
BERICHTE



der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft

343, 1997

Albert Böll

Wildbach- und Hangverbau

Herausgeber

Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmensdorf

Verantwortlich für die Herausgabe:
Dr. Walter Ammann, Direktor WSL a.i.

Herausgeberkommission WSL:
Dr. Simon Egli, Konrad Häne, Dr. Bruno Jans,
Dr. Walter Keller, Dr. Nino Kuhn, Dr. Ruth Landolt,
Dr. Christoph Scheidegger, Dr. Josef Senn

Bereinigtes Manuskript erhalten: 20. 9. 1996

Zitierung:
Ber. Eidgenöss. Forsch.anst. Wald Schnee
Landsch.

Kommissionsverlag:
F. Flück-Wirth, Internationale Buchhandlung für
Botanik und Naturwissenschaften
CH-9053 Teufen
Preis sFr. 24.-

Anschrift für den Tauschverkehr:
Bibliothek WSL
Zürcherstrasse 111
CH-8903 Birmensdorf ZH

© Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald,
Schnee und Landschaft, Birmensdorf, 1997

Böll, A., 1997: Wildbach- und Hangverbau.
Ber. Eidgenöss. Forsch.anst. Wald Schnee Landsch.
343: 123 S.

ISSN 1016-3166
ISBN 3-905620-58-8
DK 627.47(078.8) : 624.137.2(078.8)
FDK 384(078.8)

Abstracts

Wildbach- und Hangverbau

Hochwasser, Murgänge und Rutschungen zählen zu den grössten Naturgefahren im Voralpen- und Alpenraum. Seit jeher haben sie dort Lage und Art von Siedlungen und Verkehrswegen sowie die menschlichen Aktivitäten beeinflusst.

Die auslösenden Prozesse können grob unterteilt werden in jene, die in Gerinnen ablaufen und in jene, die sich in bzw. an Hängen abspielen. Weil sich Gerinne und Hänge oft gegenseitig beeinflussen, überlagern sich häufig auch die entsprechenden Prozesse, so dass sie sich manchmal nicht ohne weiteres auseinanderhalten lassen. Meistens ist aber der Wasserabfluss – in Gerinnen, an steilen Hängen und im Boden – entscheidend.

Unsere Tätigkeiten im Zusammenhang mit Naturgefahren umfassen Gefahrenbeurteilungen sowie Planung, Projektierung und Ausführung von technischen und kombinierten technisch-biologischen Schutzmassnahmen. Während für Gefahrenbeurteilungen insbesondere auch gute geologische und geomorphologische Kenntnisse erforderlich sind, beruhen Planung und Projektierung von Schutzmassnahmen weitgehend auf den ingenieurwissenschaftlichen Disziplinen Wasserbau, Geotechnik, Baustatik und Konstruktion. Gefahrenbeurteilungen im Sinne gesamtheitlicher Prozessanalysen in Einzugsgebieten liefern allerdings, neben Angaben über eine mögliche Nutzung des Geländes, auch Entscheidungsgrundlagen für die generelle Anordnung von Schutzmassnahmen. Sie sind somit eine wichtige Voraussetzung für weitere Arbeiten. Meistens stellen sich dann bald auch konkrete Fragen zu Lage, Art und Abmessung möglicher Schutzmassnahmen im Gelände.

Die Publikation zeigt verschiedene Probleme und mögliche Lösungen aus der Sicht des Ingenieurs auf. Sie liefert Grundlagen zu den Prozessen und ihren Interaktionen in Gerinnen und an Hängen. Sie macht Angaben über Gefährdungsbilder und Einwirkungen auf Schutzmassnahmen und zeigt Möglichkeiten im Zusammenhang mit der Projektierung von Verbauungen. Sie weist aber auch hin auf die Grenzen der technischen Machbarkeit.

Keywords: Naturgefahren, Wildbäche, Rutschungen, Schutzmassnahmen

Stabilisation des pentes et correction des torrents

Les crues, les coulées de boue et les glissements de terrain comptent parmi les principaux dangers naturels existant dans les Alpes et les Préalpes. Depuis toujours, ils ont déterminé l'emplacement et la nature des habitations et des voies de communication; ils ont aussi influencé les activités humaines.

Dans les processus déclenchants, l'on distingue en gros ceux qui se déroulent dans les lits torrentiels et ceux qui se produisent sur les pentes. Les deux éléments étant en interdépendance, les processus respectifs interfèrent, si bien qu'il est parfois difficile de les distinguer isolément. Dans la plupart des cas pourtant l'eau est un facteur déterminant.

Nos activités dans le domaine des dangers naturels englobent l'appréciation des risques, la planification, l'étude de projets et la mise en oeuvre de mesures techniques et technico-biologiques destinées à la protection. Tandis que l'appréciation des risques requiert de bonnes connaissances géologiques et géomorphologiques, la planification et l'étude des projets font appel à plusieurs disciplines qui vont de l'hydraulique à la géotechnique en passant par la construction et la statique des constructions.

L'appréciation des risques, alliée à l'analyse de tous les processus observés dans les bassins versants, fournit à la fois des réponses aux questions liées à l'utilisation du sol et des outils de décision concernant l'ordonnance générale des mesures de protection. Elle est donc d'une importance majeure pour d'autres activités. Car la plupart du temps, nos clients ne tardent pas à poser des questions concrètes sur l'emplacement, le genre et la dimension des ouvrages de protection.

Cette publication expose, dans l'optique de l'ingénieur différents problèmes et propose des solutions envisageables. Elle fournit des connaissances de base sur les processus et leurs interactions dans les lits torrentiels et sur les pentes. Elle évoque diverses situations de risques et leurs incidences; puis elle suggère divers projets d'ouvrages de protection. Mais elle souligne aussi les limites de la faisabilité dans l'environnement naturel.

Keywords: dangers naturels, contrôle des torrents, stabilisation des pentes, ouvrages de protection

Sistemazione dei torrenti e dei versanti

Piene, colate di fango, frane, sono da annoverare tra i pericoli naturali più importanti che interessano l'area alpina e prealpina. Essi hanno da sempre influenzato sia l'ubicazione e la natura degli insediamenti e delle vie di comunicazione, sia le attività umane.

I processi che stanno all'origine di detti fenomeni possono venir suddivisi tra processi che si svolgono negli alvei, e processi che avvengono a livello di versanti. Il fatto che spesso alvei e versanti si influenzano vicendevolmente, porta a far sì che frequentemente i vari processi si sovrappongono e sono pertanto difficilmente distinguibili. Comunque il più delle volte – negli alvei, sui versanti ripidi e nel suolo – il deflusso delle acque si rivela decisivo.

Per quanto riguarda i pericoli naturali, le nostre attività vanno dalla valutazione dei pericoli, alla pianificazione, progettazione e realizzazione di misure protettive di natura tecnica e tecnico-biologica. Mentre che per la fase di valutazione dei pericoli sono necessarie buone conoscenze geologiche e geomorfologiche, la fase di pianificazione e progettazione delle misure di protezione si basa su discipline di scienza ingegneristica, quali costruzioni idrauliche, geotecnica, statica, costruzioni. Le valutazioni dei pericoli nel senso di un'analisi globale dei processi che si svolgono nel bacino imbrifero, forniscono sia le indicazioni su una possibile utilizzazione della zona, sia le basi decisionali per la disposizione generale delle misure di protezione. Esse rappresentano quindi le basi per ulteriori lavori. Nella maggioranza dei casi scaturiscono pure domande concrete in relazione all'ubicazione, tipo e dimensioni di possibili misure di protezione nell'area.

In questa pubblicazione sono indicati diversi problemi e le possibili soluzioni valutati dal punto di vista dell'ingegnere. Essa fornisce conoscenze di base sui processi e le loro interazioni negli alvei e nei versanti. Da inoltre indicazioni su possibili situazioni di rischio che potrebbero interessare le stesse misure di protezione, e fornisce diverse varianti in relazione alla progettazione delle strutture. Nella pubblicazione vengono comunque anche illustrati i limiti della fattibilità tecnica.

Keywords: Pericoli naturali, torrenti, frane, misure di protezione

Torrent Control and Slope Stabilisation

Floods, debris flows and slope failures are among the most important natural hazards in the lower alpine regions and in the Alps. From time immemorial, they have determined the position and nature of settlements, roads, and railway lines and have influenced human activities.

Roughly, the releasing processes can be classified as those that occur in torrents and those that take place on slopes. Since torrents exert influences on adjacent slopes, and vice versa, the processes are highly complicated and interactive. In most cases, however, water is a determining factor.

Our activities consist of hazard assessment, planning, design and construction of structural and combined structural-biotechnical stabilisation measures. Whereas hazard assessment is based, to no small degree, on geology and geomorphology, in addition to engineering sciences, of course, the planning and design of structures are pure engineering topics. Sound knowledge in hydraulic engineering, soil mechanics and foundation engineering as well as structural engineering is most essential. Hazard assessment has to take all the different processes in a catchment area into consideration. It is very important as it not only gives answers to questions concerning land use, but also provides information about the general position of possible protective measures. It is therefore a prerequisite for further activities. In most cases, of course, sooner rather than later, our clients want to know relevant details about proposed structural and combined structural-biotechnical stabilisation measures.

This publication describes different problems and possible solutions from an engineer's point of view. It deals with processes in torrents and on slopes and their interaction, with critical loads on structures and the design of protective measures. It also considers the limits of technical methods in natural surroundings.

Keywords: natural hazards, torrent control, slope stabilisation, structural measures

Vorwort

Die vorliegende Publikation entspricht im wesentlichen den Vorlesungen über Wildbach- und Hangverbau an der Abteilung für Forstwissenschaften der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich (ETHZ), wie ich sie seit 1988 halte. Seit 1994 ist allerdings noch das Thema Steinschlag dazugekommen, das hier aber nicht behandelt wird, da es den fachlichen Rahmen sprengen würde. Das gleiche gilt für die umfassende Gefahrenbeurteilung von Einzugsgebieten.

Die Publikation ist als Einstieg für Studierende und als Nachschlagewerk für Personen der Praxis gedacht. Sie entstand auf Anregung von Prof. Dr. Dr. h.c. Daniel Vischer, Direktor der VAW-ETHZ und von Prof. Dr. Hans-Rudolf Heinemann, Leiter der Professur für forstliches Ingenieurwesen ETHZ.

Die Arbeit gliedert sich in einen eher grundlagenorientierten und in einen prozess- und problemorientierten Teil. Im Interesse eines möglichst guten Prozessverständnisses ist jedoch eine scharfe Trennung nicht immer möglich. So sind denn insbesondere die Beispiele zu den Grundlagen auf die Prozesse und Probleme in Wildbacheinzugsgebieten ausgerichtet.

Der Grundlagenteil erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit aus wasserbaulicher und geotechnischer Sicht. Für weitergehende Bedürfnisse sei auf die reichlich vorhandene Literatur zu diesen Fachgebieten verwiesen. Für das Verständnis des Stoffes werden die Kenntnisse aus Bodenmechanik, Bodenphysik und Technischer Mechanik vorausgesetzt, die im Grundstudium der Abteilung für Forstwissenschaften vermittelt werden. Ingenieurbioogie wird an dieser Abteilung in einer speziellen Lehrveranstaltung gelesen. Das gleiche gilt für die Belange des Natur- und Landschaftsschutzes.

Die Problematik des Wildbach- und Hangverbaus wird für Einzugsgebiete in unseren Voralpen und Alpen dargestellt. Häufig sind solche Gebiete kleiner als etwa 10 km². Praktisch immer finden sich darin Gerinneabschnitte, die steiler als 30%, und Hangpartien, die gegen 100% steil sind. Meistens sind solche Hangpartien ihrerseits noch von periodisch wasserführenden Runsengerinnen durchfurcht. Die Gerinne, Flanken und Hänge beeinflussen sich gegenseitig. Gleichgewichtszustände sind dabei immer auch eine Funktion der Zeit. Menschliche Eingriffe zum Schutz vor Naturgefahren haben nur dann Aussicht auf Erfolg, wenn die Prozesse, Gefährdungsbilder und Einwirkungen sorgfältig analysiert und mögliche Interaktionen berücksichtigt werden. Die Modellbildung spielt dabei eine wichtige Rolle. Neben theoretischen Kenntnissen sind praktische Erfahrung sowie Verständnis und Achtung für die Natur erforderlich. Das Ziel meiner Publikation ist eine Orientierungshilfe und Wegleitung in diese Richtung. Sie soll einige Zusammenhänge zwischen Natur und Technik in Wildbacheinzugsgebieten darstellen, konkrete Möglichkeiten im Zusammenhang mit Massnahmen zeigen, aber auch auf die Grenzen der Machbarkeit hinweisen.

Meinen Kollegen und Mitarbeitern Werner Gerber und Christian Rickli danke ich herzlich für ihre wesentlichen Beiträge in fachlicher Hinsicht. Prof. Dr. Dr. h.c. Daniel Vischer VAW-ETHZ und Dr. Walter Keller, WSL, danke ich für die Durchsicht des Manuskriptes. Rosmarie Kottusch, ETHZ, danke ich für die Reinschrift des Manuskriptes. Für die Aufarbeitung der Formeln und Abbildungen sowie die Herstellung der Druckvorlagen danke ich Doris Pichler, Bruno Crivelli, Peter Henseler. Dr. Ruth Landolt, Leiterin der Sektion Publikationen und Bibliothek, WSL, danke ich für ihre Unterstützung in verlegerischer Hinsicht. Prof. Dr. Hans-Rudolf Heinemann und meinen Vorgesetzten an der WSL danke ich herzlich für die Förderung des Fachgebietes und ihre Unterstützung meiner Arbeit.

Inhalt

Abstracts	3
Vorwort	7
1 Grundlagen aus dem Wasserbau	11
1.1 Hydrostatik	11
1.1.1 Druck im Innern einer ruhenden Flüssigkeit	11
1.1.2 Gerade Wildbachsperre als Gewichtsmauer	16
1.2 Hydrodynamik	19
1.2.1 Stationäre Strömungen in Gerinnen	19
1.2.2 Absturz und Überfall	23
1.2.3 Normalabfluss und Gleichung von Strickler	26
1.2.4 Bemerkungen und Ausblick	29
1.3 Geschiebe	32
1.3.1 Geschiebe, Sohlgefälle und Wildbachsperren	32
1.3.2 Schleppspannung und Grenzgefälle	36
1.3.3 Beispiele zur Schleppspannung	38
1.3.4 Sperrenkolk	41
1.3.5 Murgänge	42
1.4 Wasserabflussmengen	44
1.4.1 Abflussbildung	44
1.4.2 Niederschlag	45
1.4.3 Hochwasserabfluss	48
1.4.4 Schätzung von Hochwasserabflüssen	49
1.4.5 Bemessungshochwasser	53
2 Grundlagen aus der Geotechnik	54
2.1 Scherfestigkeit und Rutschungsstabilität	54
2.1.1 Scherfestigkeit	54
2.1.2 Rutschungsstabilität	59
2.2 Sickerwasser im Boden	62
2.2.1 Gesetz von Darcy und Entwässerbarkeit von Böden	62
2.2.2 Strömungsdruck und hydraulischer Grundbruch	64
2.3 Erddruck	67
2.3.1 Erddruck auf verschiebbare Wände	67
2.3.2 Gewichtsmauer aus Drahtsteinkörben	71
3 Prozesse in Wildbacheinzugsgebieten	77
3.1 Prozesse und Interaktionen	77
3.2 Folgerungen für das Verbauprojekt	80

4	Wildbachsperrren	82
4.1	Sperrtypen und statische Systeme	82
4.2	Die gerade Wildbachsperre aus Stahlbeton	86
4.2.1	Tragwiderstand des Stahlbetonquerschnittes	86
4.2.2	Vorgehen bei der Bemessung und Regeln für den Entwurf	91
4.3	Holzkonstruktionen	93
4.3.1	Einwandige Systeme	94
4.3.2	Holzkasten	95
5	Rutschungen und Massnahmen zur Stabilisierung	98
5.1	Beurteilung von Rutschungen	98
5.1.1	Bodenmaterial und Rutschverhalten	99
5.1.2	Weitere Untersuchungen und Folgerungen	100
5.2	Stabilisierungsmassnahmen	101
5.2.1	Rutschungsmechanismen und Massnahmen	101
5.2.2	Hang- und Rensenverbau	102
5.2.3	Entwässerungen	104
6	Merkmale für Projekte im Hang- und Rensenverbau	107
6.1	Allgemeine Hinweise und Problemstellung	107
6.2	Grundlagen der Projektierung	108
6.3	Einflussfaktoren	109
6.3.1	Massgebende Faktoren für Neigungen und Gefälle	111
6.3.2	Anordnung der Stützwerke	111
6.4	Gefährdungsbilder und Massnahmen	112
6.4.1	Böschungen zwischen Stützwerken	113
6.4.2	Stabilität von Stützwerken	115
6.4.3	Sickerströmungen	118
7	Literatur	119
	Stichwortverzeichnis	121

1 Grundlagen aus dem Wasserbau

1.1 Hydrostatik

1.1.1 Druck im Innern einer ruhenden Flüssigkeit

Entscheidend für die Sicherheit und die Gebrauchstauglichkeit von Schutzmassnahmen im Wildbach- und Hangverbau sind meistens Gefährdungsbilder, die sich aus hydromechanischen oder bodenmechanischen Einflüssen ergeben. In Gerinnen lässt sich die Leiteinwirkung auf ein Tragwerk, wie z.B. eine Wildbachsperre, häufig aus dem hydrostatischen Wasserdruck formulieren. Bei Stützwerken im Hangverbau kann der hydrostatische Wasserdruck als Begleiteinwirkung eine Rolle spielen.

Wir interessieren uns hier vor allem für den hydrostatischen Wasserdruck auf ebene feste Wände und für die resultierenden Druckkräfte.

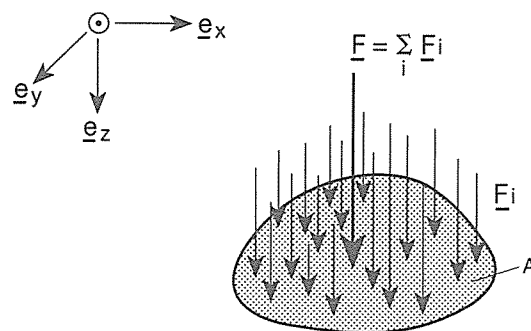


Abb. 1. Fläche A mit senkrecht darauf wirkender, flächenhaft verteilter Kraft $\underline{F} = \sum \underline{F}_i$.

Auf die Fläche A wirke senkrecht die Kraft $\underline{F} = \sum \underline{F}_i$

Man bezeichnet den Quotienten aus dem Betrag $F = |\underline{F}|$ der Kraft und der Fläche A als Druck p . Der Druck ist eine skalare Grösse

$$p = \frac{F}{A}$$

Meistens schreiben wir die Kraft F in kN oder N und die Fläche A in m^2 oder mm^2 . Einheiten für den Druck sind:

$$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2 = 10^{-6} \text{ N/mm}^2 = 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa} = 0,1 \text{ N/mm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$$

In der älteren Literatur findet sich die alte Einheit $1 \text{ at} = 1,0 \text{ kgf/cm}^2 = 0,981 \text{ bar} \cong 1 \text{ bar}$. In der angelsächsischen Literatur:

$$1 \text{ lb/ft}^2 = 47,892 \text{ N/m}^2 = 47,892 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ psi} = 6,896 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Die Dichte ρ ist der Quotient aus der Masse m und dem Volumen V . Bekanntlich ist die Dichte bei Flüssigkeiten von der Temperatur abhängig. In unseren Anwendungen berücksichtigen wir das aber nicht und schreiben für Wasser $\rho_w = 10^3 \text{ kg/m}^3$.

Früher wurde oft das Raumgewicht γ in die Berechnungen eingeführt. Es gilt $\gamma = \rho g$. Für Wasser $\gamma_w = \rho_w g = 10^3 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,81 \text{ ms}^{-2} \cong 10 \text{ kN/m}^3$.

Von grosser Bedeutung ist der folgende Satz:

Auf einen Massenpunkt im Innern einer ruhenden Flüssigkeit herrscht gleicher Druck aus allen Richtungen. Der Beweis ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung an einem kleinen Prisma der Einheitslänge 1 in z-Richtung.

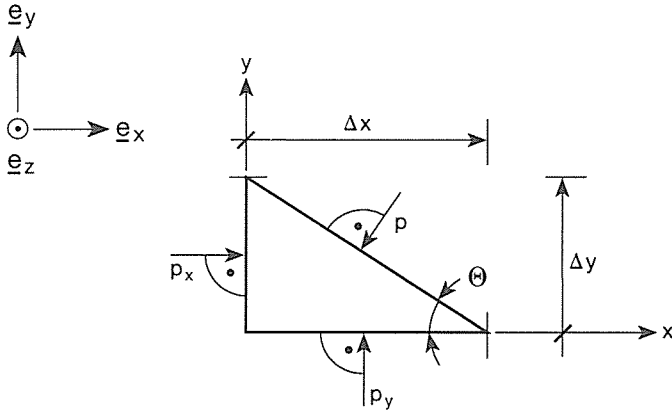


Abb. 2. Kleines Prisma im Innern einer ruhenden Flüssigkeit.

Falls die Massenkräfte vernachlässigt werden, muss das Prisma unter der Wirkung der auf die einzelnen Flächen wirkenden Druckkräfte im Gleichgewicht sein:

in x-Richtung $p_x \Delta y = p \sin \Theta \cdot \frac{\Delta y}{\sin \Theta} = p \Delta y$

in y-Richtung $p_y \Delta x = p \cos \Theta \cdot \frac{\Delta x}{\cos \Theta} = p \Delta x$

und somit gilt $p_x = p_y = p$

Das bedeutet:

- Der Druck im Innern einer ruhenden Flüssigkeit wirkt immer senkrecht auf das betrachtete Flächenelement.
- Die Grösse des Drucks ist unabhängig von der Orientierung Θ des Flächenelementes; der Druck ist also eine skalare Grösse.

Die Druckverteilung $p_{a(z)}$ im Innern einer ruhenden Flüssigkeit im Schwerfeld der Erde ergibt sich als skalare Funktion der Lagekoordinate z, d.h. der Tiefe z unter der Flüssigkeitsoberfläche.

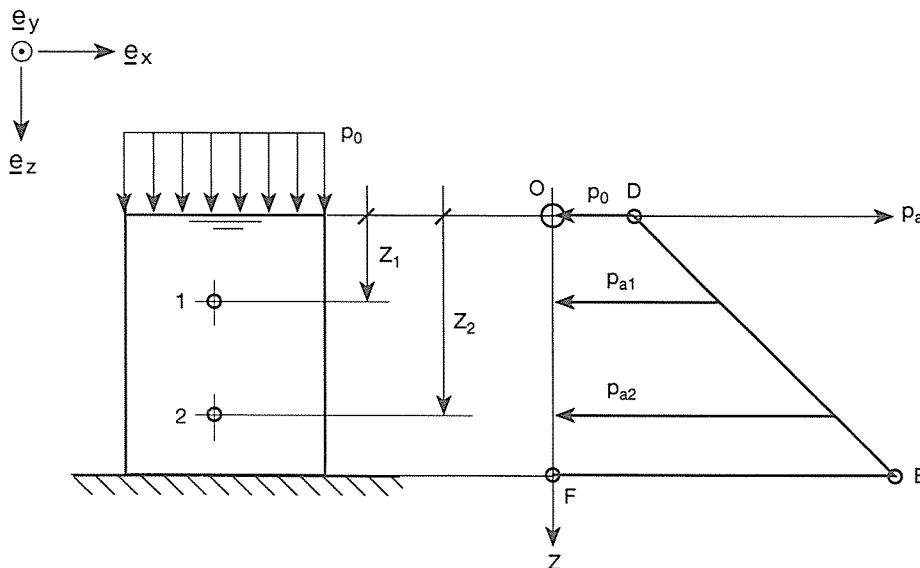


Abb. 3. Druckverteilung im Innern einer Flüssigkeit bei atmosphärischem Aussendruck p_0 .

In der Tiefe z_1 herrscht der Druck $p_{a1} = p_0 + \rho g z_1$

In der Tiefe z_2 herrscht $p_{a2} = p_{a1} + \rho g (z_2 - z_1) = p_{a1} + \rho g \cdot \Delta z$

Allgemein gilt für den Druck $p_{a(z)}$ in der Tiefe z unter der Flüssigkeitsoberfläche:

$$p_{a(z)} = p_0 + \rho g z$$

Die Gerade DE in Abbildung 3 beschreibt die Druckverteilung und die durch ODEF begrenzte Fläche stellt die Belastungsfläche auf eine zur z-Achse parallelen Gerade in der Gefässwand dar. Den Druck $p_{a(z)}$ bezeichnet man als absoluten Druck.

Im folgenden interessieren wir uns nur noch für den relativen Druck im Innern der Flüssigkeit, d.h. wir vernachlässigen den atmosphärischen Druck p_0 . Wir bezeichnen den relativen Druck als hydrostatischen Druck in der Tiefe z und schreiben:

$$p_{(z)} = \rho g z$$

Weil wir es in unseren Beispielen mit Wasser zu tun haben, schreiben wir für den hydrostatischen Wasserdruck in Tiefe z unter der Wasseroberfläche bzw. unter dem Wasserspiegel Wsp:

$$p_{(z)} = \rho_w g z \text{ mit } \rho_w g = 10 \text{ kN/m}^3$$

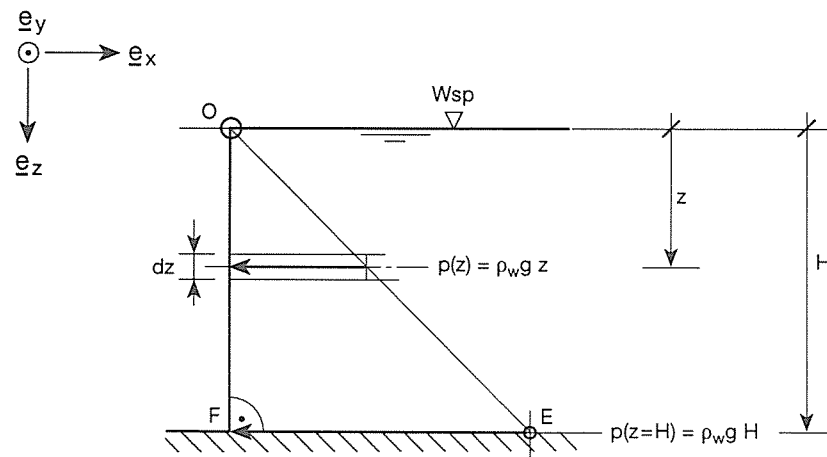


Abb. 4. Hydrostatischer Wasserdruck auf eine vertikale Wand der Breite b in y -Richtung.

Für den hydrostatischen Druck auf eine vertikale Wand wird die Belastungsfläche zu einem Dreieck, das in Abbildung 4 durch die Punkte O, E und F gegeben ist. Auf ein Wandelement der Höhe dz und der Breite b in Tiefe z unter dem Wasserspiegel wirkt die Belastung:

$$dF = p_{(z)} b dz = \rho_w g b z \cdot dz$$

Auf die ganze Wand der Höhe H und der Breite B wirkt somit die resultierende Druckkraft F

$$F = \int_0^H p_{(z)} b dz = \rho_w g b \int_0^H z dz$$

$$F = \frac{1}{2} \rho_w g b H^2 \quad \dim F = \text{kN}$$

Häufig setzen wir für b die Einheitsbreite $b = 1$ und erhalten dann für die resultierende Druckkraft pro Längeneinheit

$$F = \frac{1}{2} \rho_w g H^2 \quad \dim F = \text{kN/m}$$

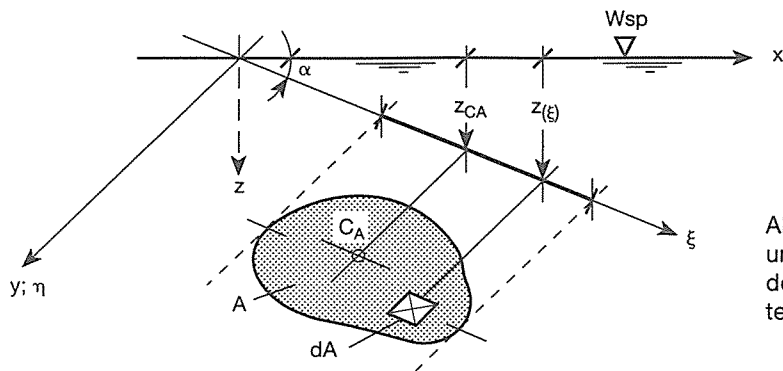


Abb. 5. Fläche A in einer um den Winkel α gegenüber dem Wasserspiegel geneigten Ebene.

Die Fläche A in Abbildung 5 liege in einer durch ξ und η aufgespannten Ebene, die um den Winkel α gegenüber der Wasseroberfläche geneigt ist. Dabei falle die η -Achse zusammen mit der Schnittgeraden zwischen dieser Ebene und der Wasseroberfläche. C_A sei der Schwerpunkt der Fläche A. In der Tiefe $z = z(\xi)$ unter dem Wasserspiegel liege das Flächenelement dA . Auf dA wirkt die Druckkraft

$$dF = \rho_w g z(\xi) dA = \rho_w g \xi \sin \alpha \cdot dA.$$

Auf die ganze Fläche A wirkt somit die Kraft

$$F = \int_A dF = \rho_w g \sin \alpha \int_A \xi dA.$$

Aus der Mechanik ist bekannt, dass $\xi_{CA} \cdot A = \int_A \xi dA$ mit der ξ -Koordinate ξ_{CA} des Schwerpunkts C_A .

