stadsplanerare |
| Utgivningsår: | 2000 |
| Pris 2000: | 200 kr, exkl moms |
| Omslagsbild: | Thomas Larm, KTH och VBB VIAK |

SAMMANFATTNING

En målsättning med rapporten är att sammanställa översiktliga rekommendationer avseende utformning av olika typer av dagvattenreningsanläggningar. Följande anläggningstyper har studerats: *våta dammar*, *översilningsytor*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken* (inkluderande *svackdiken*). Ett annat syfte är att öka kunskapen om dimensionering av dagvattenreningsanläggningar genom att redovisa olika dimensioneringskriterier samt genom att föreslå värden och beteckningar på de parametrar som beaktas. Avseende de presenterade dimensioneringsmetoderna så har mest arbete lagts på *våta dammar* eftersom mest litteratur och mest erfarenheter finns för den anläggningstypen. Dimensioneringsmetoderna har tillämpats på följande fallstudier i Stockholmsområdet: vägytan Essingeleden/ Blommensberg vid sjön Trekanten, flerfamiljshusområdet Nybohov vid samma sjö och det mer glesbebyggda området Huddinge/Flemingsbergsviken vid sjön Orlången. Dagvattenmodellen STORMTAC (Larm, 2000; Larm och Holmgren, 1999) har vidareutvecklats för den tillämpade dimensioneringen och har använts för att automatisera beräkningsarbetet. Modellresultaten visar bl.a. vilka skillnader i yt- och volymbehov som beräknas med de olika metoderna. Samtliga ekvationer som presenteras i denna rapport inkluderas i modellen, med koppling till markanvändningen och areor inom det avrinningsområde som skall studeras.

Denna studie har identifierat några viktiga dimensioneringsparametrar, t.ex. *initiell regnförlust* och dimensionerande *regndjup* som inkluderar en viss procent av nederbörden. Värdena på dessa parametrar är platsspecifika och spelar stor roll för vilka yt- och volymbehov som erfordras för anläggningarna. Fortsatta studier av nederbördsstatistik och dimensionerande parametrar kan leda till att dessa värden ändras. Detta kan i sin tur leda till stora skillnader i erforderliga yt- och volymbehov för dagvattenanläggningar. Forskningsresultat har visat att det är de mindre regnen som förekommer ofta som bidrar till den största delen av årliga föroreningslasten. Det är därför dessa regn som man bör dimensionera dagvattenreningsanläggningar efter. Detta gäller speciellt dammar och våtmarker, men delvis även *översilningsytor* och diken. För dammar har det också visats att det finns en optimal storlek som man bör uppskatta och att större storlekar än den optimala faktiskt kan ge sämre reningseffekter, tvärt emot vad många tror. Detta beror på att vattnet från de mindre avrinningstillfällena tenderar att tömmas snabbare än önskat för att uppnå tillräcklig sedimenteringseffekt. Detta beror i sin tur bl.a. på en stor utloppsdimension. För stora dammar kan då inte ge erforderlig uppehållstid för det dominanta antalet mindre avrinningstillfällena. För anläggningar där utjämning av vattenflöden är huvudsyftet gäller motsatsen att dimensionera efter mindre frekventa och större regn. Den senare metodiken används delvis även för *översilningsytor* och *öppna diken*.

Det finns ett behov av enkla men samtidigt tillförlitliga metoder för uppskattning av erforderliga areor och volymer för dagvattenreningsanläggningar. Ingen förenklad metod kan dock ersätta detaljerade och platsspecifika undersökningar. De förenklade metoder som presenteras i denna studie kan ändå vara till hjälp att uppskatta storleken av dessa anläggningar under projektens planeringskedje eller för att göra initiala uppskattningar över vilka landytor som man behöver ställa till förfogande för anläggningarna i ett planerat område. Fortsatta utvärderingar och användning av dimensioneringsmetoderna erfordras. En studie av ytbehovet per hektar avrinningsområde för de studerade anläggningstyperna visar att det rör sig om stora skillnader beroende på typ av markanvändning och beroende på vilken dimensioneringsmetod som används.

Resultaten som får ses som preliminära indikerar t.ex. att *våta dammar* upptar en yta kring 40 m²/ha för ett villaområde, 110 m²/ha för ett flerfamiljshusområde och 210 m²/ha för en vägyta. En s.k. reducerad area beräknas genom att multiplicera arean med *avrinningskoefficienten*. En studie av ytbehovet per reducerad hektar (red ha) avrinningsområde indikerar att *våta dammar* upptar ca 230 (60-450) m²/red ha, *översilningsytor* ca 700 (150-1300) m²/red ha, *konstruerade våtmarker* ca 930 (180-1300) m²/red ha och *öppna diken* ca 600 (20-760) m²/red ha. De redovisade metoderna ger så stora skillnader i dimensioner att kontrollberäkningar av vattenbalans och uppehållstider samt beaktande av in- och utloppskonstruktioner rekommenderas innan utformningen och dimensioneringen kan betraktas som slutligt utförd.

SUMMARY

One objective is to compile perspicuous recommendations regarding the design of different types of stormwater treatment facilities. The following facilities have been studied: *wet ponds*, *filter strips*, *constructed wetlands* and *open ditches* (including *swales*). Another goal is to increase the knowledge concerning the dimensioning of *stormwater* treatment facilities by compiling different design criteria and by suggesting values and designations on the considered parameters. Concerning the presented design methods, most work has been made on *wet ponds* since there are more literature and experiences on *wet ponds* than on the other studied facilities. The design methods have been applied on the following case studies in the Stockholm area: the highway area Essingeleden/Blommensberg at Lake Trekanten, the domestic area Nybohov at the same lake and the more thinly populated area Huddinge/Flemingsberg at Lake Örlången. The stormwater model STORMTAC (Larm, 2000; Larm and Holmgren, 1999) has been further developed for the applied design and has been used to automate the calculation work. The model results show for example which differences in area and volume requirements that are estimated with the different methods. All equations presented in this report are included in the model, with connections to land use and areas within the watershed to be studied.

This study has identified some important design parameters, for instance *initial rain loss* and design *rain depth* that *includes* a certain percentage of the precipitation. The values on these parameters are site specific and play an important role regarding which areas and volumes of the facilities that are needed. Continued studies of precipitation statistics and design parameters may lead to changed values. This can then give rise to large differences in required areas and volumes for stormwater treatment facilities. Research results have shown that it is the smaller and more frequent rain events that contribute to the largest part of yearly pollutant loads. Therefore, stormwater treatment facilities should be designed for these rain events. This is especially the case for ponds and wetlands, but is partly also the case for *filter strips* and ditches. Regarding ponds, it has also been shown that there exists an optimal size to be estimated and that larger sizes than the optimal in fact can result in decreased reduction efficiencies, in opposite to common wisdom. This is due to that the water from smaller runoff events are tended to be emptied quicker than desired for reaching acceptable sedimentation effects. The latter can be explained by a large outlet dimension. Too large ponds can therefore not provide the required residence time for the dominant number of smaller runoff events. For facilities for which in contrast detention of stormwater flows is the main objective it is more convenient to design after less frequent and larger rain events. The latter methodology is partly applied also for *filter strips* and *open ditches*.

Simple and at the same time reliable methods for estimating required areas and volumes for stormwater treatment facilities are needed. However, no simple method can replace more detailed and site specific investigations. The simplified methods presented in this study can nevertheless be helpful for estimating the sizes of these facilities during planning stages or to make initial estimations of land space needed to be placed at disposal for the facilities in a planned site. Continued evaluations and applications of the design methods are needed. A study of the facility area needed per hectare watershed area for the studied kinds of facilities show that there are large differences depending on the type of land use prevailing and depending on which design method is used.

The results, which are to be considered as preliminary, indicate for example that *wet ponds* take up an area around 40 m²/ha for a house area, 110 m²/ha for apartments and 210 m²/ha for roads. A so-called reduced area is calculated by multiplying the area with the *runoff coefficient*. A study of the required area per reduced hectare (red ha) watershed area indicates that *wet ponds* take up around 230 (60-450) m²/red ha, *filter strips* around 700 (150-1300) m²/red ha, *constructed wetlands* around 930 (180-1300) m²/red ha and *open ditches* around 600 (20-760) m²/red ha. The presented methods give so large differences in dimensions that control calculations regarding water balance and residence times together with consideration of inlet and outlet constructions are recommended before the design can be considered final.

FÖRORD

Denna rapport presenterar rekommendationer avseende utformningen av följande anläggningar för dagvattenrening: *våta dammar, översilningsytor, konstruerade våtmarker* och *öppna diken* (inklusive *svackdiken*). Rapporten redovisar även överslagsmässiga dimensioneringskriterier för dessa anläggningar. Förhoppningen är att vissa av dessa rekommendationer och kriterier framöver kommer att tillämpas, jämföras, granskas och diskuteras under seminarier m.m. Först därefter kan mer användarvänliga dimensioneringsanvisningar tas fram.

Till projektet har kopplats en referensgrupp i vilken följande personer har medverkat: Jan A. Falk, Bo Carlsson (VA-samordningsansvarig på VBB VIAK), Thomas Pettersson (Chalmers Tekniska Högskola), Jesper Persson (Chalmers Tekniska Högskola och VBB VIAK) och Ulf Thysell (Malmö VA-verk).

Projektmöten har även skett på VBB VIAK under vilka dimensioneringsmetoderna har diskuterats. De som medverkat är mina kollegor på gruppen VA-Mark, VBB VIAK; Maira Slokenbergs, Anna Holmgren, Charlotta Andersson och Anna Nordfeldt. Synpunkter på upplägg och dimensioneringsmetoder har erhållits från Bernth Lindgren (VBB VIAK). Kommentarer avseende några av dimensioneringsmetoderna har även erhållits från Peter Stahre (Malmö VA-verk).

Kontakter på konferenser och via e-mail har tagits med bl.a. några av de mest meriterade internationella experterna inom området; Ben Urbonas, Larry Roesner och Jiri Marsalek. Dessa har också bidragit med relevant litteratur inom området och med svar på frågor rörande utformning och dimensioneringsmetoder.

Min handledare på Avd. för Vattenvårdsteknik på KTH är Vladimir Cvetkovic som bl.a. bidragit med generella synpunkter på ekvationer och upplägg.

Projektet har finansierats av VAV VA-FORSK och KTH.

Stort tack för finansieringen och till alla som medverkat! Ett extra stort TACK riktas till redan nämnda Jan A. Falk för givande diskussioner, utmärkta idéer, vänskap m.m.

Stockholm, augusti 2000

Thomas Larm

SAMMANFATTNING

ABSTRACT

FÖRORD

| | |
|---|-----------|
| 1. INLEDNING | 1 |
| 1.1. BAKGRUND..... | 1 |
| 1.2. SYFTE | 1 |
| 1.3. METODIK..... | 2 |
| 1.3.1. Utformning och val av anläggning..... | 2 |
| 1.3.2. Avgränsningar | 2 |
| 1.3.3. Dimensioneringskriterier och referenser..... | 2 |
| 1.3.4. Modellbeskrivning | 3 |
| 1.4. BEGREPPSFÖRKLARING..... | 6 |
| 2. FÖRSLAG PÅ UTFORMNING..... | 9 |
| 2.1. VÅTA DAMMAR | 9 |
| 2.2. ÖVERSILNINGSYTOR..... | 12 |
| 2.3. KONSTRUERADE VÅTMARKER..... | 14 |
| 2.4. ÖPPNA DIKEN OCH SVACKDIKEN..... | 16 |
| 3. REDOVISNING AV DIMENSIONERINGSMETODER..... | 19 |
| 3.1. ALLMÄNNA EKVATIONER FÖR ALLA ANLÄGGNINGAR..... | 20 |
| 3.1.1. Specifika notationer för de allmänna ekvationerna..... | 20 |
| 3.1.2. Dimensionerande flöde..... | 20 |
| 3.1.3. Anläggningens volym..... | 21 |
| 3.2. VÅTA DAMMAR | 22 |
| 3.2.1. Notationer för dammar | 22 |
| 3.2.2. Allmänt avseende dimensionering av våta dammar | 23 |
| 3.2.3. Metod 1, Våta dammar. "Regndjup" | 25 |
| 3.2.4. Metod 2, våta dammar. "Del av avrinningsområde" | 27 |
| 3.2.5. Metod 3, våta dammar. "Dimensionerande uppehållstid" | 27 |
| 3.2.6. Metod 4, våta dammar. "Ytbelastning" | 28 |
| 3.3. ÖVERSILNINGSYTOR..... | 29 |
| 3.3.1. Notationer för översilningsytor..... | 29 |
| 3.3.2. Dimensionering av översilningsytor | 29 |
| 3.4. KONSTRUERADE VÅTMARKER..... | 31 |
| 3.4.1. Notationer för konstruerade våtmarker | 31 |
| 3.4.2. Allmänt avseende dimensionering av konstruerade våtmarker | 31 |
| 3.4.3. Metod 1, konstruerade våtmarker. "Regndjup" | 32 |
| 3.4.4. Metod 2, konstruerade våtmarker. "Del av avrinningsområde" | 32 |
| 3.4.5. Metod 3, konstruerade våtmarker. "Dimensionerande uppehållstid" | 32 |
| 3.5. ÖPPNA DIKEN OCH SVACKDIKEN..... | 34 |
| 3.5.1. Notationer för öppna diken och svackdiken..... | 34 |
| 3.5.2. Allmänt avseende dimensionering av öppna diken och svackdiken..... | 34 |
| 3.5.3. Metod 1, Öppna diken och svackdiken. "Regndjup" | 35 |
| 3.5.4. Metod 2, Öppna diken och svackdiken. "Vägverkets iterationsmetod". | 35 |
| 4. TILLÄMPNING AV DIMENSIONERINGSMETODERNA..... | 37 |
| 4.1. INDATA FÖR FALLSTUDIERN..... | 37 |
| 4.2. DIMENSIONERING..... | 39 |
| 5. DISKUSSION OCH SLUTSATSER..... | 47 |
| 6. REFERENSER..... | 51 |
| 7. BILAGOR | 53 |
| 7.1. BILAGA 1 NOTATIONER | 54 |
| 7.2. BILAGA 2 ÖVRIGA DIMENSIONERINGSKRITERIER | 57 |
| 7.2.4. Dammar | 58 |
| 7.3. BILAGA 3 NEDERBÖRDSSTATISTIK..... | 60 |
| 7.4. BILAGA 4 AVRINNINGSKOEFFICIENTER..... | 64 |
| 7.5. BILAGA 5 FALLSTUDIER (VATTEN- OCH MASSFLÖDEN) | 66 |
| Nybohov, flerfamiljshusområde | 66 |

| | |
|---|----|
| <i>Essingeleden, motorväg</i> | 66 |
| <i>Flemingsberg, gles villabyggelse</i> | 67 |

1. INLEDNING

1.1. BAKGRUND

Ekoteknologiska dagvattenreningsanläggningar, t.ex. *våta dammar*, *översilningsytor*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken*, utnyttjar naturliga reningsprocesser för avskiljning av föroreningar och näringsämnen i dagvatten. I Sverige pågår en snabbt ökande trend av byggandet av sådana anläggningar, men vi har endast begränsad kunskap om deras funktion, reningseffekt, utformning och dimensionering. Det finns ett behov av användarvänliga dimensioneringsanvisningar som är anpassade för svenska klimatförhållanden.

Denna rapport har som generell målsättning att bidra med ökad förståelse för olika typer av anläggningar för rening av dagvatten; hur de skall dimensioneras och utformas. Med hjälp av de presenterade dimensioneringsmetoderna och föreslagen utformning är förhoppningen att förbättra möjligheterna att välja rätt typ av anläggning på rätt plats, samt att man väljer en utformning och bestämmer en storlek så att anläggningens funktion säkerställs. Detta innebär i sin tur en effektivare rening av dagvattnet, samtidigt som estetiska fördelar kan erhållas. Detta förväntas också leda till ökad kostnadseffektivitet.

Litteraturstudien visade att dimensioneringsmetoder generellt har presenterats mycket vagt och att det sällan finns fullständiga ekvationer för att kunna uppskatta yt- och volymbehov. Exempelvis presenteras oftast bara med ord hur man skall dimensionera den permanenta volymen till en damm när man i praktiken vill veta metodiken och ekvationerna som behövs för att dimensionera både den permanenta volymen och reglervolymen. Därför har det krävts mycket arbete för att ta fram rätt ekvationer och enhetliga parametrar. Detta förklarar även varför många ekvationer inte är refererade. Dessa ekvationer har tagits fram under denna studie.

Med denna bakgrund så har det ursprungliga syftet som varit att presentera användarvänliga dimensioneringsanvisningar lämnats. Istället presenteras ett förslag på utformning och ekvationer för olika dimensioneringsmetoder med föreslagna beteckningar och rekommenderade värden på parametrar. Förhoppningen är att de olika metoderna skall tillämpas, jämföras och granskas vilket sannolikt kommer att leda till revideringar och kompletteringar av ekvationer. Man behöver också testa olika metoder i praktiken och genom uppföljning av anläggningar som dimensionerats på olika sätt kan man dra slutsatser om vilka dimensioneringsmetoder som är bäst lämpade att använda vid olika förhållanden. Först därefter kan det ske ett urval bland metoderna och mer användarvänliga dimensioneringsanvisningar kan tas fram.

1.2. SYFTE

Den specifika målsättningen är att:

- sammanställa översiktliga rekommendationer avseende utformning av olika typer av dagvattenreningsanläggningar utifrån både praktiska projekteringserfarenheter och litteraturstudier.
- öka kunskapen om dimensionering och utformning av dagvattenreningsanläggningar genom att redovisa vanligt förekommande dimensioneringskriterier samt genom att föreslå värden och beteckningar på de parametrar som beaktas.

1.3. METODIK

För att uppnå målsättningen har nationell och internationell litteratur inom området bearbetats liksom erfarenheter använts från genomförda konsult- och forskningsprojekt. Detta avser bl.a. dimensionering, materialtransportberäkningar, en studie över gränshalter/riktlinjer för dagvattenrening och en litteraturstudie över dagvattnets schablonhalter.

Rapporten består av de två huvuddelarna dimensioneringskriterier och utformning. Följande typer av dagvattenreningsanläggningar har studerats under dessa delar: *våta dammar*, *översilningsytor*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken*.

1.3.1. Utformning och val av anläggning

Vad gäller utformningen av anläggningarna så har en sådan föreslagits för varje anläggningstyp, som ett resultat av litteraturstudier och erfarenheter. Detta avser översiktliga rekommendationer om släntlutning och vattendjup, kommentarer kring anläggningarnas form (för att uppnå god reningseffekt och säkerhet), samt rekommendationer avseende in- och utloppsanordningar. Detta har presenterats mycket kortfattat i tabellform. För diskussioner kring utformningen hänvisas till andra nämnda referenser. Tabellerna kan användas som checklistor.

Ett flödesschema har presenterats som översiktligt visar de steg som bör ingå för val, lokalisering och dimensionering av dagvattenanläggningar (från källa till recipient). Detta inkluderar bl.a. dagvattenflöden, dagvattenhalter, materialbelastning, dagvattenkriterier (gränshalter för när dagvattenrening erfordras), recipientstatus, val och dimensionering av anläggning, se Figur 1.1.

1.3.2. Avgränsningar

I denna rapport redovisas endast 4 typer av dagvattenreningsanläggningar (*våta dammar*, *översilningsytor*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken / svackdiken*). Dessa anläggningar hör till de vanligaste använda i Sverige om man avser anläggningar med syftet att rena dagvatten med naturliga reningsprocesser och förutsatt att det finns tillräckligt med utrymme. Exempel på andra anläggningar som inte studeras här är torra dammar (infiltrationsdammar utan permanent vattenyta), sandfilter, infiltrationsmagasin, oljeavskiljare, filteranläggningar (t.ex. brunnsfilter), avsättningsmagasin (betongmagasin belägna under mark) och perkolationsmagasin. Flera av de senare kan utgöra komplement till de 4 anläggningstyper som studeras i rapporten och/eller tillämpas på platser med mer begränsat utrymme, t.ex. i tätbebyggda stadsområden.

Avseende de presenterade dimensioneringsmetoderna så har mest arbete lagts på våta dammar eftersom mest litteratur och mest erfarenheter finns för den anläggningstypen. Detta innebär att kunskapsbehovet är större för de andra anläggningstyperna. Om man ökar kunskapen avseende dimensionering av dammar så förenklar detta dock arbetet med de andra anläggningstyperna eftersom flera ekvationer är liknande för olika anläggningar.

Avseende utformning så ges endast förslag avseende principutformning och huvuddelarna av anläggningarna. Detta har utförts översiktligt i tabellform med hänvisningar till annan litteratur för diskussioner kring de olika delarna av utformningen. Detaljutformning avseende in- och utloppsanordningar presenteras inte i tabellerna.

1.3.3. Dimensioneringskriterier och referenser

Inom denna studie har utförts en jämförelse av olika dimensioneringskriterier som används i Sverige och utomlands. Ett urvalskriterium som gällt för att ta med en dimensioneringsmetod i denna rapport har varit att metoden skall ha kunnat direkt användas eller omformas till ekvationer som uttrycker

anläggningars yt- och volymbehov. Ett annat kriterium har varit att metoden ej skall kräva för mycket indata, särskilt om metoden inkluderar parametrar som är svåra (eller kräver mycket arbetsinsats) att bestämma platsspecifika värden på. Referenslistan i slutet av rapporten visar vilken litteratur som använts. Bland de källreferenser som använts mest hör WEF och ASCE (1998), Urban Drainage and Flood Control District (1999) och Vägverket (1998). De två förstnämnda avser amerikanska dimensioneringsmetoder som Ben Urbonas och Larry Roesner med flera har tagit fram och som även publicerats i flertalet artiklar.

Samtliga ekvationer i denna rapport består av unika beteckningar som tagits fram under projektet. Detta för att ge ett mer enhetligt intryck. De flesta ekvationerna är resultat av egna tolkningar eftersom många metoder endast beskrivits i textform i källreferenserna. Många av de presenterade ekvationerna har dock tillämpats inom konsultprojekt under projekttiden. Ett visst urval har utförts och metoderna är presenterade i en preliminär prioriteringsordning. De metoder som bedömts vara mindre prioriterade redovisas i bilaga. Prioriteringen och valet av mest lämpliga metoder att använda för olika fall måste dock ses över under en granskningsperiod efter detta projekt innan några anvisningar kan utformas.

Först har olika dimensioneringskriterier för de studerade anläggningstyperna sammanställts och beskrivits. Sedan har dessa dimensioneringsmetoder tillämpats på olika typer av fallstudier. Följande fallstudier har använts: vägar (Essingeleden/ Blommensberg vid sjön Trekanten), urbant stadsområde (Nybohov vid sjön Trekanten) och ett glesare villaområde mm (Huddinge/Flemingsbergsviken vid sjön Orlången). Dessa finns redan beskrivna inom några projekt avseende markanvändningen i avrinningsområdena, avseende befintliga anläggningars reningseffekter och avseende flödesmätningar och provtagningar. Resultaten visar vilka skillnader i framförallt ytbehov som beräknas med de olika metoderna.

Metoderna kommenteras (fördelar och nackdelar) kortfattat. Metoderna som studerats är av översiktlig natur, dvs de kräver relativt få indata och är relativt användarvänliga. Detta för att kunna användas av det svenska VA-kollektivet, samt för att det vanligtvis finns relativt få indata tillgängligt. Olika faktorer (t.ex. vattnets uppehållstid i anläggningen) förhållanden till reningsprocesser och förväntade reningseffekter har översiktligt beaktats och diskuterats för vissa metoder.

Det som bör observeras och bara finns beaktat för vissa dimensioneringsmetoder är att avskiljning av exempelvis näringsämnen kan kräva större anläggningsdimensioner än avskiljning av t.ex. starkt partikelbundna föroreningar som bly. Den förorening som är viktigast att avskilja beror på recipientens tillstånd. Om det är viktigast att minska igenväxningen av en sjö är det viktigt att minska belastningen av fosfor på sjön. Nederbördsstatistiken bör också studeras vidare.

