



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R67:1991

Takavvattning med fyllda rör

Per Sommerhein

V-HUSETS BIBLIOTEK, LTH



15000

400135571

Byggforskningsrådet

R67:1991

LUNDS TEKNISKA HÖRSKOLA
VÄG- OCH VATTENBYGGNAD
BIBLIOTEKET

TAKAVVATTNING MED FYLLDA RÖR

Per Sommerhein

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 900750-9 från
Statens råd för byggnadsforskning till Sommerhein AB, Lidingö.

REFERAT

Fullflödessystem för takavvattning har under 70- och 80-talet blivit allt vanligare i vårt byggnadsbestånd. Fördelen med denna systemlösning är en effektiv avvattning med hjälp av klena rör som förbilligar installationskostnaderna för takaavvattningen med upp till 40 % jämfört med konventionell teknik. Positiva effekter, som starkt minskade rörschaktsarbeten och en i det närmaste 100% flexibilitet i val av rörkonfigurationer, har då ej medräknats.

Som vid alla effektiva konstruktionstekniker kan fullflödesprincipen i takavvattningssystemen endast utnyttjas optimalt med omsorgsfull projektering och installation där de systembundna riskerna noga beaktats. Dessa risker skiljer sig i vissa avseenden från de som finns i konventionella, luftade takavvattningssystem (självfallsystemen).

Det saknas ännu idag, efter ca 20 års användning av fullflödestekniken, officiellt godkända regler för projektering och installation av fullflödessystem. Det har därför ansetts vara av värde att några av de erfarenheter och kunskaper som finns, samlas i en rapport och ställs till förfogande för byggmarknadens parter.

I rapporten beskrivs fullflödessystemens grundläggande verkningssätt och vilka generella krav som bör ställas på systemens komponenter. I rapporten föreslås förfaranden för planering, dimensionering, installation och underhåll av systemen. Grundläggande ekvationer för dimensionering redovisas och exemplifieras.

Med utgångspunkt från SMHI's nuvarande kunskaper om extremt höga regnintensiteter, diskuteras problematiken kring val av dimensionerande regnintensiteter för takavvattningssystem.

I Byggeforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

Denna skrift är tryckt på miljövänligt, oblekt papper.

R67:1991

ISBN 91-540-5393-5
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

INNEHÅLL

SUMMARY	5
BETECKNINGAR	9
FÖRORD.....	11
1 INLEDNING	12
2 *ALLMÄNT OM TAKAVVATTNINGSSYSTEM	13
3 FULLFLÖDESYSTEMET	14
4 ERFARENHETER AV FULLFLÖDESYSTEM	15
5 TAKBRUNNAR TILL FULLFLÖDESYSTEM	16
6 RÖRSYSTEM	23
7 GRUNDLÄGGANDE EKVATIONER OCH DEFINITIONER	19
8 TESTNING AV TAKBRUNNAR TILL FULL- FLÖDESYSTEM	21
8.1 Generellt	22
8.2 Testningsutrustning och testning	22
9 *PLACERING AV TAKBRUNNAR	26
9.1 Generella riktlinjer för placering av takbrunnar	26
10 PLACERING AV RÖRLEDNINGAR	27
11 STRÖMNINGSFASER I FULLFLÖDESYSTEM	29
12 DIMENSIONERING AV RÖRSYSTEM	31
12.1 *Bestämning av regnvattenflöden till takbrunnar	31
12.2 Beräkning av rörledningarnas dimensioner	31
12.3 Exempel 1	35
12.4 Exempel 2	38
12.5 Datoriserade dimensioneringsmetoder	40
13 TRYCKBALANS	41
14 KAVITATION OCH OTILLÅTNA UNDERTRYCK	43
14.1 Exempel 3	44
15 *DIMENSIONERANDE REGNINTENSITET	47
15.1 Exempel 4	50
15.2 Exempel 5	53
15.3 Bedömning av risk för översvämning	55
16 *BRÄDDAVLOPP	56
16.1 Exempel 6	56
16.2 Utformning och placering av bräddavlopp	58
16.3 Dimensionerande regnvattenflöden för bräddavlopp	59
16.4 Bräddavloppens höjd över ordinarie takbrunnar	61
16.5 Bräddavlopps avvattningsskapacitet	62
16.6 Exempel 7	62
17 VATTENDJUP PÅ TAK	63
18 *TAKRÄNDALAR OCH TAKRÄNNOR	64
18.1 Rännalar i tak av profilerad plåt	66
18.2 Rännalar i tak av spännbetongelement	68
18.3 Utformning av rännalar med hänsyn till takbrunnars montering	69

19	SJÄLVRENSNING AV RÖRSYSTEM	70
20	FULLFLÖDESYSTEMETS UTLOPPSPUNKT	71
21	FULLFLÖDESYSTEMETS DISPONIBLA FALLHÖJD	72
22	FALLSTAMMAR I FULLFLÖDESYSTEM	73
23	RETARADERAD, KONTROLLERAD AVVATTNING	74
24	*UPPVÄRMNING AV TAKBRUNNAR	75
25	*UPPVÄRMNING AV RÖRLEDNINGAR	76
26	*KONDENSROBELEMET	77
27	*BRANDSPRIDNING	78
28	REPARATION OCH OMBYGGNAD	79
28.1	Reparation av invändiga stuprör	79
28.2	Avvattning av nedsjunkna takytor	79
28.3	Reparation av sönderfrysta stuprör	79
29	*LJUDPROBLEM	80
30	*MILJÖPROBLEM	81
31	*UNDERHÅLL	82
32	*KONSTRUKTIONSHANDLINGAR	83
33	*FRÅGOR KRING HÅLTAGNING I TAK OCH FASTSÄTTNING AV TAKBRUNNAR	84
33.1	Betongplatta med värme- och vattenisolering - med eller utan ångspärr	85
33.2	Profilerad plåt med ångspärr, värme- och vattenisolering	86
33.3	Profilerad plåt utan ångspärr, med värme- och vattenisolering	86
33.4	Tak av hyvlade bräder med vattenisolering	87
33.5	Tak av betongelement	87
34	BYGGSTADIET	88
35	FELKÄLLOR	89
35.1	Regnskugga och fasförskjutning i flödet till takbrunnarna	89
35.2	Fläktrumssyndromet	90
35.3	Otillåtna undertryck	90
	LITTERATUR	91
	BILAGA 1 Dimensioneringsnomogram	92
	BILAGA 2 Engångsmotståndstal	93
	BILAGA 3 *Regnintensiteter - återkomsttider	94
	BILAGA 4 *Karta för bestämning av regionala parametrar	95
	BILAGA 5 *Bräddavlopp som slits genom väggkrön	96
	BILAGA 6 *Bräddavlopp som rör genom väggkrön	97
	BILAGA 7 Dimensioneringsexempel 1 - 5	98

Rubriker markerade med * är generella och gäller för alla typer invändiga takavvattningssystem.

SUMMARY

A roof drainage system utilising the principle of siphonic action distinguishes itself from other roof drainage systems in that its pipes flow full at dimensional rainfall intensity.

In the Nordic countries the principle of siphonic flow has been accepted as a norm for almost 20 years. Latterly the system has seen increasing use in the central European countries. The design theory of such systems was originated by Mr Olavi Ebeling from Finland.

Basic Principles

In siphonic systems, all pipework has a flow factor of 1 at dimensional rainfall intensity. The full difference in height (head) between the roof outlets and the discharge point at ground level is utilised when dimensioning the pipework. Considerably reduced pipe diameters result, with higher flow velocity in the pipework as a further consequence. [See figure 1]

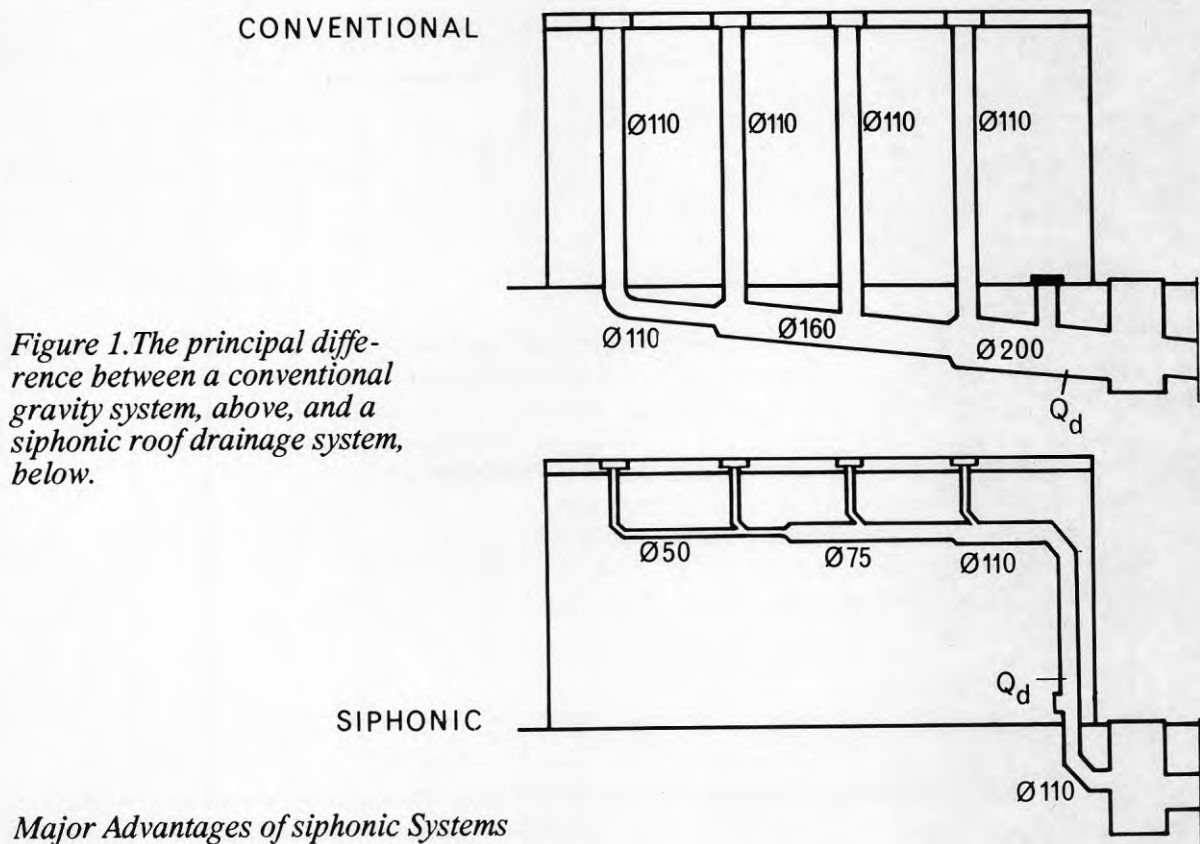


Figure 1. The principal difference between a conventional gravity system, above, and a siphonic roof drainage system, below.

Major Advantages of siphonic Systems

Systems operating according to the siphonic principle provide efficient and economical drainage for the majority of roof configurations. In common with all technologically advanced systems in the building sector, the advantages gained from the use of siphonic systems can only be optimised by the employment of careful planning procedures during the design and construction phases. Some of the advantages gained are:

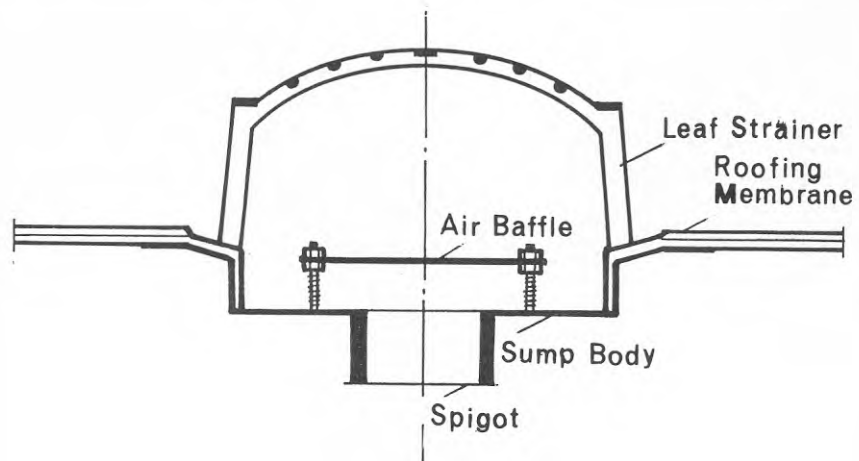
- Reduced pipe diameters
- Lateral pipework may be installed without fall
- Flexible positioning of outlets on the roof
- Adaptable pipe configurations
- Considerable savings in groundwork by the elimination of internal pipe trenching

- Low cost pipework/installation due to small diameters and reduced overall lengths
- Ease of planning for refurbishment, extension and repair.

Roof Outlets

Conventional outlets cannot be used in siphonic systems. The siphonic outlet is equipped with a baffle to prevent air entrainment into the pipework. [See figure 2]

Figure 2. The principle of a siphonic roof outlet.



During the design process for a siphonic outlet, tests must be applied to optimise the relative dimensions of the outlet and to control functional stability at different flow rates.

Three main parameters should be tested and documented:

1. Outlet flow resistance.
2. Outlet flow capacity relative to the minimal head of water necessary to attain siphonic flow in the pipework.
3. The functional stability of the air baffle which determines efficient operation and allows confident dimensioning of system pipework and achievement of a fill factor of 1 at design rainfall intensity.

Pipework

Any pipe system complying with the Building Regulation and capable to withstand both negative [maximum vacuum is 9 m H₂O or ≈ 90 kPa] and positive pressures may be utilised for siphonic systems.

Pipework Dimensioning

The dimensioning procedure follows accepted hydraulic principles, utilising Colebrook-White's formula for friction in pipes. The prime condition for successful dimensioning is that the total pressure drop from each roof outlet to the discharge point, should be equal to the effective head of the system.

Pressure Balance

Pressure balance, ie equilibrium between the total pressure loss and the available head, is a prerequisite for faultless function in siphonic systems. If pressure balance is not considered there is a risk of reduced drainage capacity, irregular drainage function and intermittent siphonic action due to outlets sucking air.

Cavitation and impermissible negative Pressure

In Siphonic systems, pipework must be designed to avoid cavitation, ie the permitted vacuum must be held above the actual evaporation pressure. Cavitation can cause severe sound problems and even damage to the system pipework.

The Discharge Point

Siphonic action has to be broken prior to entry into main storm sewer system, ie the transition from full bore flow to open flow in a ventilated pipe system must occur. It is advisable to discharge into an intermediate manhole before connection to the main sewer.

Allowance should be made for the possibility of the main sewer overload (due to excessive rainfall) to allow the system to discharge freely under surcharge conditions. Flow velocity at the discharge point should be reduced to less than 2.5 m/s.

Dimensional Rainfall Intensity

When designing roof drainage systems, all linked factors, ie main drainage system, overflows and roof storage capacity, should be taken fully into account.

Critically severe conditions, such as very rare intensive rainfalls, should have the maximum flow generated by such a storm distributed among the various parameters to guarantee an optimal, economical and functional system.

BETECKNINGAR

A	Area [m ²]
A _r	Tvårsnittets area av vattenfylld takränndal eller ränna [m ²]
A _t	Takarea [m ²]
ΔA	Takbrunns avvattningsarea [m ²]
Δa _b	Vattendjup över kant av bräddavlopp [m], [mm]
Δa _{max}	Maximalt vattendjup i takränndal eller ränna under ett dimensionerande regn [m], [mm]
Δa _{med}	Vattendjupets medelvärde i takränndal eller ränna [m], [mm]
Δa _t	Vattendjup över kanten av takbrunn [m], [mm]
B	Slitsbredd i bräddavlopp [m], [mm]
b	Bottenbredd i takränndal eller ränna [m], [mm]
C	Maximalt vattendjup i horisontell takränndal eller ränna [m], [mm]
c	Höjd av förhöjningsring eller bräddavlopps vertikala avstånd till takyta [m], [mm]
D	Diameter i bräddavloppsrör [m], [mm]
D _b	Diameter i takbrunns förhöjningsring [m], [mm]
D _t	Diameter i takbrunn (koppen) [m], [mm]
d _i	Innerdiameter i takbrunns utlopp [m], [mm]
d _j	Rörinnerdiameter i delsträcka j i rörsystem [m], [mm]
f _j	Rörfriktionskoefficient i rörsystemets delsträcka j enligt Colebrook-Whites formel för rörfriktion
g	Tyngdkraftens acceleration [9.81 m/s ²]
h ₁	Geometrisk höjd [m]
h ₂	Geometrisk höjd [m]
Δh	Rörsystemets totala fallhöjd [m]
h _F	Förlusthöjd [m H ₂ O]
h _f	Förlusthöjd pga friktion [m H ₂ O]
h _t	Förlusthöjd pga av engångsmotstånd [m H ₂ O]
Δh _j	Fallhöjd för delsträcka j i rörsystemet [m]
I	Tröghetsmoment [m ⁴], [mm ⁴]
i _b	Dimensionerande regnintensitet för bräddavlopp [l/s m ²]
i _d	Dimensionerande regnintensitet för ordinarie takavvattningssystem [l/s m ²]
i _t	Dimensionerande regnintensitet för takets vattenlagring [l/s m ²]
i _s	En orts sannolika regnintensitet [l/s m ²]
j	Anger delsträcka nummer j i ett rörsystem
k	Rörväggens råhetstal (Ekvivalent sandråhet) [m]
L	Längd av tak, takränndal eller ränna [m]
l _j	Längden (utvikta) av delsträcka j i rörsystemet [m]
l _e	Ekvivalent längd för ersättning av engångsförlusthöjd med friktionsförlusthöjd [m]

N	Byggnads livstid [år]
p_1	Statisk tryck [Pa]
p_2	Statisk tryck [Pa]
p_i	Statisk tryck [Pa]
p_j	Statisk tryck nedstöms i delsträcka j [Pa]
p_a	Lufttryck [Pa]
p_e	Ångtryck [Pa]
Q_b	Erforderlig bräddavloppskapacitet för takrännal eller ränna [l/s]
Q_d	Sammanlagt regnvattenflöde från takrännal eller ränna till ordinarie takavvattningssystem förorsakat av dimensionerande regnintensitet i_d [l/s]
Q_s	Sammanlagt regnvattenflöde till takrännal eller ränna, förorsakat av ortens sannolika regnintensitet i_s [l/s]
q_j	Regnvattenflöde i delsträcka j i rörsystemet [m^3/s], [l/s]
Δq	Regnvattenflöde genom en takbrunn [m^3/s], [l/s]
Δq_b	Regnvattenflöde genom ett bräddavlopp [m^3/s], [l/s]
Re	Reynolds tal
R_j	Förlusthöjd per meter pga friktion och engångsmotstånd i delsträcka j i ett rörsystem [$m H_2O/m$]
R_{med}	Medelvärdet för tillåten tryckhöjdsförlust i en rörsträng [$m H_2O/m$]
slh	Sannolikhet i procent
T	Regns återkomsttid [år]
t	Regns varaktighet [minuter]
V_{till}	Vattenvolym som får ackumuleras i takrännal eller ränna [m^3], [l]
v_j	Vattnets strömningshastighet i delsträcka j i ett rörsystem [m/s]
v	Vattnets strömningshastighet [m/s]
v_t	Vattnets strömningshastighet över kanten av en takbrunn [m/s]
Y	Ytkoefficient för tak
Z	Regional parameter för regn
ξ	Engångsmotståndstal
$\sum \xi_j$	Summa engångsmotståndstal i delsträcka j i ett rörsystem
ρ	Vattnets densitet [kg/m^3]

FÖRORD

I denna rapport har tecknats ned några av de erfarenheter och kunskaper som finns om takavvattning med fyllda rör. Det är nu närmare 20 år sedan tekniken introducerades i Sverige. Under utarbetandet av rapporten har det funnits nödvändigt att närmare diskutera de förutsättningar som projektering av takavvattningssystem bygger på. Några av avsnitten i rapporten torde därför äga generell giltighet, oberoende av vilken typ av takavvattningssystem som planeras.

Arbetsgruppen som bestått av Tekn. dr Sture Holmberg och lektor, civ.ing. Rolf Nordell har kommit med tillrättalägganden och goda råd, och jag vill framföra mitt varma tack till båda för deras engagerade medverkan.

Jag tackar Olavi Ebeling, Helsingfors, för rollen som diskussionspartner och för genomgång av manuskriptet.

Ett tack till Haldo Vedin, SMHI, som bidragit med goda råd vid olika konsultationer och gått igenom avsnittet om dimensionerande regnintensitet.

Alf Bällgren, MATAKI, har granskat manuskriptet och framfört värdefulla synpunkter. Ett varmt tack till Alf Bällgren.

Lennart Molin har ritat rapportens figurer.

Lidingö i mars 1991
Per Sommerhein

1. INLEDNING

Principen att avvattna tak med helt fyllda rör, där lägesenergien, representerad av takytans nivå i förhållande till markytan, utnyttjas för rörsystemets dimensionering, har utvecklats i Norden. Teknikens uppfinnare är Dipl.ing. Olavi Ebeling från Helsingfors.

I Finland, Norge och Sverige har denna avvattningsteknik tillämpats under närmare tjugo år och det finns uppskattningsvis 12 - 13 000 byggnader där sådana takavvattningssystem har installerats.

Under senare år har tekniken även vunnit framgång i andra europeiska länder.

I Münster i Tyskland har omfattande undersökningar genomförts under ledning av professor Bernd Rickman. Avvattningssystem med fyllda rör tillåtes numera i Tyskland enligt DIN 1986, Teil 1, som är under utgivning.

I Tyskland ser man ofta att beteckningen "Druckrohrentwässerung" (tryckrörsavvattning) används för takavvattningssystem med fyllda rör.

I Storbritannien används allt som oftast beteckningen Siphonic System (hävertsystem). I Sverige används uttrycken slutenströmningssystem, fullströmningssystem och fullflödessystem.

Slutenströmning torde vara det korrekta uttrycket för strömning i helt vattenfyllda rör. Slutenströmningssystem är dock ej, i likhet med fullströmningssystem eller fullflödessystem, ett adekvat uttryck för verkningssättet hos takavvattningssystem med fyllda rör.

I brist på ett allmänt vedertaget uttryck, kommer termen fullflödessystem att användas i denna rapport.

Under arbetet med rapporten har erfarenheter med fullflödessystem från främst de nordiska länderna tillvaratagits. Synpunkter som framförts från fackkretsar i Tyskland har beaktats.

I takavvattningen integreras byggnads- och installationsarbeten. Goda takavvattningsfunktioner är i det närmaste omöjligt att åstadkomma utan att de byggnadstekniska detaljer som påverkar takavvattningen samtidigt har fått sina genomtänkta lösningar.

Under arbetet med rapporten har det därför visats sig nödvändigt att beröra vissa, med takavvattningen sammanhängande byggnadstekniska frågor.

2. ALLMÄNT OM TAKAVVATTNINGSSYSTEM

Ur strömningssynpunkt kan man skilja mellan två huvudtyper av takavvattningssystem - självfallssystemen och fullflödessystemen.

I självfallssystemen dimensioneras stående rörledningar vanligen med fyllnadsgraden 1/3, medan liggande rörledningar med fall får ha fyllnadsgraden 1. Självfallssystemens avvattningsförmåga är sålunda starkt bunden till de liggande rörledningarnas lutning.

Då strömningen i självfallssystemen är öppen, eller till största delen öppen, råder atmosfäriskt tryck inne i rörsystemen.

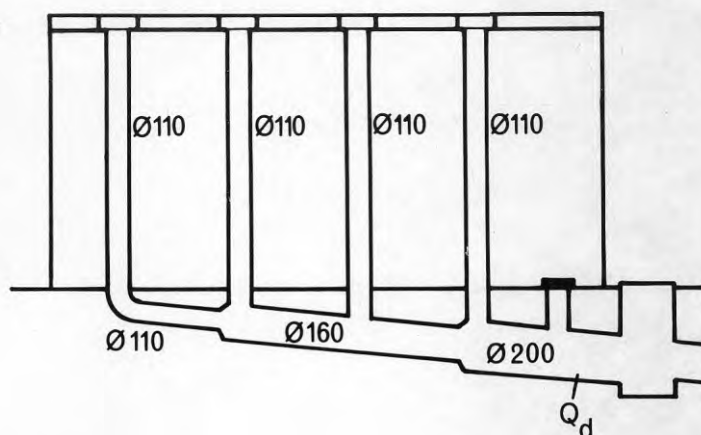
Takbrunnar i självfallssystem är i de flesta fall ett öppet rör genom taket, specialkonstruerat för att bilda övergång mellan den stående rörledningen och takets tätskikt.

I fullflödessystemen är strömningen sluten vid vissa regnvattenflöden och trycket inne i rörsystemet skiljer sig följaktligen ifrån det atmosfäriska trycket. När fyllnadsgraden i rörsystemet är 1, kan hela fallhöjden, lika med nivåskillnaden mellan taket och marken, utnyttjas vid dimensionering av rörledningarna. Detta resulterar i små rördimensioner och följaktligen höga vattenhastigheter i rören.

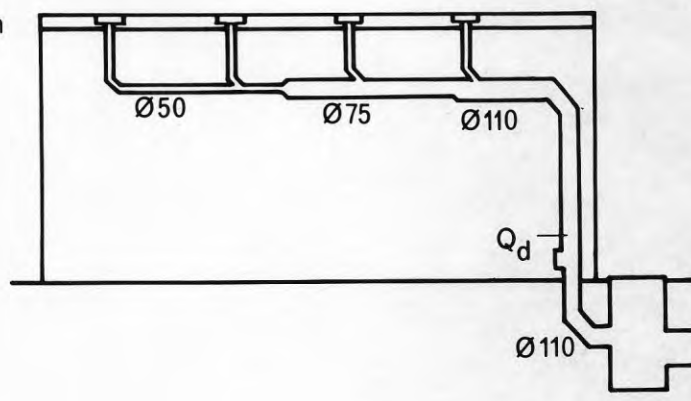
Takbrunnar till fullflödessystem skall medge fullflöde, och måste därför, till skillnad från brunnar i självfallssystem, ha ett luftlås som förhindrar luft att tränga ner i rörsystemet vid höga regnvattenflöden. Brunnarnas utlopp är i allmänhet anpassade för anslutning till små rördimensioner, medan kringutrustning som skräpsilar etc. i princip är densamma som för självfallssystemens takbrunnar.

Den principiella skillnaden mellan självfallssystemen och fullflödessystemen illustreras i figur 2.1.

Självfallssystem



Fullflödessystem



Figur 2.1. Självfallssystem ovan, och fullflödessystem nedan.

3. FULLFLÖDESYSTEMET

Ett fullflödessystem består av specialtakbrunnar (fullflödestakbrunnar) anslutna till rör dimensionerade att gå helt vattenfyllda vid ett på förhand bestämt regnvattenflöde.

Ett fullflödessystem kan definieras som ett rörsystem med ett gemensamt utloppsrör som mynnar i en punkt vid marknivån där fullflödesfunktionen bryts. Ett och samma fullflödessystem kan däremot innehålla flera vertikala fallrör eller hävertar. Takvattningen för en större byggnad kan därför komma att bestå av flera separata fullflödessystem, dvs avvattningssystem med skilda utlopp.

Fullflödessystemen kan användas för avvattning av alla typer av tak som dräneras effektivt och ekonomisk. I likhet med alla teknologiskt krävande system i byggnadsindustrin, kan man endast tillgodogöra sig fördelarna med systemet genom en omsorgsfull projektering och installation. Några av de fördelar som därvid kan uppnås i jämförelse med självfallsystemen, är:

- Små rörledningsdimensioner
- Horisontell förläggning av liggande rörledningar
- Hög flexibilitet vid placering av takbrunnar samt vid utformning av och förläggning av rörledningar
- Mindre rörledningssystem, både vad gäller dimensioner och totallängd
- Lägre kostnader för grundarbeten genom bortfall av så gott som samtliga markledningar innanför byggnadskroppen
- Höga vattenhastigheter som säkrar god självrensning
- Kontrollerad vattennivå på tak vid dimensionerande regnvattenflöden

4. ERFARENHETER AV FULLFLÖDESYSTEM

Det har rapporterats att det inträffat vattenskador som följd av läckage i byggnader där fullflödessystem har installerats.

Vid närmare kontroll visar det sig emellertid att det är samma skador som det refereras till från olika källor. Det rör sig därvid om 3-4 skadefall i Sverige. Inga av dessa skador är systembundna, utan samtliga kan hänföras till bristfällig projektering eller/och ofullständigt installationsarbete.

Under senare år har författaren haft tillfälle att studera ett större antal fullflödessystem, av vilka de flesta varit i drift under flera år. Dessa system innehåller över 20 000 takbrunnar. De har utan undantag fungerat som planerats.

Samtliga fullflödessystem i det studerade materialet uppfyller bestämda dimensioneringskriterier och installationsföreskrifter.

Råd och anvisningar som ges i denna rapport följer i stort de rekommendationer som gällt beträffande projektering och installation av de studerade systemen.

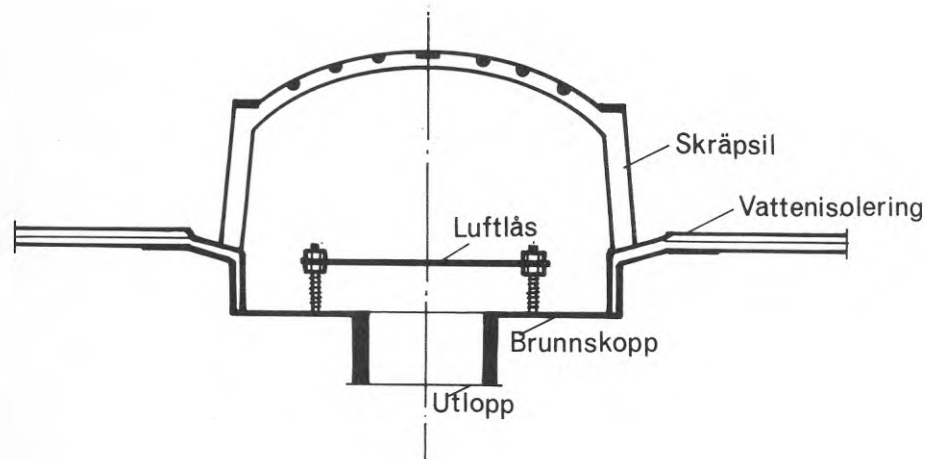
5. TAKBRUNNAR TILL FULLFLÖDESYSTEM

Den påtagliga skillnaden mellan takbrunnar för självfallssystem och fullflödessystem, är luftlåset. I fullflödessystemets takbrunn är detta i regel utformat som ett lock (se figur 5.1).

Inte så iögonfallande, men ändå viktigt för funktionen, är relationerna mellan måtten på takbrunnens olika delar. Förhållandet mellan brunnens diameter, luftlåsets diameter och utloppets diameter är viktiga för funktionsstabiliteten vid alla flöden inom brunnens definierade flödesområde.

Relationerna mellan dessa mått är emellertid svåra att optimera teoretisk, varför prov måste utföras.

Principen för en takbrunn till fullflödessystem framgår av figur 5.1 nedan (ej i skala).



Figur 5.1. Principiell utformning av en fullflödestakbrunn.

Takbrunnens utlopp är i regel mindre än för takbrunnar till självfallssystem. Fastsättning i takkonstruktion, vattentät anslutning av taktäckning, konstruktion av skräpsilar etc. följer emellertid i allmänhet konventionell praxis. Måtten på inloppsöppningarna i skräpsilar till fullflödestakbrunnar är dock i allmänhet mindre än i skräpsilar avsedda för självfallssystemens takbrunnar.

Vid förhindrad luftinblandning i ett fullflödessystem är det i huvudsak rörledningssystemets dimensioner som bestämmer avvattningskapaciteten. Skillnaden i beräknad kapacitet för samma system, med motståndstal 0 respektive 1 för takbrunnarna, kan röra sig om 1.5 - 2%.

Det är först när obalanser mellan förlusthöjd och tryckhöjd i ett fullflödessystem skall utjämnas, och rörsortimentet ej räcker till, som brunnens motståndstal får större praktisk betydelse. Önskemålet är därvid oftast att kunna öka takbrunnens motstånd.

Det är därför en fördel om takbrunnar till fullflödessystem kan förses med stegvis reglerbara motstånd, som t.ex i amerikanska och kanadensiska takbrunnskonstruktioner, avsedda för retarderad, kontrollerad avvattning. (Jfr konstruktioner från JAY R. SMITH Alabama, ZURN INDUSTRIES, INC. Pa och ANCON, Ontario)

Många fullflödessystem, såväl i Sverige som utomlands, har fått justeras i efterhand när det visat sig att dimensioneringsförutsättningarna av olika skäl ej uppfyllts. Justeringarna har i de flesta fall utförts genom att öka takbrunnarnas motstånd.

I rapportens dimensioneringsexempel har takbrunnarna försetts med stegvis reglerbara motstånd. I dimensioneringsnomogrammet i bilaga 1 kan förlusthöjden över takbrunnar utan, respektive med olika motstånd, avläsas som funktion av flödet. Takbrunnarnas förlusthöjd motsvaras därvid av förlusthöjden i ett rör med 1 m längd.

I basversionen har takbrunnen i rapporten motståndstalet 1, vilket skall relateras till utloppets innerdiameter $d_i = 50$ mm.

Takbrunnar avsedda för självfallssystem får ej installeras i fullflödessystem. Fullflödestakbrunnar får däremot användas i självfallssystem.

Om takbrunnar avsedda för självfallssystem kopplas till ett fullflödessystem, kommer dock luften att förhindras från att tränga ner i rörsystemet när vattendjupet över takbrunnarna är tillräckligt stort. Det kan också förekomma sådana kombinationer av rörkonfigurationer och tillrinningsförhållanden på taken att fullflödesfasen kan inträffa även vid måttliga vattendjup över självfallstakbrunnar inkopplade i fullflödessystem. Vid flera tillfällen har detta fenomen kunnat iakttagas under provningar i laboratorium.

Man vet emellertid ej på förhand när sådana kombinationer kan uppstå i verkligheten, och då okontrollerade stora vattendjup på taken knappast kan tolereras, måste fullflödessystemen alltså alltid förses med fullflödestakbrunnar.

Betydelsen av takbrunnens funktion i ett fullflödessystem får därför icke undervärderas. Funktionsstabiliteten hos luftlåset i brunnen bestämmer verkningssättet och garanterar att rörsystemet kan dimensioneras i förvisning om att fyllnadsgraden 1 uppnås vid dimensionerande regnvattentillflöden.

Fullflödestakbrunnar utgör även en garanti för att systemens maximala avvattningskapacitet snabbt uppnås vid häftiga regnväder, genom att i den inledande avvattningsfasen, anslutningsledningarna mellan takbrunnar och samlingsledningar omgående uppnår fyllnadsgraden 1. Med andra ord, fullflödestakbrunnarna ombesörjer att rörsystemet snabbast möjligt fylls upp med regnvatten.

Under tester av fullflödestakbrunnar är det, med anledning av det ovan framförda, nästan av större intresse att få reda på när testobjekten inte fungerar som fullflödestakbrunnar, än när de fungerar.

Ett av syftena med testning av en takbrunn, är därför att fastställa gränserna för det flödesområde inom vilket takbrunnen får användas som fullflödestakbrunn.

6. RÖRSYSTEM

Vanliga avloppsrör godkända av myndigheterna och kapabla att tåla aktuella under- och övertryck kan användas i fullflödessystem.

Rör som inte motstår ett undertryck på 9 m H₂O (\approx 90 kPa) kan i regel inte användas i fullflödessystem. Rörssystem, där skarvning sker med o-ringsmuffar som har o-ringar utformade som läppringar, bör testas för undertryck innan de används i fullflödessystem.

Vanliga avloppsrör på svenska marknaden, tillverkade av ABS, PEH, PVC, koppar, stål och gjutjärn har använts i fullflödessystem.

Vibrationer och svängningar som alstras vid delvis fyllda rör, måste dämpas. I synnerhet är det viktigt att svängningar i rörssystemet inte överförs till takbrunnarna.

De krafter som uppstår vid rörens riktningsändringar eller av temperaturförändringar, måste föras in till byggnadsstommarna via rörens upphängningsdetaljer.

Enbart pendelupphängning av rören är därför i allmänhet otillräcklig.

Rörledningar som inte har kraftöverförande skarvar i rörens längdriktning, måste fixeras så att rören inte glider isär i skarvarna.

Varje anläggnings speciella egenskaper styr valet av rörssystem, och det är flera viktiga faktorer som måste undersökas.

Avvattningsfunktion, ljudnivå, brandskydd, isolering, livstid, material- och installationskostnader måste vägas mot varandra för att avgöra den i slutändan bäst lämpade och mest ekonomiska lösningen för det planerade fullflödessystemet.

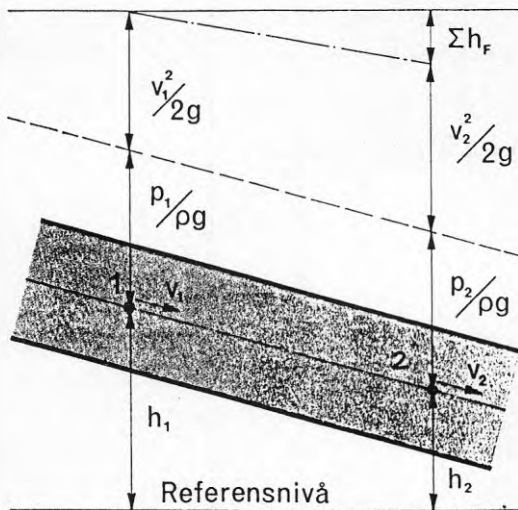
Rör och rördelar till på marknaden förekommande rörssystem är i regel väl dokumenterade och flödet i ett rörssystem av visst fabrikat kan med tillfredsställande grad av noggrannhet fastställas genom beräkningar. Testning av rörssystem är därför i allmänhet ej nödvändig.

