9/133
157

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
der
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen 157

Kolk an Gebäuden in Überschwemmungsebenen

Alexander Kohli

Zürich, 1998

Herausgeber: Prof. Dr. Dr.h.c. D. Vischer

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer

Nr. 129 1994 Markus Schwalt
Vereinigung schiessender Abflüsse und
ihre Optimierung durch die Deckplatte

Nr. 130 1994 G. Hilmar Gudmundsson
Glacier sliding over sinusoidal bed and the characteristics
of creeping flow over bedrock undulations

Nr. 131 1994 G. Hilmar Gudmundsson
Converging glacier flow - a case study:
the Unteraarglacier

Nr. 132 1994 Martin Hölzle
Permafrost und Gletscher im Oberengadin.
Grundlagen und Anwendungsbeispiele für automatisierte Schätzverfahren

Nr. 133 1994 Cornel J. Beffa
Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen

Nr. 134 1994 Christian K. Speck
Änderung des Grundwasserregimes unter dem Einfluss von Gletschern
und Permafrost

Nr. 135 1995 Gerhard Heinz
Strömungen im Bodensee, Ergebnisse einer Messkampagne im Herbst 1993

Nr. 136 1995 Judith Ueberl
Verbesserung der Absetzwirkung von Nachklärbecken

Nr. 137 1995 Dieter R. Müller
Auflaufen und Überschwappen von Impulswellen an Talsperren

Nr. 138 1995 Ronald P. Hunziker
Fraktionsweiser Geschiebetransport

Nr. 139 1995 Benno Zarn, Matthias Oplatka, Stefano Pellandini, Matjaž Mikoš,
Ronald Hunziker, Martin Jäggi
Geschiebehaushalt Alpenrhein

Nr. 140 1995 Roger Reinauer
Kanalkontraktionen bei schiessendem Abfluss und Stosswellen-
reduktion mit Diffratoren

Nr. 141 1996 Stefan Keller
Physikalische Simulation von Staublawinen
Experimente zur Dynamik im dreidimensionalen Auslauf

Nr. 142 1996 Internationales Symposium über Verlandung von Stauseen und
Stauhaltungen, 28./29

ETH-VAW (Zürich)



EM000004563184

Nr. 143 1996 Internationales Sympo d
Stauhaltungen, 28./29

Nr. 144 1996 Patrik Baumer
Leistungssteigerung von Nachklärbecken mit Hilfe von Einbauten.
Strömungs- und Absetzmessungen an einer halbtechnischen
Versuchsanlage

9/13

Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen **157**

Kolk an Gebäuden in Überschwemmungsebenen

Alexander Kohli

Zürich, 1998

Herausgeber: Prof. Dr. Dr.h.c. D. Vischer

I VORWORT

Um sämtliche Möglichkeiten des Hochwasserschutzes auszunutzen, wird heute vermehrt auch Objektschutz in Betracht gezogen. Dabei geht es unter anderem um die hochwasserfeste Ausbildung von gefährdeten Bauten. Für dieses "Flood Proofing" gibt es in einigen anderen Ländern bereits Richtlinien. Bekannt sind insbesondere jene des US Corps of Engineers. Doch liegt diesen ein Gefährdungsbild zugrunde, das für ausufernde Flüsse im Flachland gilt. Dort steigen und fliessen die Fluten nur langsam und erzeugen - ausser bei Dammbrüchen - keine Massenbewegungen. Anders ist es bei ausufernden Flüssen im Gebirge oder am Fuss desselben. Die Hochwasser schwellen erheblich rascher an und fliessen schneller. Dementsprechend führen sie auch sehr viel mehr Feststoffe mit sich, die sie in die Überschwemmungsebenen hinaustragen. Ihre Strömungen sind aber bisweilen so stark, dass sie dort auch Erosionen erzeugen können.

In diesem Zusammenhang widmete sich Dr. Kohli unter der Betreuung von PD Dr. Willi Hager der Erosion im Bereich von Gebäuden. Seine Arbeit zielte einerseits darauf ab, die zeitliche und räumliche Entwicklung dieser Gefährdung zu erfassen. Andererseits suchte er nach praxistauglichen Massnahmen für einen wirksamen Erosionsschutz.

Die entsprechenden Untersuchungen stützten sich in erster Linie auf hydraulische Modellversuche. Dr. Kohli baute einen Versuchskanal mit einer Sohle aus rolligem Material. In diesen Kanal stellte er quaderförmige Hindernisse, welche die Gebäude simulierten. Die Parameter waren die Gebäudeabmessungen, die Eigenschaften des Sohlenmaterials und die Anströmungsbedingungen, wie die Wassertiefe, die Fliessgeschwindigkeit und der Anströmwinkel. Als repräsentative Grösse für die Erosion wurde die maximale Erosionstiefe, also die sogenannte Kolktiefe gemessen.

Für die Praxis von Bedeutung ist, dass mit der vorliegenden Arbeit nun konkrete Angaben über die Kolkbildung an Gebäuden zur Verfügung stehen. Diese Angaben lassen sich auch auf Brückenwiderlager, Pfeiler und umströmte Baugruben übertragen. Ferner wird eine Idee für den entsprechenden Schutz der Gebäude mit einer Geotextilmatte präsentiert.

Prof. Dr. Helmut Scheuerlein von der T.U. Innsbruck danken wir für die kritische Durchsicht dieses Berichts und die hilfreichen Bemerkungen. Die Finanzierung der Arbeit erfolgte weitgehend durch den Schweizerischen Nationalfonds, dem dafür ebenfalls Dank gebührt.

Prof. Dr.Dr.h.c. D. Vischer

II INHALTSVERZEICHNIS

I VORWORT ... 3
II INHALTSVERZEICHNIS ... 5
III ZUSAMMENFASSUNG ... 9
IV RESUMÉ ... 11
V ABSTRACT ... 13
1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG ... 15
1.1 Problemstellung ... 15
1.2 Zielsetzungen ... 17
1.3 Abgrenzungen und Annahmen ... 18
2 GRUNDLAGEN UND LITERATURÜBERSICHT ... 20
2.1 Einleitung ... 20
2.2 Strömung um prismatische Körper ... 20
2.3 Bewegung und Erosion von Sedimenten ... 22
2.3.1 Stabilität des Einzelkorns ... 22
2.3.2 Transportbeginn ... 24
2.3.3 Rauhigkeit und Geschwindigkeitsverteilung ... 28
2.3.4 Schleppspannungsverhältnisse ... 30
2.4 Lokale Kolkerosion ... 31
2.4.1 Allgemeines ... 31
2.4.2 Kolkvorgang - Hindernisgeometrie ... 33
2.4.3 Kolkvorgang - Strömungsverhältnisse ... 35
2.4.4 Wirbelfelder ... 36
2.4.5 Wirbeltätigkeit und Kolktiefe ... 37
2.4.6 Zeitliches Verhalten der Kolktiefe ... 39
2.4.7 Geometrie des Kolklochs ... 41
2.4.8 Bemessungsprinzipien für die Endkolktiefe ... 43

2.5 Kolkschutzmethoden 46
2.5.1 Allgemeines 46
2.5.2 Strömungsberuhigende Massnahmen 47
2.5.3 Erosionshemmende Massnahmen 49
2.6 Zusammenfassung und Folgerungen 52
2.7 Bezeichnungen 53
3 HYDRAULISCHE MODELLUNTERSUCHUNGEN 56
3.1 Modellähnlichkeit 56
3.1.1 Grundlagen 56
3.1.2 Dimensionsanalyse 58
3.1.3 Der Gebäudekolk als Froudemodell 59
3.1.4 Variable Parameter 61
3.2 Versuchstaktik - Stufenweises Vorgehen 62
3.3 Aufbau und Betrieb des Versuchskanals 64
3.3.1 Kanalgeometrie, Hydraulik 64
3.3.2 Kanalkonstruktion 66
3.3.3 Betrieb des Kanals 68
3.4 Versuchsmodelle und Messpunkte 69
3.4.1 Modellgeometrie 69
3.4.2 Modellanordnung 70
3.4.3 Verhältnis Gebäudebreite - Zuflusstiefe 71
3.4.4 Messpunkte 72
3.5 Messgrössen und Messtechnik 72
3.5.1 Messgrössen 72
3.5.2 Stechpegel 73
3.5.3 Induktiver Durchflussmesser (IDM) 74
3.5.4 Acoustic-Doppler-Velocimeter (ADV) 75
3.6 Visualisierung der Strömungsverhältnisse 75
3.7 Bezeichnungen 76

4 KOLK AM UNVERBAUTEN GEBÄUDE 78
4.1 Einleitung 78
4.2 Zeitabhängige Beschreibung des Kolkvorganges 78
4.2.1 Grundformel 78
4.2.2 Normierungen 81
4.2.3 Folgerungen 82
4.3 Voruntersuchungen 83
4.3.1 Versuchsprogramm 83
4.3.2 Randeffekte 84
4.3.3 Lagerungsdichte des Sediments 86
4.3.4 Zusammenfassung und Folgerungen 86
4.4 Untersuchung der Kolktiefe 87
4.4.1 Versuchsprogramm 87
4.4.2 Einflüsse der Froudezahl und der Wassertiefe 88
4.4.3 Einfluss des Anströmungswinkels 89
4.4.4 Einfluss der Gebäudegeometrie 91
4.4.5 Einfluss der Korngrösse und Kornverteilung 92
4.5 Allgemeine Gebäudekolkgleichung 95
4.5.1 Korrelation der Versuchsdaten 95
4.5.2 Fortpflanzung von Messfehlern 96
4.6 Untersuchung der Kolkoberwasserlänge 98
4.6.1 Einleitung 98
4.6.2 Oberwasserlänge in Funktion der Zeit 99
4.7 Zusammenfassung 101
4.8 Bezeichnungen 102
5 KOLK AM VERBAUTEN GEBÄUDE 104
5.1 Einleitung 104
5.2 Vorversuche 105
5.2.1 Prinzip der Kolkreduktion 105

5.2.2 Verbauungsvarianten 106
5.2.3 Bewertung Verbauungsvarianten 110
5.2.4 Bestvariante 111
5.3 Verbauung mittels Geotextil-Drainmatte 112
5.3.1 Einbau 112
5.3.2 Optimierung der Verbauungsbreite 114
5.4 Zusammenfassung und Folgerungen 118
5.5 Bezeichnungen 119
6 BEMESSUNGSVORGEHEN UND BEISPIELE 120
6.1 Einleitung 120
6.2 Bemessungsvorgehen 120
6.2.1 Ausgangsgrössen 120
6.2.2 Vorgehen 121
6.3 Bemessungsbeispiele 124
6.3.1 Einführung 124
6.3.2 Beispiel A 124
6.3.3 Beispiel B 125
6.4 Folgerungen 126
6.5 Bezeichnungen 127
7 SCHLUSSWORT 128
8 ANHANG: MESSDATEN VERSUCHE OHNE VERBAUUNG ... 130
9 LITERATURVERZEICHNIS UND REFERENZEN 135

III ZUSAMMENFASSUNG

Erosionsauswirkungen an Gebäuden in alluvialen Überschwemmungsebenen können zu beträchtlichen Schäden wie Fassadeneinstürzen, Kippen des Gebäudes bis hin zum statischen Gebäudeversagen führen. Bisher sind keine hydraulischen Methoden bekannt, um einerseits das Ausmass derartiger Kolkerosion im Verlauf der Zeit zu berechnen und andererseits den Kolk im Nahbereich des Gebäudes zu vermindern, bzw. zu verhindern. Die vorliegende Arbeit versucht diese Lücke zu schliessen durch die Entwicklung von zeitabhängigen, geschlossenen Beziehungen zur Abschätzung der maximalen Kolktiefe am Gebäude sowie der Oberstromausdehnung des Kolklochs. Im weiteren werden Bemessungsgrundlagen für die Kolkschutzverbauung mit einer Geotextil-Drainmatte angegeben.

Als lokale Erosionsphänomene werden Kolke seit Anfang dieses Jahrhunderts untersucht. Somit kann für diese Studie auf den Erkenntnissen der Brückenpfeiler- und Brückenwiderlagerforschung aufgebaut werden.

In physikalischen Modellversuchen wird der zeitliche Kolkverlauf an quaderförmigen Gebäuden auf rolligen Böden untersucht. Als Hauptparameter der Kolkabschätzung wird die *maximale Kolktiefe* in Funktion der *densimetrischen Froudezahl* sowie einer *Relativzeit* beschrieben. Berücksichtigt werden dabei die Zuflussgrössen Wassertiefe und Fliessgeschwindigkeit, die Sedimentgrössen Dichte und Korndurchmesser, die geometrischen Grössen Gebäudebreite und -länge sowie der Anströmungswinkel auf das Gebäude. Aufgrund der Versuchsmessgenauigkeit beträgt der nach Fehlerfortpflanzungsgesetz berechnete Fehler für die gefundene Beziehung unabhängig von der Versuchszeit weniger als 10 %. Der vorgeschlagene Ausdruck eignet sich ausserdem für die Kolkabschätzung an Brückenwiderlagern, welche mit dem vorliegenden Problem verwandt sind.

Ist die potentielle Kolktiefe grösser als die Gefährdungstiefe des Gebäudes, so wird der Einbau einer *Geotextil-Drainmattenverbauung* mit Blockwurfverstärkung vorgeschlagen. Dabei wird als Dimensionierungsgrösse die *Verbauungsbreite* in Funktion der *densimetrischen Froudezahl* definiert. Die empfohlene Art der Verbauung bewirkt eine Verlagerung der Erosion ins seitliche Unterwasser des Gebäudes und reduziert den Kolk am Gebäude nachhaltig. Im Eckbereich des Gebäudes ist unter der Verbauungsmatte ein lokal begrenzter Blockwurf zum Schutz gegen Unterspülung der Matte anzuordnen. Diese Verbauungsart eignet sich vor allem für Überschwemmungsebenen mit kleineren Froudezahlen, als sie in Hauptgerinnen vorherrschen. Derartige Zustände spielen demnach in Überschwemmungsebenen eine dominierende Rolle.

Schliesslich wird dem projektierenden Ingenieur einerseits eine praxistaugliche Abschätzung für die zu erwartende Kolktiefe und andererseits ein Dimensionierungsalgorithmus für die Geotextil-Drainmattenverbauung vorgeschlagen. Beide Berechnungsverfahren werden an Beispielen erläutert.

Als wesentliche *theoretische Erkenntnis* ist die Tatsache zu werten, wonach die gefundenen Beziehungen sowohl für die Kolktiefenentwicklung und Oberwasserlänge als auch für die Bemessung der Verbauungsbreite in Funktion der *densimetrischen Froudezahl* resultieren. Diese Grösse eignet sich offensichtlich aufgrund ihrer bivalenten Charakteristik aus Strömungsintensität und Granulometrie gut zur Erfassung der Dynamik von beliebigen Kolkvorgängen.

IV RÉSUMÉ

L'érosion due au courant d'eau agissant sur des bâtiments construits dans une plaine alluviale inondable peuvent engendrer des dégâts considérables, tels que l'effondrement de façades et le basculement de l'immeuble conduisant souvent à la défaillance du système statique. Jusqu'ici, aucune méthode hydraulique n'a été développée pour, d'une part, calculer l'ampleur de l'affouillement en fonction du temps et, d'autre part, pour réduire voire supprimer l'érosion du lit au voisinage immédiat du bâtiment. La présente étude tente de combler cette lacune en proposant des relations cohérentes dépendant du paramètre "temps" et permettant d'estimer l'affouillement maximum à attendre près de l'obstacle ainsi que son étendue vers l'amont. De plus, des bases pour le dimensionnement d'ouvrages de protection contre l'affouillement, constitués de tapis de drainage en géotextile, sont données.

En tant que phénomènes localisés dus à l'érosion, les affouillements sont étudiés depuis le début du siècle. Il est donc possible d'appuyer ce travail sur les connaissances acquises dans la recherche concernant les culées et les piles des ponts.

L'évolution temporelle de l'affouillement, causé dans un sol granuleux à proximité de bâtiments de section rectangulaire, a été déterminée sur la base d'essais réalisés en modèle hydraulique. La relation principale utilisée pour décrire ce phénomène, à savoir la *profondeur maximale d'affouillement* exprimée en fonction du *nombre densimétrique de Froude* et d'un *temps relatif,* est présentée. Cette approche prend en considération la profondeur et la vitesse d'écoulement à l'amont de l'obstacle, la densité et le diamètre des grains caractérisant le sédiment, la largeur et la longueur du bâtiment ainsi que l'angle d'incidence des filets liquides. Compte tenu de la précision des mesures effectuées et de la loi de propagation des erreurs selon Gauss, l'erreur commise en utilisant la

relation trouvée est inférieure à 10 % et indépendante du temps d'essai. L'expression proposée peut être également utilisée pour estimer l'affouillement des culées de ponts, phénomène apparenté à celui que cette étude analyse.

Si la profondeur potentielle d'affouillement est supérieure à la profondeur critique pour laquelle le bâtiment est mis en danger, l'utilisation d'un *tapis de drainage en géotextile* renforcé par des blocs est proposée. La *largeur du tapis de protection* exprimée en fonction du *nombre densimétrique de Froude* fournit un critère de dimensionnement. La mesure de protection recommandée a pour effet de déplacer la zone d'érosion sur le côté, vers l'aval du bâtiment. L'affouillement de ce dernier s'en trouve fortement réduit. Dans la zone située à l'angle de l'ouvrage, des blocs doivent être placés localement sous le tapis de protection afin d'éviter un délavage du sol à cet endroit. Ce type de protection est particulièrement indiqué dans les plaines inondables caractérisées par des nombres de Froude plus faibles que ceux rencontrés dans les chenaux principaux.

Finalement, une méthode pratique d'estimation de la profondeur d'affouillement à attendre, ainsi qu'un algorithme utilisable pour le dimensionnement des tapis de protection en géotextile, sont proposés à l'ingénieur responsable de l'élaboration de projets. Les deux procédés de calcul sont illustrés à l'aide d'exemples.

Sur le plan de la *théorie*, on constate principalement que les relations trouvées pour l'évolution de la profondeur d'affouillement, pour l'extension de celui-ci vers l'amont, respectivement pour le dimensionnement de la largeur de la zone de protection nécessaire, sont des fonctions du *nombre densimétrique de Froude* . De par sa caractéristique bivalente qui prend en compte l'intensité de l'écoulement et la granulométrie du matériau solide, cette grandeur est bien appropriée pour décrire la dynamique des phénomènes d'affouillement rencontrés en nature.

V ABSTRACT

Building erosion in alluvial flood plains may cause significant damages, such as collapse of walls, tilting up to static failure of the building. Up today, methods to predict scour processes around buildings are unknown, and means to reduce the scour progress have not been advanced. This project aims to fill this gap by developing relations for the estimation of the temporal scour formation. In addition a design basis is proposed for significant scour reduction in flood plains, using geotextile mattresses.

Scour as a local erosion phenomenon have been investigated since the beginning of this century. This project is based on the knowledge on scour research relating to bridge piers and abutments.

The temporal scour process is investigated for square house located in cohesionless material using hydraulic experimentation. The main parameter investigated is the maximum scour depth as a function of dimensionless time and the densimetric Froude number. The effects of approach velocity and approach flow depth, the granulometry expressed with sediment density and grain diameters, and the building parameters width, length and angle of attack are accounted for. The predictions compare with observations within a coefficient of determination of 82 %. The accuracy of observations based on the Gauss law is better than 10 %. The scour equations proposed are also valid for abutments.

Provided the scour depth is larger than the critical damage depth, scour can be significantly reduced with a geotextile mattress that is reinforced with a standard riprap in the building corners. The width of mattress depends essentially on the densimetric Froude number. The proposed design causes a shift of scour location away from the building corners downstream and laterally away from the building walls. This proposal seems to be par-

ticularly suited for flood plains with a relatively small densimetric Froude number.

A design procedure for geotextile mattresses is proposed to protect buildings that are potentially endangered by scour. Also, examples for the prediction of the scour geometry of the unprotected building are presented. These relations are based on systematic experimentation and a hydraulic approach. The densimetric Froude number in particular corresponds to an index describing the effects of approach flow and granulometry. The procedure may easily be extended to other scour phenomena.

1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG

1.1 Problemstellung

Die Alpenländer werden in den letzten Jahren durch Naturkatastrophen heimgesucht, welche nicht selten über die Ufer tretende Bäche und Flüsse nach sich ziehen. Derart ausufernde Gewässer treffen auf ungeschützte Bauten und richten unter Umständen ein grosses Zerstörungswerk an (Abb. 1.1). Allein die Unwetterkatastrophe von Brig 1987 (Wallis, Schweiz) hat einen Schaden von knapp 1 Mrd. Franken nach sich gezogen, wobei Gebäudeschäden einen beachtlichen Anteil ausgemacht haben. Heute werden in Europa Einzelhäuser oder gar ganze Siedlungen kaum direkt gegen Hochwasser geschützt (Egli 1996). Im nordamerikanischen Raum hingegen wird der Hochwasserschutz im und am Gebäude im Sinne von *flood-proofing* betrieben (Vischer 1994).

Hochwasserabflüsse können auf Bauobjekte eine mehrfache Wirkung haben:

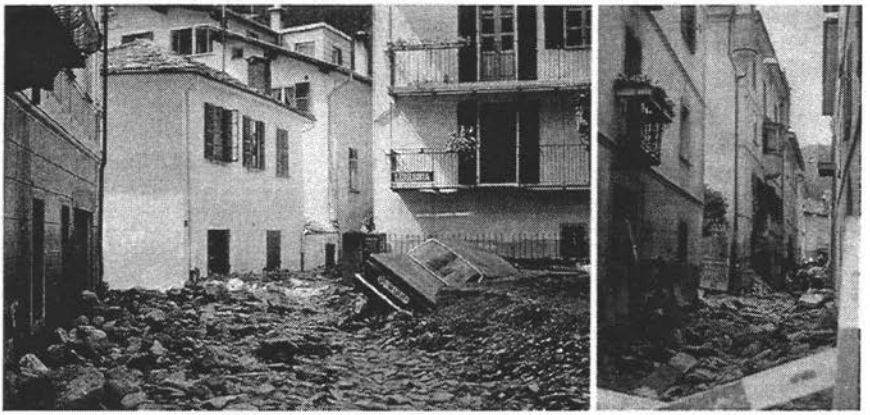
- *Aufpralleffekt* durch dynamische Kräfte beim Auftreffen einer Hochwasserfront,



Abb. 1.1 **Unwetterkatastrophe 1987** in Hasle bei Burgdorf, Schweiz.

- *Stosseffekte* durch Druckunterschiede zwischen dem Hochwasserspiegel und dem Wasserspiegel im Objekt,
- *Auftriebseffekt* durch allseitigen Einstau des Objekts,
- *Aggradationseffekt* durch lokale Ablagerung von Sedimenten im und um das Objekt (Abb. 1.2 a) und
- *Erosionseffekt* durch lokale Erosion des Geländes um das Objekt (Abb. 1.2 b).

Die beiden erstgenannten Effekte treten hauptsächlich in unmittelbarer Flussnähe auf, entsprechend begrenzt sind daher Schutzmöglichkeiten. Schäden infolge Auftrieb sind in Mitteleuropa wegen der soliden Bauweise wenig relevant. Aggradation findet bei geringen Fliessgeschwindigkeiten überall im Überschwemmungsgebiet statt und kann lokal lediglich durch Rückdämmung des überfluteten Bereiches verhindert werden. Oft werden Erosionseffekte in Überschwemmungsebenen, die sich generell durch eine geringe Strömung des Hochwassers kennzeichnen, festgestellt (Abb. 1.3).
Als lokale Erosionsschäden werden Kolke seit Anfang dieses Jahrhunderts untersucht. Dabei werden auch heute vorwiegend Experimente zur Ana-



a) b)

Abb. 1.2 **Schäden von Überschwemmungen** durch a) Sedimentaggradation und b) Erosion des Terrains anlässlich der Unwetterkatastrophe 1987 in Poschiavo, Schweiz.

lyse herangezogen, da eine numerische Simulation von derart komplexen Zweiphasenströmungen noch in den Kinderschuhen steckt. Die Forschung hat sich vorerst auf die vordringlichen Probleme wie Absturzkolke und Pfeilerkolke bei Brückenbauwerken konzentriert (Breusers und Raudkivi 1991). Untersuchungen, die quergestellte Elemente in der Fliessachse betreffen, sind bis heute kaum durchgeführt worden. Es handelt sich bei diesen Objekten um eine flussbaulich unzulässige Anordnung. Am nächsten kommen den zu untersuchenden Objekten Brückenwiderlager, welche von Melville (1997) einige Aufmerksamkeit erhalten.

1.2 Zielsetzungen

Die vorliegende Arbeit beabsichtigt, im Bereich von Überschwemmungsgebieten liegende quaderförmige Objekte einer hydrodynamischen Untersuchung zu unterziehen. Es sollen in einem ersten Teil die mannigfaltigen Einflüsse auf das betroffene Gebäude untersucht werden. Als logische Folge beinhaltet der zweite Teil Vorschläge und Bemessungsmethoden für den planenden Ingenieur zum Schutz solcher Objekte.

Das erste Ziel ist somit die zeitliche und räumliche Erfassung der Kolkprozesse an Objekten in Hochwassergebieten. Für unverbaute Objekte soll die



Abb. 1.3 **Strömung in der Überschwemmungsebene** während der Unwetterkatastrophe 1987 in Poschiavo, Schweiz.

maximale Kolktiefe und die entsprechende Kolkausdehnung zu jeder Zeit bestimmbar sein. Das zweite Ziel ist die Entwicklung von praxisrelevanten Vorschlägen für den Kolkschutz an gefährdeten Gebäuden in der Überschwemmungsebene.

Das Projekt ist als flussbauliche Basisstudie angelegt, in welcher systematisch die Einflüsse der hydraulischen Zuflussbedingungen, der Sedimentcharakteristik und der Objektgeometrie dargelegt werden. Der Interaktion zwischen dem Strömungshindernis und dem Sediment wird dabei spezielle Aufmerksamkeit gewidmet.

1.3 Abgrenzungen und Annahmen

Das Phänomen des Gebäudekolks in Alluvionsebenen soll in einer ersten Näherung auf ein 'loose boundary system' zurückgeführt werden. Überschwemmungen und Hochwasser betreffen vorwiegend die postglazialen Talsohlen der Alpentäler. U-förmige Querschnittsprofile und die geringe Sohlenneigung begünstigen Gerinneverlegungen und Mäanderbewegungen des Flusses. In der Folge ergeben sich Ablagerungen und Erosion. Die Verwitterung des abgelagerten Gesteinsmaterials sowie Wechselwirkungen von Flora, Fauna und Klimaverhältnissen haben über den geschichteten Flussablagerungen einen Bodenaufbau mit grösseren organischen Anteilen einer Mächtigkeit von bis zu 1.5 m ausgebildet. Unter dem Wassereinfluss können auf kleinstem Raum die verschiedensten Bodentypen vom Ranker bis zum Podsol entstehen (Muth 1991). Neben kohäsionslosen Bodentypen sind Gleye oder Pelosole/Lehme durch ihren hohen Tonanteil vorwiegend durch Kohäsion geprägt. Das Erosionsverhalten kohäsiver Strukturen ist im Gegensatz zu demjenigen von kohäsionslosem Material wesentlich komplexer. Die Modellierung der Erosion bei kohäsiven Materialien ist bis heute entsprechend unvollständig erforscht. Daher erscheint es angezeigt, sich bei der vorliegenden Untersuchung auf kohäsionslose mineralische

Strukturen, einfacher gar auf *Sedimentböden* mit einheitlicher Kornverteilung über das gesamte Bodenprofil zu konzentrieren.
Einflüsse der bodenbedeckenden Vegetationsschicht werden bei der Modellierung vernachlässigt. Tiefwurzler wie Sträucher und Bäume können hingegen als prismatische, hydraulisch schlanke Strömungshindernisse betrachtet und entsprechend berücksichtigt werden (Abschnitt 2.4.1).
Für die physikalische Modellierung der Überschwemmungsebene wird eine ebene Alluvione mit einer stationären Gerinneströmung betrachtet. Dabei stellt die Modellierung mittels stationärem Fliesszustand den schlimmsten Fall (*worst-case* Szenario) dar, vergleichbar mit den Verhältnissen an einem Brückenpfeiler mit permanentem Hochwassereinfluss.

2 GRUNDLAGEN UND LITERATURÜBERSICHT

2.1 Einleitung

Im ersten Teil dieses Kapitels soll die *theoretische Erfassung* des Kolkvorgangs dargelegt werden. Der Kolk an Gebäuden ist ein Phänomen, das sich grundsätzlich aus zwei Teilproblemen zusammensetzt. Einerseits handelt es sich um das dreidimensionale *Strömungsproblem* rund um das Hindernis, andererseits um das durch die extremen Strömungsverhältnisse ausgelöste *Sedimenttransportproblem* am Fuss des Hindernisses. In der Folge sollen die Grundlagen und bisherigen Erkenntnisse bezüglich der beiden Teilprobleme kurz gesondert dargestellt werden. Anschliessend wird auf die publizierten Erkenntnisse bezüglich *lokalen Kolkerscheinungen* an prismatischen Strömungshindernissen sowie deren Reduktion durch konstruktive Massnahmen eingegangen.

2.2 Strömung um prismatische Körper

Eine zentrale Bedeutung für die Abflussbeschreibung in offenen Gerinnen nimmt die *Froudezahl* ein. Sie stellt das Verhältnis zweier Geschwindigkeiten dar. Als Kriterium für die Abflussart im Rechteckquerschnitt definiert man

$$\mathbf{F}_o = \frac{V_o}{c} = \frac{V_o}{\sqrt{g \cdot h_o}}. \qquad (2.1)$$

Dabei wird die Zuflussgeschwindigkeit V_o, der Index o steht für die Zuflussbedingung, ins Verhältnis zur Ausbreitungsgeschwindigkeit c einer Elementarwelle gesetzt. Für $\mathbf{F}_o<1$ spricht man von *strömendem*, für $\mathbf{F}_o=1$ von *kritischem* und für $\mathbf{F}_o>1$ von *schiessendem Abfluss*.

Als Bezugsgeschwindigkeit der Froudezahl werden auch andere Grössen gewählt, etwa $(g'd)^{1/2}$ für die *densimetrische* Froudezahl mit $g'=[(\rho_s-\rho)/\rho]g$

als reduzierte Erdbeschleunigung und d als mittlerer Korndurchmesser. Als weitere Anwendung sei auf die *threshold*-Froudezahl verwiesen (Abschnitt 2.3.2), welche den Sedimenttransportbeginn im offenen Gerinne mit loser Sohle beschreibt.

Ein Hindernis im Gerinne verändert die Abflusscharakteristik; es entstehen neben Bereichen (a) *gleichförmigen* Abflusses im Ober- und Unterwasser des Hindernisses Zonen mit (b) *ungleichförmig verzögertem* und (c) *ungleichförmig beschleunigtem* Abfluss (Abb. 2.1). Hinter dem Hindernis entwickelt sich eine Nachlaufwirbelzone (d). Dabei kann die Beschleunigung für eine eindimensionale Betrachtung beschrieben werden mit

$$\frac{d\overline{V}}{dt} = \frac{\partial \overline{V}}{\partial t} + \overline{V} \cdot \frac{\partial \overline{V}}{\partial x}. \tag{2.2}$$

Hierbei wird die *totale* Beschleunigung $d\overline{V}/dt$ in die *lokale* Beschleunigung $\partial\overline{V}/\partial t$ und die *konvektive* Beschleunigung $\overline{V}(\partial\overline{V}/\partial x)$ aufgespalten. Der lokale Anteil beschreibt die Änderung der Geschwindigkeit am Ort x, der konvektive Anteil dagegen die Änderung der Geschwindigkeit zwischen zwei Orten zur selben Zeit t. Bollrich und Preissler (1992) stellen den Zusammenhang von Beschleunigung und Fliesszustand nach Tab. 2.1 dar.

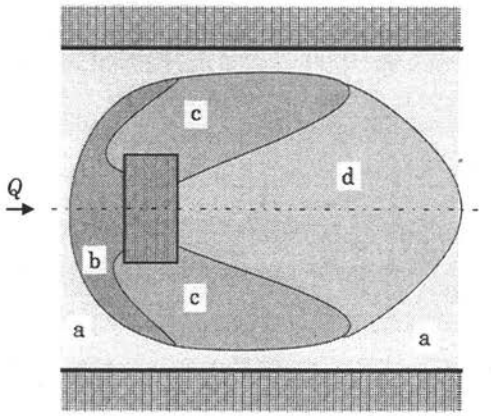


Abb. 2.1 **Abflusscharakteristik um ein Strömungshindernis** (a) gleichförmig, (b) ungleichförmig verzögert, (c) ungleichförmig beschleunigt sowie (d) Nachlaufwirbelzone.

Tab. 2.1 **Klassifizierung der Strömungsfälle,** Bollrich und Preissler (1992).

Strömungsfall	Beschleunigung		
	total	lokal	konvektiv
stationär, ungleichförmig beschleunigt	$\neq 0$	0	> 0
stationär, ungleichförmig verzögert	$\neq 0$	0	< 0

2.3 Bewegung und Erosion von Sedimenten

2.3.1 Stabilität des Einzelkorns

Das Verhalten von Sediment in einer Strömung kann nach Glazik (1989) durch folgende Basisprozesse des Feststofftransports beschrieben werden:

- *Sedimentation*, charakterisiert durch die Sinkgeschwindigkeit des Einzelkorns.
- *Erosion* und *Deposition*, gekennzeichnet durch Beginn und Erlahmen der Sedimentbewegung.
- *Übergang* von Geschiebe- zu Schwebstofftransport (und umgekehrt).

Zur Charakterisierung von Erosion und Deposition ist die Betrachtung der Stabilität des Einzelkorns von zentraler Bedeutung. Dabei werden bezüglich der Beschreibung des Korns in der sogenannt *obersten Schicht* (Yalin 1957) verschiedene Konzepte angewandt (Graf 1971):

- *Kritische Bodengeschwindigkeit* als Wirkung des Fluids auf die Sedimentpartikel,
- *Kritische Bodenschleppspannung* infolge Reibung des Fluids an den Sedimentpartikeln,
- *Auftriebskriterium* als Druckunterschied infolge eines Geschwindigkeitsgradienten.

Der Abfluss induziert grundsätzlich Schleppkräfte F_* und Auftriebskräfte F_L auf ein Korn. Gegen diese Kräfte wirken das Korngewicht G im Fluid sowie die Reibungskraft F_R infolge der Sohlenrauhigkeit (Abb. 2.2). Das Sedimentkorn beginnt sich zu bewegen, sobald die Schleppkraft F_* den Schwellenwert (Yalin 1957)

$$F_* \geq (G - F_L) \cdot \tan(\varepsilon + \varphi) \tag{2.3}$$

überwindet. Dabei bedeuten φ den Reibungswinkel zwischen den Körnern und ε den Neigungswinkel der Stützpunkttangente *M-M*. Nach Graf (1971) gilt für die an einem kugelförmigen Korn auftretenden Kräfte

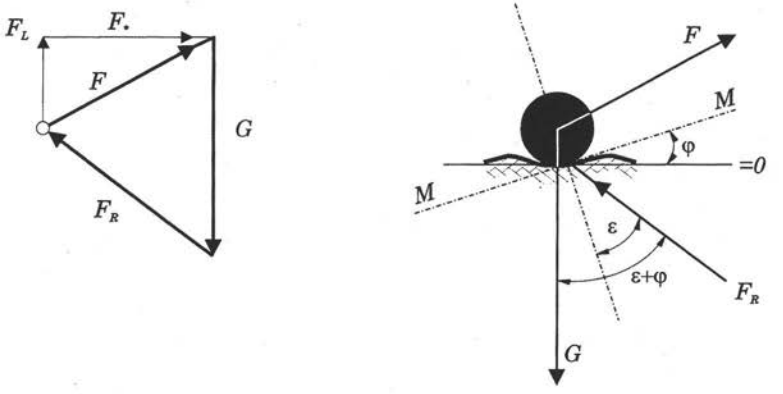
$$F_* = X_* \cdot K_1 \cdot d^2 \cdot \frac{\rho \cdot U}{2}, \quad F_L = X_L \cdot K_2 \cdot d^2 \cdot \frac{\rho \cdot U}{2}, \quad G = K_3 \cdot g \cdot d^3 \cdot (\rho_s - \rho), \tag{2.4}$$

wobei U die Geschwindigkeit des Fluids an der Sohle, $K_{1...3}$ Formfaktoren sowie X_* und X_L Strömungswiderstands- bzw. Auftriebskoeffizienten bezeichnen.

Ein anderer Ansatz ist das Konzept zur Berechnung der Schleppspannungsgeschwindigkeit (shear velocity) U_* und der entsprechenden Schleppspannung (shear stress) τ_o. Die Schleppspannungsgeschwindigkeit U_* stellt dabei ein Mass der Intensität für Turbulenzschwankungen im Fluid dar (Graf 1971). Die Beziehung zwischen den beiden Grössen lautet

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}. \tag{2.5}$$

Um ein Sedimentkorn in Bewegung zu versetzen, ist eine gewisse *kritische*



a) b)

Abb. 2.2 **Sedimentkorn im Gleichgewicht**, a) Kräfteparallelogramm und b) Kräfte am Korn nach Yalin (1957).

Schleppspannungsgeschwindigkeit U_{*c}, bzw. eine *kritische Schleppspannung* τ_c an der Sohle notwendig (Abb. 2.5). Sind diese Werte erreicht, so ist die Ungleichung (2.3) erfüllt und das Korn wird transportiert.

2.3.2 Transportbeginn

Die Beschreibung des Transportbeginns auf einer uniformen Sandsohle nach dem Konzept der Schleppspannung erscheint erstmalig 1936 bei Shields. Der Erfolg seines Vorgehens äussert sich an der bis heute für praktische Zwecke häufigen Anwendung. Shields geht bei seinen Betrachtungen von uniformer Kornverteilung auf ebener kohäsionsloser Sandsohle aus. Dabei definiert er das heute in der Fachliteratur als *'Shieldsparameter'* f_s bezeichnete Verhältnis der Bodenschubspannung τ_* und der Referenzschubspannung $(\rho_s-\rho)gd$ durch

$$f_s = \frac{\tau_*}{(\rho_s - \rho)\cdot g \cdot d}. \tag{2.6}$$

Ersetzt man $(\rho_s-\rho)$ durch die Dichte ρ_a unter Auftrieb und τ_* nach Gl. (2.5) durch $V_o^2\rho$, so erhält Gl. (2.6) den Charakter einer Korn-Froudezahl und wird auch als *dimensionslose Schleppspannung* $\mathbf{F}_{R*}$ bezeichnet

$$\mathbf{F}_{R*} = \frac{U_*^2 \cdot \rho}{\rho_a \cdot g \cdot d}.$$

Shields (1936) findet, dass das Verhältnis der Schleppspannung „zu dem Widerstand einer Schicht Körner eine universelle Funktion des Verhältnisses der Korngrösse zur Dicke der Laminarschicht ist". Diese wird mit der kinematischen Viskosität ν durch die *Korn-Reynoldszahl* $\mathbf{R}_*$ ausgedrückt (Glazik 1989)

$$\mathbf{R}_* = \frac{U_* \cdot d}{\nu}. \tag{2.7}$$

Damit legt er nicht nur die Grundlagen für das nach ihm benannte Diagramm (Abb. 2.3) zum Transportbeginn, sondern stellt auch die Verbindung zur logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen mit loser Sohle durch Definition der laminaren Grenzschichtdicke δ über $\mathbf{R}_* = 11.6 d/\delta$ her.