Att använda sig av modeller för beräkningarna rekommenderas också eftersom detta möjliggör jämförelser mellan metoder och kontrollberäkningar (känslighetsanalyser) av hur stor betydelse olika parametervärden har. Dagvattenmodellen STORMTAC (Larm, 2000 och Larm och Holmgren, 1999) har vidareutvecklats för detta syfte och kan användas för att automatisera arbetet och därmed spara mycket tid och minska risken för felaktiga beräkningar. Modellen som inkluderar samtliga parametrar och ekvationer i denna rapport jämte databaser med använd nederbördsstatistik beskrivs kortfattat i Kapitel 1.3.4.

1.3.4. Modellbeskrivning

Den tidigare utvecklade dagvattenmodellen STORMTAC (mer utförligt beskriven i Larm, 2000 och Larm och Holmgren, 1999) har använts och vidareutvecklats för beräkningarna. Ett förenklat flödes-schema över modellen presenteras i Fig. 1.1. STORMTAC beräknar föroreningstransport i dagvatten och kan användas för dimensionering av dagvattenreningsanläggningar (*våta dammar, översilningsytor, konstruerade våtmarker, öppna diken och svackdiken*) och utjämningsmagasin.

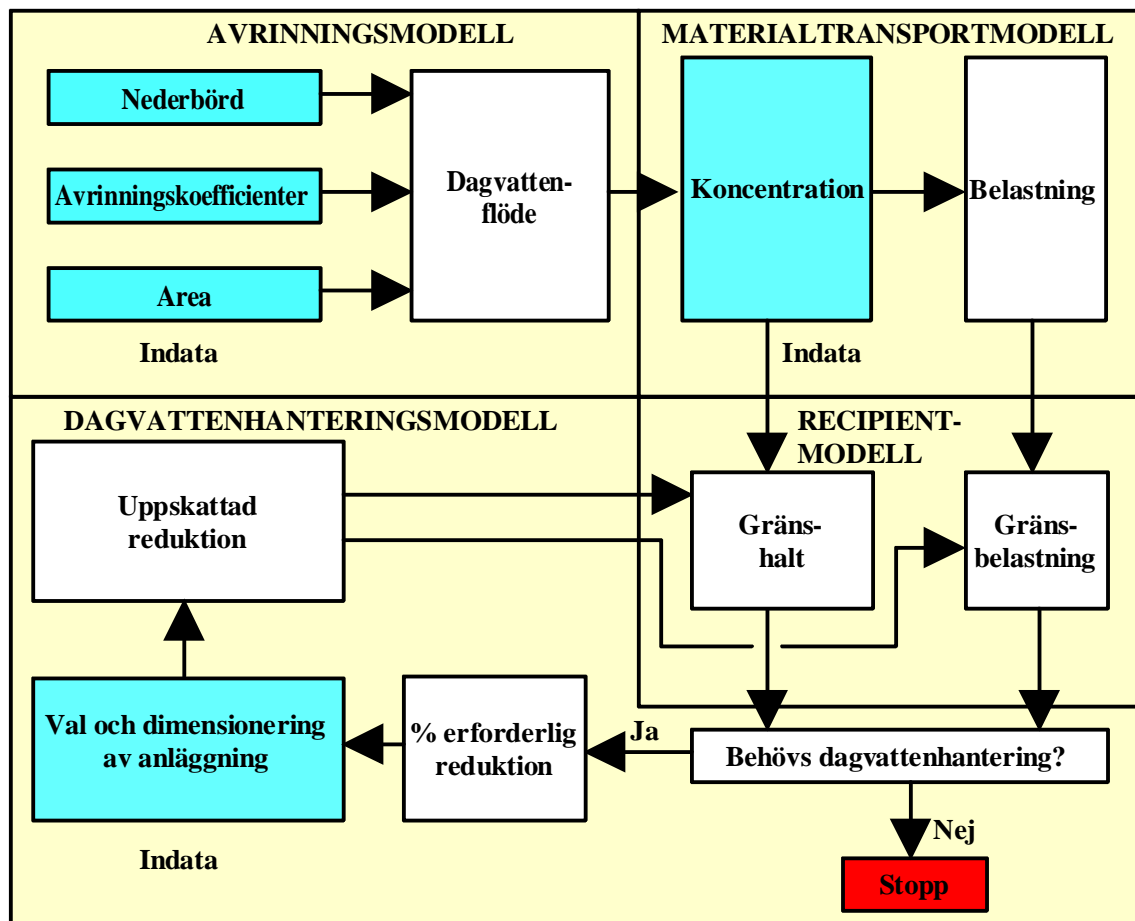
Samtliga ekvationer som presenteras i denna rapport inkluderas i modellen, med koppling till markanvändningen och areor inom det avrinningsområde som skall studeras. Även mer detaljerade dimensioneringsrutiner (som ej redovisas i denna rapport) inkluderas i modellen. I resultatavsnittet i denna rapport visas några av resultaten av beräkningarna på de tre fallstudierna. I STORMTAC utgör alltså avrinningsområdet basen för beräkningarna. Detta innebär att systemgränsen är naturlig och inte administrativ (t.ex. kommungränsen).

STORMTAC är utvecklad i programmet Excel och programmeringen har skett i Visual basic. Modellen är enkel att använda, erfordrar lite indata och inkluderar enkla procedurer för verifiering och kalibrering. Modellen beaktar både punktvisa och diffusa föroreningslaster, basflöde och atmosfärisk deposition. Modellresultaten kan länkas till andra databaser och GIS-modeller. Det senare har utförts i projekt för Tyresö och Botkyrka kommuner.

STORMTAC inkluderar databaser med nederbördsdata, avrinningskoefficienter, föroreningshalter och reningseffekter. Avrinningsområdets yta (ha) per markanvändning (t.ex. villor, vägar och skog) är enda obligatoriska indata. De inkluderade databaserna kan hjälpa användaren att utföra mer tillförlitliga beräkningar genom att låta denna välja andra indata såsom nederbörd (mm/månad eller mm/år) och avrinningskoefficienter. I Bilaga 4 presenteras exempel på markanvändning och avrinningskoefficienter. I modellen resulterande vattenflöden, avrinningskoefficienter och massflöden kan variera från år till år och från månad till månad, vilket inte skulle ha varit fallet om enhetslaster (kg/ha/år) hade använts. Trafikintensitet (fordon/dygn) behövs om föroreningslaster från större vägar inom avrinningsområdet skall uppskattas.

Modellparametrarna kan kalibreras mot mätdata för att säkerställa att plats specifika förhållanden beaktas. I sådana fall behövs även uppmätt flöde ($m^3/år$ eller $m^3/månad$), lokal nederbörd (mm/år eller mm/månad) och uppmätta koncentrationer (mg/l eller $\mu g/l$). Modellen uppdateras och kalibreras kontinuerligt med data, dvs utnyttjar de senaste värdena av exempelvis schablonhalter.

Excelmodellen har utvecklats för att automatisera beräkningarna genom att använda schablonvärden som är specifika för varje markanvändning. Den är bäst lämpad för långsiktiga prediktioner. Dagvattenflöden beräknas från nederbördsdata, områdesspecifika avrinningskoefficienter och uppskattade areor. Föroreningarnas massflöden (kg/år eller kg/månad) kvantifieras från beräknat flöde och från schablonhalter. Schablonhalterna uppskattas empiriskt från en stor mängd flödesproportionerligt uppmätta koncentrationer, vilket bidrar till deras generellt accepterade användning för denna typ av materialtransportberäkningar.



Figur 1.1 Förenklat flödesschema över dagvattenmodellen STORMTAC (Larm, 2000; Larm och Holmgren, 1999). Modellens startsida utgörs av liknande klickbara boxar och rullningsmenyer för val av parametrar och dimensioneringsmetoder. Vid pilarna visas värden som automatiskt ändras med ändrad indata.

Nedan sammanställs exempel på modellens användningsområden:

- beräkna dagvattenflöden, koncentrationer och mängder av föroreningar i utsläppspunkterna och från olika markanvändning.
- identifiera de största föroreningskällorna och utsläppsplatserna till en recipient.
- uppskatta den föroreningsreduktion som erfordras för att nå mer hållbara förhållanden i recipienterna.
- identifiera och besluta var det är bäst att implementera dagvattenreningsanläggningar såsom *våta dammar, översilningsytor, konstruerade våtmarker och öppna diken*.
- välja och dimensionera (area/voly) åtgärd.
- uppskatta effektiviteten av den dimensionerade reningsanläggningen.
- upprätta ett kontrollprogram genom att uppskatta sannolika värden på flöden och halter och därmed undvika analysvärden som är under detektionsnivån.
- jämföra uppmätta/provtagna data med beräknade.
- ställa upp vatten- och massbalanser samt beräkna uppehållstider vid olika flödesfall.

STORMTAC har tillämpats t.ex. på följande fallstudier, där * indikerar att kalibrering eller jämförelse mot mätdata utförts: Nybohov*, Stockholm (bostadsområde), Essingeleden*, Stockholm (väg), Sätra*, Stockholm (bostadsområde), Flemingsbergsviken*, Huddinge (blandat), Tyresö kommun (blandat), Fittja, Botkyrka (bostadsområde), Reykjavik, Island (bostadsområde), Kaliningrad, Vitryssland (väg), Titicacajön, Peru och Bolivia (blandat).

1.4. BEGREPPSFÖRKLARING

I detta avsnitt förklaras begrepp som används i rapporten. De begrepp som finns förklarade har kursiv stil i rapporten.

Regndjup Vattendjup för ytavrinnande dagvatten.

Avrinningskoefficient En *avrinningskoefficient* i denna studie avser egentligen en s.k. volym-avrinningskoefficient eller mängdavrinningskoefficient, dvs en enhetslös konstant som uttrycker ”förhållandet mellan avrunnen vattenvolym och nederbörds mängd”(VAV P31, 1976) . TNC 65 (1977) använder definitionen ”kvot av avrinning från ett område och nederbörden över samma område”. *Avrinningskoefficienten* uttrycker med andra ord hur stor del av nederbörden som bidrar till avrinning (dagvatten) efter ”förluster” såsom evapotranspiration (evaporation+transpiration), ytvattenlagring (vattenpölar o.dyl.), infiltration och *interception* (del av nederbörden som adsorberar till växtligheten).

Basflöde Avrinning vid torrväder inkluderande dräneringsvatten från naturlig lagring i grundvatten och sjöar samt fördröjd avrinning under mark (fritt översatt från James, 1995).

Dagvatten Följande definition på *dagvatten* föreslås här: ”Den del av vattnet från nederbörd (regn, snö eller smältvatten) eller spolvatten som avrinner öppet på hårdgjorda ytor, på öppen mark eller i diken eller uppsamlas och transporteras i en separat dagvattenledning eller i en kombinerad ledning tillsammans med spillvatten. Transporten sker till vatten- eller markrecipienter eller till avloppsreningsverk”. Enligt TNC 65 (1977) är definitionen ”ytligt avrinnande regnvatten och smältvatten”.

Initiell regnförlust Den del av regnet som kommer före avrinningens början och som inkluderar *interception*, ytvattenlagring och infiltration. Värdet på den *initiella regnförlusten* visar vid vilket minsta regndjup som det bildas ytvattenavrinning.

Interception Den del av nederbörden som fastnar på vegetationen och som sedan avdunstar. Den når aldrig ytan.

Konstruerad våtmark Med *konstruerade våtmarker* avses anläggningar bestående till huvuddelen av en våtmarksdel men även av fördamm (inloppsbygg) och ofta även en utloppsbygg. Dessa olika delar har specifika vattendjup m.m.

R^2 r-kvadratvärde (0-1) som kan tolkas som variansen i y jämfört med variansen i x. Ett högt värde (ungefär ≥ 0.8) innebär t.ex. att en ekvation ger en kurva/linje som väl representerar mätpunkterna kring denna.

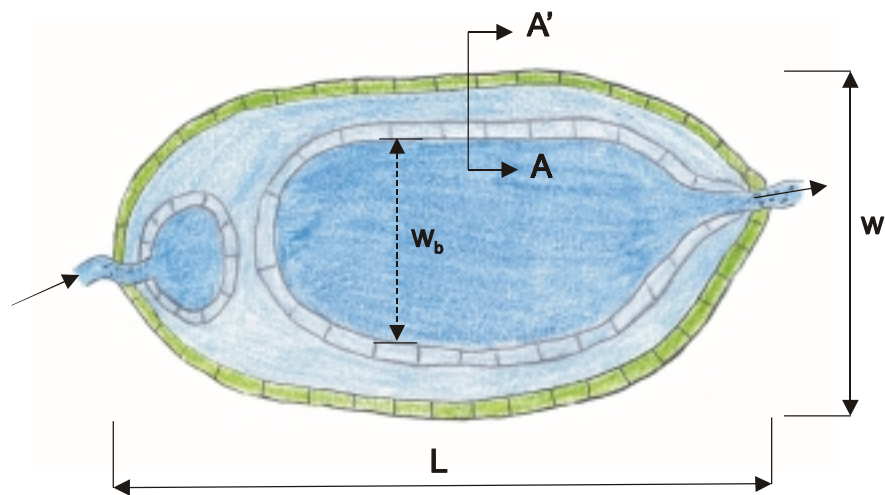
Regressionskonstant Konstant som uttrycker förhållandet mellan medelvärdet av en godtyckligt eller slumpmässigt vald variabel och motsvarande värden på en eller fler oberoende variabler.

| | |
|------------------------|---|
| <i>Svackdike</i> | Brett vegetationsklätt dike med svag släntlutning (eng. ”swale”) (James, 1995). |
| <i>Våt damm</i> | En dagvattenreningsanläggning i form av en damm som har en permanent vattenyta som delvis eller helt byts ut mot dagvatten under avrinningstillfällen. |
| <i>Öppet dike</i> | Dike med relativt kraftig släntlutning |
| <i>Översilningsyta</i> | <i>Översilningsytor</i> är anlagda eller befintliga vegetationsklädda ytor som utformas för att ta emot ett jämnt utspritt dagvattenflöde över ytans hela bredd istället för ett koncentrerat inflöde från en punkt. En del av vattnet rinner på ytan och en del infiltrerar genom marken. Ytan är mycket svagt lutande. Enligt James (1995) menas en vegetationsyta för att bromsa avrinnande vattenflöde och som medverkar till avsättning av transporterat material och därmed bidrar till att reducera sedimentlasten i dagvattnet. |

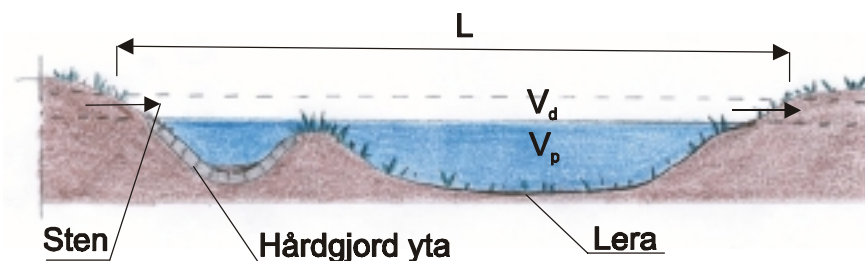
2. FÖRSLAG PÅ UTFORMNING

2.1. VÅTA DAMMAR

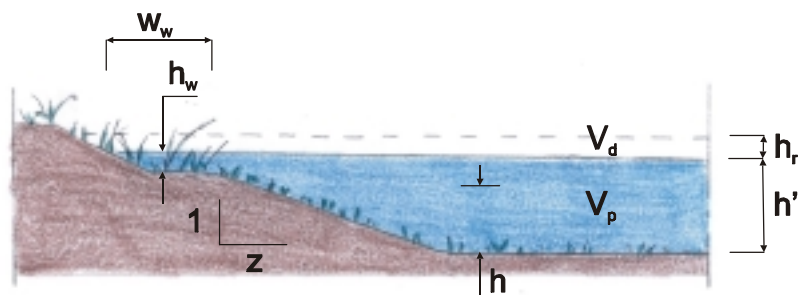
En *våt damm* är en dagvattenreningsanläggning i form av en damm som har en permanent vattenyta som delvis eller helt byts ut mot dagvatten under avrinningstillfällena. En temporär reglervolym erhålls över denna permanenta yta för att ta emot dagvatten och förbättra sedimenteringen i dammen (Urban Drainage and Flood Control District, 1999). Sedimentering är den viktigaste reningsprocessen, men även andra reningsprocesser kan vara betydande, t.ex. växtupptag. En *våt damm* kräver generellt ett *basflöde* för att upprätthålla den permanenta vattenytan.



Figur 2.1 Plan över *våt damm* (ej skalenlig).



Figur 2.2 Profil över *våt damm* (ej skalenlig).



Figur 2.3 Sektion A'-A över *våt damm* (ej skalenlig).

Tabell 2.1 Utformning av våta dammar

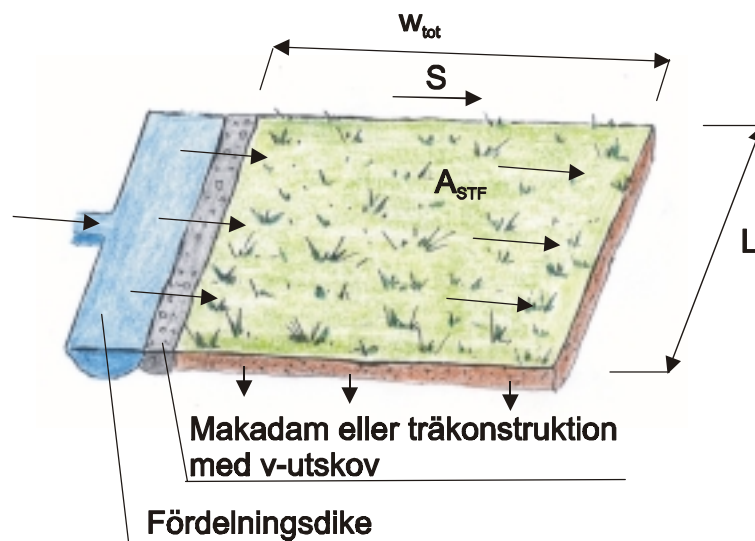
| | Storlek/kommentarer | Referenser |
|--------------------------------|---|--|
| Vattendjup | Medeldjup, exklusive eventuell grund växtzon runt dammen, 1.5-2 m, mindjup 1.2 m, maxdjup 3.5 m. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 1998; Vägverket, 1998; SEPA, 1997; Hvitved-Jacobsen et al, 1994; Larm, 1994; |
| Släntlutning | ≤1:3 (≤1:4 över permanent vattenyta); avser säkerhet, skötsel och reningseffekt. Minimum 1:2 om markens stabilitet klarar detta. Helst 1:5 till 1:10, men detta ger större ytbehov. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Vägverket, 1998; SEPA, 1997; Hvitved-Jacobsen et al, 1994; Larm, 1994 |
| Längd:bredd | >2:1 ¹⁾ (≥3:1 rekommenderas). | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Larm, 1994 |
| Absolut minimumarea damm | ≥150 m ² (minbredd 8 m, minlängd 20 m) | Fransson och Larm, 2000 |
| Rekommenderad minimumarea damm | >0.25 ha (2500 m ²) | Schueler, 1987 |
| Markens genomsläpplighet | Infiltrationshastighet <10 ⁻⁹ m/s motsvarande lera rekommenderas, annars används tät duk, tillsätts lera eller dylikt på botten och kanter upp till nivån för den permanenta vattenytan. Botten kan efter en tid sättas igen med fina sediment och bli relativt impermeabel. | Fransson och Larm, 2000 Urban Drainage and Flood Control District, 1999 |
| Avrinningsområde | 10-100 ha | Lönnngren, 1995; Schueler, 1987 |
| Vegetation | Kan planteras i dammens grundare delar. Vattenväxter kan uppta 25-50% av dammytan. | SEPA, 1997 |
| Form | Gradvis expanderande från inloppet och gradvis kontraktion mot utloppet (minskar uppkomst av kortslutningsströmmar). | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Form | Meandring estetiskt (landtungor eller bottenförankrade skärmar). | Vägverket, 1998 |
| Inlopp | Inloppskonstruktion (t.ex. stenar eller en spridningsbank) för att sprida vattnet in till dammen rekommenderas. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Stahre och Urbonas, 1993. |
| In- och utlopp | Stentrappor vid in- och utlopp kan användas för luftning. | - |
| Utlopp | Utloppet dimensioneras för en tömningstid av reglervolymer på 12-24 (max 48) timmar. På så vis kan dammen rena avrinnande vatten från även nästkommande regn. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Urbonas, Roesner och Guo, 1996; 20-40 timmar enligt Stahre och Urbonas, 1993 |
| Utlopp | Nödutlopp dimensioneras efter minst 25-100-årsregn (flera nödutlopp kan anläggas med allt större dimension högre upp, från 2-års regn till 100-årsregn). | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Utlopp | Överfall (v-skibord) eller rör ger en utjämnings-effekt vilket i det avseendet är att föredra framför ett rakt skibord. | Persson, 1999 |
| Utlopp | Utloppet anläggs gärna dämt (möjliggör avskiljning av oljefilm). | Vägverket, 1998 |
| Utlopp | Rensgaller på utloppsröret rekommenderas. | Vägverket, 1998 |
| Skötsel | Skötselåtkomst för fordon till inlopp och utlopp. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Övrigt | Dammen kan ligga delvis under grundvattennivån. Fördelen med detta är att det blir lättare att hålla | - |

| | | |
|--------|--|---|
| | en permanent vattenyta även under torrperioder. | |
| Övrigt | Växtzon (litteral zon) runt dammen med vattendjupet 0.15-0.3 (max 0.45 m), bredden >2-3 m och mycket låg släntlutning (<1:40) rekommenderas om utrymme finns. Arean av växtzonen=25-40% av arean permanent vattenyta. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Schueler, 1992 |
| Övrigt | Sedimenteringsdamm som separat del eller som en första del vid inloppet. Botten hårdgjord nära inloppet. Fördammen bör utgöra ca 10% av den permanenta vattenytan. Volymen av fördammen bör vara 5-10% av regleringsvolymen. | WEF och ASCE, 1998 |

¹⁾ Avseende förhållandet mellan längd och bredd har forskningsresultat (Persson, 1999) visat att mängden inaktiva död-zoner i dammen minskar med ett ökande längd-bredd förhållande. Ett högt värde ger således också en hög effektiv volym. Praktiskt sett så kan man dock säga att ju högre värde på detta förhållande som används ju mer lik blir dammen ett *öppet dike*. Ett *öppet dike* kan innebära högre vattenhastigheter och sämre reningseffekt än i dammar. Det utrymme som finns att tillgå måste också beaktas vid valet av värdet på förhållandet mellan längd och bredd. Om ett så lågt värde som 2:1 används finns risk för uppkomst av död-zoner men denna risk kan minskas genom att konstruera landtungor eller bottenförankrade flytlänsar (plastduk). Sådana konstruktioner innebär att förhållandet mellan längd och bredd ökar. Andra tekniker kan vara att använda vallar och öar (Persson, 1999). Detta medför att den effektiva dammarean liksom reningseffekten ökar.

2.2. ÖVERSILNINGSYTOR

Översilningsytor är anlagda eller befintliga vegetationsklädda ytor som utformas för att ta emot ett jämnt utspritt dagvattenflöde över ytans hela bredd istället för ett koncentrerat inflöde från en punkt. En del av vattnet rinner på ytan och en del infiltrerar genom marken. Detta innebär att avrinningsvolymen och indirekt det bidragande områdets storlek är begränsad. Föroreningsbelastningen bör inte vara för stor eftersom marken till del tjänstgör som recipient. Tillrinningsområdets ”tillåtna” storlek beror på *översilningsytans* bredd, längd och marktyp. *Översilningsytor* har en flödesutjämnande funktion vid mindre regn och en låg till måttlig avskiljningsförmåga. De kan även bidra till att reducera storleken på anläggningar nedströms (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).



Figur 2.4 Principskiss över en *översilningsyta* (ej skalenlig).

