

Bemessung von Flachdachentwässerungen

Autor(en): **Dracos, Themistoteles / Werder, Jürg / Haltiner, Ernst**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **99 (1981)**

Heft 38

PDF erstellt am: **25.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74556>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Bemessung von Flachdachentwässerungen

Von Themistocles Dracos, Zürich, Jürg Werder, Oberrieden und Ernst Haltiner, Zürich

Eine Entwässerungsanlage zur Ableitung von Regenwasser muss ganz bestimmten Anforderungen genügen. Ihre Erfüllung ist heute durch die enge Verflechtung menschlicher Tätigkeiten, durch die konzentrierte Bauweise, durch immer komplexer werdende Zusammenhänge zwischen Bautechnik, Umweltschutz und Abwassergesetzgebung schwieriger und anspruchsvoller geworden. Grosse Regenabwassermengen durch Ausspeier oder Überlaufen der Entwässerungsrinnen zu beherrschen, findet kaum mehr die Zustimmung des Nachbarn oder des Architekten, vor allem, wo das Risiko des Durchfeuchtens von Isolationen besteht. Es gilt daher, die geltenden Dimensionierungsgrundsätze immer wieder auf ihre Richtigkeit zu überprüfen und da, wo die Zusammenhänge noch nicht in genügendem Masse bekannt sind, die Belastungswerte genauer zu erfassen und verbesserte Berechnungsformeln anzubieten. In diesem Beitrag werden in einem Teilbereich der Gebäudeentwässerung, der Flachdachentwässerung, neue Dimensionierungsgrundsätze erörtert. Das Abflussverhalten solcher Flachdächer (weitergefasst in Analogie aber auch irgendwelcher ebener Flächen, wie zu entwässernde Parkplätze etc.), war bis heute nicht in genügendem Masse bekannt.

Einleitung

Grundsätzliche Anforderungen

Eine Entwässerungsanlage zur Ableitung von Regenabwasser soll so geplant und ausgeführt werden, dass die in Normen und Fachregeln niedergelegten *Mindestanforderungen* erfüllt werden. Dazu gehören als *Hauptanforderungen*:

- rasches Ableiten der Wassermengen, ohne dass Gebäude, Rohrleitungssysteme oder auch Grundstücke (eigene und angrenzende) einer schädlichen Auswirkung ausgesetzt sind.
- Einhalten der Forderung in Bezug auf Hygiene, Sicherheit, Schallschutz und gesetzliche Bestimmungen, wie sie in entsprechenden Normen (Gebäudeentwässerungsnorm 56 50 10, herausgegeben durch den SSIV, Norm SIA 190: Kanalisationen etc.) niedergelegt sind.

Regenabwasserbelastung eines Flachdaches

Als heute massgebende Formel zur Berechnung der Regenabwasserbelastung für Dachflächen gilt [1]

$$V_r = A \cdot R \cdot \alpha \quad [l/s]$$

V_r : Regenabwasserbelastung in l/s

A : Horizontalprojektion der berechneten Dachfläche in m²

R : Regenintensität in l/s m² (schweiz. Mittelwert innert 10 Jahren = 0,04)

α : Verzögerungsbeiwert

Dieser Belastungswert geht direkt in die Berechnung der Rohrsysteme der Gebäudeentwässerung und anschliessender Kanalisation ein. Die Berechnungsformel hat den Vorteil, einfach zu sein; gibt aber *keine befriedigenden Angaben* über

- Belastung im Verlaufe der Zeit,
- Unterschiede nach geographischer Lage,
- Nachweis des α -Wertes.

Mag dies bei Kleinflächen noch keine signifikante Rolle spielen, wird die Bemessung von beispielsweise grossen Flachdächern mit diesen Angaben problematisch.

Der Verzögerungsbeiwert

Nach SN 56 50 10, Absatz 5.4.3. soll der Verzögerungsbeiwert α in Abhängigkeit von Neigung und Rauigkeit der berechneten Fläche gewählt werden:

| | |
|--|----------------|
| alle Schrägdächer, sowie Flachdach mit Metall- oder Kunststoffhaut | $\alpha = 1$ |
| Flachdach mit Kies oder Plattenbelag | $\alpha = 0,8$ |
| Flachdach mit Sand und Kies (Kiesklebedach) | $\alpha = 0,6$ |

Im Zusammenhang mit einem durch den SSIV durchgeführten Forschungsauftrag über die Bemessung von Dachentwässerungssystemen kamen erhebliche *Zweifel an der Festsetzung der α -Werte*, insbesondere an deren Unterschiedlichkeit 1, 0,8 oder 0,6, auf. Diese *Unterschiede* gehen direkt in die Rohrweitenbemessung der Abwasserinstallationen ein. Daraus erklärt sich auch das unmittelbare Interesse der Haustechnikbranche, aber auch der Planer für Kanalisationsanlagen, an der korrekten Erfassung der massgebenden Regenabwasserbelastung.

Im Auftrag des SSIV (Schweiz. Spenglermeister- und Installateurverband Zürich) wurden am *Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft* der *ETH Zürich* Messungen und Untersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel, neue verbesserte Berechnungsgrundlagen

auszuarbeiten. Als Grundlage wurde ein Regen-Abfluss-Modell erarbeitet. Die Überprüfung an einem bestehenden Dach mit Hilfe von Messungen führte zu Rechenvorgängen, die am Ende des Artikels durch Beispiele aus der Praxis erläutert werden.

Regen-Abfluss-Modell für horizontale entwässerte Flächen

Ein Flachdach wird in der Regel durch eine Anzahl *kreisförmiger Ablauftrichter* entwässert. Solange die an diese Trichter angeschlossenen Leitungen keinen Rückstau erzeugen, entsteht am oberen Rand der Trichter ein *freier Überfall*. Die Zuströmung zu den Trichtern erfolgt radial. Die Zuströmungsgeschwindigkeit v_0 ist klein, so dass $v_0^2/2g$ gegenüber der Abflusshöhe h vernachlässigt werden darf. Als Nullhorizont wird dabei die Kote der Überfallkante gewählt. Mit diesen Annahmen lässt sich die Überfallwassermenge mit der Formel von Belanger berechnen

$$(1) Q = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} L \cdot h^{3/2} = c \cdot L \cdot h^{3/2}$$

mit:

Q : Abflussvolumen pro Sekunde [m³/s]

g : Erdbeschleunigung [m/s²]

L : Abwicklung der oberen Kante der Ablauftrichter [m]

h : Abflusshöhe in einer Entfernung von 3-4 mal h von der Überfallkante [m]

c : Überfallkoeffizient

$$c = \sqrt{\frac{8}{27} g} = 1,705 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