Somit wird

$$F = \rho_w g \xi_{CA} \sin \alpha \cdot A \text{ bzw. mit } z_{CA} = \xi_{CA} \cdot \sin \alpha$$

$$F = \rho_w g z_{CA} \cdot A.$$

Nun ist der hydrostatische Druck $p_{(z_{CA})}$ in der Tiefe z_{CA}

$$p_{(z_{CA})} = \rho_w g z_{CA} \text{ und die Druckkraft } F \text{ lässt sich anschreiben zu } F = p_{(z_{CA})} \cdot A = p_{CA} \cdot A.$$

Der Betrag der resultierenden Druckkraft F auf eine Fläche A in einer ebenen Wand ist gleich dem Druck p_{CA} im Schwerpunkt dieser Fläche multipliziert mit dem Flächeninhalt A.

Die Wirkungslinie von F geht im allgemeinen aber nicht durch den Schwerpunkt C_A der Fläche A. Das erkennen wir unmittelbar, wenn wir eine vertikale Wand der Höhe H und der Breite b betrachten (Abb. 6).

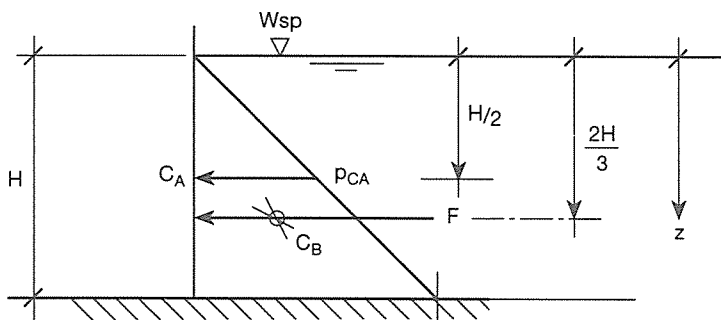


Abb. 6. Resultierende Druckkraft F auf eine vertikale Wand der Höhe H und Breite b.

Der Schwerpunkt C_A der Fläche $A = bH$ liegt in der Tiefe $z = \frac{H}{2}$ unter dem Wasserspiegel.

Somit wird

$$p_{CA} = \frac{1}{2} H \rho_w g \text{ und damit } F = \frac{1}{2} H^2 \rho_w g b$$

Die Wirkungslinie der Kraft F verläuft dagegen durch den Schwerpunkt C_B der dreieckigen Belastungsfläche, und somit liegt der Angriffspunkt von F auf die Fläche $A = bH$ in der Tiefe

$$z = \frac{2}{3} H$$

unter dem Wasserspiegel. Diese Aussage ergibt sich aus der Momentenbedingung des Gleichgewichts.

Hydrostatischer Wasserdruck auf eine vertikale dreieckige Wand

Wie wir später sehen werden, können bestimmte Typen von Wildbachsperren als vertikale trapezförmige Wände aufgefasst werden. Für gewisse Nachweise im Zusammenhang mit der Tragsicherheit ist dann die resultierende Kraft aus dem hydrostatischen Wasserdruck einzuführen. Nun lässt sich ein Trapez selbstverständlich aus einem Rechteck und zwei rechtwinkligen Dreiecken zusammensetzen. Da wir oben die resultierende Druckkraft auf eine rechteckige Wand der Länge b und Höhe H bestimmt haben, wollen wir hier noch die resultierende Kraft F angeben, die auf eine vertikale Wand von der Form eines rechtwinkligen Dreiecks wirkt.

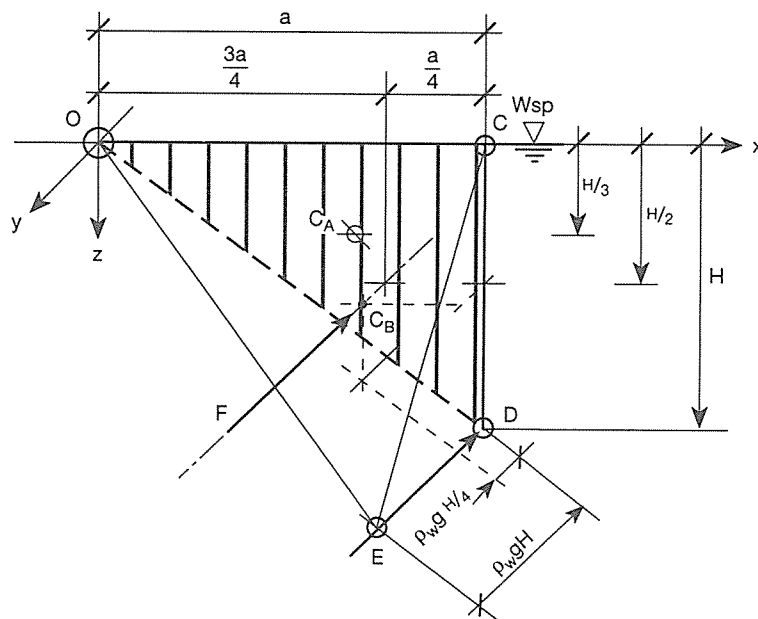


Abb. 7. Resultierende F auf eine vertikale Wand der Form eines rechtwinkligen Dreiecks.

Das rechtwinklige Dreieck bzw. die Wand der Fläche

$$A = \frac{1}{2} aH$$

sei gegeben durch die Punkte O , C und D in der x/z -Ebene. Die Wasseroberfläche liege in der x/y -Ebene. Im Punkt D in der Tiefe $z = H$ herrscht der hydrostatische Druck $p_{(z=H)} = \rho_w g H$

Auf die Wand wirkt somit die Belastung in Form des Tetraeders, der durch die Punkte O , C , D und E definiert ist.

In Abbildung 7 ist der Schwerpunkt C_A der Wandfläche A eingetragen. Ebenfalls angegeben sind die Koordinaten des Schwerpunktes C_B des Belastungstetraeders.

Der Betrag der resultierenden Kraft F schreibt sich mit

$$F = p_{CA} \cdot A = \rho_w g \frac{H}{3} \cdot \frac{aH}{2} \quad \text{zu} \quad F = \rho_w g \frac{aH^2}{6}$$

Die Wirkungslinie von F geht durch den Schwerpunkt C_B des Tetraeders und durchstösst die Wand in der Tiefe

$$z = \frac{H}{2}$$

1.1.2 Gerade Wildbachsperre als Gewichtsmauer

Wir werden uns später noch eingehend mit der Bedeutung, der Funktion und dem Tragverhalten von Wildbachsperrern befassen. In diesem Abschnitt geht es um die hydrostatische Einwirkung und um Aspekte der Tragsicherheit bei Wildbachsperrern vom Typ Gewichtsmauer.

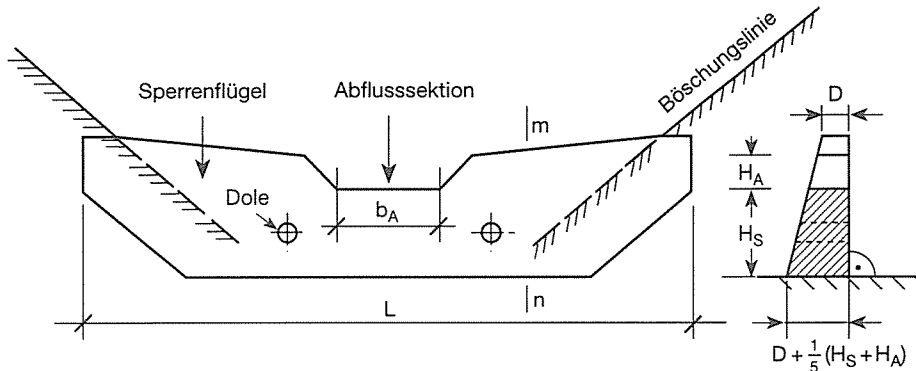


Abb. 8. Wildbachsperre als Gewichtsmauer aus Beton.

- H_s Höhe des Sperrkörpers ab Fundament
- H_A Höhe der Abflusssektion
- m-n Schnitt vertikal
- D Sperrstärke in Höhe $H_s + H_A$ ab Fundament
- b_A Breite der Abflusssektion am Überfall
- L Länge der Sperre

Wildbachsperrern fallen unter den Begriff Querwerke, d.h. sie werden quer, möglichst senkrecht zur Fließrichtung des Wassers im Gerinne angeordnet. Im Laufe der Zeit hinterfüllen sich die Sperrern mit Geschiebe, das durch das Wasser transportiert wird, bis auf die Höhe H_s . Das Wasser fließt durch die Abflusssektion und stürzt an der Luftseite der Sperre ab; dabei dürfen die Sperrflügel auf keinen Fall überflutet werden. In Abbildung 8 wurde der Wasserspiegel bewusst nicht eingezeichnet, da wir uns erst später damit befassen wollen. Damit die Sperre seitlich nicht umflossen wird, ist sie in die Talflanken einzubinden. Auch in diesem Zusammenhang sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen, auf die wir noch eingehen werden. In Abbildung 8 sind deshalb die seitlichen Böschungslinien nur schematisch angedeutet. Nicht eingetragen ist ferner die effektive Lage der Gerinnesohle. An der Sohle wird nämlich die Sperre auf eine gewisse Fundamenttiefe eingebaut, die von verschiedenen Faktoren abhängt und innerhalb der Lebensdauer der Sperre variabel sein kann. Für die folgenden Betrachtungen nehmen wir deshalb an, die Sperre sei an der Sohle nicht eingebunden, d.h. sie stehe dort völlig frei auf. Die massgebende Höhe des Tragwerks ergibt sich somit aus $H_s + H_A$.

Bei Betonsperren werden in der Regel Dolen angeordnet, die der Entwässerung dienen sollen. Falls sie nicht verstopft sind, wird der Wasserdruck auf das Bauwerk reduziert.

An der Luftseite erhalten die Sperrern einen Anzug, d.h. die Luftseite ist nach hinten geneigt. Die Rückwand bzw. Wasserseite von Betonsperren steht dagegen meistens vertikal, und die Fundamentebene liegt horizontal. Wie wir später sehen werden, trifft dies z.B. bei Holzkastensperrern nicht zu.

Lange und relativ niedrige Sperrern werden häufig als Gewichtsmauern konzipiert. Dabei wird angenommen, die seitlichen Einbindungen in den Böschungen seien statisch nicht wirksam. Die Sperre wird dann durch einen vertikalen Schnitt m-n zerlegt, und das Tragsystem ergibt sich als vertikale Scheibe der Einheitsstärke $b = 1$. Für die Bemessung müssen wir die Leiteinwirkung auf das Tragsystem kennen. Diese ergibt sich aufgrund einer Analyse möglicher Gefährdungsbilder. Bei Wildbachsperrern kann dabei häufig angenommen werden:

- die Sperre ist noch nicht mit Geschiebe hinterfüllt;
- die Abflussektion und die Dolen sind verstopft, z.B. durch Schwemmholz
- die Sperre ist auf ihre volle Höhe $H_s + H_A$ eingestaut;
- die Unterlage im Fundamentbereich ist undurchlässig (diese Annahme ist aber nicht zulässig in bezug auf hydraulischen Grundbruch; siehe Kap. 2.2.2).

Aus diesen Gefährdungsbildern ergibt sich ein ideeller Wasserspiegel in Höhe $H_s + H_A$ über dem Fundament. Als Leiteinwirkung auf die vertikale Rückwand des Tragwerkes resultiert daraus der hydrostatische Wasserdruck ab dem Niveau des ideellen Wasserspiegels.

Bemerkungen

- Bei dieser generellen Betrachtung führen wir keine Begleiteinwirkungen ein und bezeichnen die Leiteinwirkung manchmal auch kurz als Einwirkung.
- Den Wasserspiegel in Höhe $H_s + H_A$ bezeichnen wir als ideell, weil er für die Bemessung der Sperre auf Tragsicherheit in dieser Lage massgebend wird. Für die hydraulische Bemessung der Abflussektion gelten dann aber andere Vorgaben. Dort geht es nämlich darum, zu zeigen, dass eine genügende Sicherheit gegen Überfluten der Sperrenflügel vorhanden ist. Unter Betriebsbedingungen muss deshalb der Wasserspiegel immer tiefer als der ideelle Wasserspiegel sein.
- Im Wasserbau werden die Figuren grundsätzlich so orientiert, dass die Fliessrichtung des Wassers von links nach rechts zeigt. Wie wir gleich sehen werden, spielt bei der statischen Bemessung das Kippen der Sperre um den vorderen, d.h. luftseitigen Fusspunkt T eine wichtige Rolle. Deshalb wird häufig ein x/y-Koordinatensystem gemäss Abbildung 9 in diesen Punkt gelegt. Beim Kippen rotiert dann das Tragwerk in der x/y-Ebene um den Punkt T im Gegenuhrzeigersinn. Weil in der Mechanik eine solche Rotation bezüglich diesem Koordinatensystem als positiv bezeichnet wird, orientieren wir unsere Figuren häufig so, dass der hydrostatische Druck von rechts nach links wirkt.

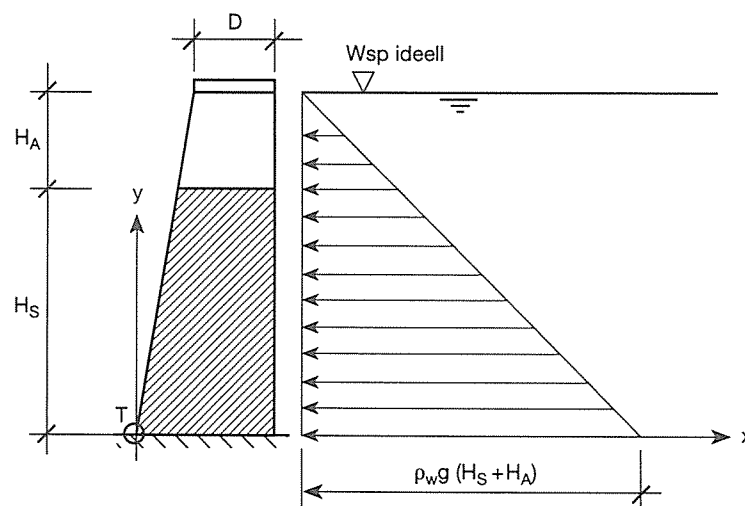


Abb. 9. Wildbachsperre als Gewichtsmauer, Tragssystem und Leiteinwirkung.

Entwurf und Bemessung einer geraden Wildbachsperre vom Typ unbewehrte Gewichtsmauer

Wir wollen das Vorgehen anhand eines Beispiels erläutern. Gegeben sei die Höhe des Sperrkörpers $H_s = 2,5$ m und die Höhe der Abflussektion $H_A = 1,0$ m. Der luftseitige Anzug soll 5 zu 1 betragen und die wasserseitige Rückwand soll vertikal sein. Gesucht sei der Sperrquerschnitt, insbesondere also die Sperrstärke D . Dabei werde gegen die beiden Grenzzustände Kippen und Gleiten ein rechnerischer Sicherheitsfaktor η von $\eta \geq 1,2$ gefordert.

In einem ersten Entwurf wählen wir für die Sperrstärke D auf Höhe $H_s + H_A$ $D = 1,0$ m. Mit den Nachweisen der Tragsicherheit gegen Kippen und Gleiten wollen wir dann untersuchen, ob diese Sperrstärke sicher und wirtschaftlich sei.

Bei einem luftseitigen Anzug von 5 zu 1 wird die Sperrenstärke am Fundament:

$$D + \frac{1}{5} (H_s + H_A) = 1,70 \text{ m}$$

Damit können der Sperrenquerschnitt massstäblich aufgezeichnet und die am System wirkenden Kräfte eingeführt werden; siehe Abbildung 10.

Es wirken folgende Kräfte:

Die resultierende Druckkraft F aus dem hydrostatischen Wasserdruck pro Längeneinheit

$$F = \frac{1}{2} \rho_w g (H_s + H_A)^2$$

Die Wirkungslinie von F verläuft parallel zur x -Achse im Abstand

$$y = r_F = \frac{1}{3} (H_s + H_A) \text{ von T.}$$

Im Beispiel werden

$$F = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 (3,5 \text{ m})^2 = 61,25 \text{ kN/m} \text{ und } r_F = \frac{1}{3} (3,5 \text{ m}) \cong 1,17 \text{ m}$$

Das Gewicht W der Sperre pro Längeneinheit

$$W = \rho_{\text{Beton}} g \cdot A_{\text{Sperre}}$$

Mit der Sperrenquerschnittsfläche A_{Sperre} , die selbstverständlich von der gewählten Grösse D abhängt, und der Raumlast γ für unbewehrten Beton von 24 kN/m^3 .

Die Gewichtskraft W greift im Schwerpunkt C der Querschnittsfläche A an. Die Bestimmung von C erfolgt graphisch in Abbildung 10. Die Wirkungslinie von W verläuft parallel zur y -Achse im Abstand $x = r_w$ von T .

Im Beispiel werden

$$W = \frac{1}{2} (1,0 \text{ m} + 1,7 \text{ m}) \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 113,4 \text{ kN/m}$$

$r_w \cong 1,0 \text{ m}$ (gemessen aus Abb. 10).

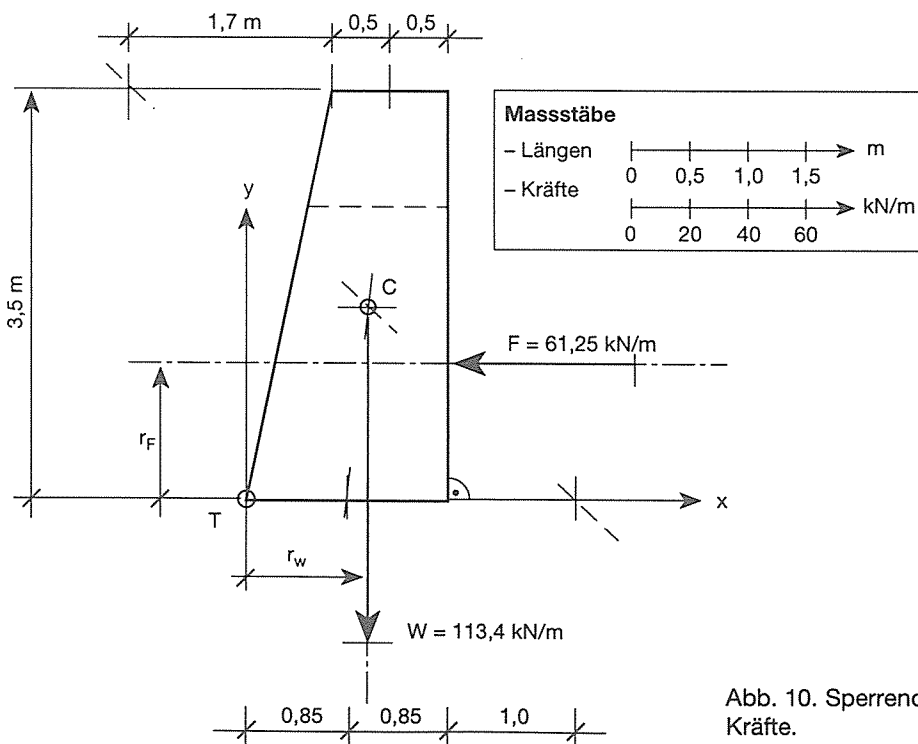


Abb. 10. Sperrenquerschnitt und Kräfte.

Sicherheit gegen Kippen

Infolge der Resultierenden F aus der Einwirkung hat die Sperre die Tendenz, um den vorderen Fusspunkt T zu kippen. Es wirkt das Kippmoment M_{kipp} vom Betrag $M_{\text{kipp}} = r_F \cdot F$

Die Eigenlast W wirkt dagegen stabilisierend mit dem Moment M_{stab} vom Betrag $M_{\text{stab}} = r_W \cdot W$

Die Kippsicherheit η_{kipp} schreibt sich zu $\eta_{\text{kipp}} = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{kipp}}}$

In unserem Beispiel wird für die gewählte Sperrenstärke

$$\eta_{\text{kipp}} \equiv \frac{1,0 \text{ m} \cdot 113,4 \text{ kN/m}}{1,17 \text{ m} \cdot 61,25 \text{ kN/m}} \equiv 1,58 > 1,2$$

Die geforderte Kippsicherheit ist somit erfüllt.

Sicherheit gegen Gleiten

Infolge der Resultierenden F aus der Einwirkung hat die Sperre die Tendenz, auf der Fundamentebene zu gleiten.

Die Eigenlast W mobilisiert dagegen eine Reibungskraft $F_s \leq \mu_s W$ die der Bewegungsrichtung entgegenwirkt. Damit bei horizontaler Fundamentebene kein Gleiten stattfinden kann, muss gelten:

$$\eta_{\text{Gleit}} \cdot F \leq F_s \leq \mu_s W \text{ und somit } \frac{\mu_s W}{F} \geq \eta_{\text{Gleit}} \text{ mit der Haftreibungszahl } \mu_s.$$

Im Zusammenhang mit Stützwerken im Hangverbau kommen wir noch auf Haftreibungszahlen. Für das vorliegende Beispiel nehmen wir $\mu_s = 0,7$.

In unserem Beispiel wird dann für die gewählte Sperrenstärke

$$\frac{\mu_s W}{F} = \frac{0,7 \cdot 113,4 \text{ kN/m}}{61,25 \text{ kN/m}} \equiv 1,30 > 1,2$$

Die geforderte Gleitsicherheit ist somit erfüllt.

1.2 Hydrodynamik

1.2.1 Stationäre Strömungen in Gerinnen

Im Zusammenhang mit Wildbachproblemen interessieren wir uns für Fliessvorgänge in Gerinnen, d.h. für die Verhältnisse bei Abflüssen mit freier Wasseroberfläche. In einem unverbauten Wildbach bestehen die Abflüsse aus Wasser und Feststoffen wie Geschiebe. Reine Wasserabflüsse treten praktisch nur in verbauten Gerinnen auf, und auch dort nur unter besonderen Bedingungen. Ein Ziel eines Verbauprojektes besteht meistens in der Reduktion der transportierten Geschiebemengen, so dass für den verbauten Zustand mindestens näherungsweise mit alleinigem Wasserabfluss gerechnet werden darf. In der Praxis hat dieser Fall eine recht grosse Bedeutung. Bei den Projektierungsarbeiten, der Evaluation von Projekten und dem Entscheid, ob ein Projekt realisiert werden soll, stellen sich nämlich immer Fragen zu den Verhältnissen im Gerinne nach erfolgter Verbauung. In diesem Kapitel wollen wir uns deshalb mit alleinigen Wasserabflüssen befassen.

Eine Strömung wird als stationär bezeichnet, wenn alle Strömungsgrössen wie Fliessgeschwindigkeiten und Drücke nur vom Ort und nicht von der Zeit abhängen. Für alle Betrachtungen setzen wir inkompressible Flüssigkeiten voraus.

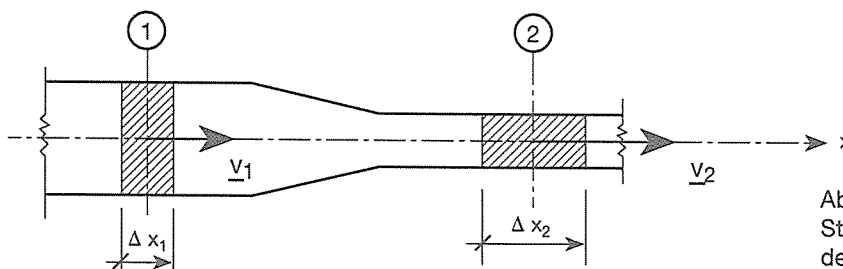


Abb. 11. Ideale stationäre Strömung bei wechselndem Querschnitt.

Weil die Flüssigkeit in Abbildung 11 inkompressibel ist, muss durch jeden Kontrollquerschnitt in der gleichen Zeit Δt das gleiche Volumen ΔV durchfliessen. Wir nehmen an, die Fließgeschwindigkeit v sei konstant über einen ganzen Querschnitt der Fläche A und betrachten die Kontrollquerschnitte 1 und 2 mit den Querschnittsflächen A_1 und A_2 .

Mit $\Delta V_1 = \Delta V_2 = \Delta V$ wird

$$\Delta V_1 = A_1 \Delta x_1 = A_1 v_1 \Delta t = \Delta V_2 = A_2 \Delta x_2 = A_2 v_2 \Delta t$$

und somit schreibt sich die Kontinuitätsgleichung zu

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 = A \cdot v = \text{const} \quad \text{beziehungsweise} \quad v_1 : v_2 = A_2 : A_1$$

Häufig interessieren wir uns für das Wasservolumen, das pro Zeiteinheit durch einen Kontrollquerschnitt fließt:

$$\dot{V} = \frac{\Delta V}{\Delta t} = A \cdot v = Q = \text{const}$$

Den Wert Q bezeichnen wir als Abflussmenge bzw. Wasserabflussmenge oder kurz als Abfluss und verwenden die *Kontinuitätsgleichung* meistens in der folgenden Form:

$$Q = vA = \text{const} \quad \text{bzw.} \quad v = \frac{Q}{A} \quad \text{dim } Q = \text{m}^3\text{s}^{-1}$$

Wenn wir ausser den bisher getroffenen Annahmen noch parallele Stromlinien voraussetzen, ergibt sich eine hydrostatische Druckverteilung über den Kontrollquerschnitten, und die Gleichung von Bernoulli für Gerinne schreibt sich zu:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta z_e$$

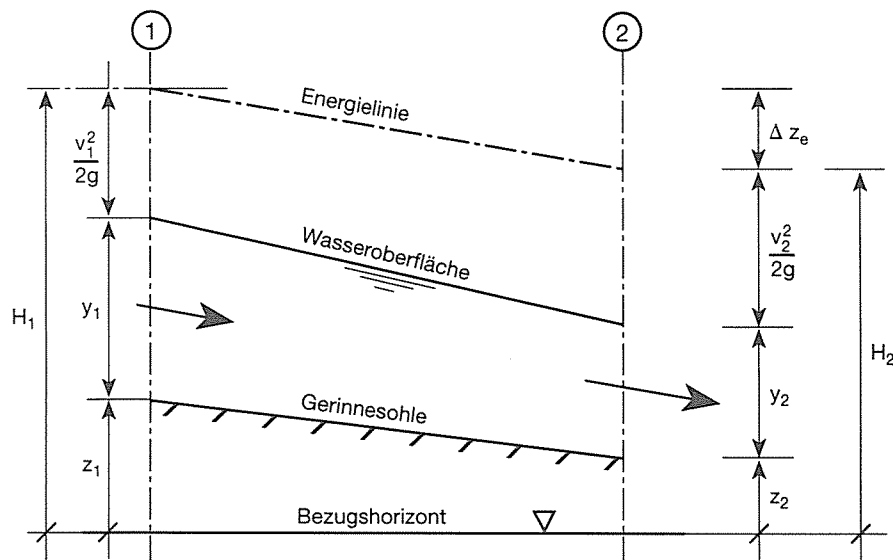


Abb. 12. Gleichung von Bernoulli für Gerinne.

Mit den folgenden Grössen in den entsprechenden Kontrollquerschnitten:

$$v_i = \frac{Q}{A_i} \quad \text{aus } Q = \text{const} \quad \text{dim } v = \text{ms}^{-1}$$

y_i Wassertiefe dim $y = \text{m}$

z_i Höhe ab Bezugshorizont dim $z = \text{m}$

Δz_e Energieverluste durch Reibung zwischen den Kontrollquerschnitten dim $z_e = \text{m}$

H_i Energielinienhöhe ab Bezugshorizont dim $H = \text{m}$

Die Höhe H_i der Energielinie in einem Kontrollquerschnitt ist offensichtlich eine Funktion der dort herrschenden Wasserabflusstiefe y_i

$$H_{(y)} = z_i + y_i + \frac{v_i^2}{2g}$$

mit

$$v_i = v_{(y)} = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{A_{(y)}}$$

Für die weiteren Betrachtungen legen wir den Bezugshorizont so, dass $z = 0$ wird, und schreiben

$$H_{(y)} = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA_{(y)}^2}$$

Die Energielinienhöhe $H = H_{(y)}$ wird als spezifische Energie bezeichnet und lässt sich in Funktion von y graphisch darstellen.

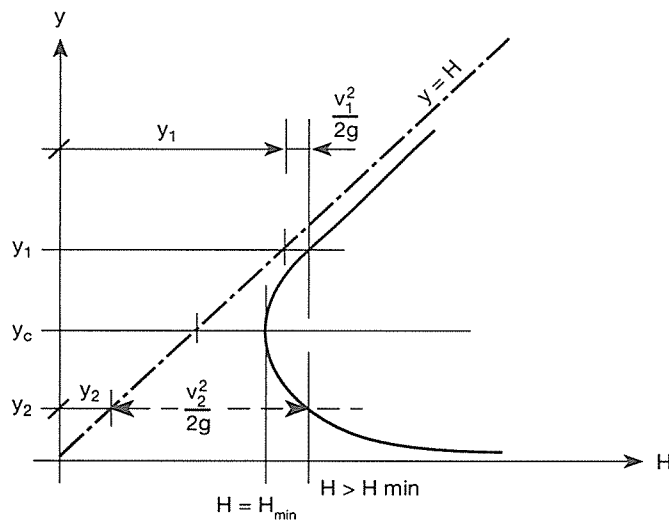


Abb. 13. Spezifische Energie H als Funktion der Wasserabflusstiefe y .

Die spezifische Energie hat ihr Minimum H_{\min} bei der kritischen Wasserabflusstiefe y_c . Für ein Rechteckprofil lässt sich die kritische Abflusstiefe y_c leicht berechnen.