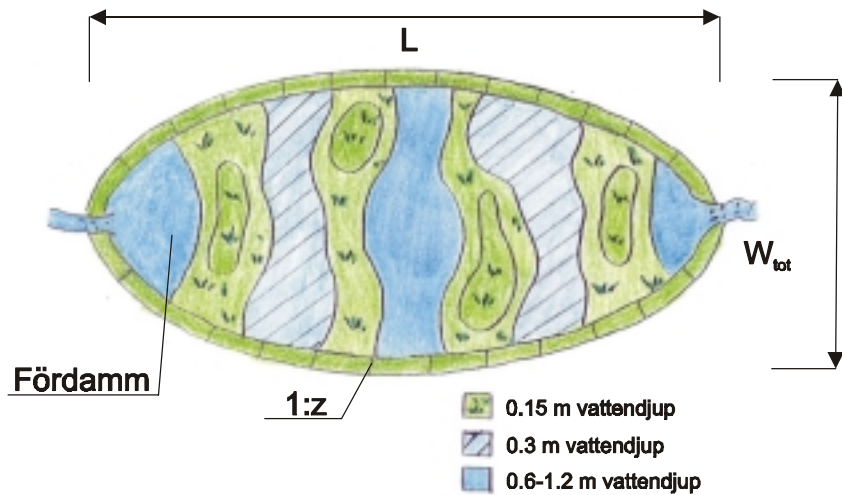
Tabell 2.2 Utformning av *översilningsytor*

| | Storlek/kommentarer | Referenser |
|---------------------|--|--|
| Längd | >5-25 m | Fransson och Larm, 2000; Nordfeldt, 1998 |
| Bredd | >2.5-3 m | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Vägverket, 1998 |
| Avrinningsområde | <5 ha | |
| Form | Rektangulär form rekommenderas. | |
| Inlopp | Någon form av fördelningsanordning erfordras för att sprida vattnet jämnt över ytan. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Gräshöjd | 50-100 mm | |
| Dim. flödeshöjd | 50 mm lägre än vegetationshöjd (gräshöjd) | |
| Marktyp | Gräs eller skogsmark, lerhaltiga jordar eller jordar med organiskt material rekommenderas. Träd kan planteras på ytan. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Schueler, 1992. |
| Längsgående lutning | 2-5% rekommenderas. Max 15%. Min 1%. <4% enligt Urban Drainage and Flood Control District, 1999. <7% rekommenderas enligt VAV P46, 1983. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Fransson och Larm, 2000; Vägverket, 1998; Urbonas, 1997; Schueler, 1992; VAV P46, 1983. |
| Övrigt | Makadamdränering kan användas där markens genomsläpplighet är liten och för att hjälpa till att hålla ytan torr. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Övrigt | Ytvattenavrinningen från <i>översilningsytan</i> kan samlas upp och transporteras vidare i t.ex. ett <i>svackdike</i> eller i en dagvattenledning. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |
| Övrigt | Grundvattenytan bör ligga minst 0.5 meter under markytan. | VAV P46, 1983. |
| Övrigt | Jämn yta med jämn lutning för att förhindra uppkomsten av stående vatten på vissa platser. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999. |

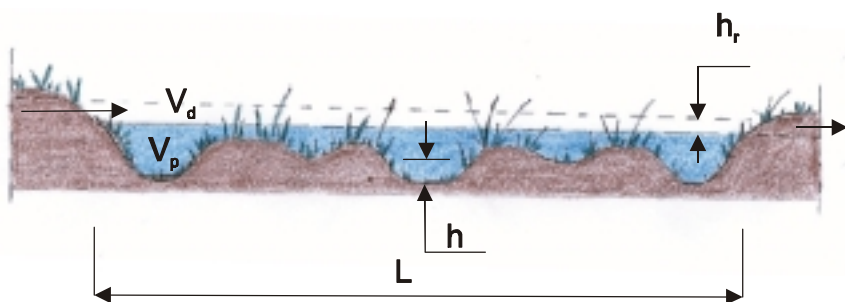
Enligt litteraturuppgifter från USA bör högst 2 körfält bidra till översilningen och trafikintensiteten bör vara mindre än 30 000 fordon/dygn (Vägverket, 1998).

2.3. KONSTRUERADE VÅTMARKER

Med *konstruerade våtmarker* avses anläggningar bestående till huvuddelen av en våtmarksdel men även av fördamm (inloppsbygg) och ofta även en utloppsbygg. Dessa olika delar har specifika vattendjup m.m.



Figur 2.5 Plan över konstruerad våtmark (ej skalenlig) med exempel på vattendjup.



Figur 2.6 Profil över konstruerad våtmark (ej skalenlig).

Tabell 2.3 Utformning av konstruerade våtmarker

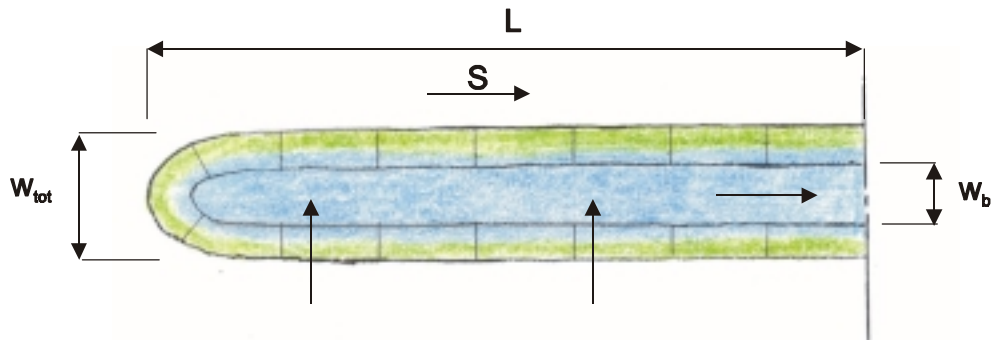
| | Storlek/kommentarer | Referenser |
|--|---|---|
| Markens genomsläpplighet | Låg | |
| Inlopp | Fördelas för att sprida vattnet jämnt över våtmarken | |
| Form | Gradvis expansion från inlopp och gradvis kontraktion till utlopp (förhindrar kortslutningsströmmar), Ovalformad med utlopp och inlopp på motsatta kortsidor. Kanal undviks (bättre med jämn spridning efter fördamm över våtmarken). | WEF och ASCE, 1998 Roesner, 1999 |
| Längd/bredd | 3:1 (2:1-4:1) | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 1998 |
| Medelvattendjup, hela våtmarken | 0.5-0.75 m | SEPA, 1997 |
| Våtmarkszon med dränkt ("emergent") vegetation (andel, vattendjup) | 60% (50-100%), 0.22 m (0.15-0.3 m); 1/3-1/2 av zonen bör vara 0.15 m djup. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999 SEPA, 1997 |
| Fördamm+fria vattenytor (andel av totalyta, vattendjup) | 40% (0-50%), 0.9 m (0.6-1.2 m) | SEPA, 1997 |
| Fördamm | Volym fördamm 5-10% av våtmarkens reglervolym. | |
| Fördamm | Maxdjup 2 m | SEPA, 1997 |
| Fördamm | Fast körbar botten för fordon för sedimentborttagning, inloppet bör kunna bryta och sprida inflödet, utloppet bör kunna sprida vattnet över våtmarkszonen och kan utformas så att våtmarken kan torrläggas (och sedimenten torka). | |
| Släntlutning | ≤1:5 rekommenderas (≤1:3-1:4) | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; SEPA, 1997 |
| Avrinningsområde | >4-10 ha | Schueler, 1992 |
| Övrigt | En reglervolym över den permanenta vattenvolymen kan användas. Reglerhöjden måste vara mindre än 0.6 meter. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; SEPA, 1997 |
| Övrigt | Kombineras med dammar (försedimentering) | |
| Övrigt | Tillräckligt <i>basflöde</i> , generellt >0.023 l/s/ha (omräknat från 0.002 cfs/acre), för att förhindra uttorkning | Schueler, 1992 |

Det är svårt att utforma små utlopp från fördammen som inte sätter igen. En serie v-formade eller sågformade överfall kan vara lämpliga (WEF och ASCE, 1998).

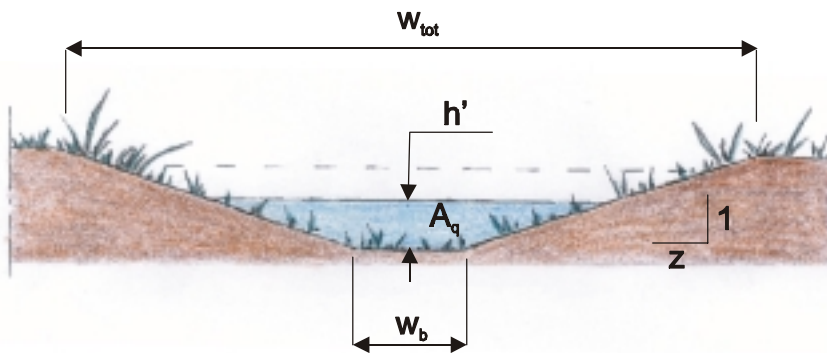
Ett nettoflöde på årsbasis skall finnas och skall vara större än förlusterna. En konstant källa av ytvatten (ett *basflöde*) rekommenderas. Ekv. (3.10) kan användas (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).

2.4. ÖPPNA DIKEN OCH SVACKDIKEN

Med *öppna diken* avses diken med relativt kraftig släntlutning och med *svackdiken* avses diken med svag släntlutning.



Figur 2.7 Plan över öppet dike (ej skalenlig).



Figur 2.8 Sektion över öppet dike (ej skalenlig).

Tabell 2.4 Utformning av öppna diken och svackdiken (eng. ”Swales”).

| | Storlek/kommentarer | Referenser |
|-------------------------------|---|---|
| Bredd | Ju bredare desto bättre eftersom stor bredd ger låg vattenhastighet. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999 |
| Bottenbredd | 0.5-3.0 m | Vägverket, 1998 |
| Minsta längd | >60 m | Vägverket, 1998 |
| Släntlutning | ≤1:3 (diken), ≤1:4-5 (svackdiken) | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Vägverket, 1998 Novotny, 1995 |
| Längslutning | 2% (0.5-6%) för diken. Om >2% använd åtgärder för reduktion av vattenhastighet. 0.2-1% för svackdiken. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Vägverket, 1998 SEPA, 1997 |
| Marklutning före konstruktion | <4-6% (svackdiken). | Urban Drainage and Flood Control District, 1999 |
| Vattendjup | <0.3-0.5 m, max 0.9 m (diken), <0.1 m (svackdiken) | Vägverket, 1998 SEPA, 1997 |
| Bottennivå | >0.3-0.6 m över säsongshögsta grundvattennivån | |
| Form | Trapetsformat eller paraboliskt tvärsnitt rekommenderas (bättre än v-format ur erosionssynpunkt och ger bättre reningseffekt) | Vägverket, 1998 |
| Övrigt | Undviks vid vägar där bilar står parkerade. | |
| Övrigt | Gräsklippning utförs ca 1-2 gånger per år. | |
| Övrigt | Om stående vatten eller ett basflöde bedöms uppträda och om man vill undvika detta så kan dränering anläggas under dikesbotten. | Urban Drainage and Flood Control District, 1999 |
| Övrigt | Vattentåligt gräs används. | |

3. REDOVISNING AV DIMENSIONERINGS- METODER

Det bör observeras att samma dimensioneringskriterier som används för fördröjningsanläggningar (med huvudsyftet att utjämna toppflöden) inte kan användas för att dimensionera anläggningar vars huvudsyfte är föroreningsreduktion, se vidare kap 6 Diskussion. Här avses endast reningsanläggningar.

Det finns ett behov av enkla men samtidigt tillförlitliga metoder för uppskattning av erforderliga volymer och areor för dagvattenreningsanläggningar. Ingen förenklad metod kan dock ersätta detaljerade och plats specifika utredningar. De förenklade metoder som presenteras i denna studie kan vara till hjälp att uppskatta storleken av dessa anläggningar under projektens planeringsskede eller för att göra initiella uppskattningar över vilka landtytor som man behöver ställa till förfogande för anläggningarna i ett planerat område.

Denna metodstudie gör ej anspråk att vara fullständig utan snarare skall sammanställningen ses som en exempelsamling över metoder som kan användas. Ett urval har dock skett och metoderna har i viss mån prioriterats och utvärderats. Många metoder/ekvationer presenteras t.ex. i bilaga. Fortsatta/framtida utvärderingar och användning av metoderna erfordras. Studiens värde ligger framförallt just i att utgöra en bas för fortsatt arbete att ta fram de mest relevanta ekvationer som kan användas under olika förhållanden och för olika dagvattenanläggningar. Det kanske största värdet ligger i de framtagna notationerna/beteckningarna för olika parametrar och i att normala värden för dessa presenteras.

Redovisning (checklista)

Följande punkter bör redovisas för en projekterad dagvattenanläggning:

- Plan och sektioner
- Normal och maximal vattennivå (m)
- Inflöde och utflöde vid dimensionerande regn (l/s)
- Skisser på in- och utloppsanordningar, inkluderande eventuella arrangemang för bräddning vid större inflöde än vid dimensionerande regn
- PM
- Teknisk beskrivning och mängdbeskrivning
- Åtkomst för skötsel
- Skötselplan
- Uppföljningsprogram

3.1. ALLMÄNNA EKVATIONER FÖR ALLA ANLÄGGNINGAR

3.1.1. Specifika notationer för de allmänna ekvationerna

Följande notationer och enheter gäller specifikt för de allmänna ekvationerna.

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|------------|--|----------------|---|
| φ | Avrinningskoefficient | | |
| A | Area, avrinningsområde | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| h | Medelvattendjup för hela dammen eller våtmarken. | m | 1.25 (1-2) m (damm), 0.5-0.75 m (våtmark). |
| N_{dad} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_d | - | 1.0-2.5 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 400-900 mm/år p =precipitation |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | l/s | |
| Q_{in} | Inflöde | l/s | |
| r_{da} | Årligt medelnederbördsdjup | mm | 3-8 mm i Stockholm. Nytt regn när tid mellan regn >6 h. Endast regn >1.0 mm (0.5-2.5 mm) bidrar till avrinning. |
| t_{ra} | Regnets medelvaraktighet | h | 11 (7-14) h för medelregn, Stockholm. |
| V | Vattenvolym, anläggning | m ³ | |

3.1.2. Dimensionerande flöde

Traditionellt har det dimensionerande flödet baserats på intensiva regn med återkomsttider på 1-10 år och varaktigheter på ca 10 minuter, se Ekv. (7.7). Litteraturstudier har visat att användningen av sådana dimensionerande flöden ej ger kostnadseffektiva dimensioner på dagvattenreningsanläggningar. Dimensionerna blir alldeles för stora vilket faktiskt kan ge sämre reningseffekt beroende på att stora utloppsdimensioner ger korta uppehållstider vid mindre regn och det är vid mindre regn som den största föroreningsmängden transporteras sett på årsbasis. Det rekommenderas att flöden från intensiva regn endast används när huvudsyftet är utjämning och inte rening samt för kontroll av högsta vattennivåer och för dimensionering av nödutlopp för att förhindra översvämning. I sådana fall bör kontroll även ske på regn med återkomsttiderna 50-100 år beroende på hur allvarliga effekter som en översvämning kan orsaka.

Ekvationerna (3.1) och (3.2) visar två alternativa metoder att uppskatta det flöde som reningsanläggningar kan dimensioneras efter. Det bör dock nämnas att långt ifrån alla dimensioneringsmetoder baseras på dessa två ekvationer.

Enligt Ekv. (3.1) är det dimensionerande flödet lika med eller upp till 2.5 gånger årligt medelflöde under ett medelregn. N_{dad} är alltså normalt mellan 1.0-2.5.

$$Q_{dim} = \frac{100N_{dad}r_{da}\varphi A}{36t_{ra}} \quad (3.1)$$

Enligt Ekv. (3.2) är det dimensionerande flödet lika med N_{dad} gånger årsmedelflödet. N_{dad} i detta sammanhang är normalt mellan 1.0-2.0.

$$Q_{\text{dim}} = N_{\text{dad}} Q_{\text{in}} = \frac{10 N_{\text{dad}} p \varphi A}{31536} \quad (3.2)$$

3.1.3. Anläggningens volym

Anläggningens volym erhålls generellt enligt Ekv. (3.3).

$$V = h A_{\text{STF}} \quad (3.3)$$

3.2. VÅTA DAMMAR

3.2.1. Notationer för dammar

Följande notationer och enheter gäller för dimensioneringskriterierna.

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|-------------|---|--------------------|--|
| ϕ | Avrinningskoefficient | | |
| A | Area, avrinningsområde | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A'_{STF} | Fiktivt ytbehov, anläggning | m ² | Teoretisk area vid vertikal släntlutning. STF=Stormwater Treatment Facility |
| a_1 | Regressionskonstant | | 0.7-1.0 |
| a_2 | Regressionskonstant | | 1.9-6.7 (Stockholm), 1.3-1.6 (USA) |
| A_l | Area växtzon (litteral zon) runt damm. | m ² | $A_l=25-45\%$ av A_p . |
| A_p | Area permanent vattenyta | m ² | |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| h | Medelvattendjup för hela dammen . | m | 1.25 (1-2) m |
| h' | Medelvattendjup i den del av dammen som ej utgörs av slänter och växtzon. | m | 1.2-3 m |
| h_r | Högsta vattendjup för regleringsvolymen i en damm | m | 0.9-1.5 m |
| h_w | Vattendjup för våtmarkszon runt damm | m | 0-0.5 m |
| I | Procent impermeabel yta | % | 0-100 |
| k_1 | Regressionskonstant | - | Ämnesspecifika värden. Olika för om ekvationen är linjär eller exponentiell. |
| k_2 | Regressionskonstant | - | Ämnesspecifika värden. Olika för om ekvationen är linjär eller exponentiell. Ej framtaget. |
| $K_{A\phi}$ | Regressionskonstant | - | 200-500 |
| K_v | Regressionskonstant | m | 100-300 |
| L | Längd, anläggning | m | |
| N_{dl} | Antal gånger reglervolymen | - | 1-1.5 |
| N_{dad} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_d | - | 1.0-2.5 |
| N_{dap} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_p | - | 1.0-4.0 |
| N_r | Årligt antal avrinningstillfällen | år ⁻¹ | 90 (60-110) |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 400-900 mm/år p =precipitation |
| p_{max} | Regndjup under ett maxdygn | mm/dygn | 30 (28-48) mm/dygn |
| Q_b | Basflöde | m ³ /år | Uppmäts säsongvis eller beräknas. |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | l/s | |
| Q_E | Avdunstning, evaporation | l/s | |
| Q_{ET} | Evapotranspiration från växter i damm | l/s | |
| Q_{in} | Inflöde | l/s | |
| Q_{inf} | Läckage till grundvatten via infiltration | l/s | |
| Q_{net} | Nettobasflöde | l/s | |
| Q_{out} | Utflöde | l/s | |
| Q_p | Inflöde via nederbörd direkt på anläggningens yta | l/s | |

| | | | |
|-----------|---|-------|---|
| r_d | Regndjup | mm | 18 (5-35) mm. |
| r_{da} | Årligt medelnederbördsdjup | mm | 3-8 mm i Stockholm. Nytt regn när tid mellan regn >6 h. Endast regn >1.0 mm (0.5-2.5 mm) bidrar till avrinning. |
| RE | Reningseffekt | % | |
| r_r | Avrinningsvolym | mm | $r_d \times \varphi$ |
| r_s | Ytvattenlagring (initiell regnförlust) | mm | 0.6-1.5 mm |
| t_d | Hydraulisk uppehållstid | h | 24 h krävs för att behandla mindre regn. 12-24 h normalt. |
| t_{out} | Tid för utflöde, tömningstid | h | 12-24 (6-48) h |
| t_{rl} | Regnets varaktighet | h | 24-336 h |
| t_{ra} | Regnets medelvaraktighet | h | 11 (7-14) h för medelregn, Stockholm. |
| V | Vattenvolym, anläggning | m^3 | |
| w | Bredd av högsta vattennivå | m | w=width |
| w_b | Bottenbredd, damm | m | w=width |
| V_d | Regleringsvolym (maxnivå-nivå permanent vattenyta) | m^3 | d=detention |
| V_p | Permanent vattenvolym, anläggning | m^3 | |
| v_p | Sjunkhastighet, partiklar (SS) i vatten | m/h | 0.15 (0.04-0.25) m/h normalt vid dimensionering. 1.0=max använt. |
| V_r | Vattenvolym, avrinning vid medelavrinningstillfälle | m^3 | |
| w_w | Bredd av våtmarkszon runt dammen | m | 1-3 m |
| z | Släntlutning, 1:z | | 3-6 |

3.2.2. Allmänt avseende dimensionering av våta dammar

I detta avsnitt presenteras vad som gäller allmänt för de därefter presenterade dimensioneringsmetoderna.

Dammens permanenta volym (V_p) och dess reglervolym (V_d) bör beräknas separat och med hänsyn till huvudsyftet med dammen (Urban Drainage and Flood Control District, 1999). Om detta syfte är reduktion av näringsämnen så behövs generellt större dammvolym (högre värde på N_{dap} , se Ekv. (3.18)) än om syftet istället är reduktion av partiklar (SS), metaller etc.

$$V = V_p + V_d \quad (3.4)$$

I många referenser så har man ej beaktat denna uppdelning i volymer utan man anger bara hur man skall beräkna en dammvolym. Det framgår inte om det är den totala dammvolymen, reglervolymen eller den permanenta volymen. Detta medverkar till den stora skillnaden mellan resultat av använda dimensioneringsmetoder och ökar osäkerheten avseende dimensioneringen av dammar. Detta gäller speciellt för Metod 1 "Avrinningsdjup" och Metod 3 "Dimensionerande uppehållstid".

A'_{STF} är den fiktiva dammarean för vilken vertikal släntlutning gäller och där höjden h' är vattendjupet till den permanenta vattenytans maxnivå. Denna fiktiva area måste beräknas först när dimensioneringskriteriet anger en formel för volymen V . Därefter kan den verkliga arean (A_{STF}) beräknas enligt Ekv. (3.6)-(3.9). A'_{STF} beräknas enligt Ekv. (3.5). För Metod 2 och 4 beräknas en verklig area (A_{STF}) direkt.

$$A'_{STF} = \frac{V}{h'} \quad (3.5)$$

Ekv. (3.6)-(3.9) kan användas för att uppskatta verklig yta som behövs för dammen. Arean beräknas mer noggrant i modellen STORMTAC, med mer detaljerad indata såsom släntlutning, våtmarkszonens bredd m.m. Ekvationerna gäller för $A'_{STF} > 150 \text{ m}^2$, släntlutningen 1:3 och under förutsättning att dammens längd är 2-3 gånger dess bredd. Osäkerheten har uppskattats till endast 0-3%. Ekvationerna är beroende av dammytan.

Ekv. (3.6)-(3.7) gäller för en damm utan växtzon med grunt vatten runt dammens kant. Ekv. (3.6) gäller för $A'_{STF} < 1000 \text{ m}^2$.

$$A_{STF} = 1.2A'_{STF} + 15 \quad (3.6)$$

Ekv. (3.7) gäller för $A'_{STF} \geq 1000 \text{ m}^2$.

$$A_{STF} = 1.04A'_{STF} + 126 \quad (3.7)$$

Ekv. (3.8)-(3.9) gäller för en damm med en 2 meter bred växtzon med grunt vatten runt dammens kant. Ekv. (3.8) gäller för $A'_{STF} < 400 \text{ m}^2$.

$$A_{STF} = 2.1A'_{STF} - 144 \quad (3.8)$$

Ekv. (3.9) gäller för $A'_{STF} \geq 400 \text{ m}^2$.

$$A_{STF} = 1.07A'_{STF} + 191 \quad (3.9)$$

Upphållstider och vattenbalans

När dammens dimensioner (yt- och volymbehov) har beräknats rekommenderas att utföra kontrollberäkningar avseende upphållstider och vattenbalans.

Vattenbalans bör upprättas för att försäkra att *basflödet* är större än förluster via evaporation, evapotranspiration och infiltration. Det beräknas att *basflödet* är tillräckligt så att dammen inte torkar ut mellan regn, speciellt viktigt är detta att kontrollera för mindre avrinningsområden.

Ekv. (3.10) kan användas för kontroll av *basflödet* ($\text{m}^3/\text{år}$). Nettoflödet Q_{net} måste vara positiv.

$$Q_{\text{net}} = Q_{\text{in}} + Q_p - Q_E - Q_{ET} - Q_{\text{inf}} \quad (3.10)$$

Upphållstiden skall kontrolleras för olika flödesfall. Den skall vara tillräckligt lång för reningsprocesser, dvs inte för kort. Enligt Vägverket (1998) skall upphållstiden överstiga 20 h vid en maxdygns-regnintensitet på ca 30 mm/dygn, se Ekv. (7.14). Den bör inte heller vara för lång så att problem med lukt etc kan uppkomma. Mindre än 2-3 veckors upphållstid har eftersträvat i bostadsområden.