Falls auf dem Ablauftrichter ein *Ring* aufgesetzt ist, was bei *Kiesklebedächern* oft der Fall ist, nimmt man die Oberkante dieses Ringes als Überfallkante an. Kies- und Sand-Kies-Abdeckungen von Flachdächern sind immer so aufgebaut, dass in der Umgebung der Ablauftrichter oberhalb der Überfallkante nur Kies vorkommt. Die Korngrösse des Kieses liegt meistens um 20 mm. Die Porosität solcher Schüttungen beträgt etwa 0,40 bis 0,45 und ihre Durchlässigkeit ist gross. In der unmittelbaren Umgebung der Überfallkante darf mit genügender Genauigkeit angenommen werden, dass der Wasserstand durch den Kies nicht beeinflusst wird. Die Berechnung des Abflusses Q erfolgt aus diesem Grunde für Flachdächer mit oder ohne Kiesabdeckung auf die gleiche Art. Auf Dächern mit Kiesabdeckung wird lediglich in einer gewissen Entfernung von den Ablauftrichtern

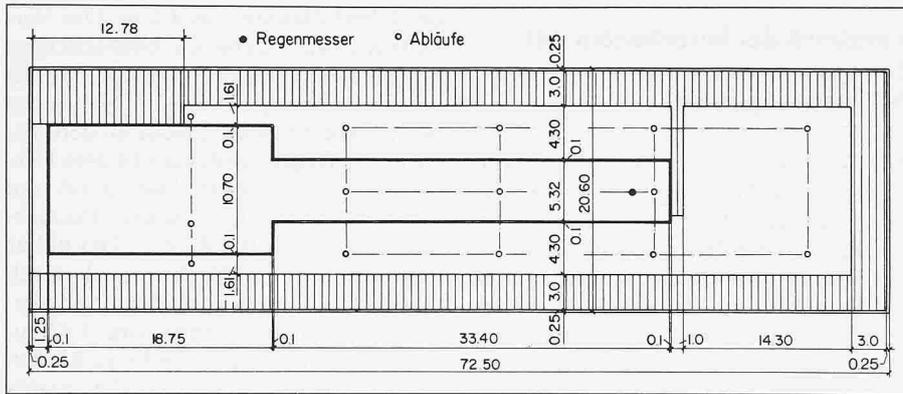


Bild 1. Grundriss des Daches, das als Versuchsfläche diente

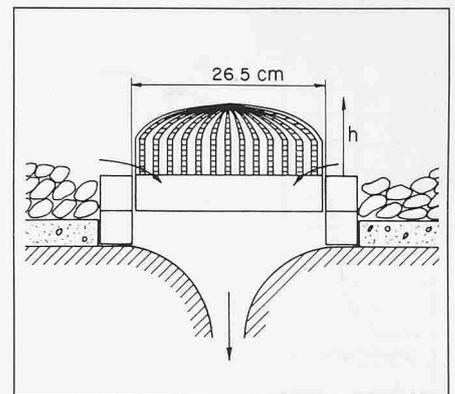


Bild 2. Konstruktionsskizze eines Ablauftrichters

der Wasserstand infolge der Verdrängung des Wassers durch den Kies erhöht, so dass auf einem solchen Dach

$$(2) h_{\text{eff}} \approx h/n$$

sein wird, wobei h mit (1) berechnet werden kann. Auf einem Dach mit oder ohne Kiesabdeckung beträgt demnach das gespeicherte Volumen

$$(3) V = h \cdot F$$

wobei F die durch die Abläufe entwässerte Dachfläche ist. Die Beziehung zwischen Abfluss Q und Niederschlag kann durch eine einfache Retentionsgleichung beschrieben werden

$$(4) \frac{dV}{dt} = R \cdot F - Q$$

R ist die Regenintensität, angegeben als Volumen je Flächen- und Zeiteinheit. Nach Division mit F und Berücksichtigung von (1) und (3) erhält man

$$(5) \frac{dh}{dt} = R - \frac{L}{F} \cdot c \cdot h^{3/2}$$

Das Verhältnis

$$(6) \frac{L}{F} = l_F$$

ist die spezifische Überfall-Länge des Daches, d.h. die Länge Überfallkante je Flächeneinheit Dach. Die Gleichung (5) kann, wenn $R = R(t)$ bekannt ist, mit der Anfangsbedingung $h = 0$ für $t = 0$ numerisch integriert werden und ergibt $h = h(t)$. Anschliessend wird mittels Glg. (1) $Q = Q(t)$ berechnet.

Überprüfung des Modells mit Hilfe von Messungen

Versuchsfläche und Messeinrichtungen

Als Versuchsfläche stand das Flachdach des Ostraktes des Forschungsgebäudes für das Bauwesen (HIF) der ETH-Hönggerberg zur Verfügung (Bild 1). Bei einer Länge von 72.50 m und einer Breite von 20,65 m beträgt die entwässerte Fläche 1498 m². Davon liegen 1106 m² auf Kote 34,70 und 392 m² auf Kote 37,70. Von der tiefer liegenden Dachfläche sind 542 m² und von der höher liegenden Dachfläche 14 m² mit Beton oder Metall abgedeckt. Die übrigen 942 m², wovon 564 m² im tieferen Niveau und 378 m² im höheren Niveau, sind

als Kiesklebedach ausgeführt. Alle Beton- oder Metallflächen liegen höher als die Oberfläche der Kiesabdeckung und entwässern sich in das Kiesklebedach. Das Dach hat 14 Abläufe, deren Anordnung in Bild 1 angegeben ist. Die Gestaltung der Abläufe und ihre Abmessungen sind in Bild 2 dargestellt. Bild 3 zeigt eine Systemskizze der Entwässerungsleitungen und die Anordnung der Messeinrichtungen. Die letzten bestehen aus einem Hellmann Regenmesser auf dem Dach (Bild 4) und einem Thomson-Überfall im Keller des Gebäudes (Bild 5). Der Wasserstand in beiden Geräten wird mit Schwimmern gemessen, deren Bewegung durch je ein Potentiometer aufgenommen und synchron auf einem Mehrkanal-Punktschreiber registriert wird. Die zeitliche Auflösung der Registrierung liegt bei 30 s. Die Auflösung der Niederschlags Höhe beträgt 0,03 mm und die der Überfallhöhe 0,6 mm. Ein Beispiel einer solchen Registrierung ist in Bild 6 angegeben. Die synchrone Registrierung von Niederschlag und Abfluss erlaubt eine mühelose und genaue Erfassung etwelter Zeitverschiebungen zwischen Beginn des Niederschlages und Beginn des Abflusses.