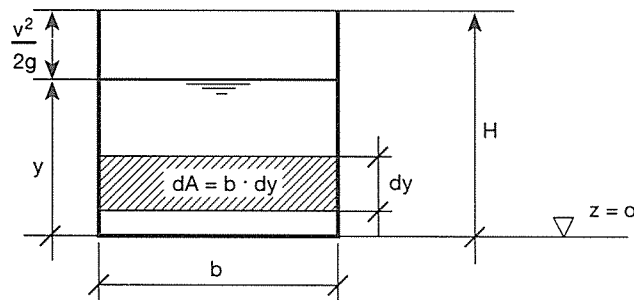


Abb. 14. Spezifische Energie beim Rechteckquerschnitt.

$$H = y + \frac{Q^2}{2gA^2} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2}$$

Damit H minimal wird, muss gelten $\frac{dH}{dy} = 0$

Die entsprechende Wasserabflusstiefe y entspricht dann der kritischen Tiefe y_c . Aus

$$\frac{dH}{dy} = 0 = 1 - \frac{Q^2}{gb^2y_c^3} = 1 - \frac{v_c^2}{gy_c}$$

schreibt sich die kritische Wasserabflusstiefe y_c zu

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{und die kritische Abflussgeschwindigkeit } v_c \text{ zu } v_c = \sqrt{gy_c}$$

Im allgemeinen, d.h. für einen beliebig geformten Gerinnequerschnitt, lässt sich die Gleichung

$$\frac{dH}{dy} = 0 \quad \text{nicht explizit nach } y \text{ auflösen.}$$

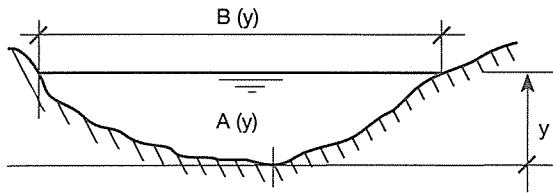


Abb. 15. Querschnittsform beliebig mit Wasserspiegelbreite B und Querschnittsfläche A abhängig von der Wasserabflusstiefe y .

Mit den Begriffen

$$\text{hydraulische Tiefe } \bar{y} = \frac{A_{(y)}}{B_{(y)}}$$

$$\text{mittlere Breite } \bar{B} = \bar{B}_{(y)} = \frac{A_{(y)}}{y}$$

schreiben sich

$$\text{kritische Abflusstiefe } y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2 \bar{B}}{g \bar{B}^3}}$$

$$\text{kritische Abflussgeschwindigkeit } v_c = \sqrt{g \bar{y}_c} = \sqrt{g \frac{\bar{B}}{B}} y_c$$

Die hydraulische Tiefe \bar{y} wird übrigens auch als mittlere Tiefe bezeichnet.

Die Auflösung der Gleichungen für die beliebige Querschnittsform geschieht graphisch oder iterativ. Wir kommen dann unten noch auf solche Probleme zu sprechen. Im Moment interessieren wir uns aber für andere Zusammenhänge und betrachten wiederum die Gleichung von Bernoulli in der Form

$$H_{(y)} = y + \frac{Q^2}{2gA_{(y)}^2} \quad \text{und Abbildung 13.}$$

Wir stellen fest, dass es für jeden Wert $H > H_{\min}$ zwei mögliche Wasserabflusstiefen y_1 und y_2 gibt. Diese beiden Abflusstiefen werden als korrespondierende Wasserabflusstiefen bezeichnet. Dabei gilt:

bei $y_1 > y_c$ herrscht strömender Abfluss
 bei $y_2 < y_c$ herrscht schiessender Abfluss

In der Gleichung von Bernoulli ist der Ausdruck $\frac{v^2}{2g}$ ein Mass für die kinetische Energie des Abflusses. Offensichtlich gilt:

$$\frac{v_2^2}{2g} > \frac{v_1^2}{2g}$$

Damit ist bei den zwei korrespondierenden Abflusstiefen der schiessende Abfluss jener mit der grösseren kinetischen Energie. Schiessende Abflüsse sind deshalb meistens unerwünscht. Insbesondere in steilen und relativ glatten Gerinnen sind sie aber oft nicht zu vermeiden, so dass unter Umständen Einbauten zur Energieumwandlung erforderlich sind.

Zur Beschreibung des Abflussverhaltens wird Froude's Zahl Fr verwendet.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}} \quad \dim Fr = 1$$

Dabei gilt für

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}} < 1,0 \quad \text{Abfluss strömend}$$

$$Fr = \frac{v_c}{\sqrt{g\bar{y}_c}} = 1,0 \quad \text{Abfluss bei kritischer Tiefe}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}} > 1,0 \quad \text{Abfluss schiessend}$$

Froudes Zahl lässt sich auch anschaulich verstehen. Diese Zahl ist nämlich gleich dem Verhältnis aus der Abflussgeschwindigkeit v und der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit $\sqrt{g\bar{y}}$

einer kleinen Störung an der Wasseroberfläche. Man erkennt deshalb einen strömenden oder schiessenden Abfluss, indem man z.B. einen Gegenstand ins Wasser hält und die Wellenausbreitung beobachtet. Bei strömendem Abfluss wirkt sich die Störung sowohl nach oben als auch nach unten in Fließrichtung aus. Bei schiessendem Abfluss wirkt sich die Störung dagegen nicht nach oben aus.

Numerisches Beispiel

Gegeben sei ein symmetrisches Trapezprofil gemäss Abbildung 16 mit $n = 1,0$ und $b = 8,60$ m. Bei einer Wasserabflussmenge $Q = 20$ m³s⁻¹ werde eine Abflusstiefe $y = 0,88$ m bestimmt. Gesucht sei der Fließzustand.

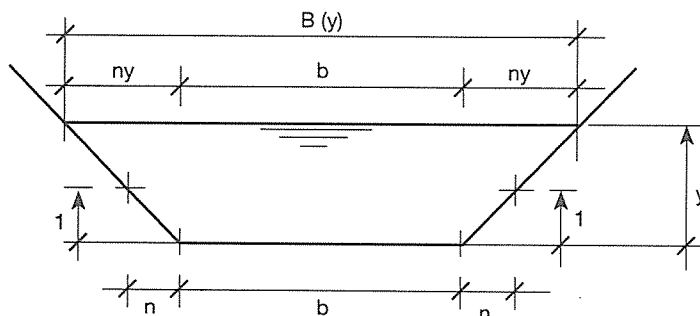


Abb. 16. Symmetrisches Trapezprofil mit Böschungsneigungen 1 zu n.

$$B(y) = b + 2ny; \quad A(y) = y(b + ny); \quad v = \frac{Q}{A(y)}; \quad \bar{y} = \frac{A(y)}{B(y)}; \quad Fr = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}}$$

Mit den gegebenen Werten wird $A = 8,34$ m²; $v = 2,40$ ms⁻¹; $\bar{y} = 0,81$ m und somit

$$Fr = \frac{2,40 \text{ ms}^{-1}}{\sqrt{9,81 \text{ ms}^{-2} \cdot 0,81 \text{ m}}} = 0,85 < 1,0$$

Es herrscht strömender Abfluss.

1.2.2 Absturz und Überfall

Wir betrachten den Absturz über eine breite Schwelle gemäss Abbildung 17. Die Krone sei horizontal und die Wände vertikal. Das Querprofil sei also rechteckig mit einer Breite b nach Abbildung 14.

Weiter sollen folgende Voraussetzungen gelten:

- Energielinie horizontal; keine Reibungsverluste im Bereich des Überfalls;
- strömender Zufluss;
- der Abfluss im Gerinne unterhalb der Schwelle erfolgt so, dass dadurch der Zufluss zur Schwelle und der Absturz über die Schwelle nicht beeinflusst werden. Falls dies zutrifft, handelt es sich um einen vollkommenen Überfall.

H_A	Flügelhöhe mit $H_A \geq H$, wobei H die Energielinienhöhe ab Niveau Überfallkante ist
$\frac{2H_A}{3} \cong \frac{2H}{3}$	Abflusstiefe am Überfall; kritische Tiefe
$b_{A,M}$	Mittlere Breite der Abflusssektion in Höhe $\frac{1}{3} H_A \cong \frac{1}{3} H$
b_s	Breite der Gerinnesohle an der Luftseite der Sperre
b_A	Breite der Abflusssektion an der Überfallkante
α	Ausbreitung des Wasserstrahls am Überfall $\alpha \cong 10^\circ$ bis 15°
Δh	Sperrennutzhöhe
H_s	Höhe des Sperrenkörpers

In allgemeiner Form schreibt sich die Formel von Poleni für die Wasserabflusskapazität Q am Überfall zu

$$Q = \frac{2}{3} \mu b_{A,M} \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Der Beiwert μ ist in hydraulischen Lehrbüchern und Tabellen für verschiedene Formen von Überfällen angegeben. Bei Wildbachsperren mit trapezförmiger Abflusssektion setzen wir meistens $\mu \cong 0,55$. In ungünstigen Fällen, insbesondere bei schräger Anströmung, auch $\mu \cong 0,45$.

Mit der Formel von Poleni können wir die Wasserabflusskapazität an einer Wildbachsperre leicht abschätzen, indem wir für die Energielinienhöhe H die Flügelhöhe H_A einsetzen und $b_{A,M}$ bestimmen. Die kritische Wasserabflusstiefe

$$y_c \cong \frac{2H}{3} \cong \frac{2H_A}{3}$$

tritt dabei im Bereich der Überfallkante auf – in Wirklichkeit etwas weiter hinten.

In bezug auf die Breite b_A der Abflusssektion ist folgendes zu beachten: Durch die Hinterfüllung der Sperre mit Geschiebe wird die Gerinnesohle oberwasserseitig auf die Höhe der Überfallkante angehoben. Unmittelbar hinter der Sperre entspricht dann die Gerinnebreite der Länge der gestrichelten horizontalen Linie in Abbildung 18. Sie ist meistens wesentlich grösser als die Breite des unverbauten Gerinnes bzw. die Sohlenbreite b_s an der Luftseite.

Um die Kontraktion im Bereich des strömenden Zuflusses möglichst gering zu halten, sollte die Breite b_A so gross wie möglich gewählt werden. Andererseits breitet sich aber der Wasserstrahl am Überfall unter dem Winkel α gegenüber der Vertikalen aus und trifft häufig an der Luftseite auf die Uferböschungen. Um die Stabilität der Talflanken und damit die Gesamtstabilität der Sperre zu gewährleisten, dürfen diese Böschungen auf keinen Fall erodiert werden. Gegebenenfalls sind sie durch grobe Blöcke oder Längswerke zu sichern. Die Breite b_A der Abflusssektion ist unter Berücksichtigung dieser Faktoren festzulegen. In der Praxis wird oft geschrieben $b_A \cong (0,8 \div 0,9) b_s$.

Bedingung für den vollkommenen Überfall

Wir sprechen von einem Absturz oder vollkommenen Überfall, wenn der Wasserspiegel unterhalb des Überfalls so tief liegt, dass der Abfluss am Überfall in keiner Weise beeinflusst wird. Im Zusammenhang mit Strömen und Schiessen haben wir oben festgestellt, dass sich bei schiessendem Abfluss eine Störung nicht nach oben auswirken kann. Für einen vollkommenen Überfall ist demnach ein Fliesswechsel vom Strömen ins Schiessen erforderlich, d.h. der Unterwasserspiegel darf nicht höher als die kritische Tiefe y_c über der Absturzkante liegen. Falls diese Bedingung gerade erfüllt ist, liegt der Unterwasserspiegel höher als die Absturzkante, und man spricht von einem ertränkten Überfall (submerged overflow). Die Bedingungen für die Energieumwandlung sind dabei recht ungünstig. Im Wildbachverbau sind deshalb ertränkte Überfälle unerwünscht, und wir fordern als Absturzbedingung etwa $\Delta y \geq 2y_c$.

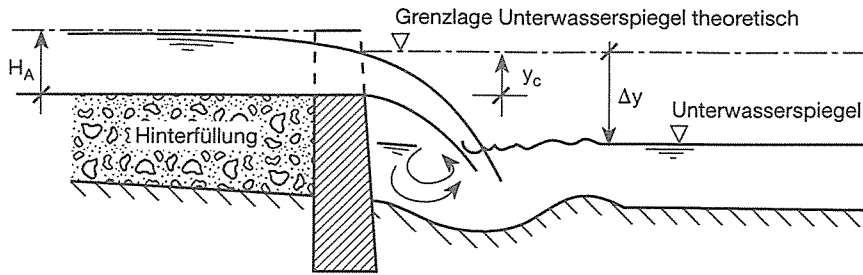


Abb. 19. Absturzbedingung an Wildbachsperren.

Der Wassersprung

Bei strömendem Zufluss nimmt die Fließgeschwindigkeit gegen den Absturz stark zu, so dass im Bereich der Überfallkante ein Fließwechsel ins Schiessen stattfindet. Der Übergang vom Strömen ins Schiessen erfolgt immer kontinuierlich.

Nach dem Absturz sind zwei Fälle möglich:

- Im ganzen Unterwasserbereich herrscht Schiessen. Dieser Fall tritt z.B. dann ein, wenn das Sohlgefälle unterhalb der Sperre steil ist. Mit unseren Verbauungen wollen wir diesen meist unerwünschten Fall vermeiden.
- Im Unterwasserbereich herrscht Strömen. Dieser Fall tritt insbesondere dann ein, wenn unterhalb der Sperre gleiche oder sehr ähnliche Verhältnisse bezüglich Gerinnegeometrie, Sohlgefälle und Rauigkeit (siehe nächstes Kap.) herrschen wie oberhalb. Unterhalb der Sperre findet dann ein Fließwechsel vom Schiessen ins Strömen statt. Dieser Übergang erfolgt nun aber nicht kontinuierlich. Er erfolgt plötzlich, im sogenannten Wassersprung. Im Wildbachverbau ist ein deutlich ausgeprägter Wassersprung im Kolkbereich jeder Sperre erwünscht, weil dort eine beträchtliche Energieumwandlung stattfindet.

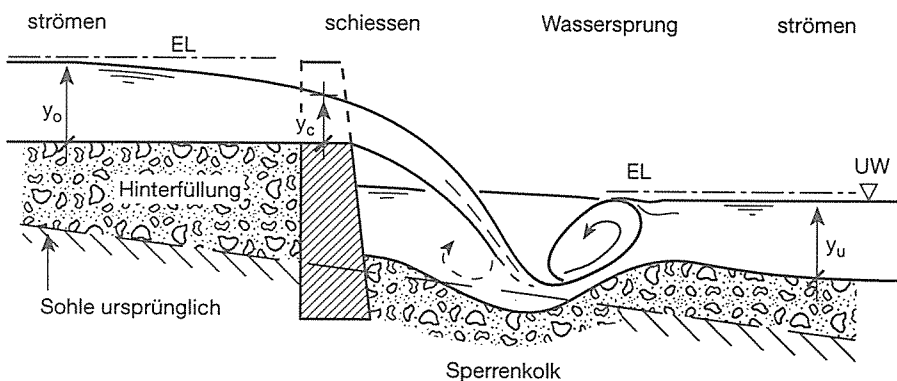


Abb. 20. Wassersprung schematisch mit den Wasserabflusstiefen y_0 oberwasserseitig und y_u unterwasserseitig.

1.2.3 Normalabfluss und Gleichung von Strickler

In einem Gerinne herrscht Normalabfluss (gleichförmiger Abfluss, uniform flow), wenn die Stromlinien parallele Geraden sind, und für die mittlere Geschwindigkeit v in einem Gerinneabschnitt gilt

$$v = \frac{Q}{A} = \text{const}$$

Die Druckverteilung ist dann hydrostatisch in bezug auf die freie Wasseroberfläche.

Aus $v = \text{const}$ folgt

$$\frac{v^2}{2g} = \text{const}$$

und somit verläuft die Energielinie parallel zur freien Wasseroberfläche.

Parallele Stromlinien gibt es nur in prismatischen Gerinnen. Ein prismatisches Gerinne ist ein Gerinne mit gleichbleibendem Querschnitt und konstantem Sohlengefälle J_s . Bei konstanter Wasserabflussmenge Q ergibt sich aus

$$v = \frac{Q}{A} = \text{const}$$

eine konstante Wasserabflusstiefe y . Falls in einem prismatischen Gerinne Normalabfluss herrscht, verläuft somit die freie Wasseroberfläche parallel zur Gerinnesohle.

Ein Gerinneabschnitt muss aber auch genügend lang sein, damit sich Normalabfluss einstellen kann. Die Länge des Abschnittes bzw. die Distanz zwischen zwei Kontrollquerschnitten muss viel grösser sein als die Querschnittsabmessungen.

Gemäss Abb. 21 tritt zwischen zwei Kontrollquerschnitten ein Energieverlust Δz_e auf, der sich aus den Reibungswiderständen (Fließwiderständen) im rauhen Gerinnebett ergibt.

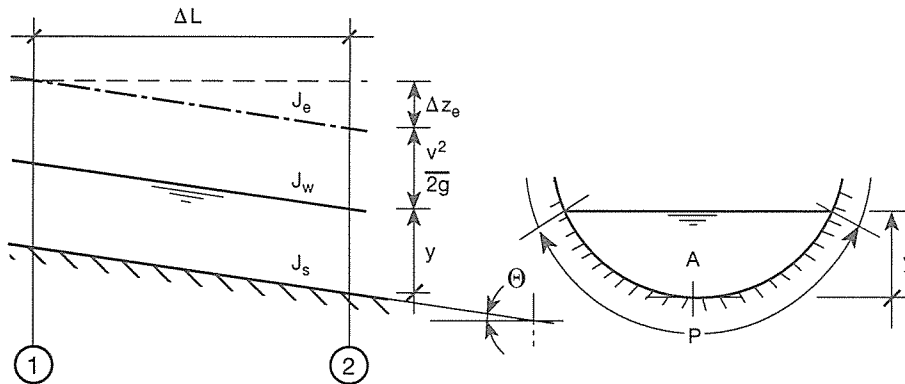


Abb. 21. Normalabfluss und Gleichung von Strickler.

θ Neigungswinkel der Gerinnesohle in Fließrichtung

J_s Sohlengefälle

J_w Gefälle der freien Wasseroberfläche

J_e Energieliniengefälle

y Wasserabflusstiefe

A Querschnittsfläche, benetzte

P Umfang, benetzter

v Fließgeschwindigkeit, mittlere $v = \frac{Q}{A} = \text{const}$

ΔL Distanz zwischen den Kontrollquerschnitten bzw. Länge des Gerinneabschnittes

Δz_e Energieverlust zwischen den Kontrollquerschnitten

Nach Strickler (Manning, Gauckler-Strickler) schreibt sich der Energieverlust Δz_e zu

$$\Delta z_e = \frac{\Delta L v^2}{k^2 R^{4/3}}$$

Darin sind

R hydraulischer Radius

$$R = \frac{A}{P}$$

k Rauigkeitsbeiwert nach Strickler $\dim k = \text{m}^{1/3} \text{s}^{-1}$

Aus Abbildung 21 folgt für das Energieliniengefälle

$$J_e = \frac{\Delta z_e}{\Delta L}$$

Für Normalabfluss zwischen den Kontrollquerschnitten ergibt sich mit $y = \text{const}$ und $v = \text{const}$: $J_s = J_w = J_e = J$. Damit lässt sich die Gleichung von Strickler in der von uns verwendeten Form anschreiben zu

$$v = k J^{1/2} R^{2/3}$$

Für das Sohlgefälle J wird meistens geschrieben $J = \tan\theta$, bei grösserem θ auch $J = \sin\theta$.

Der hydraulische Radius R ist offensichtlich abhängig von der Querschnittsform und der Abflusstiefe y . Für breite Gerinne, insbesondere breite Rechteckgerinne mit $b \gg y$ gilt:

$$A = by; P = b + 2y; R = \frac{A}{P} = \frac{y}{1 + \frac{2y}{b}}; R \approx y$$

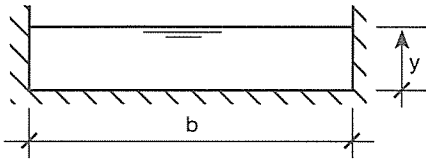


Abb. 22. Breites Rechteckgerinne.

Weil sich der Energieverlust Δz_g aus der Reibung an der Sohle und an den Böschungen ergibt, ist der Rauigkeitsbeiwert k von der Beschaffenheit des Gerinnequerschnittes abhängig. In natürlichen Gerinnen spielen insbesondere die Korngrößen des Sohlenmaterials und Einflüsse wie z.B. der Uferbewuchs eine massgebende Rolle. In der Literatur, z.B. NAUDASCHER (1987), RÖSSERT (1976), VISCHER und HUBER (1993) sind neben tabellierten Werten auch Näherungsformeln zur Abschätzung des k -Wertes angegeben. Der Rauigkeitsbeiwert ist ferner abhängig vom Verhältnis der Wasserabflusstiefe y zu den Abmessungen der Unebenheiten. Weil sich diese bei geringen Abflusstiefen besonders stark auswirken, gelten bei Hochwasserabflüssen höhere k -Werte als bei Niedrigwasser. In der Tabelle unten sind einige k -Werte angegeben. Für kleine Wildbäche und Runsengerinne, bei Wasserspiegelbreiten unter etwa 8 m liegen die k -Werte etwa im Bereich zwischen $8 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ bis $15 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Tab. 1. Rauigkeitsbeiwerte k nach Strickler. Auszug aus RÖSSERT (1976)

Natürliche Wasserläufe:	$k \text{ (m}^{1/3} \text{ s}^{-1}\text{)}$
Fluss mit fester Sohle, ohne Unregelmässigkeiten	40–42
Fluss, verkrautet	30–35
Fluss mit Geröll und Unregelmässigkeiten	30
Wildbach mit grobem Geröll, ruhendes Geschiebe	25–28
Wildbach mit grobem Geröll, Geschiebe in Bewegung	19–22
Kanäle und Leitungen:	$k \text{ (m}^{1/3} \text{ s}^{-1}\text{)}$
Kanal mit geglättetem Beton	90
Kanal mit ungleichmässiger Betonfläche	50
Kanal mit Bruchsteinen, grob behauen	50
Stahlleitung geschweisst, neu	96–102
Betonleitung, Fugen sorgfältig bearbeitet	85
Holzleitung mit ungehobelten Brettern	80
Alte Holzleitungen	65–70

Die Gleichung von Strickler lässt sich meistens nicht explizit lösen. Die Lösung erfolgt dann halbgraphisch.

Numerisches Beispiel

Gegeben sei ein symmetrisches Trapezprofil gemäss Abbildung 16 mit $n = 1,0$ und $b = 8,60 \text{ m}$. Der Rauigkeitsbeiwert sei $k = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, die Wasserabflussmenge $Q = 20 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ und das Sohlgefälle $J_s = 2,14\%$. Es herrsche Normalabfluss. Gesucht sei die Wasserabflusstiefe y .

Gemäss Abbildung 16 schreiben sich

$$A_{(y)} = y(b + ny); P_{(y)} = b + 2y \sqrt{1 + n^2}$$

und somit der hydraulische Radius

$$R_{(y)} = \frac{A_{(y)}}{P_{(y)}} = \frac{y(b + ny)}{b + 2y \sqrt{1 + n^2}}$$

Mit

$$v = \frac{Q}{A} = v_{(y)} \text{ und } J_s = J_e = J = 0,0214$$

lässt sich die Gleichung von Strickler

$$v = kJ^{1/2} R^{2/3} \quad \text{umformen zu} \quad J = \frac{1}{k^2} \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \frac{1}{R^{4/3}}$$

Für verschiedene angenommene y werden die entsprechenden Gefälle $J_{(y)}$ bestimmt und dargestellt in einer Kurve. Für das gegebene Gefälle J wird dann die zugehörige Wasserabflusstiefe abgelesen.

Gemäss Abbildung 23 ergibt sich für $J = 2,14\% = 0,0214$ die Wasserabflusstiefe $y \approx 0,88$ m. Gemäss dem numerischen Beispiel zu Abbildung 16 herrscht strömender Abfluss.

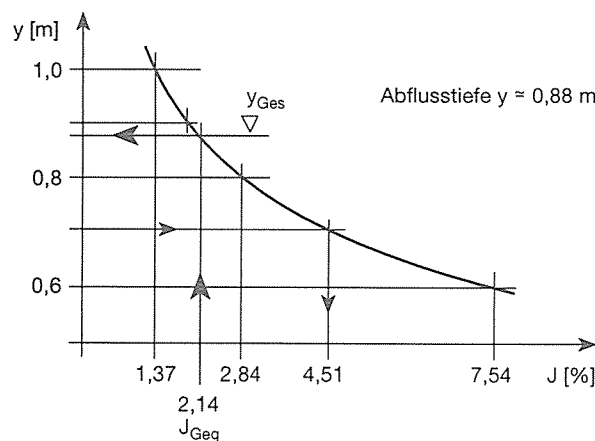


Abb. 23. Sohlgefälle $J_s = J$ und Wasserabflusstiefe y nach der Gleichung von Strickler.

Aus der Gleichung von Strickler ergibt sich eine Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit v vom Rauigkeitsbeiwert k . Aus

$$v = \frac{Q}{A} \text{ mit } A = A_{(y)}$$

folgt für die Wasserabflusstiefe $y = y_{(k)}$. Eine Bedingung für Normalabfluss ist die konstante Wasserabflusstiefe y . Diese Bedingung kann nur dann erfüllt sein, wenn der Rauigkeitsbeiwert k im betrachteten Gerinneabschnitt konstant ist. In Wildbächen können übrigens die k -Werte für verschiedene Gerinneabschnitte recht verschieden sein. Für Normalabfluss können wir zusammenfassen: Normalabfluss kann nur in einem prismatischen Gerinne mit konstanter Rauigkeit auftreten, sofern darin keine Störungen z.B. durch Einbauten auftreten. Falls diese Bedingungen nicht erfüllt sind, z.B. in Abbildung 20 im Bereich von Sperre und Wassersprung, herrscht ungleichförmiger Abfluss.

1.2.4 Bemerkungen und Ausblick

In den bisherigen Betrachtungen haben wir die Wasserabflussmenge Q als konstante und gegebene Eingangsgrösse vorausgesetzt. Im Zusammenhang mit Fließgewässern und insbesondere Wildbächen ist diese Annahme etwas zu relativieren. Die Wasserabflussmenge schwankt dort innerhalb eines Beobachtungszeitraumes zum Teil ganz erheblich, wobei natürlich die Länge dieses Zeitraumes eine grosse Rolle spielt. Für viele hydraulische Berechnungen wird eine maximale Hochwasserabflussmenge Q_{\max} innerhalb eines Zeitintervalls massgebend, die als Bemessungshochwasser in die Gleichungen einzusetzen ist und auf die z.B. die Abflusssktion einer Wildbachsperre ausgelegt wird. Wie wir noch sehen werden, bereitet die Bestimmung von Q_{\max} oft erhebliche Schwierigkeiten.

Neben dem Abfluss werden oft auch Fragen im Zusammenhang mit Geschiebe und Murgängen massgebend. Bei Mischungen aus Wasser und Geschiebe können die Abflusstiefen wesentlich grösser werden als bei reinen Wasserabflüssen. Wir werden auch noch sehen, dass an der Sohle von Wildbächen Erosions- und Auflandungsprozesse stattfinden. Dabei kann die Neigung der Gerinnesohle in Abhängigkeit von Wasserabflussmenge und Gerinnebeschaffenheit variieren. Die Variation in bezug auf das Sohlgefälle wird übrigens durch den Einbau von Wildbachsperrern besonders stark beeinflusst.

In der Formel von Strickler ist die Abflusstiefe y bzw. der hydraulische Radius R eine wichtige Eingangsgrösse. In Wildbächen sind diese Parameter infolge der unregelmässigen Gerinnegeometrie nicht ohne weiteres zu bestimmen. Zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit v stellt RICKENMANN (1994) eine empirische Gleichung vor, die das Sohlgefälle, die Wasserabflussmenge und eine charakteristische Korngrösse des Sohlenmaterials als Eingangsgrössen enthält. In RICKENMANN (1994) sind übrigens interessante Hinweise auf weitere Arbeiten und Formeln für steile Gerinne zu finden. ZELLER (1996) stellt fest, dass der Rauigkeitsbeiwert k_{st} nach Strickler mit zunehmendem Sohlgefälle abnimmt, so dass bei Gefällen ab etwa 3% Anpassungen vorzunehmen bzw. die tieferen der oben angegebenen k -Werte einzusetzen sind.

In steilen Gerinnen ist auch die Gleichung von Bernoulli anzupassen. In Abbildung 24 sind die Verhältnisse für Normalabfluss dargestellt. Die Stromlinien sind dabei parallel und die Druckverteilung ist hydrostatisch. Eine Piezometerablesung liefert die Druckhöhe y' für einen Punkt an der Sohle.

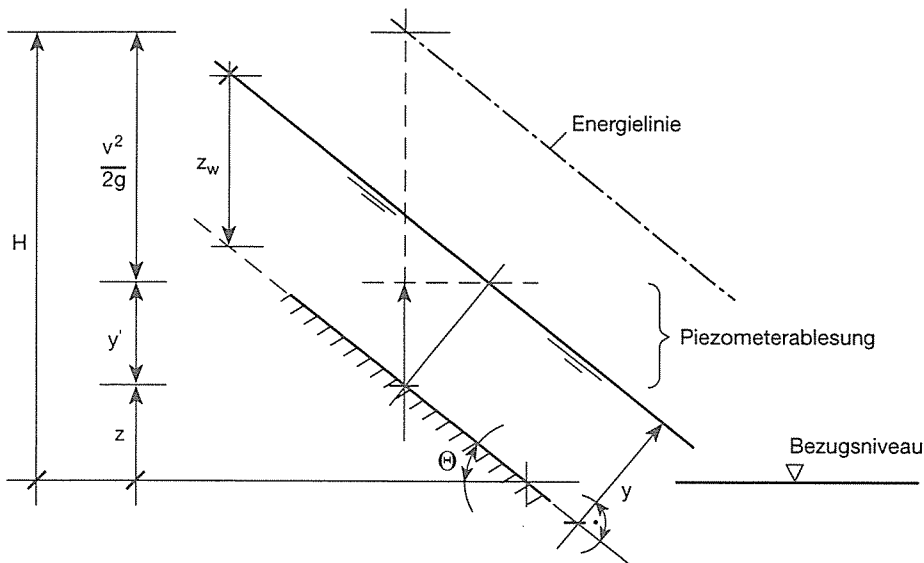


Abb. 24. Gleichung von Bernoulli für steile Gerinne mit z_w Wasserabflusstiefe lotrecht und y Wasserabflusstiefe senkrecht zum Wasserspiegel.