Im Shields-Diagramm werden $\mathbf{F}_{R_*}$ und $\mathbf{R}_*$ gegeneinander aufgetragen. Die für unterschiedliche Werte ρ_a dargestellten Zustände mit *threshold*-Bedingungen ergeben eine eigentliche Bandkurve, welche sich in einen laminaren, turbulenten sowie einen Übergangs-Bereich aufteilen lassen. Bettformationen (Riffel, Dünen und Bänke) lassen sich in dieser Art in Abhängigkeit der Fliess- und Sedimentcharakteristika durch Bereiche oberhalb der Bandkurve beschreiben. Die Bandbreite im Shields-Diagramm kommt dabei durch die Streuung der Messwerte sowie nicht zuletzt durch die Kornform und Sedimentdichte zustande.

Für den kritischen Bewegungszustand geben Hjulström (Graf 1971) und das ASCE Task Committee (1966) die über die *Gerinnetiefe gemittelte kriti-*

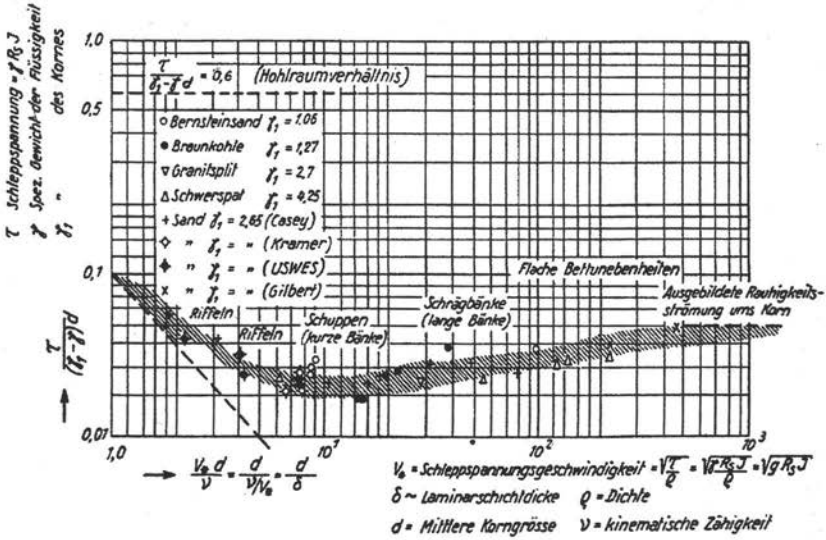


Abb. 2.3 **Bewegungsbeginn** nach Shields (1936).

sche Geschwindigkeit V_{cm} mittels Diagrammen an. Nach Neill (Raudkivi 1991a) beträgt diese rechnerisch

$$V_{cm} = \sqrt{2 \cdot \left(\frac{d}{h_o}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot g' \cdot d}\,, \tag{2.8}$$

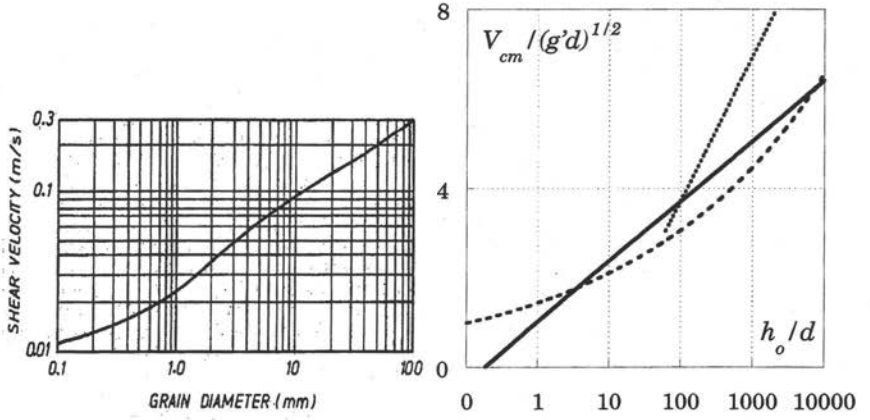
bzw. nach Jarocki/Levi (Graf 1971)

$$V_{cm} = 1.4 \cdot \sqrt{g \cdot d} \cdot \ln\left(\frac{h_o}{7 \cdot d}\right). \tag{2.9}$$

Aus Neuseeland stammt ein auf einer Log-Beziehung beruhender Ansatz, welcher in Funktion der kritischen Schleppspannungsgeschwindigkeit U_{*c} formuliert ist. So postulieren Melville und Sutherland (1988)

$$V_{cm} = 5.75 \cdot \log\left(5.53 \cdot \frac{h_o}{d}\right) \cdot U_{*c}\,. \tag{2.10}$$

Melville und Sutherland (1988) bestimmen dabei U_{*c} für enge Kornverteilungen (σ_g<2.5) aus einem auf Shields basierenden Diagramm (Abb. 2.4 a) und geben für d_{50}>6 mm die kritischen Schleppspannungsgeschwindigkeit



a) b)

Abb. 2.4 a) **Kritsche Schleppspannungsgeschwindigkeiten** U_{*c} nach Melville und Sutherland (1988).
b) **Normierte kritische Schleppspannungsgeschwindigkeit** $V_{cm}/(g'd)^{½}$ nach (---) Neill (1967/68), (....) Jarocki/Levi (1963) und (—) Melville und Sutherland (1988).

an mit $U_{*c}=0.03(d_{50}[\text{mm}])^{½}$. Daraus lässt sich in erster Näherung für $d_{50}>0.001$ m, $\rho=998$ kg/m³ und $\rho_s=2650$ kg/m³ die Grösse U_{*c} ableiten zu

$$U_{*c} = 0.03 \cdot \sqrt{d_{50} \cdot 1000} \cdot \sqrt{\frac{g'}{g'}} = 0.235 \cdot \sqrt{g' \cdot d_{50}} . \qquad (2.11)$$

Der Term $\sqrt{g' \cdot d}$ ist dabei proportional der Sinkgeschwindigkeit des Einzelkorns. Ausserdem postuliert Welikanoff (Yalin 1957) einen dimensionsbehafteten Ansatz $(U_{*c})^2=(15d[\text{mm}]+6)g$. Zur Veranschaulichung werden die verschiedenen Vorschläge in Abb. 2.4 b) aufgetragen. Für die Berechnung der Geschwindigkeit U_{*c} wird einheitlich Gl. (2.11) angewendet. Die Werte für Melville und Sutherland sowie Neill liegen nahe zusammen. Neill basiert bei seinen Untersuchungen auf grobem, uniformem Sohlenmaterial, was sich in einer linearen Formulierung niederschlägt. Jarocki/Levi's Ansatz setzt für die relativen Rauhigkeit mindestens $h_o/d>60$ voraus. Seine Formulierung liefert jedoch für $h_o/d>1000$ sehr grosse Geschwindigkeiten.

Eine unzulässige Näherung der kritische Geschwindigkeit V_{cm} ist hingegen der Ansatz nach Blevins (1984) durch die Depositionsgeschwindigkeit

$$V_D = 0.86 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \cdot \sqrt{d} . \qquad (2.12)$$

Diese ist deutlich kleiner als V_{cm} beim Bewegungsbeginn (Glazik 1989).

Der Transportbeginn in einem Gerinne mit loser Sohle kann auch durch die *threshold*-Froudezahl $\mathbf{F}_t$ dargestellt werden

$$\mathbf{F}_t = \frac{V_o}{V_{cm}} . \qquad (2.13)$$

Ist $V_o = V_{cm}$, so ist die Grenzbedingung (*threshold-condition*) erfüllt; an der Sohle setzt Erosion ein (Abb. 2.3).

2.3.3 Rauhigkeit und Geschwindigkeitsverteilung

Die Rauhigkeit eines alluvialen Gerinnes kann bis heute rechnerisch nicht schlüssig bestimmt werden. Fest steht hingegen, dass sie von der Sedimentcharakteristik (Raumgewicht, Kornform, Kornverteilung, örtliche Verteilung) sowie von den Abflussbedingungen (h_o, V_o, U_*) abhängt (Raudkivi 1991a). Nikuradse (1933) postuliert für *hydraulisch rauhes* Verhalten die Bedingung

$$\mathbf{R}_* = \frac{U_* \cdot k_s}{\nu} > 70\,. \tag{2.14}$$

In der Praxis wird dabei in erster Näherung die äquivalente Sandrauhigkeit k_s, analog zu Shields nach Gl. (2.7), durch den Korndurchmesser d ersetzt. Ebenso wird beim logarithmischen Geschwindigkeitsgesetz verfahren. Die heute gebräuchlichste, nach Keulegan (1938) benannte Variante, lautet unter Verwendung des hydraulischen Radius R_h

$$\frac{V_o}{U_*} = 2.5 \cdot \ln\left(\frac{R_h}{k_s}\right) + 6.25\,. \tag{2.15}$$

Für den Bereich in unmittelbarer Sohlennähe, wo bereits gewisse Sohlen-

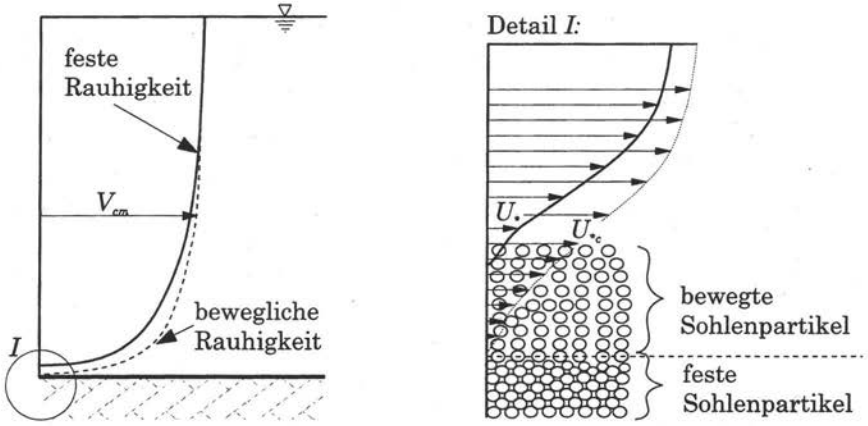


Abb. 2.5 **Rauhigkeit und Geschwindigkeit,** a) über Längsprofil im Gerinne und b) Grenzflächenbetrachtung nach Glazik (1989).

partikel in Bewegung sind, empfiehlt Yalin (1957) für die Geschwindigkeit U in Sohlennähe den quadratischen Ansatz

$$U = K \cdot \left(\frac{z}{k_s}\right)^2 . \tag{2.16}$$

Der Faktor K hängt „nur von der gesamten Geometrie der Rauhigkeitskörper (granulometrischer Zustand der Sohlenoberfläche)" ab (Abb. 2.2). Aufgrund der bewegten Sohlenpartikel in der laminaren Grenzschicht wird von *beweglicher Rauhigkeit* gesprochen (Abb. 2.5).

Alternativ zum logarithmischen Geschwindigkeitsgesetz existiert der Ansatz von Manning-Strickler (Jäggi 1993)

$$\frac{V_o}{U_*} = 7.66 \cdot \left(\frac{R_h}{d}\right)^{\frac{1}{6}} . \tag{2.17}$$

Die Unterschiede der beiden Ansätze werden aus Abb. 2.6 deutlich. Durch Auftragen des Verhältnisses V_o / U_* über h_o / d zeigt sich eine gute Übereinstimmung von Gl. (2.15) mit Gl. (2.17). Naturgemäss hängt die Potenzfunktion nach Strickler gegenüber der für rauhe Verhältnisse entwickelten Formel von Keulegan in der halblogarithmischen Darstellung etwas durch.

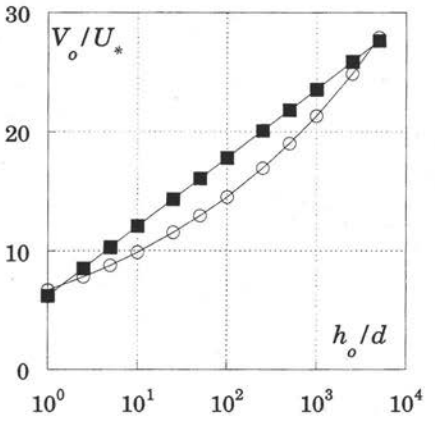


Abb. 2.6 **Fliessgesetze**, Vergleich der Ansätze von (■) Keulegan (1938) und (○) Strickler (1923).

2.3.4 Schleppspannungsverhältnisse

Eine Verstärkung der Schleppspannung im Sohlbereich von Strömungshindernissen erscheint plausibel. Nicollet und Ramette (1971) beobachten in der näheren Umgebung eines Hindernisses vereinzelte Sedimentbewegungen bereits bei Fliessgeschwindigkeiten, die ungefähr 50% der kritischen Geschwindigkeit V_{cm} betragen. Dargahi (1987) stellt aufgrund von Druckmessungen mittels Prestonrohren fest, dass der durchschnittliche Wert für die Schleppspannung im näheren Bereich des Hindernisses ca. 3.5 mal jenem für ungestörte Verhältnisse entspricht. Die grössten Schleppspannungen treten seitlich eines Strömungshindernisses, d.h. in den Wirbelzonen rechtwinklig zur Anströmungsrichtung auf. Damit bestätigt er Abschätzungen von Melville (1975), der ebenfalls Messungen mit Prestonrohren realisiert. Hjorth (1975) berichtet über wesentlich höhere Werte in der Grössenordnung des zehnfachen Werts für ungestörten Abfluss. Melville, Hjort und Dargahi nehmen an, dass die Geschwindigkeitsprofile mit Druckgradient jenen der gleichförmigen Strömung ähnlich sind.

Parola (1995) prüft den Einfluss der Rauhigkeitsveränderung auf die Schleppspannungsverhältnisse im Oberwasser eines Hindernisses. Er stellt keinen signifikanten Einfluss der Rauhigkeitsvariation in diesem Bereich auf die maximale Schleppspannung fest. Somit gilt die Prägung der Schleppspannungsverhältnisse durch die Wirbelstärke und damit durch die Abfluss- und Pfeilergeometrie (b/h_o) als gesichert. Dabei steht b für die Hindernis- bzw. Pfeilerbreite.

2.4 Lokale Kolkerosion

2.4.1 Allgemeines

Die Erforschung von lokalen Kolkerscheinungen infolge Sekundärströmungseffekten an prismatischen Strömungshindernissen erstreckt sich auf die Bereiche:

- *Prozessverständnis,*
- *Berechnung der Kolkdimensionen* sowie
- *Reduktion von Kolkerosion.*

Dabei werden überwiegend Resultate für *Brückenpfeiler,* zu einem kleinen Teil solche für *Brückenwiderlager* und *Buhnenköpfe* präsentiert.

Ein Kolkloch entsteht grundsätzlich durch die Wechselwirkung von Sedimen*terosion* und *-aggradation*, wobei erstere lokal vorherrschend sein muss, damit ein Kolkloch entstehen kann. Jede geometrische Veränderung im Abflussquerschnitt kann einen Kolk verursachen. Es werden heute folgende Kolkformen unterschieden:

- *Kolk infolge von konstruktiven Massnahmen:* Jede konstruktive Veränderung im Abflussquerschnitt beunruhigt die Strömung zumindest lokal oder verursacht eine Rauhigkeitsveränderung an der Umrandung, wo-



a) b)

Abb. 2.7 **Kolk in Natur**, a) an Brückenpfeiler und b) an Grasbuhne.

durch ein Kolk, bzw. eine entsprechende Ablagerung im weiteren Bereich des hydraulischen Bauwerks ausgelöst wird. Bekannteste Beispiele sind der Pfeiler- und Brückenwiderlagerkolk (Abb. 2.7 a).

- *Kolk infolge von Abflusskonzentrationen:* Die Erosion wird durch die gesteigerte geschwindigkeitsabhängige Transportkapazität des Abflusses

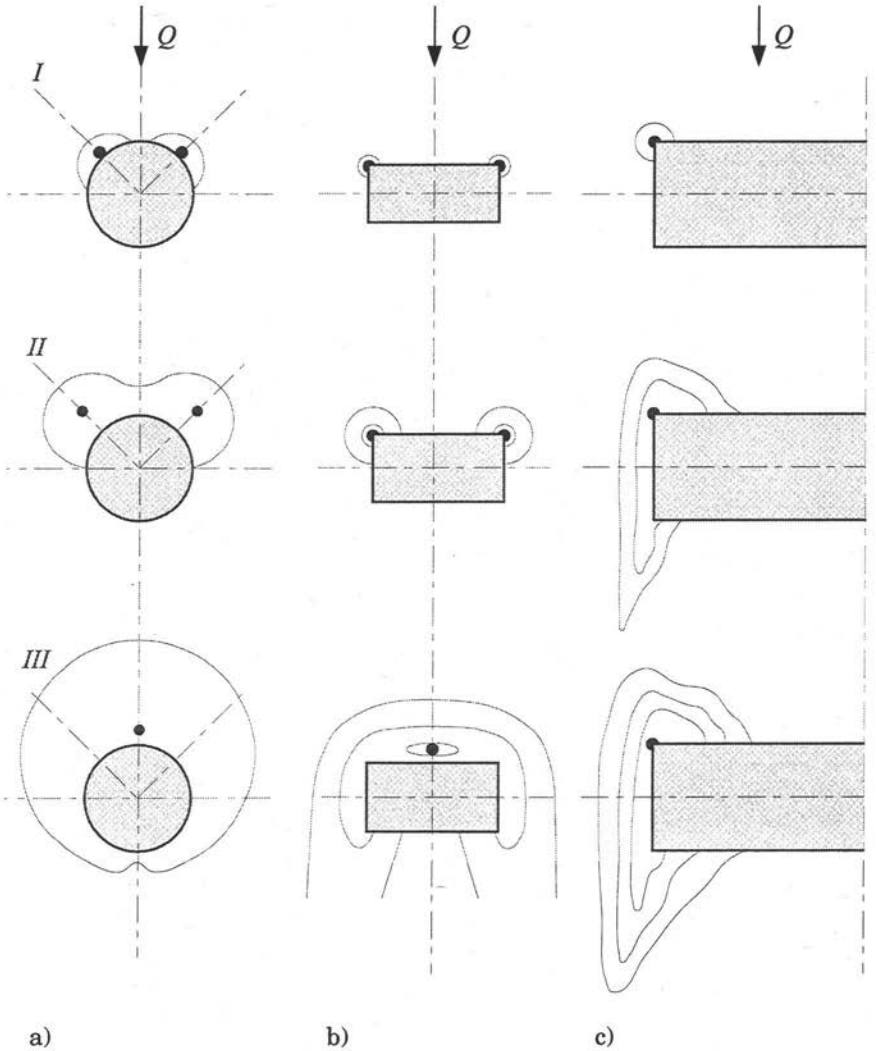


Abb. 2.8 **Kolkvorgang** Phase *I, II* und *III* am a) kreiszylindrischen, b) rechteckig schlanken und c) rechteckig breiten Strömungshindernis.

induziert. Bekannteste Beispiele sind Bergstürze in Talschaften mit Fliessgewässern oder Spundwände bei Baustellen an Gerinnen.

Bereits ein Hochwasser kann ohne spezielle Strömungshindernisse erhöhte Erosion verursachen. Eine Veränderung des Untergrunds im Bereich von Bauten kann zu einer Gefährdung der Objekte selbst führen. Vor diesem Hintergrund werden allein am ASCE-Jahreskongress 1994 gut zwei Dutzend Beiträge bezüglich Kolk an Brückenpfeilern präsentiert.

Für die Betrachtungen der Kolktätigkeit werden in Analogie zu Melville (1997) *hydraulisch schlanke* Strömungshindernisse mit $b/h_o<5$ wie z. B. Brückenpfeiler definiert. *Hydraulisch breite* Hindernisse wie z. B. Gebäude oder Brückenwiderlager dagegen werden definiert durch $b/h_o>5$.

2.4.2 Kolkvorgang - Hindernisgeometrie

Mit dem Kolkvorgang wird der mit blossem Auge erkennbare Strömungsprozess der lokalen Erosion von Sedimentmaterial im Bereich eines nicht erodierbaren Körpers in Raum und Zeit bezeichnet. Nach Carstens und Sharma (1975) und Bonasoundas (1973) beginnt an *kreiszylindrisch schlanken Strömungshindernissen* ($b/h_o<10$) „die Auskolkung am Pfeiler ... fast gleichzeitig mit der Wasserbewegung an den Stellen der am stärksten erhöhten Geschwindigkeit, also unter 45° zur Strömungsrichtung am Rand des Pfeilers" (Abb. 2.8 a). Nach Melville (1975) setzt dagegen der Erosionsprozess unter einem Winkel von 100° zur Strömungsrichtung ein. Unbestritten ist die anschliessende Bewegung der Kolkmaxima in Richtung Stagnationsebene (vgl. Abb. 2.11), wo sie sich schliesslich nach vollständiger Erosion des Sedimentmateriales zwischen den beiden Kolklöchern (Trennrippe) vereinigen.

Für *rechteckig schlanke Strömungshindernisse* mit $b/h_o<10$ (Abb. 2.8 b) postulieren Kohli und Hager (1997) den Beginn kurz nach dem Start der Wasserbewegung an den Ecken der Anströmungsfront. Dabei wird Mate-

rial von den Randbereichen des im Oberwasser entstehenden trichterförmigen Kolklochs unter Beibehaltung des natürlichen Schüttwinkels zum Zentrum des grabenden Tornadowirbels (Hager 1990) zugeführt. Der Tornadowirbel hebt das Korn an, bis dieses durch die Primärströmung weggetragen und im Unterwasser abgelagert wird. Sobald sich die Ausdehnungen der beiden Eckkolklöcher stromauf der Anströmungsfront überlagern, wird primär der Bereich dazwischen in der Stauebene abgetragen; das *Hufeisenwirbelsystem* kann sich danach vollständig entwickeln. Mit dem Abbau der Trennrippe verlagert sich analog zum Vorgang am zylindrischen Strömungshindernis der Ort maximaler Kolktiefe in die Stau- oder Stagnationsebene vor dem Objekt (Melville 1975, Kohli und Hager 1997).

Für *rechteckig breite Hindernisse* (b/h_o>10) hingegen kann sich aufgrund des zu grossen Abstands der Hindernisecken kein komplettes Hufeisenwirbelsystem bilden; die horizontale Wirbelwalze verliert gegen die Mitte der Anströmungsfront hin an Kraft. Die entstehenden Kolkwannen entwickeln sich nicht analog zum schlanken Hindernis rund um das Gesamtobjekt

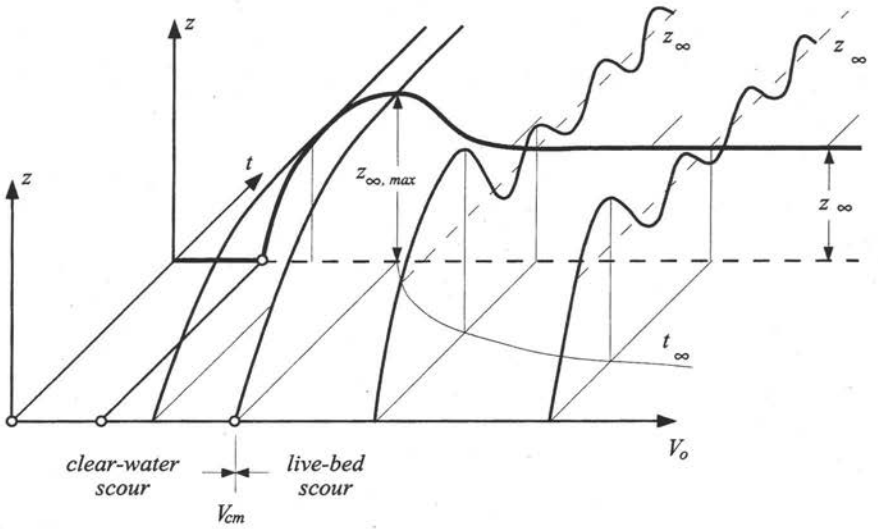


Abb. 2.9 **Kolktiefen** in Abhängigkeit der Zuflussgeschwindigkeit V_o und der Zeit t.

herum, sondern bleiben unabhängig voneinander auf den Bereich der betreffenden Hindernisecke beschränkt (Carstens und Sharma 1975, Abb. 2.8 c). Ein ähnlicher Vorgang ist für nur einseitig umströmte Objekte wie Brückenwiderlager im Vorland eines Flusses und Buhneneinbauten von Ahmad (1953), Cunha (1975), Pagan-Ortiz (1992), Melville (1992, 1995), Sturm and Janjua (1994) festgestellt worden.

2.4.3 Kolkvorgang - Strömungsverhältnisse

Unter dem Gesichtspunkt der Strömungsverhältnisse werden zwei Typen von Kolkprozessen unterschieden (Chabert und Engeldinger 1956):

- Klarwasser-Kolk (*clear-water scour*): Erosionstätigkeit im Gerinne beschränkt auf den Kolk am Objekt selbst ohne Sedimenteintrag aus dem Oberwasser.
- Kolk mit bewegter Sohle (*live-bed scour*) als Kolktätigkeit unter ständiger Zufuhr von erodiertem Sohlmaterial aus dem Oberwasser.

In Abb. 2.9 ist die Fliessgeschwindigkeit V_o zur Kolktiefe z sowie zur Zeit t aufgetragen. Es zeigt sich ein maximales Kolkpotential im Bereich der für die Sedimentbewegung kritischen Fliessgeschwindigkeit $V_o=V_{cm}$. Ist $V_o/V_{cm}<1$, so herrscht *Klarwasser-Kolk*; entsprechend lautet die Bedingung für *Kolk mit bewegter Sohle* im Zuflussbereich $V_o/V_{cm}>1$.

Unter Klarwasserbedingungen setzt mit Erreichen der kritischen Schleppspannungsgeschwindigkeit U_{*c} in den Seitenbereichen des umströmten Hindernisses ein kontinuierlicher Erosionsprozess ein, der Kolktiefen bis knapp über den Maximaltiefen produziert. Nach Chiew (1995) beginnt am Kreiszylinder die Kolktätigkeit bei einer Fliessgeschwindigkeit $V_o=0.3V_{cm}$. Die Kolktätigkeit erlahmt erst mit Erreichen des Gleichgewichtszustandes unter Ausschöpfung der gesamten Erosionskapazität.

Bei bewegter Sohle wird der Gleichgewichtszustand früher erreicht. Die Erosions- und Zufuhrkapazitäten von Sedimentmaterial egalisieren sich

gegenseitig. Dieser Ausgleichsprozess wird in Abb. 2.9 durch einen schwankenden Wert für die Maximaltiefe z_∞ dargestellt. Die Maximaltiefe z_∞ erreicht dabei generell geringere Werte als bei kritischen Kolkverhältnissen (V_o/V_{cm}=1).

2.4.4 Wirbelfelder

Das Strömungsfeld rund um ein Hindernis zeichnet sich vor allem durch seine dreidimensionale Charakteristik aus. Mit der Veränderung der Strömung wird auch die lose Sohle verändert, d.h. in unmittelbarer Umgebung des Hindernisses entstehen Kolke und Ablagerungen.

Das Fliessmuster wird durch verschieden Komponenten beeinflusst (Raudkivi 1991b, Parola 1995). Die kolkverursachende Aktivität im Fluid wird dabei aus dem Zusammenwirken der eingeengten Strömung, dem Tauchstrahl (*downflow*) entlang der Anströmungsfront des Hindernisses,

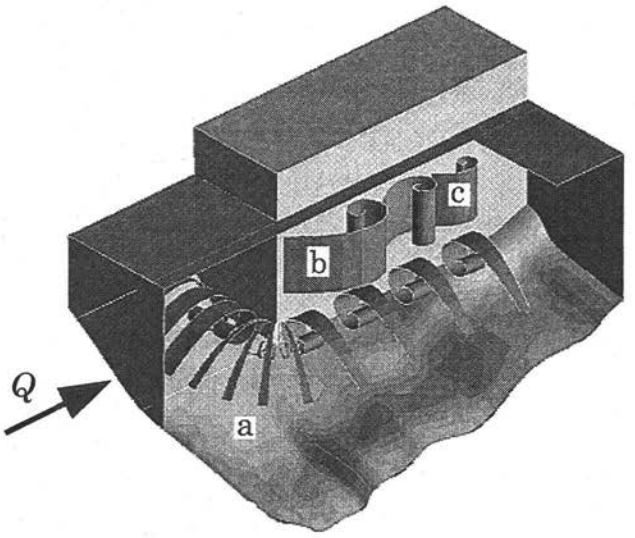


Abb. 2.10 **Wirbelstruktur am quaderförmigen Hinderniss,** (a) Tauchstrahl und Hufeisenwirbel, (b) Tornadowirbel sowie (c) Nachlaufwirbelsystem.

dem Hufeisenwirbelsystem (*horseshoe vortex*) sowie dem Nachlaufwirbelsystem (*wake vortices*) im Unterwasser des Hindernisses erzeugt. Das Nachlaufwirbelsystem besteht aus verschiedenen Tornadowirbeln, worin Druck abgebaut wird, was wiederum eine Geschwindigkeitssteigerung im Unterwasser verursacht. Umstritten ist der Einfluss des Tauchstrahls. Parola postuliert, dass dieser eine Sohlbeanspruchung sowie eine Geschwindigkeitssteigerung des Rückflusses im Hufeisenwirbel in Sohlennähe verursacht. Auch Melville (1997) hält den Tauchstrahl für die Hauptursache des Kolks. Nach Bonasoundas (1973) hingegen ist „die vertikale Komponente der Geschwindigkeit ... nicht in der Lage, die Sohle um den runden Pfeiler zu vertiefen. Je grösser die Anströmungsgeschwindigkeit, desto grösser wird die nach unten gerichtete Geschwindigkeitskomponente". Durch die Ablenkung des Tauchstrahls an Hindernis und Sohle entsteht das Hufeisenwirbelsystem, welches sich entlang den Hindernisseiten weiterentwickelt. Aus dem Oberwasser zugeführte Sedimentpartikel werden in Richtung der Stromlinien um das Hindernis herum weggeführt. Melville (1975) vermutet eine Verbindung zwischen den Tornado- und Hufeisenwirbeln, was aber von Dargahi (1987) aufgrund von Untersuchungen der Ablösungsfrequenzen beider Wirbelsysteme in Frage gestellt wird.

2.4.5 Wirbeltätigkeit und Kolktiefe

Für ein Kontrollvolumen in der Stagnationsebene stromauf eines Strömungshindernisses kann die Betrachtung der Wirbelaktivität auf ein zweidimensionales Problem zurückgeführt werden. Shen et al. (1966) benutzen als Ausgangsgleichung für die Beschreibung des Kolks in Abhängigkeit der Strömung in der Stauebene den Ansatz für die Zirkulation durch die Querschnittsfläche A

$$\Gamma = \oint \overline{V}\, dr = \int_{ABCD} rot\, \overline{V}\, dA\,, \tag{2.18}$$

wobei $ABCD$ das Kontrollvolumen in der Stauebene (Abb. 2.11) definiert. Unter Zuhilfenahme der Theorie für ideale Fluide kann das Geschwindig-

keitsverhalten in x-Richtung im Oberwasser des rechteckigen Hindernisses beschrieben werden mit

$$u(x) = V_P \cdot \left(\frac{x}{\sqrt{x^2 - b^2}} \right). \tag{2.19}$$

Dabei stehen $u(x)$ für die Geschwindigkeitskomponente in x-Richtung, V_P für die Zuflussgeschwindigkeit einer Potentialströmung und b für die Hindernisbreite. Die Änderung der Zirkulation $\Delta\Gamma$ durch das Hindernis ist

$$\Delta\Gamma \cong -b \cdot V_P . \tag{2.20}$$

Dieser Ausdruck ist proportional zur Stärke des Wirbelkerns, welche dimensionslos mit dem Wirbelvektor ω und der kinematischen Viskosität ν in Form der Hindernis-Reynoldszahl $\mathbf{R}_H$ formuliert wird zu

$$\left(\frac{\omega \cdot A}{\nu} \right)_{\text{Wirbelkern}} \approx \frac{2 \cdot b \cdot V_P}{\nu} = \mathbf{R}_H . \tag{2.21}$$

Daraus lässt sich die These ableiten

$$z_\infty \approx \mathbf{R}_H . \tag{2.22}$$

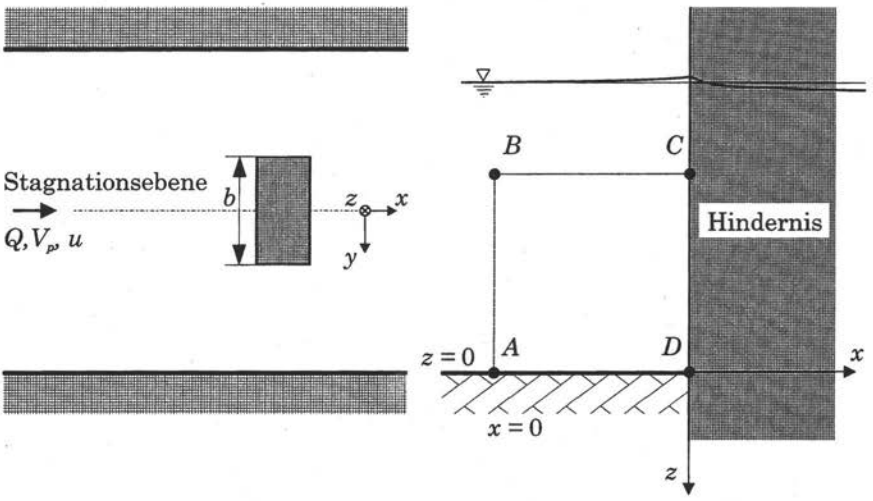


Abb. 2.11 **Definitionsskizze zum Wirbelfeld** im a) Grundriss und b) Längsschnitt nach Shen et al. (1966).

Nach Shen et al. (1966) nimmt deshalb die Turbulenzintensität im Stagnationsbereich durch das Hinderniss ab, es wirke gleichsam wie ein Konzentrationsinstrument für diese Intensität. Durch Gl. (2.20) werden im weiteren Totwasserzonen impliziert (Abb. 3.11 a). Ein Kolkschutz muss also vor allem gegen das lokale, kolkverursachende Hufeisenwirbelsystem nachhaltig wirksam sein.

2.4.6 Zeitliches Verhalten der Kolktiefe

Untersuchungen über das zeitliche Kolkverhalten bei Klarwasserbedingungen liegen für Buhnen (*spur dikes*) von Ahmad (1953) und Cunha (1975), bzw. für Pfeilerkolk Untersuchungen etwa von Laursen (1963), Yanmaz und Altinbilek (1991) und Hager und Kohli (1997) vor. Ahmad postuliert die Exponentialfunktion

$$z(t) = z_{\infty} \cdot (1 - \kappa \cdot e^{-\lambda \cdot t}) . \tag{2.23}$$

Dabei variieren die Koeffizienten κ und λ mit dem Korndurchmesser und der Depositionsgeschwindigkeit. Einen vollständigen aber dimensionsbehafteten Ausdruck für den zeitlichen Verlauf der Kolktiefe $z(t)/h_o$ liefert Cunha mit

$$\frac{z(t)}{h_o} = 189 \cdot \left(\frac{b}{h_o}\right)^{0.69} \cdot \left(\frac{U_*}{w_s}\right)^{3.25} \cdot t^{0.16} . \tag{2.24}$$

Dabei bedeuten h_o die Zuflusswassertiefe, b die Hindernisbreite, U_* die Schleppspannungsgeschwindigkeit und $w_s = (4g'd/3C_w)^{1/2}$ die Korn-Sinkgeschwindigkeit in Funktion des Widerstandsbeiwertes C_w.

Shen et al. (1965) formulieren für Kolk mit bewegter Sohle

$$\frac{z(t)}{h_o} = 2.5 \cdot \mathbf{F}_o^{\frac{2}{5}} \cdot \left(\frac{b}{h_o}\right)^{\frac{3}{5}} \cdot \left(1 - e^{-f(EXP, F_o, \ln t, b, h_o)}\right) . \tag{2.25}$$

Cunha sowie Shen et al. verwenden dabei dasselbe Grundgerüst mit der Funktion einer Froudezahl (V_{cm}/w_s, $\mathbf{F}_o$) mal einer Funktion des Verhältnisses b/h_o mal einer Funktion der Zeit t.

Laursen (1963) definiert jene Zeit, nach der die halbe Endkolktiefe am Brückenpfeiler erreicht wird, mit

$$t_{0.5} = 0.03 \cdot \frac{\left(\frac{l}{h_o}\right)^2 \left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right)^{1.5}}{\left(\frac{d}{h_o}\right)^{1.5} \left(\frac{g}{h_o}\right)^{0.5}}. \qquad (2.26)$$

Dabei bedeuten τ_o die Schleppspannung im Zufluss, τ_c die kritische Schleppspannung und l die Pfeilerlänge (Abb. 2.13).

Vergleichbar mit der Formulierung von Cunha ist der Ansatz von Hager und Kohli (1997) für die dimensionslose Kolktiefe $Z(T)=z(t)/(b^3d^2)^{0.2}$ zur Zeit T

$$Z(T) = \frac{1}{3} \cdot \mathbf{F}_d \cdot T^{\frac{1}{5}}, \qquad (2.27)$$

wobei $\mathbf{F}_d=V_o/(g'd)^{½}$ die densimetrische Froudezahl und $T=[(g'd)^{½}/h_o]t$ die normierte Zeit darstellen. Diese Formulierung beruht auf dem Datensatz von Yanmaz und Altinbilek (1991).

Beim Standard-Dimensionierungsverfahren nach Melville (1997) sind Zeiteffekte nicht enthalten, weil ein Parameter für den Zeitmassstab bis heute fehle. Kolktiefen an einem Brückenwiderlager für kurze Überschwemmungszeiten sind somit nicht errechenbar. Bei Überschwemmungen im alpinen Umfeld darf im allgemeinen von verhältnismässig kurzen Hochwasserspitzen, die kaum Endkolktiefen auslösen, ausgegangen werden. Die vorhandenen Ansätze gewährleisten damit Schutzwirkungen, die einerseits auf der sicheren Seite liegen, andererseits aber auch deutlich überdimensioniert sind. Bei den erwähnten Dimensionierungsverfahren wird von kontinuierlichem Abfluss bei Klarwasser-Kolkbedingungen ausgegangen.