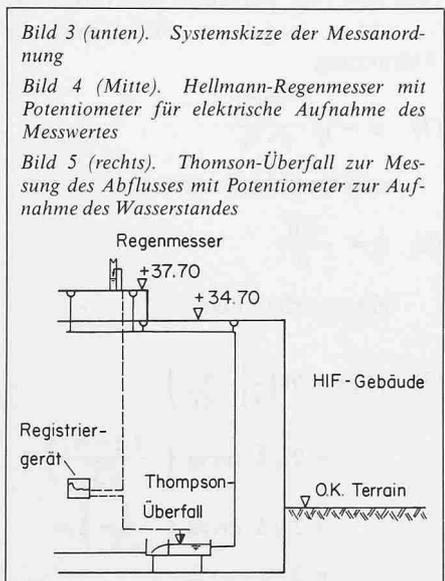
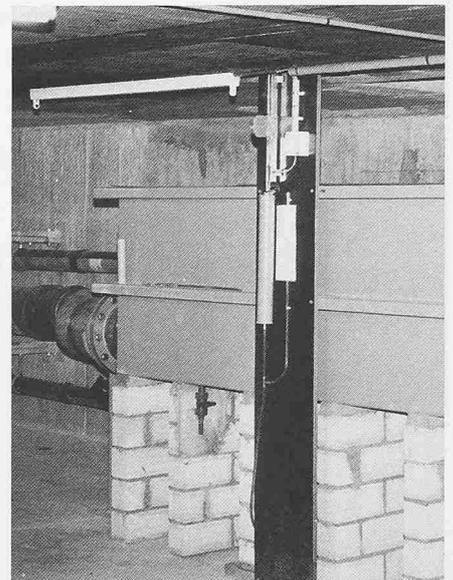
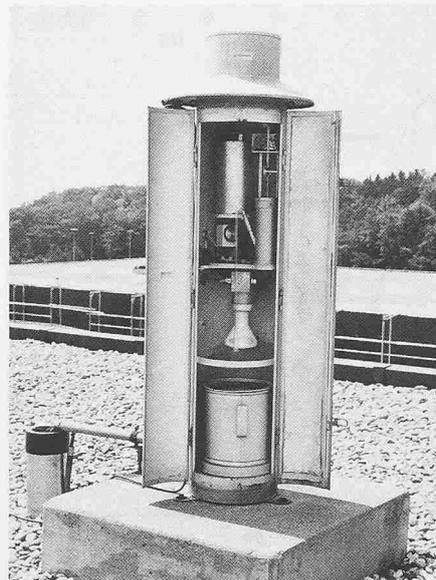
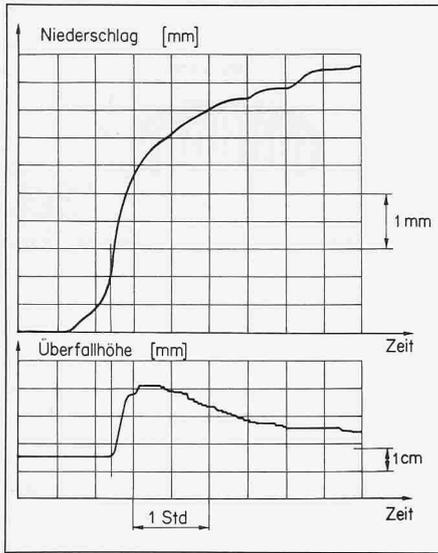


Bild 3 (unten). Systemskizze der Messanordnung

Bild 4 (Mitte). Hellmann-Regenmesser mit Potentiometer für elektrische Aufnahme des Messwertes

Bild 5 (rechts). Thomson-Überfall zur Messung des Abflusses mit Potentiometer zur Aufnahme des Wasserstandes





Vergleich der berechneten mit den gemessenen Abflussganglinien

Zur Verifikation des Modells wurde eine grössere Anzahl gemessener Ereignisse nachgerechnet. Versuche haben gezeigt, dass die Zeit, die verstreicht, bis das Wasser von einem Ablauftrichter auf dem Dach zur Mess-Stelle im Keller gelangt, von der Grössenordnung der Zeitauflösung der Aufzeichnung ist. Daraus folgt, dass der Beginn des abflussbildenden Niederschlages mit dem Zeitpunkt zusammenfällt, in dem der Abfluss anzusteigen beginnt (vgl. Bild 6).

Die zwei Teile des Daches, die auf verschiedenen Höhen liegen, wurden getrennt gerechnet. Der untere Teil hat zehn Abläufe mit einer Gesamtlänge

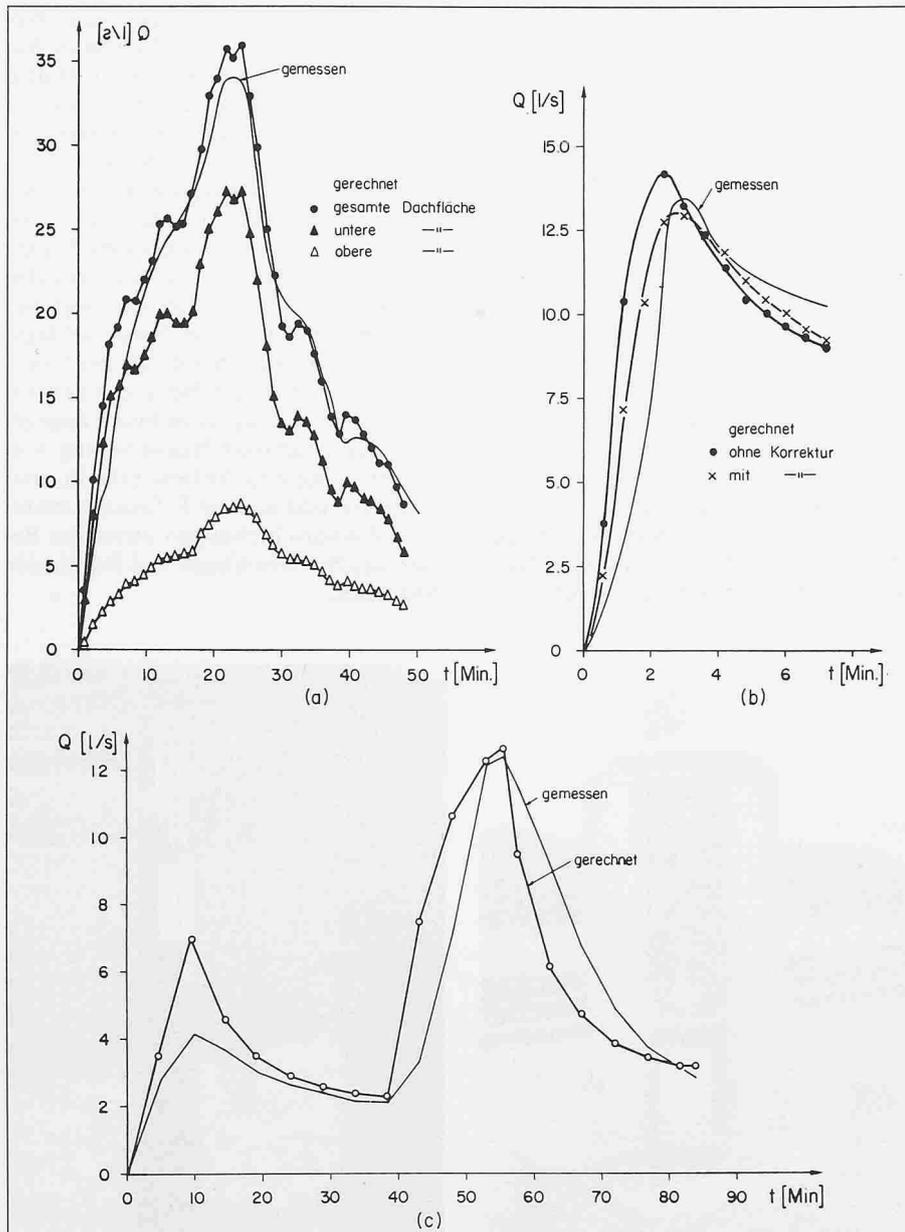
der Überfallkante von 8,3 m. Das Verhältnis totale Fläche zur kiesbedeckten Fläche dieses Dachteils beträgt 1,96. In der Berechnung wird als Dachfläche nur die kiesbedeckte Fläche eingeführt, dafür die Regenintensität mit dem Faktor 1,96 multipliziert. Die spezifische Überfall-Länge $l_{F,1}$ dieses Dachabschnittes beträgt $0,0147 \text{ m}^{-1}$. Der höher liegende Teil des Daches wird durch vier Abläufe entwässert, mit einer totalen Überfallkantenlänge von 3,32 m. Das Verhältnis totale Fläche zu kiesbedeckter Fläche beträgt 1,04, die spezifische Überfall-Länge $l_{F,2} = 0,0088 \text{ m}^{-1}$.