7. GRUNDLÄGGANDE EKVATIONER OCH DEFINITIONER.

Inför den fortsatta diskussionen av fullflödessystemens verkningssätt är det lämpligt att repetera de grundläggande begreppen från läroboken i hydraulik.

I en sluten ledning, dvs en ledning som är fylld, kan tryckfallet längs ledningen bestämmas med hjälp av Bernoullis ekvation för en vätska som rör sig med energiförlust, dvs

$$\zeta \cdot v_1^2/2 + p_1 + \zeta \cdot g \cdot h_1 = \zeta \cdot v_2^2/2 + p_2 + \zeta \cdot g \cdot h_2 + \zeta \cdot g \cdot \Sigma h_F \quad \text{Se figur 7.1.}$$



Figur 7.1. Energi- och trycklinje vid sluten ledning

I ekvationen är

v_1 = vätskans strömningshastighet i punkt 1 [m/s]

v_2 = vätskans strömningshastighet i punkt 2 [m/s]

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (tyngdkraftens acceleration)

p_1 = trycket i punkt 1 [Pa]

p_2 = trycket i punkt 2 [Pa]

ζ = vätskans densitet [kg/m^3]

h_1 = geometrisk höjd för punkt 1, [m]

h_2 = geometrisk höjd för punkt 2, [m]

Σh_F = energiförändring hos vätskan mellan punkt 1 och 2 [m]

Tryck.

Enheten för tryck är pascal. $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$.

Beroende på den fundamentala metoden att mäta tryck med sk ståndrör, är det vanligt att ange tryck i meter vätkepelare. Trycket vid basen av en vätkepelare ökar med pelarens höjd enligt

$$dp = \zeta \cdot g \cdot dh, \text{ dvs } p/(\zeta \cdot g) = h + \text{konstant}$$

Vid en fri vätskeyta är konstanten lika med atmosfärtrycket över ytan. I byggnadssammanhang är det vanligt att räkna med relativa tryck, dvs atmosfärtrycket räknas som nollpunkt. Konstanten i ovanstående ekvation blir då noll.

Man dividerar nu Bernoullis ekvation med $(\zeta \cdot g)$ och får

$$v_1^2/(2g) + p_1/(\zeta \cdot g) + h_1 = v_2^2/(2g) + p_2/(\zeta \cdot g) + h_2 + \Sigma h_F \quad (7.1)$$

Termen $p/(\zeta \cdot g)$ i ekvation 7.1 benämns statisk tryckhöjd och har dimensionen längd [meter vätkepelare].

Normalt atmosfärtryck är 10^5 N/m^2 , dvs $10^5/(10^3 \cdot 9.81) \approx 10 \text{ m vattenpelare (mH}_2\text{O)}$.

Energiförlust.

I ekvation 7.1 representerar Σh_F energiförlusten mellan punkterna 1 och 2 i rörledningen, dvs den mekaniska energi som genom inre friktion omvandlas till värme.

Bernoullis ekvation, ekvation 7.1, anger energiförlusten hos vätskan som en ekvivalent nivåförändring. Σh_F har följaktligen dimensionen längd [meter vätskepelare] och benämningen förlusthöjd.

(Den verkliga energiförlusten per tidsenhet på sträckan 1 - 2 blir emellertid

$$\zeta \cdot g \cdot q \cdot \Sigma h_F \text{ [Nm/s]}$$

där q är vätskeflödet mellan 1 och 2 [m^3/s].)

Förlusthöjden Σh_F för en vätska i rörelse brukar delas upp i friktionsförlusthöjden Σh_f i raka ledningar och engångsförlusthöjderna Σh_t som uppstår vid in- och utströmning i ledningen, i krökar, i sektionsförändringar och i förgreningar.

Friktionsförlusthöjden h_f beräknas enligt den allmänna friktionsformeln

$$h_f = f \cdot l/d \cdot v^2/(2 \cdot g) \quad (7.2)$$

Här är

f = en friktionskoefficient som beräknas enligt Colebrook-Whites formel för rörfriktion, dvs $1/\sqrt{f} = -2 \cdot \log[2.51/(Re \cdot \sqrt{f}) + k/(3.71 \cdot d)]$
med Re = Reynolds tal och k = rörväggens råhetstal [m]

l = rörledningens längd [m]

d = rörledningens innerdiameter [m]

v = strömningshastigheten i rörledningen [m/s]

Colebrook-Whites formel gäller när Reynolds tal $Re > 4000$. För ett fullflödessystem innebär detta att vid en minsta godtagbara strömningshastighet om 0.6 m/s, får vattentemperaturen sjunka till ca 4-5°C vid en rörinnerdiameter om 10 mm. Re kommer därför i praktiken att alltid vara större än 4000, och följaktligen gäller Colebrook-Whites formel alltid vid dimensionering av fullflödessystem.

Engångsförlusthöjden h_t beräknas med ekvationen

$$h_t = \zeta \cdot v^2/(2 \cdot g) \quad (7.3)$$

där ζ är engångsmotståndstalet för den aktuella rördetaljen (förgrening, rörkrök, förminskning etc.).

Hastighetshöjd.

Termerna $v_1^2/(2 \cdot g)$ och $v_2^2/(2 \cdot g)$ i ekvation 7.1 benämnes hastighetshöjder och har dimensionen längd [meter vätskepelare].

8. TESTNING AV TAKBRUNNAR TILL FULLFLÖDESSYSTEM

8.1 Generellt

Ett grundläggande krav för takbrunnar avsedda för fullflödessystem, är att de förhindrar luft från att tränga in i rörsystemet vid dimensionerande regnvattenflöden, dvs de regnvattenflöden som skall ge upphov till fullflöde i rörsystemen.

Det är i detta sammanhang viktigt att luften förhindras att tränga in i rörsystemet vid vattennivåer på tak som ligger under de som ger upphov till kritiska laster för tätskikt och bärande konstruktioner.

I en optimalt fungerande takbrunn är luftlåset i brunnen i funktion vid det minsta vattendjup som behövs vid brunnskanten för att kunna avbörda det regnvatten som rinner till brunnen. Med acceptabel precision kan detta flöde kvantifieras till

$$\Delta q = \pi \cdot D_t \cdot (g \cdot \Delta a_t)^{3/2}$$

där

Δq = flödet till och ut genom takbrunnen [m^3/s]

D_t = takbrunnens (koppens) diameter [m]

Δa_t = vattendjupet över kanten av takbrunnen [m]

g = tyngdkraftens acceleration [9.81 m/s^2]

Formeln kan härledes enligt följande (se figur 8.1):

$$\Delta q = \pi \cdot D_t \cdot \Delta a_t \cdot v_t$$

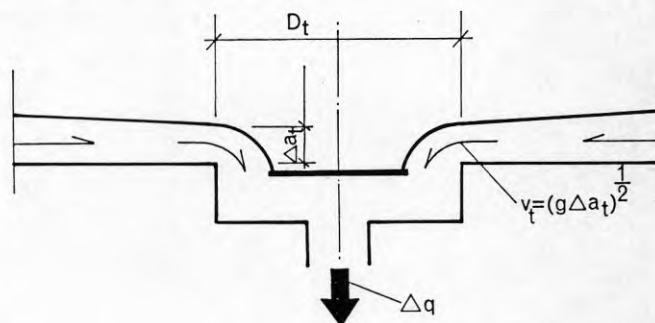
där

v_t = medelvattenhastigheten över takbrunnens kant [m/s]

Med $v_t = (g \cdot \Delta a_t)^{1/2}$ enligt Ryti (1987), är

$$\Delta q = \pi \cdot D_t \cdot \Delta a_t \cdot (g \cdot \Delta a_t)^{1/2} = \pi \cdot D_t \cdot (g \cdot \Delta a_t^3)^{1/2}$$

Formeln gäller för stationära förhållanden och när ingen virvel finns. Liknande formler, som även tar hänsyn till virvelbildning, finns i Roof Drainage, Part 2. Se även Sandart (1979).



Figur 8.1 Flödet genom en takbrunn.

Sålunda är flödet genom en takbrunn med given diameter D_t , endast beroende av vattendjupet Δa_t vid brunns kanten.

En takbrunns verkningssätt i ett fullflödessystem baseras på följande egenskaper:

- Flödet genom takbrunnen relaterat till vattendjupet vid brunnens kant när fullflöde i anslutet rör har uppnåtts.
- Funktionsstabiliteten hos takbrunnens luftlås vid olika flöden genom brunnen.
- Takbrunnens stömningsmotstånd (ζ -värde)

8.2 Testutrustning och testning.

Mätning av motståndstal är en vanlig procedur i många laboratorier och tillika fastställd i vissa länders normer.

För de som önskar ett enkelt och ekonomiskt sätt att mäta motståndstalet för en takbrunn, torde följande metod kunna tillämpas. Figur 8.2 nedan.

Vid utvärdering av testerna tillämpas ekvation 7.1, dvs

$$v_1^2/(2 \cdot g) + p_1/(\rho \cdot g) + h_1 = v_2^2/(2 \cdot g) + p_2/(\rho \cdot g) + h_2 + \sum h_F \quad (7.1)$$

När nivån h_1 hålls konstant, är hastigheten $v_1=0$. Då atmosfärisk tryck råder i vattenytan i punkt 1 och runt strålen i utloppspunkten 2, är $p_1=p_2=0$. Därmed kan ekvation 7.1 skrivas

$$0 + 0 + h_1 = v_2^2/(2 \cdot g) + 0 + h_2 + \sum h_F$$

dvs förlusthöjden mellan 1 och 2 är

$$\sum h_F = (h_1 - h_2) - v_2^2/(2 \cdot g)$$

Då man kan bortse helt från friktionsförlusten mellan 1 och 2, kommer hela förlusthöjden $\sum h_F$ att bestå av tilläggsförlusten h_t över takbrunnen som beräknas med ekvation 7.3

$$\sum h_F = h_t = \zeta \cdot v_2^2/(2 \cdot g)$$

som insatt ger

$$\zeta \cdot v_2^2/(2 \cdot g) = (h_1 - h_2) - v_2^2/(2 \cdot g)$$

och

$$\zeta = 2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2) / v_2^2 - 1$$

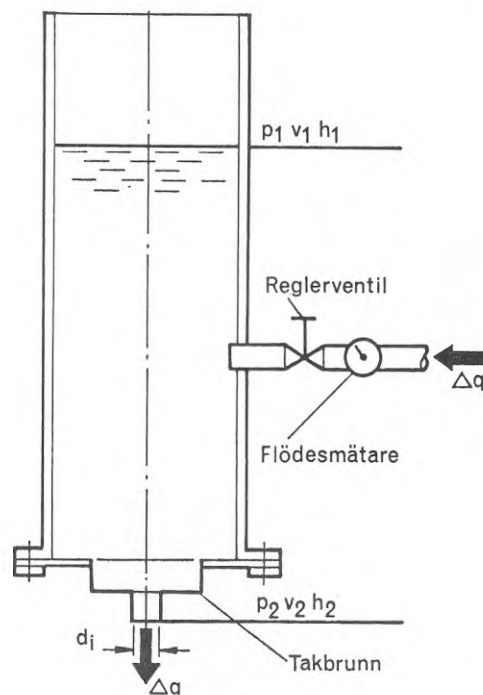
Med h_2 som referensnivå fås

$$\zeta = 2 \cdot g \cdot h_1 / v_2^2 - 1$$

Medelvärde för flödehastigheten v_2 i utloppspunkten 2, dvs genom takbrunnens utlopp är

$$v_2 = \Delta q / (\pi \cdot d_i^2 / 4)$$

där Δq är flödet genom takbrunnens utlopp och d_i utloppets innerdiameter.



Figur 8.2. Principiell utföring av utrustning för mätning av engångsmotståndstal

Vid testningen fylls tanken upp till önskad nivå h_1 varefter vattennivån hålls konstant medan tillflödet, som är lika med utflödet Δq , registreras. Därefter beräknas motståndtalet genom att sätta in de uppmätta värdena för h_1 och Δq i formlerna ovan.

Flöden relaterade till vattendjupen vid takbrunnens kant kan bestämmas i en utrustning som har det principiella utförande som visas i figur 8.3 på sidan 24.

Från en vattentank kan det önskade flödet pumpas upp till en tillrinningsyta i vilken takbrunnen finns monterad. Från takbrunnen leds vattnet tillbaka till vattentanken i transparenta rör. Avloppsröret skall vara vertikalt och mynna över högsta vattennivån i vattentanken. Avloppsrörets längd och diameter bestämmer maximala flödet. T.ex kan man genom ett 3 m långt vertikalt rör med innerdiameter 70 mm avvattna ca 12 - 13 l/s (0.012 - 0.013 m³/s).

Tillflödet skall steglöst kunna justeras från noll till det maximala flöde som takbrunnen skall testas för. Flödet skall kunna registreras med mycket god noggrannhet.

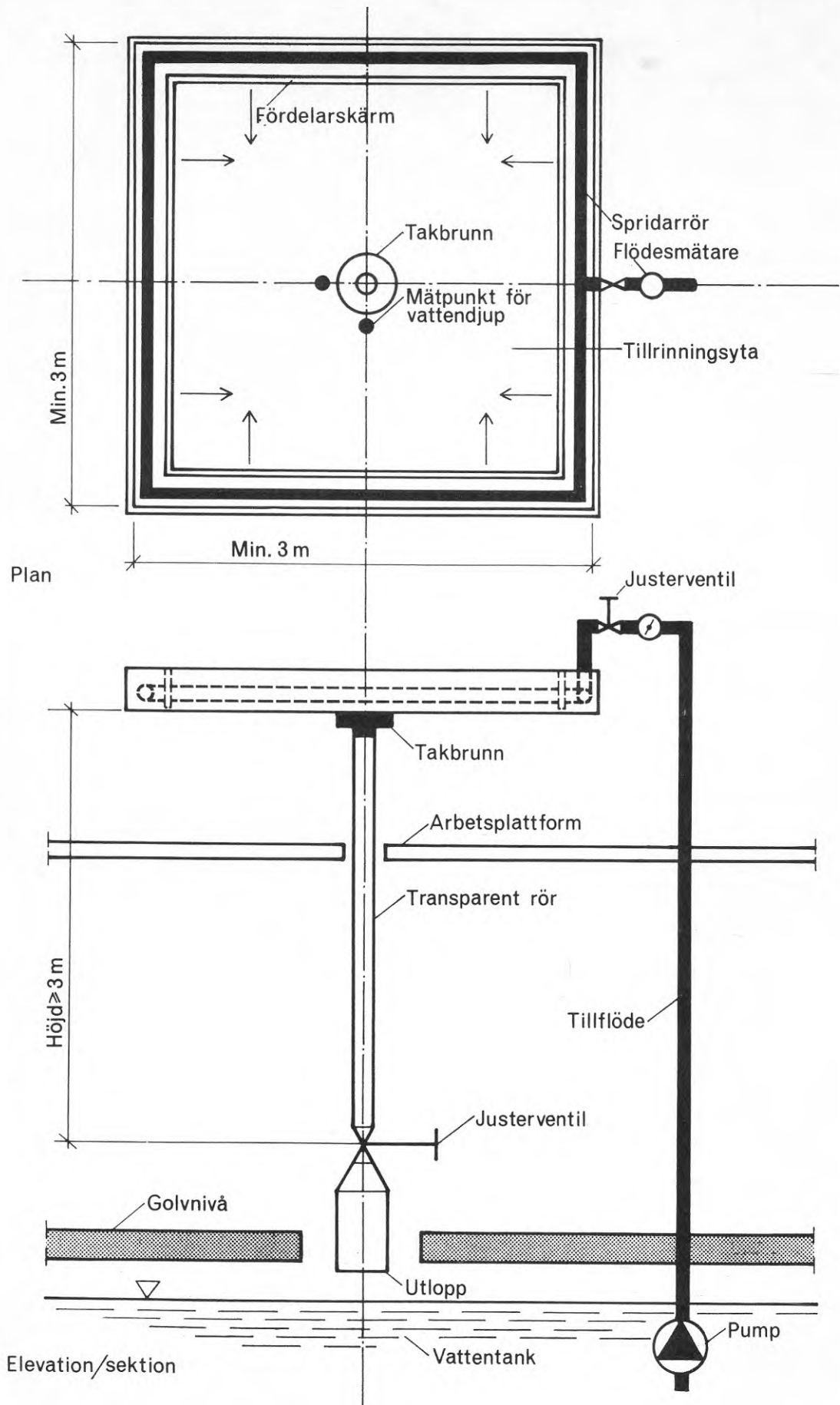
Storleken på tillrinningsytan är beroende av önskat maximalt flöde. Som ett riktvärde kan anges att 3x3 m torde vara tillräckligt vid ett maximalt flöde på 10 - 12 l/s. Tillflödet bör distribueras längs tillrinningsytans samtliga ytterkanter. Perforerade rör, installerade bakom fördelarskärmar, monterade 5-15 mm över tillrinningsytan, kan användas för detta ändamål.

Elektronisk mätutrustning finns för att registrera vattendjupet vid takbrunnens kant. Med tillfredsställande noggrannhet kan man emellertid använda principen för kommunicerande rör, anslutna till hål i tillrinningsytan nära takbrunnens kant. Vattennivån i de transparenta rören avläses mot en millimeterskala.

Om inte mätningen av vattendjupet sker vid brunnens kant skall avståndet från mätpunkten till brunnskanten uppges. Man har då möjlighet att via beräkningar bestämma vattendjupet över brunnskanten, vilket är nödvändigt om man vill jämföra olika takbrunnskonstruktioner.

Under testningen skall takbrunnens skräpsil avlägsnas om den inte samtidigt utgör luftlås. Brunnens funktion som fullflödestakbrunn får ej vara beroende av skräpsilar ifall dessa skulle försvinna från taken.

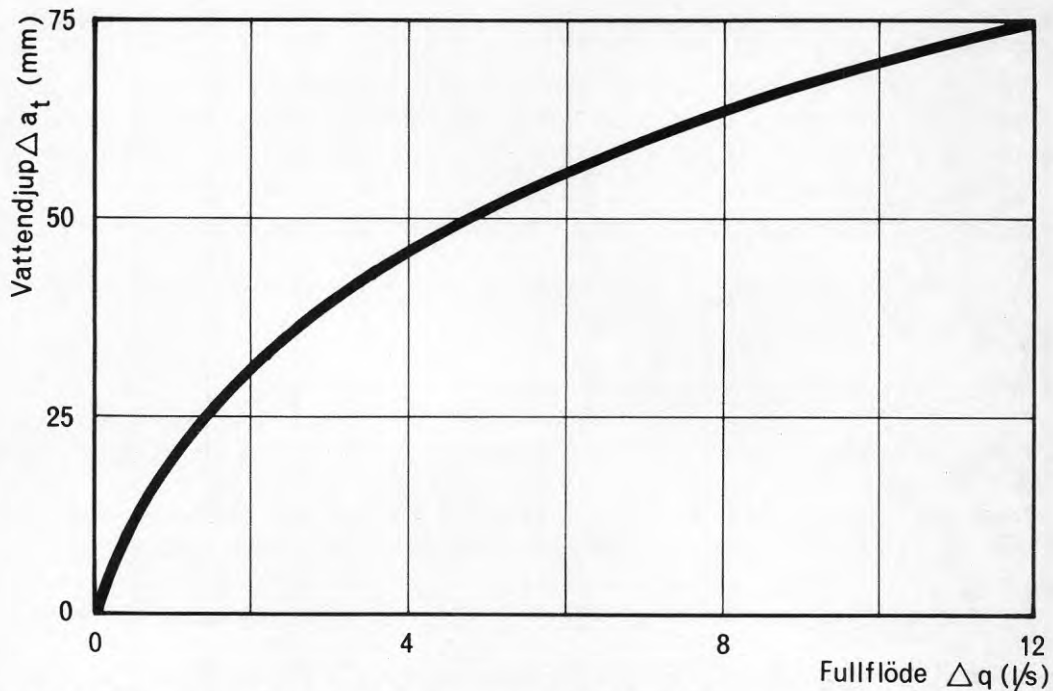
Istället för att använda utloppsrör med olika diametrar, kan man låta installera en steglös reglerventil i nedre änden av det rör som kommer att ha största diametern vid testningen. Se figur 8.3 på sidan 24.



Figur 8.3. Testningsutrustning för kontroll av vattendjup och luftlås vid olika flöden genom takbrunn.

Själva testningen utföres på så sätt att reglerventilen på utloppsöröret ställs i önskat läge varefter tillflödet successivt ökas tills fullflödesfasen uppnås i utloppsöröret. Att fullflöde råder kan endast registreras visuellt. Därefter kontrolleras att tillflöde och utflöde är lika stora, dvs vattendjupet vid takbrunnens kant skall vara konstant. Vattendjupet avläses när stationärt förhållande råder. Testningen bör repeteras 2-3 gånger för varje inställt flöde.

Relationen mellan flöden genom en fullflödestakbrunn och vattendjupen vid takbrunnens kant har det principiella förloppet som visas i diagrammet i figur 8.4. Kurvan har ritats på grundval av mätvärden registrerade under ovan beskrivna prov med fullflödestakbrunn från svenska marknaden.



Figur 8.4. Relation mellan flödet Δq genom fullflödestakbrunn och vattendjup vid brunnens kant Δa_t när fullflöde råder i anslutet rör.

Nordtest har under utgivning ett förslag till provning av fullflödestakbrunnar. Metoden kommer att betecknas NT VVS 081 och kommer att baseras på Johannesson (1989). Om de ramar för testing av fullflödestakbrunnar som Johannessons rapport anger, till fullo fastställs av Nordtest, kommer också provningsmetoden som rekommenderas i denna rapport, att omfattas av den kommande NT VVS 081.

9. PLACERING AV TAKBRUNNAR

Vid placering av takbrunnar gäller två huvudregler:

1. Regn- och smältvatten från snö och is skall fritt kunna strömma till takbrunnarna utan mellanliggande hinder.
2. Takbrunnarna skall placeras i takets lågpunkter.

Den fria vattenströmningen upp på taken till lågpunkterna är det som får bestämma det optimala avståndet mellan takbrunnarna och den därmed sammanhörande avvattade arean per takbrunn.

Det kan ibland visa sig svårt, och ibland felaktigt, att försöka uppfylla kravet enligt Nybyggnadsregler om maximalt 225 m² per takbrunn. Som exempel härpå kan nämnas mitträändalen i en industribyggnad med spännviddsförhållanden 2x30 m i byggnadens tvärriktning och en pelardelning på 12 m i längdriktningen. En naturlig avvattningsarea per takbrunn är härvid 360 m².

Kravet på max.12 m mellan takbrunnarna kan likaledes visa sig kontroversiellt i vissa situationer.

Frågor om takbrunnars placering löses bäst genom ett samarbete mellan arkitekten, byggnadskonstruktören och VVS-konstruktören.

9.1 Generella riktlinjer för placering av takbrunnar

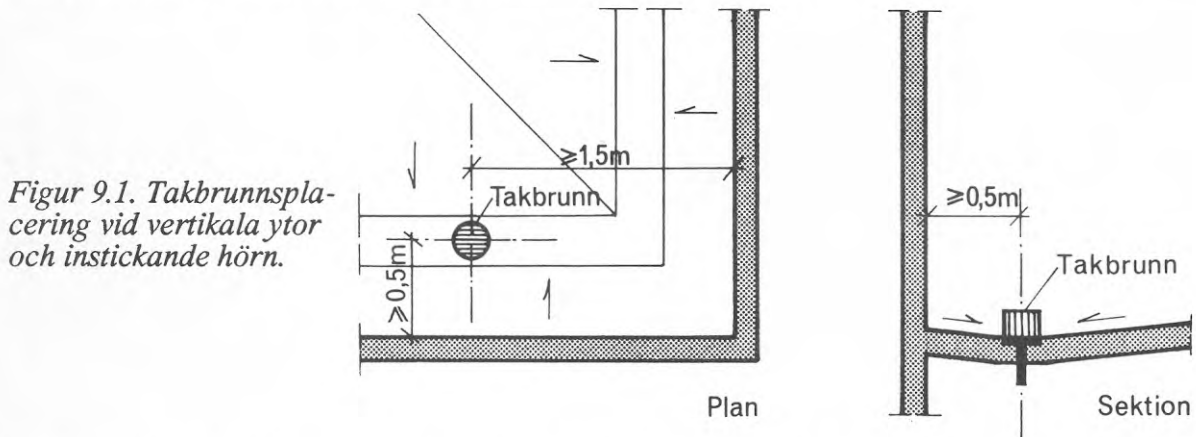
Tak av förspända betongbalkar och plattor kan betraktas som uppbyggda av låga korsande bågar. Brunnarna placeras då vid pelarna.

Tak av förspända betongbalkar med slakarmerade betongplattor, lättbetongplattor eller profilerade stålplåtar skall ha brunnarna placerade i modullinjerna mellan pelarna.

I tak uppbyggda helt av stålkonstruktioner placeras brunnarna också i modullinjerna mellan pelarna.

Takbrunnar skall placeras minst 0.5 m från vertikala ytor (HusAMA 83).

Brunnar får inte placeras inne i hörn mellan vertikala ytor utan det bör vara minst 1.5-2 m mellan det inskjutande hörnet och första takbrunnen. Se figur 9.1.



Beträffande montage av brunnar, föreslår Törnkvist (1990) att fläns och krage skall försänkas och fästas i underlaget så att ett färdigt tätskikt får ett jämnt fall mot brunn.

Brunnsflänsen bör förses med aktuellt tätskikt redan vid leverans.

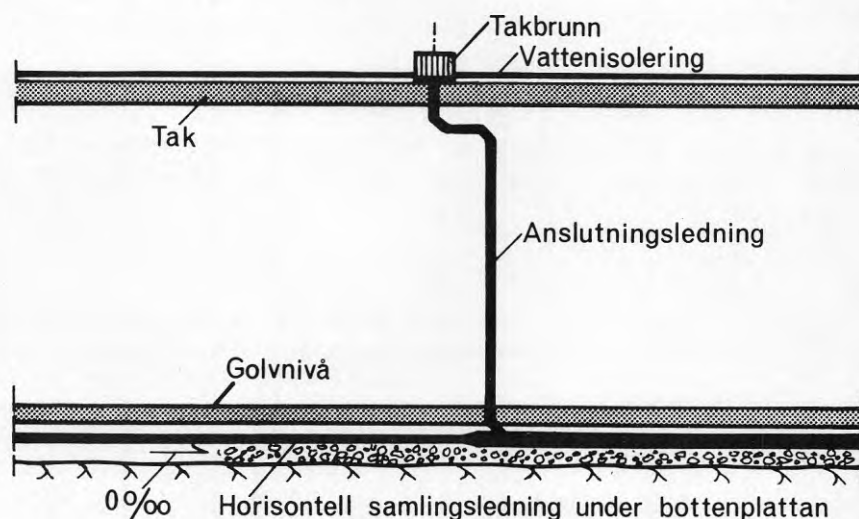
En brunn skall monteras med rörlig anslutning mot fast avloppsrör. I fullflödessystemen säkras denna funktion med de relativt flexibla anslutningsledningarna som alltid finns mellan samlingsledningarna och takbrunnar.

10. PLACERING AV RÖRLEDNINGAR

Man har mycket stor frihet vid val av rörstråk. Samlingsledningar kan förläggas helt utan lutning och med de sidodragningar som erfordras för att nå fullflödessystemets utloppspunkt. Under förutsättning av att den högsta punkten på samlingsledningen ligger betydligt lägre än takbrunnarna, kan man även på mindre sträckor tillåta sig att låta rören stiga uppåt, t.ex för att passera en ventilationskanal. I sådana fall måste man emellertid acceptera att en del vatten alltid finns kvar i rörledningen.

För fullflödessystemen kan urskiljas tre principiellt olika förläggningsmetoder, även om kombinationer av dessa naturligtvis förekommer.

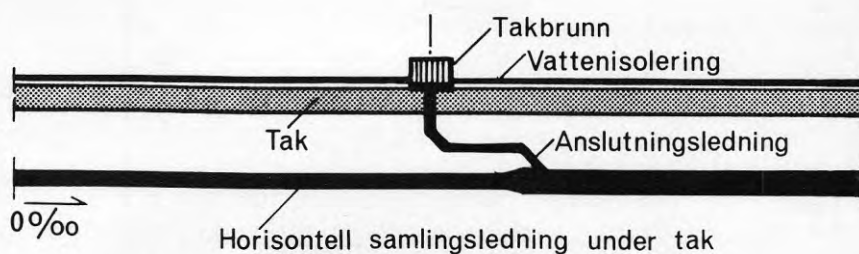
10.1 Konventionell förläggning av regnvattenledningarna enligt figur 10.1.



Figur 10.1. Konventionell förläggning av regnvattenledningarna.

Förläggning av rören i dräneringslagret under bottenplattan görs sällan i Sverige, men förekommer ofta i Finland och av och till i Schweiz.

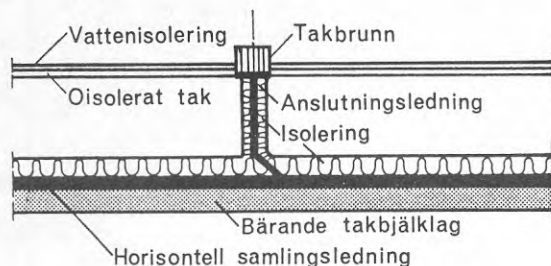
10.2 Förläggning av regnvattenledningarna under tak eller bjälklag enligt figur 10.2.



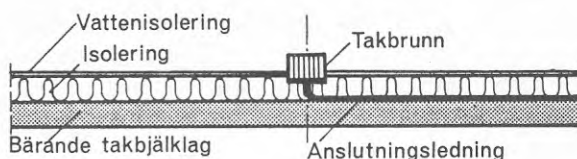
Figur 10.2. Förläggning av regnvattenledningar under tak eller bjälklag.

Förläggning enligt figur 10.2 är den vanligast förekommande förläggningstekniken för fullflödessystem både i Sverige och utomlands.

10.3 Förläggning av regnvattenledningarna uppe på taket under isoleringen enligt figur 10.3 och 10.4.



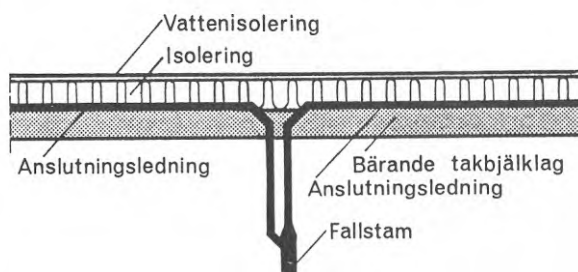
Figur 10.3. Förläggning av rör på bjälklagen under kalla oisolerade yttertak.



Figur 10.4. Förläggning av rör under isoleringen på varma tak.

Förläggning enligt figur 10.3 används oftast vid oisolerade, kalla uppstolpade trätak. En liknande förläggning används vid reparationer och ombyggnader av varma tak. Se figur 10.4. Det krävs då i allmänhet, som figur 10.5 antyder, separata rör från varje takbrunn till den gemensamma falledningen.

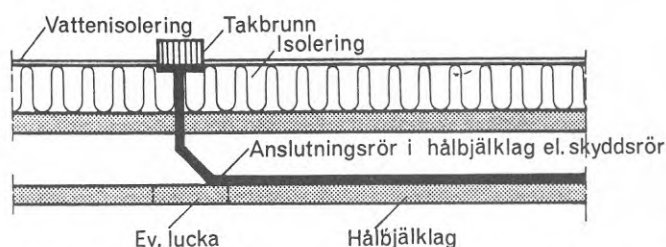
Figur 10.5. Med separata rör till varje takbrunn sker sammankopplingen på fallstammen.



Det finns emellertid exempel på större system där såväl samlings- som anslutningsledningar förlagts enligt figur 10.4.

Det förekommer även att rörledningar på kortare sträckor förläggs i hålbjälklag eller i skyddsror ingjutna i betongbjälklag. Se figur 10.6.

Figur 10.6. Förläggning i hålbjälklag eller ingjutet skyddsror.



Förbindelsen mellan samlingsledning och takbrunnar måste göras flexibel. Taket med takbrunnar och genomgående rör skall kunna röra sig i vertikalled utan att rörelserna överförs till samlingsledningar eller takbrunnar.

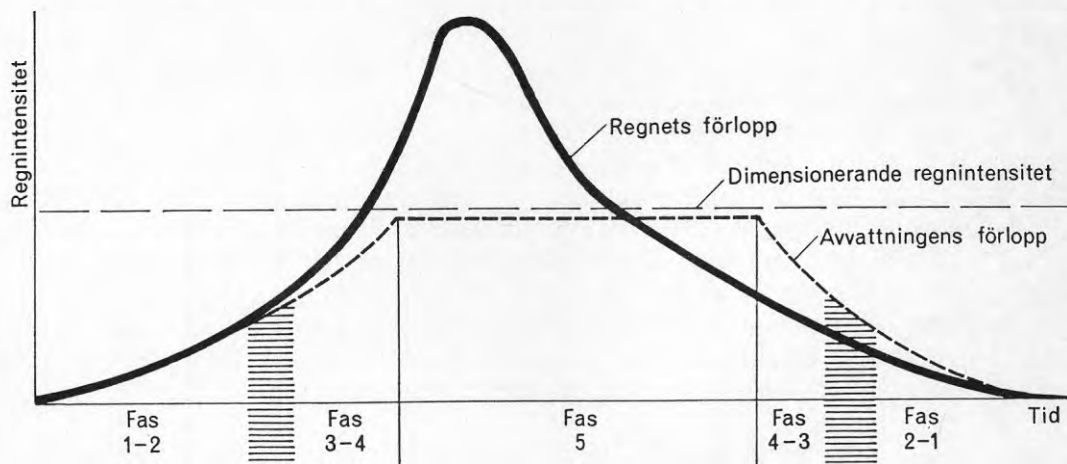
Anslutningsledningarna ger i allmänhet, genom sina längder om 1.5 - 2 m och klena diametrar, den flexibilitet som krävs för att inte nämnvärt påverka samlingsledningarna. För att motverka momenten som anslutningsledningarna vill utöva på brunnarna, bör rören fixeras nära taket.

Det har även förekommit att plaströr har gjutits in i betongbjälklag. Troligen på grund av den isolering som rören har försatts med, har inga skador uppstått. Förfarandet kan dock ej rekommenderas. Den goda regeln att installationer med kort livstid skall skiljas från byggnadsdelar med lång livstid, bör följas. Man skall planera ett rörledningssystem med tanke på att det någon gång i framtiden måste bytas.

11. STRÖMNINGSFASER I FULLFLÖDESYSTEM

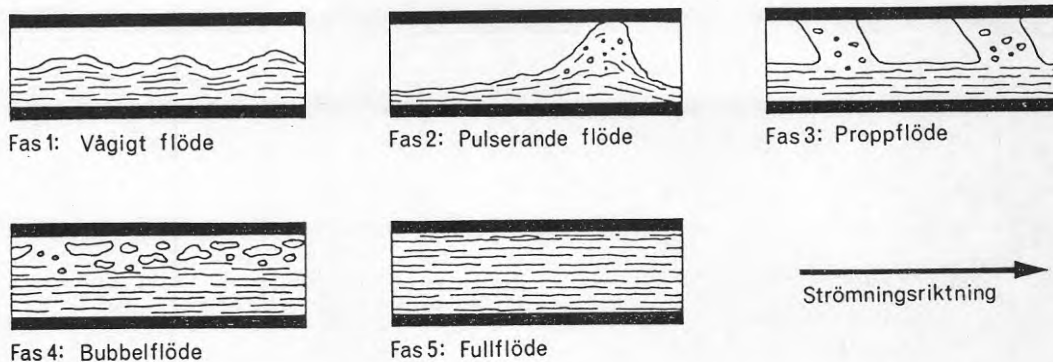
Fullflödesfasen är ett gränstillstånd som uppnås endast när regnvattentillflödet till takbrunnarna är tillräckligt stort - minst så stort som takavvattningssystemet är dimensionerat för att avvatta.

Vid mindre flöden än det dimensionerande, råder andra strömningsfaser: från öppen strömning vid små regnvattenflöden till skenbart fullflöde av mer eller mindre homogena luft/vattenblandningar vid flöden från ca 50-60% och upp till 100% av det dimensionerande. Ett regnväder kan t.ex. ha ett förlopp som skisserats i figur 11.1.



Figur 11.1. Antaget regnväders- och avvattningsförlopp med inlagda gränser för strömningsfaserna.

Med en antydd tidsfördröjning kommer avvattningsförloppet att följa den streckade kurvan. I figur 11.1 representerar numren 1-5 de strömningsfaser som anses förekomma i fullflödessystem och som observerats under försök. Gränserna mellan faserna 2 och 3 är ingalunda skarpa, och de kan dessutom variera något från anläggning till anläggning. I figur 11.2 kan utseendet av de 5 olika strömningsfaserna studeras. Illustrationerna har hämtats ur Alves (1954) och Jöhri (1988).



Figur 11.2. Strömningsfaser i fullflödessystem.

Ytterligare två strömningsfaser som finns avbildade i ovanstående publikationer, ringformigt flöde (annular flow) och skumflöde (spray flow) medtages ej i denna rapport då de hittills inte har observerats vid försök.

Vid det ringformiga flödet som observerades under Alves' försök, strömmar vätskan längs rörets väggar, medan gas/vätske- blandningen i kärnan, strömmar med betydligt högre hastighet än vätskan längs rörväggarna. Det är knappast troligt att någon dylik strömning, som under Alves försök uppnåddes med ett lufttryck betydligt högre än atmosfäriska trycket, kan uppträda i fullflödessystem för takavvattning.

I denna rapport har valts att beteckna strömningsfasen bubbelflöde som skenbart fullflöde, dvs ett fullflöde av en relativt homogen blandning av luft och vatten. Skenbart fullflöde har i försök observerats vid flöden ner till ca 50 volymprocent vatten. Jöhri (1988) anser att den relativt säkra nedre gränsen för bubbelflöde ligger vid 60 volymprocent vätska. Det hänvisas i sammanhanget också till Lockhart och Martinelli (1949).