2.4.7 Geometrie des Kolklochs

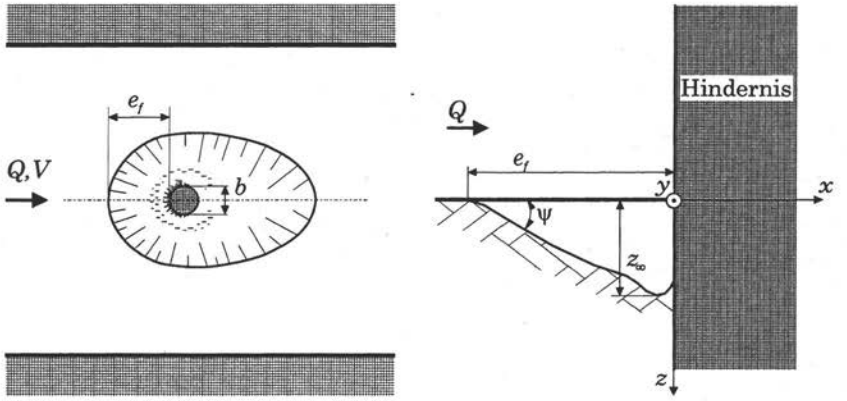
Das Kolkloch eines Einzelelements hat seinen tiefsten Punkt stromauf des Objekts. Für runde schmale Körper bildet sich nach Bonasoundas (1973) im Oberwasser eine Halbkreisform, im Unterwasser die Form einer Halbellipse aus (Abb. 2.12 a). Eine verallgemeinerte Definition der Kolkgeometrie erscheint aufgrund von widersprüchlichem Bildmaterial in der Literatur gewagt, ändert sich diese offensichtlich mit der Hindernisgeometrie und den Abflussbedingungen (V_o / V_{cm}). Damit verbunden treten Deposition oder Sekundärerosion näher oder weiter entfernt stromab des Hindernisses auf. Ayala und Grandon (1994) machen die vorsichtige Aussage, wonach die Grösse des Kolks mit der Fliessgeschwindigkeit wachse. Bonasoundas (1973) schätzt das Volumen des Kolklochs I_{sc} ab mit

$$I_{sc} = 13 \cdot b^2 \cdot d. \tag{2.28}$$

Carstens und Sharma (1975) beschreiben dieses dagegen mit

$$I_{sc} = \frac{\pi \cdot d^2}{6} \cdot \cot \psi \cdot \left(3 \cdot b + 2 \cdot d \cdot \cot \psi\right). \tag{2.29}$$

Hierbei bezeichnen b die Hindernisbreite, d den Korndurchmesser und ψ den Böschungswinkel.



a) b)

Abb. 2.12 **Definitionsskizze Kolkloch** a) Grundriss und b) Längsschnitt.

Wertet man die zwei Ansätze für drei Langzeitversuche von Chabert und Engeldinger (1956) aus, so zeigt sich für den Ansatz von Carstens und Sharma (1975) eine relativ gute Übereinstimmung mit den von den Franzosen gemessenen Volumina (Tab. 2.2). Der Ansatz von Bonasoundas (1973) führt zu Werten, die mehr als 100% von den Datensätzen von Chabert und Engeldinger (1956) abweichen.

Tab. 2.2 **Kolkvolumen I_{sc} und Oberwasserlängen e_f**, Versuche Nr. 113 und 114 nach Chabert und Engeldinger (1956).

Versuche Nr.		**113**	**114**
V_{cm}	[m/s]	0.63	0.63
V_o/V_{cm}	[-]	0.83	0.82
$\mathbf{F}_o$	[-]	0.37	0.28
d	[m]	0.003	0.003
h_o	[m]	0.2	0.35
ψ	[°]	34	34
Hindernisbreite b	[m]	0.15	0.15
Kolktiefe z_∞	[m]	0.161	0.193
Kolkvolumen			
Bonasoundas (1973), Gl. (2.28)	[m³]	0.047	0.056
Carstens und Sharma (1975), Gl. (2.29)	[m³]	0.019	0.030
Chabert und Engeldinger (1956), Messungen	[m³]	0.022	0.037
Oberwasserlänge e_f			
Bonasoundas (1973), Gl. (2.30)	[m]	0.30	0.30
Ayala und Grandon (1994), Gl. (2.31)	[m]	0.42	0.50

Die Oberwassserlänge e_f des Kolklochs definiert Bonasoundas (1973) über die Hindernisbreite b zu

$$e_f = 2 \cdot b, \tag{2.30}$$

während Ayala und Grandon (1994) mit der Kolktiefe z_∞ des Gleichgewichtszustands rechnen

$$e_f = 2.6 \cdot z_\infty. \tag{2.31}$$

Aus der Auswertung in Tab. 2.2 ergeben sich für schlanke Hindernisse grosse Unterschiede (25% bis 30%).

Bezüglich dem Böschungswinkel ψ des Kolklochs findet sich in der Literatur einheitlich der natürliche Schüttwinkel φ des Sedimentmaterials unter Wasser. Dabei werden von Bonasoundas (1973) und Graf (1995) Winkel von 31° bis 35° angegeben. Für Brückenwiderlager benutzt Kwan (Lim 1997) einen Wert von 22° bis 26°.

2.4.8 Bemessungsprinzipien für die Endkolktiefe

Allgemein anerkannt zur Bestimmung der Kolktiefe im Gleichgewichtszustand an Brückenwiderlagern ist das Verfahren nach Melville (1992, 1995, 1997). Anhand einer Dimensionsanalyse folgt für die auf die Normierungsbreite b_N bezogene Kolkendtiefe z_∞

$$\frac{z_\infty}{b_N} = \mathrm{f}\left(\mathbf{F}_g, \frac{b}{b_N}, \frac{d_{50}}{b_N}, \sigma_g, K, E, P\right), \tag{2.32}$$

mit $\mathbf{F}_g = V_o/(gd_{50})^{½}$ als auf die mittlere Korngrösse d_{50} bezogene Zufluss-Froudezahl, σ_g als Streubreite der Kornverteilung, K als Formbeiwert des Widerlagers, E als Anströmungsrichtungsbeiwert und P als Zuflussbeiwert. Melville (1995) berücksichtigt die Effekte von Fluss-Vorländern. Hager und Kohli (1997) fassen alle nach den Studien von Melville (1992, 1995) zu berücksichtigenden Einflüsse näherungsweise zusammen und formulieren geschlossen für die Relativkolktiefe $Z = z_\infty / b_N$

$$Z = 1.1 \cdot K \cdot \left[\sin\frac{\Theta}{2}\right]^{\frac{1}{4}} \cdot \frac{10 \cdot b}{5 \cdot h_o + b} \cdot \left[\frac{\mathbf{F}_d}{2 + \mathbf{F}_d}\right]^{\frac{1}{2}} \cdot \left[1 - \lambda^{1.5} \cdot \frac{Y - 1}{Y}\right]. \tag{2.33}$$

K beschreibt dabei den Koeffizienten für die Widerlagerformen, Θ den Anströmungswinkel, b die Widerlagerbreite, h_o die Zuflusswassertiefe, $\mathbf{F}_d = V_o/(g'd_{50})^{½}$ die densimetrische Froudezahl, $\lambda = b_v/b$ das Verhältnis von Vorlandbreite b_v und Widerlagerbreite b und $Y = h_o/h_v$ das Verhältnis von

Zuflusswassertiefe h_o und Vorlandwassertiefe h_v. Es resultiert eine Potenzfunktion für die Endkolktiefe, welche die Einflussgrössen näherungsweise über Laborresultate berücksichtigt. Im folgenden sollen die einzelnen Einflüsse näher beleuchtet werden.

Hindernisbreite

Die Grösse b wird immer relativ zur Zuflusswassertiefe h_o betrachtet.

a) Für $b/h_o \leq 1$ spricht Melville (1992, 1995) von einem hydraulisch schmalen Widerlager, dann ist die Massbreite $b_N=b$.

b) Für $b/h_o \geq 25$ ist das Widerlager hydraulisch breit, dann ist $b_N=h_o$.

c) Für Verhältnisse zwischen den genannten Grenzwerten werden beide Parameter einflussreich und die Massbreite ist $b_N=(h_o b)^{½}$.

Fall a) betrifft Verhältnisse ähnlich jenen an Brückenpfeilern. Kolkbedingungen für breite Hindernisse wie Gebäude werden durch Fall b) beschrieben. Bonasoundas (1973) kann ab $b/h_o>1$ bis 3 keinen Einfluss der Zuflusswassertiefe h_o auf den Kolk feststellen. Für breite Hindernisse besteht allgemein eine unbefriedigende Datenlage. Sowohl Carstens und Sharma (1975) als auch Johnson (1995) regen weitere Forschungstätigkeit an für den Fall $b/h_o>10$.

Hindernisform

Analog zu den Entwicklungen im Bereich Pfeilerkolk definiert Melville (1992) die Standardwiderlagerformen (Abb. 2.13 a) der Vertikalwand (I) mit K=1, der einseitig ausgerundete Mauer (II) mit K=0.75, der 45° Flügelmauer (III) mit K=0.75 sowie des rechteckigen Widerlagers (IV) mit $K=-(3/20)\tan\alpha+(2/3)$ in Funktion des Böschungswinkels α. Dabei entwickelt sich die Kolktiefe proportional zu den Werten K. Als Referenzfall wird die Vertikalplatte mit K=1 betrachtet.

Anströmungswinkel

Die senkrechte Anströmung mit Θ=90° wird als Referenzfall betrachtet. Θ kann zwischen 0° und 180° variieren, liegt jedoch üblicherweise zwischen 60° und 120°. Ansari und Quadar (1994) berücksichtigen den Anströmungswinkel bezüglich Brückenpfeilern mittels einer projizierten Breite b' (Abb. 2.13 b). Diesen Ansatz überträgt Lim (1997) auf Brückenwiderlager.

Sedimenteinflüsse

Die Einflüsse von Sedimentparametern werden allgemein bei nicht-kohäsiven Materialien und breiten Hindernissen (b/d_{50}>50) als gering eingestuft. Graf (1995) schränkt für Brückenpfeiler mit b/d_{50}>25 noch weiter ein. Ebenso sehen Nicollet und Ramette (1971) bei uniformer Kornverteilung an Brückenpfeilern keine Abhängigkeit der maximalen Kolktiefe vom Korndurchmesser.

Den Einfluss der Sedimentlagerungsdichte auf Kolke im weitesten Sinne überprüfen Kotoulas (1967) und Bonasoundas (1973). Ob bei Absturzbekken oder an Brückenpfeilern - beide können nur „...einen unmerklichen und vernachlässigbaren Einfluss..." feststellen.

Nach Raudkivi (1991a) steigt der Einfluss der Deckschicht im Kolkloch mit

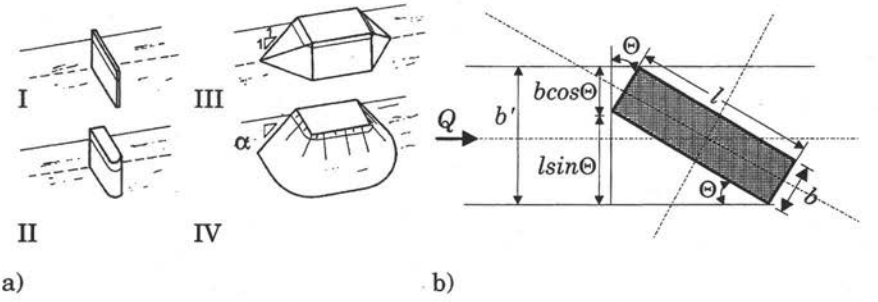


Abb. 2.13 a) **Widerlagerformen** nach Melville (1992) und
b) **Projizierte Breite** b' eines Strömungshindernisses, Ansari und Quadar (1994).

der Breite der Kornverteilung; der Kolk wird in seinem Wachstum durch den wachsenden Sohlwiderstand gehemmt. Die Streubreite σ_g wird ausgedrückt durch

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}. \tag{2.34}$$

Nach Scheuerlein (1996) bilden Strömung und Gerinneberandung zusammen „...einen natürlichen Regelkreis mit negativer Rückkopplung, d.h. mit der Fähigkeit zur Selbstregelung." Maximale Kolktiefen entstehen bei uniformer Kornverteilung mit $1 \leq \sigma_g \leq 1.3$. Nach Raudkivi (1991b) kann ab einer Streubreite $\sigma_g > 2$ ein signifikanter Hemmeffekt festgestellt werden. Lim (1997) bestätigt die kolkhemmende Wirkung der Deckschicht im Kolkloch bei Brückenwiderlagern. Ayala und Grandon (1994) stellen an quadratischen Brückenpfeilern eine im Vergleich zu runden Pfeilern gröbere Deckschicht fest. Schöberl (1981, 1996) schliesst aus gemeinsamer „... Betrachtung von Kolk- und reinen Deckschichtversuchen ..., dass der erreichbare Erosionswiderstand in beiden Fällen eindeutig durch den massgebenden Korndurchmesser der Deckschichtverteilung bestimmt wird ...". Als massgebender Korndurchmesser der Deckschicht wird in erster Näherung d_{90} der Kornverteilung der Unterschicht verwendet (Jäggi 1993).

2.5 Kolkschutzmethoden

2.5.1 Allgemeines

Die bis heute in der Literatur dargestellten Kolkschutzmethoden lassen sich in zwei Hauptgruppen aufteilen:

1. Massnahmen zur *Abschwächung von Sekundärströmungsangriffen*, bzw. Hemmung der entstehenden Wirbelsysteme.
2. Methoden, um die *Erosion* am Strömungshindernis zu *reduzieren* oder gar zu *verhindern*.

In der Folge soll eine Auswahl von Entwicklungen aus dem hydraulischen Versuchswesen und aus der Praxis beschrieben werden. Weitere Darstellungen finden sich bei Breusers und Raudkivi (1991) sowie Hoffmans und Verheij (1997).

2.5.2 Strömungsberuhigende Massnahmen

Ausgestaltung Anströmungsfront

Bei Brückenpfeilern und -widerlagern wird durch die stromlinienförmige Ausgestaltung des Pfeilers, abgerundete Eckbereiche sowie schräge Flächen an der Anströmungsfront eine kolkhemmende Wirkung erzeugt. Hier sei auf die standardisierten Formen und die entsprechenden Formfaktoren der Dimensionierungsansätze verwiesen (Raudkivi 1991, Melville 1992, 1995, 1997). Eine Anwendung derartiger Massnahmen an Gebäuden ist aus gestalterischen Gründen wenig attraktiv.

Vorgelagerte Einbauten

Als erster beschreibt Tison 1937 (Hjorth 1975) den Einsatz von stromauf vorgelagerten Pfählen mit einer kolkhemmenden Wirkung für Brückenpfeiler. Dabei wird eine sanftere Ablenkung der Stromlinien um das Gesamtobjekt angestrebt. Chabert und Engeldinger (1956) und Levi und Luna (1961) beschreiben Versuche mit keilförmig stromauf angeordneten Pfählen (Abb. 2.14 a), welche allerdings alle nur für Anströmungswinkel $\Theta \leq 90°$ gute Resultate zeigen (Abb. 2.13).

Plattenartige Anbauten

Plattenförmige Schutzmassnahmen werden vorwiegend horizontal angeordnet. Die untersuchten Anordnungen (Abb. 2.14 b) reichen von *kragenartigen Einzelplatten* über Mehrfachplattensysteme (Chabert und Engeldinger 1956) bis hin zu tellerförmig abwärts gewölbten Schalen nach Stof (1984). Gemeinhin wird die Plazierung der Schutzplatte in der

Grössenordnung der Hindernisbreite b unter der vorgesehenen Sohlenkote des Gerinnes empfohlen.

Durch die rechteckige Vergrösserung der *Fundation* um die doppelte Objektbreite b stromauf kann am Brückenpfeiler ein Kolk nach Parola et al. (1996) weitgehend vermieden werden. Als ergänzenden Schutz wird rund um die Fundation ein *Blockwurf* vorgeschlagen. Die Fundation soll wie bei den obenerwähnten Kragenplatten knapp unter der Sohlenkote zu liegen kommen. Schon Friedrich (1932) beschreibt zum Schutz eines

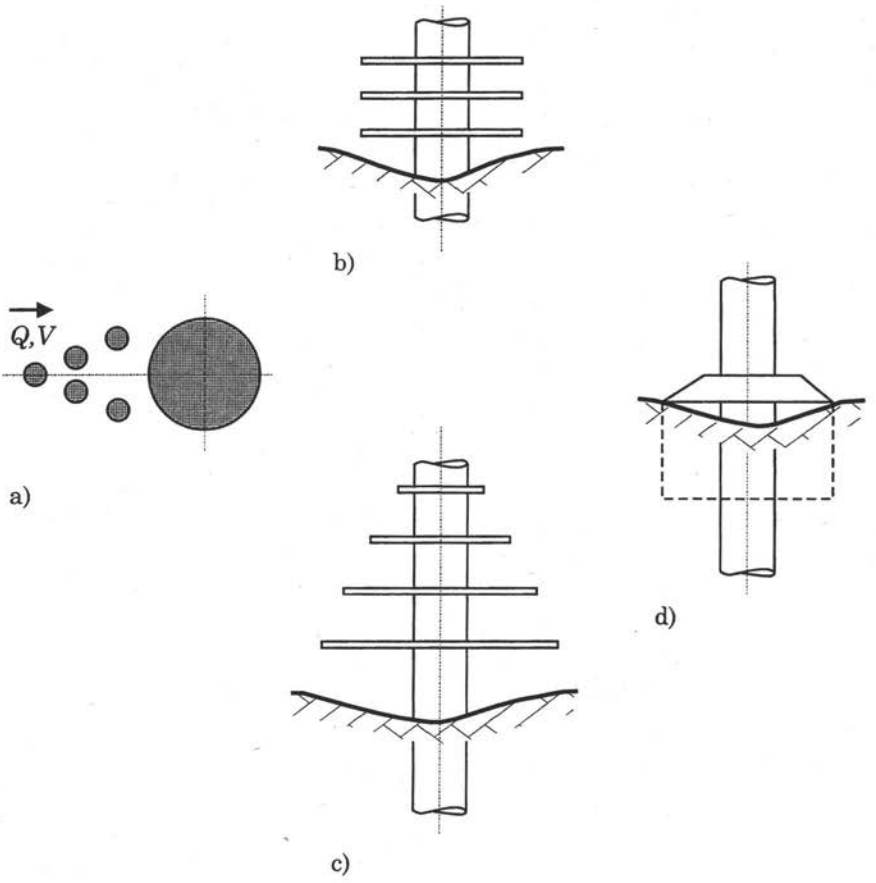


Abb. 2.14 **Kolkschutzbauten** a), b) und c) nach Chabert und Engeldinger (1956) und d) nach Stof (1984).

Brückenpfeilers eine halbelliptische, unter der Sohlenkote angeordnete Fundationsvergrösserung mit einer Ausdehnung von $b/2$ stromauf (Abb. 2.15). Weitere Details zu Fundationsvergrösserungen geben Laursen (1963) sowie Melville und Raudkivi (1996).

2.5.3 Erosionshemmende Massnahmen

Blockwurf, Steinschüttungen

Speziell auf Brückenwiderlager ausgerichtete Untersuchungen beschreibt Pagan-Ortiz (1992) und entwickelt eine Dimensionierungsgleichung für Blockwurf am gerade, senkrecht zur Fliessrichtung stehenden Widerlager mit

$$D_{50} > \frac{1.0836 \cdot V_{cc}^{2.598}}{h_{cc}^{0.299} \cdot (g')^{1.299}}, \tag{2.35}$$

wobei alle Längen in [ft] eingehen und D_{50} der mittlere Durchmesser der Blockwurfsteine, V_{cc} die Geschwindigkeit in der Kontraktion zwischen den Widerlagern sowie h_{cc} die entsprechende Abflusstiefe bedeuten.

Für Dimensionierungen eines Blockwurfs am Brückenpfeiler stehen moderne Ansätze in ähnlicher Form zur Verfügung von Parola (1993)

$$D_{50} > \frac{V_o^2}{1.4 \cdot g'} \tag{2.36}$$

und dimensionsbehaftet nach Chiew (1995)

$$D_{50} > \frac{V_o^3}{10.47 \cdot \sqrt{h_o}}. \tag{2.37}$$

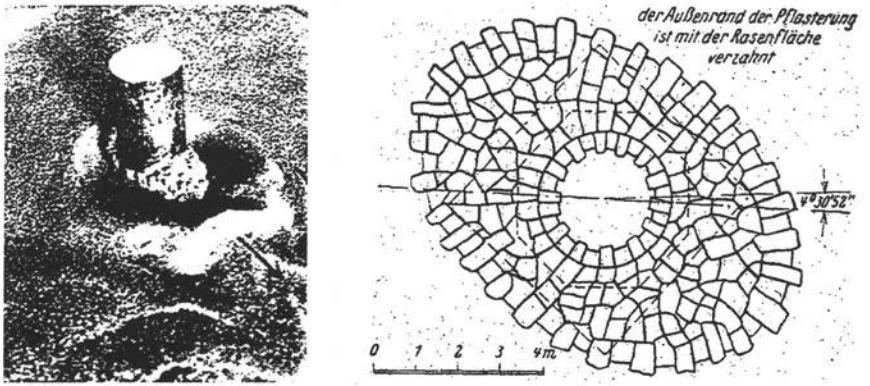
Die drei genannten Blockwurfdimensionierungsgleichungen werden für ein nahezu uniformes Sediment mit d=0.0013 [m] in Tab. 2.3 anhand der Abflussdaten eines Versuchs von Chabert und Engeldinger (1956) am runden Brückenpfeiler ausgewertet. Der Ausdruck von Pagan-Ortiz (1992) für Widerlager liefert dabei unter Gleichsetzung der Zuflusswassertiefe mit der Wassertiefe in der Brückenkontraktion $h_o \equiv h_{cc}$ wesentlich kleinere Werte.

Für grosse Geschwindigkeiten V_o führt hingegen der Ansatz von Chiew zu sehr grossen Werten.

Tab. 2.3 **Blockwurfkorngrössen im Vergleich** anhand von Versuch Nr. 226, Chabert und Engeldinger (1956), Annahme $h_{cc} \approx h_o$.

Q	B	b	h_o	V_o	d	Pagan-Ortiz D_{50}	Parola D_{50}	Chiew D_{50}
[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.03	0.80	0.15	0.10	0.38	0.0013	0.005	0.03	0.02

Systematische Resultate für Ausdehnungsgrössen eines Blockwurfs am Brückenpfeiler in Diagrammform stellt Chiew (1995) dar. Für die Stärke des Blockwurfs empfiehlt Pagan-Ortiz (1992) mindestens $2D_{50}$. Zum Überblick seien demnach die lateralen und vertikalen Ausdehnungsempfehlungen für den Blockwurf am Brückenpfeiler angefügt (Tab. 2.4).



a) b)

Abb. 2.15 **Sohlenbefestigungen für Pfeiler der Wisentbrücke** a) physikalisches Modell und b) Ausführungsplan (Friedrich 1932).

Tab. 2.4 **Empfehlungen zur Ausdehnung eines Blockwurfs.**

Autoren	Blockwurfbreite ab Pfeilermitte	Blockwurfstärke
Engels (1894)	~ 1.5 b	-
Bonasoundas (1973)	3 b	$b/3$
Neill (1973)	0.75 b	$> 2\,D_{50}$
Hjorth (1975)	1 b	$> 3\,D_{50}$
Richardson (1991)	1.5 b	-
Graf (1995)	2 - 3 b	$3\,D_{50}$

Filter zu Blockwürfen

Der Schutz vor Auswaschung des feinkörnigen Sohlenmaterials unter dem Blockwurf wird mittels eines Filters unter der Erosionsschutzschicht gewährleistet. Als Filter kann dabei entweder ein Geotextil (Parola 1995) oder eine Filterschüttung aus mineralischem Material eingebaut werden. Für letztere sind die Grundregeln nach Terzaghi (Dargahi 1982) zu beachten. Zahnen (Dargahi 1982) beurteilt die Wirksamkeit verschiedener Filterarten anhand einer Rangliste (Abb. 2.16). Der abgestufte Mineralfilter wirkt nach Zahnen effektiver als Kombinationen von modernen Geotextilien oder Kunststoffen mit Sand und Kies.

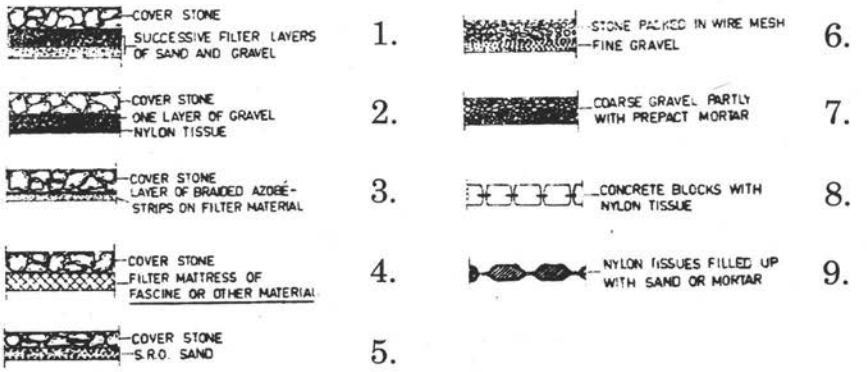


Abb. 2.16 **Rangliste von Blockwurf-Filtern nach Zahnen,** Dargahi (1982).

2.6 Zusammenfassung und Folgerungen

- Der Abfluss um ein zylindrisch rundes oder rechteckiges Hindernis stellt ein Basisproblem der Fluidmechanik dar und ist analytisch und experimentell in zwei- und dreidimensionalen Betrachtungen behandelt worden.
- Durch Hindernisse in der Strömung werden kohärente Fluidwirbel induziert. Die Wirbelbewegungen an der Sohle verursachen erhöhte Schleppspannungen, welche in der näheren Umgebung des Hindernisses den kritischen Wert überschreiten können und damit Erosion verursachen. Die Erosion an der Sohle ist maximal unter *threshold*-Bedingungen. Dabei erreicht die Zuflussgeschwindigkeit V_o die über die Gerinnetiefe gemittelte kritische Schleppspannungsgeschwindigkeit V_{cm}. Bei unterkritischen Bedingungen herrscht Klarwasser-Kolk; bei überkritischen Bedingungen herrscht Kolk mit bewegter Sohle.
- Welcher Wirbel am Hindernis hauptsächlich den Kolk verursacht, ist umstritten. Unbestritten ist hingegen die Tatsache, wonach die Wirbelsysteme am schlanken Rechteckkörper im Vergleich zu jenen am Kreiszylinder im wesentlichen dieselben sind. Durch die ungünstige Hindernisform werden die Wirbel in ihrer Stärke begünstigt; das Kolkpotential ist grösser als an einem stromlinienförmigen Hindernis. Eigenen Betrachtungen zufolge unterstützt der grösste Tornadowirbel im Eckbereich der Anströmungfront den Hufeisenwirbel in seiner Tätigkeit, bis er aufgrund der erreichten Kolktiefe an Stärke verliert. Die beiden Wirbelsysteme überlagern sich gegenseitig. Die Erosionstätigkeit wird in der Folge allein vom Hufeisenwirbel bestimmt. Dabei entwickelt sich das Kolkloch signifikant langsamer weiter, d.h. die behutsame Annäherung an eine allenfalls vorhandene Endkolktiefe nimmt ihren Fortgang. Die Wirksamkeit des Tornadowirbels kann somit durch das Verhältnis $z(t)/h_o$ beschrieben werden. Entscheidend in Bezug auf einen Kolkschutz ist jedoch der Hufeisenwirbel.

- Bis heute fehlt eine Dimensionierungsgrundlage zur Abschätzung des Kolks für sowohl hydraulisch schlanke wie auch breite Hindernisse in Abhängigkeit der Zeit t vor Erreichen des Gleichgewichtszustands.
- Für breite Hindernisse in flachem Wasser (b/h_o>10) sind bisher nur wenige Untersuchungen vorhanden.
- Kolkschutz wird heute vor allem durch konstruktive Massnahmen zur Behinderung der Wirbeltätigkeit unmittelbar am Objekt betrieben. Die Hufeisen- und Tornadowirbel sollen durch geeignete Konstruktionen in ihrer Entwicklung räumlich gestört und eingeengt werden. Bei der Anwendung von Blockwürfen und Steinschüttungen (riprap) rund um das Strömungshindernis wird die zur Erosion der Sohle notwendige Schleppspannung erhöht, damit möglichst keine Erosion auftritt. Hinsichtlich dem Schutz von Gebäuden erscheint das erste Verfahren sinnvoller. Die kolkenden Wirbel sollen vom Gebäude ferngehalten werden. Zusätzlich ist mit entsprechend weniger Schaden durch Wasserdruck am Bau zu rechnen.
- Numerische Simulationen für Kolkprobleme sind heutzutage grundsätzlich möglich, erweisen sich aber aufgrund der komplexen Strömung sowie deren Modellierung zur effizienten Erprobung von konstruktiven Schutzmassnahmen als äusserst aufwendig.
- Für die vorliegende Arbeit wird das rechteckige, hydraulisch breite, nicht überströmte Hindernis nachfolgend als *Gebäude* bezeichnet.

2.7 Bezeichnungen

Algebraische Zeichen

A	[m²]	Querschnitts-, Fliessfläche
b	[m]	Hindernisbreite
b'	[m]	projizierte Hindernisbreite
c	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindig-

Indizes

$*$	Schleppbedingung
∞	End-, Gleichgewichtszustand
a	Auftrieb
$ABCD$	Kontrollvolumen

		keit Elementarwelle		
C	[-]	Beiwert	c	Kritisch
d	[m]	Korndurchmesser	cc	Kontraktion
D	[m]	Korndurchmesser Blockwurf	cm	kritisch, über Gerinnetiefe gemittelt
e	[m]	Kolkausdehnung	D	Depositionsbedingung
E	[-]	Anströmungsrichtungsbeiwert	d	densimetrisch
F	[kgm/s²]	Kraft, Stützkraft	f	frontal, stromauf
$\mathbf{F}$	[-]	Froudezahl	g	Korn
$\mathbf{F}_{R^*}$	[-]	dimensionslose Schleppspannung	h	hydraulisch
f_s	[-]	Shieldsparameter	L	Auftriebsbedingung
g	[m/s²]	Erdbeschleunigung	max	Maximalwert
G	[kgm/s²]	Gewichtskraft	m	massgebender Korndurchmesser
g'	[m/s²]	$=[(\rho_s-\rho)/\rho]g$, reduzierte Erdbeschleunigung	N	Normierung
h	[m]	Wassertiefe	n	normal zur Bezugsfläche
I	[m³]	Rauminhalt, Volumen	o	Zuflussquerschnitt
K	[-]	Formbeiwert	P	Potentialbedingung
k	[m]	Sandrauhigkeit	R	Reibungsbedingung
l	[m]	Pfeilerlänge	s	Sedimentbedingung
M	[-]	Stützpunkttangente	sc	Kolk
P	[-]	Zuflussbeiwert	t	*threshold*-Bedingung
Q	[m³/s]	Durchfluss	v	Vorland
R	[m]	hydraulischer Radius	w	Widerstand
$\mathbf{R}$	[-]	Reynoldszahl	16	16% Siebdurchgang
$\mathbf{R}_*$	[-]	Korn-Reynoldszahl	50	Medianbedingung; bzw. 50% Siebdurchgang
$\mathbf{R}_H$	[-]	Hindernis-Reynoldszahl	84	84% Siebdurchgang
T	[-]	Relativzeit	90	90% Siebdurchgang
t	[s]	Zeit		
U	[m/s]	Geschwindigkeit in Sohlennähe		
V	[m/s]	Geschwindigkeitsbetrag		
w_s	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit des Korns		
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum		

		Zeitpunkt t
Z	[-]	Relativkolktiefe
α	[-]	Böschungsneigungswinkel
ν	[m^2/s]	kinematische Viskosität
ω	[-]	Wirbelvektor
τ	[$kg/m/s^2$]	Schleppspannung
φ	[°]	natürlicher Reibungs-, Schüttwinkel
ψ	[°]	Böschungswinkel Kolkloch
ε	[°]	Neigungswinkel zwischen den Stützpunkttangenten
σ	[-]	Streubreite Kornverteilung, Standardabweichung
κ, λ	[-]	Koeffizienten
ρ	[kg/m^3]	Dichte
X	[-]	Koeffizienten
δ	[m]	Dicke der laminaren Grenzschicht
Γ	[-]	Zirkulation
Δ	[-]	Änderung
Θ	[-]	Anströmungswinkel

3 HYDRAULISCHE MODELLUNTERSUCHUNGEN

3.1 Modellähnlichkeit

3.1.1 Grundlagen

Ein hydraulisches Modell ist grundsätzlich ein Präzisionsinstrument zur labormässigen Betrachtung eines physikalischen Phänomens. Es soll nun gezeigt werden, unter welchen Voraussetzungen und Gesetzen sich das natürliche Verhalten im Labor modellieren lässt.

Die Ähnlichkeit in allen Belangen des zu modellierenden Vorgangs ist dann gegeben, wenn das Modell die Charakteristika *dynamischer* Ähnlichkeit erfüllt. Diese impliziert *geometrische* und *kinematische* Ähnlichkeit. Der Massstabsfaktor aller dimensionslosen Grössen ist unter diesen Voraussetzungen gleich 1. Hydraulische Modelle lassen sich unter Verwendung derselben Fluide wie in der Natur (Luft, Wasser) sowie unter Einfluss derselben Gravitationskonstante unmöglich vollständig ähnlich nachbilden (Yalin 1989). Somit sind unausweichlich Einschränkungen gemäss den Erfordernissen des zu beschreibenden Phänomens vorzunehmen.

Die *geometrische* Ähnlichkeit definiert alle geometrischen Längen des Mo-

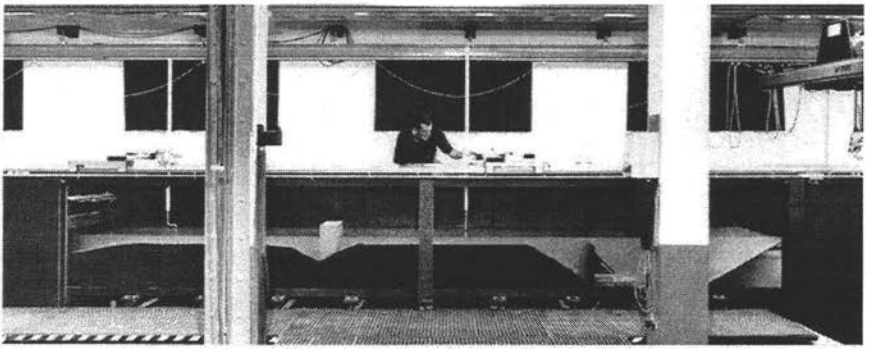


Abb. 3.1 **Versuchsstand Kolk** Gesamtansicht, Fliessrichtung von links nach rechts.

dells L_M im Verhältnis zu den Naturlängen L_N. Für den Massstabsfaktor λ_L folgt also

$$\lambda_L = \frac{L_N}{L_M}. \tag{3.1}$$

Beim vorliegenden Phänomen sind als Längen vor allem die Abflusstiefe h_o, der Korndurchmesser d, die Gebäudebreite b und die Kolkabmessungen von Interesse.

Die *kinematische* Ähnlichkeit verlangt die Modellierung zeitabhängiger Prozesse unter Einhaltung konstanter Verhältnisse für korrespondierende Zeitintervalle in Natur und Modell. So folgen für die Massstabsfaktoren der Zeit λ_τ und der Geschwindigkeit λ_V analog zu λ_L mit Zeiten τ und Geschwindigkeiten V

$$\lambda_\tau = \frac{\tau_N}{\tau_M}, \qquad \lambda_V = \frac{V_N}{V_M}. \tag{3.2}$$

Die *dynamische* Ähnlichkeit definiert das Verhältnis der Strömungsvorgänge in Natur zu jenen im Modell. Die Einflüsse infolge Gravitation, Zähigkeit der Fluide und Oberflächenspannung sollen mechanisch ähnlich modelliert werden, d.h. die entsprechenden dimensionslosen Kennzahlen nach Froude, Reynolds, Weber sowie die Turbulenzzahl müssen für die Natur gleich wie im Modell sein.

Bei Freispiegelabflüssen ist die Beschleunigung aufgrund der Gravitation massgebend. Nach gängiger Konvention wird lediglich die Froudezahl $\mathbf{F}_o = V_o/(gL)$ als dimensionslose Grösse unter Vernachlässigung der Reynoldszahl $\mathbf{R} = (V_o L)/\nu$, der Weberzahl **W** und der Turbulenzzahl **T** berücksichtigt. Der viskose Einfluss des Wassers (Reynoldszahl) wird durch möglichst grosse Modelle kleingehalten. Effekte aus Rauhigkeit und Turbulenz können dennoch mit der Reynoldszahl einen gewissen Einfluss ausüben, welcher jedoch ab einem Grenzwert unbedeutend wird. Kapillarkräfte beeinflussen das vorliegende Problem bei genügend grossen Wasser-

tiefen nicht, womit der Einfluss der Weberzahl **W** vernachlässigbar ist. Die Modellierung unter den genannten Voraussetzungen beruht demnach massgeblich auf dem *Ähnlichkeitsgesetz von Froude* (3.1.3).

3.1.2 Dimensionsanalyse

Charakteristische Parameter

In der Folge soll unter Anwendung des *π-Theorems* der zeitliche Verlauf des Kolkvorgangs an Gebäuden beschrieben werden. Als Basisgrössen der Dimensionsanalyse werden für das quantitativ zu erfassende physikalische Phänomen voneinander unabhängige Parameter bestimmt. Jede dieser Grössen kann als Potenzfunktion der Grundeinheiten Länge [L], Zeit [τ] und Masse [m] dargestellt werden (Tab. 3.1). In Anlehnung an die typische Bezeichnung in Standardwerken zum Sedimenttransport (Yalin 1992) wird das spezifische Gewicht unter Wasser für Sediment mit $g(\rho_s-\rho)$ angegeben.