För dammar med en stor permanent volym i förhållande till reglervolym kan upphållstiden överslagsmässigt uppskattas enligt Ekv. (3.11).

$$t_d = \frac{V_p}{Q_{\text{in}}} \quad (3.11)$$

Olika Q_{in} bör testas, t.ex. vid årsmedel, medelregn, 2 gånger medelregnet och ett maxdygn. Regn med återkomsttiden 1-10 år och varaktigheten 10 minuter kan också kontrolleras men uppehållstiderna blir korta vid så pass intensiva avrinningstillfällen.

För dammar med relativt stora reglervolymer har Ekv. (3.12) tagits fram inom denna studie. Här erfordras uppgifter om utflödet från dammen. Utflödet beror på vald utloppsanläggning, t.ex. ett rör med viss dimension eller ett v-format skibord med viss vinkel.

$$t_d = \frac{V_p}{3.6Q_{in}} + \frac{V_d}{3.6Q_{out}} \quad (3.12)$$

3.2.3. Metod 1, Våta dammar. "Avrinningsdjup"

Volymen uppdelas i reglervolym (V_d) och permanent volym (V_p). Nedan visas 4 alternativa uttryck för V_d (Ekv. (3.13)-(3.16)) och 3 för V_p (Ekv. (3.17)-(3.19)). Vald ekvation för respektive volym används i Ekv. (3.4) för att erhålla den totala dammvolymer (V).

Reglervolym i dammar

Alternativ 1

Ekv. (3.13) överensstämmer med metod beskriven i Vägverket (1998). Begreppet "first flush" nämns i sammanhanget, dvs att den första delen av avrinningen behandlas eftersom den generellt tenderar innehålla störst föroreningsmängd. Enligt Vägverket (1998) rekommenderas att vid större regn än som motsvarar valt *regndjup* (r_d) måste överstigande flöde till dammen bräddas bort. På så sätt omhändertas denna first flush och dammen blir inte onödigt stor.

$$V_d = 10\phi Ar_d \quad (3.13)$$

Det finns olika uppgifter om vilket *regndjup* (r_d) som skall användas i formeln. Enligt några referenser är *regndjupet* olika för olika *avrinningskoefficienter*. $r_d=13$ (7-20) mm, motsvarande 130 m³/ha, för $\phi \leq 0.5$ och $r_d=25$ mm (250 m³/ha) för $\phi > 0.5$ ger behandling av mer än 90% av avrinningen enligt Urbonas, Roesner och Guo (1996). Ett samband mellan r_d och ϕ har tagits fram, se Ekv. (7.3). $r_d\phi$ kan alternativt uppskattas enligt Ekv. (7.6), Bilaga 2. 12 mm bör kunna dräneras (tömmas) under 24 timmar varmed 85% av avrinningen behandlas (Geiger och Roesner, video). *Regndjupet* under den våtaste 2-veckorsperioden under ett medelår i USA är ca 30 mm och kan användas där. En analys av drygt 3 års data (med tidsupplösningen en timme) från SMHIs nederbördsstation Tullinge söder om Stockholm visar vid vilka *regndjup* som en viss procent av den totala nederbörden kan *inkluderas*, se Bilaga 2. 90% av totala nederbörden kan *inkluderas* vid ett *regndjup* på ca 13-15 mm. 80% kan *inkluderas* vid omkring 9-10 mm.

Enligt Vägverket (1998) beräknas erforderlig dammvolym utifrån ett initieellt blockregn (p_T =nederbördsintensitet x regnets varaktighet) på 20 mm. Man räknar med att omhänderta den första och mest förorenade delen av avrinningen ("first flush") (Persson, 1999). Det framgår inte av dessa referenser om det är reglervolymer eller dammens totala volym som avses. Sannolikt har man avsett att beräkna total dammvolym. Man erhåller dock ett uttryck som likställs med Ekv. (3.13), dvs man erhåller sannolikt en reglervolym och inte en total volym. Den permanenta volymen uppskattas dock på liknande sätt. Detta innebär att om man avser att erhålla en total dammvolym med ett *regndjup* på 20 mm så skall reglervolymer baseras på ett mycket mindre *regndjup*.

Alternativ 2

Ekv. (3.14) motsvarar rekommenderade kriterium för USA (Urbonas, Roesner och Guo, 1996). Lokala data över regnmängder och varaktigheter behövs för att uppskatta den platsspecifika konstanten a_2 . Konstanten a_2 är olika för olika tider att dränera anläggningen ($t_{out}=6-48$ h). En medeltömningstid på 24 h likställs med en tömningstid på 40 h från maxnivån (Urbonas, Guo and Tucker, 1990). Värdet på a_2 varierar mellan 1.3-1.6 i USA. $t_{out}=48$ h och $a_2=1.55$ rekommenderas av Urbonas, Roesner och Guo, 1996 (anteckning av Urbonas, 1999). Årligt [medelnederbördsdjup](#) (r_{da}) används.

$$V_d = 10a_2\phi Ar_{da} \quad (3.14)$$

Genom att kombinera Ekv. (3.13) och Ekv. (3.14), dvs genom att likställa ekvationerna med varandra, så erhålls en överslagsmässig uppskattning av parametern a_2 för svenska förhållanden, se Ekv. (7.13). Med ett [regndjup](#) (r_d) på mellan 15-20 mm, se nederbördsstatistiken i Bilaga 3, och ett årligt [medelnederbördsdjup](#) på 3-8 mm så erhålles att a_2 är inom intervallet 1.9-6.7. Detta kan jämföras med intervallet 1.3-1.6 nämnt ovan och som avser amerikanska förhållanden. Vi har erhållit ett stort intervall som ger stora skillnader i erforderliga reglervolymer. Det rekommenderas att nederbördsstatistiken analyseras bättre framöver. Detta gäller särskilt att bättre uppskatta värdet på den initiella regnförlust (r_s) som skall användas och som kraftigt påverkar valet av värdena på parametrarna a_2 , r_d och r_{da} .

Alternativ 3

I Ekv. (3.15) används istället för r_d parametern K_v . Dess värde varierar mellan 100-300 enligt simuleringar med en enkel endimensionell modell baserad på massbalans ekvationer i dammen och för att nå 50% avskiljning av SS (Toet et al, 1990, i Pettersson, 1999). Detta innebär att utjämningsvolymen bör uppgå till minst 100 m³ per reducerad hektar (Ellis och Revitt, 1991).

$$V_d = \phi AK_v \quad (3.15)$$

Alternativ 4

Ekv. (3.16) är härledd från tabell upprättad i SEPA (1997); dimensioneringskriterier för skotska naturvårdsverket. $R^2=0.96$. Tabellen visar m³/ha som funktion av % impermeabel (I). 700 är årlig nederbörd i mm i Skotland, dvs nämnaren i ekvationen har dimensionen längd. p används för att räkna om till svenska förhållanden. Uttrycket inom parentes i täljaren har också dimensionen längd även om ϕ är dimensionslös. I är omräknad till ϕ enligt Ekv. (7.23).

$$V_d = \frac{Ap(110\phi + 27.5)}{700} \quad (3.16)$$

Permanent dammvolym

Den permanenta volymen (V_p) kan uttryckas som en funktion av reglervolymer. Några alternativa ekvationer ges i Ekv. (3.17)-(3.19).

Alternativ 1

I Ekv. (3.17) är N_{d1} normalt mellan 1.0-1.5.

$$V_p = N_{d1}V_d = N_{d1}10\phi Ar_d \quad (3.17)$$

Alternativ 2

Ekv. (3.18) är i enlighet med Vägverket (1998). N_{dap} är normalt mellan 1-4. Förhållandet mellan V_p och medelavrinningen V_r är 1-4 (4 för större dammar som används för effektivare avskiljning av näringsämnen). $N_{dap}=3-4$ enligt SEPA (1997) om V_d beräknas enligt Ekv. (3.16). Om $N_{dap} = V_p/V_r < 2.5$ så rekommenderas en utjämningsvolym (V_d) över den permanenta volymen. V_r kan beräknas enligt Ekv. (7.2). Detta innebär att $V_r=V_d$ (Schueler, 1987) och att $V_p=N_d V_d$ enligt Ekv. (3.16). För avskiljning av SS gäller $V_p \geq V_d$ (gäller ej avskiljning av näringsämnen) (Urbanas, 2000). Större N_{dap} ger högre reningseffekt, men valet av N_{dap} bör optimeras; vid större N_{dap} så planar kurvan över reningseffekt som funktion av N_{dap} ut (dvs liten effektändring för stor volymsändring). En kurva för SS finns återgiven i Vägverket (1998) som refererat till Dorman et al, 1988. Observera att den kurvan gäller amerikanska förhållanden. Motsvarande kurvor bör tas fram för svenska dammar, se vidare Ekv. (7.19)-(7.20) (Reningseffekt).

$$V_p = N_{dap} 10 \varphi A r_{da} \quad (3.18)$$

Alternativ 3

I Ekv. (3.19) är $t_d=12-24$ h (Vägverket, 1998).

$$V_p = \frac{N_r \varphi A t_d r_d}{876} \quad (3.19)$$

3.2.4. Metod 2, våta dammar. ”Del av avrinningsområde”

Ekv. (3.20) beräknar i princip erforderlig dammarea som en viss del av avrinningsområdet. I ekvationen används konstanten $K_{A\varphi}$ som normalt är mellan 200-500. Ekvationen är empiriskt framtagen (dvs framtagen ur mätdata) och uttrycker optimal dammyta i relation till bidragande reducerad area. $K_{A\varphi}=250$ är framtagen från mätdata från 4 svenska dammar (Pettersson, 1999).

$$A_{STF} = \varphi A K_{A\varphi} \quad (3.20)$$

3.2.5. Metod 3, våta dammar. ”Dimensionerande uppehållstid”

Det första uttrycket i Ekv. (3.21), ” $3.6(Q_{dim}-Q_{out})t_{r1}$ ”, används traditionellt genom att testa olika t_{r1} tills V är som störst (dimensionerande volym). Ekvationen inkluderar utflöde (Q_{out}). Utflödet väljs m.h.a. Colebrooks diagram (VAV P28, 1976) för fall med befintlig ledning för att få ledningens kapacitet, annars genom att välja t_r eller genom att bestämma ett flöde som är lagom (ej för stort för att orsaka erosion eller för litet avseende vattenomsättning) för recipienten. Metoden kan användas för att kontrollera att vissa minimumkrav uppfylls. Q_{dim} erhålls antingen från Ekv. (3.1) eller (3.2). Olika värden på t_{r1} kan användas beroende vad syftet med dammen är. $t_{r1}=36$ timmar är ett normalt värde, men $t_{r1}=72$ timmar (3 dagar) används för effektivare kvävereduktion. Tiden 72 timmar är den som beräknas gå åt för nitratet att nå denitrifikationsbakterierna i sedimenten. För effektivt biologiskt upptag, och effektiv reduktion av näringsämnen används tiden 336 timmar (2 veckor). 14-21 dagars uppehållstid under den mest nederbördsrika månaden under året är dimensionerande enligt Geiger och Roesner (video). Traditionellt har Q_{dim} beräknats enligt Ekv. (7.7), Bilaga 2.

$$V = 3.6(Q_{\text{dim}} - Q_{\text{out}})t_{r1} = \frac{3.6Q_{\text{dim}}t_{r1}}{1 + \frac{t_{r1}}{t_{\text{out}}}} \quad (3.21)$$

Det kan diskuteras om Ekv. (3.21) visar V_d istället för V och om t_d , t_{out} eller t_r (se Ekv. (7.1), Bilaga 2) skall användas istället för t_{r1} . Det kan även diskuteras om Q_{out} verkligen skall användas i ekvationen eller om man istället skall beräkna volymen V ur Ekv. (7.17) eller Ekv. (7.18). Metoden erfordrar alltså fortsatta studier.

3.2.6. Metod 4, våta dammar. ”Ytbelastning”

Ytbelastningsmetoden (Ekv. (3.22)) används främst vid reningsverksbassänger och oljeavskiljare. Den är sannolikt mindre lämpad för stora dagvattendammar. En damm har ofta en mycket låg ytbelastning och lång uppehållstid. Metoden beaktar ej turbulens under pågående regn. Det är svårt att bestämma v_p för dagvattendammar. För vägdagvatten och små dammar kan metoden vara användbar, liksom möjligen för att kontrollera att vissa minimumkrav uppfylls. Q_{dim} erhålls antingen från Ekv. (3.1) eller (3.2).

$$A_{STF} = \frac{3.6Q_{\text{dim}}}{v_p} \quad (3.22)$$

Det kan diskuteras om Q_{out} skall användas istället för Q_{dim} i Ekv. (3.22). Det som talar för det är att ytbelastningen minskar från inlopp till utlopp och den för dammen effektiva ytbelastningen blir den vid utloppet. Om fallet som skall studeras avser befintlig utloppsledning så kan Colebrooks diagram (VAV P28, 1976) användas, med erforderlig indata i formen av ledningsdimension och ledningslutning, för att bestämma Q_{out} . Om fallet ej avser befintlig utloppsledning så kan Q_{out} bestämmas med beaktande av uppehållstider, vattenbalans och önskade flöden till recipienten. Det kan också diskuteras hur detta skall göras och om detta innebär en mer detaljerad dimensioneringsgång i motsats till de överslagsmässiga metoder som studeras i denna rapport. Metoden erfordrar alltså fortsatta studier och Q_{dim} används tillsvidare i Ekv. (3.22).

3.3. ÖVERSILNINGSYTOR

3.3.1. Notationer för översilningsytor

Följande notationer och enheter gäller för dimensioneringskriterierna.

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|------------|--|----------------|---|
| ϕ_s | Avrinningskoefficient för område med arean A_s . | | |
| A | Area, avrinningsområde | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_s | Area, del av avrinningsområde som bidrar till avrinning under vald/ dimensionerande regnvaraktighet. | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| h_g | Medelgräshöjd | mm | 50-100 |
| i_N | Regnintensitet med återkomsttid 1,2,3...år | l/s/ha | Störst föroreningsmängd per år genereras vid 1-4 månaders återkomsttid. |
| L | Längd, anläggning | m | |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | l/s | |
| Q_{max} | Maximalt tillåtet flöde | l/s | |
| r_d | <i>Regndjup</i> | mm | 18 (5-35) mm. |
| S | Längd lutning | % | 2-5% |
| t_{r2} | Regnets varaktighet | min | 10 min |
| v | Vattenhastighet | m/s | max 0.3 m/s |
| w_{tot} | Totalbredd, anläggning | m | w=width |

3.3.2. Dimensionering av översilningsytor

Det finns få dimensioneringskriterier för *översilningsytor*. Enligt Vägverket (1998) kan *översilningsytor* dimensioneras efter 5-10-årsregn med 10 minuters varaktighet. Enligt Nordfeldt (1998) bör dimensioneringen ske efter 10-årsregnet med 10 minuters varaktighet. Detta för att förhindra erosion. Om inte större flöden kan bräddas förbi diket så kan dimensionering ske efter 10-100-årsregnet. Vilket regn som väljs beror på vilken typ av yta som kan översvämmas.

Lämplig vattenhastighet är mindre än 0.04 m/s (Fransson och Larm, 2000; Nordfeldt, 1998). 12 timmars tömningstid väljs enligt WEF och ASCE (1998). Enligt samma referens skall vattenhastigheten under dimensionerande regn vara mindre än 0.3 m/s. Det skall kontrolleras att *regndjupet* är mindre än 25 mm och att maximalt flöde in till *översilningsytan* är 30 l/s. Om flödet är större så delas flödet upp på flera *översilningsytor* eller så utjämnas flödet uppströms (WEF och ASCE, 1998).

Översilningsytan dimensioneras enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999), som primärt gäller för Colorado, utifrån ett dimensionerande flöde baserat på 2-årsregnet. Här används istället 5-årsregnet med 10 minuters varaktighet, se Ekv. (3.23). För Stockholm gäller Ekv. (3.24) (VAV P28, 1976).

$$Q_{dim} = i_s \phi_s A_s \quad (3.23)$$

Dimensionerande avrinningsytan A_s uppskattas genom att beräkna rinnsträckan (s) ur Ekv. (7.1). Det antas att $t_f = t_{r2}$. Regnintensiteten beräknas ur Ekv. (3.24).

$$i_5 = 5 + \frac{3921}{t_{r,2} + 12.2} \quad (3.24)$$

Två alternativa uttryck presenteras men det rör sig om samma principiella dimensioneringsmetod.

Alternativ 1

Minsta erforderliga längd för *översilningsytan* beräknas genom att dividera det dimensionerande flödet med den hydrauliska belastningen 4.6 l/s/m (omräknat från 0.05 cfs/linear foot), se Ekv. (3.25) (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).

$$L > \frac{Q_{\text{dim}}}{4.6} \quad (3.25)$$

Minsta erforderliga bredd bestäms olika beroende på om flödet kommer in på bred front (Ekv. (3.26)) eller som punktföde (Ekv. (3.27)). Om använd ekvation ger en bredd som är mindre än 2.5-3 m så används istället minst bredden 2.5-3 m (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).

$$w_{\text{tot}} > 0.2L \quad (3.26)$$

$$w_{\text{tot}} > \frac{450A}{L} \quad (3.27)$$

Översilningsytans area beräknas enligt Ekv. (3.28). Volymen beräknas ej för *översilningsytor*.

$$A_{\text{STF}} = w_{\text{tot}}L \quad (3.28)$$

Alternativ 2

Ekv. (3.29) har tagits fram inom denna studie. Om det maximala *regndjupet* 25 mm används och om vattenhastigheten (v) är 0.3 m/s enligt ovan erhålls att produkten $r_d v = 7.5$. Detta värde kan jämföras värdet 4.6 enligt Ekv. (3.25). Det är i samma storleksordning, men vi får en mindre erforderlig *översilningsyta* med Ekv. (3.29). Värdet $v = 0.3$ m/s är relativt osäkert. Om produkten $r_d v$ sätts lika med 4.6 och *regndjupet* 25 mm används erhålls istället hastigheten 0.18 m/s. Värdet är rimligt. Både Ekv. (3.25) och Ekv. (3.29) kan användas.

$$L > \frac{Q_{\text{dim}}}{r_d v} \quad (3.29)$$

Om Ekv. (3.29) används så fortsätts beräkningarna genom att tillämpa Ekv. (3.26)-(3.28).

3.4. KONSTRUERADE VÅTMARKER

3.4.1. Notationer för konstruerade våtmarker

Följande notationer och enheter gäller för dimensioneringskriterierna.

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|------------|--|----------------|---|
| ϕ | Avrinningskoefficient | | |
| A | Area, avrinningsområde | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| h | Medelvattendjup för hela våtmarken. | m | 0.5-0.75 m |
| i_N | Regnintensitet med återkomsttid 1,2,3...år | l/s/ha | Störst föroreningsmängd per år genereras vid 1-4 månaders återkomsttid. |
| K_A | Regressionskonstant | - | 50-300 |
| L | Längd, anläggning | m | |
| N_{d2} | Antal gånger reglervolymen | - | 3 |
| N_{dap} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_p | - | 1.0-4.0 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 400-900 mm/år p =precipitation |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | l/s | |
| Q_E | Avdunstning, evaporation | l/s | |
| Q_{ET} | Evapotranspiration från växter i damm | l/s | |
| Q_{in} | Inflöde | l/s | |
| Q_{inf} | Läckage till grundvatten via infiltration | l/s | |
| Q_{net} | Nettobasflöde | l/s | |
| Q_p | Inflöde via nederbörd direkt på anläggningens yta | l/s | |
| r_d | Regndjup | mm | 18 (5-35) mm. |
| r_{da} | Årligt medelnederbördsdjup | mm | 3-8 mm i Stockholm. Nytt regn när tid mellan regn >6 h. Endast regn >1.0 mm (0.5-2.5 mm) bidrar till avrinning. |
| t_{r1} | Regnets varaktighet | h | 24-336 h |
| V | Vattenvolym, anläggning | m ³ | |
| V_d | Regleringsvolym (maxnivå-nivå permanent vattenyta) | m ³ | d=detention |
| V_p | Permanent vattenvolym, anläggning | m ³ | |
| w_{tot} | Totalbredd, anläggning | m | w=width |
| z | Släntlutning, 1:z | | 3-6 |

3.4.2. Allmänt avseende dimensionering av konstruerade våtmarker

Det finns mycket få dimensionskriterier framtagna för våtmarker (Wong och Geiger, 1997). Enligt WEF och ASCE (1998) skall det dimensionerande flödet (Q_{dim}) vara mindre än 30 l/s. Tömningstiden (dräneringstiden) bör vara mellan (12)-24 timmar från dammdelen av våtmarken (Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 1998). Detta innebär att utloppet skall dimensioneras så att reglervolymen V_d skall kunna tömmas på mindre än 24 timmar. Enligt personlig kontakt med Larry Roesner (USA) så kan uppehållstiden 7-10 dagar användas.

För *konstruerade våtmarker* presenteras 3 principiellt skilda metoder. Dessa baseras på **regndjupet** (Metod 1), del av avrinningsområde (Metod 2) och dimensionerande uppehållstid (Metod 3).

3.4.3. Metod 1, konstruerade våtmarker. ”Avrinningsdjup”

3 alternativa ekvationer presenteras avseende erforderlig volym som funktion av *regndjupet*.

Alternativ 1

Enligt Ekv. (3.30) är våtmarkens vattenvolym 3 gånger ($N_{d2}=3$) reglervolymen uttryckt med Ekv. (3.16).

$$V = V_p = N_{d2}V_d = \frac{N_{d2}Ap(110\phi + 27.5)}{700} \quad (3.30)$$

Om Ekv. (3.30) används så erhålls enligt SEPA (1997) biokemisk avskiljning av näringsämnen och lösta biologiskt nedbrytbara föroreningar.

Alternativ 2

Enligt Ekv. (3.31) så är våtmarkens vattenvolym 2.5 gånger ($N_{dap}=2.5$) årliga medelavrinningsvolymen.

$$V = N_{dap}10\phi Ar_{da} \quad (3.31)$$

Alternativ 3

Ekv. (3.32) använder *regndjupet* (r_d) 13-32 mm (Schueler, 1992).

$$V = 10\phi Ar_d \quad (3.32)$$

Kontroll

Ekv. (3.33) visar förhållandet mellan den permanenta volymen och reglervolymen i våtmarken. Det bör kontrolleras att detta gäller.

$$V_p \geq 0.75V_d \quad (3.33)$$

3.4.4. Metod 2, konstruerade våtmarker. ”Del av avrinningsområde”

Enligt Ekv. (3.34) så är våtmarkens area 1-2% av avrinningsområdets area (Schueler, 1992). Detta motsvarar K_A -värden på 100-200. $K_A=100$ används om en väl dimensionerad öppen damm föregår våtmarken och $K_A=200$ används om andelen öppen dammyta i våtmarken är liten (Schueler, 1992). Ekvationen beaktar ej markanvändning och *avrinningskoefficienter*.

$$A_{STF} = AK_A \quad (3.34)$$

3.4.5. Metod 3, konstruerade våtmarker. ”Dimensionerande uppehållstid”

Ekv. (3.35) använder dimensionerande flöde beräknat utifrån Ekv. (7.7) och utifrån ettårsregnet med 24 timmars varaktighet (Novotny, 1995). Detta ger ett lågt dimensionerande flöde eftersom varaktigheten på regnet är så lång.

$$V = 3.6Q_{\text{dim}}t_{r,1} \quad (3.35)$$

3.5. ÖPPNA DIKEN OCH SVACKDIKEN

3.5.1. Notationer för öppna diken och svackdiken

Följande notationer och enheter gäller för dimensioneringskriterierna.