Att skenbart fullflöde uppträder vid mindre regnvattenflöden än de dimensionerande, är en värdefull egenskap hos fullflödessystemen. Avvattningen kommer därvid att ha ett någorlunda kontinuerligt förlopp även vid regnintensiteter lägre än de dimensionerande och självrensningen av systemen sker oftare. De observerade strömningshastigheterna vid skenbart fullflöde är så höga att självrensning sker, trots blandningens lägre volymvikt. Det bör noteras att blandningens strömningshastighet varierar både med variation i rördiameter och statisk tryckhöjd. Det kan därför inträffa att strömningshastigheten vid skenbart fullflöde på vissa ställen i rörsystemet kan bli högre än vid fullflöde.

Skenbart fullflöde uppträder alltså vid regnvattenflöden mindre än det dimensionerande, men förekommer även i fullflödessystem där obalans råder mellan förlusthöjder och aktuella fallhöjder. Vid måttliga obalanser erhålles skenbara fullflöden. Vid stora obalanser kan strömningsformen lätt gå över i öppen strömning för att kanske någon tid senare åter gå över i skenbart fullflöde. Man erhåller sålunda ett diskontinuerligt och nedsatt avvattningsförlopp. Säkerställandet av en god tryckutjämning i systemen tillhör därför en av projekteringsarbetets viktigaste målsättningar. Se härom i avsnitt 13. TRYCKBALANS.

12. DIMENSIONERING AV RÖRSYSTEM

När takbrunnarna är placerade, rörsystemets konfiguration är fastställd och takavvattningssystemets utloppspunkt är bestämd, kan regnvattenflödena bestämmas och rörledningarnas dimensioner beräknas.

12.1 Bestämning av regnvattenflöden till takbrunnar.

Inledningsvis måste regnvattenflödet Δq till varje enskild takbrunn bestämmas. Δq [l/s] är lika med horisontalprojektion av den enskilda takbrunnens avvattningsarea ΔA [m²] multiplicerad med ytkoefficienten Y och den valda dimensionerande regnintensiteten i_d [l/s m²] för avvattningssystemet, dvs

$$\Delta q = \Delta A \cdot Y \cdot i_d \text{ [l/s]}$$

En takbrunns avvattningsarea ΔA är summan av de takareor som har fall mot takbrunnen. Ytkoefficienten Y kan ha följande värden:

Takträdgård	$Y = 0.3$
Grusbelagt tak	$Y = 0.6$
Takyta med hård beläggning	$Y = 1.0$

Den dimensionerande regnintensiteten i_d utgör hela eller en del av ortens sannolika regnintensitet i_g .

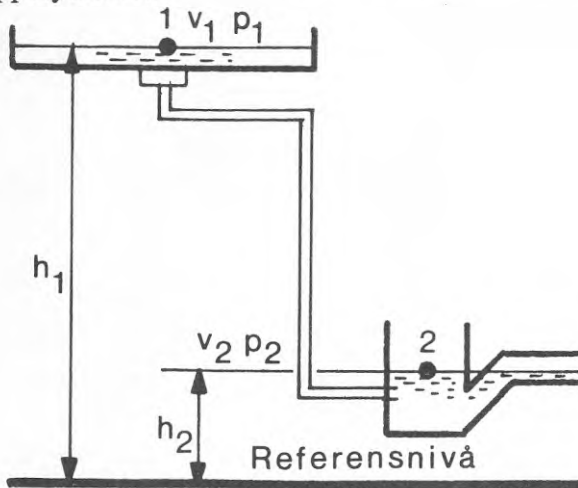
I Boverkets NYBYGGNADSREGLER anges att i_d kan sättas till 0.013 l/s m² för hela landet för areor understigande 10 000 m². Detta värde har använts som dimensionerande regnintensitet i_d under en följd av år och kommer att användas i några av de följande exemplen.

Regnintensiteter, varaktigheter och återkomsttider behandlas i avsnitt 15. DIMENSIONERANDE REGNINTENSITET och frågan berörs även i avsnitt 16. BRÄDDAVLOPP.

12.2 Beräkning av rörledningars dimensioner.

I ett rörledningssystem som går fyllt, dvs i ett slutet system, är transportkapaciteten en funktion av tryckfallet längs ledningen. Tryckfallet förorsakas av energiförluster i ledningen, dvs friktionsförluster på grund av tangentialspänningar längs ledningsväggarna samt engångsförluster som uppstår lokalt där strömningen är olikformig, t.ex vid inlopp, utlopp, rörkrökar och förgreningar. Friktions- och engångsförluster kan beräknas med ekvationerna 7.2 och 7.3.

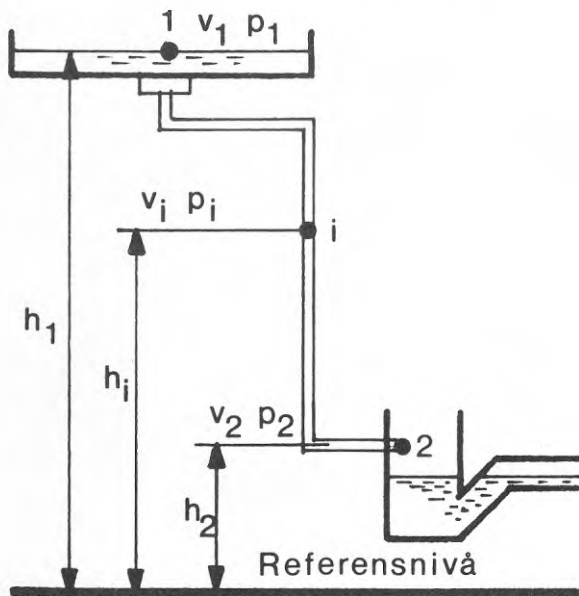
Figur 12.1 visar en sluten ledning som leder från en takränna och mynnar under vattenytan i en gårdsbrunn. Vattenytan i takrännan ligger på nivån h_1 och kan anses stillastående på grund av att tillrinnande regnvatten kompenserar avrinningen genom rörledningen. Vattenytans nivå i gårdsbrunnen hålls konstant på nivån h_2 genom avbördning till allmänna avloppssystemet.



Figur 12.1.

Alltså är totala förlusthöjden i rörledningen lika med skillnaden i nivå mellan vattenytan på taket och vattenytan i gårdsbrunnen. Nivåskillnaden betecknas Δh och benämns systemets fallhöjd.

Figur 12.2 visar en sluten ledning som leder från en takränna och mynnar fritt i luften i en gårdsbrunn. Vattenytan i takrännan ligger på nivån h_1 och rörledningens utlopp på nivån h_2 .



Figur 12.2.

Alltså är hastighetshöjden i rörmynningen plus summan av förlusthöjderna i rörledningen lika med nivåskillnaden mellan vattenytan i takrännan och rörmynningen, dvs systemets fallhöjd. Hastighetshöjden i rörmynningen är ingen förlust, men man kan ej nyttiggöra sig denna effekt (turbineffekten). I detta sammanhang kan därför turbineffekten betraktas som en förlust, dvs ingå i Σh_F .

I exemplet i figur 12.1 hade man en verklig utströmningsförlust där rörledningen mynnar under vattenytan i gårdsbrunnen. I praktiska beräkningar är denna förlust lika med turbineffekten i exemplet i figur 12.2.

Bernoullis ekvation, ekvation 7.1, gäller nu mellan punkten 1 i takrännan och punkten 2 i gårdsbrunnen. När vattnet i takrännan och gårdsbrunnen är stillastående, är $v_1=v_2=0$. I vattenytorna råder atmosfärtryck, dvs $p_1=p_2=0$. Vid insättning i ekvation 7.1 får man

$$0 + 0 + h_1 = 0 + 0 + h_2 + \Sigma h_F$$

dvs

$$\Sigma h_F = h_1 - h_2$$

Om vattnet i takrännan kan anses stillastående genom att nivån hålls konstant av tillströmmande regnvatten, är $v_1=0$. I vattenytan i takrännan råder atmosfärtryck. Alltså är $p_1=0$. I punkt 2, som ligger i strålen omedelbart utanför rörmynningen, är hastigheten v_2 . Då strålen omges av atmosfärtrycket, är trycket noll i strålen, dvs $p_2=0$. Genom insättning i ekvation 7.1 erhålles

$$0 + 0 + h_1 = v_2^2/(2 \cdot g) + 0 + h_2 + \Sigma h_F$$

dvs

$$v_2^2/(2 \cdot g) + \Sigma h_F = h_1 - h_2$$

Om man nu sätter fallhöjden

$$h_1 - h_2 = \Delta h$$

erhålles

$$\Delta h = \sum h_F \quad 12.1$$

vilket utgör ett generellt samband som gäller för alla fullflödessystem.

Att dimensionera ett fullflödessystem innebär nu att för ett givet regnvattenflöde beräkningsmässigt anpassa rörledningens tvärsnitt så att villkoret enligt ekvation 12.1 uppfylls.

Vattentrycket, dvs det statiska trycket p_i i en godtycklig belägen punkt på nivån h_i på rörledningen i figur 12.2, beräknas med ekvation 7.1 med värdena insatta för punkterna 1 och i, dvs

$$0 + 0 + h_1 = v_i^2/(2 \cdot g) + p_i/(\rho \cdot g) + h_i + \sum h_F$$

där v_i är strömningshastigheten i punkt i. $\sum h_F$ är summan av förlusthöjderna mellan 1 och i. Den statiska tryckhöjden i punkten i är därmed

$$p_i/(\rho \cdot g) = h_1 - h_i - \sum h_F - v_i^2/(2 \cdot g) \quad 12.2$$

Totala förlusthöjden $\sum h_F$ är summan av friktionsförlusthöjden $\sum h_f$ i raka ledningar och engångsförlusthöjderna $\sum h_t$, dvs

$$\sum h_F = \sum h_f + \sum h_t$$

För att beräkna totala förlusthöjden tillämpas nu ekvationerna 7.2 och 7.3, dvs

$$\sum h_F = \sum [f \cdot l/d \cdot v^2/(2 \cdot g)] + \sum [\zeta \cdot v^2/(2 \cdot g)]$$

I det praktiska beräkningsarbetet delas hela rörledningssystemet in i delsträckor. En delsträcka j definieras därvid som en viss del av hela rörledningssystemet som har konstant flöde och innerdiameter i hela sin längd. För ett rörledningssystem som består av n delsträckor mellan taket och utloppet, vill man följaktligen ha

$$\sum h_F = \sum_{j=1}^n [f_j \cdot l_j/d_j \cdot v_j^2/(2 \cdot g)] + \sum_{j=1}^n [\sum \zeta_j \cdot v_j^2/(2 \cdot g)]$$

Här är alltså

$\sum \zeta_j$ = summan av engångsmotståndstalen i delsträcka j.

Sätter man nu

$$R_j = [f_j/d_j \cdot v_j^2/(2 \cdot g)] + [\sum \zeta_j \cdot v_j^2/(2 \cdot l_j \cdot g)]$$

erhålles

$$\sum h_F = \sum_{j=1}^n R_j \cdot l_j$$

Följaktligen är

$$\Delta h = \sum_{j=1}^n R_j \cdot l_j \quad 12.3$$

R_j är genomsnittlig förlusthöjd per längdenhet av delsträcka j .

Vid en seriös behandling av dimensioneringsproblemen blir manuella beräkningar tämligen arbetskrävande och slutresultaten motsvarar sällan arbetsinsatsen.

I manuella beräkningar får man räkna med felmarginaler runt 10%, oftast ännu högre. Manuellt utförda dimensioneringar rekommenderas därför ej som slutligt underlag för installationer. För överslagsberäkningar och framställning av offertunderlag torde emellertid manuella metoder kunna accepteras.

Vid manuella beräkningar kan man i jämviktsekvationen 12.3 ersätta engångsförlusterna med lika stora friktionsförluster i raka rör. Dvs till delsträckan j 's verkliga längd l_j , adderas en rörlängd l_e som orsakar en lika stor friktionsförlust som de sammanlagda engångsförlusterna i delsträckan j . När så R_j endast relateras till friktionsförlusten, kan jämviktsekvationen 12.3 skrivas

$$\Delta h = \sum_{j=1}^n R_j \cdot (l_j + l_e)$$

I denna rapport har istället valts det något enklare sättet att beakta engångsförlusterna i rörsystemet via rörväggarnas råhet, dvs engångsförlusterna kompenseras genom en ökning av råhetstalet k .

Därmed kan R_j i jämviktsekvationen 12.3, vid valt k , lämpligen presenteras i nomogramform som funktion av regnvattenflödet i rören och rörens innerdiametrar.

Vid konstruktionen av nomogrammet i bilaga 1 har valts råhetstalet $k=0.0004$ m, vilket vid bruk av glatta rör statistisk sett leder till en smärre överdimensionering av rörsystemen. Regnvattenflöden anges i nomogrammet i l/s och rörens innerdiametrar i mm.

Det ligger utanför rapportens ram att konstruera nomogram för marknadens olika rörsystem. I nomogrammet i bilaga 1 visas därför förlusthöjden per meter för rör med innerdiametrar från 20 till 400 mm, växande i multiplar om 5 mm. De innerdiametrar som förekommer i marknadens rörsystem kan därför avvika från nomogrammets.

Engångsförlusten över takbrunnen skall läggas till förlusthöjderna i själva rörsystemet. Förlusthöjden över takbrunnen avläses i nomogrammet i bilaga 1 (streckade linjer) som friktionsförlusten R_j för ett rör med längden $l_j=1.0$ m. Strömningshastigheten i brunnens utlopp kan ej avläsas i nomogrammet.

Det manuella dimensioneringsförfarandet illustreras i det följande med några beräkningsexempel.

Sedan man bestämt rördimensionen i utloppet (6) utifrån en rekommenderad maximal vattenhastighet om ca 2 m/s (se avsnitt 20. FULLFLÖDESYSTEMETS UTLOPPSPUNKT), påbörjas dimensioneringen vid den takbrunn som ligger längst ifrån utloppspunkten och fortsätter därefter delsträcka för delsträcka fram till utloppet. Den längsta rörsträngen i systemet är därmed dimensionerad.

En rörsträng är definitionsmässigt ett avsnitt av ett rörledningssystem som består av en eller flera sammanhängande delsträckor.

Den längsta rörsträngen i ett system är den som börjar i utloppspunkten och slutar i takbrunnen som ligger längst bort från utloppet.

I rörsystemet i figur 12.3 har förutsatts 2 rörsträngar. Rörsträng 1 omfattar delsträckorna 1, 2, 3, 4, 5, och 6, medan rörsträng 2 är sammansatt av delsträckorna 7, 8, 4, 5, och 6.

Delsträckorna 4 - 6 är gemensamma för de båda rörsträngarna, varför endast delsträcka 8 behöver dimensioneras i rörsträng 2. Delsträcka 7 är en takbrunn.

Det normala är att en rörsträng börjar i utloppspunkten och slutar i en takbrunn, dvs att antalet rörsträngar i ett system är lika med antalet takbrunnar. I något komplexa rörsystem, där t.ex. tak på olika nivåer avvattnas genom en gemensam fallstam, kan det bli nödvändigt att frångå denna princip. I sådana fall kan t.ex. en rörsträng komma att bestå enbart av delsträckorna mellan röranslutningarna från 2 olika tak. I dimensioneringsexemplen 1, 2 och 4 i bilaga 7 visas exempel på detta.

I dimensioneringsblanketten på sidan 36 har de ingångsparametrar som behövs för dimensioneringen av rörsystemet i exempel 1 fyllts i. Dessa innefattar flödena i varje delsträcka och längderna och höjderna av delsträckorna. Märk att en delsträckas längd är delsträckans utvikta längd.

Beräkningen kan följas steg för steg i blanketten.

Värdena för R_j och v_j avläses i dimensioneringsnomogrammet i bilaga 1. R_j -värdena för delsträcka 1 och 7 motsvarar engångs-förlusterna över takbrunnarna och avläses under den streckade linjen märkt TB50 i nomogrammet.

DIMENSIONERINGSBLANKETT
Projekt: EXEMPEL 1

Datum: 90.12.12

Sida: 37

Takarea: 432 m²
Rörsträng: 1 och 2

Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²
Antal rörsträngar i systemet: 2

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(γ·g) (mH ₂ O)
1	2.8	-	1.0	TB50	0.110	0.110	0.110		
2	2.8	1.000	3.4	50	0.075	0.255	0.365	1.4	
3	2.8	-	12.0	55	0.045	0.540	0.905	1.2	
4	5.6	-	4.0	55	0.175	0.700	1.605	2.3	
5	5.6	4.000	6.0	45	0.530	3.180	4.785	3.5	
6	5.6	-	2.0	70	0.048	0.096	4.881	1.4	
	ΣΔh _j = 5.000						- 5.000		
Obalans i rörsträngen = -0.119									
7	2.8	-	1.0	TB50	0.110	0.110	0.110		
8	2.8	1.000	3.4	40	0.260	0.884	0.994	2.3	
4-6	-	4.000	-	-	-	3.976	4.970		
	ΣΔh _j = 5.000						- 5.000		
Obalans i rörsträngen = -0.030									

Maximal obalans i systemet = -0.119 - (-0.030) = -0.089 m

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka j

Δh_j = delsträcka j's fallhöjd

l_j = delsträcka j's utvikta längd

d_j = rörinnerdiameter i delsträcka j

R_j = förlusthöjd per m i delsträcka j

v_j = vattenhastighet i delsträcka j

p_j/(γ·g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka j

Obalans i rörsträngen = ΣR_j·l_j - ΣΔh_j

Kommentarer till exempel 1.

När dimensioneringen påbörjas vid takbrunnarna, måste man under beräkningens gång kontrollera att vattenhastigheterna är tillräckligt höga för att säkerställa självrensning i rörsystemet. De bör vara $\geq 0,7$ m/s.

Förlusthöjderna i de horisontella rörledningarna under taket är relativt små och kräver en strypning av falledningen för att jämviktsekvationen skall kunna uppfyllas. Man uppnår därvid två fördelar:

1. Det blir lättare att uppnå balans i systemet, dvs att beräkningsmässigt uppfylla jämviktsekvationen 12.3 för varje rörsträng.
2. Strypningen av falledningen medför att önskad hävertverkan påskyndas på grund av att luften i falledningen evakueras snabbare.

De obalanser i rörsträngarna som redovisas är små, och den maximala obalansen i systemet ligger på en acceptabel nivå. Nödvändigheten av balans i systemen diskuteras närmare i avsnitt 13. TRYCKBALANS.

12.4 Exempel 2

I det följande redovisas en enkel schablondimensionering som endast bör användas i syfte att bilda sig en uppfattning om rörsystemets dimensionsområde - eventuellt som ett hjälpmedel vid noggrannare beräkningar.

Rörkonfiguration och flöden väljes som i exempel 1.

Man börjar med att räkna ut medelvärdet R_{med} [mH₂O/m] för tillåten förlusthöjd per meter i den längsta rörsträngen.

$$R_{med} = \frac{\sum_{j=1}^n \Delta h_j}{\sum_{j=1}^n l_j}$$

Med denna hjälpstorlek går man in i dimensioneringsnomogrammet på respektive delsträckas flöde och flyttar sig vertikalt i nomogrammet till man hittar en rördimension som ger en förlusthöjd $R_j \approx R_{med}$.

Se vidare dimensioneringsblanketten på sidan 39, där schablondimensioneringen visas.

Flera manuellt beräknade exempel finns att studera i bilaga 7.

DIMENSIONERINGSBLANKETT

Datum: 90.12.12

Sida: 39

Projekt: EXEMPEL 2

Takarea: 432 m²Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²

Rörsträng: 1 och 2

Antal rörsträngar i systemet: 2

Delsträcka i rörsträngen	q_j (l/s)	Δh_j (m)	l_j (m)	d_j (mm)	R_j (mH ₂ O/m)	$R_j \cdot l_j$ (mH ₂ O)	$\Sigma R_j \cdot l_j$ (mH ₂ O)	v_j (m/s)	$p_j/(\rho \cdot g)$ (mH ₂ O)
--------------------------	-------------	------------------	-----------	------------	-----------------------------	-------------------------------------	--	-------------	--

1	2.8	-		TB50	0.110				
2	2.8	1.000	3.4	45	0.140				
3	2.8	-	12.0	45	0.140				
4	5.6	-	4.0	55	0.175				
5	5.6	4.000	6.0	55	0.175				
6	5.6	-	2.0	55	0.175				

$$\Sigma \Delta h_j = 5.000 \quad 27.4 = \Sigma l_j$$

$$R_{med.} = 5.000/27.4 = 0.182$$

4-6	-	4.000	12.0						
8	2.8	1.000	3.4	40	0.260				
7	2.8	-		TB50	0.110				

$$\Sigma \Delta h_j = 5.000 \quad 15.4 = \Sigma l_j$$

$$R_{med.} = 5.000/15.4 = 0.325$$

FÖRKLARINGAR:

 q_j = flöde i delsträcka j Δh_j = delsträcka j's fallhöjd l_j = delsträcka j's utvikta längd d_j = rörinnerdiameter i delsträcka j R_j = förlusthöjd per m i delsträcka j [m H₂O/m] v_j = vattenhastighet i delsträcka j $p_j/(\rho \cdot g)$ = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jObalans i rörsträngen = $\Sigma R_j \cdot l_j - \Sigma \Delta h_j$

12.5 Datoriserade dimensioneringsmetoder

Noggranna beräkningar kräver ett omfattande passningsförfarande som är synnerligen lämpat att utföras med hjälp av en dator. Datoriserade dimensioneringsmetoder är i samklang med modern ingenjörsexpraxis och ger avsevärt bättre kontroll över systemen och gör det enklare att optimera installationerna.

På svenska marknaden finns följaktligen ett antal datorprogram att tillgå för dimensionering av fullflödessystem.

Manuella beräkningsmetoder, användes under fullflödessystemens första år. Kontrollberäkningar av äldre, manuellt beräknade system, samt beräkningsexempel från äldre broschyrmateriel, visar entydigt att det manuella beräkningsförfarandet brister i noggrannhet.

Det är därför tveksamt om manuella beräkningsmetoder numera bör accepteras för slutgiltig dimensionering av fullflödessystem. Manuellt dimensionerade fullflödessystem bör före installation kontrolleras genom en datoriserad beräkning.

När det rapporteras att äldre fullflödessystem, trots avsaknaden av noggrannare dimensionering, trots allt fungerar tillfredsställande, kan detta tolkas både som att fullflödessystemen äger stor flexibilitet och/eller att taken sällan inspekteras när dimensionerande regnfall inträffar.

Vid datoriserade dimensioneringsmetoder beräknas engångsförlusterna i regel enligt formeln

$$\sum \zeta_j \cdot [v_j^2 / (2 \cdot g)]$$

vilket kräver kännedom om rördelars engångsmotståndstal .

I bilaga 2 finns en lista över engångsmotståndstal, lämpliga vid användning av rörssystem på svenska marknaden.

Observera att takbrunnens engångsmotståndstal i bilaga 2 endast gäller för den takbrunn som används i rapportens beräkningsexempel. Även om detta kanske inte lär avvika mycket från engångsmotståndstalen för takbrunnar på svenska marknaden, bör säkra uppgifter om motstånden hämtas från leverantörerna av fullflödestakbrunnar.

I bilaga 7 visar dimensioneringsexempel 5 ett prov på en dimensionering som utförts med ett enklare datorprogram.

13. TRYCKBALANS

I ett takavvattningssystem som fungerar enligt fullflödesprincipen, fordras att det är balans mellan beräknade förlusthöjder och fallhöjder i samtliga rörsträngar.

En rörsträng har definierats som ett avsnitt av ett rörsystem med successivt sammanhängande delsträckor.

Balansen är en förutsättning för fullflödessystemens klanderfria funktion. Om inte detta villkor beaktas vid dimensionering och installation, är det fara för att

- avvattningssystemet får nedsatt kapacitet.
- takytor erhåller en ojämn avvattning.
- takbrunnarna nära fallstammen suger luft och i värsta fall "punkterar" hävertverkan eller ger upphov till besvärande ljudproblem och dynamiska belastningar på rörledningarna.
- regnvatten från högt belägna takytor kan strömma ut på lägre takytor.

Det är inte svårt att beräkningsmässigt åstadkomma en bra balans i ett fullflödessystem, men det krävs i allmänhet en extra arbetsinsats. Med ett lämpligt datorprogram går emellertid arbetet snabbt. Ett rikt rörsortiment bidrar till att målsättningen uppnås lättare.

Det kan emellertid vara svårt att, trots stor beräkningsinsats och ett stort rörsortiment, uppnå absolut balans, dvs att uppfylla villkoret

$$\Delta h = \sum_{j=1}^n R_j \cdot l_j$$

Smärre obalanser måste sålunda accepteras.

Det bör i detta sammanhang påpekas att en utjämning av smärre obalanser sker automatisk om det råder fri strömning mellan takbrunnarna på taket. Detta är ett av skälen till att lutningar i taktännor bör begränsas och flödeshinder mellan brunnarna helt skall undvikas.

Av erfarenhet vet man att fullflödessystem kan fungera på avsatt sätt med vatten/luftblandningar med ända ner till 50% luftinblandning. Se avsnitt 11.STRÖMNINGSFASER I FULLFLÖDESSYSTEM.

Fullflödessystemen fungerar därför även med viss luftinblandning, men med nedsatt kapacitet om luften tillåtes tränga in i system som dimensionerats för fyllnadsgraden 1 vid dimensionerande regnvattenflöde.

Jöhri [1988] anvisar en dimensioneringsmetod för skenbart fullflöde, dvs att rörledningssystemet är fylld med en relativt homogen blandning av luft och vatten. Även i detta fall är villkoret för en god funktion att det råder en god balans i hela systemet. Gränsen för god balans kvantifieras av H.Jöhri [1988], men med ett något högre värde än vad som anges i denna rapport.

Det finns numera goda erfarenheter av fullflödessystem som fungerar bra när maximala skillnaden i obalans mellan systemets rörsträngar är lägre än 0.50 m H₂O.

Erfarenheterna härrör sig från ett större antal installerade fullflödessystem som omfattar över 20 000 takbrunnar. I denna rapport rekommenderas följaktligen att den maximala obalansen får uppgå till högst 0.5 m H₂O

En maximal "acceptabel" obalans om 0.5 m H₂O i ett fullflödessystem innebär exempelvis, att om en viss rörsträng har en obalans på -0.25 m H₂O, så får obalansen i vilken som helst annan rörsträng i systemet uppgå till högst 0.25 m H₂O. Maximala obalansen i systemet kommer därvid att uppgå till

$$0.25 - (-0.25) = 0.50 \text{ m H}_2\text{O}.$$

14. KAVITATION OCH OTILLÅTNA UNDERTRYCK

Med kavitation förstås uppkomsten av ångblåsor i regnvattnet.

När vattnet passerar från ett område med så lågt tryck att ångblåsor kan uppstå, till ett område med högre tryck, störtar ångblåsorna samman (imploderar) under stark ljudalstring. Tryckstötter och även andra fenomen kan därvid ha en förstörande inverkan på rörväggarna.

Rörledningarna i fullflödessystemen måste därför dimensioneras så att kavitation undviks.

När det statiska trycket på något ställe i rörsystemet är så lågt som ångtrycket, kan kavitation uppstå. Kavitation undviks därför genom att hålla det statiska trycket i rörsystemet högre än ångtrycket, dvs tillåtet undertryck i ett fullflödessystem är lika med det atmosfäriska trycket minskat med ångtrycket (atmosfärtrycket räknas som nollpunkt).

Ångtrycket p_e vid olika temperaturer framgår av tabell 13.1.

Tabell 13.1

Temperatur °C	0	5	10	15	20	25
$p_e/(\zeta \cdot g)$ [m H ₂ O]	0.060	0.090	0.130	0.170	0.220	0.320

Luftrycket p_a vid olika höjder över havet framgår av tabell 13.2. Luftrycken anges i förhållande till ett medelvärde motsvarande luftrycket under ett lågtryck på 720 mm Hg vid havsytan.

Tabell 13.2

Höjd över havet (m)	0	500	1000	1500	2000	2500
$p_a/(\zeta \cdot g)$ [m H ₂ O]	9.790	9.200	8.630	8.100	7.590	7.010

Om t.ex en takavvattningsanläggning ligger på nivån 500 m över havsytan och regnvattentemperaturen är 20°C får den tillåtna statiska tryckhöjden i rörsystemet lägst sjunka till

$$p/(\zeta \cdot g) = 0.220 - 9.200 = -8.980 \text{ m H}_2\text{O} \approx -9.0 \text{ m H}_2\text{O} \text{ (undertryck)}$$

Vid andra nivå- och temperaturförhållanden än som förutsatts ovan, beräknas tillåtna undertryck utifrån värdena i tabellerna 13.1 och 13.2.

Den statiska tryckhöjden i rörsystemet följer Bernoullis ekvation. För den statiska tryckhöjden i en villkorlig punkt i på rörledningen gäller ekvation 12.2, dvs

$$p_i/(\zeta \cdot g) = h_1 - h_i - \sum h_F - v_i^2/(2 \cdot g)$$

Med beteckningar enligt avsnitt 12. DIMENSIONERING AV RÖRSYSTEM, erhålles

$$p_i/(\zeta \cdot g) = \sum_{j=i}^n \Delta h_j - \sum_{j=i}^n R_j \cdot l_j - v_i^2/(2 \cdot g)$$

$p_i/(\rho \cdot g)$ = den statiska tryckhöjden i den undersökta punkten [mH₂O]

$\sum_{j=i}^n \Delta h_j$ = fallhöjden från takbrunnen n till den undersökta punkten i [m]

$j=i$

n

$\sum_{j=i}^n R_j \cdot l_j$ = förlusthöjden i rörledningen, räknad från den undersökta punkten i till takbrunnen n [mH₂O]

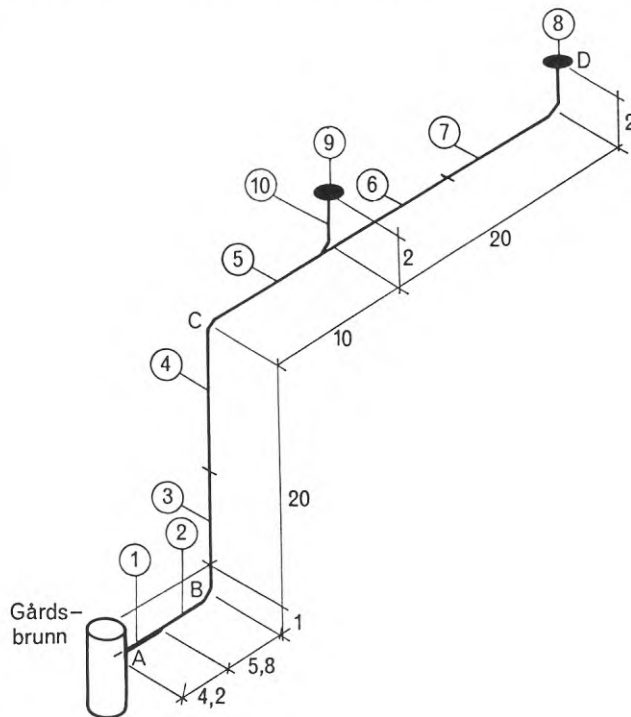
v_i = vattenhastigheten i den undersökta punkten i [m/s]

g = tyngdkraftens acceleration [9.81 m/s²]

I praktiken betyder en begränsning i tillåtet statisk tryck i rörsystemet att man vid höga byggnader ej kan utnyttja hela systemets fallhöjd vid dimensioneringen av de horisontella samlingsledningarna under tak.

14.1 Exempel 3

I systemet, åskådliggjort i figur 14.1, uppgår hela disponibla fallhöjden Δh till $\Delta h = 20 + 2 = 22.0$ m. Flödet är 5 l/s genom vardera takbrunnen.



Figur 14.1. Exempel med stor fallhöjd.

Om avvattningsystemet enligt figur 14.1 är lokaliserad 500 m över havsytan, får den statiska tryckhöjden $p_i/(\rho \cdot g)$ lägst sjunka till -9.0 mH₂O (s.42). Om man preliminärt förutsätter att hastighetshöjden $v_i^2/(2 \cdot g)$ uppgår till -0.50 mH₂O, får för dimensionering av delen C - D i figur 14.1, endast utnyttjas en fallhöjd på $9.000 - 0.500 + 2.000 = 10.500$ m. Förlusthöjden i delen A-B-C måste följaktligen uppgå till minimum $22.000 - 10.500 = 11.500$ mH₂O.

I dimensioneringsblanketten på sidan 45 visas dimensioneringen av och kontroll av den statiska tryckhöjden i systemet enligt figur 14.1.

DIMENSIONERINGSBLANKETT
 Projekt: EXEMPEL 3

Datum: 90.12.12

Sida: 45

Takarea: 770 m²Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²

Rörsträng: 1

Antal rörsträngar i systemet: 2

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
8	5.0	-	1.0	TB50	0.350	0.350	0.350		
7	5.0	2.000	12.0	45	0.450	5.400	5.750	3.3	
6	5.0	-	10.0	55	0.140	1.400	7.150	2.1	
5	10.0	-	10.0	60	0.350	3.500	10.650	3.5	-9.27
		ΣΔh _j = 2.000							

Nedströms i delsträcka 5 är statiska tryckhöjden

$$p_5/(\rho \cdot g) = 2.000 - 10.650 - 3.5^2/(2 \cdot 9.81) = -9.274 < -9.000$$

Det krävs en omdimensionering. Man väljer därvid att ändra längderna på delsträckorna 6 och 7

8	5.0	-	1.0	TB50	0.350	0.350	0.350		
7	5.0	2.000	7.0	45	0.450	3.150	3.500	3.3	
6	5.0	-	15.0	55	0.140	2.100	5.600	2.1	
5	10.0	-	10.0	60	0.350	3.500	9.100	3.5	-7.72
		ΣΔh _j = 2.000							

Nedströms i delsträcka 5 är statiska tryckhöjden

$$p_5/(\rho \cdot g) = 2.000 - 9.100 - 3.5^2/(2 \cdot 9.81) = -7.724 > -9.000$$

Resterande del av systemet

4	10.0	10.000	10.0	60	0.350	3.500	12.600	3.5	
3	10.0	10.000	10.0	55	0.580	5.800	18.400	4.3	
2	10.0	-	5.8	55	0.580	3.364	21.764	4.3	
1	10.0	-	4.2	85	0.056	0.235	21.999	1.8	
		ΣΔh _j = 22.000					- 22.000		

Obalans i rörsträngen - 0.001

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka j

Δh_j = delsträcka j's fallhöjd

l_j = delsträcka j's utvikta längd

d_j = rörinnerdiameter i delsträcka j

R_j = förlusthöjd per m i delsträcka j

v_j = vattenhastighet i delsträcka j

p_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka j

Obalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

Kommentarer till exempel 3

Utan överbelastning av det kommunala dagvattennätet uppgår totala fallhöjden i systemet enligt figur 14.1 till

$$\Delta h = 22.000 + 1.000 = 23.000 \text{ m}$$

vilket, i förhållande till beräknad förlusthöjd å s.45, resulterar i ett överskott i disponibel fallhöjd om

$$21.999 - 23.000 = -1.001 \text{ m}$$

Systemet kommer åter att vara i balans vid ett något högre flöde. I praktiken kommer flödet i rörsystemet att öka så mycket som behövs för att uppnå balans i systemet, dvs förorsaka en ökad förlusthöjd om $\Delta R = 1.001/62 = 0.016 \text{ mH}_2\text{O/m}$. Tillägget i förlusthöjd för delsträckorna 5-7 kan komma att uppgå till

$$j=7$$

$$\sum_{j=5} \Delta R \cdot l_j = 0.016 \cdot (10+15+7) = 0.512 \text{ mH}_2\text{O}$$

$$j=5$$

Den statiska tryckhöjden nedströms i delsträcka 5 ökas därmed till

$$p_5/(\rho \cdot g) \approx -7.724 - 0.512 = -8.236 \text{ mH}_2\text{O}$$

Tecknet \approx antyder att det ej tagits hänsyn till ändringen i hastighetshöjd, som ökar något vid ett högre flöde.

För att undvika att ligga för nära det kritiska undertrycket, skall därför den horisontella samlingsledningen vid taket ges dimensioner som resulterar i låga förlusthöjder, men tillräckligt höga vattenhastigheter för att garantera självrensning. Alltså, ännu ett skäl till att alltid påbörja dimensioneringen av rörledningarna uppströms vid den längst bort belägna takbrunnen.

Om råhetstalet k väljs högre än det som motsvarar rörväggarnas verkliga råhet, kommer undertrycken att i verkligheten vara lägre än de beräknade. Vid osäkerhet beträffande rörens verkliga råhetstal, rekommenderas att tillåtna undertryck reduceras med 10-15%.

Vid dimensioneringen av delsträckorna 9 och 10 i figur 14.1, fordras att den sammanlagda förlusthöjden i dessa skall vara lika med den sammanlagda förlusthöjden i delsträckorna 6, 7 och 8, dvs $5.600 \text{ mH}_2\text{O}$.

En förutsättning för att de beräknade statiska tryckhöjderna i delsträckorna är riktiga, är naturligtvis att beräknade tryckbalanser i systemet är god. Se avsnitt 13. TRYCK-BALANS.

15. DIMENSIONERANDE REGNINTENSITET.

Med dimensionerande regnintensitet avses i denna rapport den sannolika regnintensiteten som fullflödessystemet skall dimensioneras att avvattna. Till skillnad från ortens sannolika regnintensitet i_s [$l/s m^2$], betecknas den dimensionerande regnintensiteten med i_d [$l/s m^2$].

i_d kan uppgå till hela i_s eller endast en del av i_s .

Regnintensiteten $0.013 l/s m^2$ har använts som dimensioneringsvärde för dagvattnäten i många svenska kommuner. I detta värdet ligger en kalkylerad risk för översvämning med jämna mellanrum.