Tab. 3.1 **Charakteristische Parameter.**

Bezeichnung	**Dimension**	**Beschreibung**
Geometrische, kinematische und dynamische Grössen		
h_o	[L]	Wassertiefe im Zufluss
d	[L]	Korndurchmesser
V_o	$[L\tau^{-1}]$	Geschwindigkeit im Zufluss
t	[τ]	Zeit
g	$[L\tau^{-2}]$	Erdbeschleunigung
Stoffeigenschaften		
ρ	$[mL^{-3}]$	Dichte Wasser
ν	$[L^2\tau^{-1}]$	kinematische Viskosität
ρ_s	$[mL^{-3}]$	Dichte des Sediments
Kolkspezifische Grössen		
b	[L]	Gebäudebreite
l	[L]	Gebäudelänge

Dimensionslose Grössen

Das Phänomen des Gebäudekolks stellt ein flussbautypisches Zweiphasenproblem dar. Nach der Anwendung des π-Theorems resultieren die dimensionslosen Parameter nach Tab. 3.2 (Yalin 1989).

Tab. 3.2 **Dimensionslose Grössen.**

Dimensionslose Parameter	**Beschreibung**
$\frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \mathbf{F}$	*Froudezahl* in Funktion des Korndurchmessers
$\frac{V \cdot d}{\nu} = \mathbf{R}$	*Reynoldszahl* in Funktion des Korndurchmessers
$\frac{V \cdot t}{h_o} = T$	*Zeit* dimensionslos
$\frac{h_o}{d}, \frac{b}{d}, \frac{l}{d}, \Theta$	*Längen* dimensionslos

Mit der Wahl von V_o als Geschwindigkeit ergeben sich eindeutig bestimmte, dimensionslose Parameter wie die *densimetrische Zufluss-Froudezahl* $\mathbf{F}_d = V_o/(g'd)^{1/2}$. Diese stellt nach Yalin (1992) eine wichtige Variable bei Sedimenttransportproblemen dar. Die *Reynoldszahl* $\mathbf{R}_g = V_o d/\nu$ bezüglich einem Korndurchmesser d ist aufgrund der verwendeten Geschwindigkeit V_o nicht mit der Korn-Reynoldszahl $\mathbf{R}_*$ zu verwechseln, welche mit der Schleppspannungsgeschwindigkeit U_* definiert ist.

3.1.3 Der Gebäudekolk als Froudemodell

Mit dem vorliegenden dimensionslosen Parametersatz ist eine Annäherung des Phänomens in einem Froudemodell ausführbar. Somit gilt mit den Massstabsfaktoren zwischen der Zeit und der Geschwindigkeit $\lambda_{t,V} = \lambda_L^{1/2}$.

Ausserdem sind als Grenzen und Regeln für die Übertragbarkeit zu beachten:

- *Turbulente Strömung*: Für das Modell wird dieselbe Fliessart (laminar oder turbulent) wie in Natur gefordert. Nach Bollrich (1989) sollte im Modell eine minimale Zufluss-Reynoldszahl $\mathbf{R}=V_o h_o/\nu$ zwischen 5'000 und 6'000 erreicht werden. Für die vorliegende Studie liegt **R** im Bereich zwischen 6'500 und 45'000. Zur Beruhigung der Zulaufströmung und zur Elimination von Geschwindigkeitskonzentrationen werden spezielle Massnahmen ergriffen (3.3.1).
- *Fliesszustand*: Im Modell sollten in den verschiedenen Fliessstrecken derselbe Fliesszustand (Strömen-Schiessen) wie im Prototyp herrschen. Die Experimente der vorliegenden Studie weisen alle den Fliesszustand *Strömen* auf.
- *Kapillarität*: Um Einflüsse der Oberflächenspannung auszuschliessen, sollte eine minimale Abflusstiefe (Flachwassergrenze) von $h_o>5k_s\cong 5d$ eingehalten werden (Bollrich 1989). Die Wassertiefe sollte ausserdem den kritischen Wert von rund 20 mm nicht unterschreiten. Die Zuflusswassertiefen der vorliegenden Studie betragen mehr als 20 mm.
- *Viskosität*: Um zu gewährleisten, dass alle Sedimentkörner aus der laminaren Grenzschicht herausragen, muss nach Nikuradse (1933) die Korn-Reynoldszahl $\mathbf{R}_*=U_* k_s/\nu>70$ erfüllen. Die gewählten Versuchsbedingungen genügen dieser Forderung.
- *Korngrösse*: Als minimale Korngrösse sollte der Wert von d=0.22 mm wegen Kohäsionskräften im Sediment und möglicher Riffelbildung nicht unterschritten werden (Zarn 1992). Die minimalen Korngrössen der vorliegenden Studie sind grösser als d=0.22 mm (Abschnitt 3.2).

3.1.4 Variable Parameter

Die im Modellversuch variablen Einflussgrössen der Kolkentwicklung ergeben sich nach Abschnitt 3.1.2 sowie unter Voraussetzung des Ähnlichkeitsgesetzes nach Froude zu:

h_o Wassertiefe im Zufluss,
d Korndurchmesser,
V_o Geschwindigkeit im Zufluss,
t Zeit,
ρ_s Sedimentdichte,
ρ Wasserdichte,
b Gebäudebreite,
l Gebäudelänge,
Θ Anströmungswinkel,
σ Streubreite der Kornverteilung.

In der Natur sind Gebäudebreiten von der Grössenordnung 10^1 m üblich. Bei verschiedenen Überschwemmungen der letzten Jahre sind im Bereich von Gebäuden Wassertiefen von 1 m oder mehr sowie Fliessgeschwindigkeiten mit Froudezahlen <1 festgestellt worden. Für diese Grössenordnungen ergibt sich beispielsweise bei einem Modellmassstab $\lambda_L=L_N/L_M=20$ ein praktikables Abbild im Modell. Unter Berücksichtigung dieses Massstabs wird der Bereich für die zu variierenden Grössen gemäss Tab. 3.3 festgelegt.

Tab. 3.3 **Variable Parameter**, kursiv mehrheitlich verwendete Grössen.

Bezeichnung	Bereich in Natur [m]	Bereich im Modell [m]	Gewählte Modellwerte [m]
h_o	0.8 bis 2	0.04 bis 0.1	0.04; *0.05*; 0.06; *0.10*; *0.15*
b	8 bis 16	0.4 bis 0.8	0.2, *0.3*, 0.4
l	8 bis 16	0.4 bis 0.8	0.02; *0.15*; 0.30
d	0.001 bis 0.1	0.0005 bis 0.005	0.0013, 0.00274 nahezu uniform; Gemisch d_m=0.0013, d_{90}=0.00274
F_d [-]	0 bis 2.5	0 bis 2.5	0.8 bis 2.8
Θ [-]	-	-	75°; 60°; 45°; 30°; 15°; 0°

Bei den verwendeten, beinahe *uniformen* Sedimenten handelt es sich einerseits um Geschiebe mit einem Korndurchmesser $d=d_m=d_{50}=1.3$ mm bei einer Streubreite von $\sigma_g=1.25$, sowie andererseits um Geschiebe mit einem Korndurchmesser $d=d_m=d_{50}=2.74$ mm bei einer Streubreite von $\sigma_g=1.3$. Als drittes Sohlenmaterial wird eine Mischung mit $d=d_m=1.3$ mm nach Meyer-Peter und Müller (1949) und $d_{90}=2.74$ mm bei einer Streuung von $\sigma_g=2.42$ verwendet (Abb. 3.2). Durch die Wahl dieser Parameter soll die Vergleichbarkeit der Resultate erleichtert werden.

3.2 Versuchstaktik - Stufenweises Vorgehen

Um die beträchtlichen Kombinationsmöglichkeiten effizient und zielstrebig anzugehen, wird eine die Versuchsanzahl reduzierende Methode angewandt. Das stufenweise Vorgehen ist in Abb. 3.3 grafisch dargestellt.

In der ersten Stufe wird mit beinahe uniformer Korncharakteristik der Einfluss verschiedener Parameter auf das Kolkverhalten an einem Gebäude in unverbautem Zustand abgeklärt. Hierbei werden vorab die Einflüsse der geometrischen Parameter b und l, sowie des Anströmungswin-

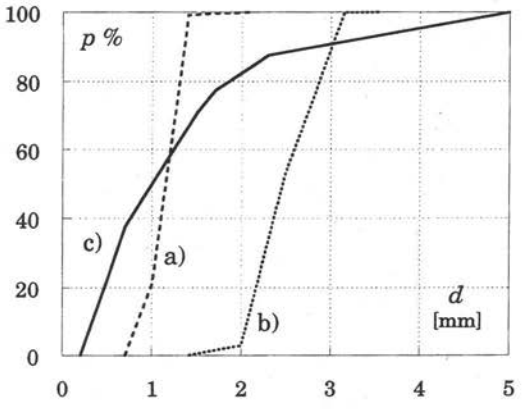


Abb. 3.2 **Siebkurven der verwendeten Sedimente** in Gewichtsprozenten p. a) Feinkorn $d=d_{50}=0.0013$ m, $\sigma_g=1.25$; b) Grobkorn $d=d_{50}=0.0027$ m; $\sigma_g=1.3$ und c) Mischung $d=d_m=0.0013$ m, $d_{90}=0.0027$ m, $\sigma_g=2.42$.

kels Θ untersucht. Sind diese erkannt, so können die Versuchsvarianten für die Gebäudegeometrie und -orientierung bereits eingeschränkt werden. Die Variation der Abflusstiefe h_o bei unterschiedlichen *threshold*-Froudezahlen $\mathbf{F}_t$ schliesst diese Phase ab.

In einer zweiten Stufe werden die gewonnenen Aussagen mit einem grösseren, wiederum beinahe uniformen Sediment verifiziert. Mit diesen ersten beiden Versuchsstufen ist der schlimmste Fall (*worst-case*-Szenarium) abgedeckt. Die für die Praxis relevante Umsetzung der Resultate ist mit der dritten Stufe für ein Sediment mit breiter Streuung der Korngrössen d zu vollziehen. Zur Verdichtung der notwendigen Daten sind in Stufe 1 Zusatzversuche durchzuführen (Abb. 3.3).

Die Versuche zu den Verbauungsvorschlägen und Bemessungen nach Kapitel 5 werden jeweils in Anschluss an die Versuche ohne Verbauungen auf jeder Stufe angeordnet.

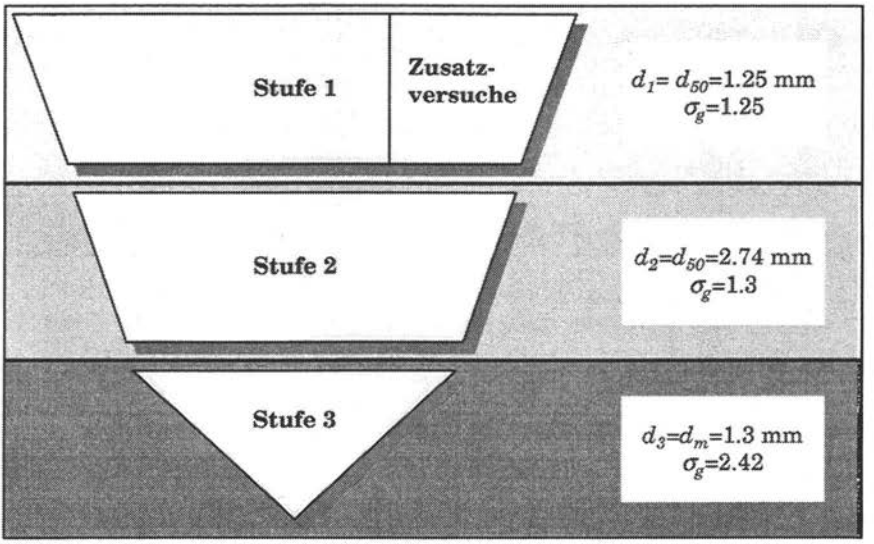


Abb. 3.3 **Versuchstaktik**, stufenweises Vorgehen.

3.3 Aufbau und Betrieb des Versuchskanals

3.3.1 Kanalgeometrie, Hydraulik

Die Versuchsanlage besteht aus einem horizontalen Freispiegelkanal mit einer lichten Breite von 1 m, einer Tiefe von 1.05 m und einer für Versuche nutzbaren Länge von 6.5 m. Die Länge des Kanals über alles beträgt 12 m. Die Anlage gliedert sich in die Teilbereiche *Zulaufbecken*, *Versuchskanal*, *Ablaufbecken* sowie einen geschlossenen *Wasserkreislauf mit Pumpe*. Diese liefert maximal einen Durchfluss von Q=130 l/s. Die Steuerung des geschlossenen Kreislaufs erfolgt durch einen hinter der Pumpe angeordneten, stufenlos regulierbaren Handschieber. Dabei kann die Leistung der Pumpe direkt mit einem Frequenzumrichter reguliert werden. Der Kanal ist zusätzlich über den allgemeinen Wasserkreislauf der VAW mit einem Durchfluss bis 70 l/s betreibbar.

Vom 2.5 m langen Zulaufbecken ① gelangt das Wasser über eine 45° geneigte Rampe ② in den 0.43 m höher gelegenen eigentlichen Versuchska-

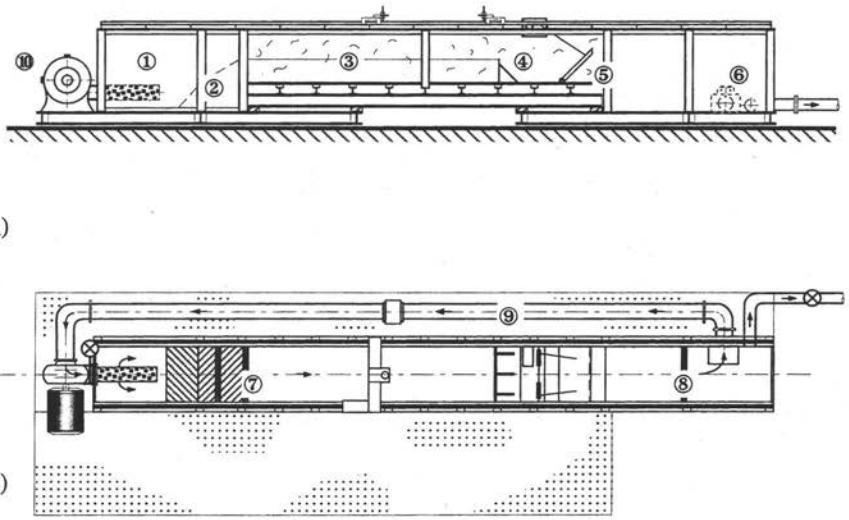
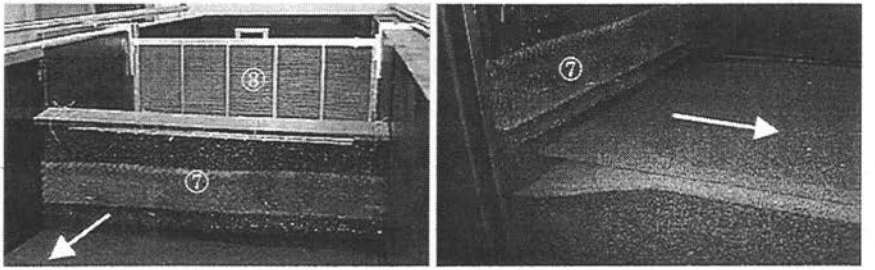


Abb. 3.4 **Definitionsskizze Versuchsstand Kolk**, a) Ansicht und b) Grundriss mit ① Zulaufbecken, ② Rampe, ③ Sedimentsohle, ④ Überfall, ⑤ Überfallklappe, ⑥ Ablaufbecken, ⑦, ⑧ Strömungsgleichrichterfiltermatten, ⑨ Rückführungsrohr und ⑩ Pumpe.

nal. Im einseitig 0.04 m stark verglasten Versuchsbereich sind Sedimentmächtigkeiten ③ bis rund 0.6 m einbaubar. Die Unterwasserhöhe wird bei nicht eingestautem Abfluss durch einen scharfkantigen, senkrechten Überfall ④, bei eingestautem Abfluss durch eine am Ende des Versuchsbereichs eingebaute, scharfkantige Überfallklappe ⑤ kontrolliert. Die verwendeten Seitenwandungen (Glas, Stahl beschichtet) weisen eine glatte Oberfläche auf, sodass die Wandreibung vernachlässigt werden kann. Die Sedimentsohle ③ wird generell auf den Horizont des senkrechten Überfalls eingebaut. Durch die Absenkung der Sohle vor dem Überfall ④ kann der Austrag von Sedimentmaterial aus dem Versuchsbereich weitgehend vermieden werden. Die eingebauten Überfälle sind alle vollständig belüftet und mit einer Standardkrone versehen (Hager, 1994). Nach der Überfallklappe ⑤ fliesst das Wasser in das Ablaufbecken ⑥, bevor sich der Kreislauf mit dem Rückführungsrohr ⑨ und der Pumpe ⑩ wieder schliesst.

Zur Räumung des Sedimentmaterials nach Abschluss einer Versuchsreihe wird ein perforierter Sedimentkessel unter der vollständig abgesenkten Überfallklappe plaziert. Durch die Spülung des Kanals nach der Entfernung der Sedimentstütze ④ wird das Geschiebe ausgewaschen und im Sedimentkessel aufgefangen. Üblicherweise sind rund 6 m^3 Sediment in den Kanal eingebaut.

Der Übergang vom Zulaufbecken zum Versuchskanal ist durch eine 0.1 m dicke, hochporöse Filtermatte ⑦ aus Polyamid ausgebildet (Abb. 3.5). Da-



a) b)

Abb. 3.5 **Beruhigung des Zuflusses** durch Gleichrichter bestehend aus Polyamidmatten.

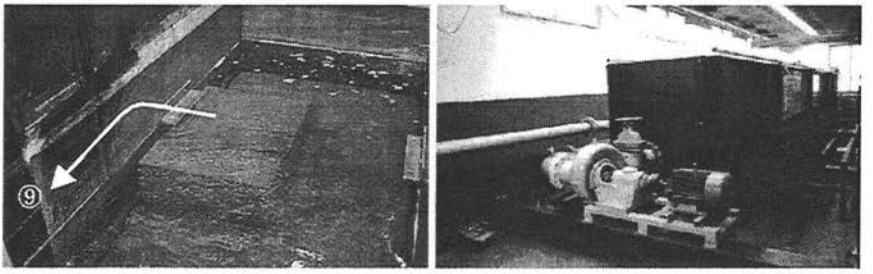
durch entsteht eine äusserst beruhigte Zulaufströmung ohne jegliche Oberflächenwellen, Turbulenz und Geschwindigkeitskonzentrationen. Die Durchflusskapazität und der Beruhigungseffekt werden durch Variation der Mattendicke je nach spezifischem Durchfluss optimiert. Direkt im Anschluss an die Beruhigungsmatten wird das Sediment unter einem Winkel von ca. 15° und mit einem ausgerundeten Übergangsbereich zur horizontalen Sohle eingebaut (Abb. 3.5 b), um Schwellenkolk und anschliessender Sohlenerosion vorzubeugen. Somit können auch bei extremen Zuständen wie etwa unter *threshold*-Bedingungen mit Wassertiefen im Zufluss bis h_o=0.3 m vollständig kontrollierte Strömungsbedingungen erreicht werden. Die typischen Zufluss-Froudezahlen $\mathbf{F}_o$ bewegen sich zwischen 0.1 und 0.6. Zur Beruhigung der turbulenten Verhältnisse im Zulauf- und Ablaufbecken werden zusätzlich Filtermatten ⑧ eingebaut, die einen starken Gleichrichtereffekt hervorrufen. Das eigentliche Beruhigungselement ist jedoch die Filtermattenschicht ⑦ mit seitlichen Dichtungen im Oberwasser aus demselben Filtermaterial zur Verhinderung von lokalen Beschleunigungen im Seitenbereich. Unter relativ grosser hydraulischer Belastung lassen sich auf diese Weise Versuche über Wochen hinweg durchführen, ohne dass sich nachteilige Sohlenentwicklungen im Zuflussbereich des Gebäudes ergäben. Vergleiche mit anderen Untersuchungen zeigen hier einen deutlichen Fortschritt hinsichtlich der Anströmung zum Kolkbereich.
Der seitliche Auslass zum Rohrkreislauf ⑨ ist zur Verhinderung von Wirbelbildung und Lufteintrag mit einer Scheitelplatte versehen (Abb. 3.6). Die Bildung von Einlasswirbeln wird durch Lochblechschürzen, die bis auf den Beckenboden reichen, wirksam unterbunden (Rutschmann et al. 1987).

3.3.2 Kanalkonstruktion

Bei der Modellanlage handelt es sich um eine Stahlbaukonstruktion aus Normprofilen. Damit können einerseits die Kosten niedrig und anderer-

seits die Flexibilität für allfällige Erweiterungen hoch gehalten werden. Durch eine einfache Klemmkonstruktion längs der Seitenwände ist es möglich, Einbauten jederzeit mit vernünftigem Zeitaufwand zu realisieren, ohne die eigentliche Kanalhülle zu verletzen. Somit steht eine Modellanlage zur Verfügung, welche sich für vielfältige Untersuchungen im horizontalen Kanal eignet. Die erstellte Anlage darf speziell als ein *Kolkkanal* bezeichnet werden.

Das *statische System der Anlage* besteht aus einem Durchlaufrost, ausgebildet in Form von zwei Längsträgern und Querträgern des Profils HEM 200. Die gesamte Konstruktion ist geschraubt, um Justierungen und Veränderungen zu ermöglichen. Der Kanal besitzt eine Massgenauigkeit von ± 1 mm. Die statische Dimensionierung berücksichtigt eine maximale Durchbiegung in allen Richtungen von 1 mm. Damit ist nicht die Tragsicherheit, sondern die Gebrauchstauglichkeit massgebend. Den ungünstigsten Lastfall stellt die Vollfüllung des Kanals im Versuchsbereich mit einem Sediment-Wasser-Gemisch und in den Zu- und Ablaufbecken mit Wasser dar, was einer Totallast von ungefähr 35 t entspricht. Das Leergewicht der Anlage beträgt knapp 20 t. Die bei Normprofilen vorhandenen Toleranzen (bis 0.01 m) werden durch Langlöcher bei den Schraubverbindungen und mit Futterblechen aufgefangen.



a)

Abb. 3.6 a) **Ablaufbecken** mit Rohreinlass und Antiwirbeleinlauf sowie
b) **Pumpe** und **Zulaufbecken**.

Der *Kanalaufbau* ist aus Querträgern des Profils HEB 120 mit beidseitig aufgeschraubten Vertikalpfosten desselben Profils aufgebaut. Der Boden, eine Wandseite des eigentlichen Kanals sowie die Becken bestehen aus Stahlplatten der Stärke 20, bzw. 30 mm, die andere Seite des Versuchsbereiches ist in 40 mm Verbundglas zur Beobachtung der Versuche ausgeführt. Die Beobachtung ohne störende Streben wird durch die grossen Glasscheiben (3.25 m × 1.0 m) sichergestellt.

Zur Erleichterung des Kanalbetriebs werden rund um die Anlage Laufgerüste angeordnet und in der Versuchshalle ein halbautomatischer Hebekran installiert.

3.3.3 Betrieb des Kanals

Einbau der Sedimentsohle

Die Beruhigung der Strömung im Anschluss an die Filtermatte ⑦ wird durch den Einbau nach Abb. 3.5 b) erreicht. Die Modelleinbauten werden somit nach gut 3 m stromab der Filtermatte ⑦ vorgenommen. Auf einer Distanz von 2 bis 3 m nach den Einbauten wird das Planum weitergezogen um stromauf der Sedimentstütze ④ in einer Böschung auszulaufen (Abb. 3.1). Beim Einbau der Sohle auf die Kote der Sedimentstütze wird die horizontale Planierung durch eine auf dem Messwagen befestigte Abziehkante sichergestellt. Somit kann eine Einbaugenauigkeit von ±0.001 m erreicht werden (Abb. 3.10 a).

Versuchsstart und Versuchsende

Der Kanal wird mittels Hauptpumpe sowie zwei kleineren mobilen Pumpen aus dem Zulaufbecken und dem Ablaufbecken gleichzeitig auf die Höhe der angestrebten Wassertiefe h_o des folgenden Versuchs eingestaut. Die Stauhöhe wird dabei durch die Überfallklappe ⑤ geregelt. Durch den Schieber und die genannte Überfallklappe werden anschliessend die Ver-

suchsbedingungen eingestellt. Anschliessend wird der Versuch aus dem eingestauten Zustand angefahren.

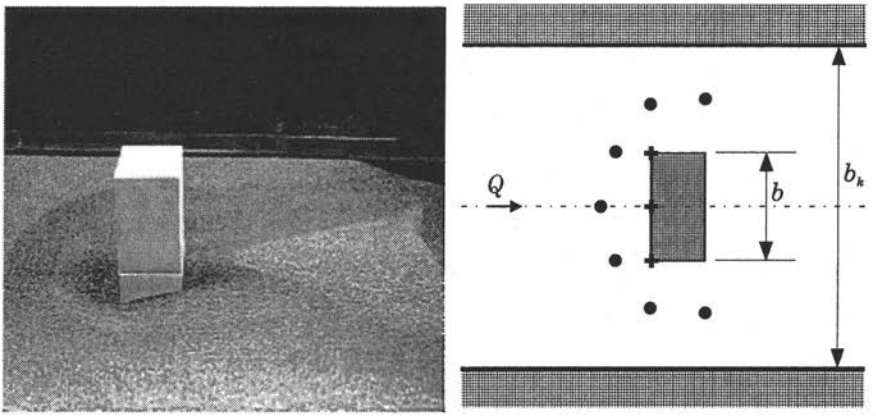
Um den erreichten Kolk bei Versuchsende nicht zu beschädigen oder zu verändern, werden die Versuchsstrecke mit gleichbleibendem Zufluss durch Heben der Überfallklappe vorsichtig eingestaut und anschliessend der Zufluss gestoppt. Die Kolkgeometrie wird darauf im eingestauten Zustand ausgemessen (Kotoulas 1967).

Zur Abklärung der Frage, ob sich das Kolkloch mit dem Einstau verändere, werden im Rahmen verschiedener Vorversuche kurz vor Versuchsende (stabile Sohle) die zur Bestimmung der Kolkgeometrie bestimmten Punkte (Abb. 3.8, Abb. 3.7) zusätzlich bei laufender Anlage ausgemessen. Der Vergleich der Resultate zeigt bei kontinuierlichem Einstau keinerlei Veränderung des Kolklochs.

3.4 Versuchsmodelle und Messpunkte

3.4.1 Modellgeometrie

Die zu untersuchenden Gebäude werden durchwegs in Kunststoff wie PVC, Polyacryl, Epidur ausgeführt. Bei Polyacrylmodellen ermöglicht das Material die Durchsicht auf die Strömungsvorgänge an der Gebäudeecke. Zur verbesserten Positionierung der Objekte in der Sedimentsohle werden die Körper teilweise auf Kunststoffplatten geschraubt. Die Koppelung verschiedener Teilelemente im Baukastensystem erlaubt verschiedene Gebäudekombinationen. Die verwendeten Gebäudemodelle haben Breiten von 0.05 bis 0.40 m und Längen von 0.02 bis 0.30 m bei einer Genauigkeit von 0.001 m.



a) b)

Abb. 3.7 **Zentrische Anordnung des Gebäudemodells im Versuchskanal,** a) Seitenansicht, b) Definitionsskizze mit Messpunkten (✚) $z(t)$ und z_i (•) Endkolkgeometrie.

3.4.2 Modellanordnung

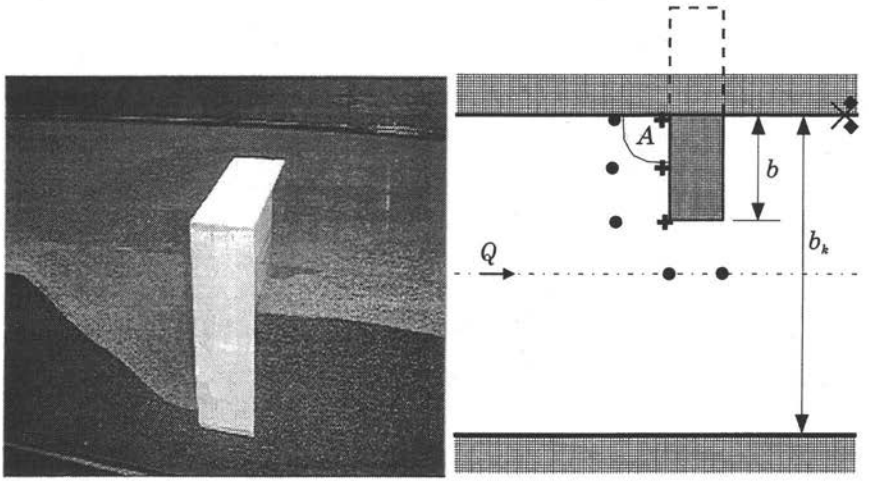
Bei zentrischer Anordnung des Gebäudes im Kanal kann ein symmetrisches Kolkverhalten bezüglich der x-Achse festgestellt werden (Abb. 3.7). Ähnliches Kolkverhalten zeigt sich bei der Modellanordnung direkt an einer Seitenwand des Kanals. Dabei stellt das Modell lediglich die eine Hälfte eines Gebäudes mit der doppelten Breite dar; die Symmetrieebene liegt in der Kanalwand (Abb. 3.8). Diese Anordnung induziert im Bereich A einen *Eckwirbel*. Dieser gewinnt an Stärke und beschleunigt die Erosion, sobald das Kolkloch die Seitenwand erreicht und dem Wirbel damit genügend Wirkungsraum zur Verfügung steht. Je breiter das seitlich positionierte Versuchshaus ist, desto länger dauert es, bis das Kolkloch den Bereich A erreicht und die Kolkentwicklung vom Eckwirbel beeinflusst wird (Abschnitt 4.3.2). In Anbetracht von Rückstaueffekten soll der Verbauungsgrad im Kanal möglichst gering sein. Bei grossen Verbauungsgraden bildet sich stromauf des Versuchshauses ein Rückstau aus, der die angestrebten Abflussverhältnisse verfälscht. Zusätzlich wird bei zu grossem

Verbauungsgrad die Entwicklung des Kolklochs durch Einflüsse der gegenüberliegenden Kanalwand gestört, d.h. das Kolkloch erreicht diese Wand schneller. Bei seitlicher Anordnung kann sich das Kolkloch im Bereich des unverbauten Kanalquerschnitts besser entwickeln als bei zentrischer Positionierung (Abb. 3.8).

3.4.3 Verhältnis Gebäudebreite - Zuflusstiefe

Ausgehend von der nicht zu vernachlässigenden Bedeutung des Verhältnisses b/h_o (Abschnitt 2.4.2) muss eine Wahl getroffen werden, die einerseits die Kriterien der Untersuchung bezüglich Randeffekten (Abschnitt 4.3.2) erfüllt und andererseits der speziellen Situation bei Gebäuden Rechnung trägt.

Melville (1995) spricht ab einem Verhältnis b/h_o>25 bei Widerlagern von einer hydraulisch breiten, bzw. b/h_o<25 von einer hydraulisch schmalen Struktur. Seine Untersuchungen beschränken sich jedoch auf schmale Strukturen. Johnson und Torrico (1995) beschreiben Versuche für Struktu-



a) b)

Abb. 3.8 **Seitliche Anordnung des Gebäudemodells im Versuchskanal,** a) Ansicht von unterstrom, b) Definitionsskizze mit Messpunkten (✚) $z(t)$ und z_i (•) Endkolkgeometrie.

ren an Kreispfeilern mit b/h_o=4. Hinsichtlich Gebäuden in Überschwemmungsebenen führt die Wahl von Gebäudebreiten zwischen 0.20 und 0.40 m ab Symmetrieachse gemessen zu Verhältnissen b/h_o zwischen 6 und 20 bei h_o=0.04 m. In einem Froudemodell entspricht dies beispielsweise bei einem Längenmassstab λ_L=20 einem 8 bis 16 m breiten Gebäude bei einer Wassertiefe von 0.8 m. Unter diesen Verhältnissen ist das Kolkverhalten gemäss den Untersuchungen von Johnson und Torrico (1995) von der Abflusstiefe h_o unabhängig. Die Einflüsse der Gebäudeanordnung werden in Abschnitt 4.3.2 untersucht.

3.4.4 Messpunkte

Die Kolkgeometrie wird durch Stechpegelmessungen im Koordinatensystem des Kanals in Lage und Höhe durch Anfahren der verschiedenen Punkte erfasst. Während dem Ablauf des Versuchs werden grundsätzlich die maximale Kolktiefe sowie Kontrollpunkte an der Anströmungsfront (✚) in Lage und Tiefe gemessen. Zur Abschätzung der Kolklochlage und des Kolkvolumens werden bei Versuchsende zusätzlich die Kolkrandpunkte (•) erfasst. Abb. 3.8 b) und Abb. 3.7 b) zeigen die ungefähre Lage der Messpunkte.

3.5 Messgrössen und Messtechnik

3.5.1 Messgrössen

Zur Erfassung der Vorgänge im Versuchskanal sind neben der Versuchszeit t einerseits *topographische* Daten der Sohle und andererseits *strömungsbeschreibende* Daten aufzunehmen. Die topographischen Punkte (Abb. 3.8 b, Abb. 3.7 b) werden mit Koordinaten x_i, y_i und z_i aufgenommen. Bei Versuchsende sowie während des Ablaufs wird die maximale Kolktiefe

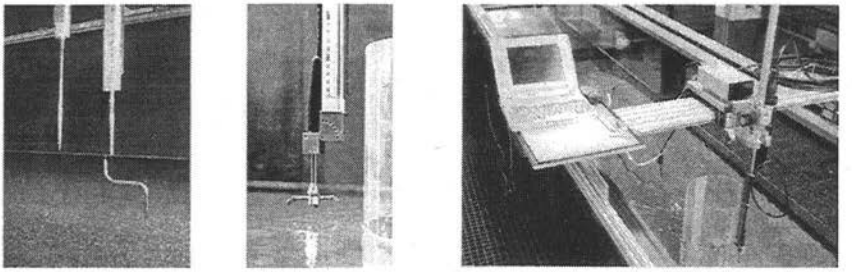
z_∞ bzw. $z(t)$ erfasst. Die Kolkausdehnung e_f wird bei Versuchen ohne Verbauung stromauf des Gebäudes registriert.

Tab. 3.4 **Messgrössen.**

Bezeichnung	Dimension	Beschreibung
Topographie Sedimentsohle		
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum Zeitpunkt t
z_∞	[m]	Maximale Kolktiefe bei Versuchsende
x_i, y_i, z_i	[m]	Lagekoordinaten Topographiepunkte
e_f=f(x_i, y_i)	[m]	Kolkausdehnung ins Oberwasser
Abflussgrössen		
Q	[m³/s]	Durchfluss
h_o	[m]	Zuflusswassertiefe

3.5.2 Stechpegel

Die Abtastung der Wasseroberfläche und der Bodengeometrie sowie die exakte Positionierung von Gebäuden im Versuchsbereich werden mit Hilfe des Stechpegelsystems vorgenommen. Auf den Kanalseitenwänden ist ein Messwagensystem ITEM montiert (Abb. 3.4, ⑥). Dieses besteht aus hochpräzisen Schienen sowie zwei beweglichen Messwagen. Die Ansteuerung jedes Punkts im Koordinatensystem des Versuchskanals ist durch dieses System mit einer Genauigkeit von $\pm 10^{-3}$ m möglich.



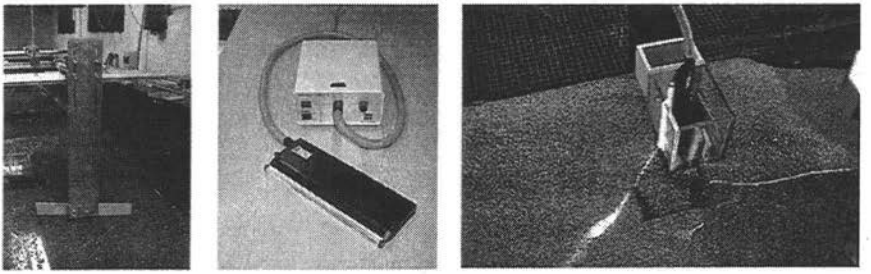
a) b) c)

Abb. 3.9 **Messspitzen und ADV-Messystem.** a) Messspitze zur Abtastung der Wasseroberfläche (links) und der Sedimentsohle (rechts). ADV-Messystem mit den Komponenten b) Tripodsensor sowie c) Signalwandler, Prozessrechner und Erfassungsgerät (PC).

Zur Abtastung der Sedimentsohle wird eine abgeflachte, exzentrische Messspitze (Abb. 3.9 a) verwendet, um Messungen auch in den Eckbereichen des Gebäudes zu ermöglichen. Zur Beobachtung der Vorgänge im Kolkloch durch die Wasseroberfläche wird eine Polyacrylglasplatte im Format 0.25×0.20×0.03 m mit Handgriff verwendet. Bei Positionierung der Platte auf der Wasseroberfläche ergibt sich eine ideale und flexible Betrachtungsmöglichkeit (Abb. 3.11 b). Mit Anwendung dieser Beobachtungsplatte kann die Messung der Sohlenhöhe in ihrer Genauigkeit gesteigert werden. Die Ablesegenauigkeit dabei beträgt ±0.0005 m bei einer Messgenauigkeit von $\pm 10^{-3}$ m.

3.5.3 Induktiver Durchflussmesser (IDM)

Durchflussmessungen in Rohren werden heute standardmässig mittels induktiven Durchflussmessern durchgeführt. Schwächen wie abfallende Genauigkeit bei kleinen Durchflüssen sowie Stärken (Zuverlässigkeit, Einfachheit der Anwendung) dieser Geräte sind bekannt und werden entsprechend berücksichtigt. Die Messgenauigkeit des verwendeten Geräts Copa-X von Fischer+Porter wird vom Hersteller mit $\pm 5 \times 10^{-3}$ × Querschnittsfläche für Fliessgeschwindigkeiten kleiner als 0.5 ms^{-1}, bzw. mit ±1% des Durch-



a) b) c)

Abb. 3.10 a) **Abziehkante für Sedimenteinbau,**
b) und c) **Instrumente zur Visualisierung von Strömungsverhältnissen im Kolkloch.** b) Lichtmaschine (hinten) mit Projektionsoptik an Glasfaserschlauch. c) Projektion eines Lichtschnitts durch Polyacrylglasgebäude im Versuchsstand ohne Wasser.

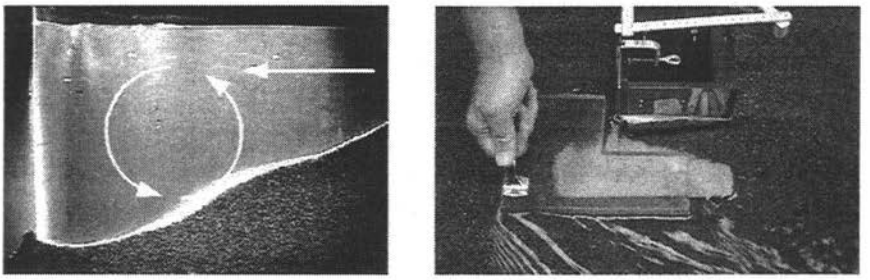
flusses für Fliessgeschwindigkeiten grösser als 0.5 ms^{-1} angegeben.