Mit $y' = y \cos \theta$ schreibt sich der hydrostatische Druck p_w auf einen Punkt an der Sohle zu

$$p_w = \rho_w g y' = \rho_w g y \cos \theta = \rho_w g z_w \cos^2 \theta$$

Diese Beziehung hat unter anderem auch eine Bedeutung im Zusammenhang mit Sickerströmungen an Hängen.

Die Energielinienhöhe H schreibt sich somit zu

$$H = z + y' + \frac{v^2}{2g} = z + y \cos \theta + \frac{v^2}{2g}$$

In steilen Gerinnen wie Kännel in Entwässerungsgräben, Schussrinnen und teilgefüllten Rohrleitungen treten bei stark schiessendem Abfluss hohe Fließgeschwindigkeiten auf. Unter solchen Bedingungen erfolgt eine Wasser-Luft-Durchmischung, und die Wasserabflusstiefen werden wesentlich grösser als die nach Strickler ermittelten. Besonders ausgeprägt sind solche Probleme auch im Zusammenhang mit Kurven, Querschnittsveränderungen und seitlichen Einleitungen, wo meistens auch ein stark gewellter Abfluss herrscht. In der hydraulischen Bemessungspraxis ist es nicht immer möglich, alle diese Einflüsse

explizit zu berücksichtigen. Untersuchungen an Modellen, wie sie z.B. an der VAW der ETHZ durchgeführt werden, haben deshalb eine grosse Bedeutung. Häufig ist man aber auch auf Schätzungen angewiesen.

Ein wichtiges Beispiel in diesem Zusammenhang sind Rohrdurchlässe, in denen kleine Gerinne z.B. unter Strassen durchgeführt werden. Bei Starkniederschlägen ergeben sich leider immer wieder Probleme, indem solche Durchlässe mit Ästen und Geschiebe verstopft werden oder zu knapp bemessene Durchlässe das zufließende Wasser nicht ableiten können. Heikel sind vor allem auch die Einlaufbauwerke. Durchlässe sollen grundsätzlich «begehbar» sein, d.h. ihr Innendurchmesser d soll mindestens 0,8 m betragen. Ein Rohrdurchlass kann als kurze, teilgefüllte Rohrleitung betrachtet werden, in der das Wasser bei freier Oberfläche abfließt. Im Gegensatz zur Druckleitung gehört die teilgefüllte Rohrleitung zur Gerinnehydraulik.

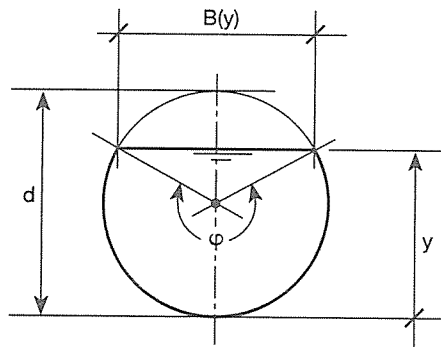


Abb. 25. Teilgefüllte Rohrleitung.

Mit

d Rohrinne Durchmesser

y Wasserabflusstiefe

$B_{(y)}$ Breite des Wasserspiegels $B_{(y)} = d \sin \frac{\varphi}{2}$

φ Zentriwinkel

schreibt sich die Fläche $A_{(y)}$ des benetzten Querschnitts zu

$$A_{(y)} = \frac{d^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \varphi - \sin \varphi \right)$$

und der benetzte Umfang

$$P_{(y)} = \frac{d}{2} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \varphi \right)$$

Daraus rechnet sich der hydraulische Radius

$$R_{(y)} = \frac{A_{(y)}}{P_{(y)}}$$

als Eingangsgrösse für die Gleichung von Strickler.

Wie oben angedeutet, weicht das Abflussverhalten in Rohrdurchlässen stark vom Normalabfluss ab. Zudem liegen die Neigungen meistens über den Werten, für welche die Gleichung von Strickler ohne Anpassungen verwendet werden sollte. Zur Abschätzung des Schluckvermögens Q eines Rohrdurchlasses für reinen Wasserabfluss kann nominell nach Strickler gerechnet werden, falls eine ideelle Wasserabflusstiefe $y \leq 0,4 d$ eingesetzt wird.

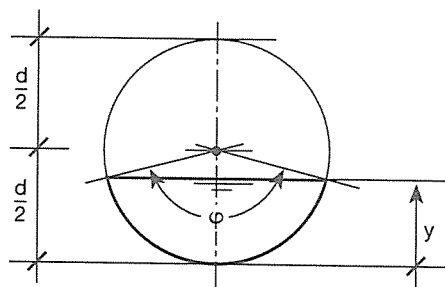


Abb. 26. Rohrdurchlass mit ideeller Wasserabflusstiefe $y \leq 0,4 d$.

Selbstverständlich wird die effektive Wasserabflusstiefe grösser als $0,4 d$ bzw. die effektive Fließgeschwindigkeit kleiner als die nach Strickler ermittelte sein; der Abfluss erfolgt aber noch bei freier Wasseroberfläche.

$$\text{Mit } \frac{\frac{d}{2} - y}{\frac{d}{2}} = \sin(90^\circ - \varphi/2) = \cos \varphi/2 \text{ ergibt sich für } y \leq 0,4 d \quad \varphi \leq 156,9^\circ$$

Falls kein oder nur sehr geringer Geschiebetransport herrscht, liefert die Abschätzung des Schluckvermögens Q für $y = 0,4 d$ bei Gefällen J der Rohrachse:

- $J < 50\%$ eher konservative Werte
- $50\% < J < 90\%$ brauchbare Näherungswerte
- $J > 90\%$ zu günstige Werte

Numerisches Beispiel

Gegeben sei ein Rohrdurchlass aus Beton mit einem Innendurchmesser von $1,0 \text{ m}$. Das Gefälle der Rohrachse betrage $J = 70\%$ und der k -Wert werde angenommen zu $k = 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. Gesucht sei das Schluckvermögen bei reinem Wasserabfluss.

Wir setzen für die ideale Wasserabflusstiefe $y = 0,4 d$ bzw. $\varphi = 156,9^\circ$ und berechnen

$$A_{(y)} = \frac{(1,0 \text{ m})^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} 156,9^\circ - \sin 156,9^\circ \right); A = 0,293 \text{ m}^2$$

$$P_{(y)} = \frac{(1,0 \text{ m})}{2} \left(\frac{\pi}{180^\circ} 156,9^\circ \right); P = 1,369 \text{ m}$$

$$R_{(y)} = \frac{A_{(y)}}{P_{(y)}}; R = 0,214 \text{ m}$$

Mit $J = 0,7$ ergibt sich die ideale Fließgeschwindigkeit $v = kJ^{1/2} R^{2/3}$
zu $v \cong 24 \text{ ms}^{-1}$ und daraus mit $Q = vA$ das Schluckvermögen $Q \cong 7,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

1.3 Geschiebe

1.3.1 Geschiebe, Sohlgefälle und Wildbachsperrren

Die Abflüsse in den Gerinnen enthalten ausser Wasser auch verschiedene gelöste und ungelöste Stoffe. Zu den ungelösten Feststoffen gehören Schwimmstoffe, Schwebstoffe, Geschiebe und Treibeis. Im Zusammenhang mit Wildbächen interessiert vor allem der Transport von Geschiebe sowie von groben Schwimmstoffen wie Bäumen und Wurzelstöcken.

Beim Transportmechanismus ist zu unterscheiden zwischen dem Transport durch Wasser bzw. Hochwasser und dem Transport durch Murgang. Wir wollen uns zunächst mit dem Geschiebetransport durch Wasser befassen.

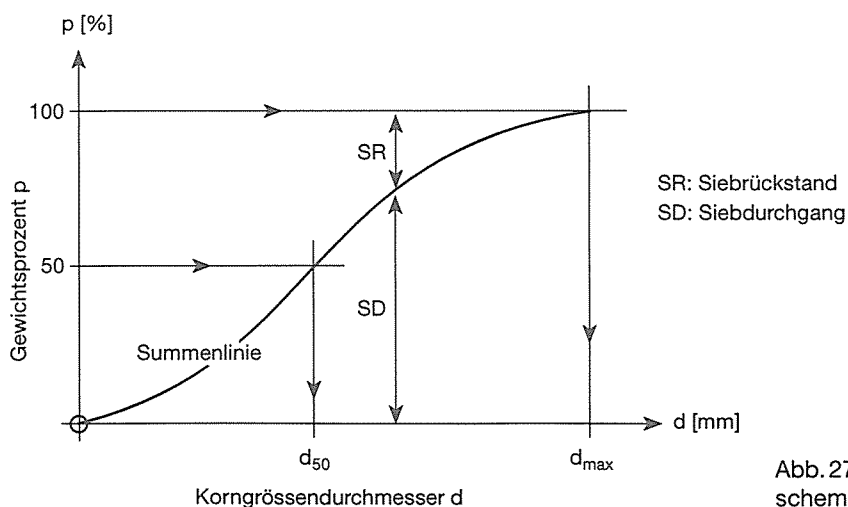


Abb. 27. Kornverteilungskurve schematisch.

Das Geschiebe besteht aus Sand, Kies, Steinen und unter Umständen Blöcken, die im Gerinne mitgeführt werden. Die Geschiebekörner bewegen sich springend, rollend oder gleitend und werden durch Spaltung und Abrieb verändert. Man verwendet folgende Begriffe (VISCHER und HUBER 1993):

Geschiebetrieb in $\text{kg m}^{-1}\text{s}^{-1}$ oder $\text{m}^3 \text{m}^{-1}\text{s}^{-1}$: Geschiebeführung pro Meter Gerinnebreite und Zeiteinheit.

Geschiebeführung oder Geschiebetransport in kg s^{-1} oder $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$: Geschiebemenge, die pro Zeiteinheit abtransportiert wird.

Geschiebefracht in kg oder m^3 : Geschiebemenge, die während einer Zeitspanne (z.B. in einem Jahr oder in einem Ereignis) abtransportiert wird.

Die Kornzusammensetzung wird in einer Kornverteilungskurve dargestellt (Abb. 27).

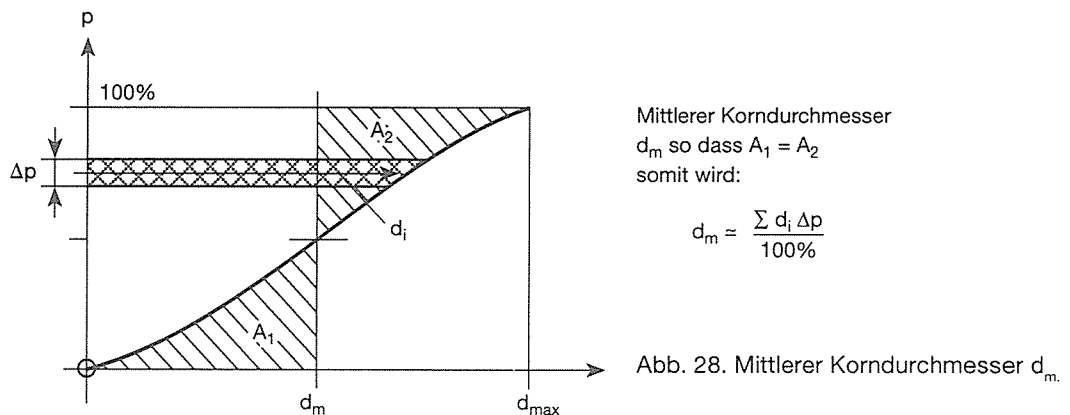
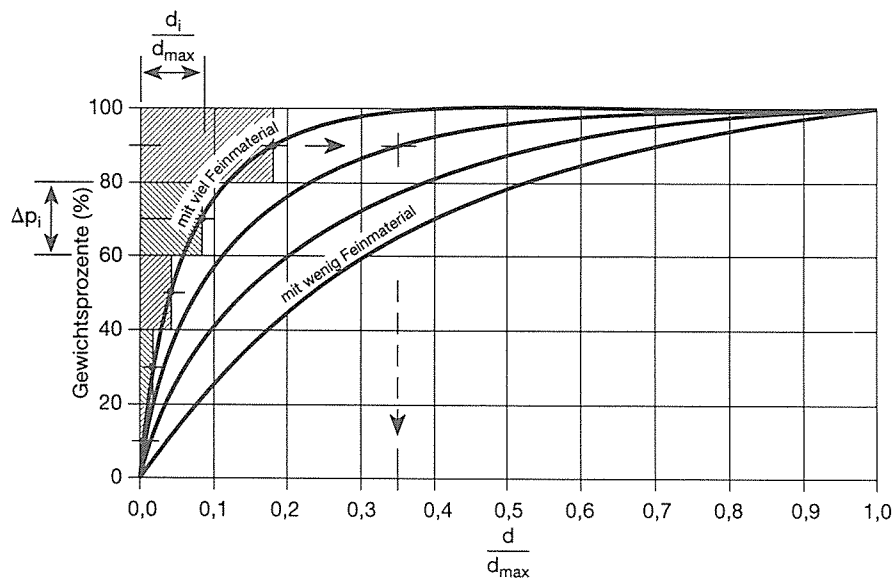


Abb. 28. Mittlerer Korndurchmesser d_m .

Weil man es in Wildbächen meistens mit sehr grobem Geschiebe zu tun hat, lassen sich die Kornverteilungskurven in der Regel nicht durch Siebanalysen bestimmen. Es sind dann Methoden wie z.B. das Linienprobenverfahren anzuwenden (FEHR 1987). Für grobe Abschätzungen kann man die in Abbildung 29 dimensionslos dargestellten Kurven verwenden.



Rechnungsbeispiel für Kurve mit viel Feinanteil

$$\left. \begin{array}{l} \Delta p = 20\% \quad \left. \begin{array}{l} d_1' = 0,008 \\ d_2' = 0,020 \\ d_3' = 0,040 \\ d_4' = 0,083 \\ d_5' = 0,170 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sum \frac{d}{d_{\max}} \cdot \Delta p = 20\% (d_1' + d_2' + \dots + d_5') \\ \sum \frac{d}{d_{\max}} \cdot \Delta p \\ 100\% = 0,064 \end{array} \end{array} \right\} \frac{d_i}{d_{\max}} = d_i'$$

Somit: $d_m = 0,064 \cdot d_{\max}$

$$\text{Allg. } d_m = d_{\max} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d}{d_{\max}} \cdot \Delta p_i \%}{100\%}$$

Abb. 29. Kornverteilungskurven von Geschiebeproben.

Beispiel

Das Geschiebe enthalte eher viel Feinmaterial und der maximale Korndurchmesser betrage etwa 0,50 m. Gesucht sei der Korndurchmesser d_{90} bei einem Siebdurchgang von $p = 90\%$:
Aus der zweiten Kurve von oben liest man bei $p = 90\%$:

$$d_{d_{\max}} \cong 0,35$$

somit wird $d_{90} \cong 0,35 \cdot d_{\max} = 0,35 \cdot 0,5 \text{ m} = 0,18 \text{ m}$

In Wildbächen besteht meistens ein enger Zusammenhang zwischen den Erosionsprozessen im Gerinne und der Stabilität der Uferböschungen bzw. der seitlichen Bacheinhänge. In einem steilen Gerinne im Lockermaterial besteht grundsätzlich die Tendenz zur Tiefen- und Seitenerosion. Dabei wird Lockermaterial weggeschwemmt und als Geschiebe abtransportiert, so dass sich die Sohlenlage im Gerinne verändert. Weil dadurch die untersten Hangpartien angeschnitten werden, besteht Rutschgefahr in den seitlichen Hängen. Abgerutschtes Material, das ins Gerinne gelangt, kann ebenfalls als Geschiebe abtransportiert werden. Seitliche Rutschhänge erhöhen somit das Geschiebepotential eines Wildbaches.

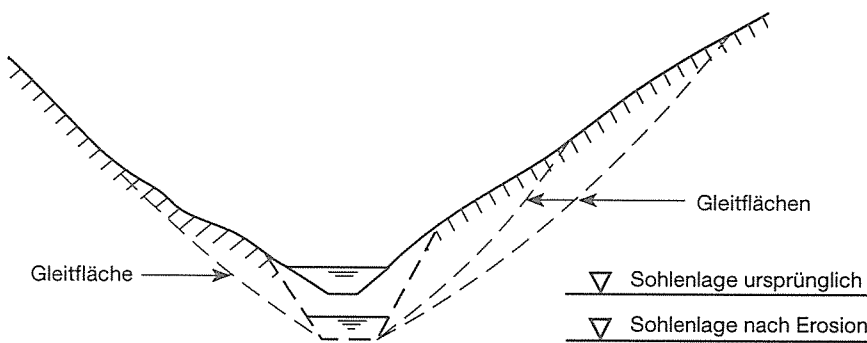


Abb. 30. Gerinneerosion und Hangstabilität.

Durch die Stabilisierung der Sohlenlage mit Wildbachsperrern soll die Gerinneerosion aufgehalten werden. Die rutschgefährdeten Hänge erhalten dadurch einen sicheren Fuss. Für die Anordnung der Sperren im Gelände, insbesondere für ihren gegenseitigen Abstand, spielt das Gefälle, unter dem sich das Geschiebe hinter den Sperren anlagert, eine massgebende Rolle. Dabei interessiert vor allem das Minimalgefälle J_N , das bei einem Hochwasserereignis auftritt. In Wildbächen ist dieses Grenzgefälle J_N immer sehr viel kleiner als das Sohlengefälle J_V , das vor dem Bau der Sperren vorhanden war. Für die Stabilität einzelner Sperren und für die Energieumwandlung am Überfall haben zudem die Länge und die Tiefe des Sperrenkolkes eine grosse Bedeutung.

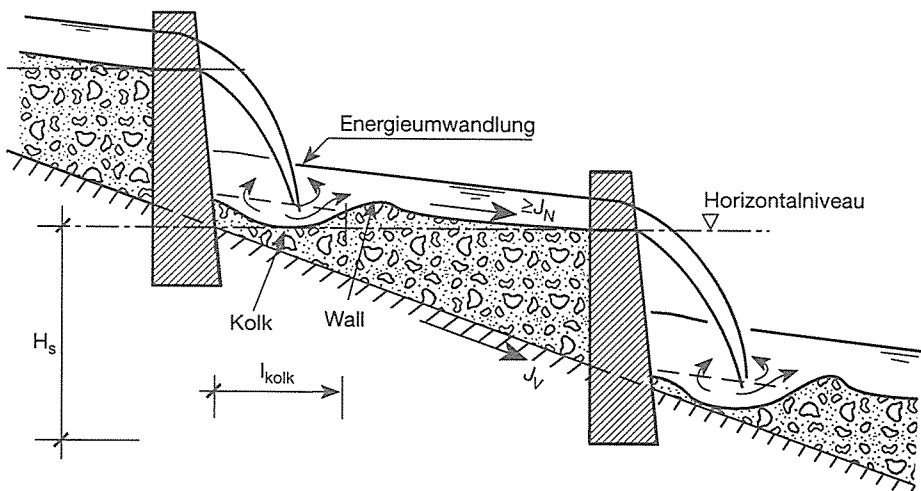


Abb. 31. Sperrenhinterfüllung mit Geschiebe. Ursprüngliches Sohlengefälle J_V und Grenzgefälle J_N .

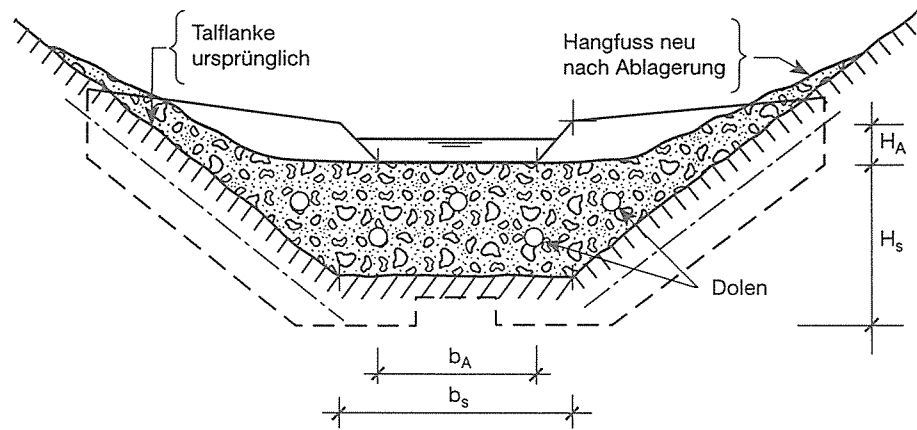


Abb. 32. Hangfussicherung durch Wildbachsperre.

Weil eine einzelne Sperre nur einen begrenzten Gerinne- bzw. Hangabschnitt sichern kann, werden meistens mehrere Sperren als Sperrentreppe hintereinander angeordnet. Falls das Gefälle zwischen zwei Sperren grösser ist als das Grenzgefälle J_N , tritt bei Hochwasserabfluss Sohlenerosion auf, und die Stabilität der oberen Sperre ist nicht mehr gewährleistet. Sinngemäss ist die Sicherheit der ganzen Sperrentreppe gefährdet, wenn eine einzelne Sperre kollabiert. Aus diesem Grund ist insbesondere auch der Stabilität der untersten Sperre einer Sperrentreppe besondere Beachtung zu schenken. Wenn immer möglich, projiziert man diese als eine auf Fels fundierte Fixpunktsperre. Wie wir unten sehen werden, beträgt das Grenzgefälle J_N meistens wenige Prozent. In der Praxis legt man deshalb die Sperrenabstände nach Möglichkeit auf das Horizontalniveau aus, so dass das Fundament der oberen Sperre etwa 1 m tiefer liegt als die Überfallkrone der unteren. Wenn eine Sperrentreppe die Bedingungen in bezug auf das Grenzgefälle erfüllt, spricht man von einem Sperrenvollverbau. Unter Umständen sind dabei noch besondere Massnahmen zum Schutz vor Kolk anzuordnen.

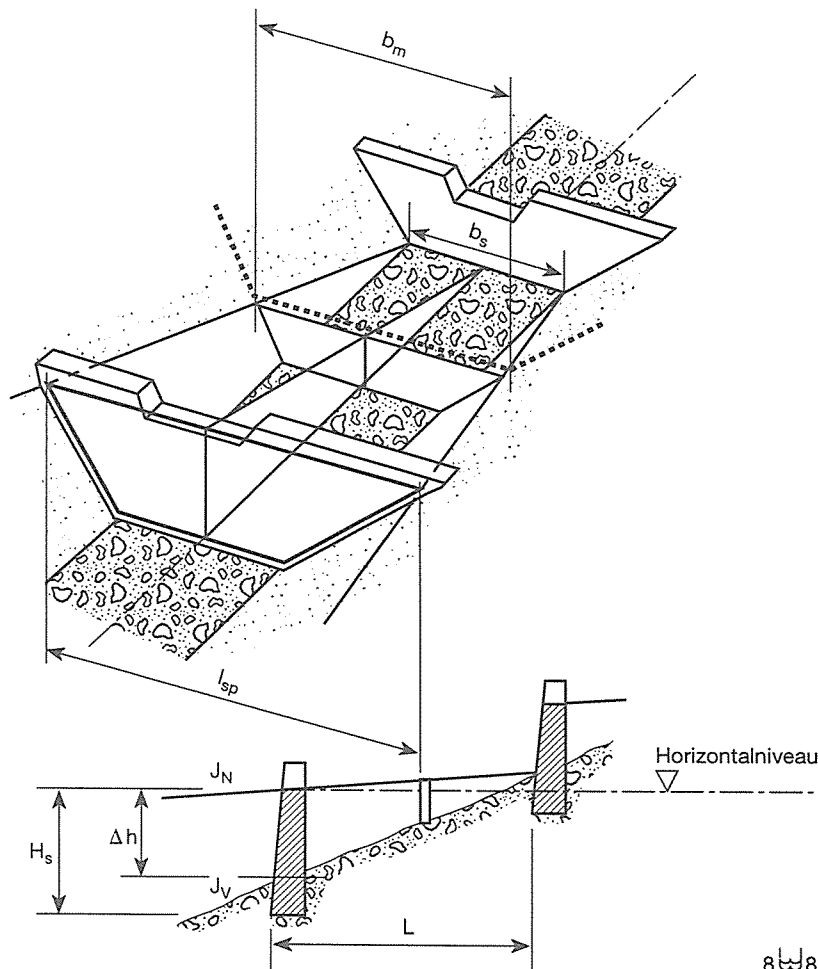


Abb. 33. Mittlere Gerinnebreite b_m einer vollverbauten Bachstrecke für hydraulische Berechnungen.

838

Durch den Sperrenvollverbau wird die Gerinnesohle angehoben und die Bachbettbreite vergrößert. Hydraulische Berechnungen, die sich auf den Ausbauzustand beziehen, sind deshalb für ein mittleres Gerinneprofil mit der Breite b_m an der (angehobenen) Sohle auszuführen. Zur Bestimmung von b_m wird eine Sperrhöhe H_s angenommen. Aus dem Längsprofil ergibt sich daraus der Sperrabstand L und die Sperrnutzhöhe Δh . Aus dem Querprofil misst man die lichte Weite l_{sp} auf Überfallkronenhöhe. Mit der Bachbettbreite b_s des unverbauten Gerinnes ergibt sich die mittlere Bachbettbreite b_m des verbauten Gerinnes zu

$$b_m \equiv \frac{d}{2} (l_{sp} + b_s)$$

Der Sperrabstand L sollte mindestens der doppelten Kolklänge l_{kolk} entsprechen. In steilen Gerinnen ist diese Forderung meistens nur mit grossen Sperrhöhen H_s zu erfüllen. In solchen Fällen fordert man als Faustregel etwa auch $L \geq 10$ m.

Für die Bemessung von Systemen werden «extreme» Bedingungen angenommen. So resultiert das Grenzgefälle J_N aus einer Berechnung mit einem Hochwasserabfluss, der in einem Gerinne nicht alle Jahre einmal auftritt. Für das Verhalten und insbesondere die Gebrauchstauglichkeit einer Verbauung können aber auch «normale» Bedingungen massgebend werden. So wird das Geschiebe bei kleineren Wasserabflüssen unter einem Gefälle $J > J_N$ abgelagert. Wenn dann plötzlich ein Hochwasserereignis eintritt, wird das Gerinne ausgeräumt und das Gefälle auf J_N reduziert. Durch die vorhandenen Geschiebeablagerungen kann nun aber das Schluckvermögen von Abflusssektionen beeinträchtigt sein, so dass Überflutungsgefahr der Sperrflügel besteht. Treibholz sowie Bäume und Sträucher, die auf Geschiebeablagerungen Fuss gefasst haben, verschärfen dieses Problem noch zusätzlich.

Falls hohe Sperrn erstellt werden, ist die Verbreiterung des Gerinnes ganz beträchtlich. Insbesondere in Bächen mit geringen oder zeitlich stark schwankenden Wasserabflüssen kann dann der Bach mäandrieren, d.h. auf gewundenem Weg von Sperre zu Sperre fließen und dabei Geschiebebänke ablagern oder Uferböschungen erodieren. Damit die der Bemessung zugrunde gelegten Annahmen bezüglich der Gerinnegeometrie im Extremfall auch zutreffen, ist das System regelmässig zu kontrollieren und zu unterhalten.

1.3.2 Schleppspannung und Grenzgefälle

Wir haben oben das Grenzgefälle J_N als das Minimalgefälle der Sperrhinterfüllung bei Hochwasserabfluss eingeführt. In diesem Abschnitt wollen wir J_N nach der Geschiebetheorie von Meyer-Peter bestimmen. Diese Theorie wurde für Flussbauverhältnisse entwickelt und gilt somit für relativ breite Gerinne bei kleinen Sohlgefällen. In Wildbächen können wir sie verwenden, wenn die Bedingungen für Normalabfluss erfüllt sind und sich die Berechnungen auf den Ausbauzustand beziehen. Für Geschiebetransportberechnungen in unverbauten Wildbächen sollten dagegen andere Verfahren angewendet werden, wie z.B. nach SMART und JÄGGI (1983) oder RICKENMANN (1990).

Wenn Wasser in einem Gerinne fliesst, wirkt die Schleppkraft in Fliessrichtung auf das Gerinnebett. Die Schleppspannung τ_r rechnet sich als Quotient aus Schleppkraft und benetzter Wandfläche. Sie ist verantwortlich für die Beanspruchung des Gerinnebettes und damit für den Geschiebetransport.

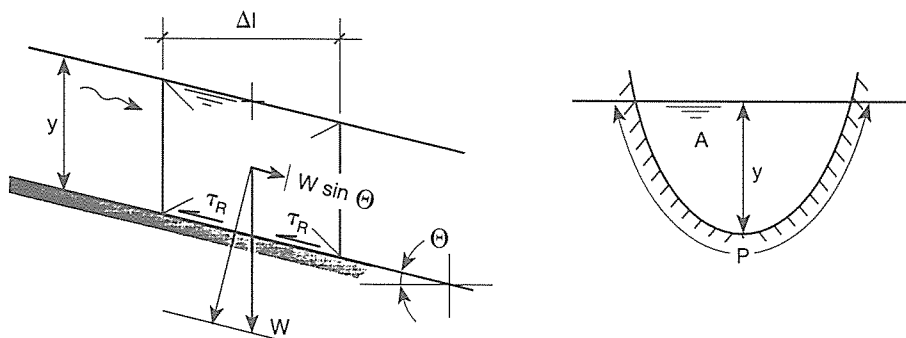


Abb. 34. Gleichgewicht am Volumenelement $A \cdot \Delta l$ bei Normalabfluss mit $\tau_r \cdot P \cdot \Delta l$ als Reaktionskraft.