Die *Berechnungsergebnisse* von drei Regenereignissen, wovon (a) den höchsten gemessenen Abfluss und (b) die grösste gemessene Regenintensität aufweisen, sind in Bild 7 dargestellt. Im Beispiel (a) wurden zum Vergleich die Abflussganglinien der zwei Teilflächen des Daches zusätzlich eingezeichnet. Man erkennt daraus die dämpfende Wirkung kleiner l_F -Werte auf Schwankungen der Niederschlagsintensität.

Bild 6. Beispiel einer simultanen Registrierung des Niederschlages und des Abflusses

Bild 7. Vergleich der Berechnungen mit Messungen.

- a) Ereignis mit maximalem gemessenem Abfluss
- b) Ereignis mit maximaler gemessener Regenintensität
- c) Ereignis grosser Dauer, Rechnungsschritte 5mal grösser als in a) und b)



Im Beispiel (b) wurde eine Korrektur zur genaueren Erfassung des Abflusses aus den Betonflächen eingeführt. Die Korrektur ist nur bei sehr hohen Regenintensitäten sinnvoll. Das Beispiel (c) zeigt ein Ereignis grosser Dauer, in dem mit einem fünfmal grösseren Zeitschritt gerechnet wurde. In allen drei Beispielen, genau so, wie in allen anderen, die berechnet wurden, ist das Resultat befriedigend, vor allem, was die Berechnung des *Abfluss-Maximalwertes* betrifft.

Das Bemessungsproblem der Flachdachentwässerung

Die Entwässerung eines Flachdaches wird für einen Regen konstanter Intensität R und bestimmter Dauer T bemessen. Für eine konstante Regenintensität lässt sich Glg. (5) durch Separation der Variablen integrieren. Führt man die Abkürzung

$$(7) \quad a = \sqrt[3]{\frac{R}{c \cdot l_F}}$$

und die Substitution

$$(8) \quad \xi = \frac{\sqrt{h}}{a}$$

ein, so erhält man

$$(9) \quad f(\xi) = \ln \left(\frac{1 - \xi^3}{(1 + \xi)^3} \right) - 2\sqrt{3} \operatorname{arctg} \left(\frac{2\xi + 1}{\sqrt{3}} \right) + 2\sqrt{3} \operatorname{arctg} \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \right) = 2 \cdot a \cdot c \cdot l_F \cdot t$$

und daraus

$$(10) \quad t = \frac{f(\xi)}{2 \cdot a \cdot c \cdot l_F}$$

Aus (7) und (8), unter Berücksichtigung von (1), folgt

$$(11) \quad \xi^3 = \frac{c \cdot l_F \cdot h^{3/2}}{R} = \frac{c \cdot L \cdot h^{3/2}}{R \cdot F} = \alpha$$

Die dimensionslose Variable ξ ist in der dritten Potenz gehoben gleich dem Abflusskoeffizienten α für einen Regen konstanter Intensität. Der Variationsbereich von ξ liegt zwischen Null und eins. In Bild 8 ist $f(\xi)$ in diesem Variationsbereich von ξ dargestellt.

Mit Hilfe dieser Kurve und Glg. (10) lässt sich für jedes Dach, für das l_F bekannt ist, für jeden Regen konstanter Intensität R und für jedes ξ bzw. h die dazugehörige Zeit t , zu der sich h auf dem Dach einstellt, berechnen. Nachdem auf diese Art $h(t)$ bestimmt wird, kann daraus mit (1) $Q(t)$ berechnet werden. Für jede Regenintensität entsteht dadurch mit zunehmender Regendauer ein s-förmiger Hydrograph. In Bild 9 sind solche Hydrographen für verschiedene Regenintensitäten und für ein Dach mit $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ dargestellt.

Die Intensität des Regens der Dauer T wird nach Hörler [2] durch die Beziehung

$$(12) \quad R = \frac{K(z)}{T + B}$$

angegeben. $K(z)$ und B sind ortsabhängige Konstanten. K hängt zusätzlich von der Jährlichkeit z , bzw. von der Wahrscheinlichkeit $1/z$ des Auftretens der betreffenden Regenintensität ab (Bild 9).