3.5.4 Acoustic-Doppler-Velocimeter (ADV)

Die Geschwindigkeitsmessungen werden mittels eines 3D-Ultraschallgeräts der neusten Generation der Firma SONTEK/NORTEK durchgeführt (Abb. 3.9 b, c). Durch Anordnung entgegen der Strömungsrichtung oder quer zu dieser können ungestörte (*non-intrusiv*) Messungen realisiert werden. Das verwendete Gerät beruht auf dem Prinzip des Dopplereffekts. Die Messauflösung beträgt 10^{-4} m bei einer Messgenauigkeit von ±0.25%. Die lokale Messdauer beträgt mindestens 30 s, dies entspricht 300 Messwerten bei einer Messfrequenz von 10 Hz. Für weiterführende Informationen zu diesem Messystem sei auf Kraus et al. (1994) verwiesen.

3.6 Visualisierung der Strömungsverhältnisse

Neben vielen bekannten Visualisierungsmethoden soll hier eine neue, zweidimensionale Methode beschrieben werden. Um die Strömung auf einer beliebigen Ebene im Kanal bzw. im Kolkloch sichtbar zu machen, wird ein genau fokussierter Lichschnitt eingebracht. Als Reflexionspartikel (*tracer*) dienen Stoffe von der Dichte des verwendeten Fluids. Hervorra-



a) b)

Abb. 3.11 **Visualisierung der Strömungsverhältnisse im Kolkloch** a) Hufeisenwirbel mit Totwasserzonen und b) mittels Handplatte aus Polyacrylglas.

gend verhält sich in diesem Zusammenhang mineralischer Staub, welcher durch Auswaschung aus dem Sohlenmaterial entsteht und im Fluid immer vorhanden ist. Je nach Positionierung können nun vorzugsweise mit digitalen Aufnahmegeräten (Videokamera, Photokamera) Bilder festgehalten werden. Durch die Lichtempfindlichkeit der angesprochenen Geräte können auch wenig kontrastreiche Szenen aufgenommen und anschliessend zu ansprechenden Darstellungen weiterverarbeitet werden. Zur Generierung eines Lichtschnitts wird eine aufgesplittete und mit Fokussierung versehene mehrsträngige Glasfaserleitung (Abb. 3.10 a) verwendet. Bei Positionierung dieses Strahlers im Innern eines Polyacrylmodells können die Strömungsverhältnisse rund um das Gebäude sichtbar gemacht werden und lassen sich mit Photographie oder Video festhalten (Abb. 3.10 b, Abb. 3.11 a).

3.7 Bezeichnungen

Algebraische Zeichen

b	[m]	Gebäudebreite
b_k	[m]	Breite Versuchskanal
d	[m]	Korndurchmesser
F	[-]	Froudezahl
g	[m/s²]	Erdbeschleunigung
g'	[m/s²]	$=[(\rho_s-\rho)/\rho]g$, reduzierte Erdbeschleunigung
h	[m]	Wassertiefe
k	[m]	Sandrauhigkeit
L	[m]	Länge
l	[m]	Gebäudelänge
m	[kg]	Masse

Indizes

$*$	Schleppbedingung
∞	End-, Gleichgewichtszustand
50	Medianbedingung; bzw. 50% Siebdurchgang
90	90% Siebdurchgang
d	densimetrisch
g	Korn
i	Laufvariable Messpunkt Endkolkgeometrie
L	Länge
M	Modell
m	massgebend
N	Natur

p	[-]	Gewichtsfunktion der Kornverteilung in %
Q	[m³/s]	Durchfluss
$\mathbf{R}$	[-]	Reynoldszahl
$\mathbf{R}_*$	[-]	Korn-Reynoldszahl
$\mathbf{T}$	[-]	Turbulenzzahl
T	[-]	Relativzeit
t	[s]	Zeit
U	[m/s]	Geschwindigkeit in Sohlennähe
V	[m/s]	Geschwindigkeitsbetrag
$\mathbf{W}$	[-]	Weberzahl
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum Zeitpunkt t

τ	[s]	Zeit
ν	[m²/s]	kinematische Viskosität
σ	[-]	Streubreite Kornverteilung
Θ	[°]	Anströmungswinkel
λ	[-]	Massstabsfaktor
ρ	[kg/m³]	Dichte Wasser
ρ_s	[kg/m³]	Dichte Sediment

o	Zuflussquerschnitt, Oberwasser
s	Sedimentbedingung
t	*threshold*-Bedingung
V	Geschwindigkeit
τ	*Zeit*

4 KOLK AM UNVERBAUTEN GEBÄUDE

4.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die Modellversuche für Kolke an einem rechtekkigen Gebäude ohne Schutzverbauungen beschrieben (Abb. 4.1). Dabei wird einführend ein auf theoretischen Überlegungen beruhender Ansatz zur Beschreibung des zeitlichen Kolkverlaufs entwickelt. Anhand von Voruntersuchungen werden anschliessend die Einflüsse der Lagerungsdichte des Sedimentmaterials und der Abflusskontraktion zwischen Gebäude und Kanalwand überprüft und dargestellt. In den Hauptversuchsreihen sollen schliesslich mittels Variation verschiedener Parameter die massgebenden Faktoren neben der Zeit erfasst und quantifiziert werden. Untersucht werden mittels Auswertung von rund 60 Experimenten dabei die Effekte:

- Froudezahl,
- Gebäudegeometrie,
- Anströmungswinkel und
- Sedimentcharakteristik.

Als Resultat folgt daraus eine verallgemeinerte Beschreibung der Tiefenentwicklung und der Oberwasserlänge des Kolklochs am unverbauten Gebäude in Funktion der Zeit.

4.2 Zeitabhängige Beschreibung des Kolkvorganges

4.2.1 Grundformel

Die in Abschnitt 2.4.6 vorgestellten Ansätze für die Kolkgleichung in Abhängigkeit der Zeit basieren meist auf der Froudezahl, d.h. dem Verhältnis der Zuflussgeschwindigkeit bezogen auf eine Referenzgeschwindigkeit.

Diese Geschwindigkeit beinhaltet die Erdbeschleunigung und eine typische Masslänge. Die folgenden Froudezahlen sind relevant:

- Zuflussfroudezahl $\mathbf{F}_o = \frac{V_o}{\sqrt{g \cdot h_o}}$,
- Densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_d = \frac{V_o}{V_*}$ mit $V_* = \sqrt{g' \cdot d}$, (4.1)
- *threshold*-Froudezahl $\mathbf{F}_t = \frac{V_o}{V_{cm}}$ mit V_{cm} nach Abschnitt 2.3.1 und
- Korn-Froudezahl $\mathbf{F}_w = \frac{V_{cm}}{w_s}$ mit der Kornsinkgeschwindigkeit w_s.

Die Beschreibung des Erosionsvorgangs soll durch einen Parameter vorgenommen werden, der die Charakteristika der Wasserströmung und des Sediments vereinigt. Die Zuflussfroudezahl $\mathbf{F}_o$ und die Kornfroudezahl $\mathbf{F}_w$ fallen damit ausser Betracht. Die *threshold*-Froudezahl $\mathbf{F}_t$ zeichnet sich aufgrund ihrer Definition mit V_{cm} durch eine verstärkte Abhängigkeit von der Zuflusswassertiefe h_o aus. V_{cm} wird jedoch uneinheitlich bestimmt

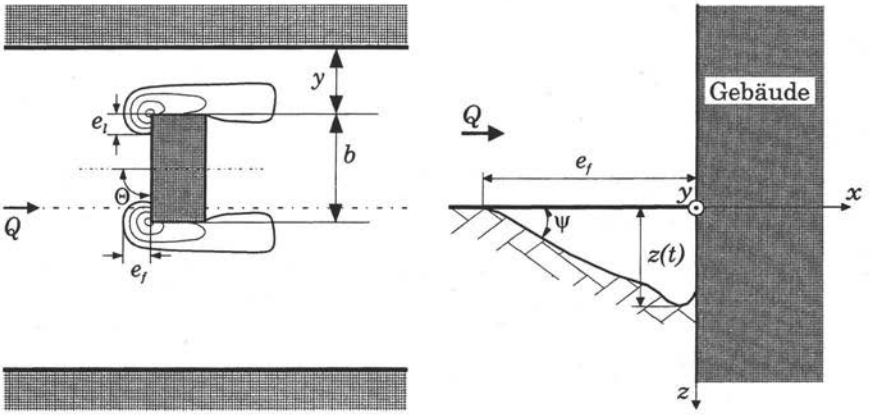


Abb. 4.1 **Definitionsskizze Kolk am Gebäude** mit der Gebäudebreite b, der Oberwasserlänge $e_f(t)$, der Querausdehnung $e_l(t)$, dem Durchfluss Q, dem Wandabstand y, der Kolktiefe $z(t)$, dem Anströmungswinkel Θ und dem Böschungswinkel ψ des Kolklochs.

(Abschnitt 2.3.1). Die densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_d$ besticht durch die Klarheit in ihrer Definition und die Einfachheit in ihrer Bestimmung. Aus der Dimensionsanalyse (3.1.2) geht die densimetrische Froudezahl als dimensionsloser Parameter für die gewählte Konstellation hervor. Die densimetrische Froudezahl lässt sich ausserdem unter Verwendung von Gl. (2.10) und (2.11) für $10^1<h_o/d<10^3$ ausdrücken in Funktion der *threshold*-Froudezahl $\mathbf{F}_t$ zu

$$\mathbf{F}_d \cong \frac{4}{3}\cdot\log\left(5.53\cdot\frac{h_o}{d}\right)\cdot\mathbf{F}_t \cong 1.6\cdot\left(\frac{h_o}{d}\right)^{\frac{1}{6}}\cdot\mathbf{F}_t . \tag{4.2}$$

Die *threshold*-Froudezahlen $\mathbf{F}_t$ für die Experimente der vorliegenden Studie variieren zwischen 0.6 und 1.1. Somit ist auch die Berücksichtigung allfälliger Effekte der *threshold*-Froudezahl $\mathbf{F}_t$ gewährleistet. Der Ansatz in Funktion von $\mathbf{F}_d$ stellt in seiner Polyvalenz die beste Wahl dar.

Die Kolktiefe z wächst mit der Zeit t. Dieses Verhalten beschreibt Cunha (1975) durch eine Potenzfunktion (Abschnitt 2.4.6). Die asymptotische Charakteristik der mit der Zuflusswassertiefe h_o normierten Kolktiefe $z(t)$ formuliert er zu

$$\frac{z(t)}{h_o} = f_1\left(\mathbf{F}_w\cdot t^{0.16}\right). \tag{4.3}$$

Als Alternative dazu lässt sich mit

$$\frac{z(t)}{h_o} = f_2\left(\mathbf{F}_d\cdot\log(t)\right) \tag{4.4}$$

eine logarithmische Funktion der Zeit nach Rouse (1940) anschreiben. Zu Beginn verläuft die Log-Funktion steil, um anschliessend abzuflachen. Der Potenzansatz in Gl. (4.3) hingegen steigt kontinuierlich weiter an (Abb. 4.2). Zur Beschreibung des Kolkverhaltens erscheint daher der logarithmische Ansatz (Gl.(4.4) zweckmässiger (Abschnitt 2.4.3).

4.2.2 Normierungen

Die Froudezahl ist das Verhältnis der Zuflussgeschwindigkeit zu einer Referenzgeschwindigkeit. Die Referenzgeschwindigkeit der densimetrischen Froudezahl beträgt nach Abschnitt 4.2.1 $V_R = V_* = \sqrt{g' \cdot d}$. Die dimensionslose Zeit T stellt das Verhältnis der Messzeit t zur Referenzzeit t_R dar. Mit der Referenzgeschwindigkeit V_R und der Zuflusswassertiefe $h_R=h_o$ als Referenzlänge folgt für die Referenzzeit $t_R=h_R/V_R=h_o/\sqrt{g' \cdot d}$. Die dimensionlose Zeit T beträgt demnach

$$T = \frac{\sqrt{g' \cdot d}}{h_o} \cdot t . \tag{4.5}$$

Diese Relativzeit T wird somit wesentlich durch die Zuflusswassertiefe h_o sowie sekundär durch die reduzierte, dichtemessende Erdbeschleunigung $g'=[(\rho_s-\rho)/\rho]g$ und den massgebenden Sedimentdurchmesser d beschrieben. Der Strömungswiderstand des Gebäudes wird durch die Normierung der Messgrösse $z(t)$ mit der Wurzel aus der Anströmungsfront b mal der Zuflusswassertiefe h_o charakterisiert. Für die Relativkolktiefe Z folgt

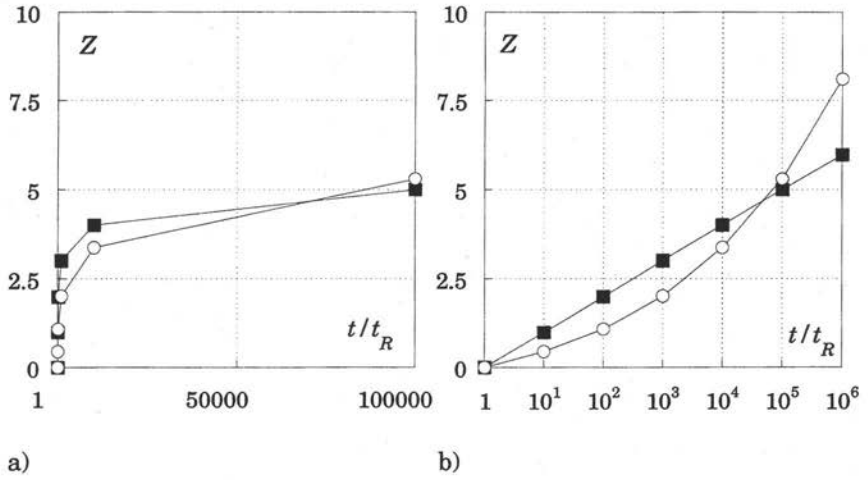


Abb. 4.2 **Genereller Verlauf einer Potenzfunktion und einer Log-Funktion, (■)** $z=\log(t)$ und (○) $z=t^{0.16}$ a) lineare und b) halblogarithmische Darstellung.

$$Z = \frac{z(t)}{\sqrt{b \cdot h_o}}. \tag{4.6}$$

Die Normierungsgrösse stellt dabei nichts anderes als die durch den Zufluss angeströmte, projizierte Gebäudefrontfläche dar (Abb. 4.3).

4.2.3 Folgerungen

Als allgemeine Formulierung folgt basierend auf den voranstehenden Überlegungen der Ansatz für die Kolktiefenentwicklung

$$Z = f_3(\mathbf{F}_d) \cdot f_4(T) \cdot f_5(\text{Geometrie}). \tag{4.7}$$

Dieser Ansatz vereinigt dabei nicht nur die signifikanten Parameter der Zuflussströmung h_o,V_o, sondern mit der Referenzgeschwindigkeit $\sqrt{g'd}$ auch die für den *Erosionsbeginn* bestimmende Grösse. Mit dem Ausdruck $\sqrt{b \cdot h_o}$ ist die für das *Widerstandsproblem* charakteristische und mit der

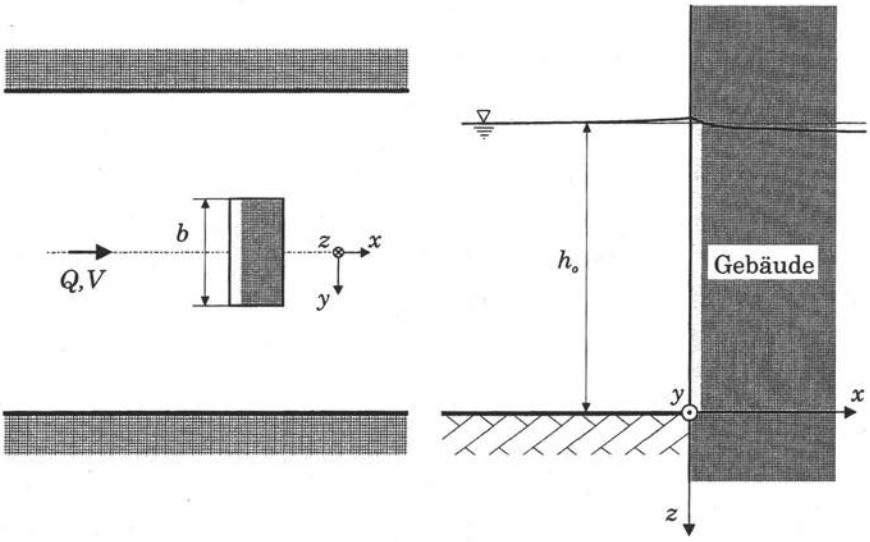


Abb. 4.3 **Anströmungsfront eines Gebäudes,** bestimmt durch b und h_o.

Referenzzeit $h_o/\sqrt{g'd}$ die für die Kolkzeit normierende Grösse in Gl. (4.7) enthalten. Der Ansatz soll nachfolgend anhand von geeigneten Experimenten überprüft werden (Abschnitt 4.4).

Tab. 4.1 **Programm der Vorversuche.** Gebäudebreite b, Zuflusswassertiefe h_o, densimetrischer Froudezahl F_d, Durchfluss Q, Korndurchmesser d und dem Wandabstand y.

Versuch Nr.	b [m]	h_o [m]	b/h_o [-]	F_d [-]	Q [l/s]	d [m]	y [m]
4.1	0.2	0.038	5	1.51	8	0.0013	0.15
5.2	0.2	0.058	3	2.03	17	0.0013	0.05
6.2	0.4	0.055	7	1.76	14	0.0013	0.30
7.2	0.2	0.053	4	1.83	14	0.0013	0.40
7.3	0.2	0.054	4	1.80	14	0.0013	0.40
7.4	0.2	0.057	4	1.70	14	0.0013	0.40
7.5	0.2	0.053	4	1.82	14	0.0013	0.40
8.1	0.2	0.100	2	1.79	26	0.0013	0.40
12.1	0.4	0.056	7	1.72	14	0.0013	0.00
12.2	0.4	0.067	6	2.36	23	0.0013	0.00
12.4	0.4	0.066	6	2.30	22	0.0013	0.00
14.1	0.4	0.026	15	1.74	7	0.0013	0.20
14.2	0.4	0.026	15	1.74	7	0.0013	0.10
14.3	0.4	0.025	16	1.84	7	0.0013	0.05

4.3 Voruntersuchungen

4.3.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung der *Randeffekte* werden einerseits Versuche der Serien 5, 12 und 14 sowie andererseits vergleichbare Versuche der Serien 4, 6 und 8 betrachtet (Anhang A). Dabei wird nicht nur der Wandabstand y zwischen 0.0 m und 0.4 m, sondern auch die Gebäudebreite b mit 0.2 m und 0.4 m bei identischen Abflussbedingungen variiert.

Für die Abklärung des Einflusses der *Sedimentlagerungsdichte* werden die Versuche der Serie 7 bei identischen Abflussbedingungen betrachtet. Die unterschiedliche Art des Sedimenteinbaus wird nachstehend beschrieben (Abschnitt 4.3.3).

Alle in die Betrachtung einfliessenden Versuche werden mit nahezu uniformem Feinkornsediment durchgeführt (Abschnitt 3.2). Die Versuchsbedingungen sind zusammengefasst in Tab. 4.1.

4.3.2 Randeffekte

Im Versuchskanal wird eine Überschwemmungsebene simuliert. Durch die Verbauung des Kanals mit Versuchsgebäuden wird der Zufluss lokal eingeengt und aufgestaut. Für einen Verbauungsgrad von beispielsweise 40 % folgt ein Rückstau in der Grössenordnung von 10 % der Zuflusswassertiefe. Dieser *Staueffekt* flacht mit der Zeit durch die Vergrösserung des Abflussquerschnitts bei zunehmendem Kolkvolumen ab. Mit Verbauungsgraden ≤ 30 % treten Staueffekte lediglich kurzzeitig und in vernachlässigbarem

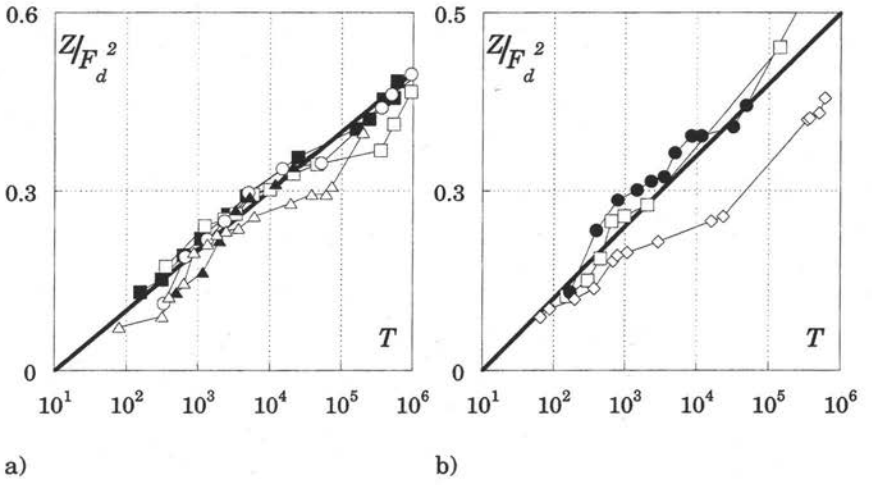


Abb. 4.4 **Einfluss des Wandabstands** für a) bei einer Gebäudebreite b=0.40 m und b) bei einer Gebäudebreite b=0.20 m für y= (■) 0.0 m, (□) 0.05 m, (●) 0.10 m, (○) 0.15 m, (▲) 0.20 m und (△) 0.30 m (◇) 0.40 m. (—) Gl. (4.9).

Ausmass auf. Bei kleinem Abstand y zwischen dem Versuchsgebäude und der Kanalwand (Abb. 4.1) wird in der Kontraktion eine Abflussbeschleunigung und damit eine erhöhte Kolktätigkeit induziert. In Abb. 4.4 sind die Kolkverläufe für Gebäudebreiten von 0.20 und 0.40 m bei verschiedenen Wandabständen dargestellt. Für grosse Wandabstände y von 0.3 m (Abb. 4.4 a) und 0.4 m (Abb. 4.4 b) folgen bei identischen Abflussbedingungen geringere Kolktiefen als bei kleineren Wandabständen.

Nach Abschnitt 3.4.2 wird der Kolkvorgang mit abnehmendem Wandabstand y und zunehmender Zeit T gestört. Der Vorgang läuft beinahe ungestört ab, sofern die Kolkausdehnung in Richtung Gebäudeachse für den Gleichgewichtszustand kleiner als der Wandabstand y ist. Unter Annahme eines kegelförmigen Kolklochs rund um die Gebäudeecke entspricht die Querausdehnung e_l der Oberwasserlänge e_f, womit sich unter Verwendung von Gl. (4.12) die minimale Gebäudebreite ab Symmetrieachse mit $b_L=h_o(\mathbf{F}_d^2\log(T/10)/6)^2$ annähern lässt. Diese Bedingung muss sowohl für in

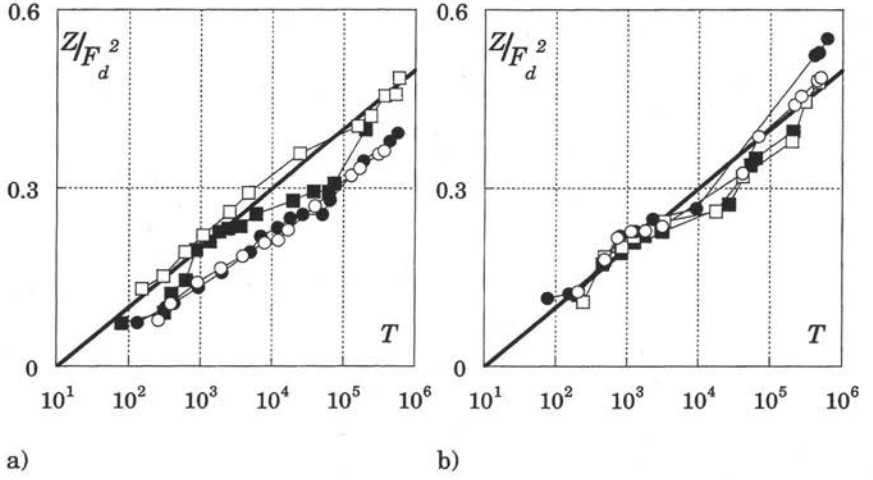


Abb. 4.5 a) **Einfluss der Gebäudeposition** in Kanalmitte, $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ für y= (■) 0.3 m und an der Kanalwand, y= (□,●,○) 0.0 m bei b=0.40 m. (—) Gl. (4.9).
b) **Einfluss der Lagerungsdichte** durch (■) trocken, lose; (□) feucht, lose; (●) trocken, verdichtet; (○) feucht, verdichtet eingebautes Sediment. (—) Gl. (4.9).

Kanalmitte als auch für an der Kanalwand angeordnete Gebäudemodelle berücksichtigt werden.

Durch Anordnung breiter Versuchshäuser an der Kanalwand kann ein relativ ungestörter Kolkvorgang im Mittenbereich des Versuchskanals erreicht werden. Aus Abb. 4.5 a) sind kaum signifikante Unterschiede im Kolkverhalten am *seitlich* angeordneten Gebäude gegenüber *zentrisch* positionierten Versuchshäusern ersichtlich. Durch dieses Vorgehen lässt sich der Modellierungsbereich der betroffenen Gebäudebreite ausweiten.

4.3.3 Lagerungsdichte des Sediments

Der Einfluss der Sedimentlagerungsdichte wird anhand von vier identischen Versuchen für beinahe uniformes Sedimentmaterial mit d_m=0.0013 m, σ_g=1.25 unter verändertem Sohleneinbau überprüft:

- Trocken, lose geschüttet,
- Trocken, mit Handstössel durch 10 Stösse/0.1 m² in Schichten von 0.1 m verdichtet,
- Wassergesättigt, lose geschüttet, und
- Wassergesättigt, mit Handstössel durch 10 Stösse/0.1 m² in Schichten von 0.1 m verdichtet.

Ein ähnliches Vorgehen beschreibt Kotoulas (1967). Die in Abb. 4.5 b) dargestellten zeitlichen Verläufe der Kolktiefe weisen keine signifikanten Unterschiede auf. Die Streuung der Messwerte liegt im Bereich der Messgenauigkeit und der Versuchsreproduktion. Für alle weiteren Versuche wird das Sedimentmaterial *wassergesättigt* und *lose geschüttet* eingebaut.

4.3.4 Zusammenfassung und Folgerungen

- Die Kolkerosion an der Gebäudeecke muss durch die Modellanordnung möglichst in Kanalmitte provoziert werden.

- Der Kolkvorgang kann solange ungestört beobachtet werden, bis die Querausdehnung des Kolklochs die Kanalwand erreicht. Daraus folgt die minimale Breite des Versuchsgebäudes.
- Bei genügendem Wandabstand der vom Kolk betroffenen Gebäudeecken sind Experimente mit Gebäudeanordnungen sowohl in Kanalmitte als auch an der Kanalwand zulässig.
- Die Lagerungsdichte des Sediments hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf die zeitliche Kolkentwicklung und wird nachfolgend wassergesättigt, lose geschüttet eingebaut.

4.4 Untersuchung der Kolktiefe

4.4.1 Versuchsprogramm

Die Kolktiefe z zum Zeitpunkt t wird durch systematische Auswertung der Versuche unter Zuhilfenahme von Gl. (4.7) ermittelt. Die in die Betrachtung einfliessenden Versuchsreihen und deren Parameter sind aus Tab. 4.2 ersichtlich. Die in den Auswertungen dargestellten Versuche stellen dabei

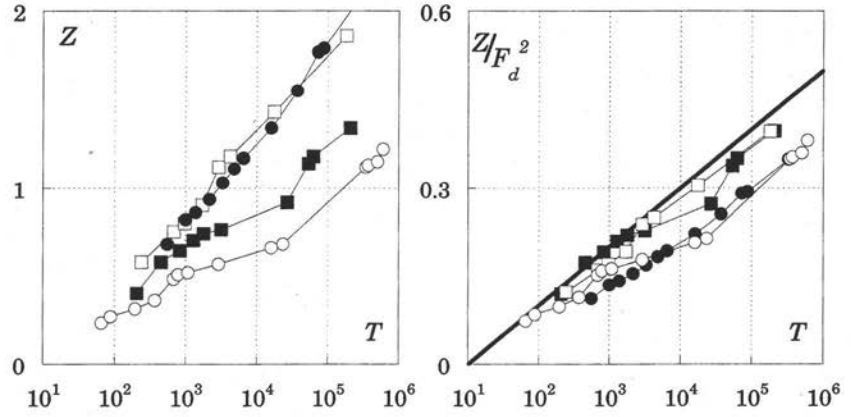


Abb. 4.6 **Einfluss der Zufluss-Froudezahl** auf die Kolkentwicklung a) $Z(T)$, b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ mit $\mathbf{F}_o$= (○) 0.26, (■) 0.37, (□) 0.43 und (●) 0.57. (—) Gl. (4.9).

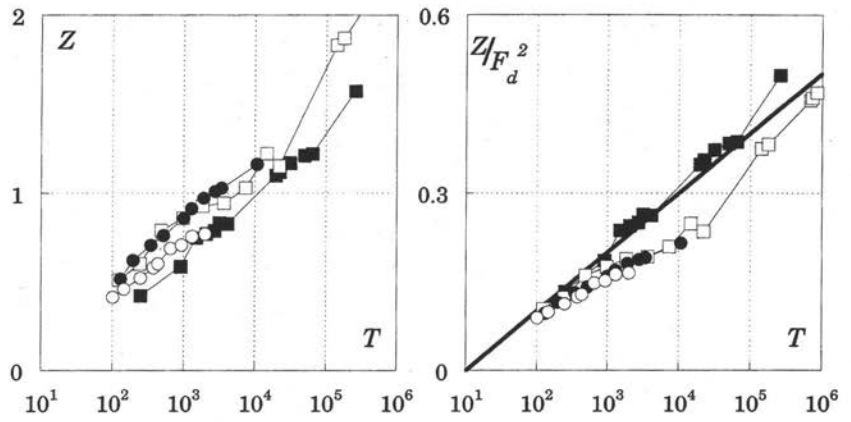


Abb. 4.7 **Einfluss der Zuflusswassertiefe h_o** auf die Kolkentwicklung. a) $Z(T)$, b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ mit h_o= (■) 0.044 m, (□) 0.072 m, (●) 0.10 m und (○) 0.15 m bei konstanter Froudezahl $\mathbf{F}_o$=0.39. (—) Gl. (4.9).

eine repräsentative Auswahl aller durchgeführten Experimenten dar (Anhang A). Alle vorhandenen Datensätze werden hingegen im Totalplot (Abb. 4.14 b) zur Darstellung der Gesamtstreuung aufgetragen. Dabei werden die möglichen Einflüsse der Zufluss-Froudezahl $\mathbf{F}_o$, der Zuflusswassertiefe h_o, des Anströmungswinkels Θ, der Gebäudegeometrie b, l sowie der Granulometrie auf das Kolkverhalten dargestellt. Unter Variation der genannten Parameter sollen bei vergleichbaren Versuchsbedingungen mögliche Einflüsse erkannt werden.

4.4.2 Einflüsse der Froudezahl und der Wassertiefe

Die Zufluss-Froudezahl $\mathbf{F}_o$ variiert von 0.26 bis 0.57. Bei höherer Froudezahl $\mathbf{F}_o$ und gleichbleibender Zuflusstiefe ergibt sich durch die entsprechend höhere Geschwindigkeit V_o ein vergrössertes Kolkpotential. Dies schlägt sich deutlich in Abb. 4.6 a) nieder. Mit der Korrelation nach Gl.

(4.7) ergibt sich Abb. 4.6 b). Der Ansatz kompensiert die Einflüsse der Zufluss-Froudezahl bei einem Bestimmtheitsmass von r^2=81 % (Kreyszig 1977). Die Relativkolktiefe Z bleibt bei konstanter Froudezahl $\mathbf{F}_o$=0.39 durch die Variation der Zuflusswassertiefe h_o nach Abb. 4.7 a) praktisch unbeeinflusst. Entsprechend korrelieren die Daten mit einer Bestimmtheit von durchschnittlich 84 % (Abb. 4.7 b).

4.4.3 Einfluss des Anströmungswinkels

Ansari und Quadar (1994) berücksichtigen die Orientierung eines Gebäudes bezüglich der Strömung durch die projizierte Breite b' (Abb. 2.13 b). In Abb. 4.8 a) werden Versuche für identische Bedingungen und Gebäudemodelle bei Anströmungswinkeln Θ=0°, 15°, 30°, 45°, 60° und 75° verglichen. Die aus der Verdrehung resultierende Variation der Gebäudebreite b' wird durch die Normierung und Korrelation über $\mathbf{F}_d$ mit einer Bestimmtheit von 88 % kompensiert. Abb. 4.8 b) zeigt die Standardabweichungen für die gewählten Versuchsdaten ausgedrückt im Verhältnis der gemessenen Rela-

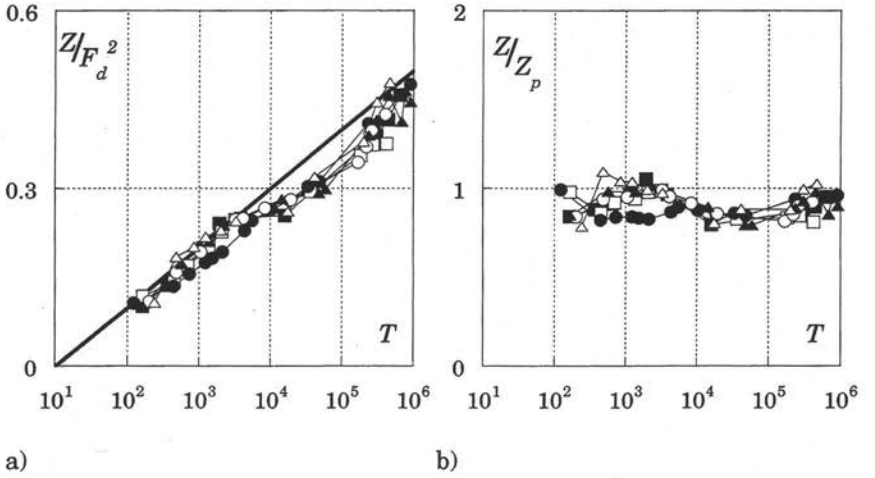
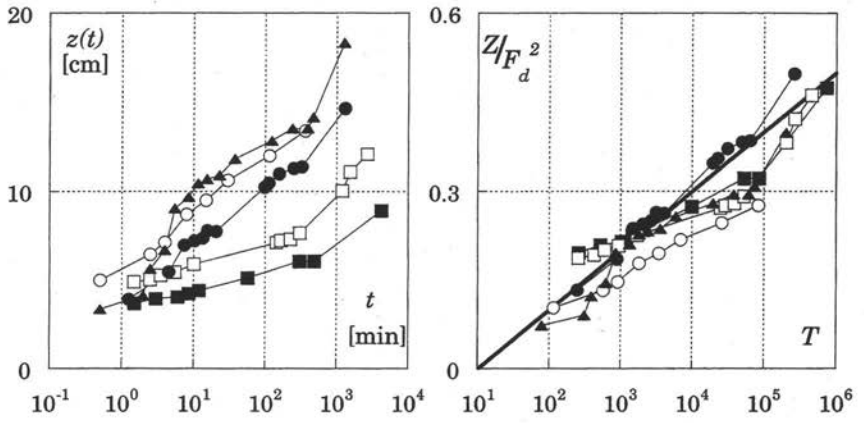


Abb. 4.8 **Einfluss des Anströmungswinkels** auf die Kolkentwicklung a) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$, b) Standardabweichungen $Z(T)/Z_p$ mit Θ= (■) 75°, (□) 60°, (●) 45°, (○) 30°, (▲) 15° und (Δ) 0°. (—) Gl. (4.9).

tivkolktiefe Z zur berechneten Relativkolktiefe Z_p nach Gl. (4.9).

Tab. 4.2 **Versuchsprogramm zeitliches Kolkverhalten** mit Zufluss-Froudezahl $\mathbf{F}_o$, densimetrischer Froudezahl $\mathbf{F}_d$, Zuflusswassertiefe h_o, Anströmungswinkel Θ, Gebäudebreite b, Gebäudelänge l sowie massgebendem Korndurchmesser d_m.

Versuch Nr.	Variierter Parameter	$\mathbf{F}_o$ [-]	h_o [m]	Θ [°]	b [m]	l [m]	d_m [m]	$\mathbf{F}_d$ [-]
4.4, 7.2, 8.1, 9.3	$\mathbf{F}_o$	0.26 - 0.57	0.04 - 0.10	0 (45)	0.20 (0.24)	0.15	0.0013	1.79 - 2.45
3.7, 8.3, 8.4, 10.4	h_o	0.39	0.044 - 0.15	0	0.20	0.15	0.0013	2.16
9.1 - 9.2, 9.4 - 9.6	Θ	0.36	0.04 - 0.054	0-90	0.19 - 0.40	(0.15)	0.0013	1.80 - 2.46
6.1, 6.2, 6.3, 3.7, AV603	b	0.35 - 0.40	0.044 - 0.055	0	0.05 - 0.40	0.15	0.0013	1.76 - 1.94
4.4, 4.5, 7.5	l	0.34 - 0.43	0.040 - 0.050	0	0.15	0.02 - 0.30	0.0013	1.37 - 2.17
BA100 - BA102	d_m	0.48 - 0.52	0.044 - 0.072	0	0.3 (0.15)	0.15	0.0027	1.61 - 2.17
CA100 - CA102	d_{90}	0.46 - 0.55	0.036 - 0.072	0	0.3	0.15	0.0013	div



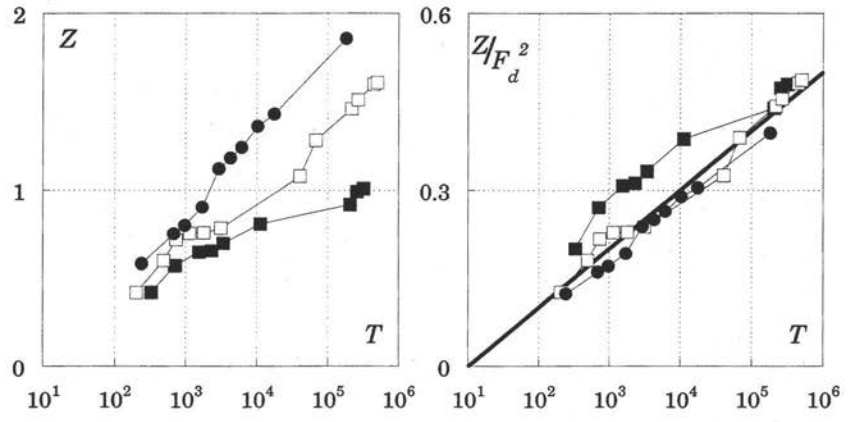
a) b)

Abb. 4.9 **Einfluss der Gebäudebreite** auf die Kolkentwicklung a) Rohdaten $z(t)$, b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ für b= (■) 0.05 m, (□) 0.10 m, (●) 0.20 m, (○) 0.30 m und (▲) 0.40 m. (—) Gl. (4.9).