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|------------|---|---------------------|---|
| ϕ | Avrinningskoefficient | | |
| ϕ_s | Avrinningskoefficient för område med arean A_s . | | |
| A | Area, avrinningsområde | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_q | Flödesarea, dike | m ² | |
| A_s | Area, del av avrinningsområde som bidrar till avrinning under vald/dimensionerande regnvaraktighet. | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| h' | Medelvattendjup i den del av diket som ej utgörs av slänter och växtzon. | m | 1.2-3 m |
| i_N | Regnintensitet med återkomsttid 1,2,3...år | l/s/ha | Störst föroreningsmängd per år genereras vid 1-4 månaders återkomsttid. |
| L | Längd, anläggning | m | |
| L_c | Våt perimeter, dike | m | Längd i tvärsnitt där vattnet kommer i kontakt med diket. |
| M | Mannings konstant | m ^{1/3} /s | 25 (20-40) |
| N | Antal år | - | 1-10 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 400-900 mm/år p =precipitation |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | l/s | |
| Q_{max} | Maximalt tillåtet flöde | l/s | |
| R | Hydraulisk radie, dike | m | A_q/L_c |
| s | Sträcka | m | |
| S | Längd lutning | % | 0.5-6% |
| t_{r2} | Regnets varaktighet | min | 10 (=t _r) |
| v | Vattenhastighet | m/s | ca 1.5 m/s i ledning ca 0.5 m/s i <i>öppet dike</i> |
| V | Vattenvolym, anläggning | m ³ | |
| w | Bredd av högsta vattennivå, dike | m | w=width |
| w_b | Bottenbredd, dike | m | w=width |
| w_{tot} | Totalbredd, anläggning | m | w=width |
| z | Släntlutning, 1:z | | 3-6 |

3.5.2. Allmänt avseende dimensionering av öppna diken och svackdiken

Det finns mycket få dimensioneringskriterier för *öppna diken* och *svackdiken* avseende rening av dagvatten. Flödet måste vara litet och grunt för att förbättra sedimentering och samtidigt begränsa erosion. Generellt dimensioneras *svackdiken* för att bibehålla en låg vattenhastighet under små nederbördsstillfällena och till att transportera bort större avrinningstillfällena (från 2-5-årsregn), enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999).

Vattenhastigheten bör vara mindre än 0.3 m/s (0.2-0.5 m/s). Maximala 1-1.5 m/s kan tillåtas vid kraftiga regn (SEPA, 1997; Stahre och Urbonas, 1993; Wanielista och Yousef, 1992). Risk för erosion föreligger vid hastigheter >0.4-0.5 m/s. Nödutlopp dimensioneras för 10-100 årsregn. Enligt Nordfeldt (1998) bör man kontrollera diket vattenförande kapacitet vid 50-årsregnet så att exempelvis vägen

inte översvämmas vid detta regn. Dimensioneringsmetoderna bör utformas som en funktion av markens infiltrationskapacitet. Helt täta diken kan dock även användas, särskilt för grundvattenskydd. Permeabel mark är alltså inget krav (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).

2 principiellt skilda metoder presenteras för *öppna diken och svackdiken*. Metod 1 baseras på [regndjup](#) och Metod 2 är en metod där man får utföra olika delberäkningar och sedan kontrollberäkna att olika villkor uppfylls.

3.5.3. Metod 1, Öppna diken och svackdiken. ”Avrinningsdjup”

Enligt SEPA (1997) kan Ekv. (3.36) användas, dvs samma dimensioneringsmetod som för dammar bortsett från att volymen endast utgörs av en reglervolym. Ekvationen gäller under förutsättning att max vattendjup är 0.1 m, vattenhastigheten inte överstiger 0.3 m/s och att max släntlutning är 1:4. Detta innebär i praktiken att ekvationen främst används för *svackdiken*. Sedan skall kontrolleras att reglervolymen V_d infiltreras under 12 timmar under regnfall under vintern.

$$V = V_d = \frac{Ap(110\phi + 27.5)}{700} \quad (3.36)$$

Ekv. (3.37) kan användas för uppskattning av ytbehovet utifrån dikets volym, bredd och tvärsnittsarea.

$$A_{STF} = wL = \frac{wV}{A_q} \quad (3.37)$$

Den bredd och tvärsnittsarea som används beräknas enligt Ekv. (3.43) och Ekv. (3.39).

3.5.4. Metod 2, Öppna diken och svackdiken. ”Vägverkets iterationsmetod”.

Dimensionerande flöden som utgår från 5-10-årsregn med 10 minuters varaktighet kan användas för att undvika erosion (Vägverket, 1998). Enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999) används 2-årsregnet, men vattendjupet vid regn med återkomsttid upp till 100 år bör uppskattas för kontroll över vilka ytor som översvämmas. Huvudsyftet med dimensionering enligt Ekv. (3.38)-(3.46) är alltså föroreningstransport och inte föroreningssreduktion. Metoden ger generellt också mindre diken än vad som erfordras för effektivare avskiljning av föroreningar. Man kan även testa olika varaktighet tills ett maximalt dimensionerande flöde (Q_{dim}) erhålls (Nordfeldt, 1998). Enligt Vägverkets metod ansätts först vattendjupet $h' = 0.3$ meter. Enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999) får vattendjupet ej överstiga 0.6 meter vid dimensionerande flöde vid 2-årsregn. Vi ansätter/rekommenderar här att det dimensionerande flödet utgår från 5-årsregnet. Sedan ansätts en bottenbredd (t.ex. $w_b = 2$ meter), en släntlutning (t.ex. 1:3, dvs $z = 3$) och en längslutning (t.ex. $S = 2\%$).

För beräkning av rinntid kan Ekv. (7.1) användas. Q_{dim} beräknas enligt Ekv. (7.7), där i_2 beräknas enligt Ekv. (7.9), i_5 beräknas enligt Ekv. (7.10) och där i_{10} beräknas enligt Ekv. (7.11). Det antas att rinntiden t_r är lika lång som regnets varaktighet t_{r2} .

Ekv. (3.38)-(3.41) används för att beräkna Q_{max} (Vägverket, 1998). Mannings tal ligger normalt inom intervallet 20-40 $m^{1/3}/s$ (Vägverket, 1990). L_c är våta perimetern, A_q är tvärsnittsarean och R är den hydrauliska radien (Vägverket, 1998).

$$L_c = w_b + 2h'(1 + z^2)^{1/2} \quad (3.38)$$

$$A_q = w_b h' + z h'^2 \quad (3.39)$$

$$R = \frac{A_q}{L_c} \quad (3.40)$$

$$Q_{\max} = 1000A_qMR^{2/3}S^{1/2} \quad (3.41)$$

Det kontrolleras att $Q_{\dim} < Q_{\max}$ (dvs att det dimensionerande flödet är mindre än det tillåtna). När beräkningarna resulterat i att $Q_{\dim} < Q_{\max}$ så beräknas vattenhastigheten enligt Ekv. (3.42). Det kontrolleras att denna hastighet är mindre än 0.5 m/s (Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Vägverket, 1998). Om dessa villkor inte uppfylls så ökas bottenbredden w_b och/eller z (minskad släntlutning) och/eller så minskas vattendjupet h' och/eller den längslutningen S .

$$v = \frac{Q_{\dim}}{1000A_q} \quad (3.42)$$

Ekv. (3.43) (Vägverket, 1998) används för att beräkna dikets bredd (bredden vid dimensionerande vattendjup), förutsatt att det är ett trapetsformat dike.

$$w = w_b + 2zh' \quad (3.43)$$

Vägverket rekommenderar att dikets totala djup bör vara minst 0.3 m större än vattendjupet med hänsyn till risken för översvämning, varför dikets totala bredd (w_{tot}) blir bredare än vad som uppskattas med Ekv. (3.43) (hur mycket bredare beror på släntlutningen), se Ekv. (3.44). Detta gäller särskilt för diken som anläggs vid vägar och inte lika mycket diken i våtmarker eller dylikt.

$$w_{tot} = w_b + 2z(h' + 0.3) \quad (3.44)$$

Ekv. (3.45) kan användas för att uppskatta dikets ytbehov. För diken är dock den totala bredden (w_{tot}) och dikets längd mer praktiska att använda än ytbehovet.

$$A_{STF} = w_{tot}L \quad (3.45)$$

Ekv. (3.46) beräknar dikets vattenvolym.

$$V = A_qL \quad (3.46)$$

4. TILLÄMPNING AV DIMENSIONERINGS-METODERNA

Dimensioneringsmetoderna som redovisas i Kapitel 3 tillämpas här på tre fallstudier. Dessa fallstudier är Nybohov (flerfamiljshusområde), Essingeleden (motorväg) och Flemingsberg (gles villabebyggelse m.m.).

4.1. INDATA FÖR FALLSTUDIERN

Tabell 4.1 Markanvändning, *avrinningskoefficienter* (ϕ) och areor (A) för de tre fallstudierna.

| Markanvändning | ϕ | A |
|---------------------|--------|-----|
| | | ha |
| Nybohov | | |
| Flerfamiljshus | 0.45 | 9.0 |
| Essingeleden | | |
| Motorväg | 0.85 | 0.9 |
| Flemingsberg | | |
| Trafikytor | 0.85 | 8.8 |
| Industriområde | 0.6 | 30 |
| Flerfamiljshus | 0.45 | 39 |
| Villor | 0.25 | 220 |
| Park | 0.18 | 44 |
| Skog | 0.1 | 254 |
| Totalt Flemingsberg | 0.22 | 596 |

För fallstudien Flemingsberg har grovt uppskattats att bidragande ytan $A_s=78$ ha avseende beräkning av dimensionerande flöde vid en regnvaraktighet på 10 minuter. Angivna avrinningsytor i Tabell 4.1 som avser Flemingsberg utgör endast en del av det totala avrinningsområdet (9.6 km^2) till Flemingsbergsvikens våtmarksanläggning. Denna del motsvarar det största inflödet till anläggningen, tillika det flöde som först når en mindre damm för oljeavskiljning. För Nybohov och Essingeleden antas att hela avrinningsområdena bidrar till den dimensionerande avrinningen, dvs $A_s=A$.

Tabell 4.2 Indata för dammar. *) Se Tabell 4.1

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Värde |
|----------------|---|------------------|-------|
| φ | Avrinningskoefficient | | * |
| A | Area, avrinningsområde | ha | * |
| a_2 | Regressionskonstant | | 3 |
| h | Medelvattendjup för hela dammen | m | 1.25 |
| h' | Medelvattendjup i den del av dammen som ej utgörs av slänter och växtzon. | m | 1.75 |
| $K_{A\varphi}$ | Regressionskonstant | - | 200 |
| K_v | Regressionskonstant | m | 200 |
| N_{d1} | Antal gånger reglervolymer | - | 1.25 |
| N_{dad} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_d | - | 2 |
| N_{dap} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_p | - | 3 |
| N_r | Årligt antal avrinningstillfällen | år ⁻¹ | 90 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 636 |
| r_d | Regndjup | mm | 15 |
| r_{da} | Årligt medelnederbördsdjup | mm | 5 |
| t_d | Uppehållstid | h | 24 |
| t_{out} | Tid för utflöde, tömningstid | h | 24 |
| t_{r1} | Regnets varaktighet | h | 36 |
| t_{ra} | Regnets medelvaraktighet | h | 11 |
| v_p | Sjunkhastighet, partiklar (SS) i vatten | m/h | 0.15 |

Tabell 4.3 Indata för översilningsytor. *) Se Tabell 4.1

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Värde |
|-------------|---|-------|-------|
| φ_s | Avrinningskoefficient för område med arean A_s . | | * |
| A | Area, avrinningsområde | ha | * |
| A_s | Area, del av avrinningsområde som bidrar till avrinning under vald/dimensionerande regnvaraktighet. | ha | * |
| r_d | Regndjup | mm | 25 |
| t_{r2} | Regnets varaktighet | min | 10 |
| v | Vattenhastighet | m/s | 0.3 |

Diffust inflöde till översilningsytan antas.

Tabell 4.4 Indata för konstruerade våtmarker. *) Se Tabell 4.1

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Värde |
|------------|--|-------|-------|
| φ | Avrinningskoefficient | | * |
| A | Area, avrinningsområde | ha | * |
| h | Medelvattendjup för hela våtmarken | m | 0.5 |
| K_A | Regressionskonstant | - | 150 |
| N_{d2} | Antal gånger reglervolymen | - | 3 |
| N_{dap} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_p | - | 2.5 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 636 |
| r_d | Regndjup | mm | 15 |
| r_{da} | Årligt medelnederbördsdjup | mm | 5 |
| t_{r1} | Regnets varaktighet | h | 24 |

Tabell 4.5 Indata för öppna diken och svackdiken. *) Se Tabell 4.1

| Beteckning | Beskrivning | Enhet | Kommentarer |
|-------------|---|-------------|---|
| φ | Avrinningskoefficient | | * |
| φ_s | Avrinningskoefficient för område med arean A_s . | | * |
| A | Area, avrinningsområde | ha | * |
| A_s | Area, del av avrinningsområde som bidrar till avrinning under vald/dimensionerande regnvaraktighet. | ha | * |
| h' | Medelvattendjup i den del av diket som ej utgörs av slänter och växtzon. | m | 0.3 (Essingeleden) 0.4 (Nybohov) 0.5 (Flemingsberg) |
| L | Längd, anläggning | m | 100 |
| M | Mannings konstant | $m^{1/3}/s$ | 25 |
| N | Antal år | - | 5 |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | mm/år | 636 |
| s | Sträcka | m | * |
| S | Längdlutning | % | 2 |
| t_{r2} | Regnets varaktighet | min | 10 ($=t_r$) |
| w_b | Bottenbredd, dike | m | 1.0 (Essingeleden) 2.0 (Nybohov) 10 (Flemingsberg) |
| z | Släntlutning, 1:z | | 4 (Essingeleden) 6 (Nybohov och Flemingsberg) |

För diken (Tabell 4.5) har värdena på h' , w_b och z justerats efter iterativa beräkningar för att klara maximalt tillåtna värden på vattenhastighet och flöden. Som väntat behövs ett mycket brett dike i Flemingsberg (om fallet hade varit att enbart använda sig av ett dike för reduktionen av föroreningarna).

4.2. DIMENSIONERING

Dagvattenmodellen STORMTAC (Larm, 2000; Larm och Holmgren, 1999) har använts för automatisering av beräkningarna. I modellen erhålls specifika värden över varje ekvation som presenteras i denna rapport, avseende både yt- och volymbehov m.m., samt avseende varje fallstudie.

Tabell 4.6-4.8 visar några delresultat av dimensioneringen. Detta avser dimensionerande flöde (Q_{dim}), erforderlig volym (V), en översilningsytas erforderliga längd (L), totala bredd (w_{tot}) på en över-

silningsyta och ett dike, tvärsnittsarean (A_q) för ett dike och maximalt tillåtet flöde (Q_{\max}) för en översilningsyta.

Tabell 4.6 Utdata för fallstudie Nybohov.

| Parameter | Enhet | Dammar | Översilningsytor | Våtmarker | Diken |
|------------------|-------|--------|------------------|-----------|-------|
| A_q | m^2 | - | - | - | 1.8 |
| L | m | - | 160 | - | - |
| Q_{\dim} | l/s | 10 | 738 | 26 | 738 |
| Q_{\max} | l/s | - | - | - | 25109 |
| V | m^3 | 137 | - | 1895 | - |
| v | m/s | - | - | - | 0.4 |
| V_p | m^3 | 760 | - | 1895 | - |
| V_r | m^3 | 203 | - | - | - |
| w_{tot} | m | - | 32 | - | 10.4 |

Tabell 4.7 Utdata för fallstudie Essingeleden.

| Parameter | Enhet | Dammar | Översilningsytor | Våtmarker | Diken |
|------------------|-------|--------|------------------|-----------|-------|
| A_q | m^2 | - | - | - | 0.66 |
| L | m | - | 30 | - | - |
| Q_{\dim} | l/s | 2 | 139 | 5 | 139 |
| Q_{\max} | l/s | - | - | - | 7712 |
| V | m^3 | 258 | - | 297 | - |
| v | m/s | - | - | - | 0.2 |
| V_p | m^3 | 143 | - | 297 | - |
| V_r | m^3 | 38 | - | - | - |
| w_{tot} | m | - | 6 | - | 5.8 |

Tabell 4.8 Utdata för fallstudie Flemingsberg.

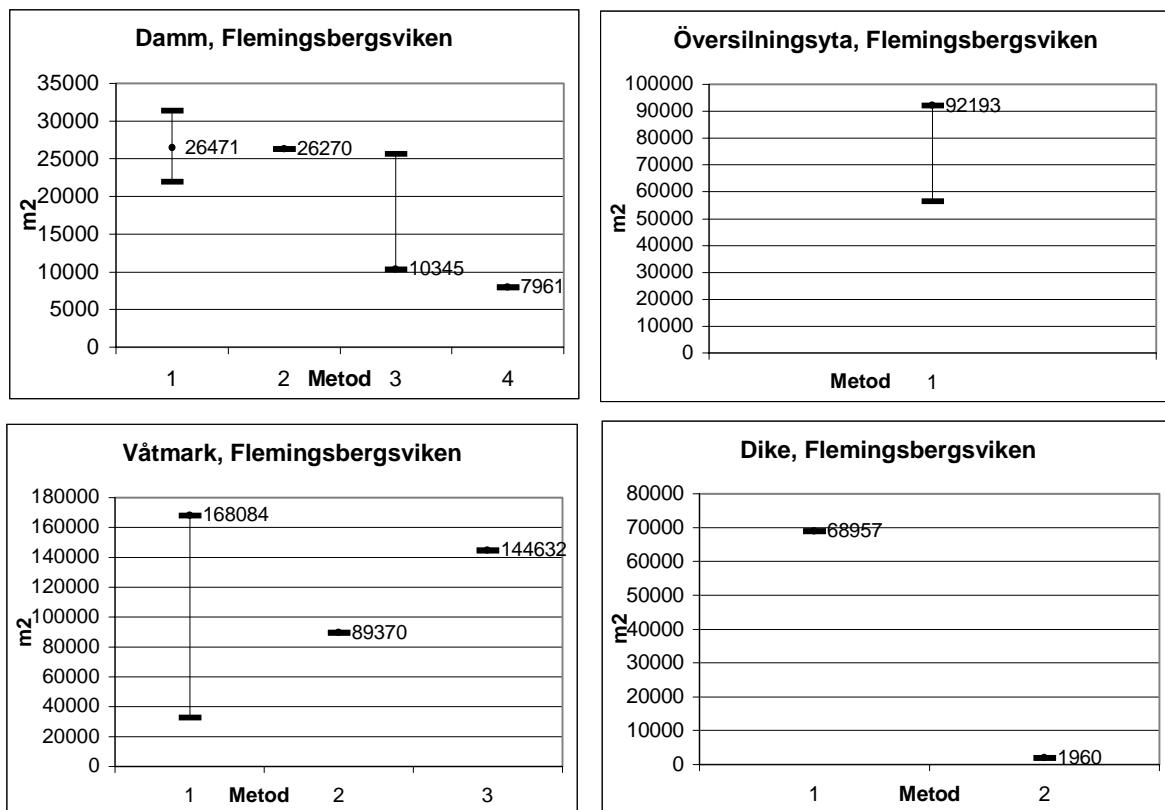
| Parameter | Enhet | Dammar | Översilningsytor | Våtmarker | Diken |
|------------------|-------|--------|------------------|-----------|--------|
| A_q | m^2 | - | - | - | 6.5 |
| L | m | - | 679 | - | - |
| Q_{\dim} | l/s | 332 | 3100 | 837 | 3100 |
| Q_{\max} | l/s | - | - | - | 125623 |
| V | m^3 | 44331 | - | 84042 | - |
| v | m/s | - | - | - | 0.5 |
| V_p | m^3 | 24628 | - | 84042 | - |
| V_r | m^3 | 6568 | - | - | - |
| w_{tot} | m | - | 136 | - | 20 |

Dimensionerande flöde (Q_{\dim}) för Flemingsberg har grovt uppskattats till 3100 l/s för 5-årsregn med 10 minuters varaktighet (bidragande ytan $A_s=78$ ha). Detta flöde används här för översilningsytor och diken.

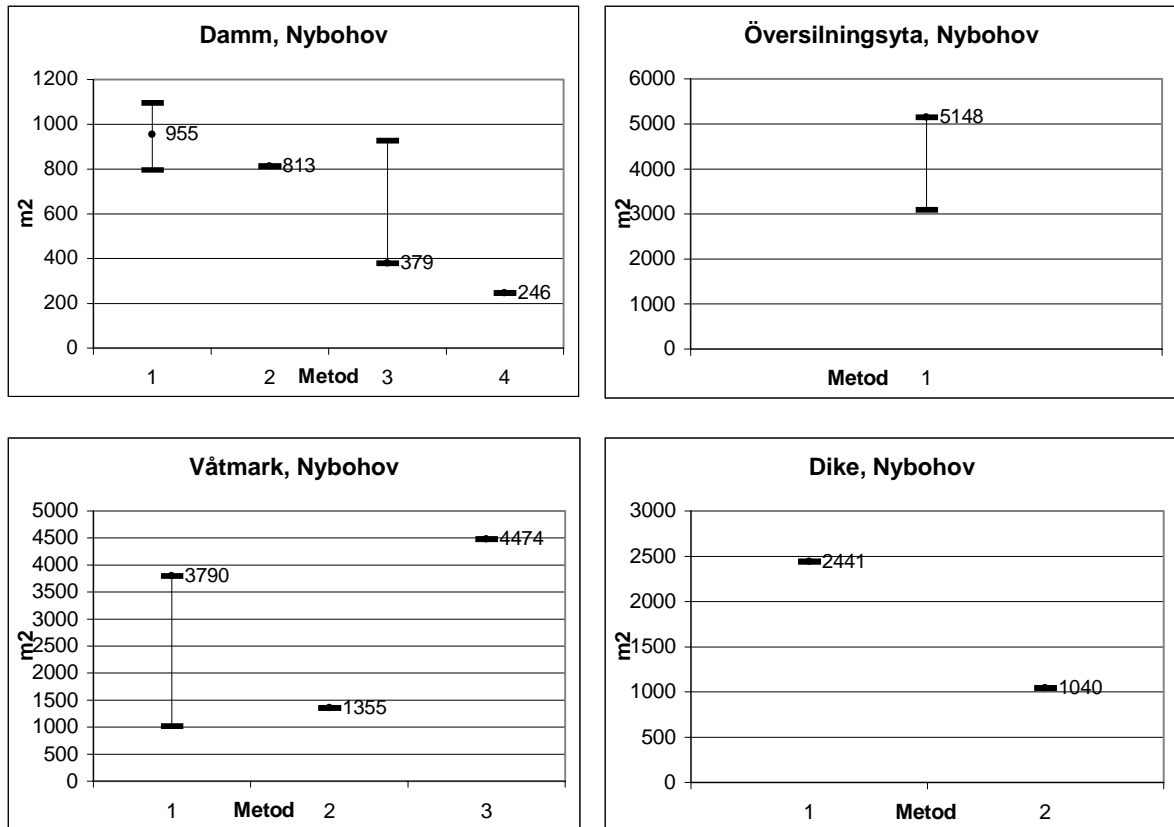
Nedan presenteras huvudresultaten av dimensioneringen av fallstudierna i form av ytbehovet för de olika typerna av dagvattenanläggningar. Figur 4.1-4.3 visar angivna intervall av minsta och högsta värden som metoderna resulterar i. Den först presenterade och preliminärt högst prioriterade metoden redovisas som en punkt (ett "riktvärde"). Med "ytbehov" avses den vattenarea som erhålls vid maximal vattennivå (inkluderande en eventuell reglervolym). Detta ger ett ytbehov som kan vara något mindre än det verkliga ytbehovet men skillnaden är sannolikt och i de flesta fallen liten i förhållande till övriga osäkerheter och skillnader mellan olika metoder. Vi kan därför anta att det presenterade ytbehovet är lika med den area som anläggningen upptar.