Aus der Schar der s-förmigen Hydrographen für verschiedene Regenintensitäten und der Kurve, die die Regenintensität in Funktion der Dauer T für eine bestimmte Jährlichkeit z_i angibt, kann leicht $Q_{zi}(t)$ in Funktion der Regendauer für das gewählte z_i ermittelt werden (Bild 9). Man erkennt daraus, dass der Abfluss $Q_{zi}(t)$, trotz abnehmender Regenintensität, zunächst zunimmt und erst nach Erreichen eines Maximums $Q_M(z_i)$ abnimmt. Man kann nun für verschiedene Jährlichkeiten z_i diese Kurven konstruieren und erhält für jede ein $Q(z_i)$, das jeweils einer anderen Dauer $T_M(z_i)$ entspricht (Bild 10). Das Bemessungsproblem der Flachdachabläufe lässt sich nun wie folgt formulieren:

An einem Ort mit bekanntem B und einem gewählten $K(z_i)$ ist für ein Dach mit bekanntem l_F und für Regen der

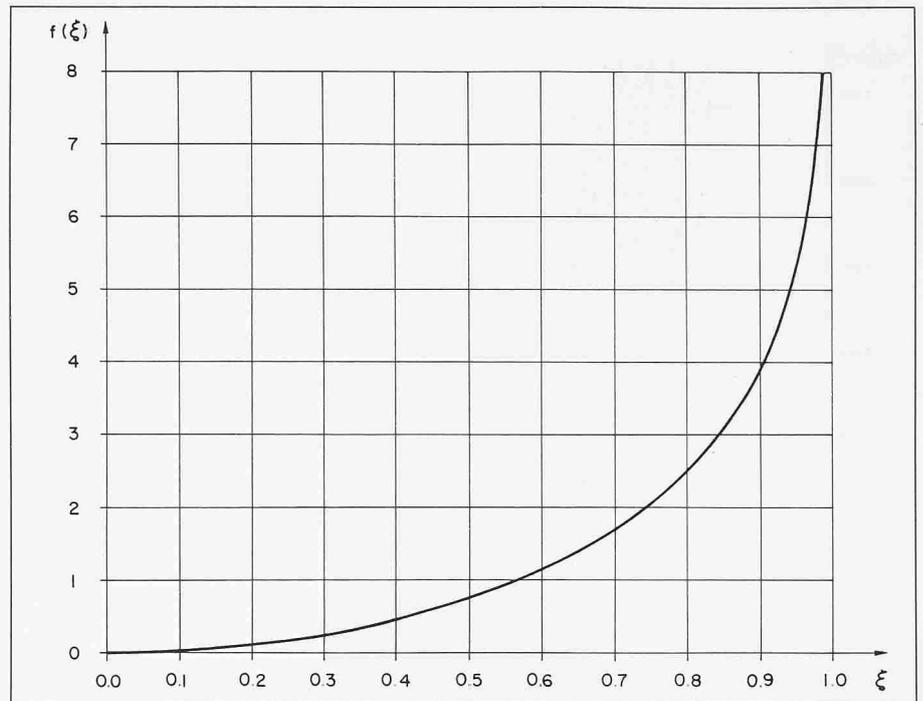


Bild 8. Darstellung der Funktion $f(\xi)$, Glg. (9)

Dauer $t = T$ die massgebende Regendauer T_M zu bestimmen, zu der nach Glg. (9) ξ bzw. h maximal wird. Aus (7) und (12) folgt

$$(13) \quad T = \frac{K(z)}{a^3 \cdot c \cdot l_F} - B$$

Glg. (9) hat demnach die Form

$$(14) \quad F(a(T)) = 0$$

Das Maximum lässt sich daraus mit der Beziehung

$$(15) \quad \frac{\delta F(a(T))}{\delta T} = \frac{\delta F}{\delta a} \cdot \frac{da}{dt}$$

ermitteln. Nach Durchführung der Differentiation erhält man

$$(16) \quad c \cdot l_F \cdot B \cdot a^6 + (2K - 2h - c \cdot l_F \cdot B \cdot h^{3/2}) a^3 - 2 \cdot K \cdot h^{3/2} = 0$$

Aus (16) und (7) können nun die Unbekannten a und h berechnet werden.

Die Gleichungen (9) und (16) wurden für ein Dach mit $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ unter Berücksichtigung von (7) und (8) und von Glg. (1) numerisch aufgelöst und das Resultat in Bild 11 dargestellt. Daraus lässt sich für jedes B zwischen 360s und 168s und für jedes K zwischen 6mm und 93mm die massgebende Abflussmenge Q_M und die massgebende Regendauer T_M für ein Dach mit der spezifischen Überfall-Länge $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ angeben. Der schattierte Bereich gibt die Grenzen an, innerhalb denen alle von Hörler angegebenen Werte von $K(z)$ und B liegen (Tabelle 1). In derselben Abbildung sind Q_M und T_M für $z = 10J$ an verschiedenen Orten eingetragen.

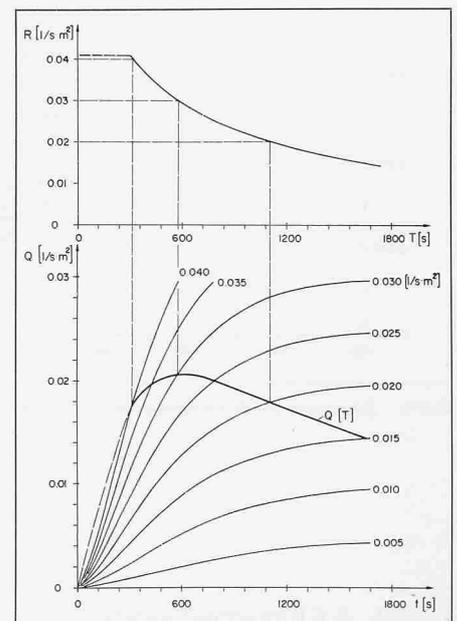
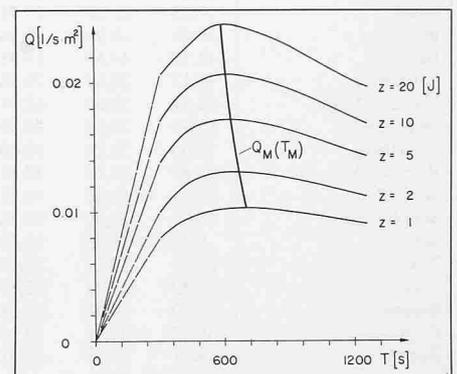


Bild 11. Bestimmung der massgebenden Regendauer $T_M(z_i)$ und des massgebenden Abflusses $Q_M(z_i)$ für die Regenintensitätskurve mit der Jährlichkeit z_i und einem Dach mit bekanntem l_F

Bild 10. Bestimmung von Q_M und T_M in Funktion von der Jährlichkeit z an einem Ort und einem Dach mit bekanntem l_F