4.4.4 Einfluss der Gebäudegeometrie

Abb. 4.9 zeigt die Kolkentwicklungen für *Gebäudebreiten b* zwischen 0.05 und 0.40 m bei ähnlichen Versuchsbedingungen ($\mathbf{F}_d$=1.76 bis 2.13). Mit der Gebäudebreite nimmt die Kolktiefe zu, entsprechend fächern sich die Werte in Abb. 4.9 a) auf. Dieselben Daten liegen in der über $\mathbf{F}_d$ normierten Darstellung eng beieinander (Abb. 4.9 b). Das Bestimmtheitsmass beträgt dabei 83 %.

Die Auffächerung der Versuchsresultate für verschiedene *Gebäudelängen l* von 0.02 bis 0.30 m (Abb. 4.10 a) resultiert aus dem Einfluss der densimetrischen Froudezahl $\mathbf{F}_d$. Mit der Korrelation nach Gl. (4.7) ist kein spezieller Effekt der Gebäudelänge l feststellbar. Zum gleichen Schluss kommt Cunha (1975). Die Daten in Abb. 4.10 b) korrelieren mit einem Bestimmtheitsmass von 86 %.



a) b)

Abb. 4.10 **Einfluss der Gebäudelänge** auf die Kolkentwicklung a) $Z(T)$, b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ für (■) l=0.02 m, $\mathbf{F}_d$=1.45; (□) l=0.15 m, $\mathbf{F}_d$=1.82 und (●) l=0.30 m, $\mathbf{F}_d$=2.17. (—) Gl. (4.9).

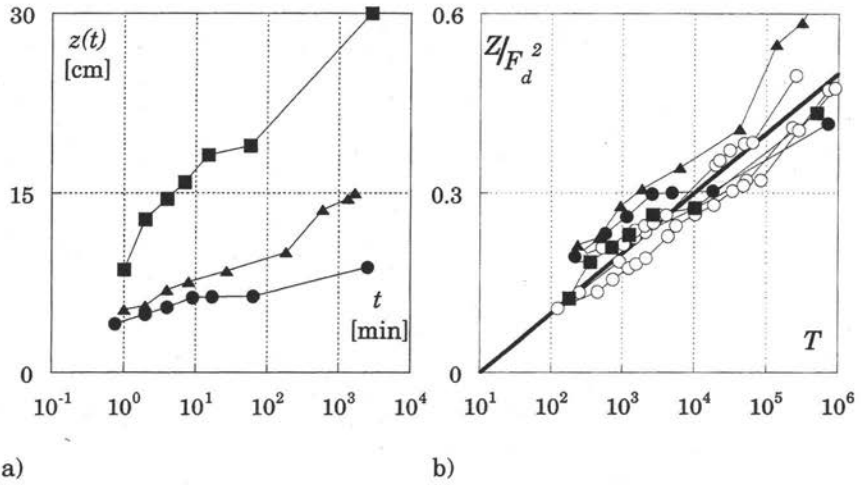


Abb. 4.11 **Einfluss des Korndurchmessers** auf die Kolkentwicklung a) Rohdaten, b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ mit d=0.0027 m, (■) $\mathbf{F}_d$=2.17, h_o=0.072 m, (▲) $\mathbf{F}_d$=1.66, h_o=0.054 m und (●) $\mathbf{F}_d$=1.61, h_o=0.044 m, (O) Vergleichsdaten mit d=0.0013 m. (—) Gl. (4.9).

4.4.5 Einfluss der Korngrösse und Kornverteilung

Gl. (4.7) soll neben geometrischen und strömungstechnischen auch sedimentcharakteristische Effekte durch die densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_d$ berücksichtigen. Gemäss dem in Abschnitt 3.2 festgelegten Vorgehen ist dies mit anderen Sedimenten zu überprüfen. Dabei werden einerseits Versuche mit einem nahezu uniformen Grobkorn $d=d_{50}$=0.0027 m, σ_g=1.3 und andererseits mit einer Mischung d_m=0.0013 m, σ_g=2.42 (Abb. 3.2) durchgeführt.

Die Normierung und Korrelation nach Abschnitt 4.2.2 werden durch die Versuche nach Tab. 4.2 mit einem Bestimmtheitsmass von 75 % bestätigt (Abb. 4.11). Für Versuche mit einem breit gradierten Sediment hingegen zeigt sich durch die Bildung einer Deckschicht im Kolkloch ein anderes Bild. Der massgebende Korndurchmesser im Kolkloch wird mit zunehmender Deckschichtbildung grösser. Mit der Wahl einerseits von d_m und andererseits von d_{90} der Mischung zur Berechnung der densimetrischen

Froudezahl $\mathbf{F}_d$ sowie der Relativzeit T ergeben sich unterschiedliche Darstellungen derselben Versuchsdaten (Abb. 4.12 a). Dabei werden bei Verwendung von d_{90} die Daten im oberen Teil, bzw. bei Verwendung von d_m im unteren Teil der Figur abgebildet. Das Kolkloch entwickelt sich in einer *ersten Phase* analog den Versuchen mit beinahe uniformer Kornverteilung. Nach genügend starker Ausbildung der Deckschicht im Kolkloch wird in einer *zweiten Phase* die Tiefenentwicklung durch die Abpflästerung verzögert. Unter Annäherung der massgebenden Abpflästerungskorngrösse d_{90} der Mischung ergibt sich in der Figur für die Anfangsphase eine „zu schnelle" Entwicklung, die mit der Deckschichtbildung durch Gl. (4.7) zunehmend besser beschrieben wird (Abb. 4.12 a). Der vermutete Deckschichteffekt soll durch einen mathematischen Ansatz für die Korngrösse d in Funktion der Relativzeit T kompensiert werden. Der Korndurchmesser $d(T)$ muss zwischen d_m für T=0 und d_{90} für der Abpflästerungsphase ($T\to\infty$) liegen. Diese Charakteristik lässt sich befriedigen durch den Ansatz

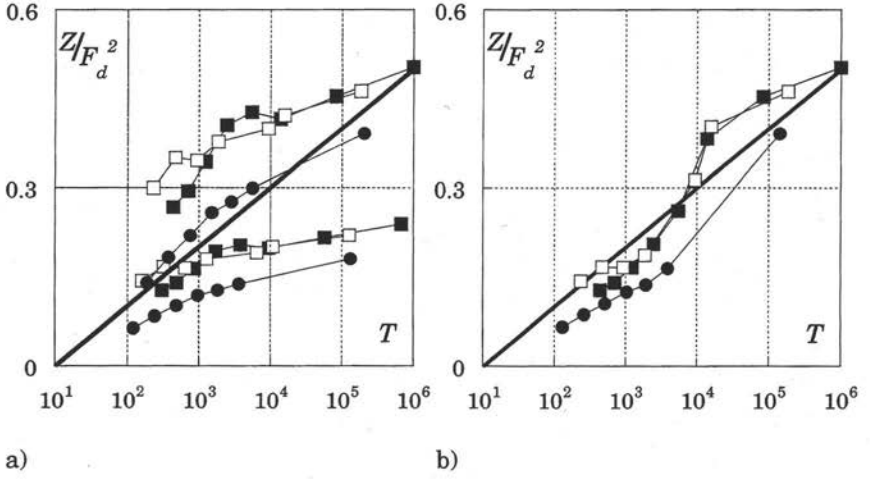


Abb. 4.12 **Einfluss der Abpflästerung auf die Kolkentwicklung** für die Kornmischung d_m=0.0013 m, σ_g=2.45 bei (■) $\mathbf{F}_o$=0.55, h_o=0.036 m, (□) $\mathbf{F}_o$=0.46, h_o=0.054 m, (●) $\mathbf{F}_o$=0.50, h_o=0.067 m mit a) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ für d=d_m unten, d=d_{90} oben und b) $Z(T)/\mathbf{F}_d^2$ für d=$d(T)$. (—) Gl. (4.9).

$$d(T) = \left(1 - e^{-\beta \cdot T^2}\right) \cdot \left(d_{90} - d_m\right) + d_m . \qquad (4.8)$$

Gl. (4.8) basiert auf der Gauss'schen Glockenkurve und gewährleistet für $\beta = 1 \times 10^{-8}$ einen kontinuierlichen Verlauf von $d(T)$ zwischen d_m und d_{90}. Dabei wird die Relativzeit T nach Gl. (4.5) unter Vernachlässigung des kleinen Einflusses von $d(T)$ vereinfacht in Funktion von d_m berechnet. Aus Abb. 4.12 b) ist eine befriedigende Berücksichtigung des Abpflästerungseffektes bei einem Bestimmtheitsmass von 73 % abzulesen. Die Deckschichtanalysen der Versuche CA100-CA102 zeigen einen massgebenden Korndurchmesser $d_{m,\,Deckschicht} = d_{86,\,Unterschicht} = 0.0022$ m sowie einen verhältnismässig grossen Feinanteil (Abb. 4.13). Dieser Feinanteil lässt sich bei der Probenahme aus dem Kanal kaum vermeiden und verfälscht dabei in geringem Ausmass die Analyse.

Die gewonnenen Erkenntnisse veranschaulichen deutlich die Verschiebung des für den Erosionsprozess massgebenden Korndurchmessers im Kolkloch von d_m in den Bereich zwischen d_{85} und d_{95} der Ausgangsmischung und bestätigen damit die Aussagen nach Abschnitt 2.4.8.

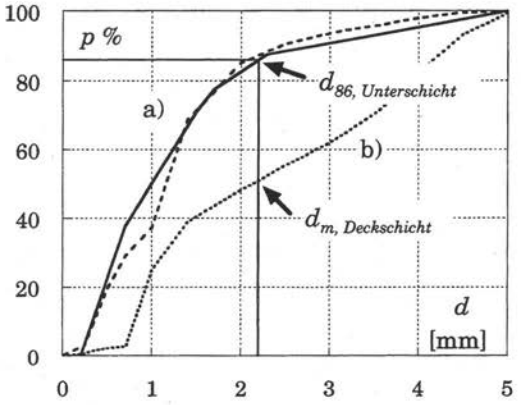


Abb. 4.13 **Siebkurven der verwendeten Sedimente** in Gewichtsprozenten p. a) Mischung $d_m = 0.0013$ m, $\sigma_g = 2.42$ und b) Deckschicht im Kolkloch $d_{m,\,Deckschicht} = d_{86,\,Unterschicht} = 0.0022$ m.

4.5 Allgemeine Gebäudekolkgleichung

4.5.1 Korrelation der Versuchsdaten

Die Versuchsresultate lassen sich hinreichend mit der densimetrischen Froudezahl $\mathbf{F}_d$ und einer logarithmischen Funktion der Zeit t nach dem Ansatz (4.7) korrelieren (Abb. 4.14 b). Die maximale Relativkolktiefe Z zum Zeitpunkt T für $T \geq 10$ beträgt

$$Z = \frac{1}{10} \cdot \mathbf{F}_d^{\,2} \cdot \log\left(\frac{T}{10}\right). \tag{4.9}$$

Gl. (4.9) beschreibt das Kolkverhalten mit einem Bestimmtheitsmass von durchschnittlich 82 %. Dabei ist aus dem Totalplot aller Versuchsdaten eine systematische Überschätzung der Kolktiefe nach Gl. (4.9) von ca. 5 % ablesbar (Abb. 4.14 b). Das Kolkloch entwickelt sich dabei im Eckbereich mit einem Tiefenmaximum in unmittelbarer Nähe zur *Gebäudecke*. Der tiefste Punkt wandert also im weiteren Verlauf nicht wie bei hydraulisch schlanken Strömungshindernissen (Brückenpfeiler) in die Mitte der Anströmungsfront (Abb. 2.8 c). Die Dynamik der Kolkentwicklung wird durch Gl. (4.9) mit der densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_d$ erfasst. Dabei erscheint $\mathbf{F}_d$ wie auch die Referenzeit t_R in Funktion der Referenzgeschwindigkeit $V_R = V_* = \sqrt{g' \cdot d}$. Nach Gl. (2.11) entspricht die Geschwindigkeit V_* der charakteristischen Grösse für den Sedimenttransportbeginn. Die Formulierung (4.9) berücksichtigt folglich Effekte aus Zuflussbedingungen, Anströmungswinkel, Gebäudegeometrie und Granulometrie.

Bis heute fehlen in der Literatur Ansätze wie Gl. (4.9). Die dimensionsbehaftete Formulierung von Cunha (1975) lässt sich nicht mit Gl. (4.9) vergleichen.

4.5.2 Fortpflanzung von Messfehlern

Zur Beurteilung der Auswirkungen von *zufälligen* Messfehlern im Rahmen der Versuchsdurchführung wird auf Gl. (4.9) die Theorie der Fehlerfortpflanzung nach Gauss (Kreyszig 1977) angewandt. Nicht eingeschlossen sind demnach *grobe* und *systematische* Fehler bei der Erhebung der Messdaten. Fehler dieser Art müssen durch zweckmässige Versuchsanordnung, Kontrollen und Berücksichtigung von Geräteeigenheiten eliminiert werden. Bei der nachstehenden Betrachtung des Fehlers an der Kolktiefe wird aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens der Zeiteinfluss von den übrigen Einflüssen gesondert dargestellt.

Der Fehlereinfluss der Zeit T nimmt mit zunehmender Versuchsdauer massiv ab. Dies erscheint in Anbetracht der vorgeschlagenen Log-Funktion einleuchtend. Aus Gl. (4.9) leitet sich der *Zeitfehler* ab zu

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta Z}{Z} = \frac{1}{\ln(10)\cdot\log\left(\frac{T}{10}\right)}\cdot\frac{\Delta T}{T}. \qquad (4.10)$$

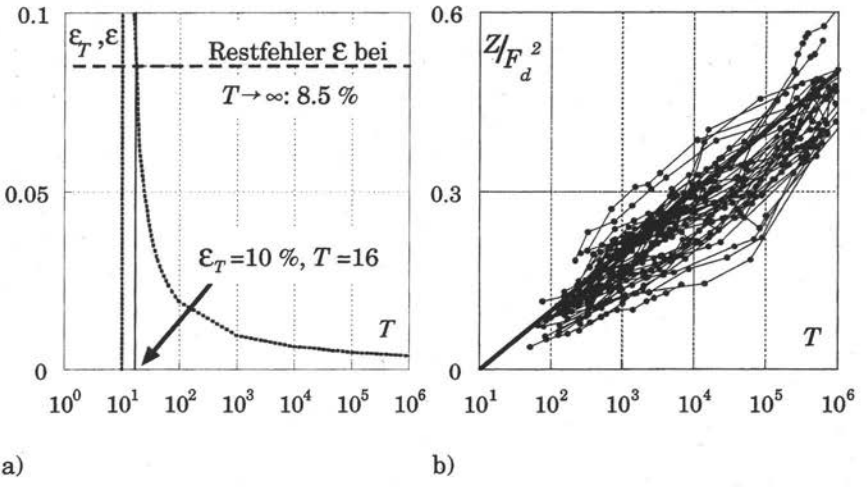


Abb. 4.14 a) **Fehlereinfluss** der (....) Zeit T sowie der (---) Summe aller Restfehler aus Q, b, h_o, d, b_k und g',
b) **Totalplot aller Versuchsdaten** korreliert über $\mathbf{F}_d$. (—) Gl. (4.9).

Die Relativgenauigkeit $\Delta T/T$ lässt sich dabei nach Gauss mit der Wurzel aus der Summe der Teilfehlerquadrate zu 4.4 % errechnen. Für jeden Parameter von T geht der entsprechende relative Fehlerbetrag in diese Berechnung ein. Nach den Abschnitten 3.4 und 3.5 betragen die relativen Messfehlerbeträge

- der Zeit t: $\Delta t/t=0.01$,
- der Zuflusswassertiefe h_o: $\Delta h_o/h_o=0.03$,
- des Korndurchmessers d: $\Delta d/d=0.05$ und
- der reduzierten Erdbeschleunigung g': $\Delta g'/g'=0.034$.

Der Fehleranteil $\Delta g'/g'$ wird vorgängig aus den Relativfehlern der Wasserdichte $\Delta\rho/\rho=0.005$ und der Sedimentdichte $\Delta\rho_s/\rho_s=0.02$ unter Vernachlässigung des Fehlers an der Gravitationskonstante g bestimmt.

Somit ist in der Anfangsphase der Messungen der genauen Erfassung der Messzeit erhöhte Bedeutung zuzumessen, um deren Fehlereinfluss möglichst klein zu halten. Der Einfluss von ε_T fällt für Zeiten $T>16$ unter 10 %. Dies entspricht bei den vorliegenden Versuchen einer Zeit t von rund 1 Minute. Für den weiteren Zeitverlauf wird der Zeitfehler vernachlässigbar (Abb. 4.14 a).

Gegensätzlich dazu verhalten sich der Einflüsse der übrigen Fehler (Q, b, h_o, d, b_k, g'). Nach Anwendung der Fehlertheorie nach Gauss auf Gl. (4.9) resultiert für $T\to\infty$ ein Restfehler von 8.5 %. Dabei weisen die Fehleranteile von d, h_o, Q und g' dieselbe Grössenordnung von 1.5 % bis 3 % auf. Die Fehleranteile von b und b_k hingegen sind verschwindend klein. Als relative Fehlerbeträge werden für $\Delta Q/Q=0.02$, $\Delta b/b=0.001$ und für $\Delta b_k/b_k=0.001$ angesetzt.

4.6 Untersuchung der Kolkoberwasserlänge

4.6.1 Einleitung

Nachfolgend soll als zweite Kolkgrösse die Ausdehnung des Kolklochs e_f stromauf ab Gebäudefront bestimmt werden (Abb. 4.15). Dabei wird wiederum anhand der Messdaten die zeitliche Entwicklung der Ausdehnung beschrieben. Zum Vergleich werden Versuchsdaten unter Variation der Zuflusswassertiefe h_o, der densimetrischen Froudezahl $\mathbf{F}_d$ und der Gebäudebreite b herangezogen. Die Werte liegen für h_o in einem Bereich von 0.026 bis 0.072 m, für $\mathbf{F}_d$ zwischen 1.66 und 2.89 sowie für b zwischen 0.1 und 0.4 m (Tab. 4.3).

Tab. 4.3 **Datensatz zur Bestimmung der Oberwasserlänge des Kolklochs.** Gebäudebreite b, Zuflusswassertiefe h_o, densimetrischer Froudezahl $\mathbf{F}_d$, massgebender Korndurchmesser d_m, Oberwasserlänge bei Versuchsende e_f und der Versuchsdauer t_∞.

Versuch Nr.	b [m]	h_o [m]	b/h_o [-]	$\mathbf{F}_d$ [-]	d_m [m]	e_f [m]	t_∞ [min]
6.1	0.1	0.051	2	1.93	0.0013	0.215	2672
7.5	0.2	0.053	4	1.86	0.0013	0.347	3065
9.9	0.15	0.052	3	1.88	0.0013	0.289	4136
12.2	0.4	0.067	6	2.34	0.0013	0.647	2851
14.2	0.4	0.026	15	1.76	0.0013	0.335	12945
BA100	0.3	0.072	4	2.17	0.0027	Zeitreihe	
BA101	0.3	0.054	4	1.66	0.0027	Zeitreihe	
CA100	0.3	0.036	4	2.14	0.0013	Zeitreihe	
CA101	0.3	0.072	4	2.89	0.0013	Zeitreihe	
CA102	0.3	0.054	4	2.28	0.0013	Zeitreihe	

4.6.2 Oberwasserlänge in Funktion der Zeit

Unter Berücksichtigung der Erfahrungen aus der Bestimmung des Kolktiefenverlaufs Z wird auch für die zeitliche Entwicklung der Oberwasserlänge eine Abhängigkeit von der densimetrischen Froudezahl $\mathbf{F}_d$ vermutet. Zur Korrelation der Versuchsdaten werden einerseits die Zeit t nach Gl. (4.5) und andererseits die Oberwasserlänge e_f analog zu Gl. (4.6) normiert. Die relative Oberwasserlänge E beträgt

$$E = \frac{e_f}{\sqrt{b \cdot h_o}}. \tag{4.11}$$

Abb. 4.16 a) zeigt die Entwicklung der Oberwasserlänge e_f mit der Zeit t. Es resultiert eine deutliche Auffächerung der Daten durch die Änderung der Froudezahl. Für Versuche mit hohen Froudezahlen werden die Messpunkte höher abgebildet als für Versuche mit kleinen Froudezahlen. Die Korrelation der Daten über $\mathbf{F}_d{}^2$ wird in Abb. 4.16 b) dargestellt, wobei $\mathbf{F}_d$ in Funktion von d_m berechnet wird. Wiederum ist die Erosionsverzögerung für Sedimentgemische analog zu Abb. 4.12 a) ersichtlich. Bei den Mischungsversuchen entwickelt sich eine Abpflästerung, welche auch das Kolkwachstum in axialer Strömungungsrichtung ab einem bestimmten

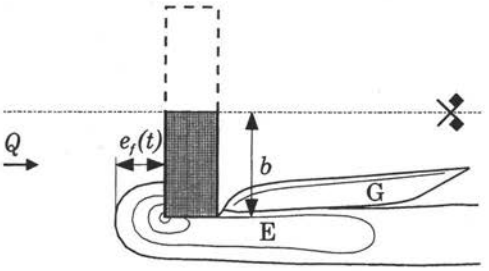


Abb. 4.15 **Definitionsskizze Oberwasserlänge e_f des Kolklochs** mit der Gebäudebreite b , dem Durchfluss Q, der Erosionszone E und der Aggradationszone G.

Zeitpunkt signifikant hemmt (Abschnitt 4.4.5). Zur Kompensation des Abpflästerungseffekts ist Gl. (4.8) zu verwenden. Es folgt als relative Oberwasserlänge E des Kolklochs

$$E = \frac{1}{6} \cdot \mathbf{F}_d^{\,2} \cdot \log\left(\frac{T}{10}\right). \tag{4.12}$$

Für die Versuche mit beinahe uniformem Feinkorn d_m=0.0013 m liegen keine Zeitreihen für e_f vor. Die Überprüfung von Gl. (4.12) durch die Kolkzustände bei Versuchsende der ausgewählten Versuche Nr. 6.1, 7.5, 9.9, 12.2 und 14.2 ist aus Abb. 4.16 b) ersichtlich. Die Lage der dargestellten Einzelpunkte bestätigt Gl. (4.12). Die Oberwasserlänge des Kolklochs wird mit Gl. (4.12) in Funktion derselben kolkspezifischen Parameter beschrieben wie die maximale Kolktiefe. Dabei ist die Oberwasserlänge betragsmässig grösser als die Kolktiefe. Die beiden Grössen hängen über den Kolkböschungswinkel zusammen. Unter Verwendung von Gl. (4.9) und Gl. (4.12) resultiert für den *Kolkböschungswinkel* ψ

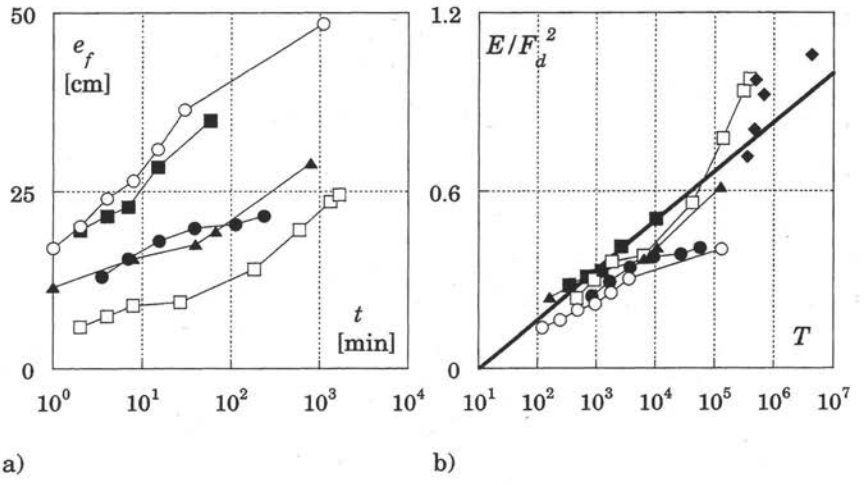


Abb. 4.16 **Entwicklung der Oberwasserlänge** a) Rohdaten und b) korrelierte Daten der Versuche Nr. (■) BA100, (□) BA101, (●) CA100, (○) CA101, (▲) CA102 sowie (◆) Daten bei Versuchsende für 6.1, 7.5, 9.9, 12.2 und 14.2. (—) Gl. (4.12).

$$\tan\psi = \frac{Z(T)}{E(T)} = \frac{3}{5}. \tag{4.13}$$

Die Auswertung von Gl. (4.13) ergibt ψ=31° und bekräftigt die Aussagen nach Abschnitt 2.4.7.

Der zeitliche Verlauf der *Oberwasserlänge* eines Kolklochs am Gebäude lässt sich nach Gl. (4.12) analog zur Kolktiefenentwicklung formulieren. Die Ansätze von Bonasoundas (1973) sowie Ayala und Grandon (1994) hingegen beschreiben Oberwasserlängen e_f für einen Gleichgewichtszustand zum Zeitpunkt $t \to \infty$ und sind daher nicht mit Gl. (4.12) vergleichbar.

4.7 Zusammenfassung

- Durch verschiedene Versuchsreihen werden die Einflüsse auf das zeitliche Kolkverhalten am Gebäude abgeklärt. Diese beinhalten die Zuflussbedingungen, den Anströmungswinkel, die Gebäudegeometrie sowie die Granulometrie als Zusatzeinflüsse. Als Funktion der Zeit werden in geschlossener Form der *Kolktiefenfortschritt* nach Gl. (4.9) und die *Entwicklung der Oberwasserkolklänge* nach Gl. (4.12) formuliert.
- Der *Kolkböschungswinkel* wird in Funktion der Kolktiefe nach Gl. (4.9) und der Oberwasserlänge nach Gl. (4.12) mit ψ=31° bestimmt und bestätigt damit Aussagen der Literatur nach Abschnitt 2.4.7.
- Die Dynamik des Kolkvorgangs lässt sich mit der *densimetrischen Froudezahl* treffend beschreiben. Die Versuchsdaten für die Kolktiefenentwicklung werden über dieser Grösse mit einem durchschnittlichen Bestimmtheitsmass von 82 % korreliert.
- Die *Fehlereinflüsse* werden nach Gauss eruiert und gesondert für die Zeit sowie für zeitunabhängige Messgrössen dargestellt. Der Zeiteinfluss ist in einer kurzen Anfangsphase entscheidend und entsprechend zu be-

rücksichtigen. Für grosse Zeiten hält sich der Gesamtfehler der zeitunabhängigen Grössen konstant bei 8.5 %.

- Ausgehend von den allgemeinen Kolkgleichungen für Gebäude können nun *Schutzmassnahmen* in Abhängigkeit der zu erwartenden Kolktiefen sowie den entsprechenden Kolkausdehnungen vorgeschlagen werden.

4.8 Bezeichnungen

Algebraische Zeichen

b	[m]	Gebäudebreite
b'	[m]	projizierte Gebäudebreite
b_k	[m]	Breite Versuchskanal
d	[m]	Korndurchmesser
e	[m]	Kolkausdehnung
E	[-]	Relativoberwasserlänge
$\mathbf{F}$	[-]	Froudezahl
g	[m/s²]	Erdbeschleunigung
g'	[m/s²]	$=[(\rho_s-\rho)/\rho]g$, reduzierte Erdbeschleunigung
h	[m]	Wasserspiegelhöhe
l	[m]	Gebäudelänge
p	[-]	Gewichtsfunktion der Kornverteilung in %
Q	[m³/s]	Durchfluss
T	[-]	Relativzeit
t	[s]	Zeit
V	[m/s]	Geschwindigkeitsbetrag
w_s	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit des Korns
y	[m]	Wandabstand
Z	[-]	Relativkolktiefe
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum Zeitpunkt t

Indizes

∞	End-, Gleichgewichtszustand
$*$	Schleppbedingung
50	Medianbedingung; bzw. 50% Siebdurchgang
85	85% Siebdurchgang
86	86% Siebdurchgang
90	90% Siebdurchgang
95	95% Siebdurchgang
cm	kritisch, über Gerinnetiefe gemittelt
d	densimetrisch
f	frontal, stromauf
g	Korn
L	Grenzbedingung
l	quer zur Strömungsrichtung
m	massgebend
o	Zuflussquerschnitt, Oberwasser
p	a priori berechnet nach Gl. (4.9)
R	Referenz
s	Sedimentbedingung
t	*threshold*-Bedingung
T	Zeiteinfluss
w	Sinkgeschwindigkeit

β	[-]	Koeffizient
ε	[-]	Relativfehler
σ	[-]	Streubreite Kornverteilung
ρ	[kg/m³]	Dichte
Δ		Absolutfehler
Θ	[°]	Anströmungswinkel
ψ	[°]	Kolkböschungswinkel

5 KOLK AM VERBAUTEN GEBÄUDE

5.1 Einleitung

Durch Einbauten in unmittelbarer Umgebung des Gebäudes soll eine Reduktion des entstehenden Kolks und damit ein *Gebäudeschutz* erreicht werden. Gegenüber dem unverbauten Zustand müssen die kolkverursachenden Fliessstrukturen in ihrer Entfaltung gehindert oder gar vermieden werden. Heute stehen dazu zwei Methoden zur Verfügung (Abschnitt 2.5):

- Massnahmen zur Abschwächung von Sekundärströmungsangriffen,
- Methoden zur Erosionsreduktion am Gebäude.

Die vorliegenden Ansätze sind durchwegs für Strömungsbedingungen mit mittleren densimetrischen Froudezahlen $\mathbf{F}_d$ bei ähnlicher Relativrauhigkeit h_o/d (Tab. 5.1), vergleichbar mit jenen in Flüssen und Gerinnen, konzipiert. Entsprechend den hohen Beanspruchungen muss die Ausgestaltung der Schutzbauten gezielt sein.

Tab. 5.1 **Typische Strömungsbedingungen in Gerinnen und auf Überschwemmungsebenen** mit Zuflusswassertiefe h_o, massgebendem Korndurchmesser d_m, Relativrauhigkeit h_o/d sowie *densimetrischer* Froudezahl $\mathbf{F}_d$.

	h_o [m]	d_m [m]	h_o/d [-]	$\mathbf{F}_d$ [-]
Fluss	5	0.1	50	>4
Überschwemmungsebene	1	0.02	50	<3

Anhand von Vorversuchen wird nachfolgend eine Evaluation der verschiedenen Varianten beschrieben, eine Bestvariante herausgearbeitet sowie deren Ausführung bestimmt.

5.2 Vorversuche

5.2.1 Prinzip der Kolkreduktion

Die Reduktion des Kolks wird hauptsächlich durch die räumliche Einengung der am Gebäude entstehenden Wirbelfeldsysteme erreicht (Abschnitt 2.4). Tauchstrahl und Hufeisenwirbel entwickeln mit zunehmender Kolktiefe mehr Intensität. Auch bei fester Sohle entsteht am Gebäudefuss ein horizontaler, walzenförmiger Wirbel, der durch Primärerosion die Platzverhältnisse zur vollständigen Etablierung des Hufeisenwirbelsystems schafft. Diesem Mechanismus wird durch eine vertikale Einengung mit einer horizontalen Verbauung A entgegengewirkt (Abb. 5.1 a). Vertikale Verbauungen B zielen auf die Verhinderung und Blockierung des Zusammenspiels der Einzelwirbel des Hufeisenwirbelsystems ab (Abb. 5.1 b).

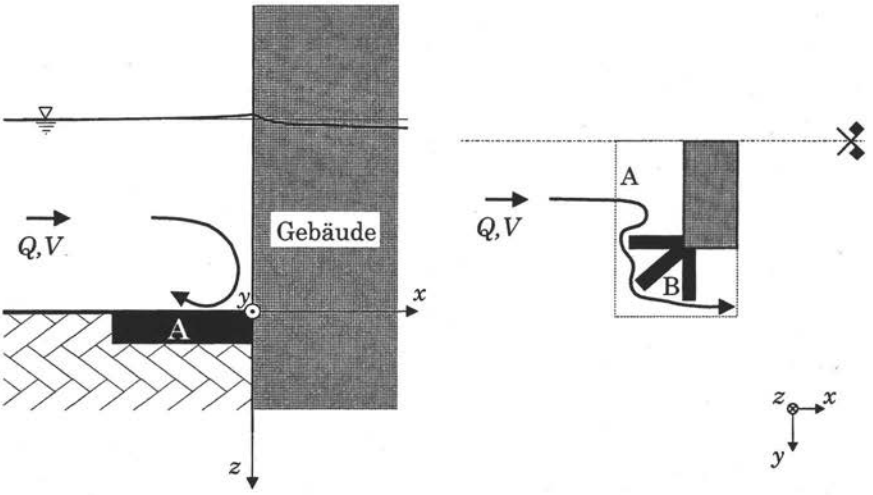


Abb. 5.1 **Prinzip von Kolkverbauungsmassnahmen.** a) Einengung des Hufeisenwirbels in der vertikalen Dimension durch horizontale Verbauung A und b) Behinderung des Wirbelsystems durch vertikale Verbauungen B im Eckbereich des Gebäudes.

5.2.2 Verbauungsvarianten

Die Evaluation der Verbauungsmethoden wird an einem seitlich an der Kanalwand angeordneten Gebäudemodell mit b=0.30 m bei $\mathbf{F}_d$=0.51, h_o=0.038 m und einem nahezu uniform verteilten Feinkornsediment mit d=d_{50}=0.0013 m und σ_g=1.25 durchgeführt. Die Evaluationskriterien aller Methoden sind *Schutzwirkung*, *technischer Aufwand, Ausführung*, *Kosten*, *Raumbedarf*, *Verträglichkeit am Bau* und *ökologische Vertretbarkeit* (Abschnitt 5.2.3). Zur Abschwächung von Sekundärströmungsangriffen werden folgende Verbauungsmethoden evaluiert (Abb. 5.2 a):

- ① Lamellenkörper,
- ② Pfeilerkreiskette,
- Pfeilerriegel (Abb. 5.3 b),
- ③ Kreislochblech,
- ④ Zellenkragen,
- ⑤ Armierungsnetzkragen und
- massiver Kragen (Abb. 5.2 b).

Eine Erosionsreduktion wird gesucht durch Anordnung von:

- Blockwurf (Abb. 5.2 c),
- Geotextil-Drainmatte (Abb. 5.2 d).

Lamellenkörper

Die Lamellen kragen um $2h_o$ aus und reichen um $2h_o$ in den Untergrund. Die Anordnung des Lamellenkörpers $1h_o$ unter der Terrainkote erbringt keine kolkreduzierende Wirkung. Sowohl die Lage des Kolktiefenmaximums als auch die Kolktiefe werden nur unwesentlich beeinflusst. Die Struktur induziert ihrerseits starke Wirbel, sodass die Sedimentkörner aus den Lamellenkammern herausgespült und um die Verbauung herum wegerodiert werden. Der Kolkfortschritt verläuft ähnlich rasch wie derjenige bei einem Armierungsnetzkragen (Abb. 5.4 b).

Pfeilerkreiskette, Kreislochblech und Pfeilerriegel

Die Pfeilerkreiskette vermag in keiner der gewählten Anordnungen als zusätzliche, die Strömung störende Struktur zu überzeugen. Die Auswirkungen des Haupthindernisses (Gebäude) überspielen mögliche Effekte dieser vorgelagerten Verwirbler. Das Kolktiefenmaximum und dessen Lage werden durch die genannten Verbauungen nicht gehemmt, bzw. beeinflusst. Die Pfeilerkreiskette mit einem Radius von $2h_o$ um die Gebäudeecke wird einerseits $1h_o$ unter Terrainkote und andererseits auf Terrainniveau bei einer Pfeilerlänge von $3h_o$ überprüft. Die Anordnung des Kreislochblechs ist bei analoger Dimensionierung wie die Pfeilerkreiskette identisch (Abb. 5.4 a). Der Pfeilerriegel wird, in der Höhenlage wiederum gleich wie die Pfeilerkette, ähnlich Flügelmauern an der Gebäudeecke in

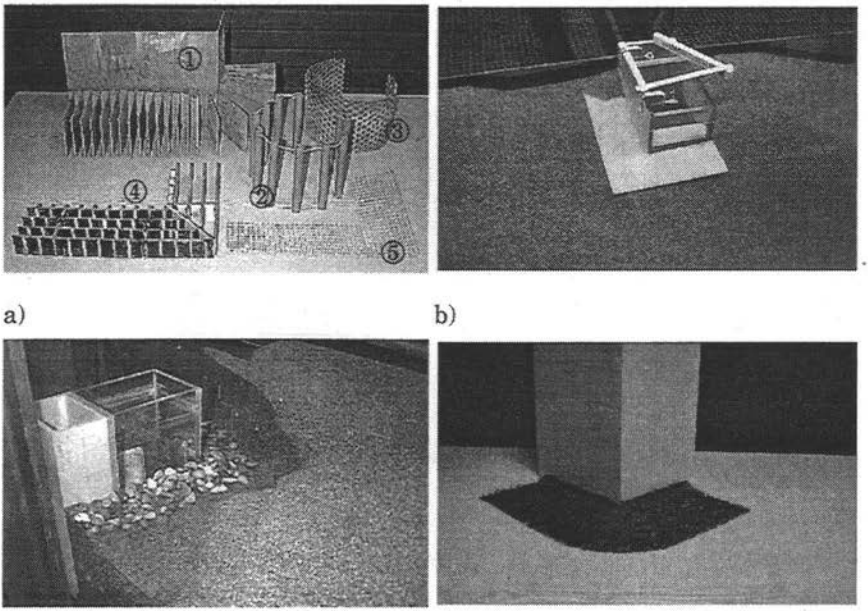


Abb. 5.2 **Kolkverbauungsmassnahmen.** a) Schutzverbauungen (① Lamellenkörper, ② Pfeilerkreiskette, ③ Kreislochblech, ④ Zellenkragen, ⑤ Armierungsnetzkragen), b) Kragen horizontal, massiv, c) Blockwurf und d) Geotextil-Drainmatte.