Därefter presenteras ytbehoven per hektar avrinningsområde och per reducerad hektar

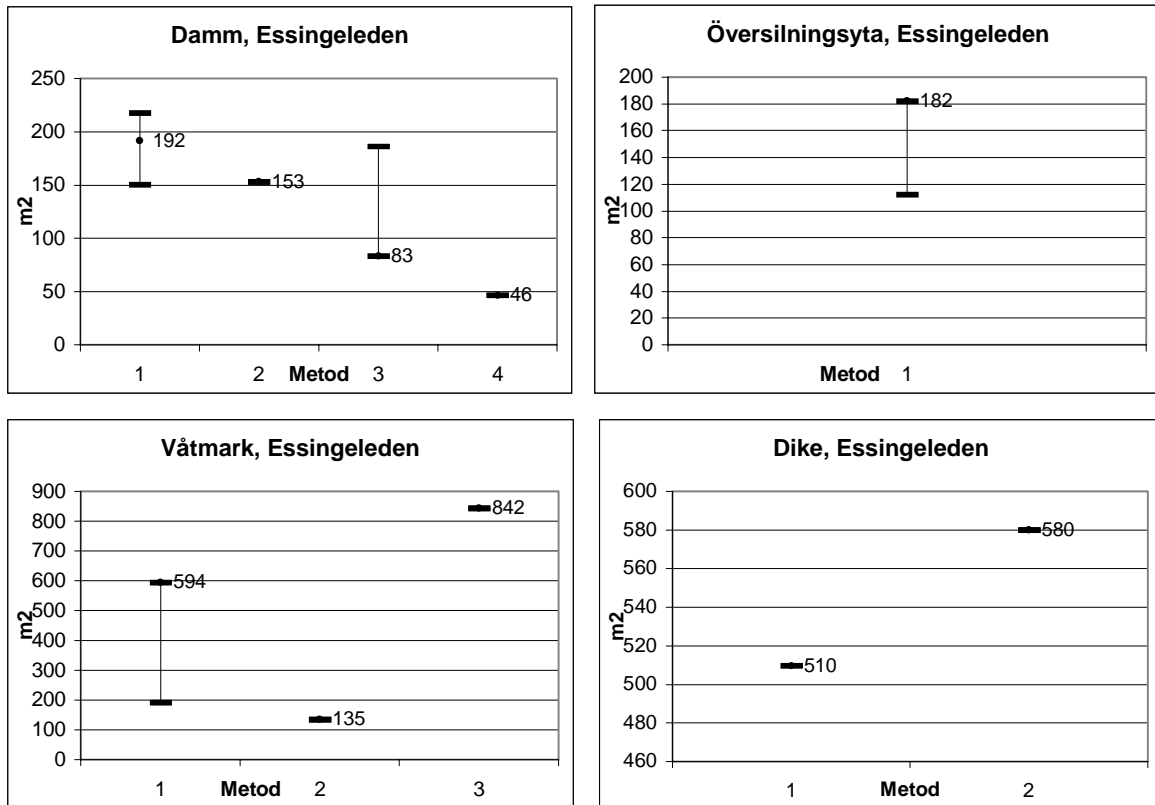
avrinningsområde (Figur 4.4-4.6). Resultaten diskuteras i Kapitel 5.



Figur 4.1 Fallstudie, glesbebyggda Flemingsbergsviken. Ytbehov (m²) för våt damm, översilningsyta, våtmark och dike avseende olika specifika dimensioneringsmetoder (med numreringar enligt Kapitel 3).

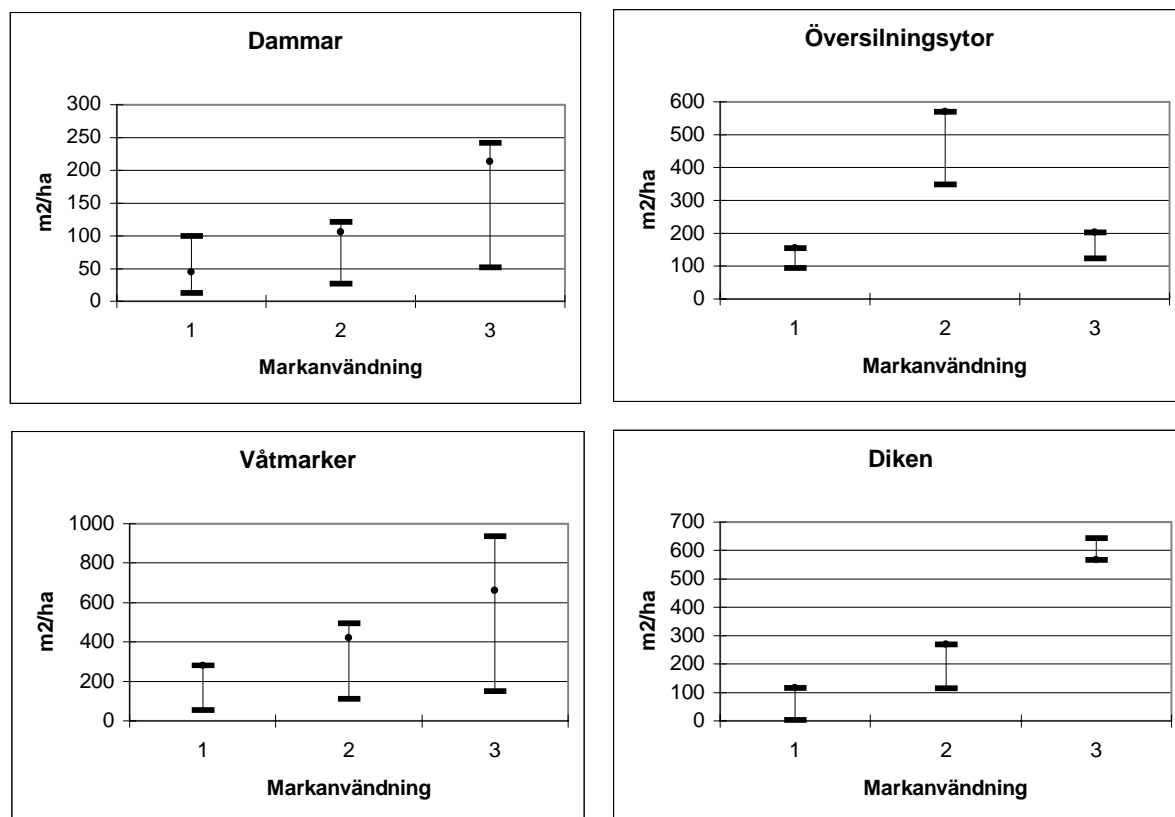


Figur 4.2 Fallstudie, flerfamiljshusområdet Nybohov. Ytbehov (m²) för *våt damm*, *översilningsyta*, *våtmark* och *dike* avseende olika specifika dimensioneringsmetoder (med numreringar enligt Kapitel 3).



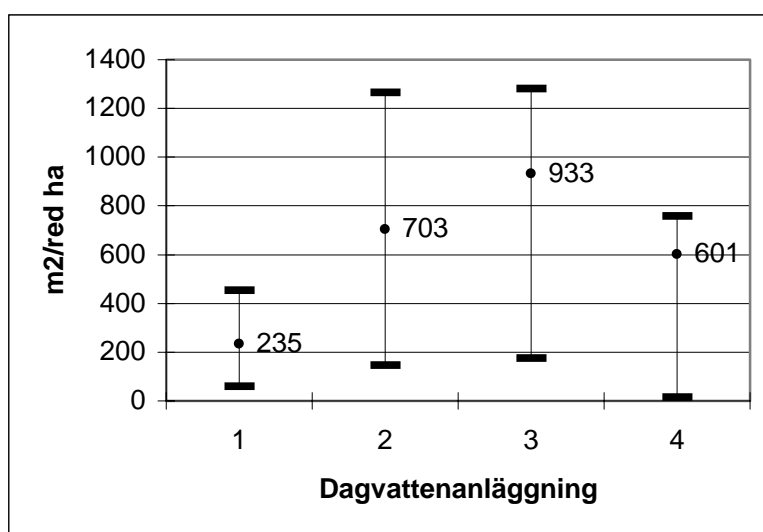
Figur 4.3 Fallstudie, motorvägen Essingeleden. Ytbehov (m²) för våt damm, översilningsyta, våtmark och dike avseende olika specifika dimensioneringsmetoder (med numreringar enligt Kapitel 3).

Figur 4.4 visar anläggningens ytbehov per hektar avrinningsområde med syftet att åskådliggöra skillnaderna mellan olika markanvändning. Riktvärden, min- och maxvärden för alla dimensioneringsmetoder avses.



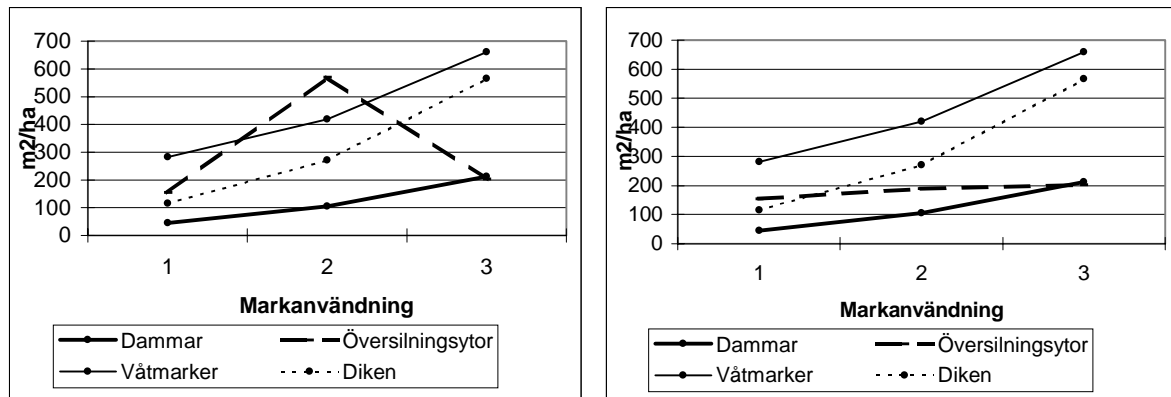
Figur 4.4 Ytbehovet för våt damm, översilningsyta, våtmark och dike avseende olika markanvändning (1=villor, 2=flerfamiljshus, 3=väg). Riktvärden, min- och maxvärden för alla dimensioneringsmetoder.

Figur 4.5 visar en jämförelse av ytbehovet per reducerad hektar (avrinningskoefficienten multiplicerad med områdesytan) mellan anläggningstyperna.



Figur 4.5 Ytbehovet (m²/red ha) för våt damm (1), översilningsyta (2), våtmark (3) och dike (3) per reducerad hektar av avrinningsområdet. Riktvärden, min- och maxvärden för alla dimensioneringsmetoder.

Figur 4.6 visar riktvärden över anläggningarnas ytbehov per hektar avrinningsområde med syftet att i ett och samma diagram visa skillnaden mellan olika markanvändning och olika anläggningar.



Figur 4.6 Ytbehovet för våt damm, översilningsyta, våtmark och dike avseende olika markanvändning (1=villor, 2=flerfamiljshus, 3=väg). Riktvärden för alla dimensioneringsmetoder.

I Figur 4.6 ökar ytbehovet med ökad avrinningskoefficient förutom för översilningsytor i det vänstra diagrammet. Både översilningsytans längd och bredd per ytenhet avrinningsområde ökar med ökad avrinningskoefficient, men ser man på arean översilningsyta per area avrinningsområde så erhålls ej denna trend för dessa fallstudier och de antaganden som gjorts. I det vänstra diagrammet kan man se att flerfamiljshusområdet ger störst översilningsyta per area avrinningsområde. Förklaringen kan vara att det dimensionerande flödet för det området har uppskattats fel (sannolikt gäller ej antagandet $A_s=A$ för fallstudien Nybohov). Om vi istället antar att $A_s=A/3$ så erhålls värdet $189 \text{ m}^2/\text{ha}$ (Q_{dim} sänks då från 738 till 245 l/s), vilket är infört i det högra diagrammet.

5. DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Utformning

Föreslagen utformning av *våta dammar*, *översilningsytor*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken/svackdiken* har presenterats i tabellform (se Kapitel 2). Rekommendationerna baseras på en blandning av praktiska projekteringserfarenheter, litteraturstudier och forskningsresultat. Några av de viktigaste rekommendationerna redovisas här.

För *våta dammar* rekommenderas vattendjupet 1.5-2 meter, släntlutningen $<1:3$ och ett förhållande mellan längd och bredd $\geq 3:1$. En meandrande form är fördelaktig ur ett estetiskt perspektiv. En grund växtzon runt dammen föredras avseende säkerhet och reningseffektivitet. Inloppet bör konstrueras för att sprida vattnet in till dammen. Stenar kan exempelvis användas varmed vattnet även luftas. Ett v-skibord eller rör vid utloppet ger en utjämnings effekt.

Översilningsytor erfordrar en fördelningsanordning för att sprida vattnet jämnt över ytan. Ett fördelningsdike med efterföljande makadamvall kan användas som inloppsanordning. *Översilningsytan* bör vara jämn och ha en längslutning på ca 2-5%.

Konstruerade våtmarker utformas bäst ovala med in- och utlopp på motsatta kortsidor. Samma inloppsanordning som rekommenderas för *översilningsytor* är även bra för våtmarker. På så vis undviks kanalbildning. En fördamm minskar sedimentlasten på våtmarksdelen. Denna våtmarksdel ges olika djup, ca 0.15-1.2 meter.

Där det finns gott om utrymme bör *öppna diken* ges en bred utformning (*svackdiken*). Släntlutningen $\leq 1:3$ rekommenderas för *öppna diken* och släntlutningen $\leq 1:4-5$ för *svackdiken*. Längslutningen kan vara kring 2%.

Allmän diskussion kring dimensionering

I denna studie är huvudsyftet föroreningsreduktion. En kritisk faktor, särskilt avseende dammar, är storleken av avrinningen som skall **inkluderas** och behandlas. Om den dimensionerande avrinningen är för liten blir reningseffekten mindre eftersom för många regntillfällen kommer att överskrida anläggningens kapacitet. Om den dimensionerande avrinningen är för stor så tenderar de mindre avrinningstillfällena att tömmas snabbare än önskat för att uppnå tillräcklig sedimenteringseffekt. Detta beror bl.a. på en stor utloppsdimension. Större dammar kan då inte ge erforderlig uppehållstid för det dominanta antalet mindre avrinningstillfällen. En balans mellan lagringsvolym och reningseffektivitet behövs därför (Urbonas, Guo and Tucker, 1990). Urbonas, Roesner och Guo (1996) formulerar sig ungefär som följer: "Vissa är av den åsikten att genom att **inkludera** ett större regn, såsom 2-årsregnet eller 5-årsregnet, i en damm så erhålls en bättre avskiljning av föroreningar än om man dimensionerar för ett mindre regn. Detta stämmer nödvändigtvis inte. Om tömningstiden från en sådan större damm dimensioneras till 24 timmar, vilket är vanligt, kommer detta att leda till att tömningstiden från mindre regn blir mindre än 24 timmar, vilket resulterar i sämre avskiljning".

Föroreningsbehandling bör fokuseras på frekventa och medelstora nederbördstillfällen, med **regndjup** på mellan 12-35 mm. Dessa förekommer flera gånger per år. Större "dimensionerande regn" med återkomsttider på flera år har använts traditionellt vid dimensionering av dammar. Dessa regn har betydelse när huvudsyftet är översvämningsskontroll/flödesutjämnning. De har mindre betydelse för föroreningsbehandling som huvudsyfte och bör då inte användas, förutom vid dimensionering av ett nödutlopp (som kan dimensioneras för ett regn med lång återkomsttid, kanske 25-100 år). Den största mängden föroreningar under ett år genereras vid små och medelstora nederbördstillfällen med

återkomsttider i storleksordningen 1-4 månader och som generellt producerar mindre än 10 mm avrinning.

En damm som dimensioneras för att kvarhålla ett 1-årsregn har generellt en betydligt större volym än den volym som erfordras för att **inkludera** och behandla 90% av dagvattenavrinningen som når dammen på årsbasis. Större dammar behöver flera utlopp i olika nivåer för att kunna kvarhålla mindre regn/ avrinningstillfällen mer effektivt. I och med att avrinningsområdet blir större och utloppet blir större, kommer avrinningen från mindre regn att behandlas sämre. För att kompensera för detta kan alltså utlopp i flera nivåer användas för att släppa ut flöden från mindre avrinningstillfällen under 12-24 timmar och tömma utjämningsvolymen under 24-48 timmar.

Dimensioneringsmetoder

Litteraturstudien visade att dimensioneringsmetoder generellt har presenterats mycket vagt och att det sällan finns fullständiga ekvationer för att kunna uppskatta yt- och volymbehov. Allmänt gäller att krav på reningsgrad och vilken förorening som för recipienten bedöms viktigast att reducera bör styra dimensioneringen. Avskiljning av näringsämnen kräver generellt större anläggningsdimensioner än avskiljning av bly och andra föroreningar som starkare binds till sedimenten. Avseende *våta dammar*, *konstruerade våtmarker* och *öppna diken* bör dimensioneringen inkludera kontrollberäkningar avseende uppehållstider och vattenbalans. Vattenbalans bör upprättas för att å ena sidan försäkra sig om att översvämningensrisken blir acceptabelt låg och å andra sidan så att basflödet är större än förluster via avdunstning och infiltration. Upphållstiden bör kontrolleras för olika flödesfall så att den varken blir för kort eller för lång.

För *våta dammar* finns mer erfarenheter avseende dimensioneringsmetoder än för övriga anläggningar. Avseende *våta dammar* så rekommenderas att beräkna den permanenta volymen och reglervolymen separat. Den först prioriterade dimensioneringsmetoden föreslås vara baserad på ett dimensionerande **regndjup** för beräkning av erforderliga volymer. Svårigheten ligger i att bedöma vilket värde på **regndjupet** som skall användas. För det erfordras analyser av lokal nederbördsstatistik. Exempel på detta redovisas i denna rapport. Dimensioneringen kan även ske genom att uppskatta ytbehovet som en del av avrinningsområdets reducerade yta. Med reducerad yta avses avrinningskoefficienten multiplicerad med arean. Volymen kan vidare beräknas utifrån en dimensionerande uppehållstid och ytan kan slutligen uppskattas ur ytbelastningen då partiklars sjunkhastighet beaktas. Eftersom dessa metoder antingen beräknar en yta eller en volym så uppskattas den andra av dessa med hjälp av vattendjupet.

Till skillnad från våta dammar så beräknas *översilningsytans* area här genom att dividera flödet från ett dimensionerande 5-årsregn med 10 minuters varaktighet med produkten av ett **regndjup** och en vattenhastighet.

Konstruerade våtmarker beräknas principiellt på liknande sätt som dammar men med mindre vattendjup. Metoderna baseras på **regndjup**, del av avrinningsområde och en dimensionerande uppehållstid.

Två metoder har redovisats för *öppna diken* och *svackdiken*. En av dessa baseras på **regndjup** och den andra på att man iterativt beräknar dimensionerande flöde och vattenhastighet och jämför med maximalt tillåtna värden. Sedan ändras bottenbredd, släntlutning, längslutning och vattendjup tills dessa gränsvärden underskrids.

De parametrar som generellt används mest för dimensioneringen av de olika anläggningarna är områdesarea (A) och avrinningskoefficient (ϕ) per markanvändning, vattendjup (h), vattenhastighet (v), årligt **medelnederbördsdjup** (r_{da}), **regndjup** (r_d), nederbördsintensitet (p) och regnets varaktighet (t_{r1}). Detta visar att nederbördsstatistik är viktigt att studera vidare. Utöver dimensionerande **regndjup** som **inkluderar** en viss procent av nederbörden har det visat sig att värdet på vald *initiell regnförlust* (r_s) är platsspecifikt och spelar stor roll för vilka yt- och volymbehov som erfordras. I denna studie har

nederbördsdata från en period på drygt 3 år analyserats vilket krävt programmering eftersom upplösningen varit en timme och inte ett dygn och eftersom ett nederbördstillfälle måste definieras beroende på torrperiodens längd. Dygnsupplösningen är den upplösning som finns från de flesta av SMHIs nederbördsstationer. Längre nederbördsperioder med data i enheten millimeter per timme behövs både på fler platser i Stockholm och på andra platser runtom i Sverige. Detta innebär att de rekommenderade värdena på parametrarna i de redovisade dimensioneringsmetoderna bör användas med försiktighet. Värdena är alltså osäkra.

Dessutom rekommenderas att den slutliga dimensioneringen av en anläggning utförs med hänsyn till detaljprojekterade in- och utloppsanordningar och att valet av metod och parametervärden görs noggrant och med tanke på platsspecifika förhållanden och recipientförhållanden. I dagsläget ger de redovisade metoderna så stora skillnader i dimensioner att det även krävs kontrollberäkningar av uppehållstider m.m. innan utformningen och dimensioneringen kan betraktas som slutligt utförd.

Att använda sig av modeller för beräkningarna rekommenderas eftersom detta möjliggör jämförelser mellan metoder och kontrollberäkningar (känslighetsanalyser) av hur stor betydelse olika parametervärden har. Dagvattenmodellen STORMTAC (Larm, 2000 och Larm och Holmgren, 1999) har vidareutvecklats för detta syfte och kan användas för att automatisera arbetet och därmed spara mycket tid och minska risken för felaktiga beräkningar.

Resultat av dimensioneringen tillämpad på fallstudierna

För de studerade anläggningstyperna gäller generellt att det är vanskligt att jämföra olika metoder med varandra eftersom det för varje metod även ingår parametrar vars värden kan varieras inom olika stora intervall. Resultaten som redovisas baseras dock på de parametervärden som bedömts vara de mest sannolika för fallstudierna.

Avseende dimensionering av *våta dammar* så ger de 4 metoderna stor skillnad i erforderligt ytbehov. Om man ser till riktvärdena, dvs man använder den först presenterade och högst prioriterade ekvationen av de alternativa ekvationerna för respektive metod, så erhålls störst ytbehov för Metod 1 (avrinningsdjup). Sedan följer Metod 2 (del av reducerad avrinningsområdesyta), Metod 3 (uppehållstid) och lägst ytbehov erhålls med Metod 4 (ytbehov). Men, som nämnts, om man väljer andra värden, t.ex. en lägre sjunkhastighet i Metod 4 så ser resultaten annorlunda ut. En studie av ytbehovet per hektar avrinningsområde ger att *våta dammar* upptar en yta kring 40 (10-100) m²/ha för ett villaområde, 110 (30-120) m²/ha för ett flerfamiljshusområde och 210 (50-240) m²/ha för en vägyta. Det rör sig alltså om stora skillnader i erforderlig dammyta beroende på vilken markanvändning som finns i avrinningsområdet och beroende på vilken av metoderna som används.

För *översilningsytor* har endast en dimensioneringsmetod påvisats. Ytbehovet för *översilningsytor* är i storleksordningen 100-600 m²/ha. Mest sannolika värden är kring 150 m²/ha för ett villaområde, 190 m²/ha för ett flerfamiljshusområde och 210 m²/ha för en vägyta. En överslagsmässig känslighetsanalys visade att bidragande område (A_s) och regnvaraktighet (t_r) och/eller rinntid (t_r) är viktiga parametrar avseende dimensioneringen av *översilningsytor*. Det rör sig om stora osäkerheter för den utförda dimensioneringen av *översilningsytor*, vilket även avspeglas i Figur 4.5.

Avseende *konstruerade våtmarker* erhålls minst ytbehov med Metod 2 (del av avrinningsområde). Övriga två metoder ger ca 2-6 gånger större ytbehov, med störst avvikelse för vägar och minst för villor beroende på att Metod 2 ej beaktar områdets avrinningskoefficient, dvs markanvändningen. *Konstruerade våtmarker* upptar en yta kring 280 (60-280) m²/ha för ett villaområde, 420 (110-500) m²/ha för ett flerfamiljshusområde och 660 (150-940) m²/ha för en vägyta.

Metod 2 avseende *öppna diken och svackdiken*, där samma dimensionerande flöden används som för *översilningsytor*, påverkas också av bestämningen av värden på A_s och t_r/t_r men inte lika mycket. *Öppna diken och svackdiken* upptar en yta kring 10-120 m²/ha för ett villaområde, 120-270 m²/ha för

ett flerfamiljshusområde och 570-640 m²/ha för en vägyta. Detta indikerar att för stora avrinningsområden (i detta fall ”villaområde”) ger Metod 1 och 2 mycket skilda resultat. Det beror på att Metod 2 då använder en mycket mindre bidragande avrinningsyta (A_s).