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Volumenelement ergibt sich:

$$\tau_R P \Delta l = W \sin \theta = \rho_w g A \Delta l \sin \theta$$

mit

ρ_w Dichte des Wassers

g Erdbeschleunigung

W Gewicht des Volumenelements der Länge Δl

A Querschnittsfläche

P benetzter Umfang

R hydraulischer Radius $R = \frac{A}{P}$

y Wasserabflusstiefe

J Sohlengefälle $J = \sin \theta \cong \tan \theta$

$$\tau_R = \rho_w g R J \quad \dim \tau_R = \text{N/m}^2$$

Für breite Rechteckgerinne gilt $R \cong y$ und somit $\tau_R = \rho_w g y J$.

Meyer-Peter hat eine Grenzschleppspannung τ_{Gr} eingeführt, bei der Geschiebetransport einsetzt. Diese ist abhängig von der Beschaffenheit des Gerinnes und insbesondere von der Kornzusammensetzung an der Sohle. Wenn nun dort der Anteil der Schleppspannung τ_R , der auf die Geschiebekörner wirkt, die Grenzschleppspannung τ_{Gr} überschreitet, beginnt Geschiebetransport.

Aus der Formel für die Schleppspannung τ_R folgt, dass τ_R eine Funktion des Sohlengefälles sowie der Abflusstiefe y und somit der Wasserabflussmenge Q ist. Für jedes gegebene Q gibt es demnach ein Grenzgefälle J_{Gr} , bei dem gerade noch kein Geschiebetransport bzw. keine Sohlenerosion einsetzt.

Das minimale Grenzgefälle J_N , unter dem die Gerinnesohle hinter Wildbachsperrern stabil ist, entspricht dem Gefälle der Hinterfüllung bei Hochwasserabfluss Q_{max} und schreibt sich zu

$$J_N \cong \frac{0,4 d_{90}^{9/7}}{q_{max}^{6/7}}$$

mit

d_{90} Korngrösse bei $p = 90\%$ aus der Kornverteilungskurve;
dim $d_{90} = \text{m}$

q_{max} maximaler spezifischer Abfluss pro Meter Gerinnebreite;
dim $q_{max} = \text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$

Die Formel für J_N gilt für breite Rechteckprofile. Für Trapezprofile hinter Wildbachsperrern schreibt man näherungsweise:

$$q_{max} \cong \frac{Q_{max}}{b_m}$$

Dabei sollte gelten:

$$\frac{b_m}{y} > 8$$

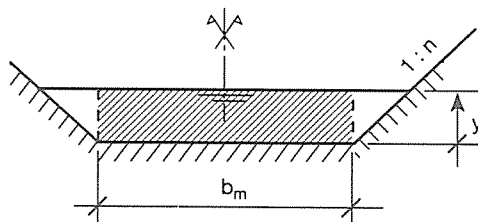


Abb. 35. Ersatzprofil zur Bestimmung von J_N .

Numerisches Beispiel

Gegeben: Trapezprofil mit $b_m = 8,6 \text{ m}$; $n = 1,0$; $k = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$; $Q_{\max} = 20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; $d_{90} = 0,18 \text{ m}$

Gesucht: Grenzgefälle J_N

$$J_N \cong \frac{0,4 \cdot d_{90}^{9/7}}{q_{\max}^{6/7}}; \text{ mit } q_{\max} \cong \frac{20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}}{8,6 \text{ m}} \Rightarrow J_N \cong 0,0214 = 2,14\%$$

Kontrolle des Fliesszustandes:

Aus dem numerischen Beispiel zur Stricklergleichung oben ergibt sich für $J = 2,14\%$; $b = 8,6 \text{ m}$; $Q = 20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; $n = 1,0$; $k = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$: $y = 0,88 \text{ m}$.

Aus dem numerischen Beispiel zum Gerinneabfluss oben ergibt sich mit diesen Bedingungen Froude's Zahl zu: $Fr \cong 0,83 < 1,0$; somit herrscht Strömen.

1.3.3 Beispiele zur Schleppspannung**1. Beispiel: Sohlenabpflasterung**

Gelegentlich ist ein Gerinneabschnitt vor Sohlenerosion zu schützen und aus irgendwelchen Gründen kommt ein Sperrenverbau bzw. ein Sperrenvollverbau nicht in Frage. Eine Lösung kann aus einer Sohlenabpflasterung bestehen, bei der grobe Steine bzw. Blöcke zur Auskleidung des Gerinnes verwendet werden. Damit sich das Gerinne möglichst natürlich verhält, sich zum Beispiel nach Ausschwemmen von Feinmaterial den Geländeformen anpasst, werden die Blöcke nicht in Beton verlegt oder vermörtelt. Um Schäden bei Extremereignissen zu vermeiden, sind dagegen in gewissen Abständen Querriegel oder Verpfählungen anzuordnen. Falls die Blöcke so verlegt werden, dass ein möglichst rauhes Gerinnebett entsteht, spricht man auch von Rauherinnen.

Meistens besteht die Aufgabe darin, bei gegebenem Sohlengefälle und gegebener Hochwasserabflussmenge ein Gerinnequerprofil und die erforderliche Blockgrösse zu bemessen. Die Blöcke der Pflasterung können als potentielles Geschiebe betrachtet werden, das nicht abtransportiert werden darf. Man kann somit aus der Formel für J_N nach Meyer-Peter das gegebene Gefälle J dem minimalen Grenzgefälle J_N gleichsetzen und für ein gegebenes q_{\max} den Korndurchmesser d_{90} bestimmen. Die Kornverteilungskurve für die Pflasterung soll dann möglichst gleichförmig sein, d.h. der minimale Blockdurchmesser darf nicht viel kleiner sein als d_{90} . Falls im Gerinne noch ein gewisser Geschiebetransport herrscht, z.B. aus seitlichen Geschiebequellen oder aus solchen im unverbauten Oberlauf, liefert die Formel von Meyer-Peter etwas konservative Resultate. In solchen Fällen bemessen wir die Steingrösse nach einer Empfehlung des U.S. Bureau of Reclamation aus CHOW (1959). Danach ist der Betrag der zulässigen Schleppspannung τ_{adm} (in pounds per square foot) 0,4 mal der Korndurchmesser d_{75} (in inches).

Zur Umrechnung:

$$100 \text{ N/m}^2 = 2,09 \text{ lb/ft}^2; 25,4 \text{ mm} = 1,0 \text{ inch.}$$

Für eine berechnete Schleppspannung τ_R

$$\text{von } \tau_R = 100 \text{ N/m}^2$$

wird demnach der Korndurchmesser bei $p = 75\%$:

$$d_{75} \geq \frac{2,09}{0,4} \text{ inches} = 5,2 \cdot 25,4 \text{ mm} = 133 \text{ mm}$$

Auch in diesem Fall muss die Kornverteilungskurve der Pflasterung möglichst gleichförmig sein, d.h. der minimale Korndurchmesser darf nicht viel kleiner sein als d_{75} .

Numerisches Beispiel

Gegeben: Trapezprofil gemäss Abbildung 36 mit $n = 1,5$ und $b = 1,5 \text{ m}$; $J = 0,3$; $Q_{\max} = 1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

Querschnittfläche $A = y(b + ny)$

Benetzter Umfang P

$$P = b + 2y\sqrt{1 + n^2}$$

Hydraulischer Radius $R = \frac{A}{P}$

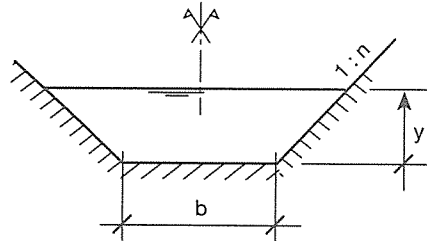


Abb. 36. Trapezprofil.

Zuerst berechnen wir die Wasserabflusstiefe y in Näherung nach Strickler aus

$$v = kJ^{1/2}R^{2/3} = \frac{Q}{A} \quad \text{mit den oben angeschriebenen Beziehungen}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Q}{kJ^{1/2}} = y(b + ny) \left[\frac{y(b + ny)}{b + 2y\sqrt{1 + n^2}} \right]^{2/3} = C$$

Den Rauigkeitsbeiwert k schätzen wir zu $k = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Daraus ergibt sich:

$C = 0,0913 \text{ m}^{8/3}$. Nach Iteration erhalten wir $y \approx 0,185 \text{ m}$ und schliesslich den hydraulischen Radius $R \approx 0,15 \text{ m}$. Die maximale Schleppspannung τ_R schreibt sich zu

$$\tau_R = \rho_w g R J = 10 \text{ kNm}^{-3} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,3 \approx 450 \text{ N/m}^2$$

Aus dem Umrechnungsbeispiel oben ergibt sich für d_{75} : $d_{75} \geq 4,5 \cdot 133 \text{ mm} \approx 0,6 \text{ m}$

Für die Ausführung der Pflasterung wäre noch der minimale Korndurchmesser d_{\min} vorzuschreiben, z.B. zu $d_{\min} \geq 0,45 \text{ m}$.

Bemerkungen

Das Beispiel zeigt, dass es für eine Sohlenabpflasterung recht grobe Blöcke braucht, wenn das Sohlengefälle und/oder die Wasserabflussmenge gross ist. In typischen Wildbächen kommt sie zur Sicherung längerer Gerinnestrecken kaum in Frage. Blockwürfe, zum Schutz von Wildbachsperrern vor Kolk, sind in steilen Gerinnen durch Querriegel bzw. Schwellen zu sichern. Der Rauigkeitsbeiwert k hängt ab vom Verhältnis zwischen der Wasserabflusstiefe y und den Unebenheiten im Gerinnebett. In einem echten Rauherinne wäre ein Wert von $k = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ zu hoch bei der im Beispiel errechneten sehr geringen Wasserabflusstiefe. Allerdings wäre unter solchen Voraussetzungen die Berechnung nach Strickler eine sehr grobe Näherung, weil bei dieser Methode verschiedene Phänomene steiler Rauherinne nicht berücksichtigt werden können.

Ein recht vielversprechender Ansatz zur Bemessung von Sohlenabpflasterungen, besonders auf kurzen Gerinneabschnitten, ergibt sich aus der Blockkrampenbemessung nach CHERVET und WEISS (1990). Leider hatten wir bisher noch keine Gelegenheit, diese Methode in der Praxis anzuwenden.

2. Beispiel: Ingenieurbiologische Sicherung von Uferböschungen

Wenn möglich, verwendet man lebende Pflanzen zum Schutz von Uferböschungen gegen Aufreissen und Abtrag bei Hochwasserabfluss. In Wildbächen, insbesondere bei starker Geschiebeführung, werden allerdings die Pflanzen zu stark beansprucht, so dass man auf kombinierte technisch-biologische Massnahmen angewiesen ist. Ingenieurbiologische Methoden und naturgemässe Ufergestaltungen erfordern übrigens breitere Profile, um eine gegebene Wasserabflussmenge schadlos abzuleiten, weil die Abflusskapazität reduziert ist.

In der Publikation des Bundesamtes für Wasserwirtschaft BWW (1982) werden zulässige Schleppspannungen τ_{adm} für verschiedene ingenieurbio-logische Systeme angegeben. Falls die Sohlgefälle nicht grösser sind als etwa 3–4%, liegen diese

- für Rasen bei $\tau_{Ra,adm} \cong 50 \text{ N/m}^2$ bis 80 N/m^2
- für Weidengebüsch bei $\tau_{We,adm} \cong 140 \text{ N/m}^2$

Die Werte sind auch von der Böschungsneigung und vom Bodenmaterial abhängig. FLORINETH (1982) interpretiert Grenzsleppspannungen τ_{ult} für Weidenspreitlagen, indem er Werte angibt, bei denen gerade noch keine Uferschäden aufgetreten sind. Das Bemessungskonzept für ein System hängt natürlich vom Spannungsniveau ab, auf das man sich in der Berechnung bezieht. Im Fall der Werte des BWW bemisst man nach dem Konzept der zulässigen Spannungen. Verwendet man dagegen die Werte von Florineth, kann man nach dem Konzept von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit vorgehen.

Für das folgende Beispiel nehmen wir an, die Grenzsleppspannung τ_{ult} für eine Ufersicherung mit einem System aus Weiden betrage nach Florineth $\tau_{ult} = 260 \text{ N/m}^2$. Den Lastfaktor γ_Q auf der Seite der Einwirkungen setzen wir nach SIA 160 (1989) zu $\gamma_Q = 1,5$. Für den Widerstandbeiwert γ_R auf der Seite des Tragwiderstandes schreiben wir $\gamma_R = 1,2$.

Beim Gerinnequerschnitt soll es sich um ein breites Profil handeln, und das Sohlgefälle J betrage $J = 0,6\% = 0,006$. Im übrigen herrsche Normalabfluss. Gesucht ist die Tiefe z_{we} unter dem Hochwasserspiegel, in der noch Weiden eingesetzt werden können.

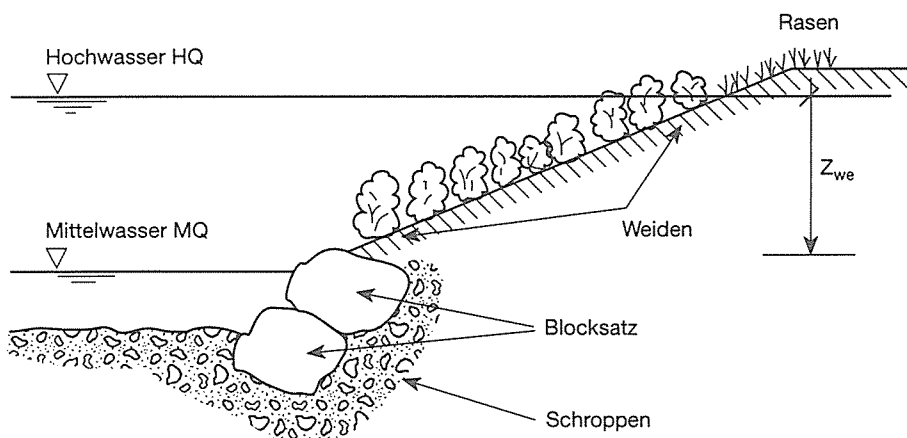


Abb. 37. Ingenieurbio-logische Ufersicherung.

Die für die Weiden massgebende maximale Schleppspannung τ tritt in Tiefe z_{we} unter dem Hochwasserspiegel auf und schreibt sich zu $\tau = \rho_w g R_{(z_{we})} \cdot J$

Für das breite Gerinne setzen wir $R_{(z_{we})} \cong z_{we}$. Mit dem Lastfaktor γ_Q und dem Widerstandsbeiwert γ_R ergibt sich für die Tragsicherheit:

$$\gamma_Q \rho_w g z_{we} J \leq \frac{\tau_{ult}}{\gamma_R}$$

und schliesslich

$$z_{we} \leq \frac{\tau_{ult}}{\gamma_Q \rho_w g J \gamma_R}$$

Mit den oben angegebenen Werten wird

$$z_{we} \leq \frac{260 \text{ N/m}^2}{1,5 \cdot 10 \text{ kNm}^{-3} \cdot 0,006 \cdot 1,2} \cong 2,4 \text{ m}$$

Die Gebrauchstauglichkeit ist durch Kontrollen und konsequenten Unterhalt zu gewährleisten. Insbesondere ist darauf zu achten, dass die der Bemessung zugrundegelegten Festigkeitswerte dauernd gewährleistet sind. Unmittelbar nach dem Bau können die

Weiden unter Umständen noch nicht die volle Einwirkung aufnehmen. In dieser Phase sind dann zusätzliche Massnahmen zu treffen, die in der Literatur zur Ingenieurbiologie beschrieben sind. Später kann dann die Abflusskapazität kritisch werden. Sperrige Sträucher stellen zudem eine Gefahr für die Böschungen dar. Der Uferbewuchs ist daher periodisch zurückzuschneiden.

1.3.4 Sperrenkolk

Für eine optimale Energieumwandlung an einer Wildbachsperre ist ein ausgeprägter Sperrenkolk im Sinne eines natürlichen Tosbeckens sehr erwünscht. Auf die Sperrenstabilität kann sich der Kolk dagegen ungünstig auswirken, besonders bei Sperren, die als Gewichtsmauern konzipiert wurden.

Für die Form und die Lage des Kolkes ist neben dem Abfluss und der Höhe des Absturzes die Kornverteilungskurve der Gerinnesohle ausschlaggebend. Es spielt ferner eine Rolle, ob man es mit Reinwasserabflüssen zu tun hat, oder ob noch eine gewisse Geschiebezufuhr besteht.

Die folgenden Kolkformeln beruhen auf Untersuchungen der VAW-ETHZ.

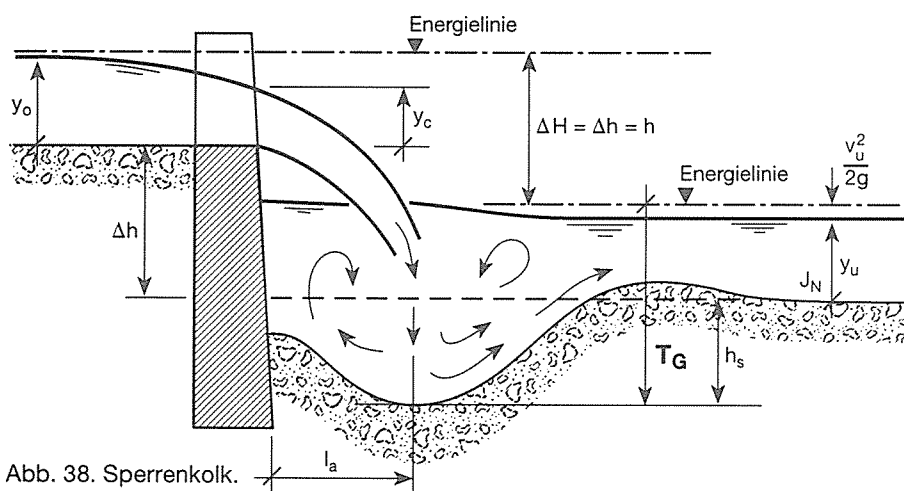


Abb. 38. Sperrenkolk.

Kolkwassertiefe T_G

$$T_G = 1,90 q^{1/2} h^{1/4} - 4,17 d_{90}$$

mit

- $q = \frac{Q_{\max}}{b}$ maximaler spezifischer Gerinneabfluss pro m Gerinnebreite.

Bei Abflusssektionen mit Trapezprofil sollte die Abflusssektionsbreite $b_{A,M}$ etwa der mittleren Gerinnebreite b_m entsprechen. Man setzt dann $b = b_m$, dim $q = m^3 s^{-1} m^{-1}$

- $h = \Delta H = \Delta h$ Energiehöhe-Höhendifferenz unter der Annahme, es herrsche strömender Normalabfluss mit $y_u = y_0$, Δh ist die Sperrennutzhöhe. dim $h = m$
- d_{90} Korndurchmesser aus der Kornverteilungskurve bei $p = 90\%$ dim $d_{90} = m$
- h_s Kolkhöhe ab Gerinnesohle unterwasserseitig. dim $h_s = m$

Die Formel für T_G gilt unter folgenden Bedingungen:

- vollkommener Überfall
- das Sohlenmaterial im Kolkbereich weist bis in unbegrenzte Tiefe die gleiche Kornverteilung auf
- es besteht eine leichte Geschiebezufuhr von etwa 1 bis 6 Promille der Gewichtskonzentration
- die Kornverteilung des zugeführten Geschiebes entspricht etwa der Fullerkurve
- falls gilt

$$5 \leq \frac{T_G}{d_{90}} \leq 60 \text{ und } 1,1 \leq \frac{T_G}{q^{1/2} h^{1/4}} \leq 1,8$$

Falls geschiebeloser Abfluss herrscht, gilt für die Kolkhöhe $T_0 \cong (1,2 \text{ bis } 1,4) \cdot T_G$

Lage la des tiefsten Kolkpunktes

Für geschiebelosen Abfluss wird

$$l_{ao} = 2,16 \frac{h^{0,27} \cdot q^{0,54}}{d_{95}^{0,08}}$$

mit d_{95} Korndurchmesser bei $p = 95\%$; $\dim d_{95} = m$

Bei leichter Geschiebezufuhr ergibt sich für die Lage l_{aG} des tiefsten Kolkpunktes ein Bereich

$$\frac{l_{ao}}{1,2} < l_{aG} < l_{ao}$$

Numerisches Beispiel

Gegeben bzw. aus hydraulischer Berechnung bekannt sei:

$Q = 20 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$; $b = b_m = 8,6 \text{ m}$; $y_o = y_u = 0,88 \text{ m}$; $v_o = v_u = 2,34 \text{ ms}^{-1}$; $\Delta h = 4,0 \text{ m}$. Aus der Kornverteilungskurve (z.B. nach Abb. 29) werde geschätzt: $d_{90} = 0,18 \text{ m}$; $d_{95} = 0,25 \text{ m}$.

Gesucht: Kolktiefe h_s und Lage l_{aG} des tiefsten Kolkpunktes bei leichter Geschiebezufuhr.

Aus der Formel für T_G ergibt sich $T_G \cong 3,35 \text{ m}$, und daraus rechnet sich

$$h_s = T_g - \frac{v_u^2}{2g} - y_o \text{ zu } h_s = 2,2 \text{ m}$$

Aus der Formel für l_{ao} ergibt sich $l_{ao} \cong 5,5 \text{ m}$ und somit für l_{aG} :
 $4,6 \text{ m} < l_{aG} < 5,5 \text{ m}$

Die Forderungen

$$5 \leq \frac{T_G}{d_{90}} = 18,6 < 60 \text{ und } 1,1 \leq \frac{T_G}{q^{1/2} h^{1/4}} = 1,55 < 1,8$$

sind erfüllt.

Bemerkungen zum Sperrenkolk

In der Wildbachverbaupraxis ist es meistens kaum möglich, die Kornverteilungskurve der Gerinnesohle für Kolkberechnungen anzugeben. Weil neben den Korngrössen in der Deckschicht auch jene in der Unterschicht bis in die maximale Kolktiefe massgebend sind, kann eine Kolkberechnung an Wildbachsperren nur eine grobe Schätzung sein.

Bei Bedarf ordnet man einen Kolkschutz an. Bewährt haben sich flexible Systeme, z.B. aus geschütteten groben Blöcken. Vor Holzkastensperren werden manchmal sogenannte Fallböden aus Holz angeordnet. Man sollte diese möglichst unabhängig vom Sperrenkörper erstellen, um zu vermeiden, dass sich Setzungen und Verschiebungen auf die Sperren übertragen.

1.3.5 Murgänge

Durch Murgänge können im Laufe eines Ereignisses einige 100 m^3 bis mehrere $100\,000 \text{ m}^3$ Feststoffe verlagert werden. Dadurch kann dieser Verlagerungsprozess ein sehr hohes Gefahrenpotential in sich bergen. Murgänge werden definiert als instationärer Abfluss eines Gemisches von Wasser und Feststoffen mit hoher Feststoffkonzentration. Oft werden sie auch als Muren, Rufen oder Feststofflawinen bezeichnet. Die Eigenschaften eines Murganges variieren je nach Zusammensetzung des transportierten Materials und je nach Wasseranteil beträchtlich. Murgänge können folgendermassen charakterisiert werden:

- Die Feststoffe sind in der Murenfront gleichmässig über die Abflusstiefe verteilt. Der Anteil der Feststoffe beträgt ungefähr 35–70 Volumenprozent, wobei eine breite Kornverteilung festgestellt wird. Grobe Komponenten sind in der Murenfront konzentriert.
- Der Abfluss erfolgt schubweise und instationär, wobei der Maximalabfluss unmittelbar hinter der Murenfront zu finden ist. Die Murenfronten weisen hohe Geschwindigkeiten bis maximal etwa 15 m/s auf.
- Die Dichte dieses Wasser-/Feststoffgemisches hoher Zähigkeit liegt in einem Bereich von etwa $1,6\text{--}2,2 \text{ t/m}^3$.
- Der Stillstand von Murgängen erfolgt abrupt. Unsortierte und scharf abgegrenzte Ablagerung des Schuttes, Murenköpfe sowie seitliche Murwälle, sogenannte Levées, sind dabei typisch.

Grundsätzlich können drei verschiedene Entstehungsmechanismen unterschieden werden:

- Hanginstabilität mit Verflüssigung des Materials und Weiterfliessen als Murgang. Voraussetzungen hierfür sind eine ausreichende Sättigung des Bodenmaterials zur Auslösung der Hanginstabilität und der Verflüssigung der Rutschmasse, eine minimale Hangneigung von ungefähr 27° (51%) sowie im Hinblick auf das Weiterfliessen im Gerinne eine nicht zu grosse Richtungsänderung zwischen Hangfalllinie und Gerinne.
- Verflüssigung des Lockermaterials im Gerinne bei zu hoher Belastung durch den Abfluss. Dazu notwendig sind ein entsprechendes Geschiebevorkommen im Gerinne, das Überschreiten eines kritischen Hochwasserabflusses und eine minimale Gerinneneigung in der Grössenordnung von etwa 15° (27%).
- Bruch einer Verklausung oder einer Abflussbehinderung im Gerinne. Damit das Gemisch aus Geschiebe, Schwemmholz und Wasser nach dem Bruch der Verklausung als Murgang weiterfliesst, ist ebenfalls eine minimale Gerinneneigung von etwa 15° (27%) notwendig.

Für die Beschreibung eines Murganges sind insbesondere folgende Kriterien von Bedeutung: die transportierte Feststoffkubatur, der Maximalabfluss, die Geschwindigkeit der Murenfront, die Dichte des Wasser-/Feststoffgemisches und die Korngrössenverteilung.

Die rechnerische Behandlung von Murgängen ist schwierig. Modelle zur Berechnung von Ausmass, Intensität und Eintretenswahrscheinlichkeit müssen für Murgänge noch erarbeitet werden. Zurzeit stehen einzig empirische Faustformeln zur Verfügung, mit denen das mögliche Ausmass und die Intensität eines künftigen Murganges grob abgeschätzt werden kann. Eine wichtige Ausgangsgrösse in diesem Zusammenhang ist die transportierte Feststoffkubatur, auch Murenfracht M genannt. Die Murenfracht kann einerseits im Feld aufgrund detaillierter, geomorphologischer Beurteilung, z.B. nach GHO (1996) oder aber mittels empirischer Beziehungen, z.B. nach RICKENMANN (1995), abgeschätzt werden:

$$M = (6,4 \cdot J_k - 21) \cdot L \quad \text{für } 5\% < J_k < 15\%$$

$$M = (110 - 2,5J_k) \cdot L \quad \text{für } 15\% < J_k < 40\%$$

mit Murenfracht M in m^3 , Gefälle J_k in Prozent des Gerinnes im Schwemmkegel und aktive Gerinnelänge mit Erosion oder Feststoffeintrag L in m .

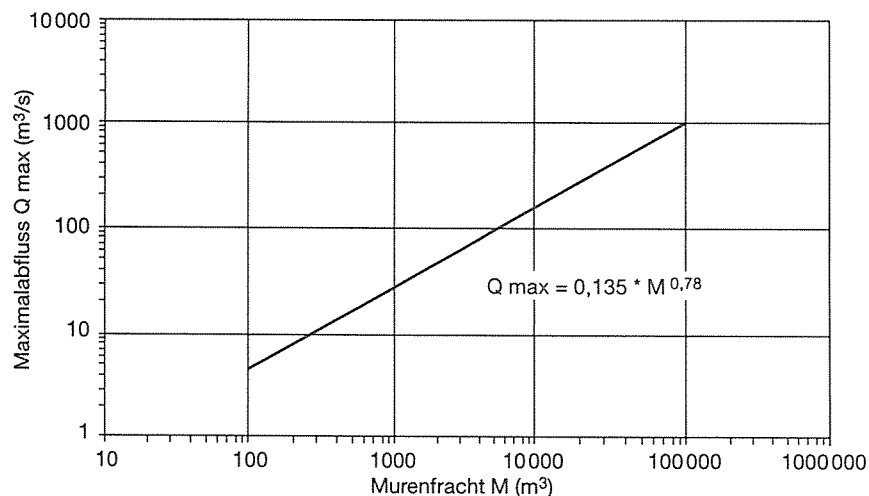


Abb. 39. Maximalabfluss in Abhängigkeit von der Murenfracht nach MIZUYAMA *et al.* (1992).

Ausgehend von der Murenfracht M kann aufgrund von Abbildung 39 der Maximalabfluss Q_{\max} veranschlagt werden. Im Hinblick auf eine Gefahrenbeurteilung ist es in der Folge anhand der Formel von Strickler (mit $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$) möglich, die Fließgeschwindigkeit der Murenfront grob abzuschätzen und damit auch wahrscheinliche Ausbruchstellen aus dem Gerinne zu erkennen. Die Eintretenswahrscheinlichkeit von Murgängen erfolgt vollständig auf gutachtlicher Basis. Wichtige Grundlagen sind dabei die Häufigkeit bisheriger Ereignisse sowie die Beurteilung von Veränderungen bezüglich Feststoffpotential im Einzugsgebiet.

1.4 Wasserabflussmenge

1.4.1 Abflussbildung

Wir haben bei den vorangehenden Betrachtungen die Wasserabflussmenge Q als gegeben angenommen und konnten feststellen, dass diese Grösse einen massgebenden Einfluss auf die Resultate der gerinnehydraulischen Berechnungen hat. So sind z.B. bei gegebenem Gerinnequerschnitt Fließgeschwindigkeit, Wasserabflusstiefe, Schleppspannung, Grenzgefälle und Gerinneerosion von Q abhängig. Auch bei hydraulischen Bemessungsaufgaben, wie z.B. der Bemessung einer Abflusssektion, spielt Q eine wichtige Rolle, so dass sich dort die Frage nach dem sogenannten Bemessungsabfluss oder Bemessungshochwasser stellt. Im folgenden wollen wir uns mit der Bestimmung von Q befassen. Wir werden sehen, dass dies eine recht schwierige Aufgabe ist und dass man in den meisten Fällen eher von einer Abschätzung der Wasserabflussmenge Q sprechen sollte.