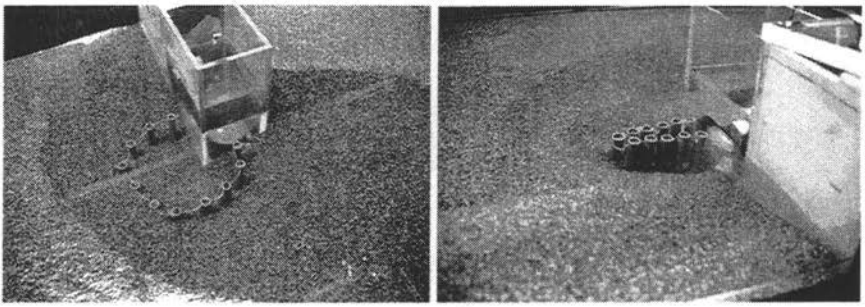
Fliessrichtung und quer dazu mit einer Weite von $2h_o$ angeordnet. Die Resultate dieser Schutzmassnahmen sind unbefriedigend. Der Kolkfortschritt am Gebäude verläuft ähnlich rasch wie derjenige bei einem Armierungsnetzkragen (Abb. 5.4 b).

Zellenkragen

Die Verbauung eines Gebäudes mit einem Zellenkragen ergibt eine befriedigende Schutzwirkung. Die beobachtete Erosionstiefe von $3h_o$ konzentriert sich auf den näheren Bereich um die Gebäudeecke beim Einbau auf $1h_o$ unter Terrain. Beim ebenerdigen Einbau erreicht der Kolk lediglich eine Tiefe von ~ $2h_o$ nach einer Versuchsdauer t=10^3 [min] (Abb. 5.4 b). Der verwendete Kragen weist Zellgrössen von $2/3h_o \times 2h_o$ bei einer Zelltiefe von $1h_o$ auf. Die Zellen sind in der Vertikalen offen und werden beim Einbau mit Sediment gefüllt. Ab Gebäudefront beträgt die Kragengrösse horizontal $2h_o$ bzw. $4h_o$.

Armierungsnetzkragen

Mit einem Armierungsnetzkragen bei Maschenweiten von $h_d/200$ und $h_d/100$ auf einer Tiefe von $1h_o$ unter Terrain kann keine Schutzwirkung für



a) b)

Abb. 5.3 **Verbauungen in Vorversuchen.** a) Pfeilerkreiskette und b) Pfeilerriegel.

das Gebäude festgestellt werden (Abb. 5.4 b).

Die Schutzwirkung von horizontalen Kragenelementen, angeordnet im Eckbereich des Gebäudes, ist vergleichbar mit derjenigen einer Fundamentvergrösserung an Brückenpfeilern. Bis auf das Niveau der Verbauung ist ein rasches, ungehemmtes Kolkwachstum feststellbar. Anschliessend entwickelt sich die Erosion lateral weiter bis die Gesamtstruktur freigelegt ist und damit kolkbestimmend wird. Je geringer die Einbautiefe ist, desto eher wird die Gesamtstruktur freigelegt. Die getesteten Kragenstrukturen weisen ab Gebäudefront Ausdehnungen von 3 bis $5h_o$ auf und werden in Tiefen bis maximal $2h_o$ eingebaut. Zur Abklärung eines Rauhigkeitseffekts werden, neben glatten, auch Kragen mit einer Rauhigkeit in der Grössenordnung des Sedimentdurchmessers geprüft. Am Prototyp kann ein Horizontalkragen einfach in Form einer Sickerbetonschüttung ausgeführt werden.

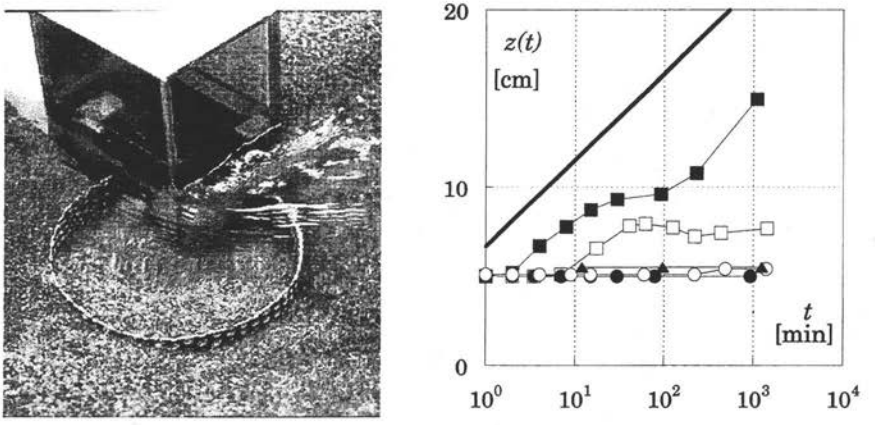


Abb. 5.4 a) **Kreislochblechverbauung** und b) **Kolkverbauungsmassnahmen im Vergleich** mit (■) Armierungsnetzkragen, (□) Zellenkragen, (●) Kragen horizontal; massiv, (○) Blockwurf und (▲) Geotextil-Drainmatte. (—) Gl. (4.9).

Blockwurf

Zur Blockwurfverbauung (Abschnitt 2.5.3) wird die Dimensionierung nach Parola (1993) verwendet, wobei unter den herrschenden Verhältnissen ein Blockwurfkorndurchmesser von D_{50}>0.016 m resultiert. Die Einbaumasse betragen $2h_o$ in der Ausdehnung und $1h_o$ in der Tiefe bei einer Tiefenlage von $1h_o$ unter der Terrainkote. Der Blockwurf empfiehlt sich als wirksamer aber massiver Schutz (Abb. 5.4 b).

Geotextil-Drainmatten

Für den Erosionsschutz bei densimetrischen Froudezahlen $\mathbf{F}_d$ zwischen 1 und 2.5 eignen sich besonders Geotextil-Drainmatten mit Makroporen in der Grössenordnung des zehnfachen Korndurchmessers (Abb. 5.4 b). Derartige Matten erzielen die Wirkung einer Sedimentarmierung ohne Eigenerosionspotential. Die Strömung trifft nicht auf starre Angriffsflächen; anstelle einer Impulsreflexion tritt eine teilweise Energieaufnahme. Als Schwachstellen werden der Bereich des Tornadowirbels (Abschnitt 2.4.4) sowie die Mattenränder erkannt, wo das Flies lokal ausgewaschen und unterspült werden kann.

5.2.3 Bewertung Verbauungsvarianten

Basierend auf der Zielformulierung (Abschnitt 1.2) wird die *Schutzwirkung* zum Hauptkriterium mit einer dreifachen Gewichtung erhoben. Die Kriterien *technischer Aufwand, Ausführung* und *Kosten* werden mit doppeltem Gewicht eingeführt. Als Nebenkriterien mit einfachem Gewicht werden die *ökologische Vertretbarkeit, Verträglichkeit am Bau* und der *Raumbedarf* definiert. Bezüglich dem Hauptkriterium der Schutzwirkung vermögen lediglich die Varianten 'Kragen horizontal, massiv', 'Zellenkragen',

'Blockwurf' und 'Geotextil' zu überzeugen. Alle übrigen Methoden erbringen unwesentliche Verbesserungen (Abb. 5.4 b).

Verbauungen in Form von massiven Kunstbauten sind in der Ausführung am Prototyp generell als technisch schwieriger und teurer einzustufen. Entsprechend gut werden diesbezüglich die Varianten Blockwurf, Kragen aus Sickerbeton horizontal und Geotextil bewertet. Nicht zu vernachlässigen sind die Kriterien Raumbedarf, optische Verträglichkeit am Bau sowie der ökologische Aspekt. Diese zielen auf die Akzeptanz der Massnahme beim betroffenen Bauherrn. Somit gehen einfache, unsichtbare und mit natürlichen Baustoffen zu erstellende Varianten positiv in die Bewertung ein. Als Wertung wird unterschieden zwischen gut (+), schlecht (–) und ausgeglichen (±) (Tab. 5.2).

Tab. 5.2 **Bewertung Verbauungsvarianten** mit *Schutzwirkung* (Schutz), *technischem Aufwand, Ausführung* (TA), *Kosten* (Kosten), *Raumbedarf* (RA), *Verträglichkeit am Bau* (VB), *ökologische Verträglichkeit* (Öko) sowie Bauweise (vorf=vorfabriziert). Linksstehend Bewertung, rechtsstehend Punkte.

Variante	Schutz		TA		Kosten		RA		VB		Öko		Bauweise	Total
Lamellenkörper	–	-3	±	0	–	-2	–	-1	±	0	±	0	Ortsbeton	-6
Pfeilerkreiskette	–	-3	+	+2	–	-2	±	0	±	0	+	+1	Beton vorf	-2
Pfeilerriegel	–	-3	+	+2	–	-2	±	0	–	-1	+	+1	Beton vorf	-3
Kreislochblech	–	-3	–	-2	–	-2	–	-1	+	+1	–	-1	Ortsbeton	-8
Zellenkragen	±	0	±	0	±	0	±	0	–	-1	±	0	Beton vorf	-1
Armierungsnetz	–	-3	+	+2	+	+2	±	0	–	-1	±	0	Eisennetz	0
Kragen horizontal	+	+3	±	0	+	+2	–	-1	±	0	±	0	Sickerbeton	+4
Blockwurf	+	+3	+	+2	–	-2	–	-1	±	0	±	0	Bruchsteine	+2
Geotextilmatte	+	+3	±	0	+	+2	+	+1	+	+1	±	0	Kunststoff	+7
Gewichtung	3×		2×		2×		1×		1×		1×			

5.2.4 Bestvariante

Als Bestvariante geht gemäss Tab. 5.2 die Variante *Geotextil-Drainmatte* mit +7 Bewertungspunkten hervor. Sie besticht vor allem durch ihre Einfachheit bei hoher Schutzwirkung. Der Raumbedarf und der technische

Aufwand sind gering; d.h. die Variante ist einfach nachrüstbar und mit vernünftigem Einsatz wieder zu entfernen. Der Gefährdung der Schutzwirkung durch Unterspülung im Bereich des Tornadowirbels wird mit einem *lokalen Blockwurf* begegnet. Diese Methode entspricht in ihrer flexiblen und elastischen Konstruktion den Belastungen bei densimetrischen Froudezahlen $\mathbf{F}_d$ zwischen 1 und 2.5 besser als die wesentlich massiveren und damit aufwendigen Verbauungen mit horizontalen Kragenkonstruktionen oder einem Blockwurf im gesamten Gebäudebereich.

5.3 Verbauung mittels Geotextil-Drainmatte

5.3.1 Einbau

Gebäudeabstand der Verbauung

Die Geotextilmatte muss grundsätzlich *bündig* mit dem zu schützenden Gebäude eingebaut werden. Bei Abständen zwischen Drainmatte und Gebäude wird Sedimentmaterial erodiert, womit die Textil-Sediment-Matrix verletzt und in der Folge von dieser Schwächung ausgehend vollständig

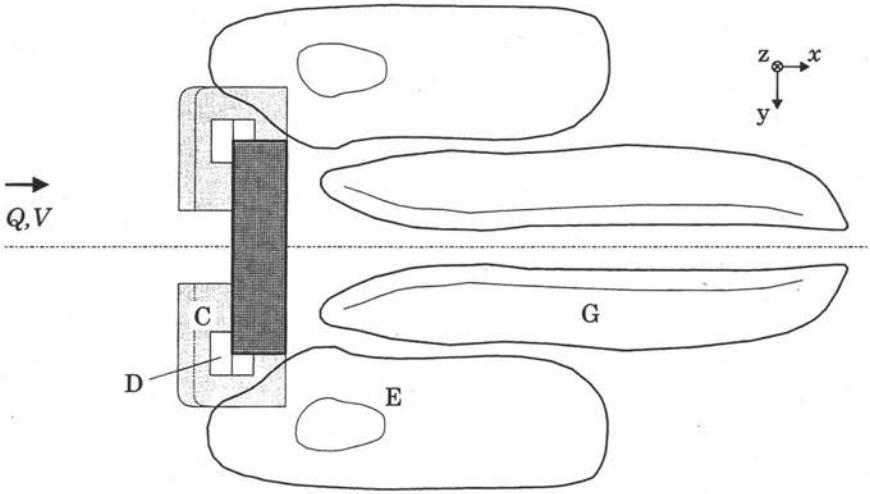


Abb. 5.5 **Anordnung Geotextil-Verbauung** mit C Geotextil-Drainmatte, D lokaler Blockwurf, E Kolkloch und G Aggradationszonen.

unterkolkt wird. Idealerweise werden die Matten mit einer *Aufbordung* bündig am Gebäude befestigt.

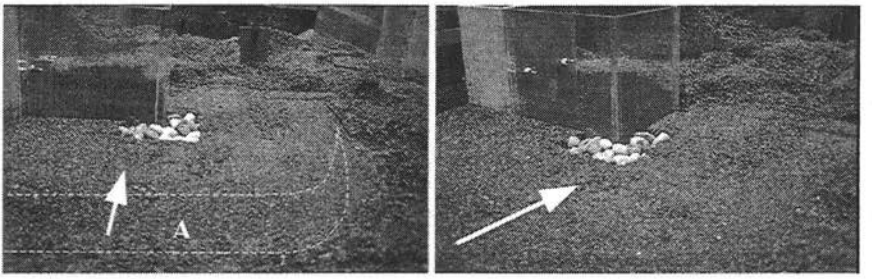
Einbautiefe

Ausgehend von Abschnitt 5.2.1 und entsprechenden Evaluationsversuchen muss ein horizontaler Kolkschutz möglichst nahe der *Terrainkote* eingebaut werden. Mit zunehmender Einbautiefe erodiert ungehindert Sedimentmaterial; die Wirbelsysteme gewinnen zusätzlichen Raum zur ungehinderten Kraftentfaltung, bzw. zur Erosionstätigkeit. Für den Einbau am Prototypen wird als Einbautiefe das konstruktive Mass von 0.5 bis 1 m empfohlen.

Neigung des Geotextil-Drainmattenkragens

Durch die Neigung der strömungszugewandten Textilfront um 30° auf einer Breite $b_f/3$ wird eine Verbesserung der Schutzwirkung erreicht. Die Matrix aus Matte und Sediment bietet dabei keinen exponierten Angriffsbereich; ein Aufbeugen und Unterkolken der Matte durch den Strömungsangriff wird demnach vermieden. Dieser Effekt wird durch die Ausrundung der Drainmatte im Eckbereich unterstützt (Abb. 5.6).

Spoilereffekte aus Quer-, Längs- und Diagonalneigung der gesamten Ver-



a) b)

Abb. 5.6 **Einbau Geotextil-Drainverbau.** a) Absenkung im Frontbereich um 30° und b) Blockwurf im Eckbereich des Gebäudes.

bauung erbringen durch die lokale Überlastung der Schutzmatrix und der damit verbundenen Auswaschung derselben nicht die erhofften Verbesserungen.

Fixation der Matte

Die Verankerung des Geotextils im Terrain erfolgt mittels genügend langen Klammern aus Armierungseisen. Dabei wird das Flies durchstossen und im Untergrund verankert. Grundsätzlich muss dabei ein Aufreissen und Aufbeugen der Matte in der Strömung verhindert werden. Spezielle Aufmerksamkeit ist dem *Verfüllen* der Mattenhohlräume mit mineralischem Bodenmaterial zuzuwenden. Nur bei vollständigem Ausfüllen der Hohlräume ist die kolkhemmende Wirkung der Matrix aus Matte und Bodenmaterial gewährleistet.

Lokale Untergrundverstärkung durch Blockwurf

Aufgrund der lokal unterschiedlichen Beanspruchung der Schutzmatrix empfielt sich im Eckbereich des Gebäudes eine Untergrundverstärkung mittels eines Blockwurfs. Der stark erosiven Wirkung des Tornadowirbels muss durch einen Blockwurf nach Parola (1993) mit einer Ausdehnung von $1h_o$ in x-, y- und z-Richtung ab Gebäudeecke gemessen wirksam begegnet werden (Abb. 5.6 b, Abb. 5.7). Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich ausschliesslich auf die Verbauung mit Eckverstärkung.

5.3.2 Optimierung der Verbauungsbreite

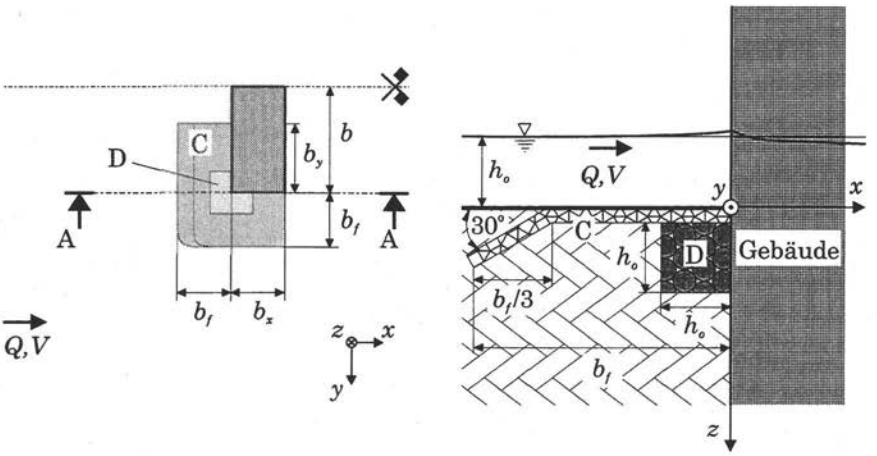
Versuchsprogramm

Im folgenden soll als massgebende Grösse des Geotextil-Drainmatten-Verbaus die Verbauungsbreite b_f unter Vernachlässigung des E-Moduls und anderen mattenspezifischer Parameter dimensioniert werden. Durch Variation der Mattenbreite b_f bei verschiedenen Zuflussfroudezahlen $\mathbf{F}_o$, Zu-

flusswassertiefen h_o, Gebäudebreiten b und Sedimentdurchmessern d ergibt sich das Programm nach Tab. 5.3.

Tab. 5.3 **Versuchsprogramm zur Optimierung der Verbaungsbreite b_f** mit Zufluss-Froudezahl F_o, Zuflusswassertiefe h_o, Gebäudebreite b, Gebäudelänge l, massgebendem Korndurchmesser d_m, densimetrischer Froudezahl F_d sowie Verbauungsbreite b_f

Versuch Nr.	Variierter Parameter	F_o [-]	h_o [m]	b [m]	l [m]	d_m [m]	F_d [-]	b_f [m]
AB300 - AB305	F_o	0.30 - 0.50	0.04	0.30 (0.24)	0.15	0.0013	1.30 - 1.72	0.05, 0.10, 0.15
AB400 - AB402	h_o	0.30 - 0.40	0.072 - 0.10	0.30	0.15	0.0013	2.05 - 2.75	0.20, 0.25
AB500 - AB501	b	0. 50	0.04	0.15, 0.40	0.15	0.0013	1.72	0.15
BB100 - BB104	d_{50}	0.24 - 0.50	0.04 - 0.10	0.3	0.15	0.0027	0.95 - 1.97	0.055 - 0.18
CB100 - CB104	d_{90}	0.22 - 0.44	0.036 - 0.10	0.3	0.15	0.0013	div	0.055 - 0.25



a) b)

Abb. 5.7 **Definitionsskizze zur Verbauungsbemessung.** a) Grundriss und b) Schnitt in Fliessrichtung mit C Geotextil-Drainmatte und D Blockwurf.

Bemessungskriterien

Die Verbauung mittels Geotextil-Drainmatte erfüllt ihren Zweck, sofern das Sedimentmaterial im Nahbereich des Gebäudes unverfrachtet seine Stützfunktion für das Gebäude bzw. dessen Fundamente aufrecht erhalten kann. Hieraus leitet sich für die Schutzwirkung einer Verbauung der dreistufige Kriterienkatalog nach Tab. 5.4 ab.

Tab. 5.4 **Bewertung der Versagensbilder für den Geotextil-Drainmattenverbau.**

Stufe	Kriterium	Bewertung		
1	Matrix des Kolkschutzes z.T. defekt, Blockwurf vollständig von Sediment umgeben und gestützt.	✘	✘	✘
2	Blockwurf freigelegt, jedoch nicht verschoben, Schutzwirkung intakt.	–	✘	✘
3	Blockwurf verschoben, Erosionshorizont entlang Gebäude.	–	–	✘
Gesamtwertung der Schutzwirkung Darstellung in Abb. 5.8		gut (●, ■, ▲)	befriedigend (○, □, △)	schlecht (×, ׀, +)

Bemessung der Geotextil-Drainmattenverbauung

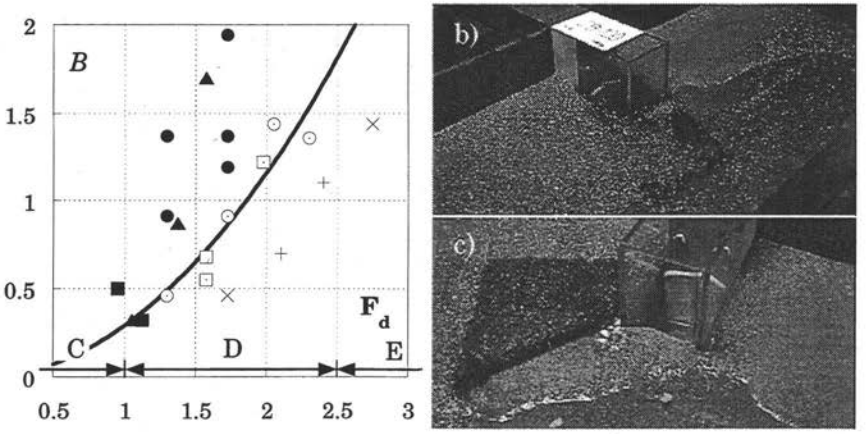
Ausgehend von den Erkenntnissen des Kapitels 4 wird im folgenden versucht, die Bemessung des Kolkschutzes ebenfalls in Abhängigkeit der densimetrischen Froudzahl zu formulieren. Durch Auftragen der densimetrischen Froudezahlen $\mathbf{F}_d$ gegen den Quotienten aus gewählter Mattenbreite b_f und der Normierungslänge $\sqrt{b \cdot h_o}$ unter Berücksichtigung der Schutzwirkung nach Tab. 5.4 entsteht Abb. 5.8 a). Für Versuchsanordnungen mit guter Schutzwirkung werden ausgefüllte Symbole (●, ■, ▲), mit befriedigender Schutzwirkung leere Symbole (○, □, △) und mit schlechter, bzw. ausbleibender Schutzwirkung Strichsymbole (×, ׀, +) verwendet. Entspre-

chend den Ergebnissen aus Abschnitt 4.4 wird für Versuche mit der Sedimentmischung (d_m=0.0013 m, σ_g=2.42) zur Bestimmung der Werte $\mathbf{F}_d$ der Korndurchmesser d_{90} verwendet. Aufgrund der Tendenz der Abpflästerungskörner, sich innerhalb der Matrix zu verzahnen, wird bei Sedimentgemischen d_{90} zur kolkbestimmenden Fraktion.

Durch Korrelation der Versuchswerte mit befriedigender Schutzwirkung nach genügend langen Zeiten von $T \cong 10^4$ bis 10^5 (○, □, Δ, Abb. 5.8 a) ergibt sich bei einem Bestimmtheitsmass von 87% für die relative Mattenbreite B

$$B = \frac{b_f}{\sqrt{b \cdot h_o}} = 0.30 \cdot \mathbf{F}_d^{\,2}. \tag{5.1}$$

Die bivalente Grösse $\mathbf{F}_d$ vermag wiederum analog zu Abschnitt 4.2 als Bemessungsgrösse für den Kolkvorgang bei verschiedenen Sedimenten zu befriedigen. Gl. (5.1) eignet sich dabei als Dimensionierungsgrundlage für einen Strömungsbereich D ($1.0 < \mathbf{F}_d < 2.5$). Dieser Strömungsbereich D cha-



a)

Abb. 5.8 **Bemessung Verbauungsbreite Geotextil-Drainmattenverbau.** a) Versuche nach Tab. 5.3 für (●, ○, ×) Feinkorn $d=d_{50}$=0.0013 m, σ_g=1.25; (■, □, |) Grobkorn $d=d_{50}$=0.0027 m; σ_g=1.3 und (▲, Δ, +) Mischung $d=d_m$=0.0013 m, σ_g=2.45. b) Gleichgewichtszustand am geschützten Gebäude nach T=1.45×10^5, c) mit zurückgeschlagener Geotextilmatte.

rakterisiert dabei speziell Verhältnisse, wie sie für Überschwemmungsebenen typisch sind. In Anlehnung an Abschnitt 5.1 erscheint für den Bereich E ($\mathbf{F}_d$>2.5), welcher typisch ist für Abflüsse in Hauptgerinnen, eine Kolkschutzverbauung mittels Geotextil-Drainmatten als ungenügend. Im Bereich C ($\mathbf{F}_d$<1.0) erlaubt der geringe Strömungsangriff praktisch einen Verzicht auf Verbauungsmassnahmen (Abb. 5.8 a).
Die Dimensionierung nach Gl. (5.1) verursacht eine Verlagerung des Kolks ins seitliche Unterwasser des Gebäudes (Abb. 5.5). Die Gebäudefront wird vom Kolk kaum mehr betroffen und verlangt eigentlich keinen speziellen Kolkschutz. Um jedoch die Stabilität des Kolkschutzes sowie eine nachhaltige Verlagerung des Kolklochs aus dem Nahbereich des Gebäudes nicht zu gefährden, empfielt sich die Wahl von $b_y = b_f$ und $b_x = l$. Die Bemessung nach Gl. (5.1) setzt diese konstruktiven Masse voraus.

5.4 Zusammenfassung und Folgerungen

- Kolkerosion an Gebäuden lässt sich mittels kragenartigen Verbauungen im Bereich der Gebäudeecken und der damit verbundenen Reduktion des Hufeisenwirbelsystems vermindern.
- Als Verbauungsmassnahme für Gebäude in Überschwemmungsebenen eignet sich aufgrund eines optimierten Aufwand - Nutzenverhältnisses für densimetrische Froudezahlen < 2.5 der Einbau einer *Geotextil-Drainmatte* mit einer kleinräumigen Blockwurfverstärkung im Gebäudeeckbereich.
- Gl. (5.1) ermöglicht in Funktion der *densimetrischen Froudezahl* $\mathbf{F}_d$ die Dimensionierung des kragenartigen Kolkschutzes am Gebäude als geschlossene Formulierung.
- Die vorgeschlagene Verbauung verursacht bei geringerer Kolktiefe die Verlagerung der Erosion ins *seitliche Unterwasser* des Gebäudes.

5.5 Bezeichnungen

Algebraische Zeichen

b	[m]	Gebäudebreite
B	[-]	Relativmattenbreite Verbauung
b_f	[m]	Mattenbreite Verbauung
b_x	[m]	Mattenausdehnung x-Richtung
b_y	[m]	Mattenausdehnung y-Richtung
d	[m]	Korndurchmesser
D	[m]	Korndurchmesser Blockwurf
$\mathbf{F}$	[-]	Froudezahl
h	[m]	Wasserspiegelhöhe
l	[m]	Gebäudelänge
Q	[m³/s]	Durchfluss
T	[-]	Relativzeit
t	[s]	Zeit
V	[m/s]	Geschwindigkeitsbetrag
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum Zeitpunkt t
σ	[-]	Streubreite Kornverteilung

Indizes

50	Medianbedingung; bzw. 50% Siebdurchgang
90	90% Siebdurchgang
d	densimetrisch
g	Korn
m	massgebend
o	Zuflussquerschnitt, Oberwasser

6 BEMESSUNGSVORGEHEN UND BEISPIELE

6.1 Einleitung

Das folgende Kapitel soll dem planenden Ingenieur das Bemessungsvorgehen in gestraffter Form darstellen. Zuerst wird die Abschätzung der möglichen Kolktiefe am unverbauten Gebäude (Kapitel 4) sowie die Dimensionierung der Geotextil-Drainmatte (Kapitel 5) theoretisch zusammengefasst und unter Verwendung der in den vorangehenden Kapiteln beschriebenen Beziehungen dargelegt. Anschliessend werden die Berechnungen für zwei Praxisfälle exemplarisch durchgeführt.

Für alle nachfolgenden Erläuterungen gelten die Randbedingungen und Vernachlässigungen der vorangegangenen Kapitel. Es sind dies zusammengefasst:

- Die Betrachtungen gelten nur für stationär gleichförmigen Abfluss.
- Die Kolkentwicklung erfolgt ungestört, d.h. es sind keinerlei Bodenbefestigungen im Kolkbereich wie Bepflanzung oder Versiegelung vorhanden.
- Der Bodenaufbau ist einheitlich und homogen mit derselben Kornverteilung über das gesamte Bodenprofil.

6.2 Bemessungsvorgehen

6.2.1 Ausgangsgrössen

Zur Kolktiefenabschätzung und Dimensionierung einer Schutzverbauung müssen als Ausgangsgrössen verschiedene Parameter bekannt sein. Es sind dies die Grössen nach Tab. 6.1.

Tab. 6.1 **Ausgangsgrössen.**

Bezeichnung	Dimension	Beschreibung
Abfluss		
h_o	[m]	Wassertiefe im Zufluss
V_o	[ms^{-1}]	Geschwindigkeit im Zufluss
t	[s]	Bemessungsdauer der Überschwemmung
Boden		
d_m	[m]	Massgebender Korndurchmesser
d_{90}	[m]	Korndurchmesser mit 90 % Siebdurchgang
Gebäudegeometrie		
b	[m]	Gebäudebreite b, bzw. projizierte Breite b' (Abb. 2.13)
s	[m]	Gefährdungstiefe

6.2.2 Vorgehen

Das Vorgehen gliedert sich grob in zwei Teilschritte. Zuerst soll mit der Abschätzung der zu erwartenden Kolktiefe $z(t)$ bei einer Überschwemmung der Dauer t die Verbauungsnotwendigkeit überprüft werden (Abb. 6.1). Als

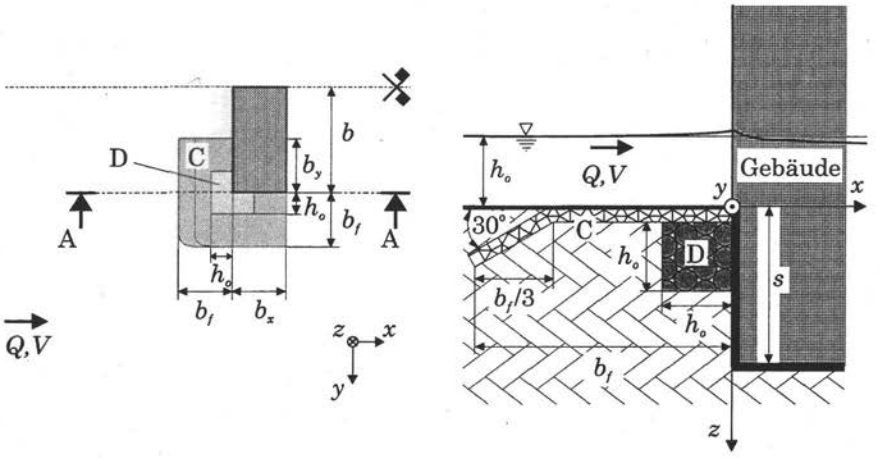


Abb. 6.1 **Definitionsskizze zur Verbauungsbemessung.** a) Grundriss und b) Schnitt in Fliessrichtung mit C Geotextil-Drainmatte, D Blockwurf sowie der Gebäudegefährdungstiefe s.

verbauungswürdig erscheinen Gebäude, bei welchen die zu erwartende Kolktiefe *z(t)* grösser als die Gebäudegefährdungstiefe *s* ist

$$z(t) > s\,. \tag{6.1}$$

Dabei muss die Gefährdungstiefe *s* vom Projektingenieur vorgängig gebäudespezifisch festgelegt werden. Als Grössenordnung kann die Fundationstiefe dienen. Ist diese Bedingung erfüllt, so muss als zweiter Schritt die Dimensionierung der Schutzverbauung vorgenommen werden. Ist die Ungleichung (6.1) nicht erfüllt, kann auf eine Verbauung verzichtet werden. Das Vorgehen ist im Flussdiagramm (Abb. 6.2) dargestellt.

Abschätzung Kolktiefe

Zur Abschätzung der zu erwartenden Kolktiefe *z(t)* werden die Relativzeit *T* in Funktion von d_m nach Gl. (4.5), die massgebende Korngrösse *d(T)* nach Gl. (4.8) und die entsprechende densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_d$ nach Gl. (4.1) berechnet. Damit sind die Ausgangsgrössen für die Berechnung der Relativkolktiefe *Z* nach Gl. (4.9) gegeben. Die Kolktiefe *z(t)* am Gebäude folgt abschliessend aus Beziehung (4.6). Zur Beurteilung der Verbauungsnotwendigkeit ist Ungleichung (6.1) zu verwenden.

Dimensionierung Verbauungsbreite Geotextil-Drainmatte

Unter Verwendung von Gl. (5.1) wird die Verbauungsbreite b_f einfach errechnet. Die Eingangsgrösse $\mathbf{F}_{d90}$ errechnet sich aus d_{90} der Kornmischung und soll den Grenzwerten für die Dimensionierung nach Gl. (5.1) von $1.0<\mathbf{F}_d<2.5$ genügen. Die konstruktiven Dimensionen der Verbauung sind nach Abschnitt 5.3.2 festgelegt mit $b_y=b_f$, $b_x=l$ und einem lokalen Blockwurfschutz nach Parola (1993) mit den Dimensionen $1h_o$ in allen Richtungen ab Gebäudeecke (Abb. 6.1).

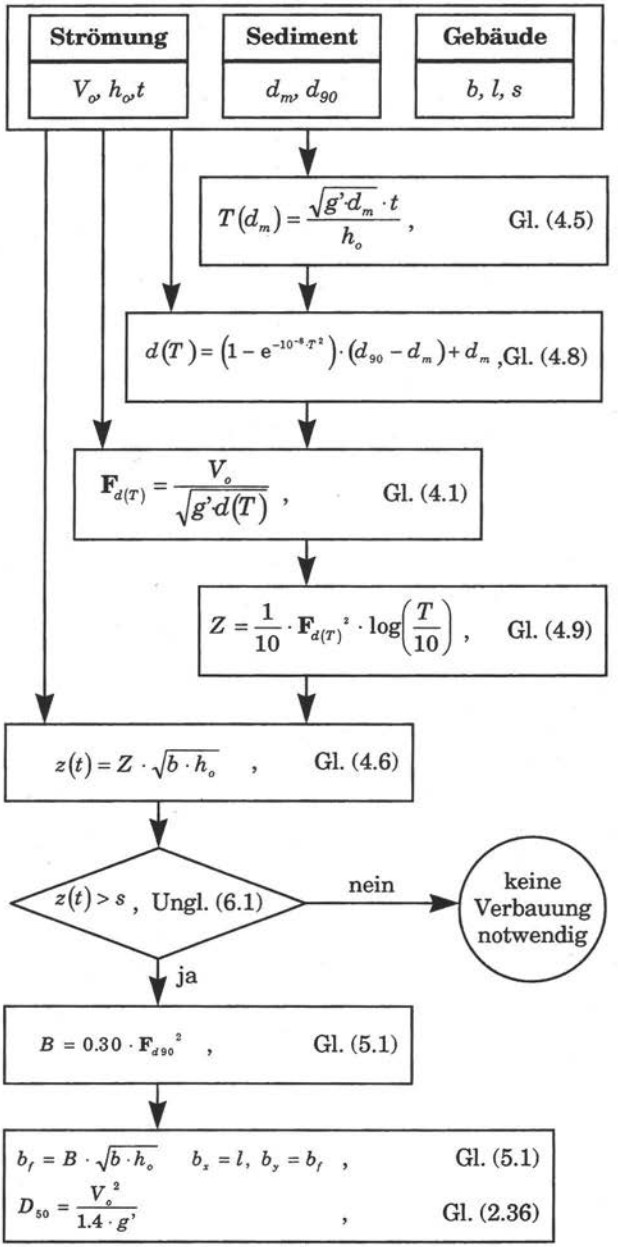


Abb. 6.2 **Flussdiagramm für das Bemessungsvorgehen.**

6.3 Bemessungsbeispiele

6.3.1 Einführung

Nachfolgend sollen die Verbauungsnotwendigkeit zweier Gebäude in einer Bergregion (z.B. Puschlav, Appenzell, Entlebuch) und in einer Talschaft (Rheintal, Wallis) beurteilt sowie allenfalls die entsprechenden Verbauungsdimensionen berechnet werden. In Beispiel A handelt es sich um ein Bauernhaus, während Beispiel B einen Gewerbebetrieb darstellt. Für Beispiel A werden eine grössere Abflussgeschwindigkeit V_o sowie ein grösserer Korndurchmesser d als im Beispiel B gewählt. Hingegen werden die Überschwemmungsdauer t und die Abflusstiefe h_o im Berggebiet geringer veranschlagt als in einer Talsohle. Dabei wird für das Bergebiet von einem kleinen Einzugsgebiet und einem entsprechend kleinen Durchfluss, für das Talgebiet von einem grösseren Einzugsgebiet und einem entsprechend grösseren Durchfluss ausgegangen.

6.3.2 Beispiel A

Haus im überschwemmungsgefährdeten Berggebiet

Zu bestimmen seien die voraussichtliche Kolktiefe am nicht unterkellerten Berghaus der Breite $2b$=8 m sowie eine allfällige Geotextil-Drainmattenverbauung gemäss Abb. 6.2 bei einer Überschwemmungsdauer von t=9 h.

Gegeben: V_o=2 m/s, h_o=0.5 m, t=32'400 s, d_m=0.02 m, d_{90}=0.08 m, b=4 m, l =7 m, s=1.2 m, ρ_{Boden}=2'650 kg/m³, ρ=1'000 kg/m³

1. Nach Gl. (4.5) folgt aus d_m, h_o und t die Relativzeitzeit T=3.7×10⁴.
2. Nach Gl. (4.8) folgt aus d_m, d_{90}, und T der massgebende Korndurchmesser $d(T)$=0.08 m.
3. Aus Gl. (4.1) folgt mit V_o=2 m/s und $d(T)$=0.08 m die densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_{d(T)}$=1.75.
4. Aus T und $\mathbf{F}_{d(T)}$ ergibt sich nach Gl. (4.9) die Relativkolktiefe zu Z=1.10.

5. Die Kolktiefe am Gebäude zur Zeit t folgt mit b=4 m nach Gl. (4.6) zu $z(t)$=1.55 m. Bei einer Gebäudegefährdungstiefe von s=1.2 m ist das Haus nach Ungleichung (6.1) statisch bedroht und sollte verbaut werden.
6. Die Verbauungsbreite ergibt sich nach Gl. (5.1) mit $\mathbf{F}_{d90}$=1.75 zu B=0.92, bzw. b_f=1.31 m.
7. Die konstruktiven Masse der Verbauung betragen b_y=1.31 m, b_x=7 m, Blockwurftiefe/-breite/-länge im Eckbereich h_o=0.5 m bei einer möglichst oberflächennahen Anordnung der Verbauung. Der Blockwurfdurchmesser muss nach Gl. (2.36) D_{50}>0.18 m erfüllen.