Regnintensiteten $0.013 l/s m^2$ har även i stor utsträckning använts för att dimensionera takavvattningssystem, vilket kan förefalla logiskt med tanke på ovanstående. Man bör emellertid vara klar över att det stundtals kan utlösas regn med betydligt högre intensiteter, och möjlighet att dränera och ackumulera överskjutande regnvattenmängder måste därför finnas.

I Dahlström (1979) har information om nederbördens fördelning i Sverige gjorts tillgänglig, och det är nu möjligt att behandla takavvattningsproblemen något mera nyanserat än tidigare.

I Dahlström (1979) redovisas sannolika regnintensiteter som kan uppträda med upp till 10 års återkomsttid.

De i SVENSK STANDARD SS 82 40 31 redovisade formlerna för beräkning av regnvattenflöden bygger på Dahlströms rapport.

Vid dimensionering av regnvatteninstallationer är man intresserad av maximala nederbördsmängder under korta tidsintervall, och beträffande tak, vill man gärna gardera sig för "det värsta som kan hända". "Det värsta som kan hända" kan sägas inträffa när regnintensiteten någon eller några gånger under byggnadens livstid maximalt uppnår de värden som tak och takavvattningsanläggning är dimensionerade att tåla.

I många länder redovisas i tabell- eller diagramform så kallade 100-årsregn som "det värsta som kan hända". I andra länder, som t.ex. England, redovisas katastrofregn som regn med upp till 35000 års återkomsttid. Återkomsttiden 35000 år betyder att det statistisk går 35000 år mellan två extremt kraftiga regnväder på samma ort.

De sällan förekommande, men mycket kraftiga regnen, är mycket begränsade i utbredning, oftast mindre än $5 km^2$. Sannolikheten för att ett sådant regn skall utlösas över en av Sveriges ca 800 mätstationer, är mycket liten. Risken att det kan utlösas vid sidan om mätstationerna, som i detta sammanhang kan anses representera endast ca 4000 av Sveriges ca $448000 km^2$, är emellertid ca $448000/4000 = 122 \approx 100$ gånger större. Ett katastrofregn kan sålunda inträffa någonstans i Sverige relativt ofta - kanske varje år. Vedin (1987).

Som visats i Dahlström (1979), kan de häftigaste regnen med återkomsttid upp till 10 år lokaliseras till vissa zoner inom landet, definierade genom regionala parametrar, s.k. Z-värden. På rapportens karta över Sverige indikerar därvid höga Z-värden var man kan förvänta sig de kraftigaste regnen.

När man börjar spekulera i kraftiga regnväder med längre återkomsttid än 10 år, kan man inte vara säker på att dessa endast kommer att utlösas inom zoner med höga Z-värden. Studerar man svenska nederbördsrekord, är det f.n. svårt att urskilja något direkt samband mellan höga Z-värden och förekomst av hög regnintensitet. Det ligger för närvarande närmare till hands att tro att de maximala regnen av kort varaktighet kan utlösas var som helst i landet.

Studerar man regnstatistik från andra länder, finner man att de så kallade 100-årsregnens intensiteter genomgående ligger 35-45% högre än 10-årsregnens.

Till dess 100-årsregnen här i landet kan fastställas statistiskt, torde de mycket höga nederbördsmängder och de sällan återkommande regnen kunna uppskattas genom att öka 10-årsregnen enligt Dahlström (1979) med 40%. På grund av osäkerheten om var i landet sådana regn kan tänkas inträffa, väljs att basera 100-årsregnets intensitet på 10-årsregnen med den högsta regionala parametern, dvs $Z=40$. Det sålunda uppskattade 100-årsregnet förutsätts kunna inträffa var som helst inom Sverige. Vid valet av 40% ökning, har även beaktats en uppgift från B. Dahlström, om att nederbördssiffrorna för rapportens 10-årsregn visat sig vara ca 10% för höga.

Den högsta möjliga regnintensiteten med 5 minuters varaktighet och ca 100 års återkomsttid, som enligt ovan förda resonemang kan förväntas i Sverige, uppgår till ca 0.063 l/s m^2 (ca 227 mm/timme). Det högsta registrerade 5-minutersregnet i Sverige torde vara 25.4 mm, motsvarande ca 0.085 l/s m^2 (305 mm/timme), registrerad i Stockholm 27 juli 1916.

Regnvatteninstallationer måste projekteras med målsättningen om låga underhållskostnader. En viktig förutsättning för detta är att rörledningssystemen inte sätts igen. Det krävs därför att självrensningen av systemen sker tillräckligt ofta. Den nedre gränsen för "ofta" uppskattas i denna rapport till två gånger per år. Med denna uttalade ambition behövs därför att regn med dimensionerande intensitet utlöses över taken ett par gånger per år.

I Dahlström (1979) finns även regnintensiteter med återkomsttiden 0.5 år redovisade.

För de konstruktörer, som inte har tillgång till Dahlströms rapport, har erforderlig regnvädersstatistik överförs till nomogrammet i bilaga 3. En kopia av rapportens karta, med markerade Z-linjer, finns i bilaga 4.

I nomogrammet redovisas regnintensiteter med 0.5 och 10 års återkomsttider. Som regionala parametrar har valts $Z = 10, 20, 30$ och 40 . Mellanliggande Z -värden torde i detta sammanhang kunna interpoleras.

En streckad linje som avses representera regnintensiteter från regn som kan utlösas var som helst i Sverige i intervaller om ca 100 år, har lagts in i nomogrammet. Värdena har beräknats som angivet på s.48.

För jämförelse och eventuellt som dimensioneringsunderlag har införts en heldragen linje som anger de högsta regnintensiteterna som skall kunna förekomma i Sverige under rådande klimatiska förhållanden. Värdena har överförts från ett diagram konstruerat av H. Alexandersson, återgivet i Eriksson (1985).

För att kunna använda nomogrammets halvårs- och 10-årsvärden, går man först in på kartan i bilaga 4 och läser av vilket Z -värde som gäller för den aktuella orten. Med detta Z -värde går man sedan in i nomogrammet i bilaga 3 och bestämmer regnintensiteterna.

Den regnintensitet, i_d , man slutligen väljer att dimensionera sitt takavvattningssystem för, är beroende av vilken fördelning av den sannolika regnintensiteten i_s som görs mellan takavvattningen, bräddavloppssystemet och takets vattenackumuleringsförmåga. En klok avvägning av dessa tre resurser, gör det möjligt att åstadkomma funktionssäkra och ekonomiska lösningar av takavvattningsproblematiken.

Den högsta sannolika regnintensiteten på en ort, i_s , fördelas sålunda mellan det ordinarie takavvattningssystemet som dimensioneras för flödet förorsakat av i_d , bräddavloppssystemet som dimensioneras för flödet som förorsakats av i_b , samt taket som lagrar flödet som förorsakats av i_t .

Nu gäller att

$$i_s < i_d + i_b + i_t$$

För tak med invändig avvattning skall bräddavlopp alltid finnas oavsett om taket kan lagra vatten eller ej. Följaktligen har man i sådana fall endast möjlighet att i ovanstående olikhet välja $i_t = 0$.

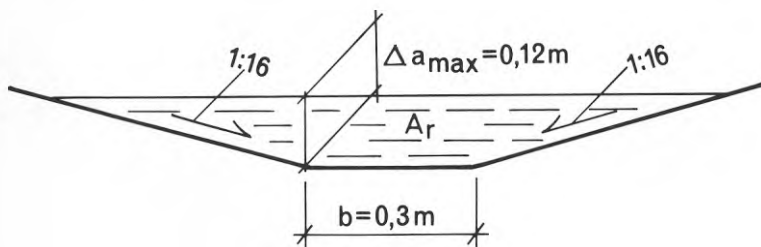
Dimensioneringsintensiteten i_d bör inte utan speciell anledning avvika markant från 0.013 l/s m^2 . Skälet till detta är att en begränsning uppåt krävs dels för att självrensning i systemen bör ske med jämna mellanrum, och dels av att de allmänna dagvattennäten kan vara överbelastade vid regnintensiteter överstigande 0.013 l/s m^2 .

En uppfattning av hur den dimensionerande regnintensiteten kan bestämmas, ges i följande exempel 4.

(Se även Dimensioneringsexempel 3 i bilaga 7.)

15.1 Exempel 4.

Som exempel är det lämpligt att återvända till exemplet på sidan 35, där 0.013 l/s m^2 användes som dimensionerande regnintensitet i_d . Taket på byggnaden i exempel 1 kan lämpligen ha lutningen 1:16 in mot rännaldalen. Vidare kan förutsättas att vattendjupet i rännaldalen högst får uppgå till $\Delta a_{\max} = 0.12 \text{ m}$.



Den vattenvolym som vid detta vattendjup kan ackumuleras på taket vid varje tidpunkt uppgår därmed till

$$\begin{aligned} V_{\text{till}} &= A_r \cdot L = \\ &= (16 \cdot \Delta a_{\max} + b) \cdot \Delta a_{\max} \cdot L = \\ &= (16 \cdot 0.12 + 0.3) \cdot 0.12 \cdot 24 = \\ &= 6.39 \text{ m}^3 = 6390 \text{ l} \end{aligned}$$

Figur 15.1. Sektion genom rännaldalen.

Om taket i exemplet hade haft lutningen 1:10 in mot rännaldalen, ändras naturligtvis förutsättningarna, då i detta fall tillåten vattenvolym i rännaldalen uppgår till

$$V_{\text{till}} = (10 \cdot 0.12 + 0.3) \cdot 0.12 \cdot 24 = 4.32 \text{ m}^3 = 4320 \text{ l}$$

Akkumuleringsförmågan är sålunda beroende av takets lutning.

Inledningsvis kommer 100-årsregnen enligt nomogrammet i bilaga 3 att ligga till grund för kontroll av dimensionerande regnintensitet. Därefter kommer taket att utsättas för de högsta regnintensiteterna som kan förekomma enligt samma nomogram.

För olika regnintensiteter i_s , avlästa under linjen som representerar 100-årsregnen (linjen $T/Z = 100/40$), undersöks först hur stora vattenvolymer på taket kan bli, och därefter vilka krav som måste ställas till bräddavloppssystemets sammanlagda dräneringskapacitet Q_b , när tillåten vattenvolym i rännaldalen överskrids.

Vattenvolymer som kommer att lagras på taket med bräddavloppen ur funktion, kan uttryckas

$$V = (i_s - i_d) \cdot A_t \cdot t \cdot 60$$

där A_t är takets area projicerad till horisontalplanet och t är regnets varaktighet i minuter.

Akkumulerade vattenvolymer och erforderliga bräddavloppskapaciteter uppgår till:

1. $i_s = 0.180 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 1 min. ger
 $V_1 = (0.18 - 0.013) \cdot 432 \cdot 1 \cdot 60 = 4328 \text{ l} < V_{\text{till}} = 6390 \text{ l}$
2. $i_s = 0.088 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 3 min. ger
 $V_3 = (0.088 - 0.013) \cdot 432 \cdot 3 \cdot 60 = 5832 \text{ l} < V_{\text{till}}$
3. $i_s = 0.063 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 5 min. ger
 $V_5 = (0.063 - 0.013) \cdot 432 \cdot 5 \cdot 60 = 6480 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (6480 - 6390)/5/60 = 0.3 \text{ l/s}$
4. $i_s = 0.05 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 7 min. ger
 $V_7 = (0.05 - 0.013) \cdot 432 \cdot 7 \cdot 60 = 6713 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (6713 - 6390)/7/60 = 0.76 \text{ l/s}$
5. $i_s = 0.047 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 8 min. ger
 $V_8 = (0.048 - 0.013) \cdot 432 \cdot 8 \cdot 60 = 7050 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (7050 - 6390)/8/60 = 1.38 \text{ l/s}$
6. $i_s = 0.04 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 10 min. ger
 $V_{10} = (0.04 - 0.013) \cdot 432 \cdot 10 \cdot 60 = 6998 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (6998 - 6390)/10/60 = 1.0 \text{ l/s}$

Ett maximum på Q_b uppnås sålunda vid ett regn med ca 8 minuters varaktighet.

Resultatet tyder på att en något lägre dimensionerande regnintensitet i_d eventuellt kan väljas. Bräddavlopp måste installeras, och kostnaden för detta ökar endast marginellt om det dränerar något mera än 1.4 l/s.

Så studeras vad som kan hända om taket kommer att utsättas för regnväder med flera tusen års återkomsttid, dvs regnväder med intensiteter begränsade av den översta linjen i nomogrammet i bilaga 3.

Vid så sällsynta regnväder borde takkonstruktionens lastupptagande förmåga kunna utnyttjas helt, dvs att man vid något enstaka tillfälle under byggnadens livstid accepterar att säkerhetskoefficienten mot brott närmar sig 1.0. Normalt ligger säkerhetskoefficienten på 1.5-2.0. Vid en sänkning av säkerheten till närmare 1, kan vattenlagringen på taket ifråga ökas med mellan 50 och 100%.

I exempel 4 antages nu att vattendjupet får ökas med 50%, dvs

$$\Delta a_{\text{max}} = 1.5 \cdot 0.12 = 0.18 \text{ m}$$

Insättning i formeln för vattenvolymer i rännalen på s.50 ger en tillåten vattenvolym om

$$V_{\text{till}} = (16 \cdot 0.18 + 0.3) \cdot 0.18 \cdot 24 = 13.74 \text{ m}^3 = 13740 \text{ l}$$

Vattenvolymerna som lagras på taket samt erforderliga bräddavloppskapaciteter vid olika maximala regnintensiteter, kommer därvid att uppgå till:

1. $i_s = 0.3 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 1 min. ger
 $V_1 = (0.30 - 0.013) \cdot 432 \cdot 1 \cdot 60 = 74391 \text{ l} < V_{\text{till}} = 13740 \text{ l}$
2. $i_s = 0.17 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 3 min. ger
 $V_3 = (0.17 - 0.013) \cdot 432 \cdot 3 \cdot 60 = 122081 \text{ l} < V_{\text{till}}$
3. $i_s = 0.13 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 5 min. ger
 $V_5 = (0.13 - 0.013) \cdot 432 \cdot 5 \cdot 60 = 151631 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (15163 - 13740)/5/60 = 4.7 \text{ l/s}$
4. $i_s = 0.09 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 10 min. ger
 $V_{10} = (0.09 - 0.013) \cdot 432 \cdot 10 \cdot 60 = 199581 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (19958 - 13740)/10/60 = \underline{10.4 \text{ l/s}}$
5. $i_s = 0.072 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 15 min. ger
 $V_{15} = (0.072 - 0.013) \cdot 432 \cdot 15 \cdot 60 = 229231 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (28512 - 13740)/15/60 = 10.2 \text{ l/s}$

Det uppnås ett maximum vid ett regn med ca 10-15 minuters varaktighet. Bräddavloppets kapacitet bör vara minst 10.4 l/s, vilket är nära två gånger det ordinarie takavvattningsystemets dräneringskapacitet.

I det följande undersöks konsekvensen av en minskning av den dimensionerande regnintensiteten i_d från 0.013 till 0.01 l/s m². Det antas fortfarande att ett katastrofregn kan utlösas.

Man erhåller därvid följande vattenvolymer och erforderliga bräddavloppskapaciteter vid de olika maximala regnintensiteterna:

1. $i_s = 0.3 \text{ l/s/m}^2$ med varaktighet 1 min. ger
 $V_1 = (0.3 - 0.01) \cdot 432 \cdot 1 \cdot 60 = 75171 \text{ l} < V_{\text{till}} = 13740 \text{ l}$
2. $i_s = 0.17 \text{ l/s/m}^2$ med varaktighet 3 min. ger
 $V_3 = (0.17 - 0.01) \cdot 432 \cdot 3 \cdot 60 = 124411 \text{ l} < V_{\text{till}}$
3. $i_s = 0.13 \text{ l/s/m}^2$ med varaktighet 5 min. ger
 $V_5 = (0.13 - 0.01) \cdot 432 \cdot 5 \cdot 60 = 155521 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (15552 - 13740)/5/60 = 6.0 \text{ l/s}$
4. $i_s = 0.09 \text{ l/s/m}^2$ med varaktighet 10 min. ger
 $V_{10} = (0.09 - 0.01) \cdot 432 \cdot 10 \cdot 60 = 207361 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (20736 - 13740)/10/60 = \underline{11.7 \text{ l/s}}$
5. $i_s = 0.072 \text{ l/s/m}^2$ med varaktighet 15 min. ger
 $V_{15} = (0.072 - 0.01) \cdot 432 \cdot 20 \cdot 60 = 241051 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (24105 - 13740)/15/60 = 11.5 \text{ l/s}$

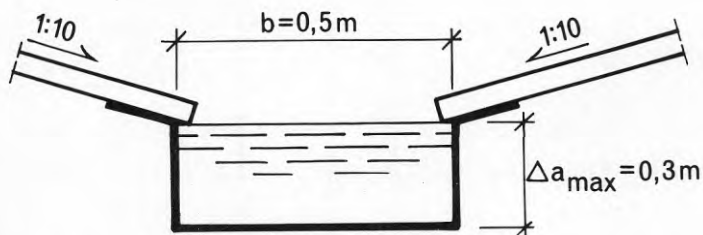
Om man väljer att kalkylera med katastrofregnen vid granskning av den sammanlagda avvattningssystemet, torde en sänkning av den dimensionerande regnintensiteten i_d till $i_d = 0.01$ l/s m² för det ordinarie takavvattningssystemet erbjuda fördelar som lägre kostnader för rör-systemet och en säkrare självrensningfunktion. Ett bräddavlopp som avvattnar 11.7 l/s, kan kostnadsmässigt endast skilja sig marginellt från ett som avvattnar 10.4 l/s.

Kommentar till exempel 4:

Resonemang, som förts i exempel 4, beträffande tillåtelse till möjlig överbelastning av takkonstruktionen, orsakad av regn med flera tusen års återkomsttid, måste föras under medverkan av projektets ägare samt övriga projektörer, i första hand byggnadskonstruktören.

15.2 Exempel 5.

Låt så taket i exempel 1 förses med taktäckning av t.ex profilerad plåt med lutningen 1:10 in mot en tårn. Om vattennivån tillåtes stiga över rännans övre kant, är det fara för att regnvattnet kan rinna in i takkonstruktionen. Antag inledningsvis att $i_d = 0.013$ l/s m².



Den maximala vattenvolym som tillåtes i rännan vid varje tidpunkt, uppgår till

$$V_{\text{till}} = A_r \cdot L = b \cdot \Delta a_{\text{max}} \cdot L = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 24 = 3.6 \text{ m}^3 = 3600 \text{ l}$$

Figur 15.2. Sektion genom rännan

Om man väljer att lägga regn med 100 års återkomsttid till grund för sin analys, ses av beräknade volymer under punkterna 1-4 å s.51, att rännan fylls upp på mindre än 1 minut ($V_1 = 4328$ l).

Man kan försökvis välja ett högre värde för i_d , t.ex. $i_d = 0.02$ l/s m²

Man erhåller med $i_d = 0.02$ l/s m²:

1. $i_s = 0.18$ l/s m² med varaktighet 1 min. ger
 $V_1 = (0.18 - 0.02) \cdot 432 \cdot 1 \cdot 60 = 4147 \text{ l} < V_{\text{till}} = 3600 \text{ l}$
 $Q_b = (4147 - 3600)/1/60 = 9.1 \text{ l/s}$
2. $i_s = 0.115$ l/s m² med varaktighet 2 min. ger
 $V_3 = (0.115 - 0.02) \cdot 432 \cdot 2 \cdot 60 = 4925 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (4925 - 3600)/2/60 = 11.0 \text{ l/s}$
3. $i_s = 0.088$ l/s m² med varaktighet 3 min. ger
 $V_3 = (0.088 - 0.02) \cdot 432 \cdot 3 \cdot 60 = 5288 \text{ l} > V_{\text{till}}$
 $Q_b = (5288 - 3600)/3/60 = 9.4 \text{ l/s}$

Rännan fylls upp inom ca 1 minut även vid en högre dimensionerande regnintensitet.

Kommentarer till exempel 5:

För denna typ av konstruktioner är det de extremt höga och kortvariga regnintensiteterna som är dimensionerande för bräddavloppen. Bräddavloppets erforderliga kapacitet uppgår till ungefär densamma som i exempel 4.

På grund av osäkerheten beträffande den tid det tar innan det ordinarie avvattningsystemet är i full drift, kan en uppfyllnadstid för rännan om endast ca 1 minut, knappast accepteras. Att ge takrännan större dimensioner, lämnas i detta sammanhang därhän, då önskemålet beträffande dimensioner mycket snart kommer i konflikt med vad som är praktisk och estetisk möjligt.

En teoretisk möjlig lösning av problemet torde vara att välja ett högre värde på den dimensionerande regnintensiteten.

Om det grovt räknas med att rännan inte bör fyllas upp på under 3 minuter, visar en överlagsberäkning att den dimensionerande regnintensiteten bör uppgå till ca

$i_d \approx 0.045 \text{ l/s m}^2$, vilket ligger för högt för att tillfredsställa kravet om relativ frekvent självrensning.

Värdet ligger även betydligt högre än dimensioneringsintensiteten för det allmänna dagvattennätet, varför man under alla omständigheter måste försäkra sig om att regnvattnet kan strömma ut på marken när dagvattennätet är överbelastat.

Observera att de extra centimetrarna höjd som krävs för att lyfta locket på en gårdsbrunn, sällan ryms inom den tillmätta vattenlagringshöjden i takrännan.

Problemet bör lösas med ett lägre i_d -värde, så stor takränna som möjligt och framförallt ett funktionssäkert bräddavloppssystem som dimensioneras för hela den sannolika regnintensiteten i_s .

Vid små ackumuleringsmöjligheter, som i exemplet ovan, kan det ibland bli nödvändigt att uppskatta den tid det tar innan hela fullflödessystemet är i full drift, dvs innan häverten i fallstammen har bildats. Det är en beräkningsprocedur som går ut på att kalkylera hur lång tid det tar att fylla upp hela rörsystemet med regnvatten från fullflödessystem som endast består av takbrunnar med sina anslutningsledningarna fram till samlingsledningarna.

I exempel 5 kommer t.ex. anslutningsledningen närmast fallstammen att under uppfyllnadsskedet ha en avvattningskapacitet om ca 3 l/s.

Under uppfyllnadsskedet är det sålunda viktigt att takbrunnarna omedelbart ger upphov till fullflöde i anslutningsledningarna.

Till den beräknade uppfyllnadstiden måste läggas viss tid som alltid går åt för att evakuera luften i fallstammen. Denna tiden är avhängig av fallstammens dimension och utförande.

Man kan inte, på grundval av ovanstående uträkningar och resonemang, avråda ifrån att fullflödessystem används för avvattning via takrännor som ej är integrerade i takkonstruktionen.

De dimensioneringsförutsättningar som gäller för fullflödessystem, gäller även för självfallssystem. Om ett avvattningsystem är dimensionerat för att avvattna 0.013 l/s m^2 , får man inte på några villkor tro, eller hoppas, att något av de båda systemen äger någon extra innebygd avvattningsreserv.

Vid rännkonstruktioner, liknande den ovan undersökta, måste däremot, oberoende av vilket avvattningssystem som väljs, riskerna för översvämningar noga undersökas och minimeras.

15.3 Bedömning av risk för översvämning.

Byggnadens utformning, funktion, innehåll, beräknad livstid, och ägarens önskemål, får avgöra vilken återkomsttid som skall ligga till grund för bestämning av ortens sannolika regnintensitet i_g .

När byggnadens livstid och det dimensionerande regnets återkomsttid är bestämd, kan risken för översvämning bedömas enligt nedanstående formel, hämtad ur BS 6367:1983.

Sannolikheten slh i procent, för att viss regnintensitet med återkomsttiden T år skall överskridas under en period av N år, lika med byggnadens planerade livstid, kan approximativt uttryckas av relationen

$$\text{slh} = [1 - (1 - 1/T)^N] \cdot 100 \quad [T \geq 5 \text{ år}]$$

Tabell 15.1. Sannolikheten slh i procent för överskridande av ett T-årsflöde under en byggnads livstid av N år.

Återkomsttid T år	Byggnadens livstid N år						
	25	50	100	200	300	400	500
10	93	99	100	100	100	100	100
50	40	64	87	98	100	100	100
100	22	39	63	87	95	98	99
500	5	10	18	33	45	55	63
1000	2	5	10	18	26	33	39
5000	0.5	1	2	4	6	8	10
10000	0.2	0.5	1	2	3	4	5
50000	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1

16. BRÄDDAVLOPP

Boverkets NYBYGGNADSREGLER stadgar att tak med invändiga avlopp skall ha bräddavlopp.

Med bräddavlopp förstås härvid ett avlopp från taket med en funktion som är helt skild från ordinarie takavvattningssystem.

Inom somliga fackkretsar råder uppfattningen att bräddavloppet endast behöver vara ett skvallerrör som mynnar lätt synlig för fastighetsskötare och hyresgäster. När det rinner från skvallerröret, är det tecken på att det är nödvändigt att rensa igensatta takbrunnar.

Med vetskapen om att fastigheter numera sällan bevakas under mera än ca 20-25% av årets alla timmar, måste denna filosofi förkastas.

Bräddavloppen skall ingå i takens sammanlagda avvattningssystem, och bräddavloppens huvudsakliga uppgift är att träda i funktion varje gång takets ackumuleringsförmåga är uttömd. Detta kan inträffa när den dimensionerande regnintensiteten överskrides eller/och takbrunnarna i det ordinarie takavvattningssystemet blockerats.

På grundval av vald dimensionerande regnintensitet och redovisade regnintensiteter i Dahlström (1979), kan man bilda sig en uppfattning om hur ofta ett bräddavloppssystem kommer att träda i funktion med det ordinarie systemet intakt.

Innan bräddavloppsfrågan diskuteras vidare, är det av intresse att undersöka effekten av att en takbrunn i ett fullflödessystem sätts igen. Det görs med ett enkelt beräkningsexempel.

16.1 Exempel 6

Det är lämpligt att återvända till exemplet på s.35.

Det förutsätts nu att en av takets två takbrunnar är helt igensatt. Det kan t.ex röra sig om den som ligger längst ifrån utloppet. Vidare förutsätts att ränn dalen har en moderat lutning mot brunnarna, säg 1:100, så att vattnet inte behöver stiga mera än ca 60 mm innan det strömmar till den främre takbrunnen.

Beräkningarna är genomförda i dimensioneringsblanketten på sidan 57.

DIMENSIONERINGSBLANKETT

Datum: 90.12.12

Sida: 57

Projekt: EXEMPEL 6

Takarea: 432 m²Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²

Rörsträng: 2

Antal rörsträngar i systemet: 2

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
7	4.4	-	1.0	TB50	0.260	0.260	0.260		
8	4.4	1.000	3.4	40	0.620	2.108	2.368	3.6	
4	4.4	-	4.0	55	0.120	0.480	2.848	1.8	
5	4.4	4.000	6.0	45	0.340	2.040	4.888	2.8	
6	4.4	-	2.0	70	0.031	0.062	4.950	1.2	
		ΣΔh _j = 5.000					- 5.000		

Obalans i rörsträngen = -0.050

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka jΔh_j = delsträcka j's fallhöjdl_j = delsträcka j's utvikta längdd_j = rördiameter i delsträcka jR_j = förlusthöjd per m i delsträcka jv_j = vattenhastighet i delsträcka jp_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jObalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

Kommentarer till exempel 6

Efter några försök med olika flöden, kommer man fram till att flödet genom den öppna brunnen bör vara ca 4.4 l/s, dvs ca 80% av den tidigare beräknade maximala kapaciteten med båda takbrunnarna i funktion.

80% av dimensionerande regnintensitet motsvarar ca 0.01 l/s m². Tillåtes nu en ackumulering som i exempel 4 s.50, dvs 6390 l, tar det

$$6390 / ((0.013 - 0.01) \cdot 432) = 4930 \text{ s} \approx 1.37 \text{ timmar}$$

att fylla upp takrännan under ett dimensioneringsregn. Statistisk återkomsttid för ett sådant regn är mera än 100 år.

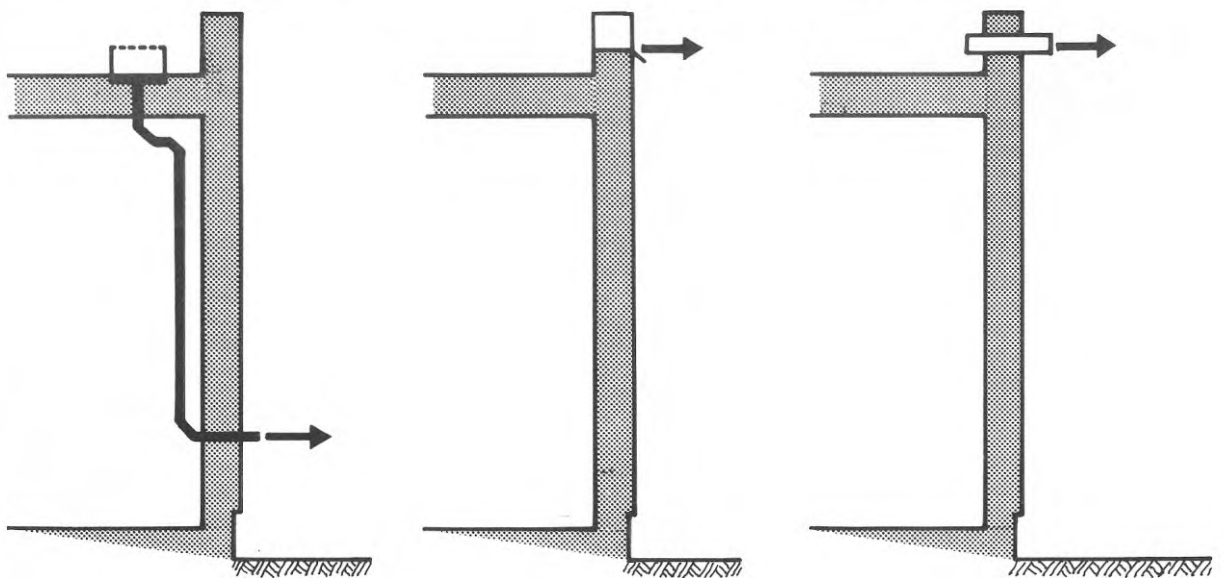
För stora system krävs relativt omfattande beräkningar för att omfördela flödena om man vill undersöka effekten av att några takbrunnar blockeras.

I stora fullflödessystem, med många takbrunnar, påverkas emellertid avvattningfunktionen endast marginellt om några brunnar sätts igen.

Bräddavlopp på tak med många takbrunnar har därför i huvudsak till uppgift att medverka i avvattningen vid de högsta förekommande regnintensiteterna.

16.2 Utformning och placering av bräddavlopp

Bräddavlopp kan anordnas på principiellt två olika sätt. Antingen i form av en utkastare genom väggkrönet eller i form av takbrunnar med förhöjningsringar med från det ordinarie systemet skild rörledning. Principerna visas schematisk i figur 16.1.



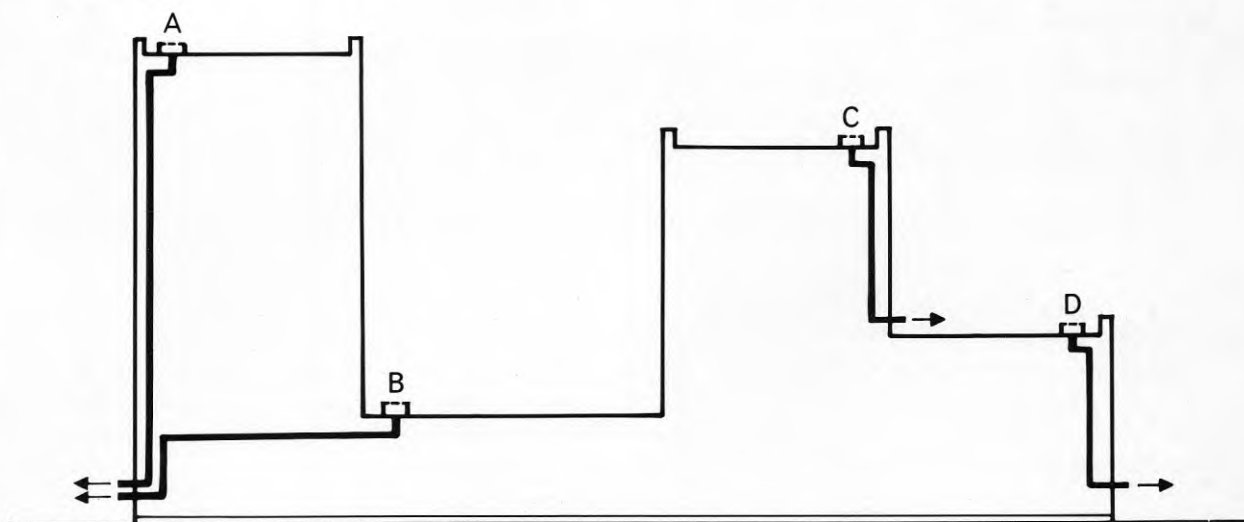
Figur 16.1. Principer för utformning av bräddavlopp. Utkastare i form av slits genom väggkrön respektive dräneringsrör genom väggkrön i figurerna till höger.

Utkastare genom fasad torde vara billigare att installera än takbrunn med separat rör-system. Med utkastare riskeras emellertid att fasaden med tiden smutsas ner lokalt.

Bräddavlopp i form av en takbrunn med förhöjningsring placeras nära fasad. Vattendjupet i en takrännal blir densamma om bräddavloppet placeras vid fasad eller mitt inne på taket. Det är alltså ingen mening i att, som det finns exempel på, placera bräddavloppstakbrunnarna långt in på taken när regnvattnet kan strömma fritt på takytan.

Principerna framgår av figur 16.2 där man som bräddavlopp i A, C och D istället kan välja utkastare genom väggkrönen. Bräddavloppet D skall dimensioneras för regnvattenmängden C+D.

Tak, helt inneslutna av väggar, som bräddavloppet B i figur 16.2, eller tak där regnvattnet av någon anledning hindras i att rinna fram till fasad, måste ha bräddavlopp i form av takbrunn med ansluten rörledning som är helt skild från ordinarie avvattnings-system.



Figur 16.2. Principer för placering av bräddavlopp.

16.3 Dimensionerande regnvattenflöden för bräddavlopp

Den dimensionerande regnintensiteten i_b för bräddavloppen bestäms lämpligen samtidigt med den dimensionerande regnintensiteten i_d för ordinarie avvattningsystemet. Se härom i avsnitt 15. DIMENSIONERANDE REGNINTENSITET.

Det dimensionerande flödet Q_b från en rännal eller ränna kan också bestämmas enligt anvisningar i SS 82 40 31, avsnitt 4, som säger att "För tak med bräddavlopp som har en sådan kapacitet att det kan svälja minst 3 gånger det beräknade flödet beräknas den sannolika regnintensiteten som

$$i_s = 1/3600 \cdot (42 + 1.1 \cdot Z)$$

där Z är en regional parameter som fås ur figur A1."

Observera att i_s i ovanstående formel är ortens sannolika regnintensitet, vilken enligt SS 82 40 31, även är lika med den dimensionerande regnintensiteten. Figur A1 i SS 82 40 31 motsvaras av kartan i bilaga 4 i denna rapport.

Det kan vara av intresse att undersöka vilken erforderlig bräddavloppskapacitet som ovanstående bestämmelse leder till för exempel 4 på sidan 50.

I exempel 4 uppgick, enligt analysen på s.52, erforderlig bräddavloppskapacitet Q_b till 11.7 l/s (s.52). Om taket i exempel 4 är lokaliserat till t.ex Mälardalen, med $Z=16$, erhålles enligt formeln i SS 82 40 31

$$i_s = 1/3600 \cdot (42 + 1.1 \cdot 16) = 0.0165 \text{ l/s/m}^2$$

och följaktligen

$$i_b = 3 \cdot i_s = 3 \cdot 0.0165 = 0.0495 \text{ l/s/m}^2$$

vilket för taket i exempel 4 ger

$$Q_b = 0.0495 \cdot 432 = 21.4 \text{ l/s}$$

vilket inte förefaller orimligt med tanke på att man i SS 82 40 31 helt bortser från takens ackumuleringsförmåga.

Vid bestämning av bräddavloppets erforderliga kapacitet i exempel 4, förutsattes att båda takbrunnarna var i funktion under den rådande extrema regnintensiteten. Även om det är högst osannolikt att båda takbrunnarna är blockerade när regnväder med 1000-åriga återkomsttider uppträder, kan det ha sitt intresse att konstatera att erforderlig bräddavloppskapacitet med båda takbrunnarna igensatta i exempel 4, uppgår till

$$Q_b = (0.09 \cdot 432 \cdot 10 \cdot 60 - 13740)/10/60 = 16 \text{ l/s}$$

dvs ett värde som närmar sig det som kan beräknas på grundval av SS 82 40 31.

En noggrann analys av förutsättningarna leder alltså i allmänhet till lägre bräddavloppskapaciteter än vad som behövs enligt SS 82 40 31.

När man väljer att genomföra en noggrannare analys, bör man komma ihåg att

$$Q_s \leq Q_d + Q_b + V_{\text{till}}$$

dvs flödet Q_s orsakad av vald maximal regnintensitet i_s för orten, ej får överstiga de sammanlagda dimensionerande flödena för ordinarie avlopp Q_d , bräddavlopp Q_b och tillåten vattenlagring på taket, V_{till} .

Endast vid mycket små takavvattningsystem behöver man räkna med igensättning av det ordinarie avloppet vid bestämning av bräddavloppskapaciteten.

Vid rännkonstruktioner som ej är integrerade i taket bör man dimensionera bräddavloppet för totala flödet Q_s .