Avseende både *översilningsytor* och *öppna diken* så kan rinntiden uppskattas med hjälp av Ekv. (7.1), dvs genom att dividera sträckan med vattenhastigheten. Under dimensioneringen bör man även uppskatta den dimensionerande avrinningsytan A_s (den del av avrinningsområdet som bidrar till det dimensionerande flödet under vald regnvaraktighet) och avrinningskoefficienten ϕ_s för denna yta.

En s.k. reducerad area beräknas genom att multiplicera arean med *avrinningskoefficienten*. Ytbehovet per reducerad hektar (red ha) avrinningsområde visar att *våta dammar* upptar ca 230 (60-450) m²/red ha, *översilningsytor* ca 700 (150-1300) m²/red ha, *konstruerade våtmarker* ca 930 (180-1300) m²/red ha och *öppna diken* ca 600 (20-760) m²/red ha.

Fortsatta studier

Fortsatta studier av nederbördsstatistik och dimensionerande parametrar behövs och kan leda till att parametervärdena ändras. En metod kan vara att utföra s.k. multivariata känslighetsanalyser för att studerar vilka parametrar som har störst påverkan på de olika anläggningarnas dimensioner. Resultaten från sådana analyser kan i sin tur leda till stora skillnader i erforderliga yt- och volymbehov för dagvattenanläggningar.

Förhoppningen är att de olika metoderna skall tillämpas, jämföras och granskas vilket sannolikt kommer att leda till revideringar och kompletteringar av ekvationer. Sådana revideringar och kompletteringar kommer kontinuerligt att införas i dagvattenmodellen STORMTAC.

Man bör sammanställa vilka dimensioneringsmetoder som använts för befintliga svenska dagvattenreningsanläggningar, särskilt för de vars reningsfunktion uppföljs. Man behöver också testa olika metoder i praktiken. Genom uppföljning av anläggningar som dimensionerats på olika sätt kan man sedan dra slutsatser om vilka dimensioneringsmetoder som är bäst lämpade att använda vid olika förhållanden. Först därefter kan det ske ett urval bland metoderna och mer användarvänliga dimensioneringsanvisningar kan tas fram.

6. REFERENSER

- Akan A.O. (1993). *Urban stormwater hydrology. A guide to engineering calculations*. Technomic Publishing Company, Inc., Pennsylvania, U.S.A.
- Ekvall J. (1998). *Rening av vägdagvatten med lamellavskiljare. Försök vid Essingeleden*. Rapport nr 46/98. Stockholm Vatten AB. Stockholm.
- Fransson T. och Larm T. (2000). *Dimensionerande förutsättningar för hantering av vägdagvatten*. PM VBB VIAK, Stockholm.
- Geiger W. och Roesner L.A. (video, not dated). *Stormwater quality management in Orlando, Florida*. The university of Essen and CDM university. U.S.A.
- Hvitved-Jacobsen T., Johansen N.B. och Yousef Y.A. (1994). *Treatment systems for urban and highway run-off in Denmark*. The Science of the Total Environment 146/147, s. 499-506.
- James W. (1995). *Hydrology & hydraulics vocabulary for engineers*.
- Larm T. (2000). *Stormwater quantity and quality in a multiple pond-wetland system: Flemingsbergs-viken case study*. Ecological Engineering, Vol. 15, Nos. 1-2, s. 57-75, Elsevier Science, Ireland.
- Larm T. (1994). *Dagvattnets sammansättning, recipientpåverkan och behandling*. VA-FORSK rapport nr 1994-06.
- Larm T. och Holmgren A. (1999). *Stormwater-GIS. A GIS planning tool for stormwater best management practices*. Vatten Nr 4, s 291-297, Lund, Sweden.
- Lönngren G. (1995). *Våtmark: renare vatten och renare liv*. MOVIUM, Sveriges Lantbruksuniversitet, Alnarp.
- Nordfeldt A. (1998). *Dimensionering av dagvattenanläggningar. En litteraturstudie med beräknings-exempel*. Examensarbete, Inst. För Samhällsbyggnadsteknik, Avd. för VA-teknik, Luleå Tekniska Universitet.
- Novotny V. (1995). *Nonpoint pollution and urban stormwater management*. Volume 9. Technomic Publishing AG, Basel, Switzerland.
- Persson (1999). *Hydraulic efficiency in pond design*. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Departments of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Pettersson T. (1999). *Stormwater ponds for pollution reduction*. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Department of sanitary engineering. Chalmers university of technology. Göteborg, Sweden.
- Roesner L. (1999). E-mail, 2 juli, 1999.
- Schueler T. (1992). *Design of stormwater wetland systems: guidelines for creating diverse and effective stormwater wetlands in the mid-Atlantic Region*. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, DC. USA.

SEPA (1997). *Guidance document for evaluation of surface water best management practices*. Draft May 1997. Prepared for Scottish Environmental Protection Agency (SEPA) by Sir Frederick Snow & Partners Ltd and Camp Dresser & McKee Inc.

Stahre och Urbonas (1993). *Stormwater. Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management*. PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

TNC 65 (1977). *VA-teknisk ordlista. Glossary of water supply and sewerage*. Tekniska nomenklaturcentralen. Stockholm.

Urban Drainage and Flood Control District (1999). *Urban storm drainage. Criteria manual. Volume 3 – best management practices*. Denver, Colorado. USA.

Urbonas, Guo and Tucker (1990). *Optimization of stormwater quality capture volume*. Proceeding of an Engineering Foundation Conference, ASCE, October 1989 in Switzerland, Published in New York, Urban stormwater quality enhancement.

Urbonas B., Roesner L. and Guo (1996). *Hydrology for optimal sizing of urban runoff treatment control systems*. Water quality International, January/February 1996, London, England.

VAV P46 (1983). *Lokalt omhändertagande av dagvatten – LOD. Anvisningar och kommentarer*. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, VAV.

VAV P31 (1976). *Utjämningsmagasin i avloppsnät*. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, VAV.

VAV P28 (1976). *Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar*. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, VAV.

Vägverket (1990). *Hydraulisk dimensionering. Diken, trummor, ledningar, magasin*. Publ 1990:11.

Vägverket (1998). *Rening av vägdagvatten- Preliminära råd vid dimensionering av enklare reningsanläggningar*. Samarbetsprojekt mellan Vägavd. vid Vägverket i Borlänge och Statens geotekniska institut (SGI).

Wanielista M P, Yousef Y A (1992). *Stormwater management*. John Wiley & Sons, Inc, New York. USA.

WEF och ASCE (1998). *Urban runoff quality management. WEF manual of practice No. 23. ASCE manual and report on engineering practice No. 87*. WEF, Water environment Federation and ASCE, American Society of Civil Engineers. USA.

Wong och Geiger (1997). *Adaption of wastewater surface flow wetland formulae for application in constructed stormwater wetlands*. Ecological Engineering 9, p 187-202, Elsevier Science.

7. BILAGOR

7.1. BILAGA 1 NOTATIONER

Anv. = användning vid dimensionering. 1= våt damm, 2= översilningsyta, 3=konstruerad våtmark, 4=öppna diken och svackdiken. **Fet** siffra = parametern används vid föreslagna dimensionering, *kursiv* siffra = parametern används vid ej föreslagna dimensioneringsmetoder eller för kontrollberäkningar eller dylikt, ingen siffra = övriga parametrar.

| Beteckning | Beskrivning | Anv. | Enhet | Kommentarer |
|----------------|--|----------------|---------------------|--|
| φ | Avrinningskoefficient | 1,3,4 | | |
| φ_s | Avrinningskoefficient för område med arean A_s . | 2,4 | | |
| A | Area, avrinningsområde | 1,2,3,4 | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A_s | Area, del av avrinningsområde som bidrar till avrinning under vald/ dimensionerande regnvaraktighet. | 2,4 | ha | 1 ha=10 000 m ² |
| A'_{STF} | Fiktivt ytbehov, anläggning | 1 | m ² | Teoretisk area vid vertikal släntlutning. STF=Stormwater Treatment Facility |
| a_1 | Regressionskonstant | <i>1</i> | | 0.7-1.0 |
| a_2 | Regressionskonstant | 1 | | 1.9-6.7 (Stockholm), 1.3-1.6 (USA) |
| A_h | Hydraulisk belastning | | m ³ /m | |
| A_l | Area växtzon (litteral zon) runt damm. | <i>1</i> | m ² | $A_l=25-45\%$ av A_p . |
| A_p | Area permanent vattenyta | <i>1</i> | m ² | |
| A_q | Flödesarea, dike | 4 | m ² | |
| A_{STF} | Ytbehov, anläggning | 1,2,3,4 | m ² | STF=Stormwater Treatment Facility |
| C_{in} | Koncentration, inflöde | | mg/l | |
| D_p | Partikeldiameter | | µm | 5-45 mm normalt |
| h | Medelvattendjup för hela dammen eller våtmarken. | 1,3 | m | 1.25 (1-2) m (damm), 0.5-0.75 m (våtmark). |
| h' | Medelvattendjup i den del av dammen eller diket som ej utgörs av slänter och växtzon. | 1,4 | m | 1.2-3 m (damm) 0.3 m (dike) |
| h_d | Dikeshöjd | | m | |
| h_g | Medelgräshöjd | <i>2</i> | mm | 50-100 |
| h_r | Högsta vattendjup för regleringsvolymen i en damm | <i>1</i> | m | 0.9-1.5 m |
| h_w | Vattendjup för våtmarkszon runt damm | <i>1</i> | m | 0-0.5 m |
| I | Procent impermeabel yta | <i>1</i> | % | 0-100 |
| i_N | Regnintensitet med återkomsttid 1,2,3...N år | 2,3,4 | l/s/ha | Störst föroreningsmängd per år genereras vid 1-4 månaders återkomsttid. |
| k_1 | Regressionskonstant | <i>1</i> | - | Ämnesspecifika värden. Olika för om ekvationen är linjär eller exponentiell. |
| k_2 | Regressionskonstant | <i>1</i> | - | Ämnesspecifika värden. Olika för om ekvationen är linjär eller exponentiell. Ej framtaget. |
| K_A | Regressionskonstant | <i>1,3</i> | - | 50-300 |
| $K_{A\varphi}$ | Regressionskonstant | 1 | - | 200-500 |
| K_v | Regressionskonstant | 1 | m | 100-300 |
| l | Längd, anläggning | 1,2,3,4 | m | |
| l_c | Våt perimeter, dike | 4 | m | Längd i tvärsnitt där vattnet kommer i kontakt med diket. |
| M | Mannings konstant | 4 | m ^{1/3} /s | 25 (20-40) för gräsbevuxna |

| | | | | |
|-----------|--|----------------|--------------------|---|
| | | | | diken. |
| N | Antal år | 4 | - | 1-10 |
| N_{d1} | Antal gånger reglervolymen | 1 | - | 1-1.5 |
| N_{d2} | Antal gånger reglervolymen | 3 | - | 3 |
| N_{dad} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_d | 1 | - | 1.0-2.5 |
| N_{dap} | Antal gånger årligt medelflöde under medelregn, för beräkning av V_p | 1,3 | - | 1.0-4.0 |
| N_r | Årligt antal avrinningstillfällen | 1 | år ⁻¹ | 90 (60-110) |
| p | Nederbördsintensitet (regn+snö) | 1,3,4 | mm/år | 400-900 mm/år p =precipitation |
| p_{max} | <i>Regndjup</i> under ett maxdygn | <i>1</i> | mm/dygn | 30 (28-48) mm/dygn |
| Q_b | <i>Basflöde</i> | <i>1</i> | m ³ /år | Uppmäts säsongvis eller beräknas. |
| Q_{dim} | Dimensionerande flöde till anläggning | 1,2,3,4 | l/s | |
| Q_E | Avdunstning, evaporation | <i>1,3</i> | l/s | |
| Q_{ET} | Evapotranspiration från växter i damm | <i>1,3</i> | l/s | |
| Q_{in} | Inflöde | <i>1,3</i> | l/s | |
| Q_{inf} | Läckage till grundvatten via infiltration | <i>1,3</i> | l/s | |
| Q_{max} | Maximalt tillåtet flöde | 2,4 | l/s | |
| Q_{net} | Nettobasflöde | <i>1,3</i> | l/s | |
| Q_{out} | Utflöde | 1 | l/s | |
| Q_p | Inflöde via nederbörd direkt på anläggningens yta | <i>1,3</i> | l/s | |
| R | Hydraulisk radie, dike | 4 | m | A_d/L_c |
| R^2 | r-kvadratvärde | | | >0.8 rekommenderas. |
| r_d | <i>Regndjup</i> | 1,2,3 | mm | 18 (5-35) mm. |
| r_{da} | Årligt <i>medel</i> nederbördsdjup | 1,3 | mm | 3-8 mm i Stockholm. Nytt regn när tid mellan regn >6 h. Endast regn >1.0 mm (0.5-2.5 mm) bidrar till avrinning. |
| RE | Reiningseffekt | <i>1</i> | % | |
| r_r | Avrinningsvolym | <i>1</i> | mm | $r_d \times \varphi$ |
| r_s | Ytvattenlagring (initieell regnförlust) | <i>1</i> | mm | 0.6-1.5 mm |
| s | Sträcka | 4 | m | |
| S | Längd lutning | 2,4 | % | 0.5-6% |
| t_d | Hydraulisk uppehållstid | 1 | h | 24 h krävs för att behandla mindre regn. 12-24 h normalt. |
| t_f | Rinntid | | min | |
| t_N | Återkomsttid för regn, N=1,2,3,.. | | år | |
| t_{out} | Tid för utflöde, tömningstid | 1 | h | 12-24 (6-48) h |
| t_{r1} | Regnets varaktighet | 1,3 | h | 24-336 h |
| t_{r2} | Regnets varaktighet | 2,4 | min | 10 min |
| t_{ra} | Regnets medelvaraktighet | 1 | h | 11 (7-14) h för medelregn, Stockholm. |
| t_s | Sedimentationstid | | h | |
| v | Vattenhastighet | 2,4 | m/s | ca 1.5 m/s i ledning ca 0.5 m/s i <i>öppet dike</i> max 0.3 m/s över översilningsyta |
| V | Vattenvolym, anläggning | 1,3,4 | m ³ | |
| w | Bredd av högsta vattennivå, damm/dike | <i>1,4</i> | m | w=width |
| w_b | Bottenbredd, damm/dike | <i>1,4</i> | m | w=width |
| V_d | Regleringsvolym (maxnivå-nivå permanent vattenyta) | 1,3 | m ³ | d=detention |

| | | | | |
|-----------|---|--------------|----------------|--|
| v_{max} | Maximalt tillåten vattenhastighet för att förhindra erosion | | m/s | |
| V_p | Permanent vattenvolym, anläggning | 1,3 | m ³ | |
| v_p | Sjunkhastighet, partiklar (SS) i vatten | 1 | m/h | 0.15 (0.04-0.25) m/h normalt vid dimensionering. 1.0=max använt. |
| V_r | Vattenvolym, avrinning vid medelavrinningstillfälle | <i>l</i> | m ³ | |
| w_{tot} | Totalbredd, anläggning | 2,3,4 | m | w=width |
| w_w | Bredd av våtmarkszon runt dammen | <i>l</i> | m | 1-3 m |
| z | Släntlutning, 1:z | 1,3,4 | | 3-6 |

7.2. BILAGA 2 ÖVRIGA DIMENSIONERINGSKRITERIER

7.2.3. Allmänna ekvationer avseende alla anläggningar

Ekvation (7.1) används för beräkning av rinntid.

$$t_f = \frac{s}{60v} \quad (7.1)$$

Värdet på v är olika i ledningssystem (ca 1.5 m/s) och öppna diken (ca 0.5 m/s), se VAV P28 (1976). Årlig medelavrinningsvolym beräknas enligt Ekv. (7.2).

$$V_r = 10r_{da}\varphi A \quad (7.2)$$

Regndjupet beräknas i Ekv. (7.3) som en funktion av *avrinningskoefficienten*. *Regndjupet* ökar med *avrinningskoefficienten*. Ekvationen är utvecklad inom denna studie från endast 2 referenser med olika värden för φ för olika r_d . $R^2=0.65$, dvs relativt stor spridning (fler referenser behövs för att minska osäkerheten).

$$r_d = 36\varphi + 6 \quad (7.3)$$

I Ekv. (7.4) uppskattas impermeabiliteten utifrån *avrinningskoefficienten* ($R^2=0.98$).

$$I = 44Ln\varphi + 102 \quad (7.4)$$

Ekv. (7.5) kan användas för att överslagsmässigt beräkna *basflödet*. Uttrycket ger en överskattning av *basflödet* eftersom även avrinningen som sker under regntillfällen ingår.

$$Q_b = 10p\varphi A \quad (7.5)$$

Ekv. (7.6) visar ett uttryck för *regndjupet* gånger *avrinningskoefficienten* utifrån impermeabiliteten I , som beräknas ur Ekv. (7.4). Konstanten a_1 väljs beroende på tömningstiden t_{out} , se följande tabell (Urban Drainage and Flood Control District, 1999).

| | | | | |
|-----------|-----|-----|-----|-----|
| t_{out} | 6 | 12 | 24 | 40 |
| a_1 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |

$$r_d\varphi = 25a_1(0.91(\frac{I}{100})^3 - 1.19(\frac{I}{100})^2 + 0.78(\frac{I}{100})) \quad (7.6)$$

Avseende dimensionering av dammar används Ekv. (7.7)-(7.11) endast när flödesutjämning är huvudsyftet. Generellt dimensioneras då dammen för 5 års återkomsttid ($N=5$), men för instängda områden rekommenderas 10 års återkomsttid. Det är tveksamt att använda i_N vid dimensioneringen av dammar när föroreningsreduktion är huvudsyftet. För dammar och våtmarker kan ekvationerna användas för kontroll av maximala reglerhöjder så att översvämningensrisken minskar. Ekvationerna kan också användas vid dimensionering av *öppna diken* och *översilningsytor*. I_N kan avläsas från ortsspecifika diagram över varaktighet, intensitet och återkomsttid eller beräknas från ekvationer som är framtagna från dessa samband (Ekv. (7.8)-(7.11)). $N=1-10$ är normalt att använda. $N=0.1-0.3$ (4 månader) ger en mer kostnadseffektiv dammstorlek enligt Roesner, 1989 (Guo och Urbonas, 1996) men ligger utanför ekvationens användningsområde. Olika bidragande areor (och därmed olika *avrinningskoefficienter*)

testas och den area som ger störst dimensionerande flöde används. Ekv. (7.8)-(7.11) är framtagna från regnintensitetsdiagram för Stockholm (VAV P28, 1976).

$$Q_{\text{dim}} = i_N \varphi_s A_s \quad (7.7)$$

Om en förbestämd regnvaraktighet (t_{r2}) gäller så uppskattas A_s genom att beräkna rinnsträckan (s) ur Ekv. (7.1), under antagandet att $t_f = t_{r2}$. Därefter uppskattas arean som ligger ”inom” denna sträcka från studerad punkt (diket, översilningsytan eller dylikt). Om det inte finns en förbestämd regnvaraktighet uppskattas t_{r2} ($=t_f$) ur Ekv. (7.1). Sträckan till ”tyngdpunkten” i området används för överslagsmässig beräkning. Därefter beräknas i_N , A_s uppskattas från karta och φ_s beräknas/uppskattas. Vid mer detaljerad beräkning kontrolleras resultaten av olika t_{r2} och därmed olika A_s och φ_s tills maximalt Q_{dim} erhålls.

$$i_1 = 5 + \frac{1990}{t_{r2} + 10.2} \quad (7.8)$$

$$i_2 = 5 + \frac{2730}{t_{r2} + 11.2} \quad (7.9)$$

$$i_5 = 5 + \frac{3921}{t_{r2} + 12.2} \quad (7.10)$$

$$i_{10} = 5 + \frac{5024}{t_{r2} + 12.8} \quad (7.11)$$

Sambanden enligt Ekv. (7.8)-(7.11) används normalt vid ledningsdimensionering. Det bör poängteras att i motsats till ledningsdimensionering är dimensionering av dammar/magasin ett volymproblem. De nämnda ekvationerna har den begränsningen att de endast anger den största medelregnintensiteten under viss del av regnet och ej volymen av för- och efterregnet (VAV P31, 1976).

7.2.4. Dammar

Ekv. (7.12) uppskattar dammens reglervolym med hänsyn taget till den initiella regnförlusten (vattenlagringen) r_s .

$$V_d = \varphi A(r_d - r_s) \quad (7.12)$$

Genom att kombinera Ekv. (3.14) och Ekv. (3.13), dvs genom att likställa ekvationerna med varandra så erhålls en uppskattning av parametern a_2 för svenska förhållanden, se Ekv. (7.13).

$$a_2 = \frac{r_d}{r_{da}} \quad (7.13)$$

Ekv. (7.14) används för kontroll av uppehållstid efter utförd dimensionering. Upphållstiden t_d skall överstiga 20 timmar (Vägverket, 1998).

$$t_d = \frac{2.4V_p}{p_{\text{max}} A \varphi} \quad (7.14)$$

Upphållstiden kan alternativt uppskattas enligt Ekv. (7.15).

$$t_d = \frac{8760V_p}{V_r N_r} \quad (7.15)$$

Ekv. (7.16) uppskattar erforderlig dammyta som en del av totalt avrinningsområde. Ekvationen beaktar ej markanvändning och *avrinningskoefficienter*.

$$A_{STF} = AK_A \quad (7.16)$$

K_A i Ekv. (7.16) är normalt mellan 50-300. Enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999) ligger motsvarande värden mellan 50-200. I Persson (1999) redovisas motsvarande värden 100-200 taget från Leonardsson (1999) och värdena 200-300 från Marsalek et al (1992).

Ekv. (7.17) ger en överdimensionering eftersom utflödet $Q_{out}=0$. t_{r1} är regnets varaktighet.

$$V = 3.6Q_{dim}t_{r1} \quad (7.17)$$

Ekv. (7.18) utgår från vattnets uppehållstid i dammen. Utifrån empiriska försök rekommenderas uppehållstider (t_d) på 48-72 timmar (2-3 dygn) för att erhålla en effektiv rening (Persson, 1999). Enligt Persson är Q_{dim} flödet genom dammen och man brukar räkna med årsmedelvattenflödet. När volymen bestämts ansätts ett vattendjup varmed dammens ytbehov kan uppskattas.

$$V = 3.6Q_{dim}t_d \quad (7.18)$$

Reningseffekten har uppskattats för tre svenska dammar (Pettersson, 1999). Det finns idag i Sverige för få data för att studera om ekvationen blir linjär (Ekv. (7.19)) eller exponentiell (Ekv. (7.20)). En önskad reningseffekt för valda ämnen väljs. V beräknas för varje ämne. Maximalt V väljs.