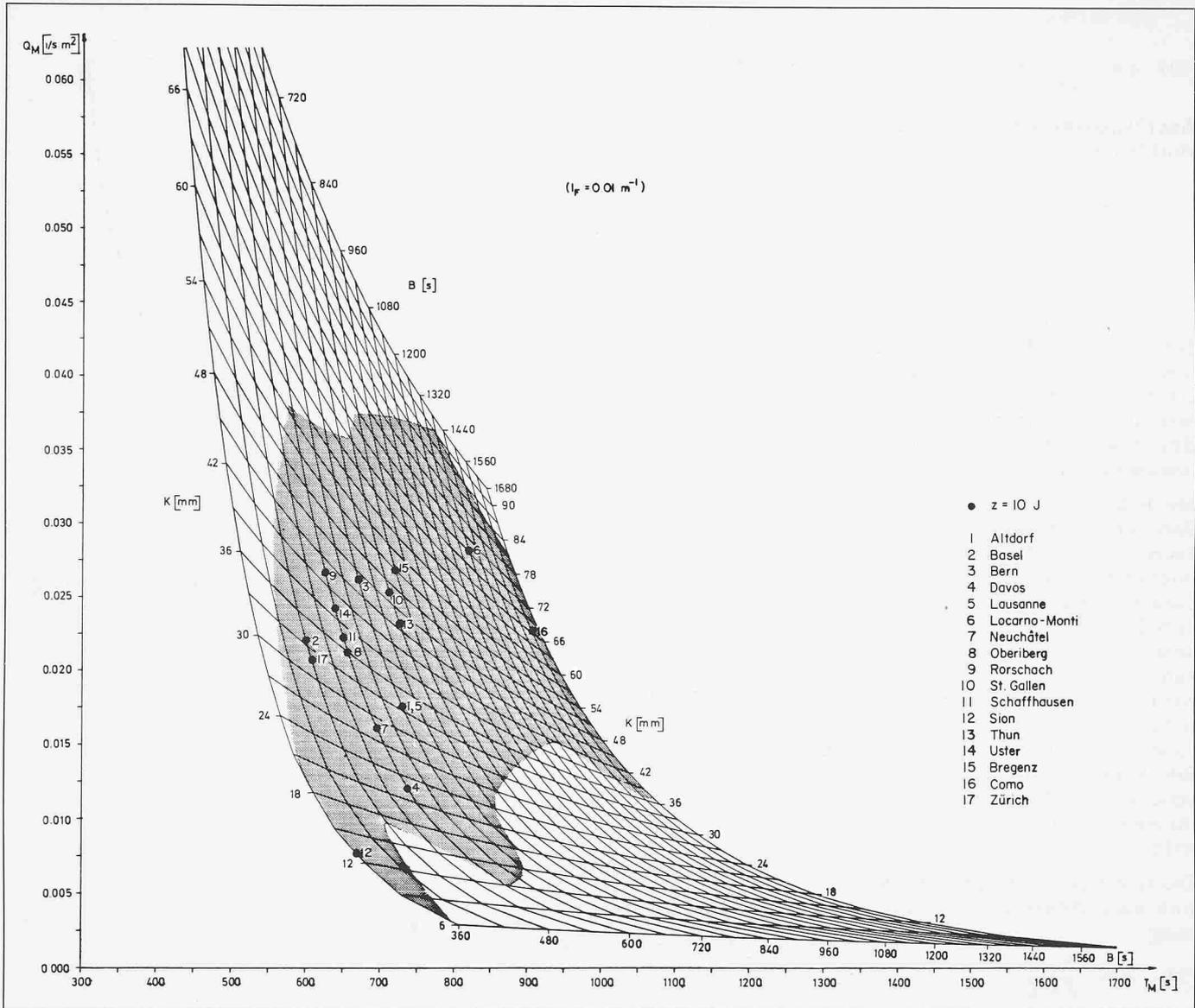


Bild 9. Diagramm zur Bestimmung von $T_{M,O}$ und $Q_{M,O}$ für ein Dach mit $l_F = 0,01 \text{ m}^{-1}$ in Funktion von B und $K(z)$ in der Formel (12) (vgl. auch Tabelle 1)

Tabelle 1. B, K Werte gemäss Gleichung (12)

| Werte | K (mm) | | | | | | | B (s) |
|---------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Werte/z = Anzahl Jahre, innert denen die Intensität einmal erreicht oder überschritten wird. | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 5 | 10 | 15 | 20 | (30) | |
| Altdorf | 14,88 | 21,12 | 27,72 | 33,36 | 36,90 | 39,60 | | 720 |
| Basel | 17,25 | 21,53 | 27,91 | 33,31 | 36,67 | 39,24 | 42,96 | 480 |
| Bern | 24,00 | 29,90 | 38,90 | 46,78 | 51,82 | 55,25 | 61,30 | 720 |
| Davos | 11,70 | 14,63 | 18,95 | 22,57 | 24,77 | 26,38 | 28,93 | 600 |
| Lausanne | 19,17 | 22,86 | 28,56 | 33,36 | 36,41 | 38,36 | 41,87 | 720 |
| Locarno-Monti | 42,41 | 50,68 | 62,51 | 72,26 | 78,24 | 82,86 | 89,27 | 1380 |
| Neuchâtel | 15,90 | 19,38 | 24,39 | 28,62 | 31,14 | 33,04 | 35,85 | 600 |
| Oberiberg | 18,00 | 22,80 | 30,00 | 36,00 | 39,84 | 42,60 | 47,10 | 600 |
| Rorschach | 20,40 | 26,38 | 35,47 | 43,37 | 48,41 | 52,22 | 57,82 | 600 |
| St. Gallen | 24,01 | 30,64 | 40,72 | 49,51 | 55,13 | 59,43 | 65,67 | 840 |
| Schaffhausen | 18,00 | 23,04 | 30,78 | 37,44 | 41,64 | 45,18 | 50,04 | 600 |
| Sion | 6,30 | 8,04 | 10,68 | 12,96 | 14,43 | 15,57 | 17,16 | 360 |
| Thun | 23,32 | 29,24 | 38,17 | 45,70 | 50,48 | 54,02 | 59,32 | 840 |
| Uster | 20,40 | 25,68 | 33,54 | 40,23 | 44,45 | 47,61 | 52,26 | 600 |
| Bregenz | 27,00 | 33,94 | 44,68 | 53,97 | 59,94 | 64,34 | 71,06 | 900 |
| Como | 38,05 | 45,82 | 57,15 | 66,47 | 72,34 | 76,60 | 82,88 | 1620 |
| Zürich | 18,22 | 21,98 | 27,41 | 31,88 | 34,63 | 36,68 | 39,64 | 480 |