16.4 Bräddavloppens höjd över ordinarie takbrunnar

Bräddavloppens nivå över ordinarie takbrunnar bestäms av högsta tillåtna vattendjup på taken och av vilka vattendjup som krävs vid fullt utnyttjande av ordinarie takbrunnar. Även rännors och rännalars utformning måste studeras för att kunna placera bräddavloppen i rätt höjd. Se härom i avsnitten 17. VATTENDJUP PÅ TAK, och 18. TAKRÄNNDALAR OCH TAKRÄNNOR. Vattendjupet på taket, när bräddavloppet är i funktion, beräknas med hjälp av formel på sidan 21:

$$\Delta q = \pi \cdot D_t \cdot (g \cdot \Delta a_t^3)^{1/2}$$

som för bräddavloppet kan skrivas

$$\Delta q_b = \pi \cdot D_b \cdot (g \cdot \Delta a_b^3)^{1/2}$$

Löst med avseende på Δa_b ger ekvationen

$$\Delta a_b = [\Delta q_b^2 / (\pi^2 \cdot D_b^2 \cdot g)]^{1/3}$$

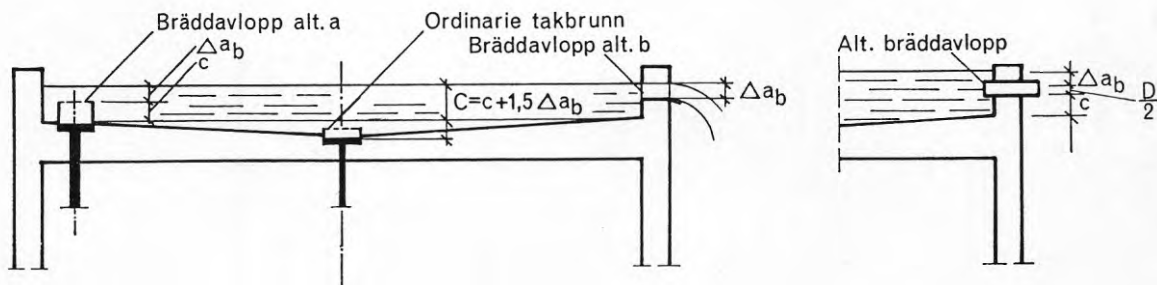
där Δa_b är vattendjupet över förhöjningsringens kant [m], Δq_b är flödet genom bräddavloppet [m^3/s], D_b förhöjningsringens diameter [m] och g tyngdkraftens acceleration [$9.81 m/s^2$].

Till Δa_b skall läggas förhöjningsringens höjd c för att erhålla vattendjupet kring bräddavloppet.

Det maximala vattendjupet C i den horisontella takrännan eller takrännan, kan därvid bestämmas genom att öka vattendjupet relativt förhöjningsringens kant med 50%, dvs med faktorn $3/2 = 1.5$. Se även avsnitt 17. VATTENDJUP PÅ TAK.

Maximalt vattendjup C i en horisontell eller närmast horisontal takrännal eller ränna är därmed $C = c + 1.5 \cdot \Delta a_b$.

I takrännal med fall mot takbrunnarna tillkommer ett vattendjup motsvarande det vertikala avståndet från takbrunnen till rännalens eller rännans högsta punkt. Se figur 16.3.



Figur 16.3. Vattendjup på tak när bräddavloppet är i funktion.

Vid slits genom väggkrön gäller samma formel för C när Δa_b betecknar vattendjupet över slitsbotten. Se figur 16.3.

Med ett rör med diameter D genom väggkrönet, är $C = c + D/2 + 1.5 \cdot \Delta a_b$.

16.5 Bräddavlopps avvattningskapacitet

För ett bräddavlopp i form av en separat takbrunn och rörledning, bestäms bräddavloppets kapacitet genom en vanlig dimensionering av den anslutna rörledningen. Bräddavlopp utformade som slits genom väggkrön dimensioneras enligt nedanstående formel, hämtad ur Sandart (1979).

$$\Delta q_b = 333 \cdot \Delta a_b^{3/2} \cdot B \cdot (2 \cdot g)^{1/2}$$

med Δq_b flödet [m^3/s], Δa_b vattendjupet över slitsens botten [m] och B slitsens bredd [m]. Se figur 16.3.

Avvattningskapaciteten för ett rör genom väggkrön bestäms genom en vanlig dimensionering av röret under beaktande av höjden Δa_b . Se figur 16.3.

För slits eller rör genom väggkrön, visas beräknade avvattningskapaciteter i tabeller i bilagorna 5 och 6.

16.6 Exempel 7

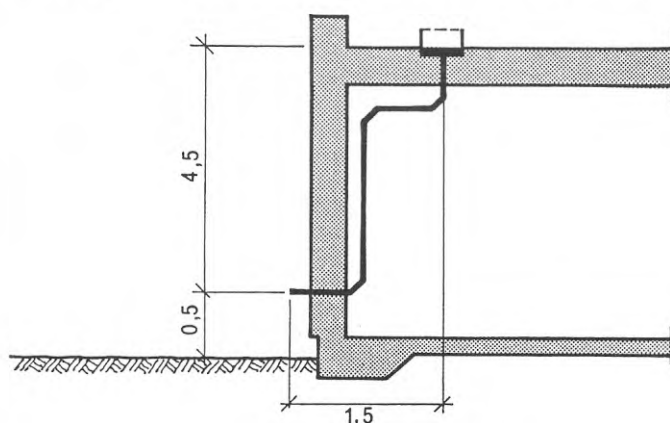
Avslutningsvis exemplifieras en dimensionering av bräddavloppet i exempel 4, utformad som takbrunn med ansluten rörledning.

Då maximala flödet ΔQ_b understiger 12 l/s, lär det räcka med en takbrunn som placeras vid en av gavlarna. Erforderlig kapacitet för bräddavloppet uppgår till

$$\Delta q_b = Q_b = 11.7 \text{ l/s}$$

för det å sidan 52 analyserade fallet.

Arrangemang och rörkonfiguration för bräddavloppet framgår av figur 16.4.



Dimensionering:

$$\Delta q_b = 11.7 \text{ l/s}$$

Förlusthöjd:

Takbrunn TB50 1.70 m H₂O

Rörledning ø60,
L=1.5+4.5=6 m,

$$0.45 \cdot 6 = 2.70 \text{ m H}_2\text{O}$$

Summa förlusthöjd 4.40 m H₂O

< disponibel fallhöjd =4.50 m

Figur 16.4. Bräddavlopp med fullflödesbrunn.

17. VATTENDJUP PÅ TAK.

Vattennivån i rännor och rännदार är dels beroende av vilket vattendjup som krävs för att takbrunnarna skall fungera som fullflödestakbrunnar, och dels av den tid det tar att fylla upp rörsystemet så att systemet kommer i full drift

Tar det lång tid att uppnå full drift, kommer vatten att ackumuleras på taket tills systemet är i full gång. Om vattendjupet vid denna tidpunkten är högre än vad som behövs för att takbrunnarna skall fungera som fullflödestakbrunnar, kommer vattennivån att ligga kvar på den högre nivån så länge det dimensionerande regnet varar.

Då vattendjupet kring en takbrunn är beroende av flödet genom brunnen, kommer under alla omständigheter vattennivån att stiga till den höjd som krävs för att brunnen skall avvattna den önskade kvantiteten.

I figur 8.4 visas erforderligt vattendjup vid en fullflödestakbrunn som funktion av flödet genom takbrunnen. Takbrunnen är centrerad i en horisontell takyta och stationära förhållanden råder, dvs tillrinning och avrinning är lika stora.

Utan eventuell tidsfördröjning för att uppnå full avvattningseffekt, kommer det maximala vattendjupet i en horisontell ränna eller på en horisontell takyta vara $3/2=1.5$ gånger större än vid kanten av takbrunnen. T.ex. kommer maximalt vattendjup i en horisontell rännal där takbrunnarna, med karakteristik enligt figur 8.4, avvattnar 6 l/s, att uppgå till $1.5 \cdot 60 = 90$ mm.

I takrännor och takrännor med lutning, kommer vattendjupet vid takbrunnarna att minst uppgå till värden enligt diagrammet i figur 8.4. Till detta kommer eventuell ackumulering av regnvatten på grund av fördröjningseffekter.

Vid regnintensiteter som överstiger de dimensionerande, kommer vattendjupet på taket att öka tills bräddavlopps-nivån nås. Diagram, liknande i figur 8.4, används därför även till att beräkna den lägsta nivån ett bräddavlopp kan ha i förhållande till takbrunnarna utan att träda i funktion innan det ordinarie avvattningssystemet är fullt utnyttjat. T.ex bör brädd-avloppet, vid en avvattning om ca 6 l/s genom takbrunnar med karakteristik enligt diagrammet i figur 8.4, ej placeras lägre än ca $1.5 \cdot 60 = 90$ mm över de ordinarie takbrunnarna.

18. TAKRÄNNDALAR OCH TAKRÄNNOR

På takytor med lutning ligger alltid takbrunnarna i takrännalarna eller i takrännorna. Ibland används beteckningen vattengång istället för takrännal.

Att konstruera en takrännal eller en takränna för ofta till svåra avvägningsfrågor, vilket medför att man kan hamna i konfliktsituationer.

Takrännalor och takrännor bör vara nominellt horisontella och takbrunnarna placeras i de förväntade lågpunkterna. Skälen till detta är följande:

1. Det är synnerligen viktigt att regnvattnet kan strömma från en takbrunn till nästa om en takbrunn sätts igen. Vid för kraftigt fall i rännan kan rännans högsta punkter komma att ligga så högt att taket kring den blockerade brunnen utsätts för högre vattentryck än tillåtet och att den bärande konstruktionen härigenom skadas.
2. Det är en fördel att regnvattnet utan hinder snabbt kan strömma på taket till takbrunnar med lågt kapacitetsutnyttjande.
3. Låga vattenhastigheter i rännorna medför att tyngre föroreningar i mindre grad transporteras till takbrunnarna.

Vid projektering av rännalor och rännor beaktas följaktligen omständigheter som:

- möjligheten för regn- och smältvatten att strömma mellan takbrunnarna
- avståndet mellan takbrunnarna
- typ av taktäckningsmaterial
- taktäckningsmaterialets underlag
- takkonstruktionens styvhet

För vissa taktäckningsmaterial finns givna regler för rännalors och rännors fall.

T.ex skall enligt HusAMA 83 fallet i rännalor och rännor vara minst 1:75 i bandtäckta tak.

Vid taktäckningar av papp, duk, folie mm ges i HusAMA 83 inte några riktlinjer för lutning i rännalor, men under rubriken "Största tillåtna vattenhöjd" anges att "Brunnar skall placeras i takets lågpunkter. Utloppet får inte ligga högre än och bräddavloppet högst 50 mm över tätskiktets lägsta punkt inräknad underlagets nedböjning." I Törnkvist (1990) har måttet 50 mm ändrats till 60 mm.

Kravet enligt HusAMA är inte entydigt och kan för vissa tak medföra att bräddavloppen alltid kommer att träda i funktion vid dimensionerande regnintensiteter, samt troligen t.o.m. vid intensiteter understigande de dimensionerande. För att bli meningsfullt, måste kravet om största tillåtna vattenhöjd knytas till andra parametrar, som dimensionerande regnintensitet, takbrunnarnas avvattningsyta och karakteristik samt bräddavloppens avvattningskapacitet.

En takrännal med lutning 1:100 mot takbrunnarna som placerats c/c 12 m, kan härvid tjäna som exempel.

Högsta punkten i rännalen kommer teoretiskt att ligga 60 mm över tätskiktets lägsta punkt, som är lika med takbrunnens kant. För att uppfylla kravet i HusAMA 83, måste bräddavloppet placeras 1 m från rännalens högsta punkt dvs 10 mm lägre än detta. Bräddavloppet kommer, vid sådant utförande, sannolikt att träda i funktion vid regnintensiteter som är lägre än den dimensionerande.

Rännalen måste istället ha en lutning om 1:120 om bräddavloppet skall få en, enligt HusAMA 83, godtagbar placering.

I konsekvens härmed måste en rännal med 15 m mellan takbrunnarna utformas med lutningen 1:150.

Törnkvist (1990) anger att minsta fall i vattengångar på tak med vattenisoleringar av papp eller dukar får vara 1:100. Detta önskemål ligger i praktiken nära önskemålet om nominellt horisontella rännalar, och bör i de allra flesta fall kunna uppfyllas.

Stundtals, som t.ex vid spännbetongkonstruktioner tvingas man emellertid att tumma på denna regel. Minsta resulterande lutning i en rännal eller ränna i tak av spännbetongelement är beroende av graden av uppspänning, men håller sig å andra sidan ganska stabil under byggnadens livstid. Uppspänningen av betongelement avsedda för takkonstruktioner kan och bör planeras med hänsyn till minsta godtagbara lutningar i rännalar. Det påminnas i sammanhanget om att den minsta lutning som accepteras för dränering av broar för såväl farbana som rännsten, är 1:200.

Omständigheter som kan komma att påverka projekteringen av rännor och rännalar, diskuteras nedan.

Tillåtna nedböjningar i takkonstruktioner är relativt stora och kan ge upphov till dåliga avvattningsfunktioner.

Längs rännalar och rännor bör därför i allmänhet takkonstruktionen ges större styvhet än vad som krävs för att uppfylla minimikraven för deformationer för taken i övrigt. Denna synpunkt gäller speciellt stålkonstruktioner.

Ofta används kilformade isoleringselement till att bygga upp lutningar i rännalar. Okritisk användning av dessa hjälpmedel medför emellertid att man löser ett problem, men skapar 2-3 nya.

Man uppnår naturligtvis att åstadkomma det önskade fallet mot takbrunnarna, men finner oftast att

- lutningen i rännan blir för stor
- man avskärmar takbrunnarna från varandra. I några fall skapas så stora nivåskillnader i rännalen att en optimal bräddavloppsfunktion är i det närmaste omöjlig att prestera. Strängt taget krävs ett bräddavlopp vid varje takbrunn, vilket i praktiken är en orimlig lösning.
- man kommer att tilläggsisolera den delen av taket som i stället borde ha en minskad isolering för bättre avrinning av smältvatten vintertid. Risken är också stor att det bildas is och isvallar där isoleringen är tjockast.

Några exempel och förslag till lösningar presenteras i det följande.

18.1 Rännalor i tak av profilerad plåt

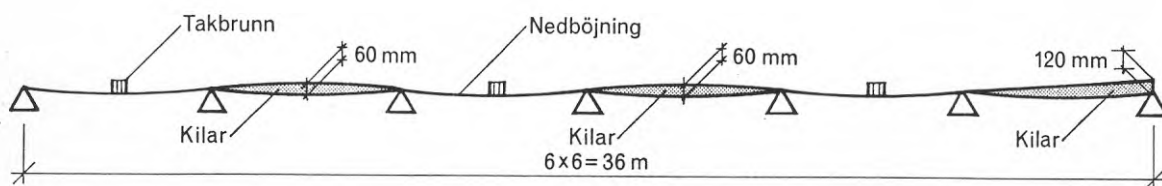
En vanlig takuppbyggnad består av takstolar på c/c 6 m som stöd för bärande profilerad takplåt. För den profilerade takplåten tillåtes emellertid större nedböjningar än vad som i regel är förenligt med en god avvattningsfunktion.

I rännalarna behövs egentligen dubbla lager profilerad plåt. Förstyvning av rännalor utförs emellertid sällan, och resultatet är att det bildas "säckar" mellan varje takstol. Följden av detta blir att det ofta framförs önskemål om en takbrunn i varje fack, dvs takbrunnarna kommer att placeras på c/c 6 m.

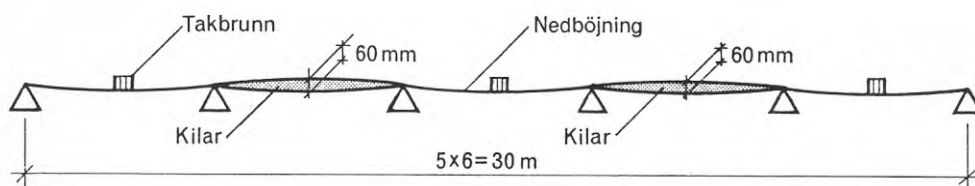
Att "perforera" rännalarna genom att låta installera för många takbrunnar är endast av ondo. Varje genombrytning av tak och tätskikt utgör en risk för framtida läckage. Regnvattenflödet till varje takbrunn kan dessutom bli för litet vid små takstolsspännvidder. (Självrening av takbrunnar och rörledningar uteblir)

Endast vid extremt stora spännvidder på takstolarna kan det bli nödvändigt att placera takbrunnarna på c/c 6 m i ovan beskrivna konstruktioner.

Placeras takbrunnarna i vart annat fack, dvs med c/c 12 m, kan man kombinera marknadens kilformade isoleringselement med takplåtens egen nedböjning och därigenom åstadkomma en någorlunda acceptabel avrinning. Se figurerna 18.1 och 18.2 nedan.



Figur 18.1. Jämnt antal fack.



Figur 18.2. Udda antal fack.

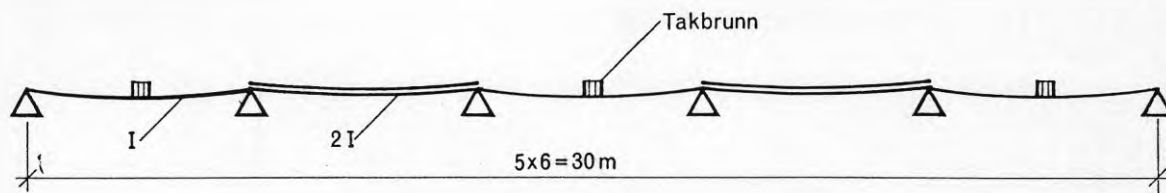
Av figur 18.1 framgår att det vid ett jämnt antal fack, behövs en uppkilning av hela ändfacket. Med de kilelement som marknaden erbjuder, kommer isolerskiktets tjocklek att lokalt ökas med 100-120 mm. Minsta olägenhet vållas med högsta uppkilningen ut mot den ena gaveln. Bräddavloppets naturliga placering blir därmed vid den motsatta gaveln.

Antag nu att man väljer att placera en takbrunn i vartannat fack, som i figurerna 18.1 och 18.2, men att man i fack som saknar takbrunnar, avstår från att kompensera nedböjningen med kilning eller dylikt.

Vid dimensionering av den bärande profilerade plåten, begränsas nedböjningen oftast till $L/200$, dvs i detta fall 30 mm. Om byggnaden befinner sig inom snözon 1, kan nedböjningen på grund av egenvikten komma att uppgå till ca 10 mm. Under ett regn ökar nedböjningen till ca 25 mm. När regnet upphör, kommer kvarstående vatten att ha ett djup om ca 20 mm. Detta är ett vattendjup som möjligen kan accepteras.

Emellertid kan man reducera kvarstående vattenpölars djup genom att öka böjstyvheten i de fack som saknar takbrunnar.

Om man ökar böjstyvheten till det dubbla i de fack som saknar takbrunnar, t.ex. genom att i dessa fack lägga dubbla plåtar, minskas kvarstående vattenpölars djup till ca 10 mm, vilket borde kunna accepteras. Se figur 18.3.

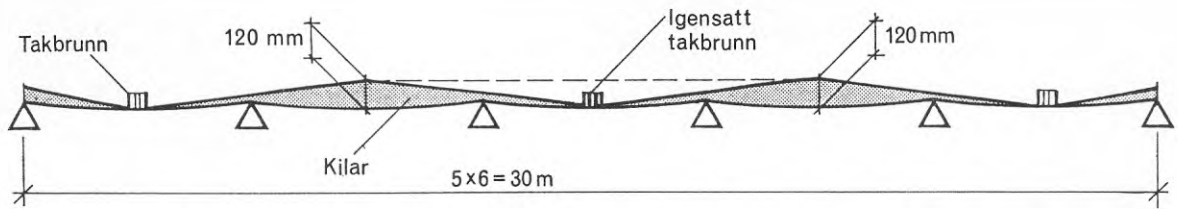


Figur 18.3. Ökning av böjstyvheten i fack som saknar takbrunnar.

Det är tidigare års dåliga erfarenheter med isbildning på taken och isens sönderdragning av tätskikten (takpappen) som motiverar försiktigheten med stora vattenpölar på taken. Vattentätheten är i allmänhet inget problem. Problemet isbildning med eventuell fara för underlaget ligger något på sidan om denna rapport. Det bör emellertid nämnas att parametrar som tätskiktets elasticitet vid kyla, möjligheten för att isen skall frysa fast i tätskiktet, rännaldens utformning och vattenpölars form och storlek har stor betydelse för en eventuell sprickbildning i tätskikten till följd av isens kontraktion vid sjunkande temperatur.

De förbättringar av tätskiktets täthet och hållfasthet vid låga temperaturer som åstadkommits under senare år, medför emellertid att isproblemet numera i det närmaste eliminerats.

Det förekommer att man i konstruktioner enligt figurerna 18.1 och 18.2 placerar takbrunnarna i vartannat fack och kilar upp rännalden mellan brunnarna. Man erhåller då den principiella lösningen som figur 18.4 visar.



Figur 18.4. Takbrunnar i vartannat fack och med uppkilning för lutning i rännaldalen.

Följderna av att en takbrunn sätts igen i en konstruktion enligt figur 18.4 studeras i det följande. Det förutsätts att byggnaden finns inom snözon 1. Den maximala nedböjningen får uppgå till 30 mm. Nedböjningen av enbart egenvikten är ca 10 mm.

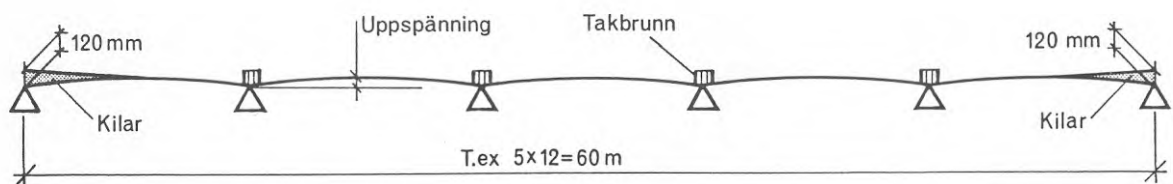
Under ett regnväder kommer det att stå ca 120 mm vatten över den igensatta takbrunnen. Denna vattenbelastning förorsakar en nedböjning av takplåten vilken förorsakar en högre vattenbelastning som leder till ökad nedböjning osv. osv. Den sammanlagda nedböjningen kan komma att uppgå till 55 - 60 mm, dvs. 80 - 100% större än den tillåtna. Inom snözon 1 kan samtidigt momentet i plåten komma att öka med 30 - 40%. Även av hänsyn till bärigheten, tillrådes därför varsamhet inför val av för höga uppkilningar av rännaldalar - åtminstone inom snözon 1.

I sådana fall rekommenderas en ökning av böjstyvheten i de fack som innehåller takbrunnar.

T.ex. kan man i rännaldalen lägga dubbla profilerade plåtar i de fack som innehåller takbrunnar.

18.2 Rännaldalar i tak av spännbetongelement

Tak uppbyggda av spännbetongelement tillhör också de vanligaste konstruktionerna. Uppspända betongelement har en överhöjning på mitten, varför det är naturligt att placera takbrunnarna vid elementens upplag på takstolarna. Uppbyggnad av fall med isolerkilar i rännaldalen är onödigt utom för halva ändfacken om takbrunnar saknas vid gavlarna. Se figur 18.5.



Figur 18.5. Placering av takbrunnar i tak av spännbetongelement.

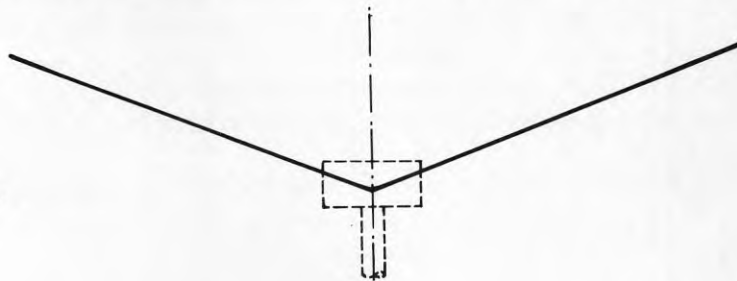
Placering av takbrunnar vid gaveln, inne i hörnet mellan två uppstickande väggar bör undvikas.

Observera att när takbrunnarna placeras i betongelementens upplag på takstolarna, kan framkomligheten för anslutningsrören upp till takbrunnarna försvåras av de bärande konstruktionerna.

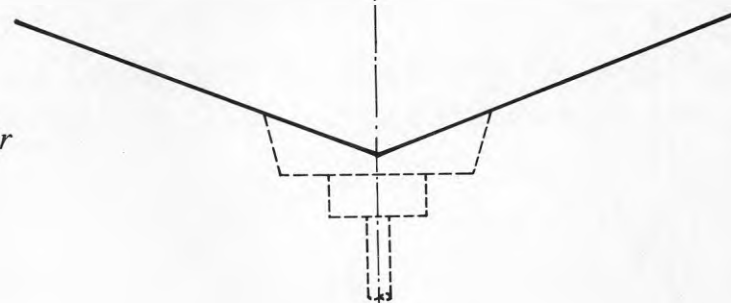
18.3 Utformning av ränn-dalar med hänsyn till takbrunnars montering

Man kan ofta observera att takränn-dalar utförs med v-form. Figur 18.6. När takbrunnen skall monteras, upptäcker man att brunnens styva kopp hindrar montering i rännans botten. Problemet löses ofta så som antyds i figur 18.7. Problemet flyttas därvid vidare till tätskikt-entreprenören som övertar uppgiften att applicera tätskiktet i de små lådorna som har tillverkat för takbrunnarna.

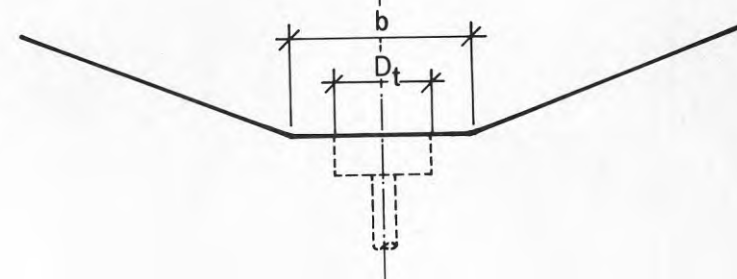
Figur 18.6. Ränn-dal med v-form.



Figur 18.7. Ränn-dal med låda för takbrunn.



Figur 18.8. Rätt utformning av ränn-dal.



Rännbotten skall utformas plan på en bredd av $b \geq D_t + 100$ mm (fig.18.8).

Den engelska bestämmelsen att rännbotten skall vara så bred att den är gångbar, synes därvid vara en så god regel att den borde kunna accepteras i Sverige. Med denna regel uppstår sällan överraskningar när takbrunnarna skall monteras, och för tätskikt-entreprenören är det snarast en fördel med mjukare övergångar mellan taktytor och bottnar i ränn-dalar.

19. SJÄLVRENSNING AV RÖRSYSTEM

Vattenhastigheten i fullflödessystemen sjunker endast i undantagsfall ner under 1 m/s. Vanligen ligger hastigheterna mellan 1 och 6 m/s.

En regel är att rörsystemen spolas rena när vattenhastigheten i rören är ≥ 0.7 m/s.

Det är emellertid viktigt att tidsintervallerna mellan tillfällena till självrensning inte blir för långa. I denna rapport rekommenderas därför att dimensionerande regnintensitet väljs med beaktande av detta.

Målsättningen bör vara att självrensning borde inträffa ett par gånger per år. I bilaga 3 är de statistiska halvårsregnen redovisade.

Förutom att regn med dimensionerande regnintensitet uppträder, krävs även regn av viss varaktighet. Stora rörsystem kräver naturligtvis längre varaktighet för självrensningen än mindre system.

En grov tumregel är därvid att det fordras 2-3 sekunder per meter horisontell rörledning. För ett rörsystem med horisontell ledning av 100 m krävs följaktligen 200-300 sekunder för renspolningen, dvs regn med varaktighet om ca 3-5 minuter.

Vid studium av olika regnintensiteter i bilaga 3, finner man att den oftast tillämpade dimensioneringsintensiteten $i_d = 0.013$ l/s m² uppfyller detta krav.

20. FULLFLÖDESSYSTEMETS UTLOPPSPUNKT

Innan fullflödessystemen kopplas till det allmänna dagvattennätet skall fullflödesfunktionen brytas, dvs det skall ske en övergång till öppen strömning i ett luftat rörledningsnät. Detta sker lämpligen i en gårdsbrunn som har vattenlås. Gårdsbrunnens lock får inte vara fastskruvat. Om locket skruvas fast bör gårdsbrunnen ha bräddavlopp.

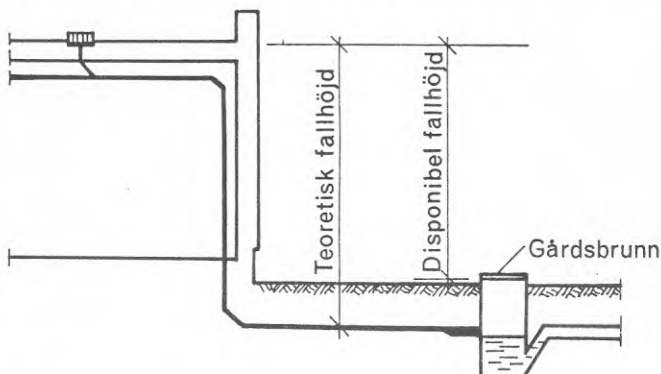
Fullflödessystemen kopplas ibland direkt till liggande luftad dagvattenledning. I sådana fall måste man utreda vilka konsekvenser överbelastade dagvattennät har för takavvattningsfunktionen.

Den höga kinetiska energin i vattenstrålen vid övergång till öppen strömning bör och kan begränsas genom att reducera vattenhastigheten i utloppet. I vissa utländska normer, bl.a i tyska, krävs att vattenstrålen riktas mot speciella plattor (Prallplattan), eller att strömningshastigheten i utloppet dämpas till under 2.5 m/s.

Man bör inte bortse från de erfarenheter som tydligen vunnits i andra länder i fråga om för högt energiinnehåll i utloppsstrålen. I denna rapport rekommenderas därför att riktvärdet för utströmningshastigheten bör vara 2-2.5 m/s. Detta innebär att man ibland får öka rördimensionen närmast gårdsbrunn eller luftad ledning.

21. FULLFLÖDESYSTEMETS DISPONIBLA FALLHÖJD

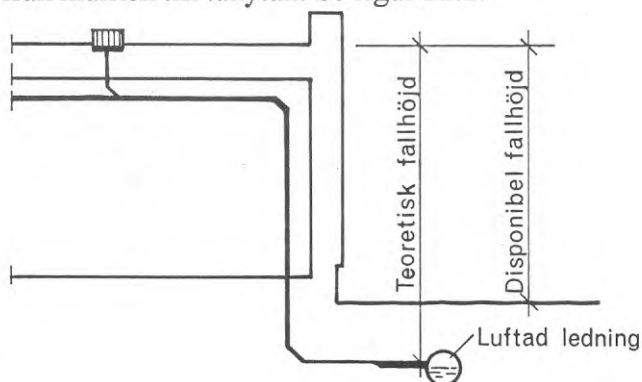
Teoretisk förfogar man över hela höjden från vattenytan på taket till nivån för övergång till öppen strömning i utloppspunkten för att kompensera förlusthöjderna i rör-systemet. Se figur 21.1.



Figur 21.1. Disponibel fallhöjd i ett fullflödessystem.

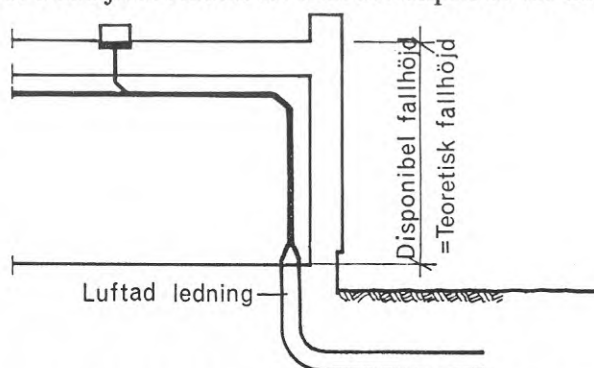
Vid kraftiga regn överbelastas ofta det kommunala dagvattennätet, vilket medför att taket endast kan avvattnas effektivt om vattnet får strömma ut på marken. Man bör därför maximalt räkna disponibel fallhöjd från locket på gårdsbrunnen till takbrunnarna på taket.

Om ett fullflödessystem kopplas direkt till en liggande luftad ledning, räknas den disponibla fallhöjden från marken till takytan. Se figur 21.2.



Figur 21.2. Disponibel fallhöjd vid koppling direkt till luftad ledning i mark.

I somliga fall väljer man att gå över till luftad ledning i golvnivå i byggnadens bottenplan. Den disponibla fallhöjden räknas då från bottenplanet till takytan. Se figur 21.3.



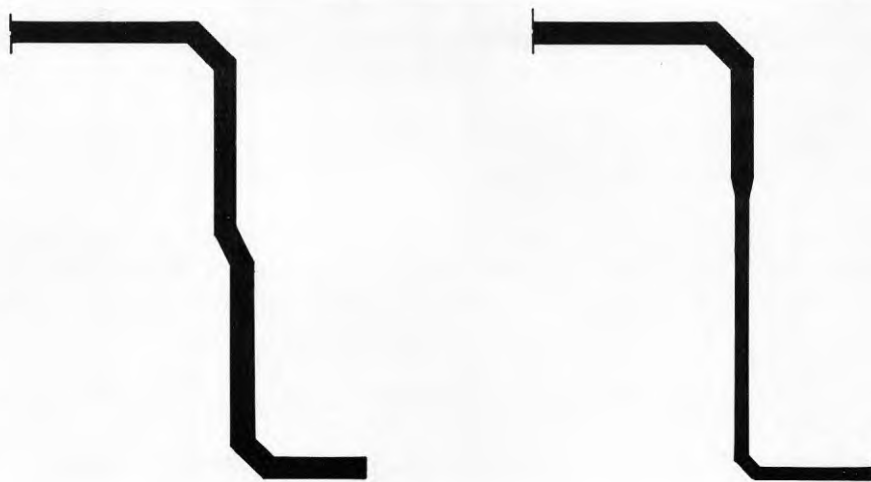
Figur 21.3. Disponibel fallhöjd vid koppling direkt till luftad ledning i golvnivå.

22. FALLSTAMMAR I FULLFLÖDESYSTEM

Fullflödessystemets maximala kapacitet skall helst uppnås samtidigt som dimensionerande regnvattenflöden uppträder. Så är sällan fallet, då viss fördröjning alltid föreligger.

Vad som eftersträvas är att den nödvändiga hävertverkan i fallstammen påskyndas, dvs att evakueringen av luften i fallstammen sker snabbt. Man bör därför i första hand s-forma fallstammen på den nedre hälften om inte en förminskning redan finns. Principerna illustreras i nedanstående figur 22.1.

Förfarandet motverkar att luft från utloppspunkten tränger upp i fallstammens övre del i den inledande avvattningsfasen.



Figur 22.1. Rekommenderad utformning av fallstammar.

S-formningen är speciellt viktig vid grova fallstammar som saknar horisontell anslutningsledning i sin nedre ände.

Vid mycket korta fallstammar, utan någon horisontell anslutningsledning nedströms (t.ex. vissa bräddavlopp), kan en s-formning eller en böj vid utloppet vara enda möjligheten att uppnå fullflöde i fallstammen.

23. RETARDERAD, KONTROLLERAD TAKAVVATTNING.

I t.ex. USA och Kanada är det vanligt att hålla regnvattnet tillbaka på taken för att på så sätt minska belastningen på det allmänna avlopps nätet. Frågan har även diskuterats i Europa där separata spillvattennät saknas.

Tekniken kan knappast tillämpas annat än vid låglutande, i det närmaste horisontella takkonstruktioner.

Att använda taken som regnvattenmagasin ställer höga krav på bärighet och tätskikt och kräver en ingående analys av såväl avvattningssystem som takkonstruktion för att inga olägenheter skall uppstå.

Tekniken att dimensionera ett fullflödessystem för en retarderad, kontrollerad avvattning är snarlik den som visas i avsnittet om dimensionering. Skillnaden är att man vid retarderad avvattning först bestämmer sig för vilket flöde man kan tillåta i utloppspunkten och därefter fördelar detta flöde mellan takbrunnarna i proportion till brunnarnas avvattningsytor.

Om gemensam fallstam finns, måste avrinningstiden från olika takytor vara lika, om inte speciella åtgärder vidtas. Se härom i avsnitt 35.FELKÄLLOR.

Vid en retarderad, kontrollerad avvattning kan man förvänta sig att rördimensionerna blir kläna. I syfte att förhindra igensättning av rörsystemet, är det därför synnerligen viktigt att smuts- och skräpavvisande detaljer kring takbrunnarna ges en riktig utformning.

Bräddavloppen skall även finnas vid system anpassade för retarderad takavvattning, och med tanke på det i allmänhet lilla flödet genom det ordinarie avvattningssystemet, dimensioneras dessa utifrån förutsättningen att det ordinarie systemet är helt blockerat.

I dimensioneringsexempel 2 i bilaga 7 är retarderad avvattning exemplifierad.

24. UPPVÄRMNING AV TAKBRUNNAR

Värme transporteras till takbrunnen genom anslutningsrörets väggar och med den uppvärmda luften som passerar ut genom takbrunnen.

Om denna värmeförsel befinnes vara otillräcklig för funktionen vintertid, t.ex. på grund av geografiska förhållanden, kan värmetransporten till brunnarna ökas genom avsiktligt utformade köldbryggor eller elektrisk uppvärmning av brunnarna.

Innan man väljer elektrisk uppvärmning av en takbrunn som är belägen över en uppvärmd lokal, bör man undersöka om inte tillräcklig värmeförsel kan ske genom en lokalt skapad köldbrygga. En lokal köldbrygga utformas genom att man väljer ett anslutningsrör till takbrunnen av metall, t.ex. koppar. Anslutningsröret skall sticka ner i den uppvärmda lokalen och får där endast förses med minimal isolering mot kondens.