Die Wasserabflussmenge Q ist ein bestimmtes Wasservolumen, das in der Zeiteinheit ein festgelegtes Profil durchfließt. Q wird grundsätzlich im m^3s^{-1} angegeben und immer in m^3s^{-1} in die Berechnungen eingeführt. Die Hydrologen geben Q manchmal auch noch in Liter pro Sekunde an; wir wollen das aber nicht tun. Für die verschiedenen Arten von Abflüssen sind folgende Bezeichnungen üblich:

HHQ = Höchsthochwasser; grösste bisher registrierte Abflussmenge
(auch als Q_{max} bezeichnet)
 HQ_x = Hochwasser (z.B. HQ_{100} = 100-jährliches Hochwasser)
 MQ = Mittelwasser (z.B. MQ_{Monat} = mittlerer Monatsabfluss)
 NQ = Niedrigwasser

An grösseren Fließgewässern in der Schweiz betreiben die Landeshydrologie und -geologie (LHG) sowie einzelne andere Institutionen ein Netz von Abflussmessstationen. Aufgrund der statistischen Auswertung dieser Messreihen kann auf das Ausmass und die Eintretenswahrscheinlichkeit zukünftiger Hochwasserabflüsse geschlossen werden.

Für Wildbacheinzugsgebiete stehen in der Regel keine Angaben über Abflüsse zur Verfügung. Die Abschätzung der Wasserabflussmenge beruht deshalb auf der Beurteilung der bei der Abflussbildung massgebenden Faktoren im betrachteten Einzugsgebiet. Dabei spielen neben dem Niederschlag insbesondere die Bodeneigenschaften, die Vegetation und das Relief eine wichtige Rolle:

- Niederschlag: Die Abflussbildung wird massgeblich durch die Niederschlagsverhältnisse beeinflusst. Dabei sind sowohl die Niederschlagsmenge als auch die Niederschlagsintensität von Bedeutung.
- Vegetation: Die Pflanzendecke beeinflusst einerseits die Bodeneigenschaften und andererseits über die Interzeption den Anteil des Niederschlages, der auf den Boden gelangt. Sowohl die vorkommenden Pflanzenarten wie auch der Anteil der durch die Pflanzen bedeckten Fläche sind in diesem Zusammenhang relevant.
- Boden: Eigenschaften wie Durchlässigkeit, Porenvolumen und Mächtigkeit bestimmen das Ausmass der Infiltration und der Zwischenspeicherung im Boden.
- Relief: Über die Hangneigung und die Oberflächenrauigkeit werden unter anderem die Abflussgeschwindigkeit und der Anteil des durch Flachstellen und Mulden im Gebiet zurückgehaltenen Wassers beeinflusst.

Zum Abfluss kommt es, sobald mehr Niederschlag auf den Boden fällt, als durch Infiltration und Zwischenspeicherung im Boden zurückgehalten werden kann. Bezüglich Abfluss kann vereinfachend unterschieden werden zwischen dem Oberflächenabfluss an der Bodenoberfläche und dem Zwischenabfluss im Boden.

Der Einfluss der bei der Abflussbildung relevanten Faktoren ist abhängig von Zeitpunkt und Dauer des betrachteten Ereignisses. Während die Interzeption durch die Vegetation zum Beispiel eine mittlere Jahresabflussmenge deutlich beeinflusst, kann sie bei einem Hochwasserereignis kurzer Dauer in einem kleinen Einzugsgebiet vernachlässigt werden. Bei einem Starkregenereignis am Ende einer Phase intensiver Niederschläge oder auch

während der Schneeschmelze sind Faktoren wie das Porenvolumen und die Durchlässigkeit des Bodens von geringerer Bedeutung. Der Boden ist in diesen Fällen bereits zum grössten Teil gesättigt und kann damit nur noch beschränkt Niederschlagswasser aufnehmen und speichern.

1.4.2 Niederschlag

Der Niederschlag ist ein entscheidender Faktor bei der Abflussbildung. Aufgrund eines relativ engmaschigen und langjährigen Netzes von Niederschlagsmessstationen besteht in der Schweiz detailliertes Grundlagenwissen über die Niederschlagsverhältnisse.

Die Messung des Niederschlages erfolgt mittels Regenmesser oder Regenschreiber. Mit dem Regenmesser (Pluviometer) wird der Niederschlag zwischen zwei Ablesungen ermittelt. In der Regel wird höchstens eine Ablesung pro Tag gemacht. Regenschreiber (Pluviographen) zeichnen Niederschlagsdaten mit einer zeitlicher Auflösung von weniger als eine Stunde auf. Regenschreiber sind deshalb besonders wichtig für das Erfassen von Starkregen kurzer Dauer.

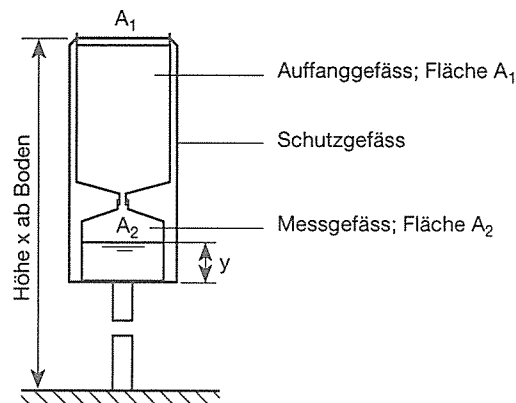


Abb. 40. Regenmesser.

Aus den gegebenen Flächen A_1 und A_2 und der gemessenen Höhe y des Wasserstandes im Messgefäss lässt sich die Niederschlagshöhe h_N berechnen.

$$\text{Aus } h_N A_1 = y A_2 \quad \text{wird } h_N = \frac{A_1}{A_2} y \quad \text{dim } h_N = \text{mm}$$

Aufgrund der Niederschlagshöhe h_N und der Niederschlagsdauer t_R schreibt sich die Niederschlagsintensität i_N zu

$$i_N = \frac{h_N}{t_R} \quad \text{dim } i_N = \text{mm/h}$$

Die praktische Durchführung aussagekräftiger Niederschlagsmessungen ist übrigens nicht ganz trivial. Wind, Verdunstung und Frost können die Resultate stark beeinflussen. Neben der Wahl eines günstigen Standortes in genügendem Abstand von Hindernissen wie Bäumen sind Windschutzmassnahmen zu treffen und Vorschriften in bezug auf die Höhe x ab Boden zu beachten.

Niederschlagsintensitätsdiagramm

Das Niederschlagsintensitätsdiagramm (Abb. 41) stellt für eine betrachtete Messstation die Niederschlagsintensität in Abhängigkeit von Niederschlagsdauer und Wiederkehrperiode dar. Die Wiederkehrperiode – oft auch als Jährlichkeit bezeichnet – wird definiert als zeitlicher Abstand, in dem ein Ereignis im Mittel entweder einmal erreicht oder überschritten wird. Die Diagramme werden aufgrund statistischer Auswertungen von gemessenen Ereignissen erstellt. Die Niederschlagsintensität einer bestimmten Wiederkehrperiode nimmt generell mit zunehmender Niederschlagsdauer ab.

Beispiel Stans (Abb. 41): die Niederschlagsintensität i_N einer Ereignisdauer t_R von 24 Stunden beträgt für eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren $i_N = \text{ca. } 6 \text{ mm/h}$. Dieser Wert wird im Mittel einmal in 50 Jahren erreicht oder überschritten. Die entsprechende Intensität der Wiederkehrperiode 100 Jahre beträgt $i_N = \text{ca. } 7 \text{ mm/h}$.

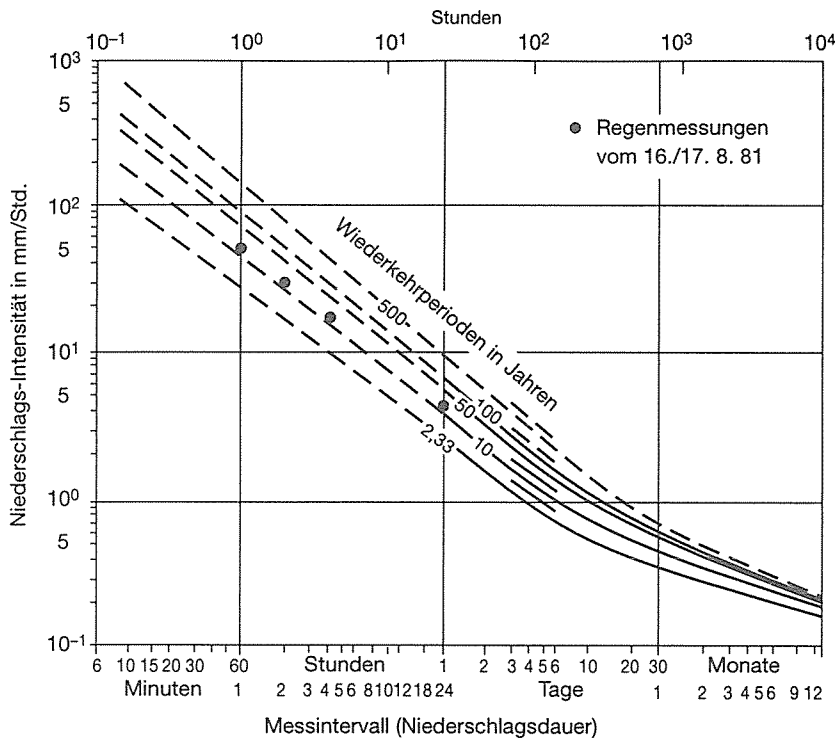


Abb. 41. Niederschlagsintensitätsdiagramm der Messstation Stans nach ZELLER *et al.* (1978).

Die Niederschlagsintensitätsdiagramme basieren auf Messreihen einer bestimmten Anzahl Jahre. Im Falle von Stans wurde die Periode 1904–1975 ausgewertet. Statistisch abgesicherte Aussagen können damit bis zu einer Jährlichkeit von höchstens etwa 100 Jahren gemacht werden. Bei Aussagen über grössere Wiederkehrperioden müssen die Kurven so stark extrapoliert werden, dass die Sicherheit abnimmt. Weiter zu berücksichtigen ist die Tatsache, dass die meisten Messstationen Daten einer zeitlichen Auflösung von einem Tag zur Verfügung stellen (Regenmesser). Die für kleine Einzugsgebiete massgebende Ereignisdauer ist im allgemeinen jedoch wesentlich kürzer. Damit müssen die Kurven auch in dieser Beziehung extrapoliert werden, wobei die Genauigkeit mit abnehmender Ereignisdauer stark abnimmt.

Die Problematik statistischer Aussagen im Zusammenhang mit Extremereignissen soll an zwei Beispielen dargestellt werden:

- Im Einzugsgebiet eines langfristigen Verbauprojektes der WSL in Dallenwil (5 km südlich von Stans) wurden im Frühling 1981 zwei Pluviographen installiert. Im August des gleichen Jahres ereignete sich ein heftiges Unwetter mit erheblichen Schäden in Dallenwil. Die durch die Pluviographen registrierten Werte sind in Abbildung 41 eingetragen. Sie entsprechen etwa einem Ereignis der Wiederkehrperiode von 20 Jahren. Im Jahr darauf trat wiederum ein Unwetter auf, das Schäden verursachte, die jenen des Ereignisses von 1981 entsprachen.
- 1987 fanden in weiten Teilen der Schweiz sowohl im Juli wie auch im August grosse Unwetter statt. In bestimmten Gebieten traten für eine Ereignisdauer von über einem Tag während sowohl dem Juli- als auch dem August-Ereignis Niederschlagssummen auf, die einer Wiederkehrdauer von mehr als 25 Jahren entsprachen.

Bei der Bestimmung von Niederschlagsintensitäten für wenige Minuten ergeben sich aus den Intensitätsdiagrammen oft sehr hohe Werte. Ein Vergleich dieser Intensitäten mit gemessenen Extremwerten aus Tabelle 2 kann dazu dienen, die Plausibilität der Werte aus den Intensitätsdiagrammen zu überprüfen.

Tab. 2. Extremwerte schweizerischer Niederschläge.

Dauer (min)	Höhe (mm)	Intensität (mm/h)	Ort	Datum
2	10	300	Wollishofen (ZH)	4.9.1942
5	28	336	Zürich	14.9.1950
10	50	300	Heiden (AR)	26.7.1895
15	60	240	Baye de Montreux (VD)	2.8.1927
20	64	192	Uster (ZH)	23.6.1975
30	110	220	Morges (VD)	18.7.1976
45	120	160	Rigi-Kulm (SZ)	9.9.1934
60	105	105	Sternenberg (ZH)	23.6.1930
120	106	53	Linthebene	26./27.6.1953

Beispiel:

Gemäss Niederschlagsintensitätsdiagramm für die Station Stans (Abb. 41) ergibt sich für eine Ereignisdauer von etwa 10 Minuten und einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren eine Niederschlagsintensität im Bereich von knapp 400 mm/h. Aus dem Vergleich mit den höchsten je gemessenen Intensitäten der Schweiz (Tab. 2) kann geschlossen werden, dass ein Wert von 300 mm/h kaum überschritten werden dürfte.

Niederschlagsmessungen erfolgen immer punktweise. Niederschlagsintensitätsdiagramme gelten damit grundsätzlich nur für die Messstationen, deren Werte verwendet wurden. In einem zu beurteilenden Projektgebiet fehlen in der Regel Messstationen. Die Werte benachbarter Stationen müssen dann auf das betreffende Projektgebiet übertragen werden. Dabei sind Faktoren wie die Höhenlage, Topographie und Exposition zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang sind zudem neuere, an der WSL erarbeitete Grundlagen zu erwähnen. Damit können unabhängig von Messstationen für jeden Punkt der Schweiz Intensitätsdiagramme konstruiert werden (GEIGER et al. 1991).

Schneesmelze

In den schweizerischen Voralpen und Alpen fallen wesentliche Teile der Jahresniederschläge in Form von Schnee. Zur Zeit der Schneesmelze wird die Wasserführung in den Gerinnen durch Schmelzwasser beeinflusst. In grösseren Einzugsgebieten von Flüssen kann die Schneesmelze für einen Hochwasserabfluss massgebend werden.

Die Schneesmelze wirkt bei der Hochwasser-Abflussbildung in zweifacher Hinsicht: einerseits wird der zum Abfluss gelangende Niederschlag um den Schmelzwasseranteil erhöht und andererseits wird die Speicherkapazität der Böden vermindert. Die Schneesmelze beeinflusst jedoch nicht nur die Abflussbildung, sondern häufig auch die Hangstabilität. Die Böden sind nämlich zu dieser Zeit oft stark vernässt, so dass labile Hänge instabil werden.

Im Voralpengebiet ist im allgemeinen die Schneesmelze abgeschlossen, bevor die Zeit der für Wildbäche ausschlaggebenden Starkniederschläge eintritt (Frühsommer/Herbst). Die Abflüsse aus der Schneesmelze werden daher kaum massgebend für die Bemessungshochwasser von Wildbächen. Im Alpenraum kann die Schneesmelze jedoch zeitlich mit Starkniederschlägen zusammenfallen. Die Schneesmelze ist dort bei Hochwasserabschätzungen zu berücksichtigen.

Beispiel:

Betrachten wir eine Schneedecke von 2,0 m Höhe und einer Dichte von 300 kg/m³. Dies entspricht einer Masse von 600 kg pro m² und damit einer Wasserhöhe, dem sogenannten Wasserwert, von 600 mm. Nimmt man an, dass die gesamte Schneedecke innerhalb von 10 Tagen abschmelze, ergibt dies einen täglichen Beitrag von 60 mm. Findet der Schmelzvorang vorwiegend während den 8 wärmsten Stunden des Tages statt, ergibt sich aus diesem Schmelzprozess ein Beitrag von ungefähr 7 bis 8 mm/h.

1.4.3 Hochwasserabfluss

Der zeitliche Verlauf der Abflusswassermenge Q während eines Hochwasserereignisses kann als Hochwasserganglinie dargestellt werden (Abb. 42). Der Verlauf der Ganglinie wird massgeblich durch die maximale Abflussmenge Q_{\max} und die Konzentrationszeit t_c bestimmt. Die Konzentrationszeit hängt ab von Grösse und Form des Einzugsgebietes, der Gerinnedichte, den Bodeneigenschaften, der Oberflächenbeschaffenheit, den Gefällsverhältnissen in Hang und Gerinne und nicht zuletzt auch von der Niederschlagsganglinie.

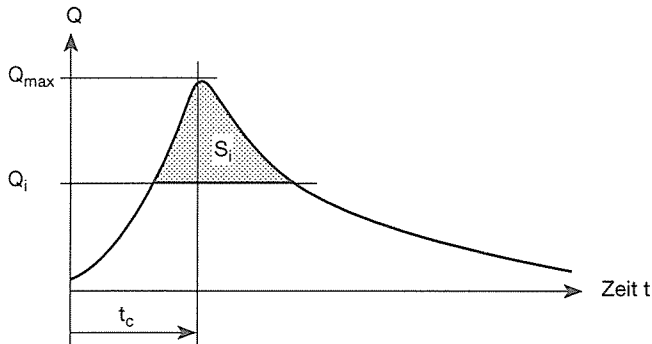


Abb. 42. Hochwasserganglinie.

Die während einer bestimmten Zeitspanne transportierte Wassermenge wird als Hochwasserfracht S bezeichnet. Ausgehend von einem bestimmten Abfluss Q_i wird die Hochwasserfracht S_i als Fläche unter der Kurve $Q = Q(t)$ bestimmt.

Aus dem Verhältnis zwischen Mittelwasser MQ und Höchsthochwasser HHQ lässt sich ein grundlegender Unterschied zwischen Flüssen und Wildbächen ableiten:

Thur bei Andelfingen nach VISCHER und HUBER (1993):

Einzugsgebiet	= 1696 km ²	
$MQ_{(1904-90)}$	= 46,8 m ³ /s	$\frac{HHQ}{MQ} = 24$
HHQ	= 1100 m ³ /s	

Erlentobel im Alpthal (SZ) nach Messungen der WSL:

Einzugsgebiet	= 0,7 km ²	
$MQ_{(1978-87)}$	= 0,045 m ³ /s	$\frac{HHQ}{MQ} = 220$
HHQ	= 10 m ³ /s	

Die grossen Schwankungen in der Wasserführung sind typisch und ein wichtiges Merkmal für Wildbäche. Bei kleinen Runsengerinnen sind die Verhältnisse noch extremer. Weil dort meistens während längerer Zeit gar kein Wasser fliesst, lässt sich kaum ein mittlerer Abfluss MQ definieren, so dass die Verhältnisse quantitativ nicht zu beschreiben sind.

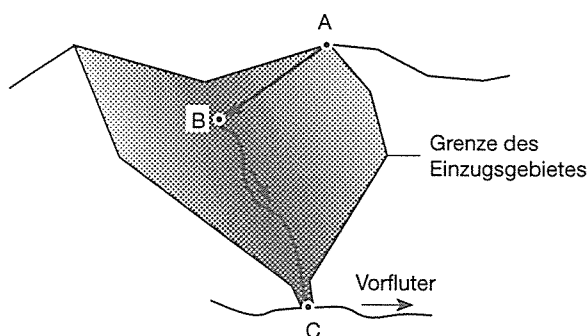


Abb. 43. Einzugsgebiet.

Die Konzentrationszeit t_c entspricht der Zeitdauer, die ein Regenteilchen benötigt, um vom entferntesten Teil des Einzugsgebietes (Punkt A) bis zum beobachteten Profil C zu fließen (Abb. 43). Sie setzt sich zusammen aus der Fliesszeit am Hang A-B (Anlaufzeit) und aus der Fliesszeit im Gerinne B-C (Gerinnelaufzeit). Nach Ablauf der Konzentrationszeit

trägt das gesamte Einzugsgebiet zum Abfluss bei und die Hochwasserabflussmenge Q wird maximal. Die für ein Hochwasserereignis massgebende Regendauer $t_{R_{\text{massg}}}$ entspricht somit der Konzentrationszeit t_c und zur Abschätzung von Hochwasserabflussmengen wird geschrieben $t_{R_{\text{massg}}} = t_c$.

Näherungsweise kann die Anlaufzeit durch empirische Beziehungen und die Gerinnelaufzeit durch Verwendung der Gleichung von Strickler bestimmt werden. Das Verfahren der Bestimmung der Konzentrationszeit ist iterativ: Anlaufzeit und Gerinnelaufzeit sind abhängig von der zugrundegelegten Niederschlagsintensität und diese ihrerseits ist abhängig von der Summe von Anlauf- und Gerinnelaufzeit. Das Verfahren ist in ZELLER (1981) ausführlich beschrieben.

Ein sehr wichtiger und anschaulicher Kennwert für ein Einzugsgebiet ist der spezifische Hochwasserabfluss q . Er drückt die Wasserabflussmenge Q im Verhältnis zur Fläche E des Einzugsgebietes aus:

$$q = \frac{Q}{E} \quad \dim q = \text{m}^3/\text{km}^2\text{s}^{-1}$$

Der spezifische Hochwasserabfluss nimmt mit zunehmender Grösse des Einzugsgebietes ab (Abb. 44). In Wildbacheinzugsgebieten mit Flächen zwischen etwa 0,5 und 5 km² werden spezifische Höchsthochwasserabflüsse q_{max} von ungefähr 5–20 m³/km²s ermittelt. In Kleinst-einzugsgebieten (einige ha) können jedoch auch grössere Werte erreicht werden.

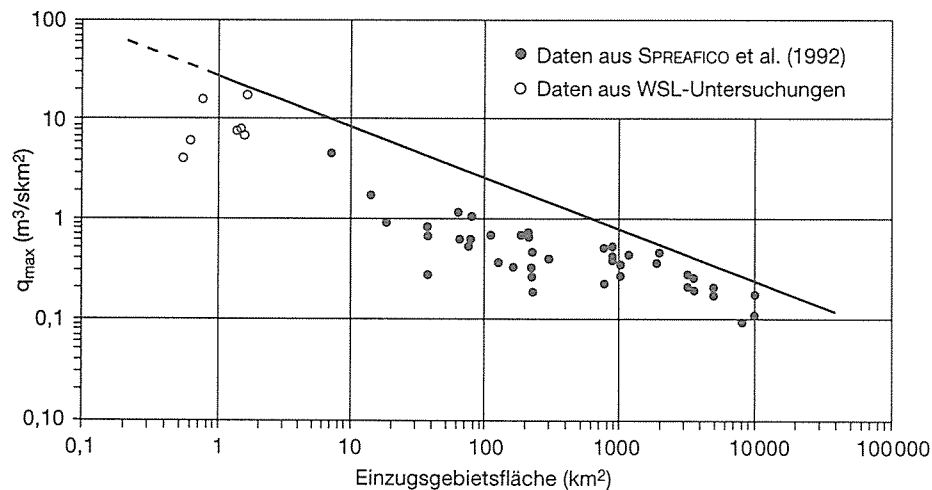


Abb. 44. Maximale spezifische Abflussmengen in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgrösse.

1.4.4 Schätzung von Hochwasserabflüssen

Die Bestimmung von Hochwasserabflussmengen in Wildbacheinzugsgebieten ist schwierig und mit grossen Unsicherheiten behaftet. Gründe dafür sind die fehlenden Direktmessungen der Wasserabflüsse, die starken Schwankungen in der Wasserführung und damit die Seltenheit der Ereignisse. Zudem wird die rechnerische Rekonstruktion von Extremereignissen mittels Spurenanalyse durch die oft hohen Geschiebeanteile und grossen Sohlgefälle stark erschwert oder gar verunmöglicht. Die praktische Durchführung von Direktmessungen, z.B. mit Hochwasserpegeln oder Messüberfällen ist übrigens in unverbauten Wildbächen sehr schwierig und in verbauten recht aufwendig. Bei unverbauten Gerinnen stellt sich vor allem das Problem des Geschiebes und bei verbauten das der Eichung der Messwerte.

Grundsätzlich ist jede Angabe zu Hochwasserabflüssen sehr vorsichtig zu interpretieren. Wenn immer möglich sollte man sich nicht auf das Ergebnis einer einzigen Berechnung, bzw. einer einzigen Methode abstützen. Die Berechnungen sollten zudem mittels Analysen vergangener Ereignisse z.B. anhand von Chroniken, Katastern, Hochwasserspuren und Befragungen Ortskundiger überprüft werden.

Im folgenden wollen wir zwei verschiedene Methoden zur Schätzung von Hochwasserabflussmengen vorstellen. Es sind dies die empirischen Hochwasserformeln und die Fliesszeitverfahren.

Empirische Hochwasserformeln

Empirische Hochwasserformeln beruhen auf der empirischen Beziehung zwischen Hochwasserabfluss Q und der Fläche E des Einzugsgebietes. Die Funktionen weisen meistens die Form $Q = C \cdot E^n$ auf und entsprechen in der Regel der Umhüllenden der analysierten Hochwasserereignisse. Die Parameter C und n werden in Abhängigkeit der Charakteristik der Einzugsgebiete gewählt. Hochwasserformeln dieser Art erlauben keine explizite Berücksichtigung der Wiederkehrperiode. Sie sind stark abhängig vom Datenmaterial, aus dem sie hergeleitet wurden. Das Resultat ist der sogenannte Höchsthochwasserabfluss Q_{\max} . Als Beispiel wird im folgenden die Formel von Melli-Müller beschrieben:

$$q_{\max} = \psi^* 43^* E^{-1/3} \quad \dim q_{\max} = \text{m}^3/\text{km}^2\text{s}$$

$$Q_{\max} = \psi^* 43^* E^{2/3} \quad \dim Q_{\max} = \text{m}^3/\text{s}$$

wobei:

- q_{\max} = spezifischer Höchsthochwasserabfluss
- Q_{\max} = Höchsthochwasserabfluss
- E = Fläche Einzugsgebiet in km^2
- ψ = Abflussbeiwert (-)

Der Abflussbeiwert ψ beschreibt den Anteil des Niederschlages, der im Laufe eines Hochwasserereignisses zum Abfluss kommt. Erfahrungsgemäss liegt er in Wildbacheinzugsgebieten etwa zwischen 0,3 und 0,6. Der Abflussbeiwert kann mit Hilfe von Tabelle 3 und den nachfolgenden Ausführungen abgeschätzt werden.

Tab 3. Abflussbeiwerte ψ nach Flächencharakter (nach MÜLLER 1943, modifiziert).

Flächencharakter	Abflussbeiwerte ψ
Fels	0,4–0,8
Schutthalden	0,05–0,4
Erosionsflächen	0,3–0,6
Weide	0,2–0,5
Wiese/Acker	0,1–0,5
Wald	0,05–0,4

Innerhalb der in Tabelle 3 angegebenen Bandbreite pro Flächencharakter können die Abflussbeiwerte ψ nach folgenden Kriterien präzisiert werden:

- Auf mit Vegetation bedeckten Flächen ist das Wasser-Rückhaltevermögen eines Standortes erstens davon abhängig, ob Wasser überhaupt in den Boden infiltrieren kann, d.h. von der Durchlässigkeit der obersten Bodenschicht und zweitens vom Speichervermögen und der Durchlässigkeit des gesamten Bodenprofils. In diesem Zusammenhang sind insbesondere die untenstehenden Faktoren von Bedeutung:
 - grosse Abflussbeiwerte für kleinen Deckungsgrad und geringe Individuenzahl der Vegetation, insbesondere der Krautschicht, für mächtige Streuauflage (hydrophob), für Verdichtung durch intensive Bewirtschaftung (Beweidung, Befahrung), geringe Bodenaktivität, geringen Skelettanteil, häufige Bodensättigung (Nässezeiger) und geringe Mächtigkeit der speichernden Horizonte. Grosse Abflussbeiwerte insbesondere bei den Bodentypen Gley und Pseudogley.
 - mittlere Abflussbeiwerte insbesondere für Bodentypen Podsol und Parabraunerden sowie Mittelstellung der übrigen, oben genannten Faktoren.
 - kleine Abflussbeiwerte bei hohem Deckungsgrad der Vegetation, gutausgebildeter Krautschicht, mullartiger Humusform, gutausgebildetem A_h -Horizont, guter Bodenaktivität, grossem Skelettanteil; kaum maschinell bewirtschaftet, praktisch nie profilumfassend gesättigt und mächtige, speicherfähige Horizonte. Bodentypen insbesondere Rendzinen und Braunerden (zum Teil auch Rohböden).
- Fels: grosse Abflussbeiwerte für kompakten, wenig zerklüfteten Fels, hangparallele Schichtung.
- Schutthalden und Erosionsflächen: grosse Abflussbeiwerte für hohen Ton-, bzw. Feinanteil, geringe Lockermaterial-Mächtigkeit.

Bei komplizierten Einzugsgebieten mit verschiedenen Standortstypen nach Tabelle 3 müssen Teilflächen ΔE_i ausgeschieden werden. Diesen Teilflächen wird der jeweilige Abflussbeiwert ψ_i zugeordnet. Der mittlere Wert ψ_m des gesamten Einzugsgebietes wird folgendermassen bestimmt:

$$\psi_m = \frac{\sum_i \psi_i * \Delta E_i}{\sum_i \Delta E_i}; \quad E = \sum_i \Delta E_i$$

$$\text{und damit } Q_{\max} = \psi_m * 43 * E^{2/3}$$

Die Hangneigung wird wie folgt berücksichtigt: beträgt die mittlere Hangneigung im Einzugsgebiet mehr als 50%, wird der Abflussbeiwert ψ_m mit dem Faktor 1,1 multipliziert, beträgt die mittlere Hangneigung im Einzugsgebiet weniger als 20%, wird ψ_m mit 0,9 multipliziert.