Anwendung der Ergebnisse und Berechnungsvorgang

An einem Ort, an dem B und $K(z)$ bekannt sind (vgl. Tabelle 1) lassen sich für ein Flachdach mit der spezifischen Überfall-Länge $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ der massgebende Abfluss $Q_{M,O}$ und die massgebende Regendauer $T_{M,O}$ aus den Kurven in Bild 11 ablesen. In der Regel wird aber die spezifische Überfall-Länge verschieden von $0,01 \text{ m}^{-1}$ sein. Es ist deshalb erforderlich, Q_M und T_M für jedes beliebige l_F berechnen zu können. Die Gleichungen (9) und (16) können nicht explizit nach l_F aufgelöst werden. Man beachte aber, dass Glg. (16) durch Ableiten der Gleichung (9) nach T unter der Voraussetzung konstanter Regenintensität, d.h. konstanter B und K -Werten, gewonnen wurde. Der einzige freie Parameter ist demnach l_F . Es ist somit

zu erwarten, dass T_M nur von l_F und nicht auch von B und K abhängig ist. Zur Bestimmung dieser Abhängigkeit wurden Q_M und T_M für verschiedene l_F , B und K berechnet. Daraus ergab sich die Beziehung

$$(17) \quad T_M = T_{M,0} \cdot \sqrt{\frac{l_{F,0}}{l_F}}$$

wobei $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ und $T_{M,0}$ der aus Bild 11 abgelesene Wert ist. Die Berechnung gestaltet sich aufgrund dieser Ergebnisse wie folgt:

- Bestimmung der spezifischen Überfall-Länge des Daches l_F ,
- Wahl der gewünschten Jährlichkeit z_i und ablesen von B und $K(z)$ für den betreffenden Ort oder die betreffende Gegend aus Tabelle 1,
- Ermitteln von $T_{M,0}$ für das gewählte B , K -Paar aus Bild 11,
- Bestimmung von T_M mit Glg. (17),
- Berechnung von R_M mit Glg. (13); B und K in Tabelle 1 wurden so umgerechnet, dass in Glg. (13) T in Sekunden eingesetzt werden muss und R in $l/\text{m}^2 \text{ s}$ angegeben wird
- Berechnen von

$$(18) \quad f(\xi) = 0,428 T_M \sqrt[3]{R_M \cdot l_F^2}$$

in der Konstanten 0,428 ist der Umrechnungsfaktor für R_M von mm/s auf m/s enthalten.

- Ablesen von ξ für das gerechnete $f(\xi)$ aus Bild 8,
- Berechnung von

$$(19) \quad Q_M = \xi^3 \cdot R_M \cdot F$$

$$R_M \text{ in } l/\text{s} \cdot \text{m}^{-2}, F \text{ in } \text{m}^2, Q_M \text{ in } l/\text{s}$$

- wenn erwünscht, Berechnung von h_m mit Glg. (8).

Diskussion der Ergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchung zeigen, dass der Abflusskoeffizient α_s allgemein und der Spitzenabflusskoeffizient α insbesondere keine Konstanten sind. Sie hängen ab von der Regenintensität und der Regendauer, wobei für den Spitzenabflusskoeffizienten die letzte gleich der massgebenden Regendauer T_M zu setzen ist. Diese Abhängigkeit ist für ein Dach mit der spezifischen Überfall-Länge $l_F = 0,01 \text{ m}^{-1}$ in Bild 12b angegeben. Ausgeprägt ist die Abhängigkeit des Abflusskoeffizienten von der spezifischen Überfall-Länge des Daches. In Bild 12a ist diese Abhängigkeit für eine Regenintensität von $0,03 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ dargestellt. In beiden Darstellungen erhält man für genügend lange Regendauer t einen Abflusskoeffizienten von nahezu eins. Der Spitzenabflusskoeffizient, auf den es bei der Bemessung ankommt, entspricht aber einer massgebenden Zeit T_M , die meistens nicht allzugross ist (üblicherweise $T_M < 1000 \text{ s}$). Die Unterschiede in den entsprechenden Spitzenabflusskoeffizienten können dann beträchtlich werden.

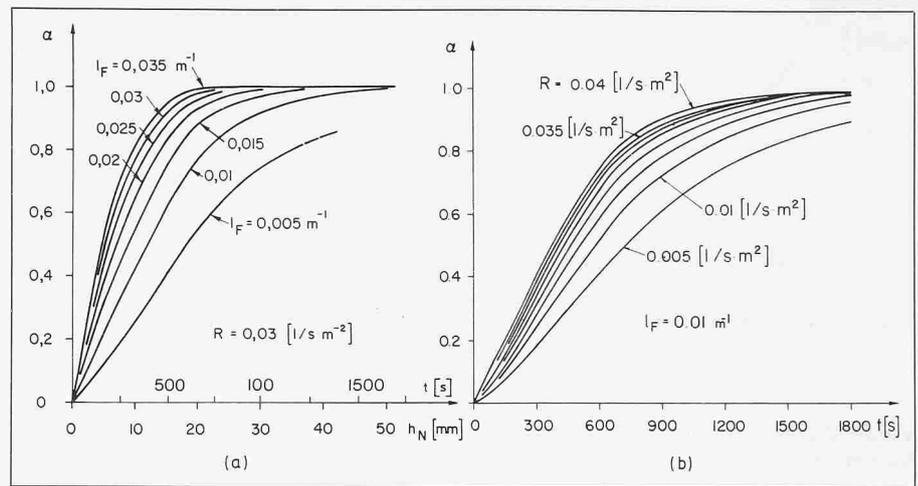


Bild 12a. Abhängigkeit des Abflusskoeffizienten von der spezifischen Überfall-Länge l_F für einen Regen der Intensität $R = 0,03 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ mit zunehmender Regendauer

Bild 12b. Abhängigkeit des Abflusskoeffizienten α für ein Dach mit $l_F = 0,01 \text{ m}^{-1}$ von der Regenintensität R und der Regendauer

Es gibt es keine feste, massgebende Regendauer (z.B. den 300s Regen), sondern entsprechend der spezifischen Überfall-Länge des Daches und für jede erwünschte Jährlichkeit z_i eine andere massgebende Regendauer und eine dazugehörige massgebende Regenintensität. Die Resultate dieser Untersuchung sind für die Entwässerung von horizontalen dichten Flächen gültig. Sie können dementsprechend auch für die Bemessung von Entwässerungen von Plätzen, Autoparkflächen, u.a. angewandt werden.

Ebenso gibt es keine feste, massgebende Regendauer (z.B. den 300s Regen), sondern entsprechend der spezifischen Überfall-Länge des Daches und für jede erwünschte Jährlichkeit z_i eine andere massgebende Regendauer und eine dazugehörige massgebende Regenintensität. Die Resultate dieser Untersuchung sind für die Entwässerung von horizontalen dichten Flächen gültig. Sie können dementsprechend auch für die Bemessung von Entwässerungen von Plätzen, Autoparkflächen, u.a. angewandt werden.