Preliminära värden på k_1 och k_2 har beräknats med antagandet om att ekvationen är linjär:

| | k_1 | k_2 |
|----|-------|-------|
| Cu | 0.16 | 3.4 |
| Cd | 0.11 | 0.8 |
| SS | 0.20 | 8.5 |
| Zn | 0.14 | 2.8 |
| N | 0.33 | 2.2 |
| Pb | 0.16 | 4.7 |

$$V = V_r(k_1 RE - k_2) \quad (7.19)$$

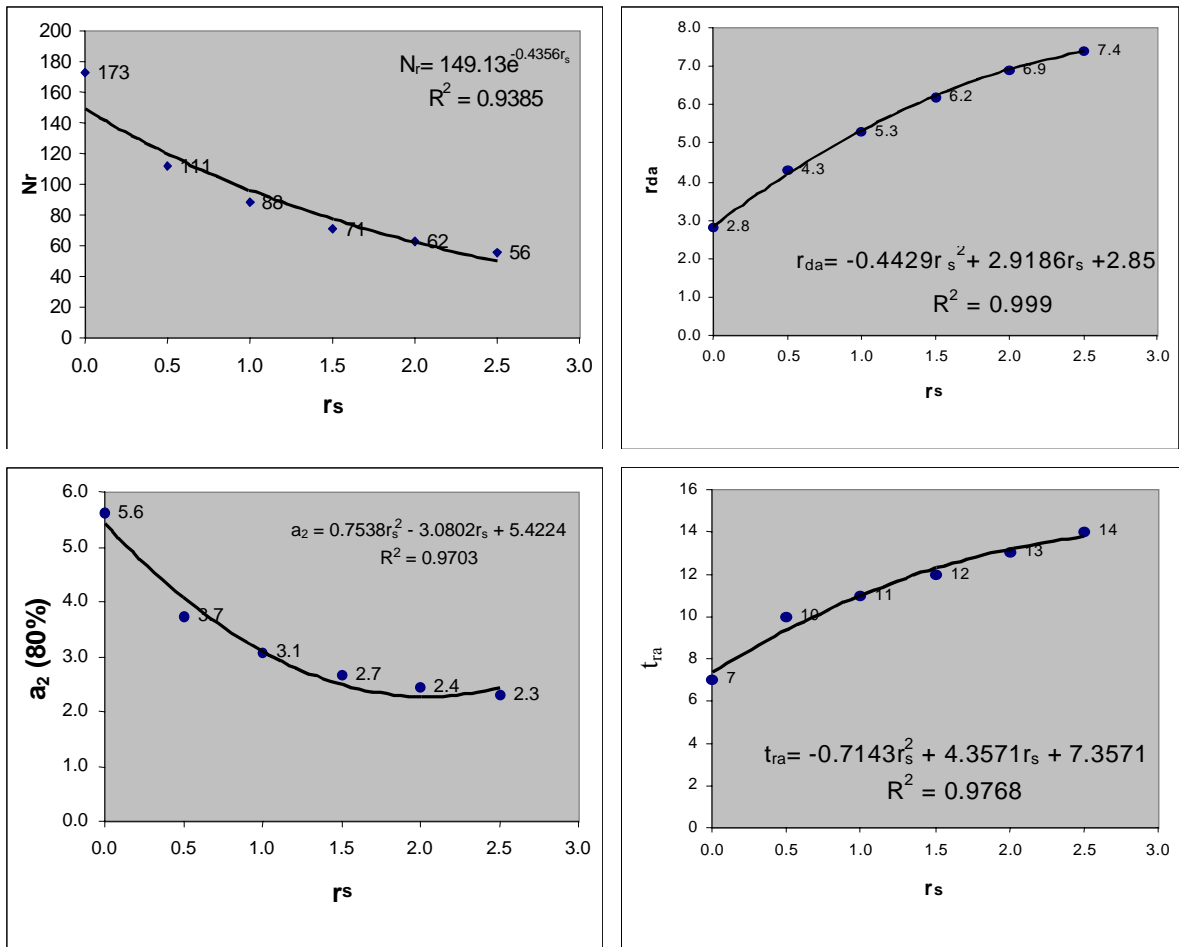
$$V = V_r k_1 e^{k_2 RE} \quad (7.20)$$

7.3. BILAGA 3 NEDERBÖRDSSTATISTIK

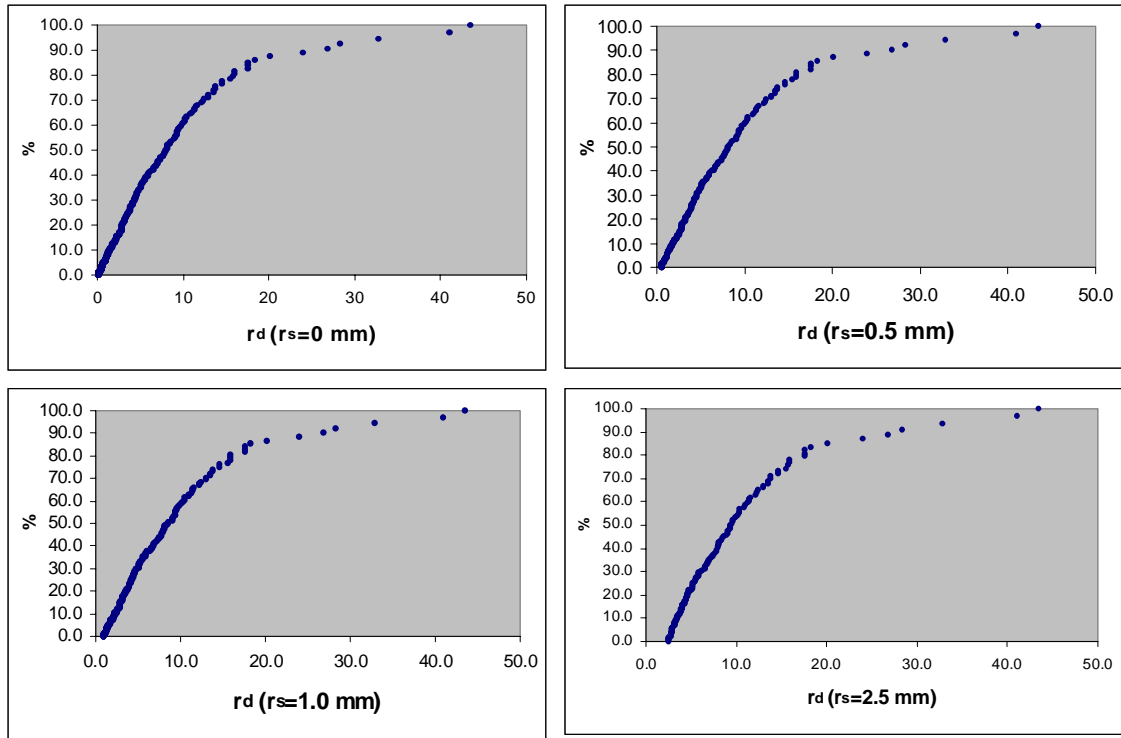
Här presenteras nederbördsstatistik som är specifik för SMHIs nederbördsstation Tullinge, ca 2 mil sydväst om centrala Stockholm. Drygt 3 års data, från och med februari 1996 till och med mars 1999, har använts. Statistiken har analyserats med hjälp av programmering i Visual basic. Det rör sig om unika data som baseras på nederbördsdata med upplösningen en timme. Data gäller under förutsättningen att ett nytt regn eller nederbördstillfälle räknas efter mer än 6 timmars uppehåll (torrperiod) (Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 1998). En viktig parameter är den *initiella regnförlusten* (r_s) eftersom olika värden på denna ger så olika värden på antalet nederbördstillfällen, medelvaraktighet för nederbörd m.m. Värdet på r_s varierar mellan 0-2.5 mm enligt olika referenser. Preliminärt rekommenderas värdet $r_s=1.0$ mm för Stockholm men stor osäkerhet råder. Värdet $r_s=2.5$ mm används i USA (WEF och ASCE, 1998). Regnets medelvaraktighet (t_{ra}) vid den *initiella regnförlusten* 1.0 mm är 11 timmar enligt Tabell 7.1. Enligt studier av 36 års regndata från Denver i USA erhålls en medelvaraktighet som också är 11 timmar, men den varaktigheten gäller för en *initieell regnförlust* på 0 mm. Antalet regn/år var i genomsnitt 75 (Urban Storm and Drainage Flood Control District, 1999).

Tabell 7.1 Antal nederbördstillfällen per år (N_r), *medelnederbördsdjup* (r_{da}), *regndjup* (r_d) för att *inkludera mer än 90%* av total nederbörd, *regressionskonstanten* a_2 ($a_2=r_d/r_{da}$) och medelvaraktighet (t_{ra}) för nederbörd uppställda i förhållande till olika *initiella regnförluster* (r_s).

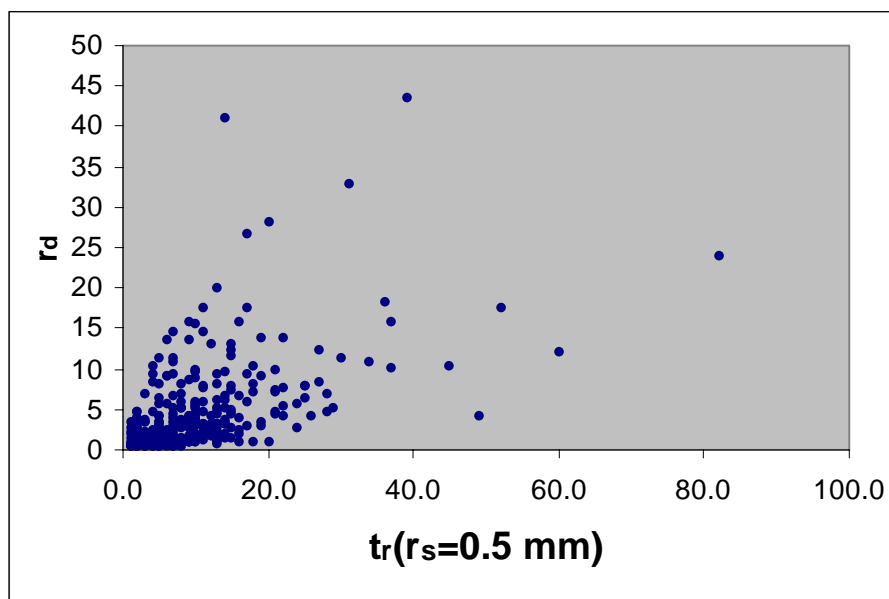
| r_s | N_r/year | r_{da} | $r_d (>90\%)$ | $a_2 (>90\%)$ | t_{ra} |
|-------|-------------------|----------|---------------|---------------|----------|
| mm | | mm | mm | | h |
| 2.5 | 56 | 7.4 | 17.0 | 2.3 | 14 |
| 2.0 | 62 | 6.9 | 16.8 | 2.4 | 13 |
| 1.5 | 71 | 6.2 | 16.5 | 2.7 | 12 |
| 1.0 | 88 | 5.3 | 16.3 | 3.1 | 11 |
| 0.5 | 111 | 4.3 | 16.0 | 3.7 | 10 |
| 0 | 173 | 2.8 | 15.8 | 5.6 | 7 |



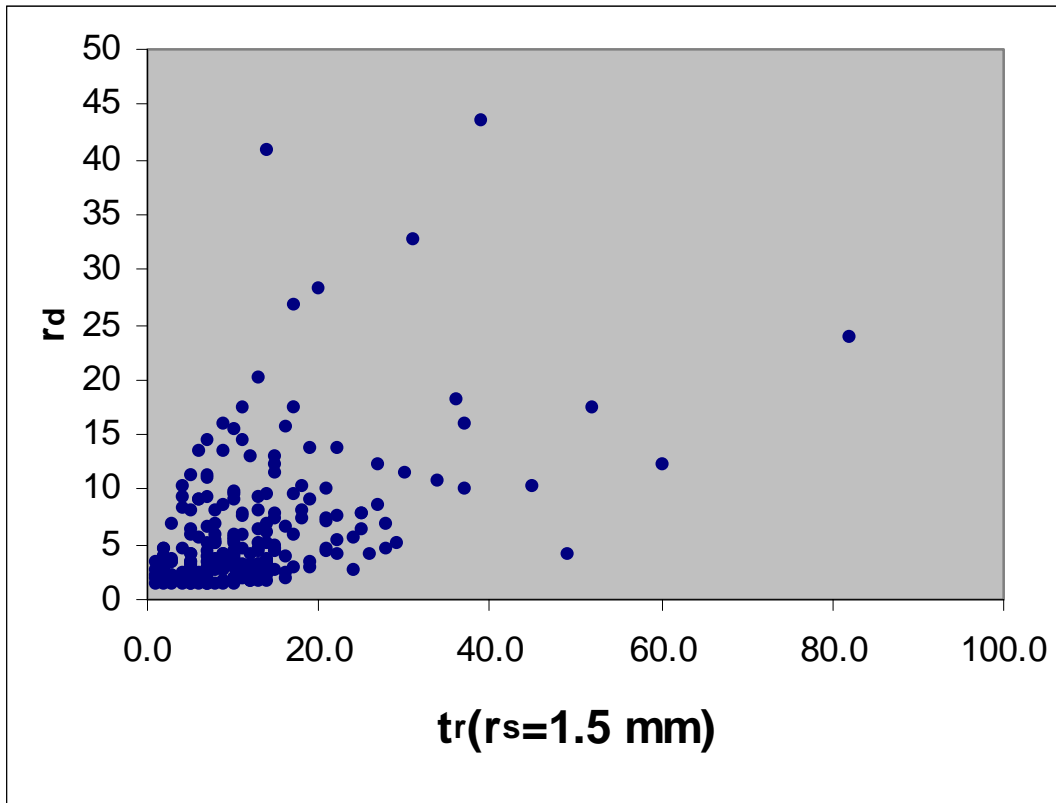
Figur 7.1 Antal nederbördstillfällen per år (N_r), **medelnederbördsdjup** (r_{da}), *regressionskonstanten* a_2 ($a_2=r_d/r_{da}$) och medelvaraktighet (t_{ra}) för nederbörd i förhållande till olika initiala regnförluster (r_s).



Figur 7.2 Procent (%) inkluderad nederbörd i förhållande till regndjupet (r_d) för olika *initiella regnförluster*.



Figur 7.3 Regndjup (r_d) i förhållande till nederbördens varaktighet (t_r) (initieell regnförlust $r_s=0.5$ mm).



Figur 7.4 Regndjup (r_d) i förhållande till nederbördens varaktighet (t_r) (initiell regnförlust $r_s=1.5$ mm).

7.4. BILAGA 4 AVRINNINGSKOEFFICIENTER

Avrinningskoefficienten uttrycker hur stor del av nederbörden som bidrar till avrinning (dagvatten) efter ”förluster” såsom evapotranspiration (evaporation+transpiration), ytvattenlagring (vattenpölar o.dyl.), infiltration och interception (del av nederbörden som adsorberar till växtligheten) (Larm och Holmgren, 1999). Specifikt för de *avrinningskoefficienter* som avses i denna rapport gäller definitionen ”en *avrinningskoefficient* är en enhetslös konstant som uttrycker förhållandet mellan avrunnen vattenvolym och nederbörds mängd”. De *avrinningskoefficienter* (ϕ) som avses är egentligen s.k. ”volymavrinningskoefficienter” eller mängdavrinningskoefficienter (VAV P31, 1976) vilka skiljer sig från de *avrinningskoefficienter* som används specifikt för dimensionering av dagvattenledningar (VAV P28, 1976). Vid ledningsdimensionering definieras *avrinningskoefficienten* som förhållandet mellan maximal specifik dagvattenavrinning och tillhörande regnintensitet (VAV P31, 1976).

Det rör sig om olika värden för respektive typ av *avrinningskoefficient*, se Tabell 7.2. Benämningen *avrinningskoefficienter* används alltså i denna rapport även om volymavrinningskoefficienter är korrektare. Gemensamt för bägge dessa *avrinningskoefficienter* gäller Ekv. (7.21). Ekvationen uttrycker att ett avrinningsområdes avrinningskoefficient (ϕ) kan uppskattas ur avrinningskoefficienten för varje markanvändning (ϕ_N) multiplicerat med arean för den markanvändningen (A_N) och genom att dividera dessa faktorer med avrinningsområdets totala area ($A=A_1+A_2+\dots+A_N$), där N är antalet markanvändningar.

$$\phi = \frac{\phi_1 A_1 + \phi_2 A_2 + \dots + \phi_N A_N}{A} \quad (7.21)$$

Värdena i Tabell 7.2 (exkluderande ”P28”) uppdateras kontinuerligt i dagvattenmodellen STORMTAC (Larm och Holmgren, 1999) och har erhållits från mätdata och genom beräkning med Ekv. (7.22) (Larm och Holmgren, 1999), där ϕ^* är en årlig avrinningskoefficient som uppskattats från mätdata, Q^* är uppmätt vattenflöde ($m^3/\text{år}$), p^* är på platsen uppmätt nederbördsintensitet ($m/\text{år}$) med korrigering för mätfel (Larm, 1996) och A^* är avrinningsområdets area (m^2). Månadsvisa avrinningskoefficienter finns också beräknade i modellen.

$$\phi^* = \frac{Q^*}{p^* A^*} \quad (7.22)$$

Liksom gäller för schablonhalter så gäller för bestämning av ett områdes avrinningskoefficient att det erfordras okulärbesiktning (platsbesök) för att ta hänsyn till platsspecifika förhållanden såsom terränglutning och hur tätt bebyggt ett område är. Värdena i Tabell 7.2 är generellt osäkra och erfordrar fortsatt kalibrering för att bli mer tillförlitliga. Områden med villor och flerfamiljshus är sannolikt bäst tillförlitliga.

Tabell 7.2 Föreslagna avrinningskoefficienter och jämförelse med motsvarande värden enligt VAV, P28.

| Markanvändning | Avrinningskoefficient (φ_N) | | | |
|----------------------|---------------------------------------|------|-----|------------------|
| | Riktvärde | Min | Max | P28 |
| Urban | | | | |
| Vägar | 0.85 | 0.7 | 1.0 | 0.8 |
| Parkeringar | 0.85 | 0.7 | 1.0 | 0.8 |
| Villor | 0.25 | 0.2 | 0.4 | 0.25 (0.15-0.35) |
| Radhus | 0.32 | 0.3 | 0.5 | |
| Flerfamiljshus | 0.45 | 0.35 | 0.6 | 0.4 (0.4-0.6) |
| Taktytor | 0.85 | 0.7 | 1.0 | |
| Fritidshus | 0.2 | 0.05 | 0.5 | |
| Koloni | 0.2 | 0.1 | 0.5 | |
| Bostäder | 0.35 | 0.3 | 0.5 | |
| Bostäder och centrum | 0.5 | 0.35 | 0.7 | |
| Centrum | 0.7 | 0.4 | 0.9 | |
| Industri | 0.6 | 0.5 | 0.8 | 0.5 |
| Park | 0.18 | 0 | 0.3 | |
| Golfbanor | 0.18 | 0 | 0.3 | |
| Urban | 0.5 | 0 | 1 | |
| Rural | | | | |
| Skog | 0.1 | 0.05 | 0.4 | 0.1 |
| Jordbruk | 0.11 | 0.1 | 0.3 | 0.1 |
| Äng | 0.08 | 0 | 0.3 | 0.1 |
| Våtmark | 0.2 | 0.1 | 0.4 | |

Avrinningskoefficienten kan beräknas utifrån procent impermeabel (I) yta, se Ekv. (7.23). $R^2=0.8$ enligt anteckning av Urbonas, 1999, i Urbonas, Roesner och Guo, 1996.

$$\varphi = 0.858\left(\frac{I}{100}\right)^3 - 0.78\left(\frac{I}{100}\right)^2 + 0.774\left(\frac{I}{100}\right) + 0.04 \quad (7.23)$$

Alternativt kan avrinningskoefficienten beräknas från det empiriskt framtagna förhållandet i Ekv. (7.24) (Akan, 1993).

$$\varphi = 0.05 + 0.009I \quad (7.24)$$

7.5. BILAGA 5 FALLSTUDIER (VATTEN- OCH MASSFLÖDEN)

I Tabellerna nedan avser ”Modell” dagvattenmodellen STORMTAC där värdena på *avrinningskoefficienter* (ϕ), nederbörd (p) föroreningskoncentrationerna (schablonhalter) erhållits från databaser i modellen. Dessa databaser uppdateras kontinuerligt i och med att ny mätdata införs. För principiell metodik för beräkning av vattenflöden (Q) och massflöden (föroreningsbelastning) hänvisas till Kapitel 1.3 Metodik. Ekvationerna är presenterade i Larm och Holmgren (1999).

Nybohov, flerfamiljshusområde

Områdets markanvändning består enbart av flerfamiljshus som inkluderar parkeringar och lokalgata (ca 5000 fordon/dygn). *Avrinningskoefficienten* är medelhög.

Tabell 7.3 *Avrinningskoefficient* (ϕ), nederbörd (p), area (A) och flöde (Q).

| | ϕ | p | A | Q |
|---------|--------|-------|-----|--------------------|
| | | mm/år | ha | m ³ /år |
| Modell | 0.45 | 636 | 9.0 | 25844 |
| Mätdata | 0.35 | 800 | - | 25610 |

Mätdata över flöde avser automatisk provtagning samlingsprov under perioden februari 1998 till januari 1999.

Tabell 7.4 Föroreningskoncentration (årliga medianhalter).

| | P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------|--------------------|
| | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l |
| Modell | 0.20 | 1.6 | 20 | 150 | 150 | 0.5 | 13 | 16 | 0.1 | 150 | 0.4 | 3 | 0.13 |
| Mätdata | 0.33 | 1.3 | 28 | 315 | 190 | 0.3 | 14 | 10 | - | 156 | - | 0.7-3.2 | 0.00 2- 0.13 |

Mätdata över koncentration avser flödesproportionerlig provtagning baserad på månadsvisa samlingsprov under perioden februari 1998 till januari 1999.

Tabell 7.5 Föroreningsbelastning från modell.

| P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år |
| 5.2 | 41 | 0.5 | 3.9 | 3.9 | 0.013 | 0.3 | 0.4 | 0.003 | 3880 | 10 | 0.08 | 0.0034 |
| kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år |
| 0.6 | 4.5 | 0.06 | 0.42 | 0.42 | 0.0014 | 0.036 | 0.045 | 0.0003 | 419 | 1.1 | 0.008 | 0.00036 |

Essingeleden, motorväg

Områdets markanvändning består enbart av motorvägen Essingeleden som belastas av ca 110 000 fordon/dygn. *Avrinningskoefficienten* är hög.

Tabell 7.6 *Avrinningskoefficient* (ϕ), nederbörd (p), area (A) och flöde (Q).

| | ϕ | p | A | Q |
|---------|--------|-------|-----|--------------------|
| | | mm/år | ha | m ³ /år |
| Modell | 0.85 | 636 | 0.9 | 4865 |
| Mätdata | - | - | - | - |

Mätdata över flöde saknas för en helårsperiod, men finns tillgänglig periodvis (Ekvall, 1998).

Tabell 7.7 Föroreningskoncentration (årliga medianhalter).

| | P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l |
| Modell | 0.34 | 3.3 | 66 | 126 | 838 | 1.4 | 37 | 18 | 39 | 252 | 4.1 | 9 | 0.30 |
| Mätdata | 0.30 | 3.2 | 56 | 135 | 944 | 0.9 | 43 | 21 | - | 387 | 1.5 | 2.3 | 0.24 |

Mätdata över koncentration avser stickprovtagningar (osäker data) och rening har skett i *öppna diken* före mätpunkten.

Tabell 7.8 Föroreningsbelastning från modell.

| P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år |
| 1.7 | 16 | 0.3 | 0.6 | 4.1 | 0.007 | 0.179 | 0.09 | 0.19 | 1224 | 20 | 0.042 | 0.0015 |
| kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år |
| 1.8 | 17 | 0.3 | 0.7 | 4.4 | 0.008 | 0.194 | 0.09 | 0.20 | 1326 | 22 | 0.045 | 0.0016 |

Flemingsberg, gles villabebyggelse

Områdets markanvändning består främst av skogsmark och villabebyggelse. *Avrinningskoefficienten* är relativt låg.

Tabell 7.9 *Avrinningskoefficient* (ϕ), nederbörd (p), area (A) och flöde (Q).

| | ϕ | p | A | Q |
|---------|--------|-------|-----|--------------------|
| | | mm/år | ha | m ³ /år |
| Modell | 0.22 | 636 | 596 | 835390 |
| Mätdata | - | - | - | - |

Mätdata över flöde saknas.

Tabell 7.10 Föroreningskoncentration (årliga medianhalter).

| | P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----------|------|------|------|------|
| | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | µg/l | mg/l | mg/l | µg/l | µg/l |
| Modell | 0.15 | 1.76 | 20 | 60 | 140 | 0.6 | 4.7 | 9 | 0.2 | 159 | 0.5 | 1 | 0.09 |
| Mätdata | 0.11 | 1.2 | 3 | 9 | 55 | 0.3 | 4 | 5 | <0.1-0.29 | 8 | - | - | - |

Mätdata över koncentration avser stickprovtagningar (osäker data; stickprovtagningargen generellt för låga halter eftersom "first-flush"-effekten ofta missas) och rening har skett i *öppna diken* före mätpunkten.

Tabell 7.11 Föroreningsbelastning från modell.

| P | N | Pb | Cu | Zn | Cd | Cr | Ni | Hg | SS | olja | PAH | BaP |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år | kg/år |
| 125 | 1468 | 19 | 51 | 121 | 0.5 | 3.9 | 7 | 0.2 | 133150 | 439 | 0.8 | 0.08 |
| kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år | kg/ha/år |
| 0.2 | 2.4 | 0.03 | 0.08 | 0.2 | 0.001 | 0.006 | 0.01 | 0.0003 | 218 | 0.7 | 0.001 | 0.0001 |