Um die bestehenden, regionalen Unterschiede in bezug auf die Abflussbildung berücksichtigen zu können, führte Zeller seinerzeit für praktische Arbeiten an der EAFV (heute WSL) als Ersatz der Konstanten 43 von Müller einen sogenannten Zonenkoeffizienten α ein. Abgestützt auf weitere Arbeiten an der WSL im Zusammenhang mit Starkniederschlägen wird nun der Koeffizient α durch einen Niederschlagskoeffizienten λ ersetzt, der die regionalen Unterschiede in bezug auf die Neigung zu Starkniederschlägen charakterisieren soll.

$$Q_{\max} = \psi_m * \lambda * E^{2/3}$$

Der Niederschlagskoeffizient λ wird für ein betrachtetes Projektgebiet unter Einbezug der Karte für 100jährige 1-Stunden Starkregen $i_{1h;100J}$ (Abb. 45) bestimmt:

$i_{1h;100J}$	λ
≤ 40 mm/h	20
40–60 mm/h	30
≥ 60 mm/h	45

Das Verfahren von Melli-Müller (modifiziert) kann für Einzugsgebiete mit einer Fläche ≥ 1 km² verwendet werden. Für Flächen zwischen 0,5 und 1,0 km² ergeben sich konservative Werte. Bei Einzugsgebieten $< 0,5$ km² ist die Anwendung dieser Formel nicht zulässig.

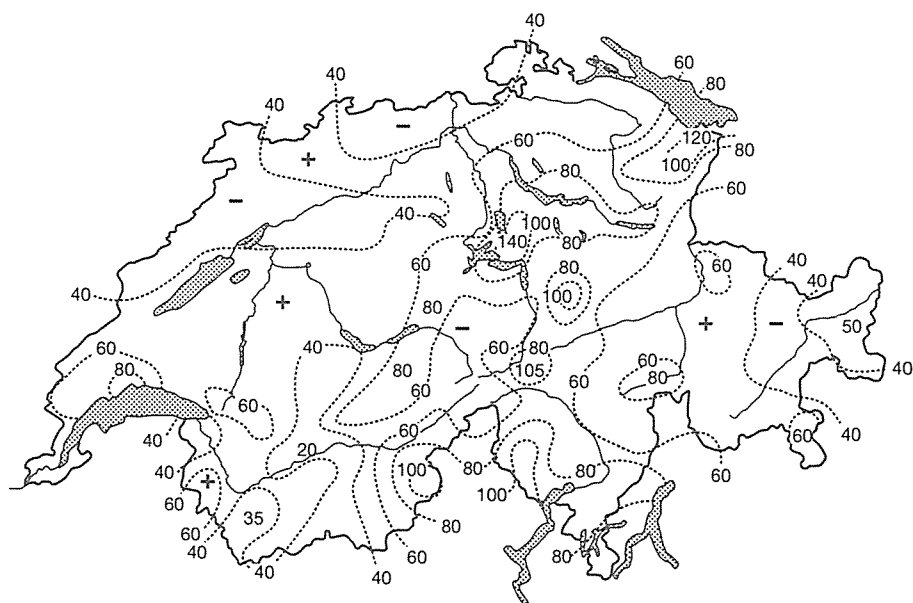


Abb. 45. 100jährige 1-Stunden-Starkregen $i_{1h;100J}$ nach GEIGER *et al.* (1991), vereinfacht.

Fliesszeitverfahren

Fliesszeitverfahren haben ihren Ursprung in der Kanalisationstechnik. Sie basieren auf der Annahme, dass der Hochwasserabfluss dann maximal wird, wenn alle hochwasserrelevanten Teile des Einzugsgebietes zum Abfluss beitragen und dadurch die massgebende Niederschlagsdauer t_R der Konzentrationszeit t_c entspricht. Der Bestimmung der Konzentrationszeit kommt damit bei den Fliesszeitverfahren besondere Bedeutung zu.

Ein Vorteil dieser Verfahren liegt in der expliziten Berücksichtigung des Niederschlages. Geht man von der stark vereinfachenden Annahme aus, die Wiederkehrdauer eines Niederschlages entspreche der Wiederkehrdauer des daraus entstehenden Abflusses, ist mit dieser Methodik auch die Abflussmenge einer beliebigen Jährlichkeit bestimmbar. Eine viel verwendete Form der Fliesszeitformel (rationale Formel) lautet:

$$HQ_x = 0,278 * E * \psi * i(t_{R,x}) \quad \dim HQ_x = m^3/s$$

wobei: HQ_x = Abfluss der Wiederkehrperiode x
 E = Fläche Einzugsgebiet in km^2
 ψ = Abflusskoeffizient, dimensionslos, siehe Tabelle 3
 $i(t_{R,x})$ = Niederschlagsintensität der Wiederkehrperiode x und der Ereignisdauer t_R in mm/h

In grösseren Einzugsgebieten wird die Bestimmung der Konzentrationszeit sehr aufwendig. Fliesszeitverfahren dieser Art eignen sich deshalb insbesondere für kleine bis sehr kleine Einzugsgebiete ($< 1 km^2$). Da in Kleineinzugsgebieten die Konzentrationszeiten meistens wesentlich kürzer als eine Stunde werden, sind jedoch die aus dem Niederschlagsintensitätsdiagramm ermittelten Werte mit Vorsicht zu interpretieren.

Beispiel Kleinsteinzugsgebiet:

Ein Teileinzugsgebiet im bereits erwähnten Langzeitprojektgebiet der WSL in Dallenwil soll bezüglich Hochwasserabfluss beurteilt werden. Dabei handelt es sich um einen Runsenkessel mit der Fläche $0,02 km^2$. Die Konzentrationszeit eines derart kleinen Einzugsgebietes liegt im Bereich von Minuten. Das Niederschlagsintensitätsdiagramm (Abb. 41) liefert für derart kurze Niederschlagsdauern sehr unsichere Werte (bis über $400 mm/h$). Aufgrund des Vergleiches mit den höchsten je gemessenen Niederschlagsintensitäten wurde ein nomineller Wert von $i_N = 300 mm/h$ angenommen. Der Abflussbeiwert wurde gemäss Tabelle 3 zu $\psi = 0,4$ bestimmt (Erosionsfläche). Der massgebende Höchsthochwasserabfluss HHQ wurde berechnet zu:

$$HQ_x = 0,278 * E * \psi * i(t_{R,x})$$

$$HHQ = 0,278 * 0,02 km^2 * 0,4 * 300 mm/h \Rightarrow HHQ \cong 0,7 m^3/s$$

Man beachte, dass der spezifische Abfluss q in derart kleinen Einzugsgebieten sehr gross werden kann:

$$q = \frac{HHQ}{E} = \frac{0,7 m^3/km^2s}{0,02 km^2} = 35 m^3/s$$

Die im oben dargestellten Beispiel verwendete Methodik eignet sich insbesondere für die Ermittlung der Hochwasserabflüsse in Kleingerinnen und für die Bemessung von Entwässerungssystemen.

An der Versuchsanstalt für Wasserbau VAW der ETHZ wurde von KöLLA (1987) eine weitere Form der Fliesszeitformel entwickelt, deren Anwendungsbereich zwischen 2 und $100 km^2$ liegt. Sie basiert auf folgenden Prinzipien:

- Zum Abfluss tragen nur die gerinnenahen Bereiche des Einzugsgebietes bei. Diese werden als beitragende Flächen bezeichnet und die Grösse ist abhängig von der Wiederkehrperiode.
- Der maximale Abfluss entsteht dann, wenn die Niederschlagsdauer der Konzentrationszeit entspricht.
- Die Konzentrationszeit setzt sich zusammen aus einer Bodensättigungszeit und einer Gerinnelaufzeit. Beide Zeiten sind abhängig von Wiederkehrperiode und Niederschlagsintensität.

- Es wird angenommen, dass auf den beitragenden Flächen keine Infiltration mehr stattfinden kann und deshalb der Niederschlag vollständig abfließt. Damit wird der Abflussbeiwert ausgedrückt durch das Verhältnis der beitragenden Fläche zur totalen Fläche des Einzugsgebietes.

1.4.5 Bemessungshochwasser

Als Bemessungshochwasser wird jenes Ereignis bezeichnet, das der Bemessung von Hochwasserschutzmassnahmen oder sonstigen baulichen Anlagen zugrunde gelegt wird. Wildbachverbauungen werden meistens mit erheblichem zeitlichem und finanziellem Aufwand in schwierigem Gelände gebaut. Werden Abflussmengen zu knapp angenommen, sind nicht nur die zu schützenden Gebiete, sondern auch die Schutzbauwerke selbst gefährdet, indem z.B. die Flügel von Wildbachsperrern überflutet werden. Deshalb sind Abflussmengen, die der Bemessung von Schutzmassnahmen zugrundegelegt werden, nach strengen Kriterien zu bestimmen. Sie sind in Wildbächen so gross anzunehmen, dass ein Überschreiten der Bemessungshochwassermenge und damit ein möglicher Kollaps der Verbauungen sehr unwahrscheinlich wird.

In dieser Beziehung besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen dem Wildbachverbau und der Kanalisationstechnik. Wenn eine Kanalisation nicht schluckt, werden zwar Keller überflutet, die Kanalisationsanlage an sich erleidet jedoch keinen Schaden. In der Kanalisationstechnik wird ein Überschreiten des Schluckvermögens alle 10 Jahre toleriert. An Wildbachverbauungen sind wesentlich schärfere Anforderungen zu stellen.

- Wildbachverbauungen:
Bemessung entweder auf ein Hochwasser der Wiederkehrperiode von 100 Jahren (HQ_{100}) oder auf das maximale bisher aufgetretene Ereignis HHQ. Vereinfachend können wir dabei annehmen, dass nach dem modifizierten Verfahren von Melli-Müller berechnete Q_{max} entspreche etwa dem HQ_{100} .
- Entwässerungen und Kleingerinne:
Bemessung auf ein Hochwasser der Wiederkehrperiode von ca. 30 Jahren (HQ_{30})
- Durchlässe:
Sind grundsätzlich auf die für Wildbachverbauungen geforderten Bemessungsabflussmengen auszulegen, d.h. HQ_{100} , resp. HHQ.

Bei Hochwasserabschätzungen werden Reinwasserabflüsse bestimmt. Im Zusammenhang mit Bemessungsaufgaben ist zu berücksichtigen, dass zusätzlich zu der berechneten Hochwasserabflussmenge in der Regel noch die Effekte des Geschiebetransportes und allenfalls von Schwemmholz mit einem sehr hohen Schadenpotential zu berücksichtigen sind. Muss in einem Wildbach mit murgangartigen Abflüssen gerechnet werden, ist besondere Vorsicht geboten.

Ein absoluter Schutz gegen Hochwasser existiert nicht. Bei allen Schutzmassnahmen bleibt ein Restrisiko bestehen. Die einem Projekt zugrunde gelegte Abflussmenge hängt namentlich auch vom tolerierbaren Restrisiko ab. Wo Siedlungsgebiete gefährdet sind, werden wesentlich höhere Sicherheiten gefordert als in abgelegenen, unbesiedelten Gebieten ohne wichtige Infrastruktur. Bei Hochwasserschutzbauten, die bei einem Übersteigen des Bemessungshochwassers zwar überfordert sind, jedoch nicht kollabieren, kann in Abhängigkeit des tolerierbaren Risikos vom HQ_{100} als Bemessungshochwasser abgewichen werden.

2 Grundlagen aus der Geotechnik

2.1 Scherfestigkeit und Rutschungsstabilität

2.1.1 Scherfestigkeit

Bei Rutschungsproblemen interessieren wir uns für den Boden als Baugrund; im Gegensatz etwa zu gewissen Aufgaben im Strassenbau, bei denen der Boden als Baustoff verarbeitet wird. Wenn aus einer Kiesgrube Material für einen Strassenkoffer entnommen werden soll, können ungeeignete Komponenten, z.B. aus einer vorhandenen dünnen Tonschicht, entfernt werden. Fragen im Zusammenhang mit dieser Tonschicht sind dann weitgehend wirtschaftlicher Natur.

Beim Baugrundproblem liegen dagegen die Verhältnisse völlig anders. Eine dünne Tonschicht, die innerhalb eines an sich standfesten Hanges verläuft, kann nicht entfernt und in der Regel auch nicht beeinflusst werden. Sie wird somit massgebend für die Hangstabilität. Wenn im folgenden von Scherfestigkeit und Rutschungsstabilität die Rede ist, so bezieht sich die Scherfestigkeit auf Bodenproben aus Hangpartien und Bodenschichten mit den ungünstigsten Festigkeitseigenschaften. Offensichtlich ist es nicht immer einfach, solche Schichten zu lokalisieren und entsprechende Bodenproben zu untersuchen. Neben den eher theoretischen Ansätzen der Stabilitätsrechnung spielen deshalb Geländebeurteilungen und Baugrunduntersuchungen eine ausserordentlich wichtige Rolle.

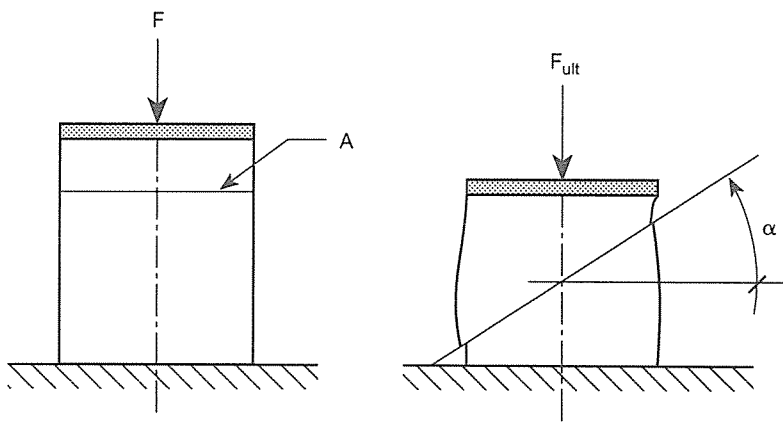


Abb. 46. Bodenprobe unter einachsigen Druck bei sprödem Bruchverhalten.

In Abbildung 46 wird eine Bodenprobe von Ausgangsquerschnitt A unter zunehmender axialer Druckkraft F bis zum Bruch belastet. Unter F_{ult} tritt der Bruch entlang der um α geneigten Bruchfläche ein. Für die axiale Normalspannung unmittelbar vor dem Bruch schreiben wir

$$\sigma_1 = \frac{F_{ult}}{A}$$

Im Gegensatz zur klassischen Mechanik erhält übrigens in der Bodenmechanik eine Druckspannung das positive Vorzeichen. Die Normalspannung $\sigma_{(\alpha)}$ senkrecht zur potentiellen Bruchfläche beträgt dann $\sigma_{(\alpha)} = \sigma_1 \cos^2 \alpha = \sigma_f$ und die Schubspannung $\tau_{(\alpha)}$ an der potentiellen Bruchfläche schreibt sich zu

$$\tau_{(\alpha)} = \sigma_{(\alpha)} \tan \alpha = \sigma_f \cdot \frac{1}{2} \sin 2\alpha = \tau_f$$

Für die Herleitung dieser Beziehungen siehe z.B. BöLL (1992).

Der Bruch tritt dann ein, wenn die Schubspannung einen bestimmten Wert erreicht. Man bezeichnet diesen Wert als Scherfestigkeit τ_f . Die Scherfestigkeit τ_f ist somit definiert als die Schubspannung bei Bruch.

Die Scherfestigkeit τ_f ist massgebend für das Bruchverhalten in Böden. Der Neigungswinkel α der Bruchfläche ist abhängig von den Materialeigenschaften und somit gleich für verschiedene Proben aus gleichem Bodenmaterial.

Die Zusammenhänge zwischen axialer Belastung, Spannungen und Bruch werden zur Bestimmung der Scherfestigkeit verwendet. In der Regel führt man aber auf die Bodenprobe eine allseitige Druckspannung σ_3 ein und fährt dann unter zunehmender Axialkraft F zum Bruch. Der unter allseitiger Druckspannung σ_3 durchgeführte Versuch wird als Triaxialversuch bezeichnet. Er entspricht recht gut den Verhältnissen in der Natur, wo ein Volumenelement des Bodens in einen grösseren Bodenkörper eingeschlossen ist.

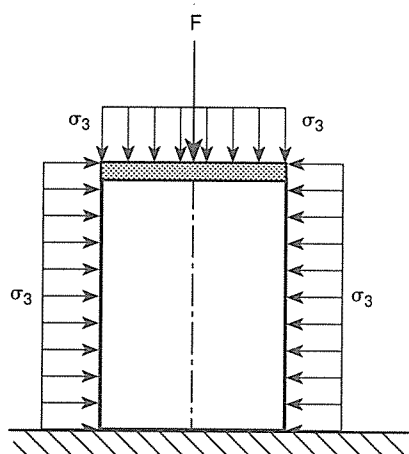


Abb. 47. Zylindrische Bodenprobe im Triaxialversuch, schematisch.

Die Resultate von Triaxialversuchen für verschiedene Bodenproben aus gleichem Material lassen sich in Mohr'schen Spannungskreisen darstellen; die Scherfestigkeit τ_f des Bodenmaterials lässt sich anschreiben nach der Bruchhypothese von Mohr-Coulomb. Unten kommen wir dann auf diese Zusammenhänge zurück. Zunächst wollen wir aber noch den Einfluss des Porenwassers im Boden bzw. der Porenwasserspannung auf die angelegten Spannungen σ_1 und σ_3 und damit auf die Scherfestigkeit τ_f untersuchen.

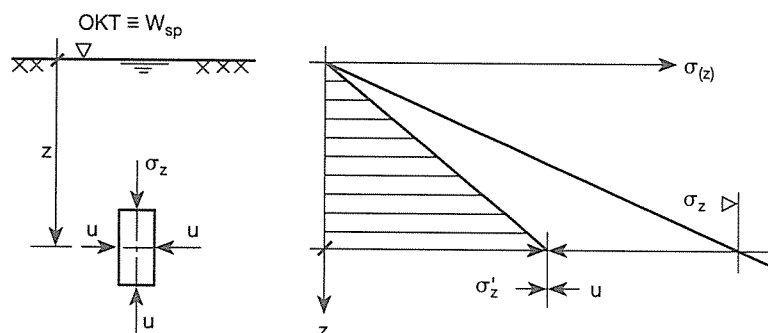


Abb. 48. Totale Spannung σ_z , Porenwasserspannung u und effektive Spannung σ'_z (LANG und HUDER 1990).

In Abbildung 48 betrachten wir ein kleines Bodenelement in einem homogen aufgebauten Bodenprofil in einer Tiefe z unterhalb der Bodenoberfläche OKT. Die Lage des Grundwasserspiegels W_{sp} falle mit der Bodenoberfläche zusammen. Die Poren im Boden sind mit Wasser gefüllt; das Bodenprofil ist somit wassergesättigt. Es seien

ρ_{sat} Dichte des gesättigten Bodens

ρ_w Dichte des Wassers

Die totale vertikale Überlagerungsspannung σ_z auf das Bodenelement ergibt sich aus dem Gewicht der wassergesättigten Bodensäule über dem Element zu

$$\sigma_z = \rho_{sat} \cdot g \cdot z$$

Wenn wir diese totale Spannung σ_z mit der Spannung

$$\sigma_1 = \frac{F_{ult}}{A}$$

im einachsigen Druckversuch bzw. mit der Spannung

$$\sigma_1 = \frac{F_{ult}}{A} + \sigma_3$$

im Triaxialversuch vergleichen und im Bodenelement einen Zustand unmittelbar vor Bruch annehmen, können wir schreiben $\sigma_z = \sigma_1$

Nun wirkt aber in der Tiefe z noch der hydrostatische Wasserdruck. Dieser ist bekanntlich in allen Richtungen gleich und beträgt $p_w = \rho_w g z = u$

In der Bodenmechanik bezeichnet man u als Porenwasserspannung. Am Hang und bei hangparalleler Strömung gilt für $p_w = u$ die Beziehung gemäss Abbildung 24 in Kapitel 1.2.4.

Die Porenwasserspannung u ist der totalen Überlagerungsspannung σ_z entgegengerichtet. In der Tiefe z herrscht demnach die effektive Überlagerungsspannung σ'_z

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = (\rho_{sat} - \rho_w)gz$$

Man bezeichnet σ'_z auch als Korn-zu-Korn-Druck und den Ausdruck $(\rho_{sat} - \rho_w)g = \gamma'$ als das Raumbgewicht des Bodens unter Auftrieb.

Für das Verhalten des Bodenmaterials werden meistens die effektiven Spannungen massgebend. Man berücksichtigt deshalb bei der Auswertung von Triaxialversuchen meistens die Porenwasserspannungen und erhält dann die Scherfestigkeit τ_f in effektiven Spannungen. Nach Mohr-Coulomb schreibt sich die Scherfestigkeit τ_f als Gleichung der durch eine Gerade dargestellten Hüllkurve an die Mohr'schen Spannungskreise zu

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \Phi' = c' + \sigma' \tan \Phi' \quad \text{mit}$$

Φ' Winkel der Scherfestigkeit ausgedrückt in effektiven Spannungen oder auch kurz effektiver Reibungswinkel, Winkel der inneren Reibung Φ' oder Scherwinkel Φ'
 c' effektive Kohäsion

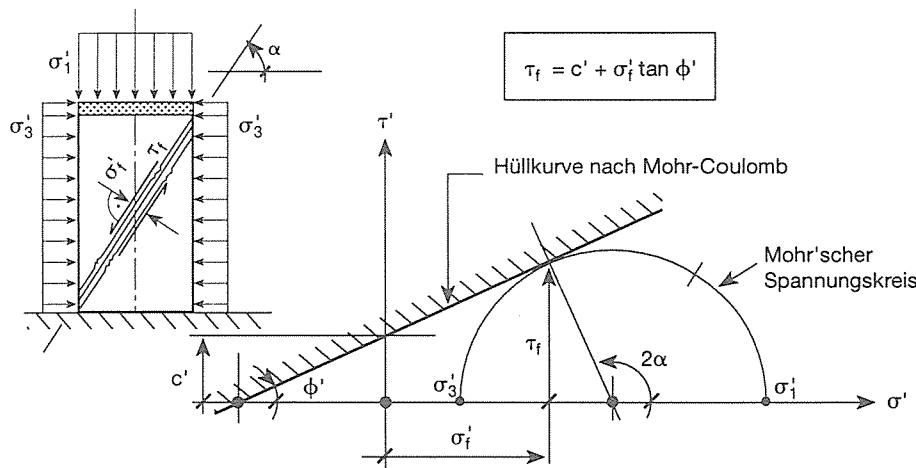


Abb. 49. Mohr'scher Spannungskreis schematisch für den Bruchzustand eines Bodens mit Kohäsion.

In Abbildung 49 sind die Verhältnisse schematisch dargestellt. In Wirklichkeit ist natürlich die Hüllkurve nach Mohr-Coulomb, d.h. die Bruchgerade $\tau_f = c' + \sigma' \tan \Phi'$ bei zunächst unbekanntenen Werten c' und Φ' , erst dann definiert, wenn zwei verschiedene Mohr'sche Spannungskreise vorliegen. Es sind deshalb mindestens zwei Triaxialversuche erforderlich, die im Labor bei zwei verschiedenen Werten σ'_3 gefahren werden und bei denen dann Bruch unter zwei verschiedenen Werten σ'_1 eintritt.

Zur allgemeinen Erläuterung des Spannungskreises von Mohr siehe z.B. BöLL (1992).

Die Kohäsion c' hat die Dimension einer Spannung; der Anteil der Kohäsion an der Scherfestigkeit ist unabhängig von der Normalspannung s' , die auf die Fläche wirkt. Der Winkel Φ' der inneren Reibung kann auch abgeschätzt werden, falls die Kornverteilungskurve des Bodenmaterials vorliegt. Dazu wird die Methode von Dhawan verwendet; siehe LANG und HUDER (1990).

Für die Bodentypen nach USCS-Klassifikation sind u.a. auch die Scherfestigkeitsparameter c' und Φ' als Mittelwerte für schweizerische Verhältnisse tabelliert in VSS (1966). Für viele praktische Anwendungen genügen diese Angaben.

In bezug auf das Verhalten von Böden, insbesondere auch im Zusammenhang mit Rutschungen, unterscheiden wir zwischen Böden mit Kohäsion oder bindigen Böden und Böden ohne Kohäsion oder nichtbindigen Böden. Bei Böden mit Kohäsion gilt $c' > 0$, und die Scherfestigkeit schreibt sich nach Mohr-Coulomb zu

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \Phi'$$

Bei Böden ohne Kohäsion gilt $c' = 0$, und die Scherfestigkeit τ_f schreibt sich zu

$$\tau_f = \sigma' \tan \Phi'$$

Böden ohne Kohäsion werden manchmal auch als Reibungsböden bezeichnet.

Unter bestimmten Voraussetzungen, vor allem bei hohen Wassergehalten, kann auch bei bindigen Böden die Kohäsion $c' = 0$ werden. Bei Stabilitätsanalysen wird sie daher oft nicht berücksichtigt. Bei wassergesättigten, schlecht durchlässigen, feinkörnigen, bindigen Böden spielt auch die sogenannte undrainierte Scherfestigkeit c_u eine Rolle. Sie kann z.B. mit der Flügelsonde als c_{us} ermittelt werden und wird häufig für kurzfristige Zustände, z.B. bei Baugruben, in Rechnung gesetzt. Weil der Versuch mit der Flügelsonde bei entsprechenden Bedingungen im Gelände recht einfach durchzuführen ist, hat die undrainierte Scherfestigkeit auch für unsere Rutschungsprobleme eine gewisse Bedeutung. Sie ermöglicht manchmal qualitative Aussagen über Bodenschichten geringer Festigkeit und über die Empfindlichkeit feinkörniger Böden auf Störungen.

Beispiel zur Scherfestigkeit:

Rutschungsstabilität einer Böschung in kohäsionslosem Bodenmaterial

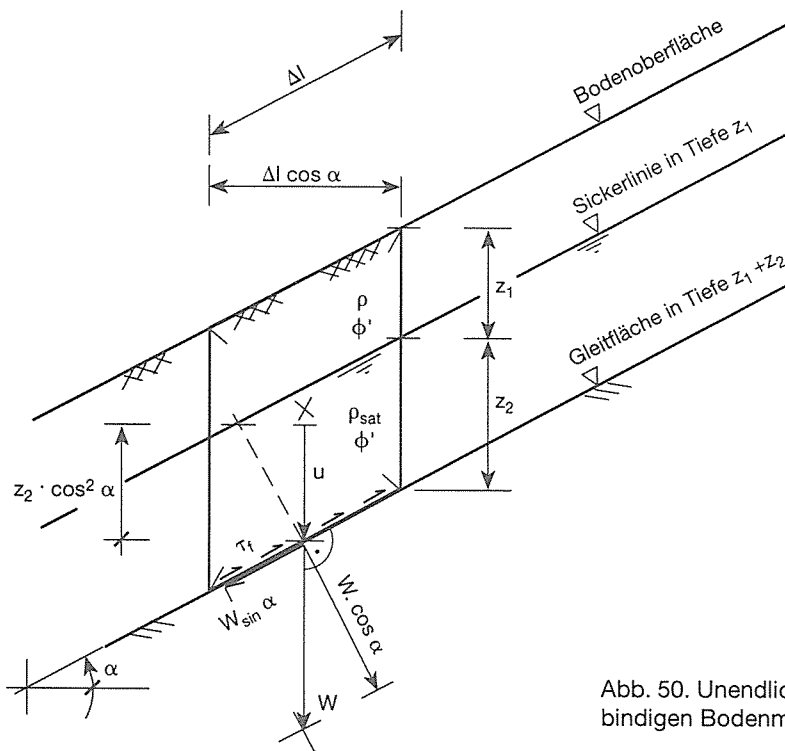


Abb. 50. Unendlich lange Böschung im nichtbindigen Bodenmaterial.

Wir betrachten eine unendlich lange Böschung in nichtbindigem Bodenmaterial. Der Neigungswinkel betrage α und in Tiefe z_1 unterhalb der Bodenoberfläche verlaufe eine hangparallele Sickerströmung. Wenn eine solche Böschung abrutscht, erfolgt der Bruch entlang einer hangparallelen Gleitfläche.

Wir nehmen an, die Gleitfläche liege in der Tiefe $z_1 + z_2$ unterhalb der Bodenoberfläche und wollen die Sicherheit gegen den Grenzzustand des Abgleitens berechnen. Es handelt sich um ein Stabilitätsproblem.

Wir führen die Stabilitätsrechnung an einem Erdkörper durch, den wir gemäss Abbildung 50 abgrenzen. Die horizontale Länge beträgt $\Delta l \cdot \cos\alpha$ und die Breite entspreche der Einheitsbreite $b = 1$. Ein solcher Erdkörper wird manchmal auch als Lamelle bezeichnet.