Glg. (17) ergibt

$$T_M = 671 \cdot \frac{1}{0,885^{1/2}} = 713 \text{ s}$$

$$R_M = \frac{720}{713 + 4678} = 0,03261 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$$

nach Glg. (12)

Aus Glg. (18)

$$f(\xi) = 0,428 \cdot 713 \sqrt[3]{0,03264 \cdot 0,00885^2} = 4,17$$

$$\xi^3 = 0,761 = \alpha_s \text{ aus Diagramm Bild 8}$$

$$Q_M = 0,761 \cdot 0,03264 \cdot 750 = 18,6 \text{ l/s}$$

Befindet sich das Dach in Altdorf, so ergibt die Berechnung für $z = 10$ Jahre

$$\alpha_s = 0,743 \quad Q_M = 12,4 \text{ l/s} \quad T_M = 778 \text{ s}$$

Die Berechnung nach der heute gültigen Norm würde für ein Kiesklebedach mit $\alpha_s = 0,6$ in der ganzen Schweiz $Q_M = 18 \text{ l/s}$ und für ein Flachdach ohne Schutzschicht mit $\alpha_s = 1$ $Q_M = 30 \text{ l/s}$ ergeben.

Anwendungsbeispiele

Beispiel 1: Berechnung von Q_M , T_M und R_M für ein Flachdach mit einer Fläche von 750 m^2 und acht Abläufen mit je $0,83 \text{ m}$ Überfall-Länge. Das Dach soll sich in Bern befinden und für einen Regen mit der Jährlichkeit $z = 10$ Jahre berechnet werden.

$$l_F = \frac{8 \cdot 0,83}{750} = 0,00885 \text{ m}^{-1}$$

Tabelle 1: $B = 720 \text{ s}$, $K(10) = 46,78 \text{ mm}$
 Aus Bild 11: $Q_{M,0} = 0,0061 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$,
 $T_{M,0} = 671 \text{ s}$

Beispiel 2: Es ist oft erwünscht, die Bemessung eines Daches so vorzunehmen, dass der Wasserstand für den massgebenden Regen mit der erwünschten Jährlichkeit ein bestimmtes Mass nicht übersteigt, z.B. bei einem Kiesklebedach mit Rücksicht auf die Anordnung der Schwellen von Zugangstüren oder den Koten der Sicherheitsüberläufe. Für das im Beispiel 1 behandelte Dach in Bern gestaltet sich die Berechnung wie folgt:

Mächtigkeit der Kiesabdeckung von berfallkante aus gemessen: 40 mm .
 $t \varnothing = 0,4$. Daraus zulässiger Überstau
 $h = 40 \cdot 0,4 = 16 \text{ mm}$. Gesucht l_F , für welche die gestellte Bedingung erfüllt wird.

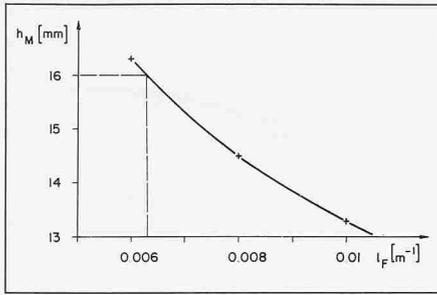


Bild 13. Ermittlung von l_F in Beispiel 2

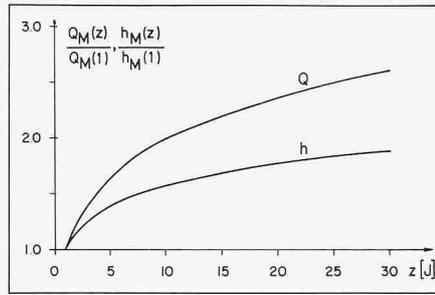


Bild 14. Ermittlung der Verhältnisse $Q_M(z)/Q_M(z=1)$, $h_M(z)/h_M(z=1)$ für ein Dach mit $l_F = 0,01 \text{ m}^{-1}$

Vorgehen: Berechnen von Q_M , bzw. h_M für verschiedene l_F .

| | | | |
|--|---------|---------|--------|
| $l_F \text{ m}^{-1}$ | 0,01 | 0,008 | 0,006 |
| $T_M \text{ s}$ | 671 | 750 | 866 |
| $R_M \text{ l} \cdot \text{s}^{-1} \text{ m}^{-2}$ | 0,03363 | 0,03182 | 0,0295 |
| $f(\xi)$ | 4,3 | 4,07 | 3,78 |
| $\xi^3 = \alpha_s$ | 0,774 | 0,749 | 0,717 |
| $Q_M \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$ | 19,5 | 17,9 | 15,9 |
| $h_m \text{ mm}$ | 13,3 | 14,5 | 16,3 |

Aufzeichnen der Beziehung h_M , l_F (Bild 13). Ablesen von $l_F = 0,064 \text{ m}^{-1}$ für $h_M = 16 \text{ mm}$. Berechnung von $Q_M = 16,6$

l/s mit Glg. (6). Die erforderliche Länge der Überfallkante für ein Dach von 750 m^2 beträgt in dem Fall $4,8 \text{ m}$. Dies entspricht sechs Überläufen der im Beispiel 1 angegebenen Grösse.

Beispiel 3: Bei Bemessungen, wie sie im Beispiel 2 durchgeführt wurden, stellt sich die Frage nach der Sicherheit des «Überlaufens» bei Regenereignissen höherer Jährlichkeit. Einen Anhaltspunkt dafür gibt Bild 14, in der $Q_M(Z)/Q_M(1)$ und $h_M(Z)/h_M(1)$ für ein Dach mit $l_{F,0} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ in Zürich in Funktion von z angegeben wird.

Daraus lassen sich die Sicherheitsfaktoren

$$\frac{Q_M(30)}{Q_M(10)} = 1,3 \text{ und für}$$

$$\frac{h_M(30)}{h_M(10)} = 1,2 \text{ ablesen.}$$

Diese Faktoren werden von l_F -Änderungen wenig beeinflusst. Einen grösseren Einfluss hat hingegen die Änderung von $K(z)$ mit z . An Orten, an denen $K(z)$ stark ändert, werden grössere Sicherheitsfaktoren einzuführen sein.

Literaturverzeichnis

- [1] Schweiz. Spenglermeister- und Installateurverband (SSIV) (übernommen von SAAI), Schweizer Norm SN 565010, Juni 1978
- [2] Hörler, Arnold, Sonderdruck aus dem Ingenieur-Handbuch, Band II, 1966

Adresse der Verfasser: Prof. Dr. Th. Dracos, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich, Hönggerberg, 8093 Zürich; J. Werder, dipl. Ing. ETH, Hubstr. 24, 8942 Oberrieden; E. Haltiner, Ing. HTL, Chef Abt. Technik und Kalkulation, SSIV, Auf der Mauer 11, 8001 Zürich.