Tak som inte erhåller värmeförsel från underliggande lokaler måste normalt förses med elektriskt uppvärmda takbrunnar. Exempel på sådana tak är oisolerade kalla trätak, skärmtak samt tak över uppvärmda lager och garage.

Den uppvärmda luften i rörsystemen fördelas mycket ojämnt mellan anslutna takbrunnar. Största delen av luften passerar genom takbrunnarna närmast fallstammarna, medan långt bort belägna brunnar får ingen eller mycket lite varmluft.

Man kan sålunda endast förlita sig på att brunnarna närmast fallstammarna värms upp av utströmmande varmluft. Härvid skiljer sig fullflödessystemen från självfallsystemen.

För de fall då rörsystemet har elektrisk uppvärmning, måste även takbrunnarna förses med tillskottsvärme. Detta sker enklast genom att den värmekabel som uppvärmer rörledningen dras upp och runt brunnens utlopp (Se avsnitt 25. UPPVÄRMNING AV RÖRLEDNINGAR). En tumregel är därvid att en fullflödestakbrunn behöver ett värmeförselkott om minimum 5-8 watt. Om detta inte kan genomföras, eller om värmeförseln anses vara för liten, måste takbrunnarna förses med värmeelement.

I Sverige används klenspanning för el-värmeelement till fullflödestakbrunnar. Klenspanning eliminerar brandrisken och har av säkerhetsskäl blivit standard i flera europeiska länder.

Den elektriska uppvärmningen bör styras via en utegivare som kopplar strömmen till elementen när utetemperaturen ligger inom vissa gränser, t.ex mellan +2° och -5° C.

25. UPPVÄRMNING AV RÖRLEDNINGAR

Regnvattenledningar som passerar uppvärmda utrymmen måste förses med värmekabel och isolering om de inte erhåller tillräcklig värmetillförsel på annat sätt.

Tillåtna effekter för plaströr är i allmänhet för små för smältning av redan bildade isproppar i rören. Isproppar i metallrör kan spränga rören.

Stående vatten i rören, som eventuellt kan frysa till is vid tillfälligt avslagen värme, får därför inte förekomma. För att kompensera eventuella bakfall, rekommenderas därför att liggande, elektriskt uppvärmda rörledningar i fullflödessystem, monteras med lutning 1:200 - 1:300.

Som vid elektriskt uppvärmda takbrunnar skall uppvärmningen av rören styras av en givare som kopplar in strömmen till värmekabeln, men när innetemperaturen ligger inom vissa gränser, t.ex mellan +2° och -5°C.

26. KONDENSPROBLEMET

Rörledningarna måste kondensisolas om rörväggens temperatur under längre tid är lägre än daggpunkttemperaturen. Detta kan inträffa när regnvattenledningar med rinnande smältvatten passerar lokaler som innehåller fuktig luft.

Regnvattenledningar av plast, delvis fyllda med smältvatten, kan få en så låg väggtemperatur som $+4 - +5^{\circ}\text{C}$, vilket motsvarar daggpunkttemperaturen vid en relativ fuktighet om ca 35 %.

Vid rör av metall är väggtemperaturen praktisk taget lika med vattnets temperatur.

När luften i lokalen tillförs fukt direkt eller indirekt, bör rören kondensisolas.

När oisolerade regnvattenrör gjuts in i väggar och tak, kan kondens även uppträda på vägg- och takytor.

Om det är risk för kondensutfällning på takbrunnen, bör brunnskoppens förses med kondensisolering. Härvid har en 10 mm tjock diffusionstät isolering av takbrunnens kopp visat sig vara tillfyllest.

27. BRANDSPRIDNING

Generella regler för skydd mot brandspridning genom regnvatteninstallationer finns i Boverkets NYBYGGNADSREGLER, kap. 5 och 8.

I takkonstruktioner där det befaras att brand kan spridas genom takavvattningsystemet, skall takbrunnarna vara tillverkade av metall.

För att förhindra att brand sprids utifrån och in, bör inte plaströr kopplas direkt till takbrunnarna, utan det krävs ett anslutningsrör av metall eller stål på en längd av 1 - 2 m från takbrunnen. Metallröret skall vara L-format för att smält, brinnande asfalttjära skall förhindras från att droppa ner i underliggande lokal.

Detaljer kring genomföringar i taket måste även utformas med hänsyn till risken för brandspridning inifrån och ut.

För närmare information kring dessa frågor, hänvisas till Sedin och Thor (1978).

28. REPARATION OCH OMBYGGNAD

Installation av fullflödessystem i befintliga byggnader resulterar oftast i enkla och ekonomiska lösningar på avvattningsproblemen.

Typiska reparations- och ombyggnadsfall är därvid:

28.1. Reparation av gamla invändiga stuprör

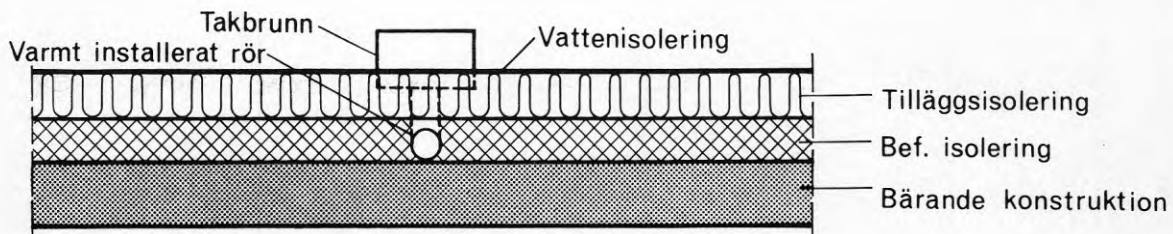
Vid reparationen demonteras i allmänhet inte de gamla rören, utan reparationen sker genom s.k. relining, dvs ett rör med liten diameter dras genom det skadade större röret. Villkoret för denna teknik är en övergång till fullflödesprincipen. De gamla takbrunnarna ersätts därför med fullflödestakbrunnar.

28.2. Avvattning av nersjunkna takytor

Man tillämpar härvid en förläggningsmetod som exemplifieras i figur 10.4 på sidan 28.

Vid större reparationer och tilläggsisolering av taken kan helt nya avvattningssystem utformas uppe på taken. De nya rören läggs då i slitsar i den gamla isoleringen och kommer därvid att bli varmt förlagda (fig.28.1).

Rören tryckprovas innan tilläggsisolering och tätskikt appliceras. Oftast kan rören kopplas till någon av de befintliga fallstammarna eller också tillämpar man relining enligt punkt 28.1 ovan.



Figur 28.1. Princip för rörförläggning vid reparation och tilläggsisolering.

28.3. Reparation av sönderfrysta stuprör

Utvändiga sönderfrysta stuprör i äldre hus kan ersättas med fullflödessystem. Vid sådana reparationer väljs oftast en lösning där det utvändiga stupröret tas bort och ersätts med ett varmt förlagt rör och befintlig utkastare vid tak ersätts med en fullflödestakbrunn.

29. LJUDPROBLEM

Ljud kan alstras när vatten rinner i rör. Ljudnivån är beroende av fyllnadsgrad, grad av turbulens, rörens material och inbyggnadssätt etc.

I självfallsystemen kan ljud uppstå vid takbrunnarna när fyllnadsgraden blir för hög, dvs överskrider rekommenderat värde 1/3.

För fullflödessystemen är det tvärtom, dvs ljud kan alstras vid takbrunnarna när fyllnadsgraden ligger för långt ifrån 1. Så kan vara fallet vid takbrunnar där det råder för stora överskott i tryckhöjd. Det är emellertid sällan att ljud från takbrunnarna är störande inne i en byggnad.

Oftast kan störande ljud lokaliseras till riktningssändringar i rörstråken.

Plaskljud kan förekomma i övergångar mellan vertikala fallstammar och horisontella rörledningar.

I fullflödessystemens rörsystem kan ljud alstras vid delvis fyllda rörledningar och i system där det är dårlig balans mellan förlusthöjder och fallhöjder. Se avsnitt 13. TRYCKBALANS.

Mycket besvärande ljudproblem kan uppstå om den statiska tryckhöjden tillåtas sjunka till ångtryckhöjdens nivå. Se härom i avsnitt 14. KAVITATION OCH OTILLÄTNA UNDERTRYCK.

Med den frihet man har vid förläggning av rör och i val av rörmaterial, är det i allmänhet enkelt att ta hänsyn till eventuella ljudproblem i annars rätt dimensionerade fullflödessystem. Vid planeringen av rörkonfigurationerna kan man om ljudproblem befaras, förlägga sitt rörsystem inom zoner där smärre ljud kan accepteras.

30. MILJÖPROBLEM

Ur korrosionssynpunkt har miljön på flera ställen i landet försämrats under senare år. Detta gäller i synnerhet i västra Sverige där ett flertal takbrunnar av koppar har fått bytas ut på grund av korrosionsskador.

Plåtslagare på väst- och sydkusten rapporterar likaledes att koppar inte längre duger i regnvatteninstallationer.

Mesta delen av de sura luftföroreningarna som orsakar skadorna förs hit från sydligare länder, men nerfall från lokala skorstenar får heller inte negligeras i detta sammanhang.

Korrosionsinstitutet rekommenderar att koppar, som i stor utsträckning tidigare använts i takbrunnar, ersätts av andra, mera hållbara material, som t.ex. syrafast stål.

Luftföroreningar i form av stoft kan vålla besvär för takavvattningsanläggningar i större tätorter och nära hårt belastade trafikleder. Det stoft som regn- och smältvattnet efterhand transporterar ner i rörledningarna, kan medföra att rören sätts igen.

Stoftet, blandat med vatten, bildar en grötig massa som stelnar till betongliknande proppar vid uttorkning nere i rören.

Oberoende av typ av takavvattning måste "stoftgröten" förhindras från att rinna ner i rörsystemet. Det krävs därför lämpliga skyddsanordningar kring takbrunnarna. Hit hör slamringar och sk omvända filter.

Föroreningar från industrianläggningar kan hamna såväl på industriens egna tak som på andras. Ett exempel utgör härvid fiber från pappersindustri. Behovet av extra smutsavvisande detaljer kring takbrunnarna i sådana fall måste i alla händelser lösas individuellt.

I smutsiga miljöer är det viktigt att tak och takbrunnar underhålls regelbundet.

Besvärande ljud utgör en annan typ av miljöproblem än vad som beskrivits ovan. Se härom i avsnitt 29. LJUDPROBLEM.

31. UNDERHÅLL

Regnvatteninstallationer behöver inspekteras två gånger per år - höst och vår. Ränndalar, rännor, takbrunnar och bräddavlopp rensas från löv, barr och smuts.

Man vet av erfarenhet att underhållet av byggnaders regnvattenanläggningar i regel är eftersatt. I smutsiga miljöer är emellertid underhåll absolut nödvändigt för att takavvattningen skall fungera klanderfritt. Se även avsnitt 30.MILJÖPROBLEM.

Under byggnadsstadiet är det i allmänhet mycket skräp på taken. Innan anläggningen överlämnas måste därför tak, rännor och ränndalar sopas rena. Till slut skall takbrunnarna rengöras. Vid rengöringen avlägsnas luftlåsen och kontroll skall ske att utloppen är helt rena från smuts. Efter rensningen är det synnerligen viktigt att luftlåsen sätts tillbaka på föreskrivet sätt.

32. KONSTRUKTIONSHANDLINGAR

Takavvattningen har låg status såväl i projekteringsstadiet som i byggstadiet. Det är först när läckage uppstår som takavvattningsproblematiken väcker intresse och man griper sig an med att leta upp de skyldiga.

Läckage från taken kan förorsaka dyrbara följdskador. Dessutom kan läckagen vara svåra att spåra och att åtgärda. Det finns därför starka skäl att ägna takavvattningen större uppmärksamhet än hittills, både i projekterings- och installationsstadiet.

Projektering och installation av takavvattningssystem kräver insatser från många parter i byggprocessen. Ofta upptäcks emellertid att ingen har det övergripande ansvaret. Arkitekten, VVS-konstruktören och byggnadskonstruktören är engagerade under projekteringsskedet, medan byggnads-entreprenören, taktäckningsentreprenören och rörentreprenören sysselsätts under byggstadiet.

Risken för att fel kan uppstå med så många inblandade parter, är uppenbar.

Det rekommenderas att en samordningsansvarig utses i såväl projekteringsstadiet som byggstadiet.

Det är viktigt för alla parter att konstruktionshandlingarna håller hög klass. Framförallt måste alla erforderliga detaljer redovisas.

I detta sammanhang hänvisas till Törnkvist (1990). Törnkvist redovisar i kapitel 10 i sin rapport en kravspecifikation beträffande bygghandlingar för tätskikt på yttertak.

Det är onödigt att, som ofta förekommer, installatörer på taken eller på sina ställningar skall behöva lösa detaljer som borde ha utformats på ritborden.

Många överraskningar för installatörer, i form av hindrande stom- och installationsdetaljer, kan undvikas om konstruktions-handlingarna tydligt visar takbrunnars och rörledningars lägen i förhållanden till stomdelar, stomkompletteringar och övriga installationer.

Det är sammanhanget nästan genant att behöva påminna om att det runt takavvattningsinstallationerna måste finnas utrymme för installatörerna att kunna använda sina verktyg.

De improviserade detaljutformningar som görs på arbetsplatsen, leder sällan till goda resultat, utan enbart till störningar i byggprocessen med påföljande kostnadsökningar.

33. FRÅGOR KRING HÅLTAGNING I TAK OCH FASTSÄTTNING AV TAKBRUNNAR

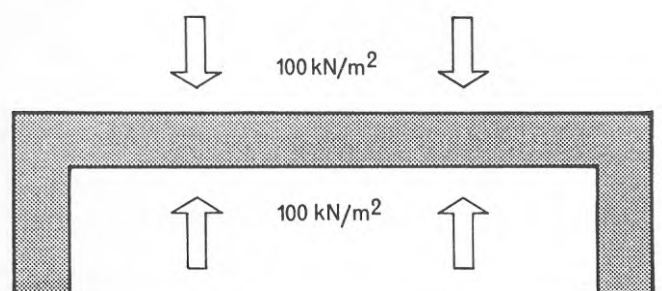
Det råder många olika åsikter om hur en takbrunn skall monteras. Nu kan tyvärr inte alla åsikter vara riktiga samtidigt, vilket tydligen beror på att de olika yrkeskategorierna fokuserar uppmärksamheten på sina egna problem.

Det torde endast vara byggnadskonstruktören som har översikt över hela problematiken i denna sak och sålunda äger kompetens att bestämma detaljutformningen av montaget. Följaktligen har byggnadskonstruktören i detta avseendet också ett ansvar för att framställa klara och entydiga konstruktionshandlingar.

En fråga som ofta återkommer, är om takbrunnar behöver fastsättas i den bärande takkonstruktionen. Man hänvisar därvid till tidigare "lyckade" installationer av takbrunnar vilka endast lär ha "klistrats" till vattenisoleringen. Det har i många fall gått bra. I några fall - lyckligtvis de få - har skador inträffat. Det som hänt, är att viss sällsynt kombination av belastningar som en byggnad kan utsättas för, har inträffat. Se även Flat Roofing - A Guide to good Practice.

Självklart skall takbrunnarna fastsättas i den bärande takkonstruktionen. Hur kan man annars vara säker på att takbrunnen inte rör sig i förhållande till anslutna rör? Hur skall tätningen kring genomföringarna i taket utföras med rör som kan röra sig relativt den bärande takkonstruktionen? Hur skall brandspridning förhindras genom installationer som kan röra sig i förhållande till den bärande konstruktionen? Hur skall man förhindra att takbrunnen utsätts för fladder, eller lyfter och anslutande tätskikt går sönder?

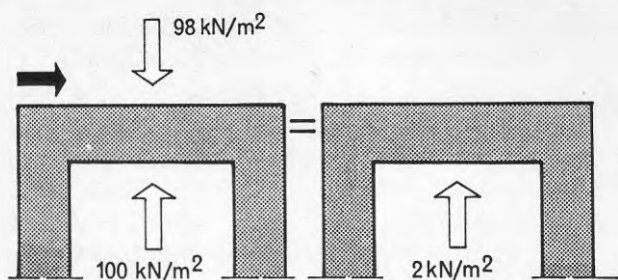
För de som är ovana vid hållfasthetsproblem orsakade av klimatisk betingade laster, som t.ex vind, skall för förståelse av problemet, ges en sammanfattning av vindens inverkan på tak.



Taket på en byggnad utsätts för det atmosfäriska trycket både på utsidan och insidan. Det atmosfäriska trycket kan vid vindstilla uppskattas till 100kN/m^2 , vilket är ett mycket högt tryck som lyckligtvis verkar i alla riktningar. För taket råder sålunda vid vindstilla balans mellan trycket inifrån och trycket utifrån (fig.33.1).

Figur 33.1. Vid vindstilla råder balans mellan yttre och inre tryck.

När det blåser, störs jämvikten genom att det atmosfäriska trycket över taket ändras. Oftast reduceras det atmosfäriska trycket.



För att illustrera situationen, kan man till exempel antaga en reduktion av det atmosfäriska trycket över taket med 2 kN/m^2 , dvs det atmosfäriska trycket nedåt är 98 kN/m^2 . Undersidan av taket kommer fortfarande att utsättas för 100 kN/m^2 om inte detta trycket ökas genom att fönster eller dörrar är öppna (fig.33.2).

Figur 33.2. Balansen rubbas när det blåser.

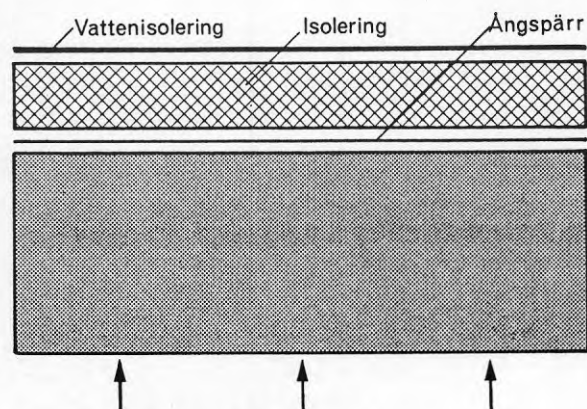
Det resulterande trycket 2 kN/m^2 , genererar ett tryck mot takets undersida - alltså inte ett vindsug på takets översida. Det är nödvändigt att förstå detta grundläggande koncept för att placera och dimensionera infästningar kapabla att motstå det uppåtriktade trycket där det kan förekomma.

Trycket påverkar det första lagret i takkonstruktionen som hindrar luften från att tränga vidare upp i konstruktionen. I de allra flesta takkonstruktioner finns det en barriär mot den uppåtgående luftströmmen. Denna barriär betecknas det kritiska skiktet.

Följaktligen betecknas infästningen av det kritiska skiktet den kritiska infästningen.

Tak kan vara sammansatta av många skikt, och vilket av dessa som utgör det kritiska skiktet måste utredas. Det kritiska skiktet kan ibland vara den bärande konstruktionen, ibland ångspärren eller värmeisoleringen och ibland vattentätskiktet. Förhållandet illustreras i det följande av några olika takkonstruktioner.

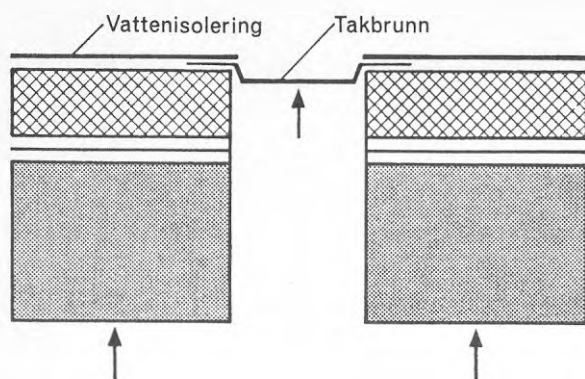
33.1. Betongplatta med värme- och vattenisolering, med eller utan ångspärr.



Figur 33.3. Betongplatta med värme- och vattenisolering.

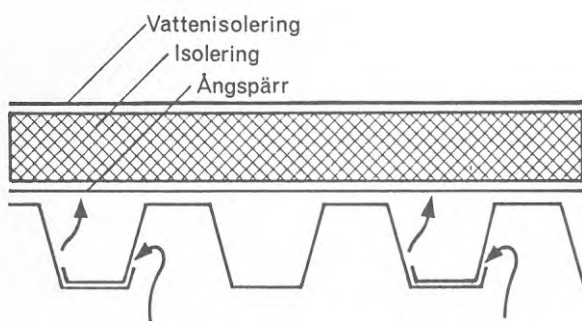
Det första lufttäta skiktet är betongplattan själv som därmed utgör det kritiska skiktet (fig.33.3).

För att montera en takbrunn, tas nu upp ett hål genom betongplatta, ångspärr, värmeisolering och tätskikt. Antag att efter montaget utgör brunn och tätskikt en enhet, i princip som i figur 33.4.



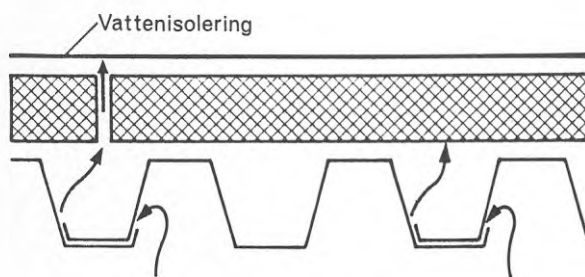
Figur 33.4. Vid håltagning flyttas kritiska skiktet uppåt.

33.2. Profilerad plåt med ångspärr, värme- och vattenisolering.



Figur 33.5. Ångspärren utgör det kritiska skiktet.

33.3. Profilerad plåt med värme- och vattenisolering, utan ångspärr.



Figur 33.6. Tätskiktet utgör det kritiska skiktet.

Av figur 33.4 förstås omedelbart att takbrunnen skall fästas till betongplattan, och att det kritiska skiktet måste flyttas tillbaka i nivå med underkant betongplatta. Det måste därför tätas noggrant kring genomföringarna. Vid osäkerhet beträffande tätningen kring takbrunn och genomföring, bör man även fästa övriga skikt till betongplattan. Luften måste hindras från att flöda längs tätskiktets undersida.

Den profilerade plåten släpper igenom luft i profilskarvarna och i profiländarna (fig.33.5).

Det första lufttäta skiktet är ångspärren, och det är dennes infästning i den profilerade plåten som utgör den kritiska infästningen. Takbrunnen fastsättes i den profilerade plåten och det är mycket viktigt att omsorgsfullt täta mellan ångspärr och genomföring.

Under avsaknad av ångspärr återstår två möjliga kritiska skikt (fig.33.6). Det första lufttäta skiktet är värmeisoleringen om denna har täta skarvar och tät cellstruktur. Om värmeisoleringen har öppna fogar, eller är luftgenomtränglig, utgör tätskiktet det kritiska skiktet. Om tätskiktet är punktvis infästat, kan luft flöda längs tätskiktets undersida och utöva ett tryck på hela tätskiktet.

I praktiken torde emellertid värmeisoleringen till en viss grad dämpa luftflödet och därvid ta en del av trycket. Det är därför tillrådligt att uppfatta infästningen av såväl värme- som vattenisolering som kritisk.

Takbrunnen fästes till den profilerade plåten och tätskikt och isolering förankras noga till den bärande plåten kring brunnen.

33.4. Tak av hyvlade bräder med vattenisolering.

När bräderna torkar ut, kan luften strömma ut genom skarvarna. Man räknar därför med att tätskiktet utgör det kritiska skiktet.

Takbrunnen fästs till trätaket och tätskiktet förankras noga till trätaket kring takbrunnen.

33.5. Tak av betongelement.

Vid takkonstruktioner av förtillverkade betongelement, är det möjligheterna för luftläckage genom fogarna som bestämmer det kritiska skiktet.

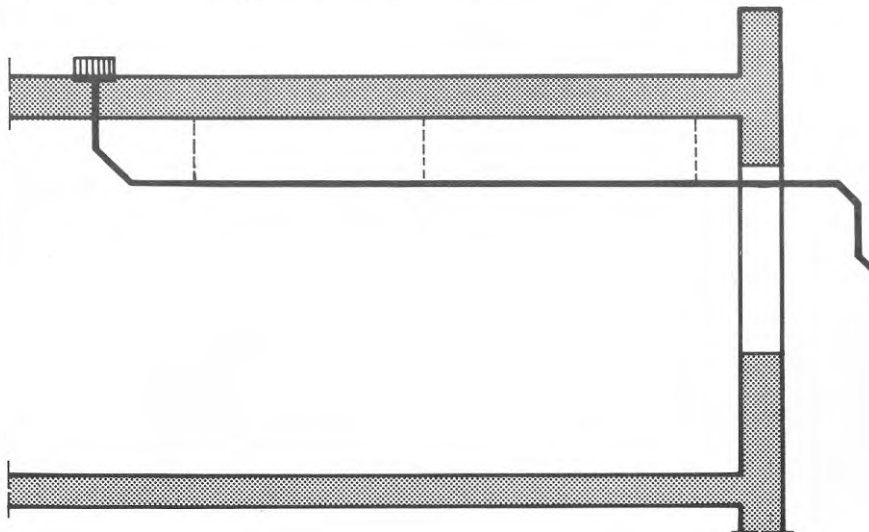
34. BYGGSTADIET

Under byggstadiet blir takbrunnar ibland utsatta för ovarsam behandling. På- och överkörningar av skottkärror, nedtrampningar, belastningar av lagrad byggnadsmaterial etc. är takbrunnar i allmänhet inte konstruerade att motstå. Även om takbrunnen råkar vara av stabil konstruktion, tillrådes en viss varsamhet vid framfarten över takbrunnarna under byggtiden för att brunnarna sedan skall kunna fungera klanderfritt.

Smuts och byggrester på taken förs till takbrunnarna när det regnar, och man har även upplevt att smuts från taken sopats ner i takbrunnarna. Detta har medfört att många rörledningar har satts igen i onödan och förorsakat irritation mellan engagerade entreprenörer.

För att undvika igensättningar, och för att förhindra att regnvatten tränger ner i byggnaden innan takbrunnarna har kopplats till rörledningarna, rekommenderas att majoriteten av takbrunnarna proppas.

Brunnar som lämnats öppna, kopplas till rör eller slangar som dras ut genom närmaste fönster eller hål i vägg. Principen visas i figur 34.1.



Figur 34.1. Temporär avvattning under byggstadiet.

Rör- eller slangdimension kan snabbt bestämmas genom en enkel beräkningsprocedur. Takbrunnarna kopplas sedan till rörledningssystemet i ett så sent skede av byggprocessen som möjligt. Propparna i brunnarna tas bort till slut efter utförd upprensning på taket och i takbrunnarna.

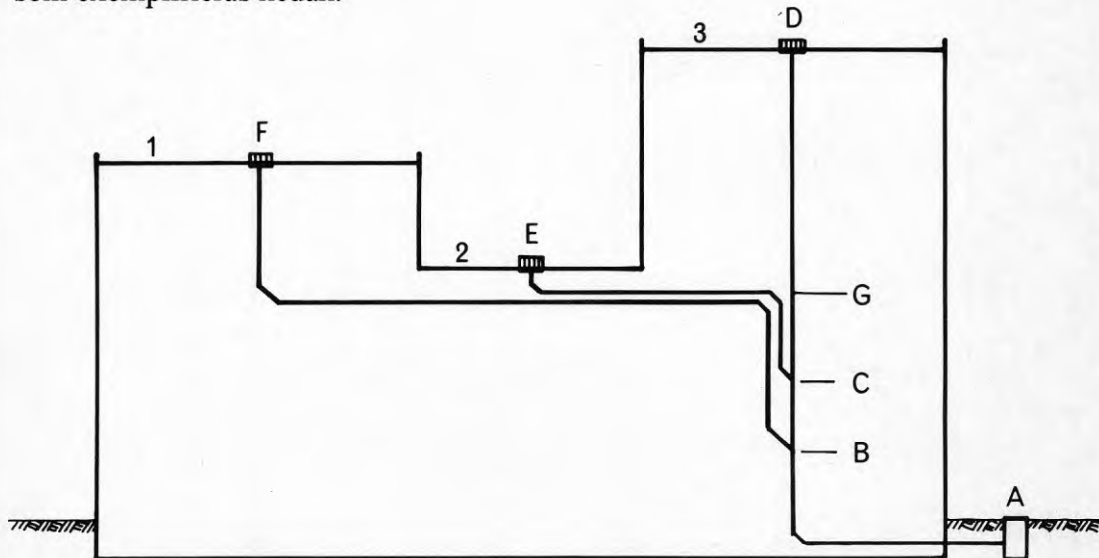
35. FELKÄLLOR

I detta avsnitt diskuteras några fenomen som i bästa fall kan förorsaka kapacitetsminskning och i värsta fall kan innebära att avvattningen inte fungerar alls. I vissa fall kan fullflödessystem tillsynes vara rätt projekterade, men vid närmare granskning vara behäftade med allvarliga fel.

35.1 Regnskugga och fasförskjutning i flödet till takbrunnarna.

Det förekommer ofta att skilda takplan på en och samma byggnad förses med olika taktäckningsmaterial. Ett tak kan t.ex ha plåtbeklädnad medan ett annat kan vara försedd med singelbelagd folie eller papp. Det torde vara uppenbart att regnvattnet strömmar till takbrunnarna på dessa tak med helt olik hastighet. Om båda taken avvattnas genom en gemensam fallstam, är det sannolikt att hävertverkan uteblir därför att vattenflödet tidvis inte räcker till för att häverten skall kunna komma i full drift.

Den enda möjliga lösningen på problemet står att finna i ett dimensioneringsförfarande som exemplifieras nedan.



Figur 35.1. Avvattning av tak på olika nivåer.

Antag att man som i figur 35.1 har tre olika tak, 1, 2 och 3, vilka skall avvattnas genom en gemensam fallstam. I stället för att koppla ledningarna samman i punkten G, förser man varje rörsnitt med en separat fallstam innan man kopplar in sig på den gemensamma.

Man börjar därför dimensioneringen med att dimensionera rörsnitten B-F, C-E och C-D för sina respektive flöden, och avslutar varje separat fallstam på erforderlig nivå under beaktande av att balans mellan förlusthöjd och höjd råder i rörsnittet. Rörkonfigurationen kan därvid erhålla den principiella utformningen som figur 35.1 visar.

När varje rörsnitt är dimensionerat, fortsätter man med att dimensionera den gemensamma fallstammen och ledningen ut till gårdsbrunnen. Härvid dimensioneras delen A-B för flödena 1+2+3 under beaktande av balans mellan förlusthöjd och disponibel höjd mellan A och B.

Slutligen dimensioneras delen B-C för flödena 2+3 och man ser till att förlusthöjden i B-C är lika med den disponibla höjden B-C.

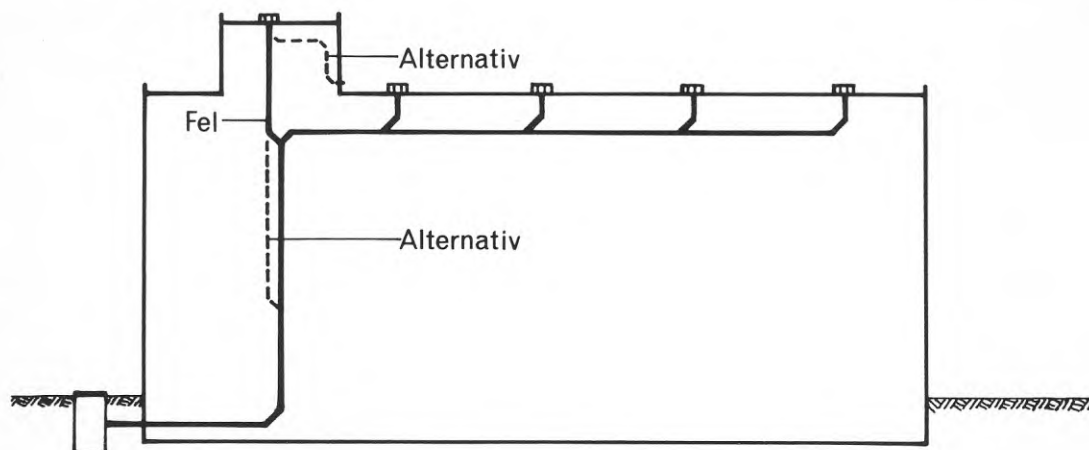
Det kan inträffa att hela eller delar av tak kan komma att ligga i regnskugga. Vid slagregn förekommer detta. Under sådana förhållanden används samma dimensioneringsfilosofi som redovisats ovan. Det spelar därvid mindre roll om någon takyta under ett regn skulle vara i det närmaste torr.

35.2 Fläktrumssyndromet.

Detta problem är nära besläktat med det som redovisats under punkt 35.1.

Det har upprepade gånger inträffat att man sent i byggskedet har låtit installera en icke planerad takbrunn på ett mindre fläktrumstak och kopplat denna till fullflödessystemet.

Åtgärden utförs oftast i god tro, kanske på grund av att det i bygghandlingarna inte har redovisats någon takavvattning för fläktrummet. Principen för den färdiga installationen framgår av figur 35.2.



Figur 35.2. Avvattning av fläktrumstak.

Systemets funktion är dålig, oftast obefintlig. Häverten punkteras effektivt och fullflödesfunktionen kommer aldrig igång.

Problemet löses som under punkt 35.1 eller man låter regnvattnet från det lilla fläktrumstaket rinna ner på det stora därunder.

Liknande problem kan uppstå om dräneringsrör från t.ex kylanläggningar av okynne kopplas in på ett fullflödessystem.

35.3 Otillåtna undertryck.

I detta avsnitt om felkällor skall slutligen påminnas om att kavitation kan inträffa i fullflödessystem i höga byggnader när vattentrycket i rörsystemen är lika med eller lägre än ångtrycket.

I extrema fall kan fullflödesfunktionen tidvis brytas helt i det att vattenpelaren i fallstammen "släpper".

Kavitation och därmed sammanhängande problem undviks när vattentrycket i rörledningarna är högre än det aktuella ångtrycket. Se härom i avsnitt 14.KAVITATION OCH OTILLÅTNA UNDERTRYCK.

LITTERATUR

Alves, G. E. 1954, Concurrent liquid-gas flow in a pipe-line contactor. Chemical Engineering Progress 50, 1954.

British Standard Code of practice for Drainage of roofs and paved areas. British Standards Institution BSI BS 6367:1983.

Cederwall, Klas och Larsson, Peter 1976, Hydraulik för väg- och vattenbyggare. Liber Läromedel, Lund 1976.

Dahlström, B. 1979, Regional fördelning av nederbördsintensitet - en klimatologisk analys. Statens råd för byggnadsforskning. Rapport R18:1979.

Eriksson, B. 1985, Ett nästan otroligt nederbördsrekord. SMHI. Väder och Vatten, juli 1985.

Flat Roofing - A Guide to good Practice, Tarmac Building Products Limited 1982.

Johannesson, G.A. 1989 - Nordtest project: Rainwater gullies in syphonic systems - Final report, The Building Research Institute, Reykjavik 1989.

Haselbauer, G. och Langen-Ishorst, B. 1990, Ablauf mit Unterdruck. Sanitärtechnik 19/1990. Gentner Verlag Stuttgart.

HusAMA 83. Allmän material- och arbetsbeskrivning för husbyggnadsarbeten. Upplaga 6 Stockholm 1989. AB Svensk Byggtjänst.

Jöhri, H. 1988, Neue Erkenntnisse bei der Geberit-Pluvia- Dachentwässerung. CHd 900.3877-88.

Lockhart, R.W. och Martinelli, R.C. 1949, Proposed correlation of data for isothermal two-phase, two-component flow in pipes. Chemical Engineering Progress 45, 1949.

Nybyggnadsregler. BFS 1988:18. Boverkets nybyggnadsregler (Föreskrifter och allmänna råd) Stockholm 1989.

Roof Drainage: Part 2. Building Research Establishment Digest 189. May 1976.

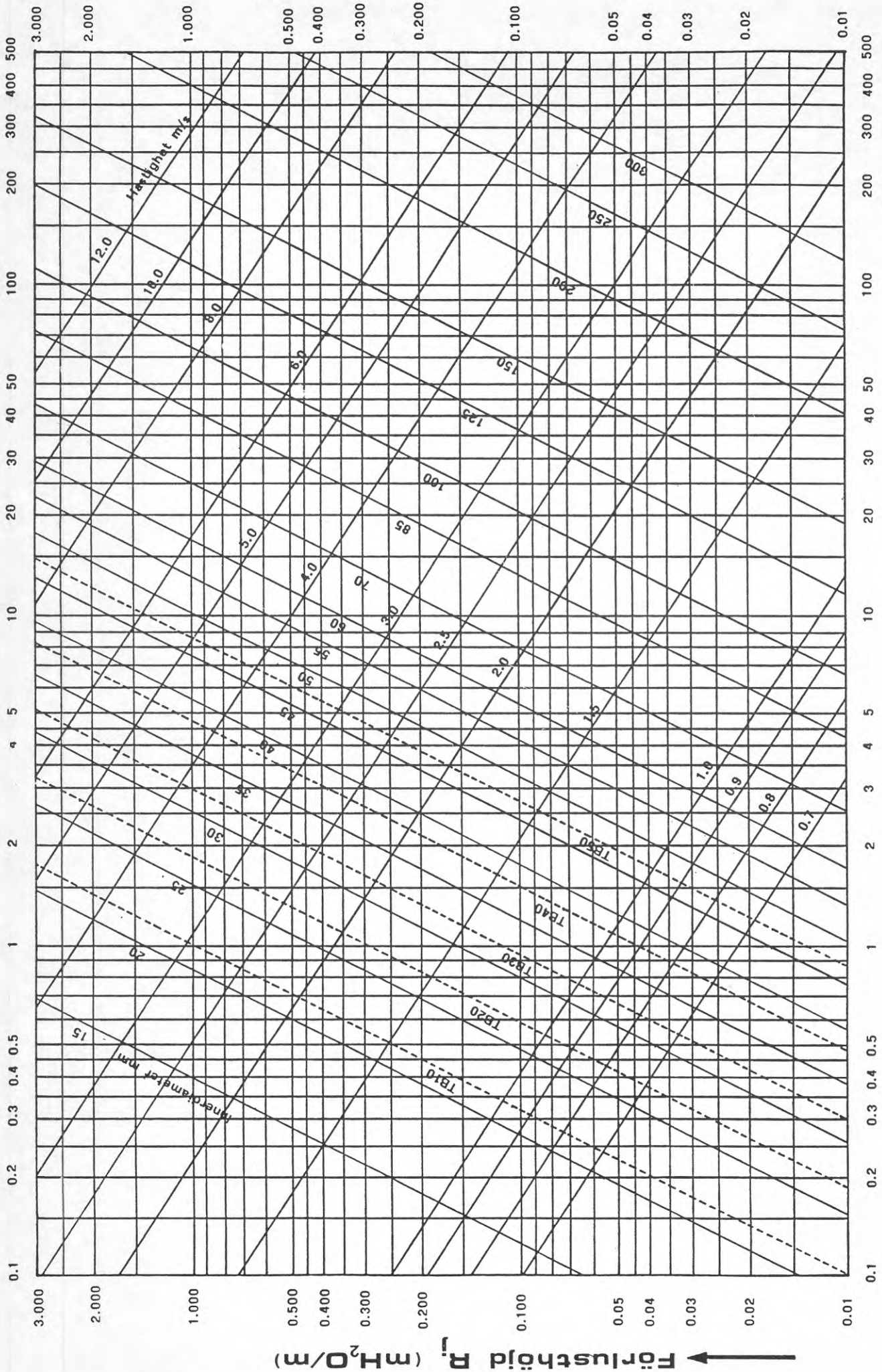
Ryti, H. 1987, Strömning av vätska på en plan yta. Helsingfors 1987. Ej publicerad.