6.3.3 Beispiel B

Gewerbehaus im überschwemmungsgefährdeten Talgebiet

Zu bestimmen seien die voraussichtliche Kolktiefe am nicht unterkellerten Gewerbehaus der Breite 2b=20 m sowie eine allfällige Geotextil-Drainmattenverbauung gemäss Abb. 6.2 bei einer Überschwemmungsdauer von t=24 h.

Gegeben: V_o=0.90 m/s, h_o=1.0 m, t=86'400 s, d_m=0.008 m, d_{90}=0.03 m, b=10 m, l =13 m, s=1.0 m, ρ_{Boden}=2'650 kg/m³, ρ=1'000 kg/m³

1. Nach Gl. (4.5) folgt aus d_m, h_o und t die Relativzeitzeit T=3.1×10⁴.
2. Nach Gl. (4.8) folgt aus d_m, d_{90}, und T der massgebende Korndurchmesser $d(T)$=0.03 m.
3. Aus Gl. (4.1) folgt mit V_o=0.90 m/s und $d(T)$=0.03 m die densimetrische Froudezahl $\mathbf{F}_{d(T)}$=1.29.
4. Aus T und $\mathbf{F}_{d(T)}$ ergibt sich nach Gl. (4.9) die Relativkolktiefe zu Z=0.58.
5. Die Kolktiefe am Gebäude zur Zeit t folgt mit b=10 m nach Gl. (4.6) zu $z(t)$=1.84 m. Bei einer Gebäudegefährdungstiefe von s=1.0 m ist das Haus nach Ungleichung (6.1) statisch bedroht und sollte verbaut werden.
6. Die Verbauungsbreite ergibt sich nach Gl. (5.1) mit $\mathbf{F}_{d90}$=1.29 zu B=0.50, bzw. b_f=1.58 m.
7. Die konstruktiven Masse der Verbauung betragen b_y=1.58 m, b_x=7 m, Blockwurftiefe/-breite/-länge im Eckbereich h_o=1.0 m bei einer möglichst oberflächennahen An-

ordnung der Verbauung. Der Blockwurfdurchmesser muss nach Gl. (2.36) D_{50}>0.04 m erfüllen.

Tab. 6.1 **Zusammenfassung der Bemessungsschritte für Beispiel A und B.**

	Beispiel A (Berggebiet)	Beispiel B (Talgebiet)
V_o	2 m/s	0.90 m/s
d_m	0.02 m	0.008 m
d_{90}	0.08 m	0.03 m
t	9 h = 32'400 s	24 h = 86'400 s
h_o	0.5 m	1 m
T	7.4×10^4	3.1×10^4
$d(T)$	0.08 m	0.03 m
$\mathbf{F}_{d(T)}$	1.75	1.29
Z	1.10	0.58
b	4 m	10 m
$z(t)$	1.55 m	1.84 m
$z>s$	Schutzverbauung notwendig	Schutzverbauung notwendig
$\mathbf{F}_{d90}$	1.75	1.29
B	0.92	0.50
b_f	1.31 m	1.58 m
b_x	1.31 m	1.58 m
b_y	7 m	13 m
D_{50}	> 0.18 m	> 0.04 m

6.4 Folgerungen

- Die Abschätzung der Verbauungsnotwendigkeit sowie die allfällige Dimensionierung sind nach der dargestellten Methode einfach anwendbar. Konkrete Beispiele verdeutlichen die Grössenordnung der zu erwartenden Kolktiefen und Verbauungsbreiten.
- Die errechneten Verbauungsdimensionen liegen einerseits hinsichtlich Raumbedürfnis und andererseits hinsichtlich Bauaufwand in einem vertretbaren Rahmen. Bei Neubauten sind keine zusätzlichen Erdverschie-

bungen notwendig, d.h. die Verbauung kann mit dem Schliessen der Baugrube eingebaut werden.

- Mit zu berücksichtigen sind immer die konstruktiven Masse allfälliger Verbauungen. Erinnert sei auch an die Blockwurfverstärkung im auswaschungsgefährdeten Eckbereich nach Parola (Gl. 2.37).

6.5 Bezeichnungen

Algebraische Zeichen

b	[m]	Gebäudebreite
B	[-]	Relativmattenbreite Verbauung
b'	[m]	projizierte Gebäudebreite
b_f	[m]	Mattenbreite Verbauung
b_x	[m]	Mattenausdehnung x-Richtung
b_y	[m]	Mattenausdehnung y-Richtung
d	[m]	Korndurchmesser
D	[m]	Korndurchmesser Blockwurf
$\mathbf{F}$	[-]	Froudezahl
h	[m]	Wasserspiegelhöhe
l	[m]	Gebäudelänge
Q	[m³/s]	Durchfluss
s	[m]	Gebäudegefährdungstiefe
T	[-]	Relativzeit
t	[s]	Zeit
V	[m/s]	Geschwindigkeitsbetrag
Z	[-]	Relativkolktiefe
$z(t)$	[m]	Maximale Kolktiefe zum Zeitpunkt t
ρ	[kg/m³]	Dichte

Indizes

50	Medianbedingung; bzw. 50% Siebdurchgang
90	90% Siebdurchgang
d	densimetrisch
g	Korn
m	massgebend
o	Zuflussquerschnitt, Oberwasser

7 SCHLUSSWORT

Die Ziele, den Kolkvorgang in Zeit und Raum zu erfassen und zu beschreiben sowie Massnahmen zum Gebäudeschutz gegen Kolkschäden zu entwickeln, sind nach Kapitel 4 und 5 erreicht. Die beschriebenen Formulierungen liegen in geschlossener Form vor und sind einfach anwendbar. Der vorgeschlagene direkte Gebäudeschutz nach Kapitel 5 ist für gefährdete Gebäude mit einfachen Mitteln kostengünstig und jederzeit nachrüstbar.

Als Hauptparameter der Kolkabschätzung wird die *maximale Kolktiefe* in Funktion der sediment- und strömungscharakteristischen Grösse der *densimetrischen Froudezahl* sowie einer *Relativzeit* beschrieben. Berücksichtigt werden dabei die Zuflussgrössen Wassertiefe und Fliessgeschwindigkeit, die Sedimentgrössen Dichte und Korndurchmesser sowie die Gebäudegeometrie mit der Breite, Länge und dem Anströmungswinkel. Die gefundene Beziehung eignet sich ebenso für die Kolkabschätzung an Brükkenwiderlagern.

Ist die potentielle Kolktiefe grösser als die Gefährdungstiefe des Gebäudes, so wird der Einbau einer *Geotextil-Drainmattenverbauung* mit Blockwurfverstärkung vorgeschlagen. Dabei wird als Dimensionierungsgrösse die *Verbauungsbreite* ebenfalls in Funktion der *densimetrischen Froudezahl* bestimmt. Die empfohlene Art der Verbauung bewirkt eine Verlagerung der Erosion ins seitliche Unterwasser des Gebäudes und reduziert den Kolk am Gebäude auf die Verbauungstiefe. Diese Methode eignet sich vor allem für Verhältnisse mit kleiner densimetrischer Froudezahl. Derartige Zustände spielen in Überschwemmungsebenen eine dominierende Rolle. Ist die densimetrische Froudezahl sogar kleiner als 1, so erübrigt sich oft ein konstruktiver Gebäudeschutz.

Neben den projektbezogenen Resultaten möchte diese Arbeit auch wesentlich zum hydraulischen Verständnis von Kolkprozessen beitragen. Einerseits wird das *Ähnlichkeitsgesetz nach Froude* für lokale Kolkprozesse bestätigt, falls die Abmessungen sowohl der Zuflusswassertiefe als auch des massgebenden Sedimentdurchmessers Mindestlängen nicht unterschreiten. Andererseits lassen sich mit der densimetrischen Froudezahl, bezogen auf die Massgeschwindigkeit $(g'd)^{½}$, Kolkprozesse einfach erfassen. Ausserdem definiert das Verhältnis von Wassertiefe h_o und der Massgeschwindigkeit $(g'd)^{½}$ die Masszeit. Kolkvorgänge verlaufen demnach signifikant nach der Referenzzeit $h_o/(g'd)^{½}$. Die Masslänge der maximalen Kolktiefe, der Oberwasserlänge des Kolklochs und der Verbauungsbreite ist dabei $(bh_o)^{½}$. Der verbaute Strömungsquerschnitt entscheidet deshalb, wie tief und wie breit ein Kolk nach genügend langer Überflutungsdauer wird.

Die vorliegenden Resultate sind mit Ausnahme der Anfangsphase auf rund ±10 % genau. Grössere Abweichungen von bis zu 30 % sind infolge der Bemessungsannahmen zu erwarten. Somit kann eine Evaluation von gefährdeten Gebäuden in Überschwemmungsebenen vorgenommen werden.

8 Anhang: Messdaten Versuche ohne Verbauung

Versuch	Nr. 1_4		Nr. 1_5		Nr. 2_1		Nr. 2_2		Nr. 3_7		Nr. 4_1		Nr. 4_2	
b=	[m]	0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
l=	[m]	0.15		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15
Θ=	[-]	0		0		0		0		0		0		0
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.034		0.036		0.027		0.027		0.044		0.038		0.051
V_o=	[ms^{-1}]	0.33		0.32		0.32		0.31		0.26		0.22		0.34
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.011		0.011		0.008		0.008		0.011		0.008		0.017
F_o=	[-]	0.58		0.54		0.62		0.61		0.39		0.36		0.48
F_d=	[-]	2.29		2.18		2.18		2.17		1.78		1.51		2.31
F_{d90}=	[-]	2.29		2.18		2.18		2.17		1.78		1.51		2.31
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	780	0.029	240	0.021	180	0.025	180	0.021	75	0.009	45	0.022	120	0.071
	1200	0.03	420	0.024	300	0.028	360	0.024	270	0.013	105	0.039	255	0.091
	1920	0.032	840	0.028	900	0.034	660	0.029	615	0.016	210	0.047	555	0.104
	3600	0.033	1200	0.03	1320	0.039	840	0.03	810	0.017	390	0.05	1080	0.114
	7260	0.034	1620	0.03	1620	0.039	1020	0.031	945	0.017	615	0.052	1770	0.126
	10860	0.034	2040	0.033	1860	0.04	1200	0.034	1230	0.018	930	0.054	2370	0.125
	16620	0.034	2220	0.033	2160	0.041	1440	0.035	5880	0.018	1305	0.06	2970	0.117
	69120	0.037	2520	0.033	2700	0.041	2040	0.037	6765	0.023	2235	0.065		
			3060	0.032	3060	0.042	2460	0.039	9420	0.024	3075	0.065		
			3540	0.032	3540	0.041	2700	0.038	15000	0.025	8520	0.068		
					7020	0.042	3060	0.039	19500	0.026	12960	0.074		
							3480	0.039	78360	0.026	65700	0.1		
							4140	0.039		0.034	73020	0.105		
							59460	0.048			85020	0.109		
											92640	0.111		
											100260	0.112		
											165660	0.115		
											358260	0.125		
											409500	0.127		

Versuch	Nr. 4_3		Nr. 4_4		Nr. 4_5		Nr. 5_1		Nr. 5_2		Nr. 6_1		Nr. 6_2	
b=	[m]	0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.1		0.4
l=	[m]	0.3		0.3		0.02		0.15		0.15		0.15		0.15
Θ=	[-]	0		0		0		0		0		0		0
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.044		0.054		0.04		0.04		0.058		0.051		0.055
V_o=	[ms^{-1}]	0.19		0.31		0.21		0.21		0.29		0.28		0.26
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.008		0.017		0.008		0.008		0.017		0.014		0.014
F_o=	[-]	0.29		0.43		0.34		0.34		0.39		0.4		0.35
F_d=	[-]	1.31		2.17		1.45		1.47		2.03		1.92		1.76
F_{d90}=	[-]	1.31		2.17		1.45		1.47		2.03		1.92		1.76
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]
	180	0.02	90	0.06	90	0.037	60	0.035	60	0.046	90	0.049	30	0.033
	300	0.029	255	0.078	195	0.051	90	0.044	120	0.055	150	0.05	120	0.041
	600	0.037	360	0.083	420	0.058	210	0.048	180	0.069	210	0.053	150	0.056
	900	0.042	630	0.094	630	0.059	375	0.053	255	0.092	330	0.055	240	0.067
	1320	0.043	1080	0.116	930	0.062	690	0.058	390	0.095	600	0.059	330	0.09
	1620	0.045	1575	0.122	3060	0.072	1110	0.062	810	0.102	8640	0.071	510	0.097
	1860	0.047	2280	0.129	56880	0.082	5460	0.074	57060	0.2	10080	0.072	690	0.104
	2160	0.05	3780	0.141	70980	0.089	132420	0.083			13560	0.073	930	0.107
	2700	0.052	6540	0.149	87840	0.09					18540	0.076	1380	0.109
	3060	0.055	9480	0.138							71940	0.1	2280	0.118
	3540	0.074	68040	0.194							93780	0.111	7380	0.128
	7020	0.076									160320	0.121	14520	0.135
													23340	0.135
													28020	0.142
													76200	0.183

Versuch	Nr. 6_3		Nr. 7_1		Nr. 7_2		Nr. 7_3		Nr. 7_4		Nr. 7_5		Nr. 8_1	
b=	[m]	0.05		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
l=	[m]	0.15		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15
Θ=	[-]	0		0		0		0		0		0		0
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.05		0.053		0.053		0.054		0.057		0.053		0.1
V_o=	[ms^{-1}]	0.28		0.27		0.27		0.26		0.25		0.26		0.26
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014		0.014		0.026
F_o=	[-]	0.4		0.37		0.37		0.36		0.33		0.36		0.26
F_d=	[-]	1.94		1.84		1.83		1.8		1.7		1.82		1.79
F_{d90}=	[-]	1.94		1.84		1.83		1.8		1.7		1.82		1.79
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]
	90	0.037	90	0.052	75	0.042	90	0.037	30	0.036	75	0.043	45	0.033
	180	0.04	180	0.069	165	0.06	180	0.062	60	0.038	180	0.062	60	0.039
	360	0.041	270	0.074	300	0.066	315	0.068	195	0.054	270	0.074	135	0.045
	510	0.043	420	0.077	465	0.072	465	0.073	315	0.068	420	0.078	255	0.051
	720	0.044	780	0.079	645	0.076	750	0.077	510	0.071	660	0.078	465	0.069
	3390	0.052	1140	0.083	1140	0.079	1218	0.082	900	0.077	1140	0.081	540	0.072
	18240	0.061	12660	0.098	9660	0.095	6540	0.088	3660	0.082	15000	0.111	735	0.074
	29100	0.061	23760	0.102	19440	0.117	15420	0.108	160560	0.162	25200	0.133	1980	0.081
	252840	0.089	73920	0.138	22800	0.122	74700	0.128	185220	0.164	80520	0.151	10860	0.094
					75780	0.138	114120	0.15	239040	0.171	98640	0.156	16020	0.097
							174360	0.162			165600	0.165	236580	0.158
											183900	0.167	255960	0.159
													345300	0.163
													415200	0.172

Versuch	Nr. 8_3		Nr. 8_4		Nr. 9_1		Nr. 9_2		Nr. 9_3		Nr. 9_4		Nr. 9_5	
b=	[m]	0.2		0.2		0.23		0.25		0.25		0.25		0.23
l=	[m]	0.15		0.15		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
Θ=	[-]	0		0		75		60		45		45		30
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.101		0.15		0.054		0.053		0.04		0.054		0.054
V_o=	[ms^{-1}]	0.34		0.31		0.26		0.27		0.36		0.26		0.26
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.034		0.047		0.014		0.014		0.014		0.014		0.014
F_o=	[-]	0.34		0.26		0.36		0.37		0.57		0.36		0.36
F_d=	[-]	2.32		2.16		1.81		1.84		2.46		1.81		1.81
F_{d90}=	[-]	2.32		2.16		1.81		1.84		2.46		1.81		1.81
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]
	90	0.073	105	0.071	60	0.037	60	0.046	150	0.067	45	0.041	75	0.04
	135	0.088	150	0.079	135	0.051	165	0.055	270	0.081	165	0.051	180	0.058
	240	0.1	255	0.09	240	0.061	255	0.066	375	0.085	270	0.059	390	0.07
	360	0.108	390	0.1	420	0.073	495	0.078	585	0.092	450	0.066	1200	0.09
	690	0.122	447	0.104	720	0.088	765	0.088	900	0.101	570	0.069	1530	0.091
	885	0.129	675	0.119	1410	0.091	1170	0.096	1305	0.11	780	0.073	3060	0.097
	1320	0.138	960	0.123	5850	0.093	13260	0.114	1770	0.116	1590	0.086	7140	0.102
	1905	0.143	1350	0.131	111300	0.143	66780	0.138	4380	0.133	2040	0.093	62160	0.125
	2355	0.146	2055	0.133	163380	0.153	98580	0.145	10080	0.154	3780	0.1	81180	0.135
	7380	0.165			241500	0.168	154800	0.145	19980	0.175	6900	0.106	90240	0.143
									23940	0.177	12480	0.115	95700	0.145
									89400	0.209	17940	0.118	148920	0.155
											86100	0.155		
											103800	0.154		
											332580	0.181		

Versuch	Nr. 9_6		Nr. 9_7		Nr. 9_8		Nr. 9_9		Nr.9_10		Nr.9_11		Nr.9_12	
b=	[m]	0.20		0.39		0.21		0.15		0.27		0.27		0.27
l=	[m]	0.2		0.4		0.15		0.15		0.27		0.27		0.27
Θ=	[-]	15		45		45		0		0		0		0
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.053		0.056		0.052		0.051		0.051		0.053		0.052
V_o=	[ms^{-1}]	0.27		0.25		0.27		0.28		0.28		0.27		0.27
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014		0.014		0.014
F_o=	[-]	0.37		0.34		0.38		0.39		0.39		0.37		0.39
F_d=	[-]	1.83		1.73		1.86		1.9		1.91		1.84		1.89
F_{d90}=	[-]	1.83		1.73		1.86		1.9		1.91		1.84		1.89
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z
	60	0.035	60	0.041	30	0.02	90	0.035	60	0.037	60	0.039	45	0.024
	210	0.059	195	0.048	120	0.034	150	0.051	120	0.045	120	0.047	120	0.039
	510	0.072	330	0.061	180	0.05	240	0.064	210	0.05	240	0.053	240	0.049
	810	0.081	525	0.076	300	0.058	375	0.068	375	0.051	420	0.06	390	0.053
	5220	0.097	810	0.087	405	0.063	615	0.072	555	0.055	840	0.063	525	0.054
	17280	0.1	1230	0.094	540	0.065	810	0.07	4920	0.062	1920	0.066	849	0.055
	21420	0.102	1920	0.099	735	0.071	8760	0.08	21600	0.079	13440	0.083	3000	0.071
	87180	0.134	144600	0.168	1425	0.08	18780	0.088	249420	0.169	25080	0.089	10380	0.079
	111600	0.143	161820	0.17	2730	0.089	74160	0.12			182520	0.151	31500	0.093
	167160	0.157	176220	0.171	9300	0.103	158460	0.149			255240	0.161	85680	0.139
	252540	0.142	233580	0.177	65520	0.136	187380	0.153			338820	0.168	118620	0.15
	281880	0.159			82800	0.14							171720	0.162
	335100	0.153			149640	0.147							202020	0.166
					182760	0.148							436920	0.188
					237600	0.153							462420	0.189
					494520	0.17							520260	0.191
					528780	0.176								
					583860	0.18								

Versuch	Nr.10_1		Nr.10_2		Nr.10_3		Nr.10_4		Nr.12_1		Nr.12_2		Nr.12_3	
b=	[m]	0.27		0.27		0.2		0.2		0.4		0.4		0.4
l=	[m]	0.27		0.27		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15
Θ=	[-]	0		0		0		0		0		0		0
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		1.3
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.25
h_o=	[m]	0.073		0.104		0.103		0.072		0.056		0.067		0.127
V_o=	[ms^{-1}]	0.32		0.38		0.39		0.32		0.25		0.34		0.47
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.023		0.04		0.04		0.023		0.014		0.023		0.061
F_o=	[-]	0.38		0.38		0.38		0.38		0.34		0.42		0.43
F_d=	[-]	2.18		2.61		2.65		2.22		1.72		2.36		3.27
F_{d90}=	[-]	2.18		2.61		2.65		2.22		1.72		2.36		3.27
Daten	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z	t [s]	z
	60	0.047	60	0.067	60	0.082	60	0.061	60	0.058	120	0.071	45	0.091
	120	0.053	150	0.085	120	0.112	120	0.072	120	0.068	180	0.096	75	0.122
	180	0.055	240	0.097	240	0.12	240	0.094	240	0.086	420	0.129	150	0.145
	420	0.073	525	0.095	420	0.14	480	0.103	420	0.098	900	0.151	315	0.192
	900	0.083	930	0.115	1020	0.161	900	0.111	990	0.116	1800	0.17	525	0.227
	1800	0.094	1980	0.134	1800	0.169	1800	0.113	1800	0.13	3600	0.19	750	0.243
	4560	0.103	4380	0.156	4020	0.191	3600	0.123	9540	0.16	5580	0.194	1230	0.244
	7980	0.118	9000	0.195	7680	0.217	7200	0.146	61800	0.181	7680	0.21	1920	0.278
	13860	0.134	13980	0.216	62640	0.299	10860	0.138	94320	0.188	18240	0.247	2445	0.292
	66780	0.202	66420	0.257	93780	0.323	70200	0.219	148260	0.203	58860	0.294	3600	0.31
	97620	0.209			149040	0.348	87720	0.224	209400	0.204	77160	0.304	5880	0.344
	158820	0.228					341040	0.267	232800	0.217	142980	0.326		
							361980	0.269			171060	0.331		
							417420	0.275						

Versuch	Nr.12_4		Nr.12_5		Nr.14_1		Nr.14_2		Nr.14_3		BA100		
b=	[m]	0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.3	
l=	[m]	0.15		0.15		0.15		0.15		0.15		0.15	
Θ=	[-]	0		0		0		0		0		0	
d_m=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		2.74	
d_{90}=	[mm]	1.3		1.3		1.3		1.3		1.3		2.74	
σ_g=	[-]	1.25		1.25		1.25		1.25		1.25		1.3	
h_o=	[m]	0.066		0.035		0.026		0.026		0.025		0.072	
V_o=	[ms^{-1}]	0.33		0.33		0.25		0.25		0.27		0.46	
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.022		0.011		0.007		0.007		0.007		0.033	
F_o=	[-]	0.42		0.57		0.5		0.5		0.54		0.54	
F_d=	[-]	2.3		2.28		1.74		1.74		1.84		2.17	
F_{d90}=	[-]	2.3		2.28		1.74		1.74		1.84		2.17	
Daten	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	e_f [m]
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	60	0.063	60	0.04	90	0.041	60	0.035	60	0.059	60	0.086	
	150	0.085	120	0.054	210	0.051	120	0.059	210	0.082	120	0.128	0.195
	195	0.091	240	0.069	360	0.068	240	0.068	390	0.086	240	0.145	0.215
	420	0.114	480	0.086	600	0.084	420	0.077	570	0.089	420	0.159	0.228
	900	0.136	900	0.098	945	0.091	900	0.092	990	0.1	900	0.182	0.285
	2250	0.165	1800	0.114	2160	0.098	2700	0.105	1710	0.103	3480	0.19	0.35
	3150	0.188	10740	0.161	3900	0.107	9480	0.108	3660	0.112	171420	0.3	
	5340	0.201	19800	0.145	226860	0.156	66120	0.137	7800	0.117			
	8040	0.214	24120	0.158			91020	0.144	60600	0.125			
	12180	0.22	248700	0.249			170460	0.154	92340	0.14			
	22800	0.22	262680	0.253			349020	0.167	161640	0.159			
	29100	0.24					610560	0.177	179460	0.161			
	85320	0.296					699780	0.178	408000	0.177			
	200760	0.326					776700	0.179	489240	0.18			
	257880	0.337											

Versuch	BA101			BA102		CA100			CA101			CA102		
b=	[m]	0.15			0.15		0.3			0.3			0.15	
l=	[m]	0.2			0.15		0.15			0.15			0.2	
Θ=	[-]	0			0		0			0			0	
d_m=	[mm]	2.74			2.74		1.3			1.3			1.3	
d_{90}=	[mm]	2.74			2.74		2.74			2.74			2.74	
σ_g=	[-]	1.3			1.3		2.42			2.42			2.42	
h_o=	[m]	0.054			0.044		0.036			0.067			0.054	
V_o=	[ms^{-1}]	0.35			0.34		0.31			0.42			0.33	
Q=	[m^{3}s^{-1}]	0.02			0.015		0.012			0.03			0.018	
F_o=	[-]	0.48			0.52		0.55			0.5			0.46	
F_d=	[-]	1.66			1.61		2.13			2.89			2.27	
F_{d90}=	[-]	1.66			1.61		1.47			1.99			1.56	
Daten	t [s]	z [m]	e_f [m]	t [s]	z [m]	t [s]	z [m]	e_f [m]	t [s]	z [m]	e_f [m]	t [s]	z [m]	e_f [m]
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	60	0.053		45	0.041	75	0.06		60	0.078	0.17	60	0.066	0.115
	120	0.056	0.06	120	0.049	120	0.066		120	0.102	0.2	120	0.077	
	240	0.069	0.075	240	0.055	210	0.077	0.13	240	0.123	0.24	240	0.076	
	480	0.076	0.09	540	0.063	420	0.091	0.155	480	0.145	0.265	480	0.083	0.155
	1620	0.085	0.095	1020	0.063	930	0.096	0.18	900	0.155	0.31	2400	0.088	0.175
	10980	0.101	0.14	3780	0.064	2340	0.093	0.198	1800	0.168	0.365	4020	0.093	0.193
	35700	0.136	0.195	151740	0.088	6720	0.105	0.203	65460	0.22	0.485	47700	0.102	0.29
	80160	0.145	0.235			14160	0.102	0.215						
	101100	0.15	0.245			169560	0.113							

9 LITERATURVERZEICHNIS UND REFERENZEN

Abt, S.R., Richardson, J.R., Hogan, S.A., Van Zanten, B.L., Siller, T.J. (1992). Laboratory tests of scour-monitoring devices. Transportation Research Record, No. 1350, 19 - 27.

Ahmad M. (1953). Experiments on design and behavior of spur dikes. 5th IAHR Congress, Minnesota, 145 - 159.

Ansari, S.A., Quadar, A. (1994). Ultimate depth of scour around bridge piers. ASCE National Conference Hydraulic Engineering '94, Buffalo, NY, Vol. 1, 51 - 55.

ASCE Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual (1962). Sediment transportation mechanics: Introduction and properties of sediment. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 88, HY 4, 77 - 107.

ASCE Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual (1966). Sediment transportation mechanics: Initiation of motion. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 92, HY 2, 291 - 314.

Ayala, L., Grandon, F. (1994). Effect of pier geometry on scour in graded gravels. ASCE National Conference Hydraulic Engineering '94, Buffalo, NY, Vol. 1, 73 - 77.

Blevins, R.D. (1984). Applied fluid dynamics handbook, Van Nostrand Reinhold Company: New York.

Bollrich, G. (1989). Technische Hydromechanik 2, ed. 1. Verlag für Bauwesen: Berlin.

Bollrich, G., Preissler, G. (1992). Technische Hydromechanik 1, ed. 3. Verlag für Bauwesen: Berlin, München.

Bonasoundas, M. (1973). Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler. Bericht Nr. 28, Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München: München/Obernach.

Breusers, H.N.C., Raudkivi, A.J. (1991). Scouring. IAHR Hydraulic Structures Design Manual 2, Balkema: Rotterdam.

Carstens, T., Sharma, H.R. (1975). Local scour around large obstructions. 16th IAHR Congress, Sao Paulo, Vol. 2, 251 - 262.

Chabert, J., Engeldinger, P. (1956). Étude des affouillements autour des piles de ponts. Série A, 10/56, Laboratoire National D'Hydraulique: Chatou.

Chiew, Y.-M. (1995). Mechanics of riprap failure at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121 (9), 635 - 643.

Cunha, L.V. (1975). Time evolution of local scour. 16th IAHR Congress, Sao Paulo, Vol. 2, 285 - 299.

Dargahi, B. (1982). Local scour at bridge piers. Bulletin No. TRITA-VBI-114, Hydraulics Laboratory, Royal Institute of Technology: Stockholm.

Dargahi, B. (1987). Flow field and local scouring around a cylinder. Bulletin No. TRITA-VBI-137, Hydraulics Laboratory, Royal Institute of Technology: Stockholm.

Egli, T. (1996). Hochwasserschutz und Raumplanung. ORL-Bericht Nr. 100, vdf, Hochschulverlag AG: Zürich.

Engels, H. (1894). Schutz von Strompfeiler-Fundamenten gegen Unterspühlung. Z. Bauwesen, Vol. 44, 408 - 416.

Friedrich, H. (1932). Die Wiesentbrücke "Gleich und Rund" in der Landschaft. Bautechnik, Vol. 10, 457 - 460.

Glazik, G. (1989). Geschiebe- und Schwebstoffbewegung in offenen Gerinnen. Technische Hydromechanik 2, Verlag für Bauwesen: Berlin.

Graf, W.H. (1971). Hydraulics of sediment transport. McGraw-Hill: New York.

Graf, W.H. (1995). Pier scour, a review. Rapport Annuel, Laboratoire de Recherches Hydrauliques, EPFL: Lausanne.

Hager, W.H. (1990). Tornadowirbel im Wasserbau. wasser, energie, luft, Vol. 82 (11/12), 325 - 330.

Hager, W.H. (1992). Fliessformeln in Rauhgerinnen. Wasserwirtschaft, Wassertechnik, Vol. 42 (8), 381 - 384.

Hager, W.H. (1994). Dammüberfälle. Wasser & Boden, Vol. 46 (2), 33 - 36.

Hager, W.H., Kohli, A. (1997). Kolk an Quaderelementen. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Vol. 49 (7/8), 145 - 153.

Hjorth, P. (1975). Studies on the nature of local scour. Bulletin Series A No 46, Institutionen för Teknisk Vattenresurslära: Lund.

Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J. (1997). Scour manual. Balkema: Rotterdam.

Jäggi, M. (1993). Flussbau. Vorlesungsmanuskript. ETHZ: Zürich.

Johnson, P.A. (1995). Comparison of pier-scour equations using field data. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121 (8), 626 - 629.

Johnson, P.A., Torrico, E.F. (1995). Scour around wide piers in shallow water. Transportation Research Record, No. 1471, 66 - 70.

Keulegan, G. (1938). Laws of turbulent flow in open channels. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 21 (6), 707 - 741.

Kohli, A., Hager, W.H. (1997). Building scour in floodplains. 27th IAHR Congress, San Francisco, Vol. 1, 214 - 219.

Kotoulas, D. (1967). Das Kolkproblem unter besonderer Berücksichtigung der Faktoren 'Zeit' und 'Geschiebemischung' im Rahmen der Wildbachverbauung. Diss. Nr. 3983, ETH: Zürich.

Kraus, N.C., Lohrmann, A., Cabrera, R. (1994). New accoustic meter for measuring 3D laboratory flows. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120 (3), 406 - 412.

Kreyszig, E. (1977). Statistische Methoden und ihre Anwendungen. Vandenhoeck & Ruprecht: Göttingen.

Laursen, E.M. (1963). An analysis of relief bridge scour. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 89, HY 3, 93 - 118.

Levi, E., Luna, H. (1961). Dispositifs pour réduire l'affouillement au pied des piles de pont. 9th IAHR Congress, Dubrovnik, 1061 - 1069.

Lim, S.-Y. (1997). Equilibrium clear-water scour around an abutment. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123 (3), 237 - 243.

Melville, B.W. (1975). Local scour at bridge sites. Report No. 117, School of Engineering, University of Aukland: Aukland.

Melville, B. W. (1992). Local scour at bridge abutments. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118 (4), 615 - 631; Vol. 119 (9), 1064 - 1072.

Melville, B.W. (1995). Bridge abutment scour in compound channels. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121 (12), 863 - 868.

Melville, B.W. (1997). Pier and abutment scour: Integrated approach. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123 (2), 125 -136.

Melville, B.W., Raudkivi, A. J. (1996). Effects of foundation geometry on bridge pier scour. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122 (4), 203 - 209.

Melville, B.W., Sutherland, A.J. (1988). Design method for local scour at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114 (10), 1210 - 1226.

Meyer-Peter, E., Müller, R. (1949). Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs. Schweizerische Bauzeitung, Vol. 67 (3), 29 - 32.

Muth, W. (1991). Wasserbau, Landwirtschaftlicher Wasserbau - Bodenkultur. Werner-Verlag: Düsseldorf.

Nicollet, G., Ramette, M. (1971). Affouillements au voisinage de piles de pont cylindriques circulaires. 14th IAHR Congress, Paris, Vol. 3, 315 - 322.

Nikuradse, J. (1933). Strömungsgesetze in rauhen Röhren. VDI Forschungsheft 361, Ausgabe B, Band 4, 1 - 22.

Pagan-Ortiz, J. E. (1992). Stability of rock riprap for protection at toe of abutments at flood plain. Transportation Research Record, No. 1350, 34 - 43.

Parola, A.C. (1993). Stability of riprap at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119 (10), 1080 - 1093.

Parola, A.C. (1995). Boundary stress and stability of riprap at bridge piers. River, Coastal and Shoreline Protection, 149 - 159. Wiley & Sons Ltd.: Chichester.

Parola, A.C., Mahavadi, S.K., Brown, B.M., El Khoury, A. (1996). Effects of rectangular foundation geometry on local pier scour. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122 (1), 35 - 40.

Raudkivi, A.J. (1991a). Basic concepts of soil erosion and sediment transport. Scouring, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, No. 2, 7 - 36. Balkema: Rotterdam.

Raudkivi, A.J. (1991b). Scour at bridge piers. Scouring, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, No. 2, 61 - 98. Balkema: Rotterdam.

Rouse, H. (1940). Criteria for similarity in the transportation of sediment. Hydraulics Conference, Studies in Engineering Bulletin No. 20, 33 - 49, University of Iowa: Iowa City.

Rutschmann, P., Volkart, P., Vischer, D. (1987). Intake structures. Swirling flow problems at intakes, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, No. 1, 91 - 100. Balkema: Rotterdam.

Scheuerlein, H. (1996). Die Bedeutung der natürlichen Deckschichtbildung in Fliessgewässern für wasserbauliche Aufgaben. Schriftenreihe ÖWAV, Heft Nr. 105, 7 - 22: Wien.

Schöberl, F. (1981). Abpflasterungs- und Selbststabilisierungsvermögen erodierender Gerinne. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Vol. 33 (7/8), 180 - 186.

Schöberl, F. (1996). Natürliche Sohlstabilisierung in Kolken. Schriftenreihe ÖWAV, Vol. 105, 91 - 101. ÖWAV: Wien.

Shen, H.W., Ogawa, Y., Karaki, S.S. (1965). The variation of bed deformation near bridge piers. 11th IAHR Congress, Leningrad, Vol. 3, Nr. 3.14, 1 - 9.

Shen, H.W., Schneider, V.R., Karaki, S.S. (1966). Mechanics of local scour. Report No. CER 66 HWS 36, Engineering Research Center, Colorado State University: Fort Collins, Colorado.

Shen, H.W., Schneider, V.R., Karaki, S.S. (1969). Local scour around bridge piers. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 95, HY 6, 1919 - 1940; Vol. 96, HY 5, 1224 - 1227; Vol. 96, HY 6, 1368; Vol. 96, HY 7, 1636 - 1639; Vol. 96, HY 8, 1742 - 1747; Vol. 96, HY 9, 1894 - 1899; Vol. 97, HY 9, 1513 - 1517.

Shields, A. (1936). Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilung Nr. 26, Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau: Berlin.

Stof, G.F. (1984). ÖWF Begleitveröffentlichung Film C1899..

Strickler, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Mitteilung Nr. 16, Amt für Wasserwirtschaft, Eidg. Departement des Innern: Bern.

Sturm, T.W., Janjua, N.S. (1994). Clear-water scour around abutments in floodplains. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120 (8), 956 - 972.

Vischer, D. (1994). Kampf den Elementen: Naturkatastrophen und Schutzkonzepte. "Die Zukunft beginnt im Kopf", 245 - 253. vdf, Hochschulverlag AG: Zürich.

Vischer, D. (1996). Objektschutz in Überschwemmungsgebieten. Sonderdruck Neue Zürcher Zeitung, Nr. 87: Zürich.

Yalin, M.S. (1957). Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Vol. 3, 3 - 69. BAW: Karlsruhe.

Yalin, M.S. (1989). Fundamentals of hydraulic physical modelling. Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling, NATO ASI Series E, Vol. 165, 1 - 37. Kluwer: Dordrecht.

Yalin, M.S. (1992). River mechanics. Pergamon Press: Oxford.

Yanmaz, A.M., Altinbilek, H.D. (1991). Study of time-dependent local scour around bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117 (10), 1247 - 1268; Vol. 118 (11), 1593 - 1597.

Zarn, B. (1992). Lokale Gerinneaufweitung. Mitteilung Nr. 118, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETHZ: Zürich.

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer

Nr. 145 1996 Andreas Kääb
Photogrammetrische Analyse zur Früherkennung gletscher- und permafrostbedingter Naturgefahren im Hochgebirge

Nr. 146 1996 Stephan Wagner
Dreidimensionale Modellierung zweier Gletscher und Deformationsanalyse von eisreichem Permafrost

Nr. 147 1997 Simon Scherrer
Abflussbildung bei Starkniederschlägen. Identifikation von Abflussprozessen mittels künstlicher Niederschläge

Nr. 148 1997 Daniel R. Näf
Numerische Simulation von Stosswellen in Freispiegelströmungen

Nr. 149 1997 "Gletscherschwankungen im Alpenraum"
Tagung zum Altersrücktritt von Markus Aellen, 28.2.1996 in Zürich:

Nr. 150 1997 Andrew O. Faeh
Understanding the Processes of Discharge Formation under Extreme Precipitation, a study based on the numerical simulation of hillslope experiments

Nr. 151 1997 Michael T. Benesch
Akustisch beeinflusste Wanddruckschwankungen der turbulenten Strömung im Grundablass einer Staumauer

Nr. 152 1997 Guido Lauber
Experimente zur Talsperrenbruchwelle im glatten geneigten Rechteckkanal

Nr. 153 1997 Roland Fäh
Numerische Simulation der Strömung in offenen Gerinnen mit beweglicher Sohle

Nr. 154 1997 Benno Zarn
Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität

Nr. 155 1998 Felix Müri
Hydrotestauswertung mit Spektralmethoden

Nr. 156 1998 Matthias Oplatka
Stabilität von Weidenverbauungen an Flussufern