Sandart, K. 1979, Regnvatteninstallation. Rapport 6. Svensk Byggtjänst 1979.

Sedin, G. och Thor, J. 1979, Tak och väggar av tunnplåt - Detaljutformning med hänsyn till brandsäkerhet. Stålbyggnadsinstitutet. Publikation 65, September 1979.

Törnkvist, E. 1990, Tätskikt på yttertak. Papp och dukar av gummi och plast. Statens råd för byggnadsforskning. Rapport R57:1990.

Vedin, H. 1987, Vb och räta linjer. Svenska Meteorologiska Sällskapetets tidning Polarfront nr 51, mars 1987.



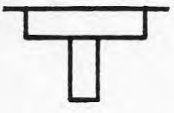

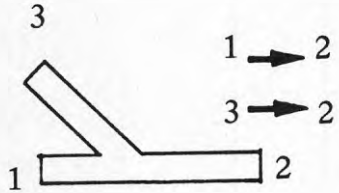
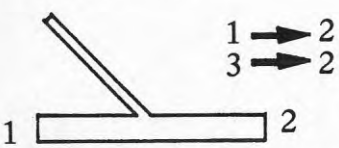
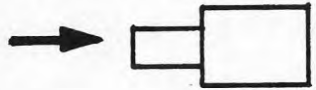
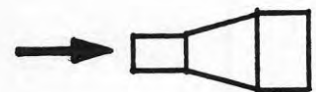
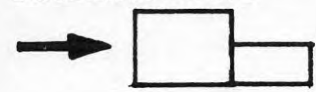

Råhåttal k=0.0004 m

TB = takbrunn

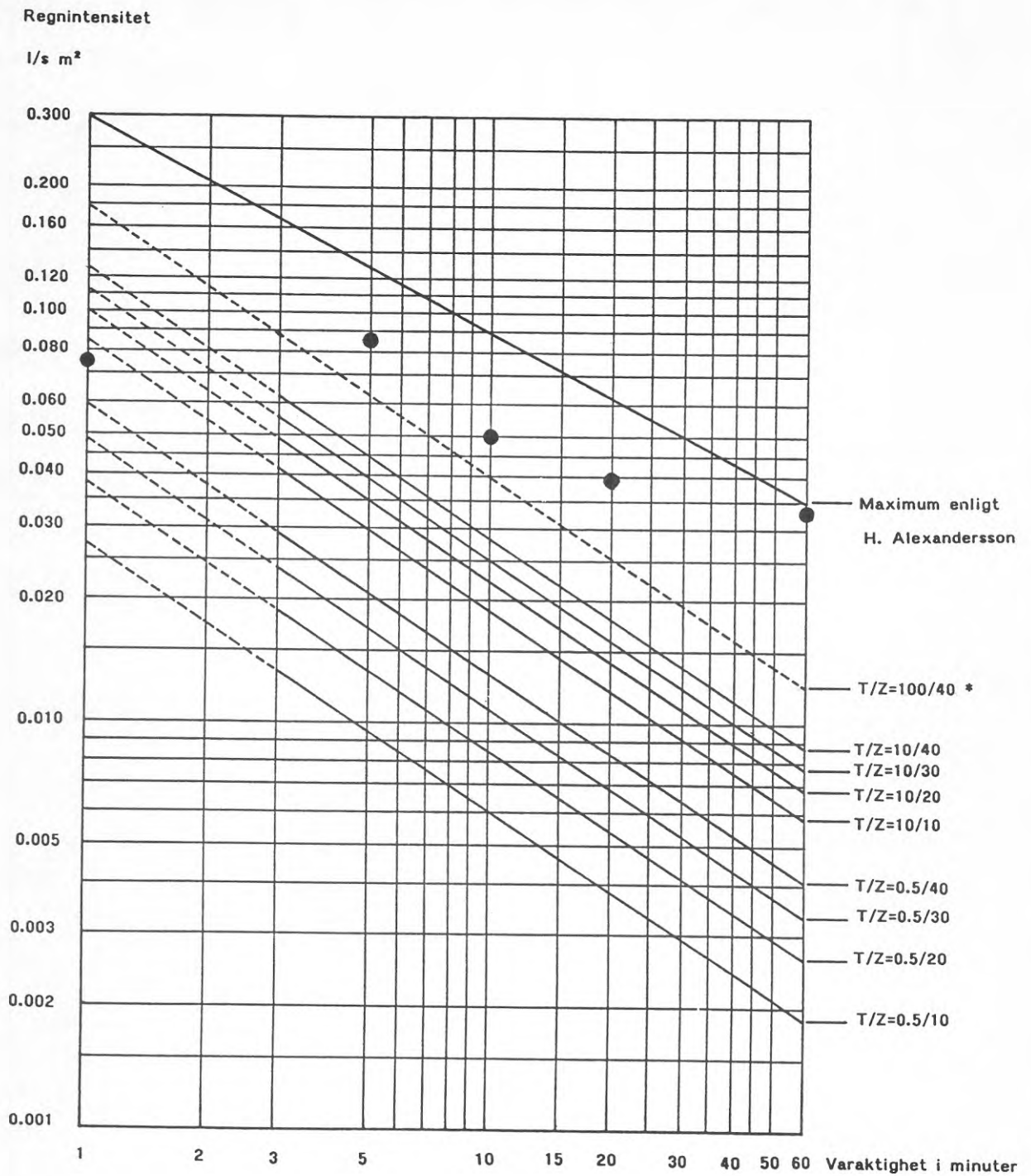
→ Flöde (l/s)

DIMENSIONERINGSNOMOGRAM

TABELL ÖVER ENGÅNGSMOTSTÅNDSTAL.

Detalj i rörlednings-system	Engångs-motståndstal	Anmärkning
TAKBRUNN 	TB50 1 TB40 3.4 TB30 8.5 TB20 23 TB10 75	Motståndstalet relateras till utloppets diameter $d_1 = 50$ mm
SPRÅNG 45° 	0.3	90° språng undviks Använd 2 x 45° = 90°
	0.3 0.3	Motståndstalen tillhör rör 2
3 från takbrunn 	0.2 0.2	Motståndstalen tillhör rör 2
FÖRSTORNING 	0.5	Motståndstalet tillhör röret med den minsta diametern
	0.2	
FÖRMINSKNING 	0.3	Motståndstalet tillhör röret med den minsta diametern
	0.1	
UTLOPP	1	

Regnintensiteter - återkomsttider



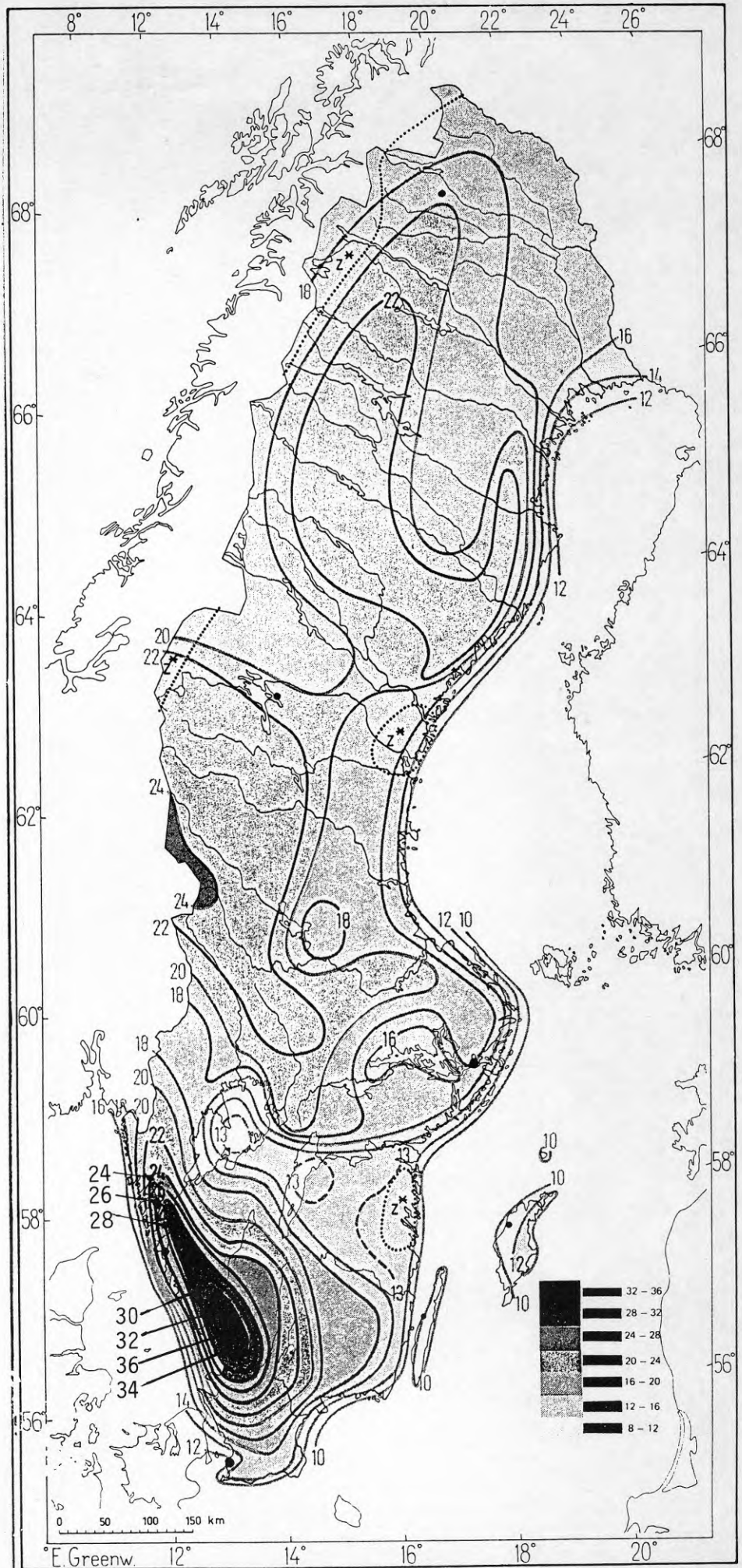
----- Inga registrerade mätvärden

● Uppmätta maximala regnintensiteter (H. Alexandersson)

T Återkomsttid i år
Z Regional parameter enligt bilaga 4

B. Dahlström (1979)

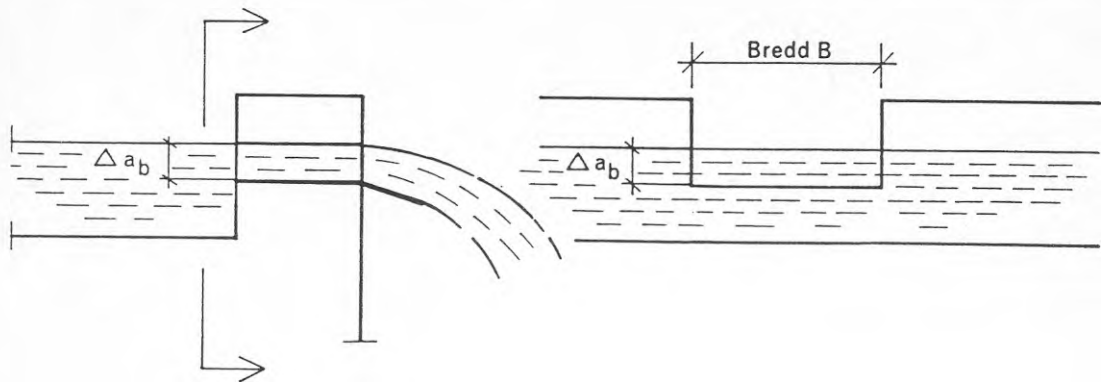
* Extrapolerad



Regional parameter Z
 för bestämning av
 sannolik regnintensitet
 ut från nomogram
 för regnintensitet.
 Dahlström (1979)

SMHI 3116 RIT 1972.1.1000

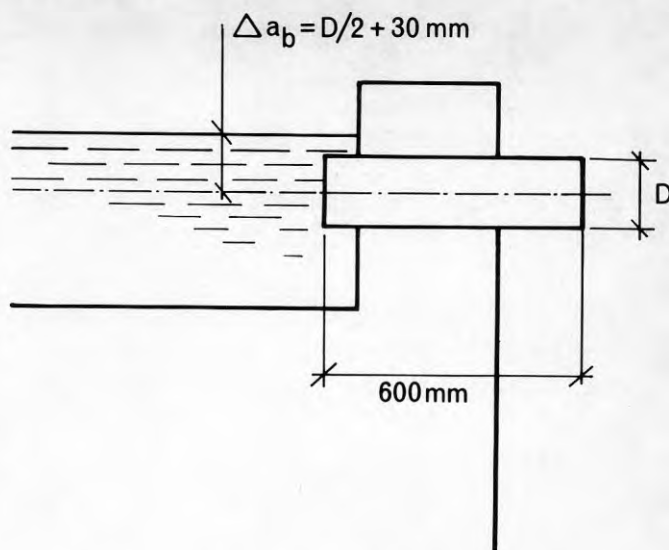
BRÄDDAVLOPP SOM SLITS GENOM VÄGGKRÖN



Tabell B5.1 Avvattningskapacitet i l/s som funktion av slitsbredd B i mm och vattendjup Δa_b i mm över slitsens botten

Vattendjup Δa_b (mm)	Slitsens bredd B (mm)							
	100	200	300	400	500	600	800	1000
30	0.8	1.5	2.3	2.7	3.8	4.6	6.1	7.7
40	1.2	2.4	3.5	4.7	5.9	7.1	9.5	11.8
50	1.7	3.3	4.9	6.6	8.3	9.9	13.2	16.5
60	2.2	4.3	6.5	8.7	10.8	13.0	17.3	21.7
80	3.3	6.7	10.0	13.4	16.7	20.0	26.7	33.3
100	4.7	9.3	14.0	18.7	23.3	28.0	37.3	46.7
120	6.1	12.3	18.4	24.5	30.6	36.8	49.1	61.3
150	8.6	17.1	25.7	34.3	42.8	51.4	68.5	85.7
200	13.2	26.4	39.6	52.8	66.0	79.2	105.6	132.0
250	18.4	36.8	55.3	73.8	92.2	110.6	147.5	184.3

BRÄDDAVLOPP SOM RÖR GENOM VÄGGKRÖN.



Tabell B6.1 Avvattningskapacitet i l/s som funktion av rördiameter D i mm och vattendjupet 30 mm över rörets hjässa.

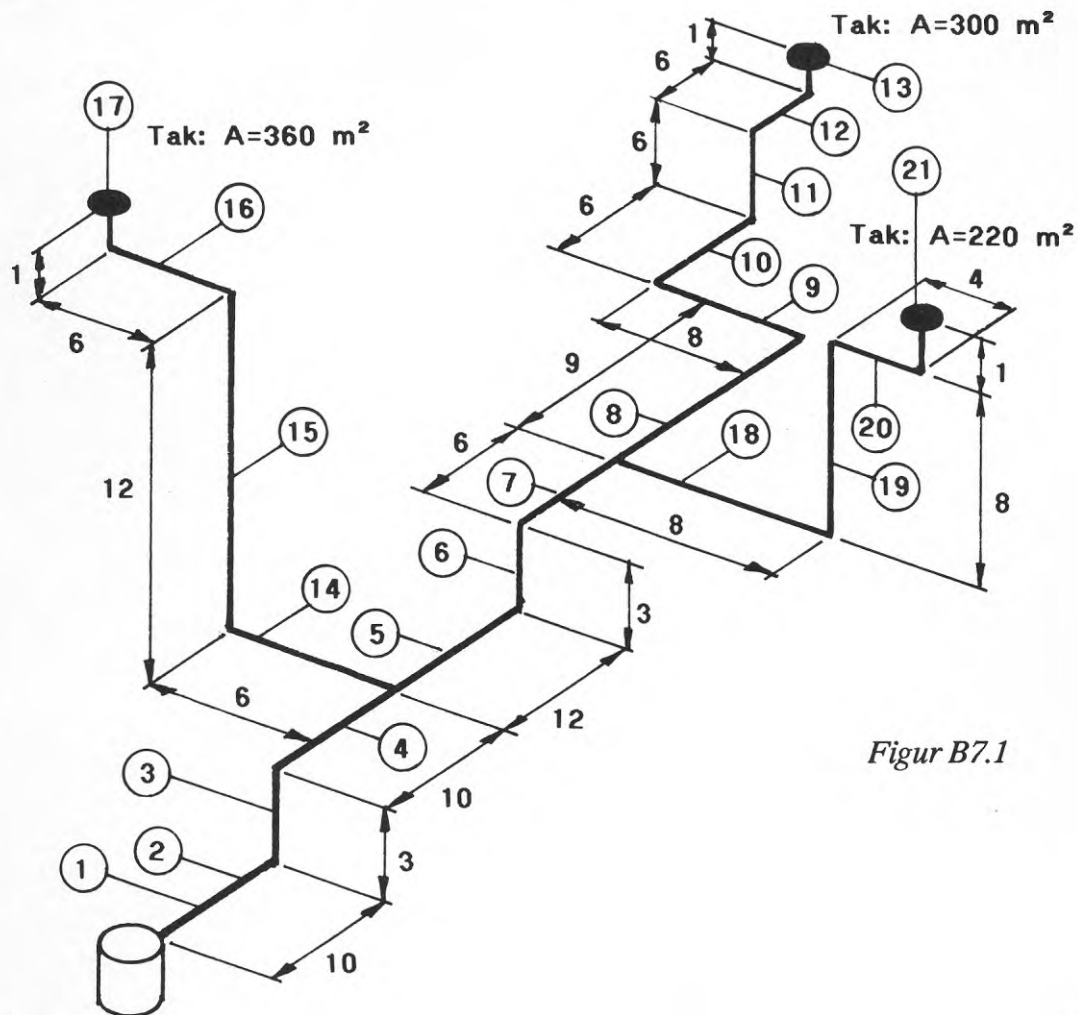
Rördiameter D x väggjocklek (mm)	Avvattningskapacitet (l/s)
51 x 1.5	1.3
70 x 2.0	2.7
103 x 1.5	7.2
128 x 1.5	12.2
153 x 1.5	18.8
203 x 1.5	37.5

DIMENSIONERINGSEXEMPEL 1

I dimensioneringsexempel 1 har regnvattenflödena genom takbrunnarna 13, 17 och 21 beräknats utifrån en dimensionerande regntintensitet om $0,013 \text{ l/s m}^2$ och takytor om respektive 300 , 360 och 220 m^2 , dvs totalt 880 m^2 takyta. Flödet genom takbrunnarna (13), (17) och (21) uppgår därmed till $3,9$, $4,7$ och $2,9 \text{ l/s}$.

I exemplet tillämpas den dimensioneringsprocedur som beskrivits i avsnitt 35.FELKÄLLOR.

Rörledningsnätet som skall dimensioneras, framgår av figur B7.1 nedan.



Figur B7.1

Dimensioneringen av rörledningarna har genomförts i dimensioneringsblanketten på sidan 99. För att uppnå en god balans i systemet, har några delsträckors längder bestämts under beräkningsarbetets gång. Bestämningen av en delsträckas längd kan ske på grundval av en enkel ekvation som nedan exemplifieras vid dimensioneringen av första rörsträngen, bestående av delsträckorna 1, 2, 3 och 4.

Rördimensionen $d_j=85 \text{ mm}$ ger upphov till förlusthöjden $0,063 \text{ mH}_2\text{O/m}$ vid flödet $11,5 \text{ l/s}$. Rördimensionen $d_j=70 \text{ mm}$ förorsakar förlusthöjden $0,170 \text{ mH}_2\text{O/m}$ vid samma flöde. Man söker längden (x) som får ha rördimensionen $d_1=85 \text{ mm}$. Till förfogande har man följande ekvation:

$$x \cdot 0,063 + (10+3+10-x) \cdot 0,170 = 3,00 \quad \text{Härav } x \approx 8,5 \text{ m.}$$

DIMENSIONERINGSBLANKETT

Datum: 91-01-25

Sida: 99

Projekt: Dimensioneringsexempel 1

Takarea: 880 m²Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²

Rörsträng: 1, 2, 3, 4 och 5

Antal rörsträngar i systemet: 5

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
1	11.5	0	8.5	85	0.063	0.535	0.535	1.8	
2	11.5	0	1.5	70	0.170	0.255	0.790	2.7	
3	11.5	3.0	3.0	70	0.170	0.510	1.300	2.7	
4	11.5	0	10.0	70	0.170	1.700	3.000	2.7	
		ΣΔh _j = 3.0					- 3.000		
Obalans i rörsträngen = -0.0									
5	6.8	0	5.7	70	0.070	0.400	0.400	1.7	
6	6.8	3.0	9.3	60	0.170	1.580	1.980	2.4	
7	6.8	0	6.0	60	0.170	1.020	3.000	2.4	
		ΣΔh _j = 3.0					- 3.000		
Obalans i rörsträngen = - 0.0									
8	3.9	0	9.0	50	0.150	1.350	1.350	2.0	
9	3.9	0	8.0	50	0.150	1.200	2.550	2.0	
10	3.9	1.3	7.3	50	0.150	1.095	3.645	2.0	
11	3.9	4.7	4.7	45	0.270	1.270	4.915	2.5	
12	3.9	1.0	7.0	45	0.270	1.890	6.805	2.5	
13	3.9	0	1.0	TB50	0.200	0.200	7.005		
		ΣΔh _j = 7.0					- 7.000		
Obalans i rörsträngen = 0.005									
14	4.7	0	6.0	45	0.380	2.280	2.280	3.0	
15	4.7	9.3	9.3	45	0.380	3.535	5.815	3.0	
16	4.7	3.7	9.7	40	0.710	6.887	12.702	3.8	
17	4.7	0	1.0	TB50	0.290	0.290	12.992		
		ΣΔh _j = 13.0					- 13.000		
Obalans i rörsträngen = - 0.008									
18	2.9	2.6	10.6	40	0.270	2.862	2.862	2.3	
19	2.9	5.4	5.4	35	0.580	3.132	5.994	3.2	
20	2.9	1.0	5.0	35	0.580	2.900	8.894	3.2	
21	2.9	0	1.0	TB50	0.120	0.120	9.014		
		ΣΔh _j = 9.0					- 9.000		
Obalans i rörsträngen = 0.014									

Maximal obalans i systemet är - 0.008 - 0.014 = -0.022

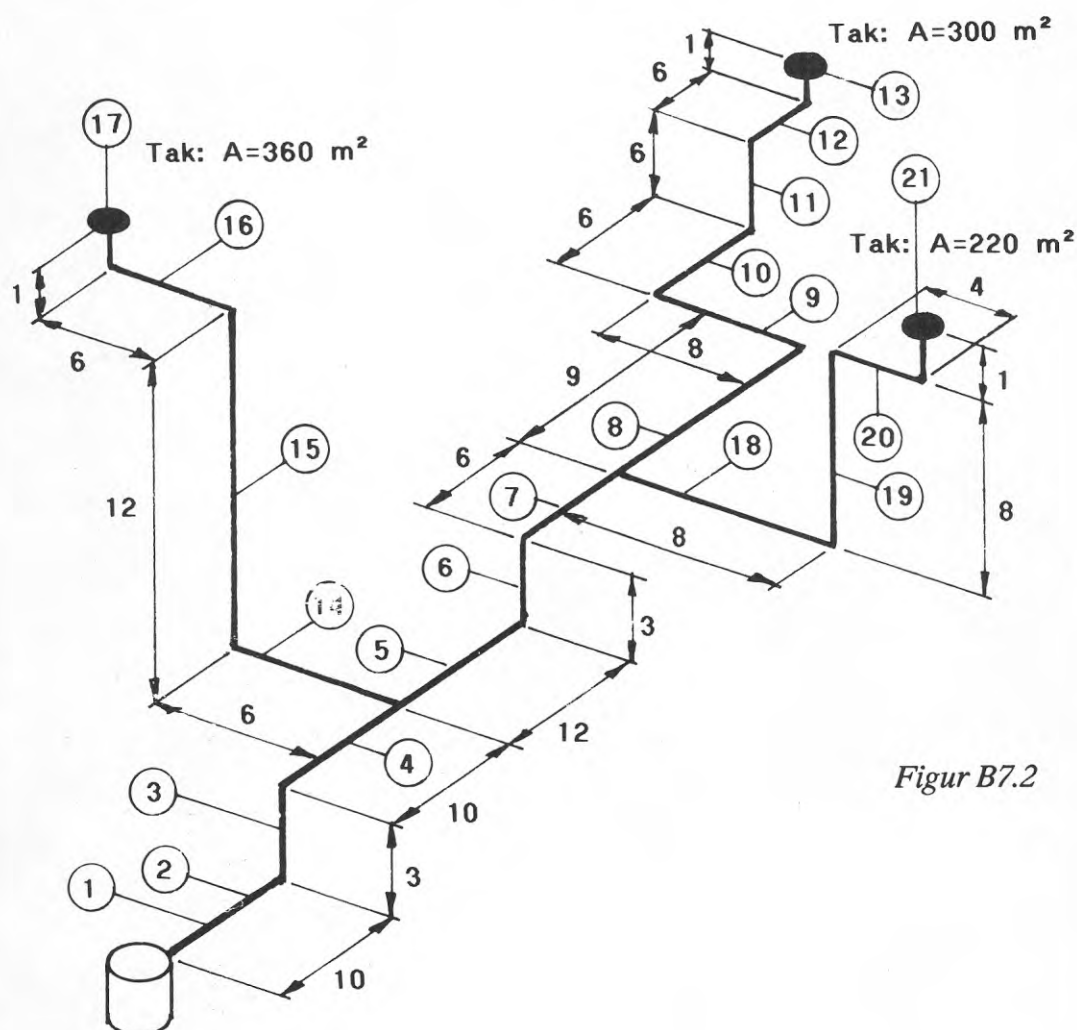
FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka jR_j = förlusthöjd per m i delsträcka jΔh_j = delsträcka j's fallhöjdv_j = vattenhastighet i delsträcka jl_j = delsträcka j's utvikta längdp_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jd_j = rörinnerdiameter i delsträcka jObalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSEXEMPEL 2

Med dimensioneringsexempel 2 illustreras retarderad, kontrollerad takavvattning. I demonstrationssyfte används samma rörkonfiguration som i dimensioneringsexempel 1, se figur B7.2.

I beräkningsexemplet förutsätts nu att det endast får avvattnas 1.5 l/s från hela den sammanlagda takytan på 880 m². Flödet 1.5 l/s fördelas då på respektive takytor i förhållande till varje ytas storlek. Följaktligen uppgår flödet genom takbrunnarna (13), (17) och (21) till $1.5 \cdot 300/880 = 0.51$, $1.5 \cdot 360/880 = 0.61$ respektive $1.5 \cdot 220/880 = 0.38$ l/s.



Figur B7.2

Vid t.ex regnintensiteten 0.013 l/s m² och varaktigheten 10 minuter, måste taken ackumulera

$$0.013 \cdot 880 \cdot 10 \cdot 60 - 1.5 \cdot 10 \cdot 60 = 5964 \text{ l}$$

Att tömma taket efter regnet tar därför

$$5964/1.5 = 3974 \text{ s, eller ca 1.1 timme.}$$

Dimensioneringen av rörledningarna har genomförts i dimensioneringsblanketten på sidan 101.

DIMENSIONERINGSBLANKETT
Projekt: Dimensioneringsexempel 2

Datum: 91-01-25

Sida: 101

Takarea: 880 m²
Rörsträng: 1, 2, 3, 4 och 5

Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²
Antal rörsträngar i systemet: 5

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(γ · g) (mH ₂ O)
1	1.5	0	2.0	40	0.072	0.144	0.144	1.3	
2	1.5	0	5.7	40	0.072	0.410	0.554	1.3	
3	1.5	3.0	5.3	35	0.160	0.848	1.402	1.6	
4	1.5	0	10.0	35	0.160	1.600	3.002	1.6	
		ΣΔh _j = 3.0					- 3.000		
Obalans i rörsträngen = 0.002									
5	0.89	0	12.0	30	0.130	1.560	1.560	1.3	
6	0.89	3.0	7.8	30	0.130	1.014	2.574	1.3	
7	0.89	0	1.2	25	0.350	0.420	2.994	1.9	
		ΣΔh _j = 3.0					- 3.000		
Obalans i rörsträngen = - 0.006									
8	0.51	0	9.0	25	0.120	1.080	1.080	1.1	
9	0.51	0	8.0	25	0.120	0.960	2.040	1.1	
10	0.51	2.3	8.3	25	0.120	0.996	3.036	1.1	
11	0.51	3.7	3.7	20	0.370	1.369	4.405	1.7	
12	0.51	1.0	7.0	20	0.370	2.590	6.995	1.7	
13	0.51	0	1.0	TB50	≈ 0	≈ 0	6.995		
		ΣΔh _j = 7.0					- 7.000		
Obalans i rörsträngen = - 0.005									
14	0.61	0	6.0	20	0.520	3.120	3.120	2.0	
15	0.61	12.0	12.0	20	0.520	6.240	9.360	2.0	
16	0.61	1.0	7.0	20	0.520	3.640	13.000	2.0	
17	0.61	0	1.0	TB50	≈ 0	≈ 0	13.000		
		ΣΔh _j = 13.0					- 13.000		
Obalans i rörsträngen = - 0.0									
18	0.38	0	8.0	20	0.210	1.680	1.680	1.3	
19	0.38	6.4	6.4	20	0.210	1.344	3.024	1.3	
20	0.38	2.6	6.6	15	0.910	6.006	9.030	2.2	
21	0.38	0	1.0	TB50	≈ 0	≈ 0	9.030		
		ΣΔh _j = 9.0					- 9.000		
Obalans i rörsträngen = 0.030									

Maximal obalans i systemet är - 0.006 - 0.030 = -0.036

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka j

Δh_j = delsträcka j's fallhöjd

l_j = delsträcka j's utvikta längd

d_j = rördiameter i delsträcka j

R_j = förlusthöjd per m i delsträcka j

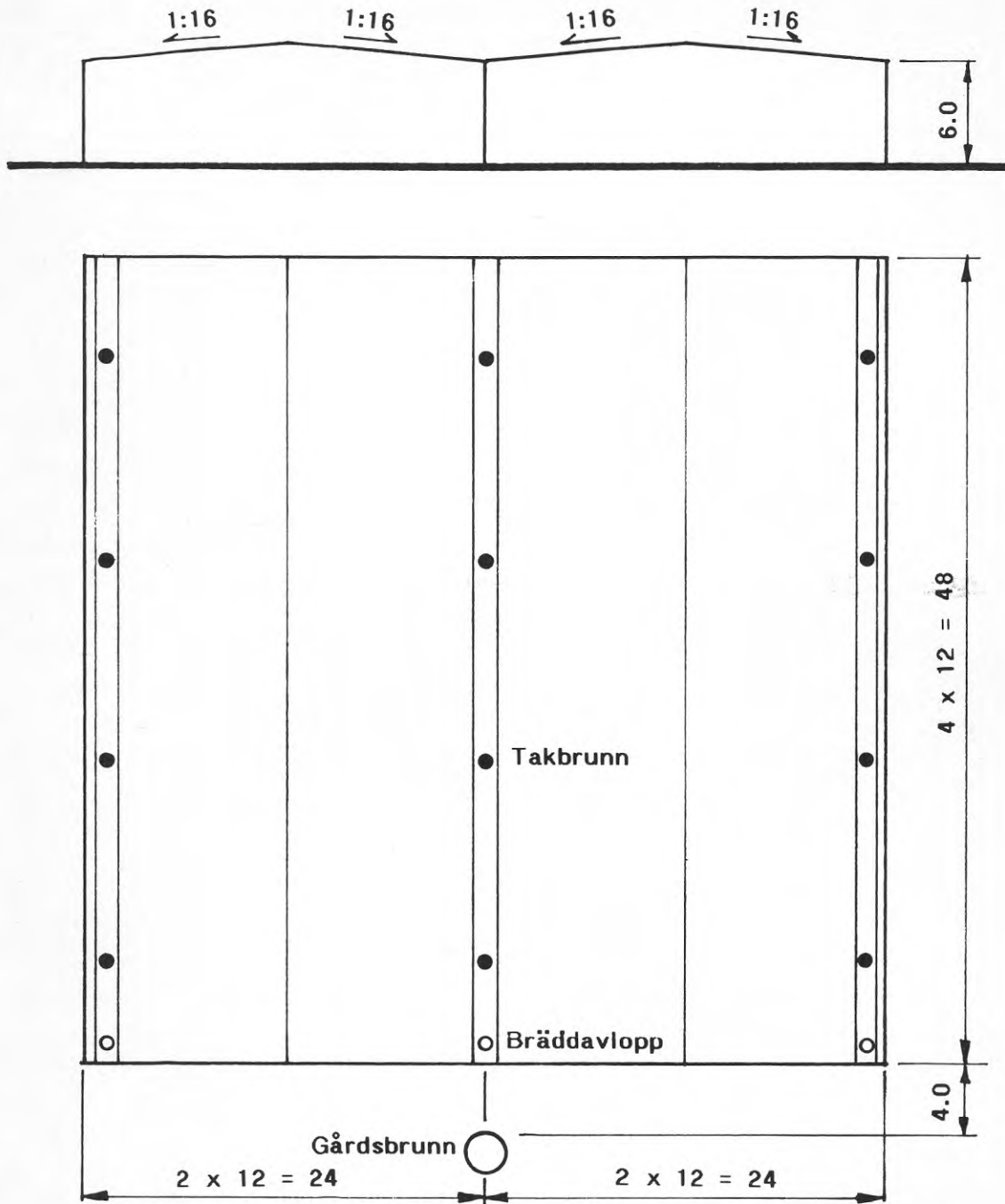
v_j = vattenhastighet i delsträcka j

p_j/(γ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka j

Obalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSEXEMPEL 3

I detta exempel demonstreras en komplett dimensionering inklusive bestämning av dimensionerande regnintensitet och erforderlig bräddavloppskapacitet. Taket som skall avvattnas visas i figur B7.3.



Figur B7.3

I förutsättningarna ingår att byggnaden finns inom ett område med regional regnparameter $Z=20$ enligt bilaga 4.

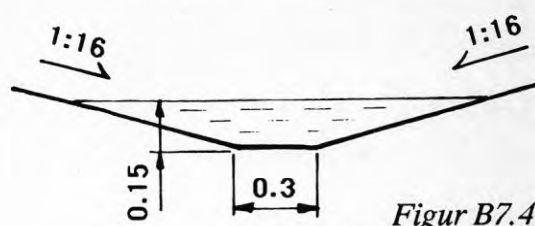
Takkonstruktionen får belastas med en vattenlast som motsvarar ett vattendjup med medelvärde 0.15 m i ränndalarna som har en maximal lutning om 1:100 mot takbrunnarna. Takyterna har lutningen 1:16 mot ränndalarna.

Avvattningssystemets disponibla fallhöjd räknas från takbrunnarna till gårdsbrunnens övre kant. Disponibla fallhöjden uppgår därmed till 6.0 m.

Byggnadens funktion och beräknad livstid medger att totala avvattningssystemet studeras under antagandet av att regnintensiteter motsvarande 100-årsregnen kan uppträda några gånger under byggnadens livstid.

Tillåten vattenackumulering i mitträändalen är, se figur B7.4:

$$\begin{aligned} V_{\text{till}} &= 0.5 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 0.15 \cdot 0.15 \cdot 48 + \\ &+ 0.3 \cdot 0.15 \cdot 48 = 19.44 \text{ m}^3 = \\ &= 19440 \text{ l} \end{aligned}$$



Figur B7.4

Självrensning:

Den längsta horisontella ledningssträckan uppgår till ca 66 m, om man antar att det krävs ett regn med varaktighet 3 s per m horisontell rörledning, behövs ca

$$66 \cdot 3 = 198 \text{ s eller ca 3.3 minuter}$$

för självrensning av rörsystemet.

Av nomogrammet i bilaga 3 ses att dimensionerande regnintensiteten ej bör överstiga ca 0.016 l/s m^2 . För den vidare undersökningen väljs försöksvis $i_d = 0.010 \text{ l/s m}^2$.

Vid bestämning av bräddavloppens erforderliga kapacitet, förutsätts att ordinarie takavvattningssystemet har en kapacitetsreduktion på 20%. Därmed kommer 100-årsregnen att ge upphov till följande vattenackumuleringar och erforderlig bräddavloppskapacitet i mitträändalen:

$$i_s = 0.18 \text{ l/s m}^2 \text{ med varaktighet 1 minut ger}$$

$$V_1 = (0.18 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 1 \cdot 60 = 11888 \text{ l} < V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$i_s = 0.088 \text{ l/s m}^2 \text{ med varaktighet 3 minuter ger}$$

$$V_1 = (0.088 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 3 \cdot 60 = 16589 \text{ l} < V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$i_s = 0.063 \text{ l/s m}^2 \text{ med varaktighet 5 minuter ger}$$

$$V_1 = (0.063 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 5 \cdot 60 = 19008 \text{ l} < V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$i_s = 0.040 \text{ l/s m}^2 \text{ med varaktighet 10 minuter ger}$$

$$V_1 = (0.040 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 10 \cdot 60 = 22118 \text{ l} > V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$Q_b = (22118 - 19440) / (10 \cdot 60) = 4.5 \text{ l/s}$$

$$i_s = 0.031 \text{ l/s m}^2 \text{ med varaktighet 15 minuter ger}$$

$$V_1 = (0.031 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 15 \cdot 60 = 23846 \text{ l} > V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$Q_b = (23846 - 19440) / (15 \cdot 60) = 4.9 \text{ l/s}$$

$i_s = 0.026 \text{ l/s m}^2$ med varaktighet 20 minuter ger

$$V_1 = (0.026 - 0.8 \cdot 0.010) \cdot 24 \cdot 48 \cdot 20 \cdot 60 = 24883 \text{ l} > V_{\text{till}} = 19440 \text{ l}$$

$$Q_b = (24883 - 19440) / 20 \cdot 60 = 4.5 \text{ l/s}$$

Det uppnås sålunda ett maximum under ett 100-årsregn med varaktighet ca 15 minuter. Bräddavloppen i mitträändalen måste då ha kapacitet att avvattna minimum

$$Q_b = 4.9 \text{ l/s}$$

För det ordinarie takavvattningssystemet bibehålls då den tidigare valda dimensioneringssintensiteten

$$i_d = 0.010 \text{ l/s m}^2$$

vilken resulterar i ett regnvattenflöde om

$$\Delta q = 24 \cdot 12 \cdot 1.0 \cdot 0.010 = 2.88 \text{ l/s m}^2 \approx 3 \text{ l/s m}^2$$

genom brunnarna i mitträändalen, och

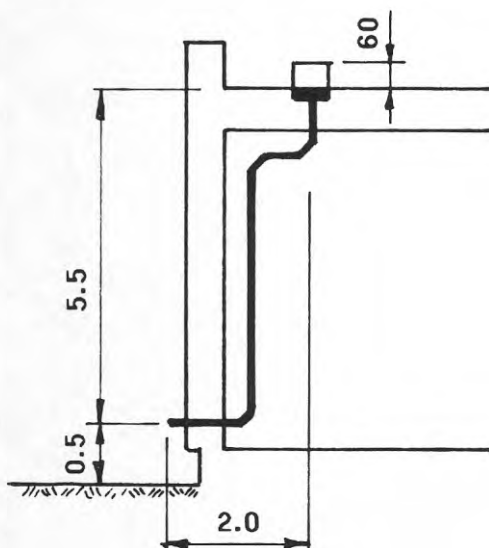
$$\Delta q = 2.88 / 2 = 1.44 \text{ l/s m}^2 \approx 1.5 \text{ l/s m}^2$$

genom brunnarna i ytterräändalarna.

Om det väljs 1 st bräddavlopp i ena ändan av mitträändalen, skall detta avvattna

$$\Delta q_b = Q_b = 4.9 \text{ l/s, eller säg ca } 5 \text{ l/s.}$$

Med rörkonfiguration som i figur B7.5, kan rördimensionen bestämmas med hjälp av nomogrammet i bilaga 1.



TB50:	
Förlusthöjd	0.35 mH ₂ O
$d_j = 45$:	
Förlusthöjd	
$(5.5 + 2.0) \cdot 0.45 =$	<u>3.38 mH₂O</u>
Σ förlusthöjd	3.73 mH ₂ O
Disponibel fallhöjd	= 5.50 m

I ytterräändalarna, där bräddavloppen skall avvattna ca 2.5 l/s i var och en av rännalarna, väljes ett bräddavlopp per rännal samt rörkonfiguration och rördimension som för mitträändalen.

Figur B7.5

När flödet genom bräddavloppet uppgår till 5 l/s, kommer vattendjupet över förhöjningsringen att uppgå till

$$\Delta a_b = (\Delta q_b^2 / (\pi^2 \cdot D_b^2 \cdot g))^{1/3} = (0.005^2 / (\pi^2 \cdot 0.15^2 \cdot 9.81))^{1/3} = 0.023 \text{ m} \\ = 23 \text{ mm}$$

när det förutsätts att takbrunnens förhöjningsring har en diameter $D_b = 0.15 \text{ m}$.

Med ett flöde om ca 3 l/s genom de ordinarie takbrunnarna, kommer vattendjupet vid dessa enligt figur 8.4 att uppgå till ca 37 mm. Om bräddavloppsbrunnen sitter i nivå med ordinarie takbrunnar, måste följaktligen förhöjningsringens höjd vara

$$c \geq 1.5 \cdot 37 \approx 56 \text{ mm}$$

Väljes därför $c = 60 \text{ mm}$.

Största vattendjupet i en horisontell ränn dal kommer därvid att uppgå till

$$C = 60 + 1.5 \cdot 23 \approx 95 \text{ mm}$$

när rännans ackumuleringsförmåga ännu ej utnyttjats.

Väljer man att placera bräddavloppen nära högsta punkten i ränn dalen, kan man behålla förhöjningsringen med höjden 60 mm därför att vattendjupets medelvärde i detta fall kommer att uppgå till

$$\Delta a_{\text{med}} = 12000 / (2 \cdot 100 \cdot 2) + 95 = 125 \text{ mm}$$

Dvs ränn dalens ackumuleringsförmåga kommer sannolikt ej att utnyttjas helt.

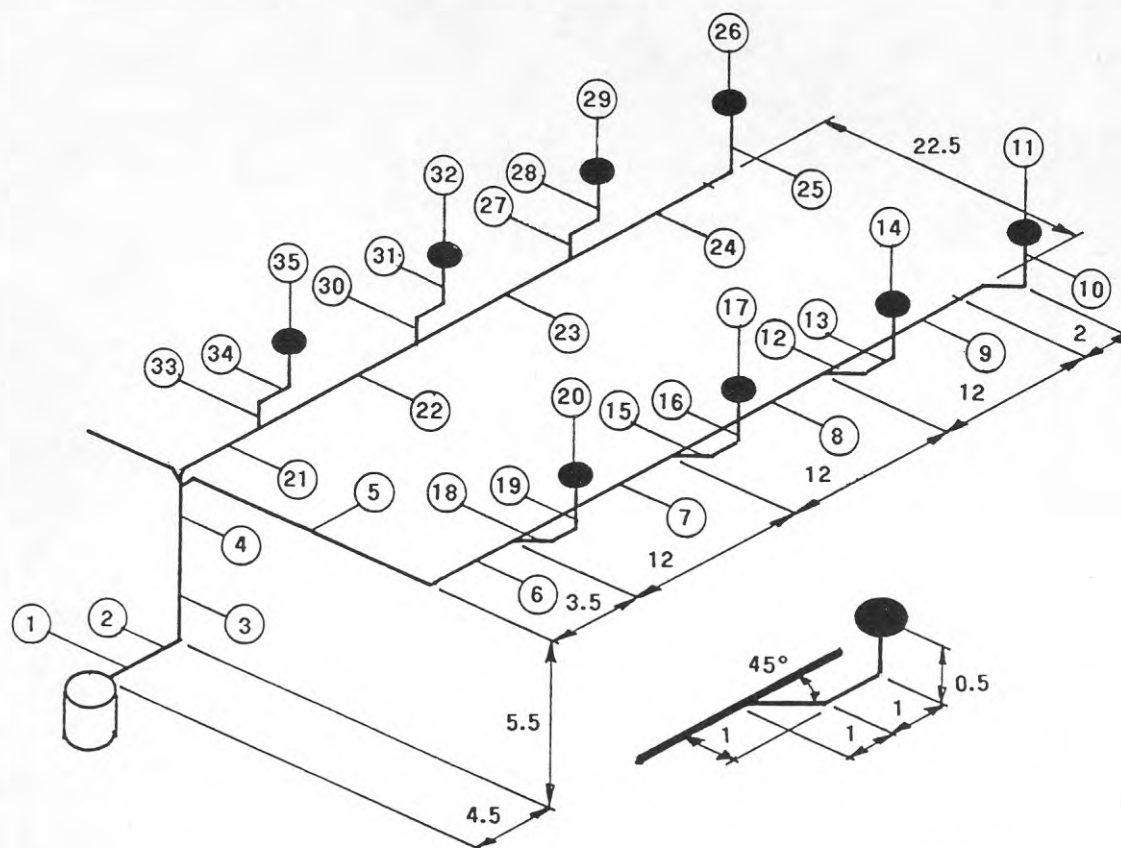
Det sannolika maximala vattendjupet över de ordinarie takbrunnarna kommer under ett 100-årsregn att uppgå till

$$\Delta a_{\text{max}} = 12000 / (2 \cdot 100) + 95 = 155 \text{ mm}$$

när lutningen i ränn dalen är 1:100.

I ytterränn dalarna väljs av praktiska skäl samma förhöjningsring som för bräddavloppen i mittränn dalen.

Avvattningssystemets rörledningsnät visas i figur B7.6. Då symmetri råder, har endast rören till den ena ytterränn dalen visats i figuren.



Figur B7.6

Dimensioneringen av rörledningarna har genomförts i dimensioneringsblanketterna på sidorna 107, 108 och 109.

Sidorna 107 och 108 visar en dimensionering där förlusthöjderna i systemet balanseras med de disponibla fallhöjderna för ett på förhand bestämt flöde genom varje takbrunn. Detta kan sägas vara det normala sättet att dimensionera fullflödessystem.

På sidan 109 exemplifieras en dimensionering av rörledningarna till takbrunnarna i mitträändalen när flödet genom takbrunnarna inte är bestämt från början. Den enda kända flödesparametern är det sammanlagda flödet från hela rännaldalen. Dimensioneringsförfarandet kan tillämpas när det råder fri strömning i rännaldalen. Strömningen i rännaldalen kan uppfattas som tämligen obehindrad när, som i exemplet, lutningen i rännaldalen inte är större än 1:100.

Först dimensioneras delsträckorna från utloppet till avsticket för anslutningsledningen till första takbrunnen efter fallstammen. Därefter väljer man en lämplig rördimension för första anslutningsledningen och varierar flödet genom denna till balans råder mellan förlusthöjd och disponibel fallhöjd i denna första rörsträng.

Med det återstående flödet efter första takbrunnen, fortsätter man så med att dimensionera samlingsledningen fram till avsticket för nästa takbrunn, väljer en lämplig dimension för anslutningsledningen upp till andra takbrunnen och går i övrigt fram som för första takbrunnen.

När denna dimensioneringsprocedur tillämpas, bör flödet i rörledningen upp till sista brunnen vara tillräckligt för att säkerställa självrensningfunktionen i minsta godtagbara rördimension.

DIMENSIONERINGSBLANKETT
Projekt: Dimensioneringsexempel 3

Datum: 91-01-10

Sida: 107

Takarea: 2304 m²
Rörsträng: 1, 2, 3 och 4

Dim. regnintensitet: 0.010 l/s m²
Antal rörsträngar i systemet: 8

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
11	1.5	0	1.0	TB50	0.030	0.030	0.030		
10	1.5	0.5	2.9	50	0.022	0.064	0.094	0.8	
9	1.5	0	12.0	50	0.022	0.264	0.358	0.8	
8	3.0	0	12.0	70	0.014	0.168	0.526	0.8	
7	4.5	0	12.0	70	0.032	0.384	0.910	1.2	
6	6.0	0	3.5	70	0.057	0.200	1.110	1.6	
5	6.0	0	22.5	70	0.057	1.283	2.393	1.6	
4	24.0	3.5	3.5	85	0.330	1.155	3.548	4.3	
3	24.0	2.0	3.6	85	0.330	1.188	4.736	4.3	
2	24.0	0	1.4	70	0.900	1.260	5.996	6.3	
1	24.0	0	1.5	125	0.045	0.068	6.064	2.0	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
									Obalans i rörsträngen = 0.064
1-8		5.5					5.706		
14	1.5	0	1.0	TB50	0.030	0.030	5.736		
13	1.5	0.5	1.5	40	0.073	0.110	5.846	1.2	
12	1.5	0	1.4	40	0.073	0.102	5.948	1.2	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
									Obalans i rörsträngen = -0.052
1-7		5.5					5.538		
17	1.5	0	1.0	TB50	0.030	0.030	5.568		
16	1.5	0.5	1.5	35	0.160	0.240	5.808	1.7	
15	1.5	0	1.4	35	0.160	0.224	6.032	1.7	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
									Obalans i rörsträngen = 0.032
1-6		5.5					5.154		
20	1.5	0	1.0	TB50	0.030	0.030	5.184		
19	1.5	0.5	1.5	30	0.350	0.525	5.709	2.2	
18	1.5	0	1.4	35	0.160	0.224	5.933	1.7	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
									Obalans i rörsträngen = -0.067

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka jΔh_j = delsträcka j's fallhöjdl_j = delsträcka j's utvikta längdd_j = rörinnerdiameter i delsträcka jR_j = förlusthöjd per m i delsträcka jv_j = vattenhastighet i delsträcka jp_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jObalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSBLANKETT
Projekt: Dimensioneringsexempel 3

Takarea: 2304 m²
Rörsträng: 5, 6, 7 och 8

Datum: 91-01-10

Sida: 108

Dim. regnintensitet: 0.010 l/s m²
Antal rörsträngar i systemet: 8

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
1-4		5.5					3.671		
26	3.0	0	1.0	TB50	0.120	0.120	3.791		
25	3.0	0.5	2.9	60	0.032	0.093	3.884	1.1	
24	3.0	0	12.0	70	0.014	0.168	4.052	0.8	
23	6.0	0	12.0	70	0.057	0.684	4.736	1.6	
22	9.0	0	12.0	85	0.045	0.540	5.276	1.6	
21	12.0	0	3.5	70	0.200	0.700	5.976	2.9	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
Obalans i rörsträngen = -0.024									
1-23		5.5					5.595		
29	3.0	0	1.0	TB50	0.120	0.120	5.715		
28	3.0	0.5	1.5	50	0.085	0.128	5.843	1.6	
27	3.0	0	1.4	50	0.085	0.120	5.963	1.6	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
Obalans i rörsträngen = -0.037									
1-22		5.5					4.911		
32	3.0	0	1.0	TB50	0.120	0.120	5.031		
31	3.0	0.5	1.5	40	0.290	0.435	5.466	2.4	
30	3.0	0	1.4	40	0.290	0.406	5.872	2.4	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
Obalans i rörsträngen = -0.128									
1-21		5.5					4.371		
35	3.0	0	1.0	TB50	0.120	0.120	4.491		
34	3.0	0.5	2.0	35	0.620	1.240	5.731	3.2	
33	3.0	0	0.9	40	0.290	0.261	5.992	2.4	
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		
Obalans i rörsträngen = -0.008									

Maximal obalans i systemet är 0.064 - (-0.128) = 0.192

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka j

Δh_j = delsträcka j's fallhöjd

l_j = delsträcka j's utvikta längd

d_j = rörinnerdiameter i delsträcka j

R_j = förlusthöjd per m i delsträcka j

v_j = vattenhastighet i delsträcka j

p_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka j

Obalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSBLANKETT
 Projekt: Dimensioneringsexempel 3
 Takarea: 2304 m²
 Rörsträng: 5, 6, 7 och 8

Datum: 91-01-10

Sida: 109

Dim. regnintensitet: 0.010 l/s m²
 Antal rörsträngar i systemet: 8

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
--------------------------	----------------------	---------------------	--------------------	---------------------	--------------------------------------	---	---	----------------------	---

Fri strömning i mitträndalen

4-1		5.5					3.671		
21	12.0	0	3.5	85	0.070	0.245	3.916	1.9	
33	4.4	0	1.4	40	0.630	0.882	4.798	3.5	
34	4.4	0.5	1.5	40	0.630	0.945	5.743	3.5	
35	4.4	0	1.0	TB50	0.260	0.260	6.003		
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		

Obalans i rörsträngen = 0.003

4-21		5.5					3.916		
22	7.6 *	0	12.0	85	0.033	0.396	4.312	1.3	
30	4.0	0	1.4	40	0.520	0.728	5.040	3.3	
31	4.0	0.5	1.5	40	0.520	0.780	5.820	3.3	
32	4.0	0	1.0	TB50	0.210	0.210	6.030		
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		

*7.6 = 12.0-4.4

Obalans i rörsträngen = 0.030

4-22		5.5					4.312		
23	3.6 *	0	12.0	55	0.075	0.900	5.212	1.6	
27	2.7	0	1.4	40	0.230	0.322	5.534	2.2	
28	2.7	0.5	1.5	40	0.230	0.345	5.879	2.2	
29	2.7	0	1.0	TB50	0.100	0.100	5.979		
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		

*3.6 = 7.6-4.0

Obalans i rörsträngen = -0.021

4-23		5.5					5.212		
24	0.9*	0	3.5	40	0.027	0.095	5.307	0.7	
25	0.9	0.5	11.4	35	0.058	0.661	5.968	1.0	
26	0.9	0	1.0	TB50	0.010	0.010	5.978		
		ΣΔh _j = 6.0					- 6.000		

*0.9 = 3.6-2.7

Obalans i rörsträngen = - 0.022

Maximal obalans i systemet är 0.064 - (-0.067) = 0.131

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka jΔh_j = delsträcka j's fallhöjdl_j = delsträcka j's utvikta längdd_j = rördiameter i delsträcka jR_j = förlusthöjd per m i delsträcka jv_j = vattenhastighet i delsträcka jp_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jObalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSEXEMPEL 4.

Höghus.

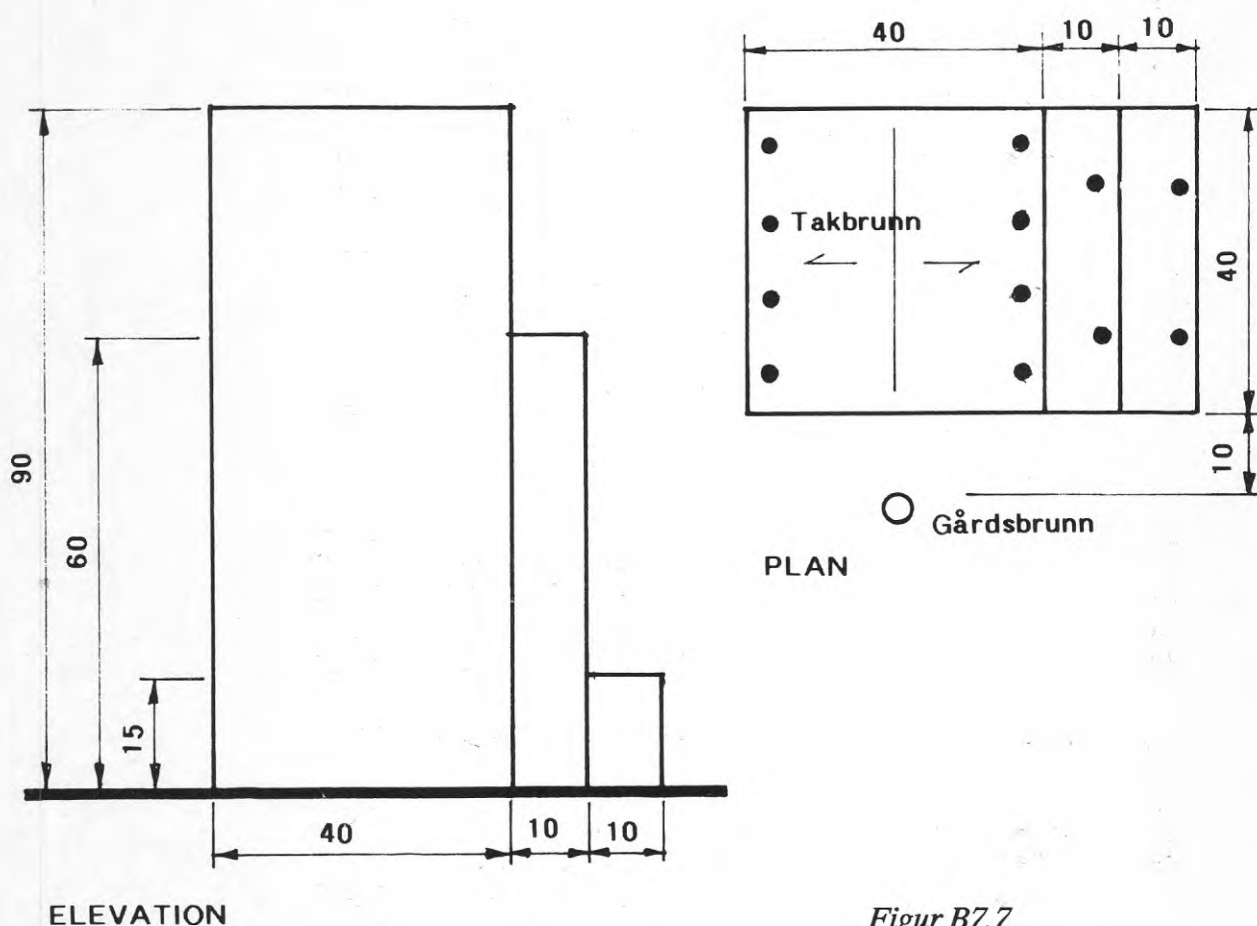
Byggnadens dimensioner framgår av figur B7.7 nedan.

Det förutsätts att alla tre taken har hård beläggning, dvs $Y=1.0$.

Takytorna som skall avvattnas är:

$$\text{Övre takytan } A_{t\ddot{o}} = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ m}^2$$

$$\text{Nedre taktytor } A_{tn1} = A_{tn2} = 10 \cdot 40 = 400 \text{ m}^2$$



Figur B7.7

Regnvatten från ett regn med intensiteten $i_d=0.013 \text{ l/s m}^2$ antas fördelad lika mellan de 12 takbrunnarna. Flödet genom var och en av brunnarna kommer då att uppgå till

$$\Delta q = (1600+400+400)/12 \cdot 1.0 \cdot 0.013 = 2.6 \text{ l/s}$$

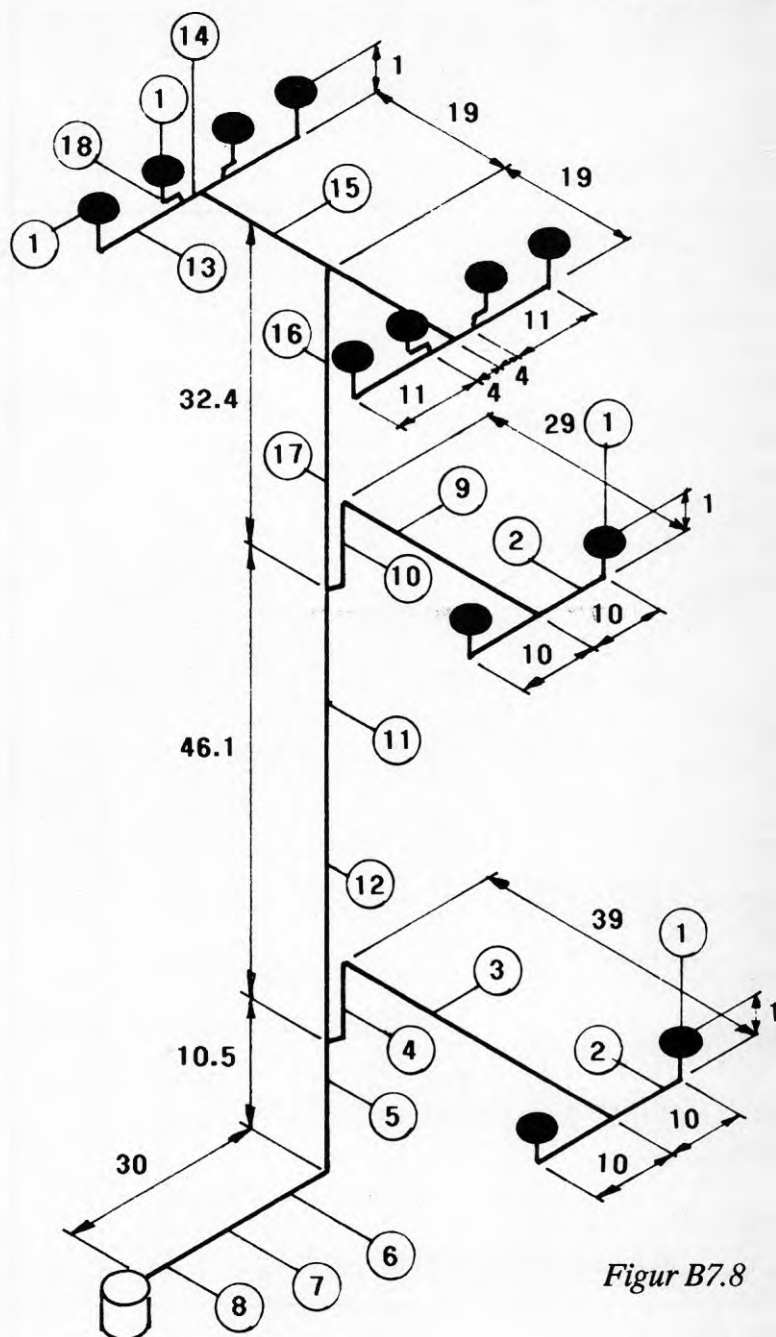
Anmärkning:

Denna byggnadstyp tillhör i allmänhet en kategori byggnader där bräddavloppen måste dimensioneras för flöden bestämda enligt

SS 82 40 31, eller utifrån en analys baserad på regn med flera tusen års återkomsttid.

Den planerade rörkonfigurationen framgår av figur B7.8 nedan. Observera att såväl rörkonfigurationen som dimensioneringsmetoden garanterar att avvattningen av taken kan ske oberoende av varandra.

I byggnader där höjden överstiger 10 m, är det nödvändigt att kontrollera att statiska trycket i rörsystemet överstiger ångtrycket. En kontroll av de statiska tryckhöjderna har därför genomförts i detta dimensioneringsexempel.



Figur B7.8

Dimensioneringen har utförts i dimensioneringsblanketten på sidan 112,

DIMENSIONERINGSBLANKETT
Projekt: Dimensioneringsexempel 4

Datum: 91-01-10

Sida: 112

Takarea: 2400 m²Dim. regnintensitet: 0.013 l/s m²

Rörsträng: 1-14

Antal rörsträngar i systemet: 14

Delsträcka i rörsträngen	q _j (l/s)	Δh _j (m)	l _j (m)	d _j (mm)	R _j (mH ₂ O/m)	R _j · l _j (mH ₂ O)	Σ R _j · l _j (mH ₂ O)	v _j (m/s)	p _j /(ρ · g) (mH ₂ O)
1	2.6	0	1.0	TB50	0.090	0.090	0.090		
2	2.6	1.0	11.0	60	0.025	0.275	0.365	0.9	0.594
3	5.2	0	39.0	60	0.097	3.783	4.148	1.8	-3.313
4	5.2	3.5	3.5	60	0.097	0.340	4.488	1.8	-0.165
		ΣΔh _j = 4.5					- 4.500		
							Obalans i rörsträngen = - 0.012		
5	31.2	6.4	6.4	85	0.530	3.392	3.392	5.4	1.522
6	31.2	4.1	18.1	100	0.220	3.982	7.374	3.9	2.350
7	31.2	0	14.0	100	0.220	3.080	10.454	3.9	-0.729
8	31.2	0	2.0	150	0.027	0.054	10.508	1.8	-0.147
		ΣΔh _j = 10.5					- 10.500		
							Obalans i rörsträngen = 0.008		
1	2.6	0	1.0	TB50	0.090	0.090	0.090		
2	2.6	1.0	11.0	60	0.025	0.275	0.365	0.9	0.594
9	5.2	0	29.0	60	0.097	2.813	3.178	1.8	-2.343
10	5.2	2.4	2.4	60	0.097	0.233	3.411	1.8	-0.165
		ΣΔh _j = 3.4					- 3.400		
							Obalans i rörsträngen = 0.011		
11	26.0	39.9	39.9	70	1.100	43.780	43.780	6.5	-6.033
12	26.0	6.3	6.3	85	0.370	2.331	46.111	4.5	-1.043
		ΣΔh _j = 46.1					- 46.100		
							Obalans i rörsträngen = - 0.011		
1	2.6	0	1.0	TB50	0.090	0.090	0.090		
13	2.6	1.0	12.0	60	0.025	0.300	0.390	0.9	0.569
14	5.2	0	4.0	60	0.097	0.388	0.778	1.8	0.057
15	10.4	0	19.0	85	0.060	1.140	1.918	1.8	-1.093
16	20.8	20.1	20.1	70	0.650	13.065	14.983	5.3	4.711
17	20.8	12.3	12.3	60	1.500	18.450	33.433	7.2	-2.675
		ΣΔh _j = 33.4					- 33.400		
							Obalans i rörsträngen = 0.033		
14-17		32.4					33.043		
1	2.6	0	1.0	TB50	0.090	0.090	33.133		
18	2.6	1.0	2.0	45	0.120	0.240	33.373	1.7	
		ΣΔh _j = 33.4					- 33.400		
							Obalans i rörsträngen = - 0.027		

Maximal obalans i systemet är 0.033-(-0.027)=0.060

FÖRKLARINGAR:

q_j = flöde i delsträcka jR_j = förlusthöjd i delsträcka jΔh_j = delsträcka j's fallhöjdv_j = vattenhastighet i delsträcka jl_j = delsträcka j's utvikta längdp_j/(ρ · g) = statisk tryckhöjd nedströms i delsträcka jd_j = rörinnerdiameter i delsträcka jObalans i rörsträngen = ΣR_j · l_j - ΣΔh_j

DIMENSIONERINGSEXEMPEL 5

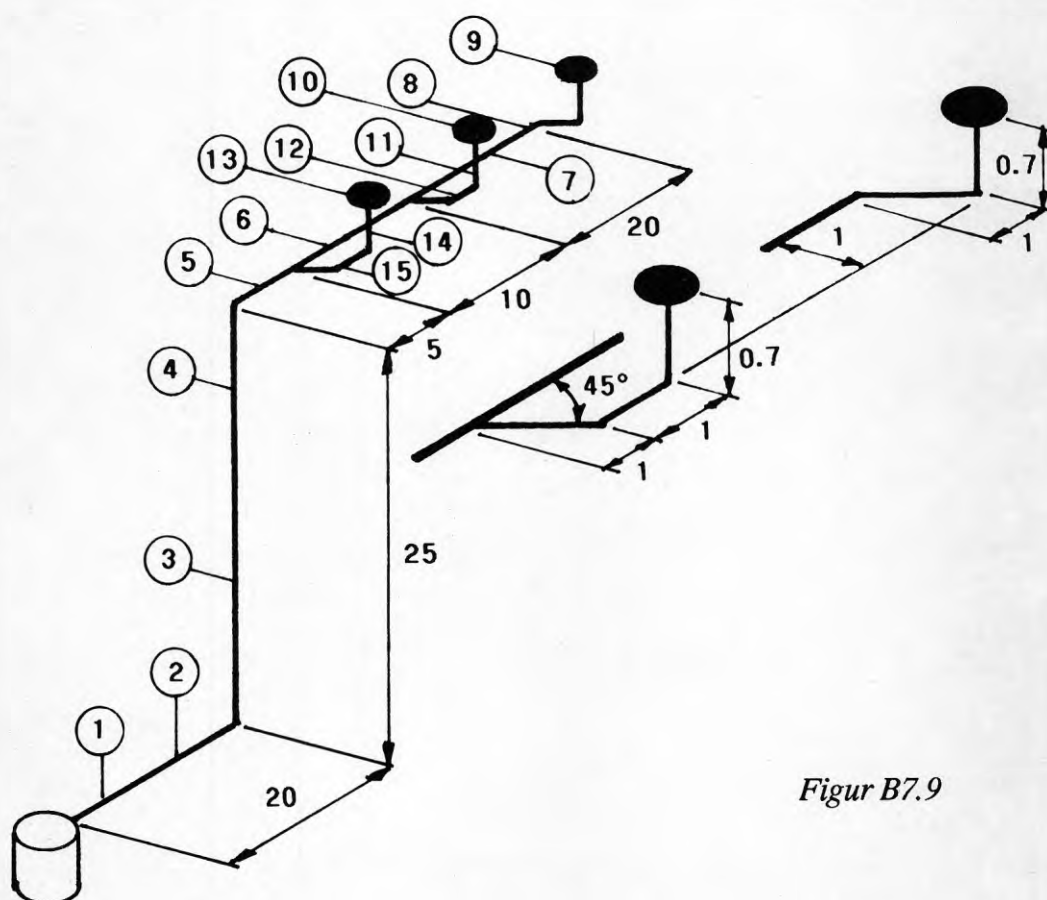
Datoriserad dimensioneringsmetod.

Att i skrift, någorlunda kortfattad, demonstrera en datoriserad dimensioneringsmetod torde vara svårt och förmodligen utan större mening. Läsaren behöver själv tillgång till såväl program som lämplig dator för att kunna testa denna teknik.

Ambitionen i denna rapport har därför begränsats till att endast visa en resultatutskrift från en enkel dimensionering utförd med en hjälp av en engelsk programvara.

Det avvattningssystem som dimensionerats, visas i figur B7.9.

Antagna flöden genom takbrunnarna (9), (10) och (13) är 3.9, 3.9 respektive 2.6 l/s.



Figur B7.9

Som framgår av utskriften på sidan 114, skiljer sig beteckningarna något från de som använts i denna rapport.

Q anger flödet [l/s] i en delsträcka. H är den vertikala höjden [m] av en delsträcka medan L är delsträckans horisontella längd [m]. $\sum Z$ utgör summan av engångsmotståndstalen i en delsträcka. D är rörens ytterdiameter [mm]. Programmet som använts gäller för plaströr (PE) och dimensionerna i utskriften avviker följaktligen från de som nyttjats i tidigare dimensioneringsexempel (och som redovisats i bilaga 1).

Förlusthöjden $R \times (L+H)$ redovisas i mm H_2O i likhet med statiska tryckhöjden SP .

PROJECT: EXAMPLE.5

Page 1

Section 1 with 9 section parts
Roughness value $K = .15$ mm

Section Part	Q (l/s)	H (m)	L (m)	ΣZ	D (mm)	Rx(L+H) (mm)	V (m/s)	SP (mm)
1	10.40	0.0	2.0	1.00	90	283	1.9	-274
2	10.40	0.0	18.0	0.80	63	7641	4.1	-657
3	10.40	12.5	0.0	0.30	56	10022	5.3	6402
4	10.40	12.5	0.0	0.70	63	5429	4.1	4506
5	10.40	0.0	5.0	0.20	75	794	2.8	-2115
6	7.80	0.0	10.0	0.20	75	859	2.1	-1094
7	3.90	0.0	10.0	0.00	75	214	1.0	-63
8	3.90	0.7	11.4	0.90	75	308	1.0	151
9	3.90	0.0	0.0	1.00	0	186	1.9	-370

Imbalance in section 1 is -36 mm
Section part 9 is a roof outlet.

PROJECT: EXAMPLE.5

Page 1

Section 2 with 9 section parts
Roughness value $K = .15$ mm

Section Part	Q (l/s)	H (m)	L (m)	ΣZ	D (mm)	Rx(L+H) (mm)	V (m/s)	SP (mm)
1	10.40	0.0	2.0	1.00	90	283	1.9	-274
2	10.40	0.0	18.0	0.80	63	7641	4.1	-657
3	10.40	12.5	0.0	0.30	56	10022	5.3	6402
4	10.40	12.5	0.0	0.70	63	5429	4.1	4506
5	10.40	0.0	5.0	0.20	75	794	2.8	-2115
6	7.80	0.0	10.0	0.20	75	859	2.1	-1094
12	3.90	0.0	1.4	0.30	56	217	2.0	-214
11	3.90	0.7	1.0	0.60	56	311	2.0	3
10	3.90	0.0	0.0	1.00	0	186	1.9	-370

Imbalance in section 2 is -42 mm
Section part 10 is a roof outlet.

PROJECT: EXAMPLE.5

Page 1

Section 3 with 8 section parts
Roughness value $K = .15$ mm

Section Part	Q (l/s)	H (m)	L (m)	ΣZ	D (mm)	Rx(L+H) (mm)	V (m/s)	SP (mm)
1	10.40	0.0	2.0	1.00	90	283	1.9	-274
2	10.40	0.0	18.0	0.80	63	7641	4.1	-657
3	10.40	12.5	0.0	0.30	56	10022	5.3	6402
4	10.40	12.5	0.0	0.70	63	5429	4.1	4506
5	10.40	0.0	5.0	0.20	75	794	2.8	-2115
15	2.60	0.0	1.4	0.30	40	653	2.9	-1344
14	2.60	0.7	1.0	0.60	40	892	2.9	-691
13	2.60	0.0	0.0	1.00	0	82	1.3	-164

Imbalance in section 3 is -96 mm
Section part 13 is a roof outlet.

The greatest differential imbalance in the entire siphonic system is 60 mm

LUNDS TEKNISKA HÖGSKOLA
VÄG- OCH VATTENBYGGNAD
BIBLIOTEKET

R67:1991

ISBN 91-540-5393-5

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6811067

Abonnemangsgrupp:
W. Installationer

Distribution:
Svensk Byggtjänst
171 88 Solna

Cirkapris: 72 kr exkl moms