Das Gewicht des Erdkörpers sei W . Die Kraft W lässt sich entlang ihrer Wirkungslinie in den Durchstosspunkt mit der Gleitfläche verschieben und dort in ihre Normal- und Tangentialkomponente zerlegen. Die Tangentialkomponente $W \cdot \sin\alpha$ liefert die Schubspannung τ an der Gleitfläche. Der Erdkörper hat die Tendenz, unter dieser Schubspannung abzugleiten. Aus der Normalkomponente $W \cos\alpha$ ergibt sich die Normalspannung σ senkrecht zur Gleitfläche. Unter Berücksichtigung der Porenwasserspannung u lässt sich die effektive Normalspannung $\sigma' = \sigma - u$ und damit die Scherfestigkeit τ_f an der Gleitfläche anschreiben. Die Scherfestigkeit τ_f ist massgebend für die Stabilität der Böschung, und der rechnerische Sicherheitsfaktor F gegen Abgleiten schreibt sich zu

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Am abgegrenzten System Erdkörper nach Abbildung 50 wirken:

Das Gewicht

$$W = (z_1 \rho g + z_2 \rho_{\text{sat}} \cdot g) \cdot \Delta l \cdot \cos\alpha$$

mit der Feuchtdichte ρ des Bodenmaterials oberhalb der Sickerlinie und der Dichte ρ_{sat} des gesättigten Bodens unterhalb der Sickerlinie. Daraus ergibt sich die Schubspannung τ zu

$$\tau = \frac{W \cdot \sin\alpha}{\Delta l} = (z_1 \rho g + z_2 \rho_{\text{sat}} g) \sin\alpha \cdot \cos\alpha$$

und die totale Normalspannung σ zu

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos\alpha}{\Delta l} = (z_1 \rho g + z_2 \rho_{\text{sat}} g) \cos^2\alpha$$

Die Porenwasserspannung u

Dabei gilt $u = p_w$ gemäss der Beziehung nach Abbildung 24 in Kapitel 1.2.4.

$$u = \rho_w g z_2 \cos^2\alpha$$

Die effektive Normalspannung $\sigma' = \sigma - u$ wird

$$\sigma' = (z_1 \rho + z_2 \rho_{\text{sat}} - z_2 \rho_w) g \cos^2\alpha = (z_1 \rho - z_2 \rho') g \cos^2\alpha$$

Den Ausdruck $\rho' = \rho_{\text{sat}} - \rho_w$ bezeichnen wir als die Dichte des gesättigten Bodens unter Auftrieb. Die Scherfestigkeit τ_f schreibt sich schliesslich zu

$$\tau_f = \sigma' \tan \Phi' = (z_1 \rho - z_2 \rho') g \cos^2\alpha \cdot \tan \Phi'$$

Für den Sicherheitsgrad F gegen Abgleiten ergibt sich

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{(z_1 \rho - z_2 \rho') \tan \Phi'}{(z_1 \rho - z_2 \rho_{\text{sat}}) \tan \alpha}$$

Da eine genügende Sicherheit gegen den Grenzzustand des Gleichgewichts, d.h. gegen Abgleiten der Böschung gefordert wird, ist zu schreiben $F > 1,0$. Die Grösse des geforderten Sicherheitsgrades F hängt von verschiedenen Faktoren ab und wird in der Geotechnik häufig von Fall zu Fall festgelegt. Dabei sind zu berücksichtigen: Gefährdung von Mensch, Tier und Anlagen bei Versagen; vorhandene und in der Rechnung berücksichtigte Kenntnisse über Bodenkennwerte, Aufbau der Bodenprofile und Sickerströmungsverhältnisse; Plausibilität der Baugrund- und Rechenmodelle. In bezug auf die Rutschungsstabilität wird meistens gefordert $F \geq 1,3$ und manchmal auch $F \geq 1,2$.

Dass die Lage der Sickerlinie einen sehr grossen, in der Praxis oft massgebenden Einfluss auf die Stabilität einer Böschung bzw. eines Hanges hat, ergibt sich sofort aus der Betrachtung der beiden Grenzfälle:

Sickerlinie identisch mit der Bodenoberfläche

aus $z_1 = 0$ ergibt sich

$$F = \frac{\rho' \tan \Phi'}{\rho_{\text{sat}} \tan \alpha}$$

Keine Sickerlinie vorhanden

aus $z_2 = 0$ ergibt sich

$$F = \frac{\tan \Phi'}{\tan \alpha}$$

Falls gilt $F = 1,0$, ist die Böschung rechnerisch gerade noch im Gleichgewicht. Für den Fall ohne Sickerlinie gilt dann für den Böschungswinkel $\alpha = \Phi'$. In kohäsionslosem Bodenmaterial kann demnach der Böschungswinkel nie grösser sein als der Winkel Φ' der inneren Reibung.

Numerisches Beispiel

Gegeben sei eine lange Böschung im siltigen Kies. Es sei $\Phi' = 36^\circ$ und $\rho_{\text{sat}} = 2,2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$

Gesucht sei der Böschungswinkel bei $F = 1,0$. Falls die Sickerlinie identisch ist mit der Bodenoberfläche, wird

$$\tan \alpha = \frac{(2,2 - 1,0)10^3 \text{ kg/m}^3}{2,2 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3} \cdot \tan 36^\circ \cong 0,40 \text{ und somit } \alpha \cong 21^\circ.$$

Falls keine Sickerlinie vorhanden ist, gilt $\alpha = 36^\circ$.

2.1.2 Rutschungsstabilität

Im Beispiel zur Scherfestigkeit haben wir die Stabilität einer langen Böschung im nichtbindigen Bodenmaterial untersucht. Hier wollen wir nun das Problem ausdehnen und auch Bruchmechanismen im bindigen Material betrachten. Wir wollen davon ausgehen, dass wir es im Wildbach- und Hangverbau in der Regel mit langen Böschungen oder eben mit Hängen zu tun haben. Im weiteren setzen wir zunächst homogene Baugrundverhältnisse voraus, d.h. es sollen z.B. keine Bodenschichten geringerer Scherfestigkeit vorhanden sein.

Im nichtbindigen Material tritt dann der Bruch häufig entlang mehr oder weniger hangparalleler Gleitflächen auf. Diese verlaufen oft ziemlich nahe an der Oberfläche. Im bindigen Material sind die Gleitflächen dagegen gekrümmt und verlaufen in grösseren Tiefen.

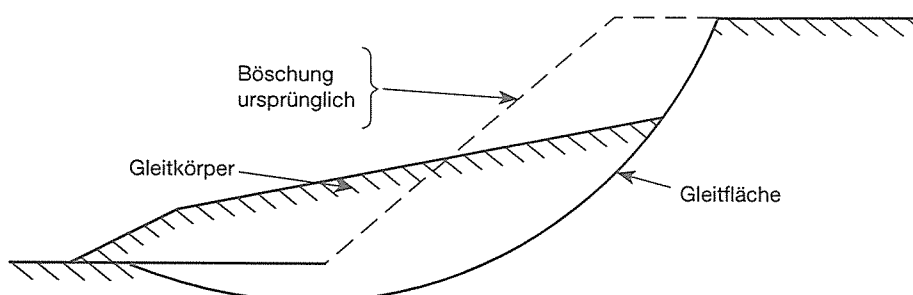


Abb. 51. Rutschung im bindigen Material entlang gekrümmter Gleitfläche, schematisch.

Rutschungsprobleme haben für uns eine sehr grosse Bedeutung. Dabei geht es um die Beurteilung labiler Hänge hinsichtlich ihres Gefahrenpotentials, um Geschiebeeintrag in Gerinne, um Wahl und Anordnung von Stabilisierungs- und Schutzmassnahmen, um die Bestimmung von Einwirkungen auf Stützwerke und um die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Stützwerken. Wir wollen hier einige Grundbegriffe der Stabilitätsrechnung erläutern. Für weitere Grundlagen und insbesondere die praktische Durchführung von Stabilitätsrechnungen sei auf die Literatur, z.B. LANG und HUDER (1990) oder TERZAGHI und PECK (1967) verwiesen.

Der Mechanismus einer möglichen Rutschung lässt sich durch eine Gleichgewichtsbetrachtung an einem plausiblen Baugrundmodell untersuchen.

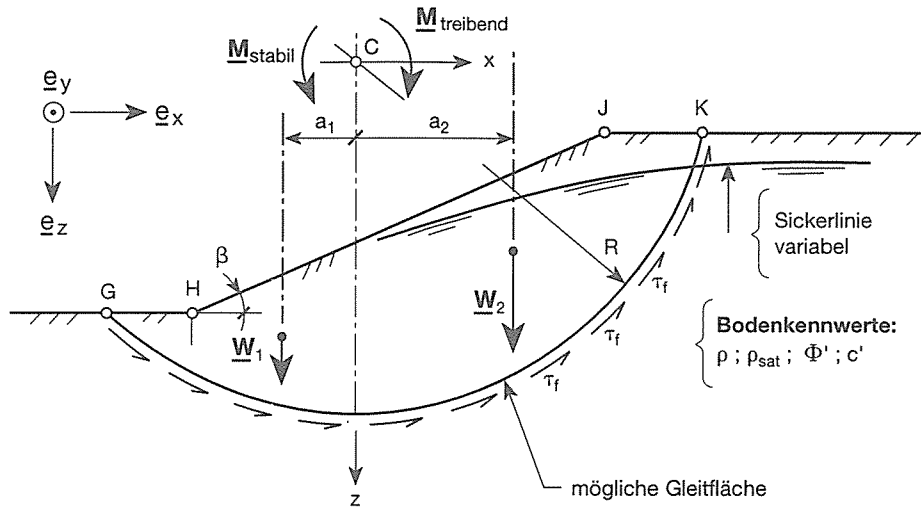


Abb. 52. Modell einer Rutschung im bindigen Material bei angenommener zylindrischer Gleitfläche mit Radius R und Achse parallel \underline{e}_y durch C .

Die Ausdehnung in y -Richtung der in Abbildung 52 skizzierten Böschung sei gross gegenüber den übrigen Abmessungen. Wir denken uns eine Scheibe der Einheitsstärke (-dicke) 1 herausgeschnitten und betrachten das ebene System, das durch die Linie G, H, J, K und die Gleitfläche abgegrenzt ist. Den Ursprung des rechtwinkligen Koordinatensystems legen wir in den Kreismittelpunkt C .

Falls eine Rutschung entlang dieses Kreisbogens bzw. der entsprechenden Gleitfläche stattfindet, rotiert das System im Uhrzeigersinn um die y -Achse. Im folgenden bezeichnen wir diese Bewegung kurz als eine Rotation um den Kreismittelpunkt C .

In bezug auf diese Rotation und damit auf die Rutschungsstabilität sprechen wir von treibenden Kräften und von rückhaltenden Kräften bzw. von treibenden und von rückhaltenden Momenten bezüglich C .

- Treibende Momente haben das negative Vorzeichen bezüglich unseres Koordinatensystems, d.h. der Momentenvektor weist in negativer y -Richtung. In Abbildung 52 ist

$$\underline{M}_{\text{treibend}} = -a_2 W_2 \underline{e}_y$$

mit dem Gewicht W_2 des Bodenkörpers rechts der z -Achse. Weitere treibende Momente können sich aus anderen Kräften, z.B. aus Auflasten rechts der z -Achse ergeben.

- Rückhaltende oder stabilisierende Momente haben das positive Vorzeichen bezüglich unseres Koordinatensystems, d.h. der Momentenvektor weist in positiver y -Richtung. Den wichtigsten Anteil an das rückhaltende Moment liefert meistens die Scherfestigkeit τ_f entlang der Gleitfläche. In Abbildung 52 ist

$$\underline{M}_{\text{stabil}} = (R\tau_f b + a_1 W_1) \underline{e}_y$$

mit der Bogenlänge b des Kreisbogens zwischen G und K , dem Kreisradius R und dem Gewicht W_1 des Bodenkörpers links der z -Achse. Weitere stabilisierende Momente können sich z.B. aus Auflasten links der z -Achse oder aus Ankerkräften ergeben.

Der vorhandene Sicherheitsfaktor F gegen Abgleiten entlang der betrachteten Gleitfläche lässt sich als Quotient der Beträge der Momente anschreiben zu

$$F = \frac{M_{\text{stabil}}}{M_{\text{treibend}}}$$

Die im Beispiel der geraden Gleitfläche in Kapitel 2.1.1 verwendete Beziehung

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

drückt die gleiche Bedingung aus. Die eine Form der Gleichung für F lässt sich in die andere umwandeln.

Die rechnerische Lösung eines Rutschungsproblems, die Stabilitätsanalyse, besteht in der Bestimmung der Sicherheitsfaktoren F_i für verschiedene ausgewählte Gleitflächen. Dabei wird die Gleitfläche mit dem kleinsten Wert F_{\min} gesucht. Diese Gleitfläche wird als kritische

- Bodenmaterial; Festigkeit, Verwitterungsbeständigkeit und Langzeitverhalten;
- Schichtaufbau; insbesondere auch dünne Schichten geringer Festigkeit;
- Verlauf der Sickerlinie; Porenwasserspannungen;
- Zusätzliche Belastungen; insbesondere auch aus Verbaumassnahmen und Änderungen der Porenwasserspannungen.

Bei einer Sicherheitsbetrachtung sind diese Faktoren zu variieren, und die Gleitflächen sind so zu legen, dass sie auf möglichst langen Strecken durch Bodenschichten geringer Scherfestigkeit verlaufen.

Zu den bekanntesten Methoden der Stabilitätsanalyse gehören neben der Schwedischen die Verfahren nach Bishop und nach Janbu (LANG und HUDER 1990). Alle diese Methoden beruhen auf verschiedenen Gleichgewichtsbetrachtungen (insbesondere was die Seitenkräfte zwischen den einzelnen Lamellen betrifft), so dass die rechnerischen Resultate nicht identisch sein können. Meistens liefert die Schwedische Methode den kleinsten rechnerischen Sicherheitsfaktor. Die Methode nach Bishop hat gegenüber der Schwedischen Methode keine wesentlichen Vorteile. Mit der Methode nach Janbu können dagegen auch nicht-kreisförmige Gleitflächen, insbesondere solche kleiner Krümmung berechnet werden. Diese Methode ist deshalb sehr geeignet zur Analyse bevorzugter Gleitflächen.

Im Modell in Abbildung 54 ist eine bevorzugte Gleitfläche dargestellt. Es handelt sich dabei um eine dünne Tonschicht im sonst homogenen Silt. Vor allem bei Wassersättigung ist die Scherfestigkeit im Ton kleiner als im Silt. Für den Fall homogenen Silts ohne Tonschicht würde z.B. die Gleitfläche G_1 mit dem Sicherheitsfaktor F_1 als massgebend berechnet. Im Fall Silt mit Tonschicht stellt sich dagegen eher die Gleitfläche G_2 ein mit dem Sicherheitsfaktor $F_2 < F_1$. Unter Umständen, z.B. im Fall einer Tonschicht in einer an sich standfesten Moräne, gilt $F_2 \ll F_1$.

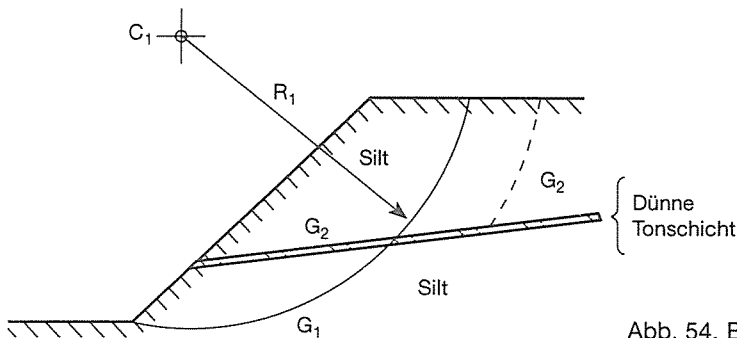


Abb. 54. Bevorzugte Gleitfläche nach LANG und HUDER (1990).

Rutschungen treten oft entlang bevorzugter Gleitflächen auf. Solche können z.B. sein:

- dünne Schicht geringer Festigkeit;
- geneigte, verlehnte Felsunterlage;
- Bodenschicht unmittelbar unter dem Wurzelhorizont, vor allem bei gleichförmiger Vegetation.

Häufig sind solche Schichten wasserführende Horizonte mit deutlich reduzierter Scherfestigkeit. Werden sie nicht berücksichtigt, liefert die Stabilitätsrechnung ein völlig falsches Resultat. In der Praxis bereitet die Feststellung solcher Schichten oft erhebliche Schwierigkeiten und erheblichen Aufwand.

2.2 Sickerwasser im Boden

2.2.1 Gesetz von Darcy und Entwässerbarkeit von Böden

Wie wir oben gesehen haben, hat das Wasser im Boden einen grossen Einfluss auf die Rutschungsstabilität. Zu den klassischen, oft aber auch recht problematischen und umstrittenen Schutzmassnahmen gehören deshalb die Rutschungsentwässerungen. Eine wichtige Bodenkenngrösse ist in diesem Zusammenhang der Durchlässigkeitsbeiwert k von Darcy.

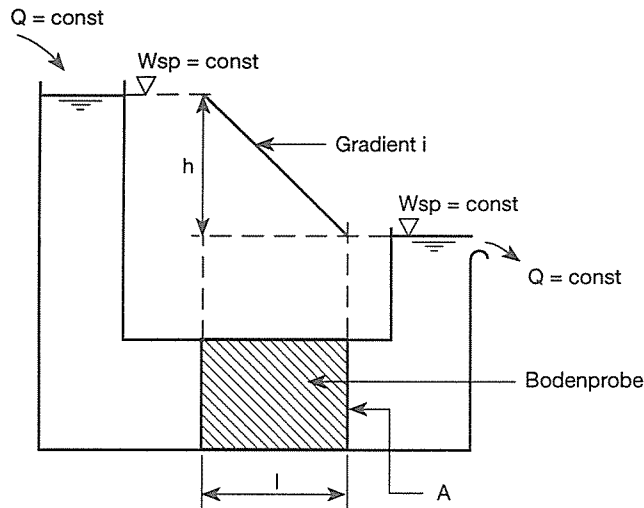


Abb. 55. Versuchsanordnung nach Darcy für eine laminare Sickerströmung durch eine gesättigte Bodenprobe der Länge l und Querschnittsfläche A .

Mit

h Druckhöhe

$i = \frac{h}{l}$ Druckgefälle, hydraulisches Gefälle, Gradient

k Durchlässigkeitsbeiwert

schreibt sich die Filtergeschwindigkeit v nach Darcy zu

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i$$

Die Filtergeschwindigkeit v ist jene Geschwindigkeit, welche die Wassermenge Q hätte, wenn keine Bodenteilchen den Durchflussquerschnitt A reduzieren würden. Sie ist also nicht die effektive Fließgeschwindigkeit eines Wasserteilchens, sondern eine fiktive Grösse. Aus diesem Grund wird oft auch geschrieben

$$q = \frac{Q}{A} = k \cdot i$$

Dabei ist q die Ergiebigkeit pro Flächeneinheit, d.h. die Durchflussmenge pro Flächeneinheit. Im Gegensatz zur Filtergeschwindigkeit hat diese Grösse eine physikalische Bedeutung.

Der Durchlässigkeitsbeiwert k hat die Dimension einer Geschwindigkeit. Heute wird k meistens in ms^{-1} angegeben. In der Literatur und in Tabellen auch in cms^{-1} . In der amerikanischen Literatur findet man auch Angaben in feet per day; dabei ist $1 \text{ ft/day} \approx 3,5 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$.

Der k -Wert hängt stark ab von der Kornzusammensetzung, der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad. Für ein und denselben Bodentyp können die k -Werte stark variieren. In Tabellen über Bodenkennziffern (z.B. VSS 1966) sind Richtwerte angegeben, die allerdings mit grosser Vorsicht anzuwenden sind.

Mit der Durchlässigkeit ist natürlich auch die Entwässerbarkeit von Böden sehr unterschiedlich. Dabei gilt

- gut entwässerbare Böden haben k -Werte, die grösser sind als etwa 10^{-5} bis 10^{-6} ms^{-1}
- bei schlecht entwässerbaren Böden liegen die k -Werte zwischen etwa 10^{-6} und 10^{-8} ms^{-1}
- praktisch undurchlässige Böden haben k -Werte kleiner als etwa 10^{-8} ms^{-1}

In der Praxis haben wir es natürlich nur selten mit homogenen Bedingungen zu tun. Häufig finden sich Bodenschichten verschiedener Durchlässigkeit. Dabei spielt es eine wesentliche Rolle, ob die Strömungsrichtung des Wassers parallel oder senkrecht zu den Bodenschichten verläuft:

- Bei der Durchströmung parallel zur Schichttrichtung wird die Bodenschicht mit dem grössten k -Wert, d.h. die durchlässigste Schicht massgebend für die Ergiebigkeit und damit für die Entwässerbarkeit.
- Bei der Durchströmung senkrecht zur Schichttrichtung bestimmt dagegen die Schicht mit dem kleinsten k -Wert die Ergiebigkeit.

Bekanntlich sucht sich das Wasser einen möglichst günstigen Weg und findet diesen oft in Bodenrissen, Wurzelkanälen und dergleichen. Im Gelände ist deshalb die Entwässerbarkeit häufig etwas besser als man aufgrund einzelner Probenuntersuchungen annehmen würde. Trotzdem müssen wir hier aber festhalten, dass sich unsere Rutschungen meistens in schlecht entwässerbaren Böden abspielen und dass sich eine Absenkung der Sickerlinie oft kaum oder nur mit sehr grossem Aufwand bewerkstelligen lässt.

2.2.2 Strömungsdruck und hydraulischer Grundbruch

Auf die von Sickerströmungen beeinflussten Bauwerke ergibt sich in der Regel eine vom hydrostatischen Wasserdruck abweichende Einwirkung. Bei solchen Bauwerken kann zudem das Gefährdungsbild hydraulischer Grundbruch für die Tragsicherheit massgebend werden.

Beim Durchströmen des Bodens erleidet das Wasser Druckverluste infolge Reibung an den Bodenpartikeln. Durch diese Reibung wird gleichzeitig eine in Strömungsrichtung wirkende Kraft S auf den Boden erzeugt. Wir bezeichnen diese Kraft als Strömungsdruckkraft S .

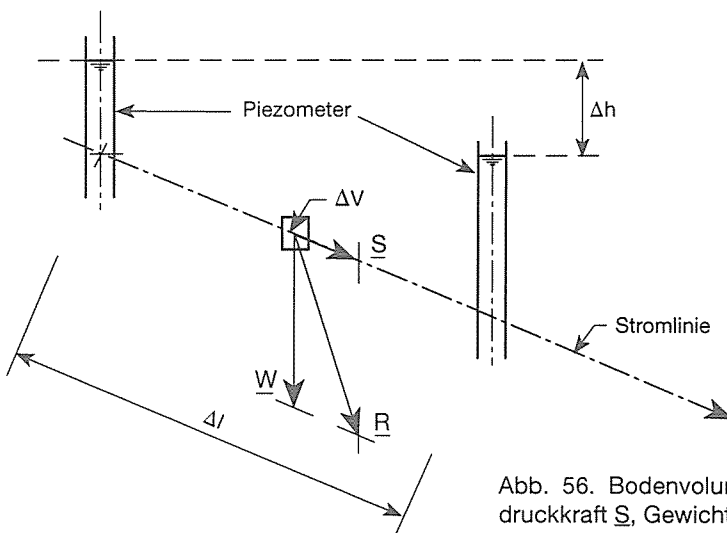


Abb. 56. Bodenvolumenelement ΔV mit Strömungsdruckkraft S , Gewichtskraft W und Resultierender R .

Aus den Piezometerablesungen ergibt sich der Gradient i zu

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

Daraus berechnet sich die Strömungsdruckkraft S auf das Volumenelement ΔV zu

$$S = i \rho_w g \cdot \Delta V.$$

Das Gewicht W des Bodenvolumenelementes ΔV unter Auftrieb schreibt sich zu

$$W = \rho' g \cdot \Delta V \text{ mit } \rho' = \rho_{\text{sat}} - \rho_w \text{ der Dichte des Bodenmaterials unter Auftrieb.}$$

Falls die Sickerströmung senkrecht von oben nach unten verläuft, fallen die Wirkungslinien der Gewichtskraft W und der Strömungsdruckkraft S zusammen. Die beiden Kräfte wirken zudem in der gleichen Richtung. Dadurch wird die Dichte ρ' des Bodens scheinbar vergrössert um den Betrag $i \cdot \rho_w$ auf $\rho' + i \rho_w$.

Falls die Sickerströmung senkrecht von unten nach oben verläuft, fallen die Wirkungslinien von W und S ebenfalls zusammen. Die beiden Kräfte wirken aber in entgegengesetzter Richtung. Bei der senkrecht nach oben gerichteten Sickerströmung wird somit die Dichte ρ' des Bodens scheinbar reduziert um den Betrag $i \cdot \rho_w$ auf $\rho' - i \rho_w$.

Bei der von unten nach oben gerichteten Strömung besteht die Gefahr, dass die Resultierende R aus Gewichtskraft $W = \rho' g \Delta V$ und Strömungsdruckkraft $S = i \rho_w g \Delta V$ Null wird oder sogar nach oben gerichtet ist. Dieses ausserordentlich gefährliche Phänomen wird als hydraulischer Grundbruch bezeichnet.

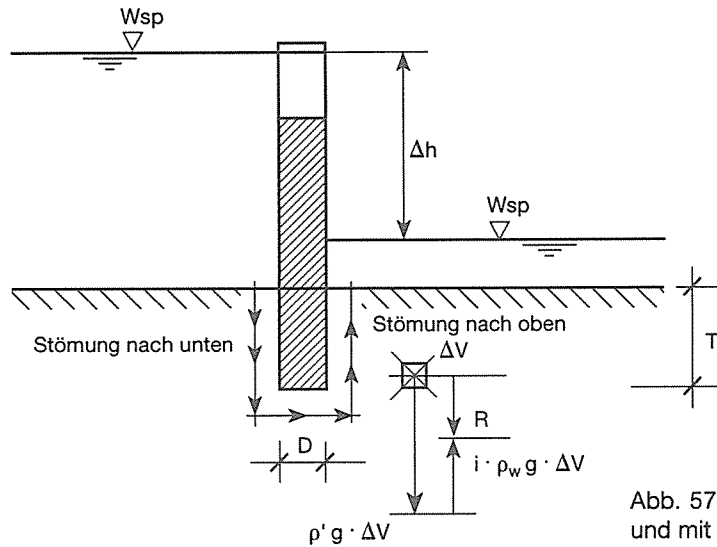


Abb. 57. Wildbachsperre nicht hinterfüllt und mit Wasser eingestaut.

Gemäss Abbildung 57 wird $R = 0$ falls gilt $i \rho_w g \cdot \Delta V = \rho' g \cdot \Delta V$

Das Druckgefälle wird dann als kritisches Druckgefälle

$$i_{\text{krit}} = \frac{\rho'}{\rho_w} = \frac{\rho_{\text{sat}} - \rho_w}{\rho_w} \text{ bezeichnet.}$$

Bei gegebener Dichte ρ_{sat} des gesättigten Bodens ist i_{krit} eine Materialkonstante.

Hydraulischer Grundbruch tritt ein, falls das effektiv vorhandene Druckgefälle i_{vorh} den Wert i_{krit} erreicht oder überschreitet. Dabei wird der Boden gewissermassen gewichtslos oder es wirkt sogar eine nach oben gerichtete Resultierende auf die Bodenpartikel. Dadurch lockert sich der Boden sehr stark auf, und der Durchlässigkeitsbeiwert steigt sprunghaft an. Die effektive Spannung σ' wird $\sigma' = 0$. Somit wird die Scherfestigkeit τ_f klein, und das Bauwerk kann einstürzen.

Um der Gefahr des hydraulischen Grundbruchs zu begegnen, wird ein Sicherheitsfaktor η_{hydr} eingeführt zu

$$\eta_{\text{hydr}} = \frac{i_{\text{krit}}}{i_{\text{vorh}}}$$

Im Beispiel der Wildbachsperre in Abbildung 57 ergibt sich das vorhandene Druckgefälle i_{vorh} zu

$$i_{\text{vorh}} = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{2T + D}$$

Für das kritische Druckgefälle als Materialkonstante wird im Wildbachverbau häufig geschrieben $i_{\text{krit}} \cong 1,17$.

Bei gegebener Wasserspiegeldifferenz Δh lässt sich das vorhandene Druckgefälle verkleinern und sich somit die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vergrössern, falls die Länge Δl des Sickerweges vergrössert wird. Bei Wildbachsperren kann dies durch sofortige Hinterfüllung der Sperren mit Lockermaterial geschehen; dabei muss allerdings der k -Wert in der Hinterfüllung etwa gleich dem k -Wert im Baugrund sein.

Feine und nichtbindige Böden bei lockerer Lagerung, wie Silte und Feinsande, sind besonders gefährdet in bezug auf hydraulischen Grundbruch. Für den Sicherheitsnachweis werden bei Wildbachsperren nach ASF (1973) etwa folgende Sicherheitsfaktoren gefordert:

- $\eta_{\text{hydr}} \geq 1,2$ bei grobblockigem Material
- $\eta_{\text{hydr}} \approx 2,0-3,0$ bei kiesig-sandigem Material
- η_{hydr} bis 6,0 bei reinem Silt

Bei Wasserdruck als Einwirkung auf Bauwerke haben wir grundsätzlich zu unterscheiden zwischen den beiden Fällen: ruhendes Wasser bzw. ruhendes Grundwasser und strömendes Grundwasser.

- Ruhendes Wasser bzw. ruhendes Grundwasser: Falls im Boden keine Sickerströmung herrscht, wirkt der hydrostatische Wasserdruck auf das Bauwerk. Im Beispiel der Wildbachsperre in Kapitel 1.1.2 haben wir eine undurchlässige Unterlage am Fundament angenommen. Falls dann die Sperre voll mit Wasser eingestaut, aber noch nicht mit Lockermaterial hinterfüllt ist, wirkt der hydrostatische Wasserdruck. Weil bei undurchlässiger Unterlage und undurchlässiger Sperre das Wasser zurückgestaut wird, stellt sich dieser aber auch auf die hinterfüllte Sperre ein. Man spricht in diesem Zusammenhang auch vom vollen Wasserdruck, der im ungünstigsten Fall zusätzlich zum Erddruck zu berücksichtigen ist.
- Strömendes Grundwasser: Beim Durchströmen des Bodens erleidet das Wasser Druckverluste. Dabei wird näherungsweise angenommen, der Druckabbau erfolge linear in einer idealisierten Stromröhre.

Im Beispiel, das in Abbildung 58 skizziert ist, liegt der Wasserspiegel links um Δh höher als rechts. Die Einbautiefe der Wand in den Boden beträgt links T_1 und rechts T_2 . Zwischen den Wasserspiegeln und den Bodenoberflächen herrscht hydrostatischer Druck. Infolge der Druckhöhe Δh fließt im Boden eine Sickerströmung von links nach rechts um das Bauwerk herum (siehe Abb. 57).

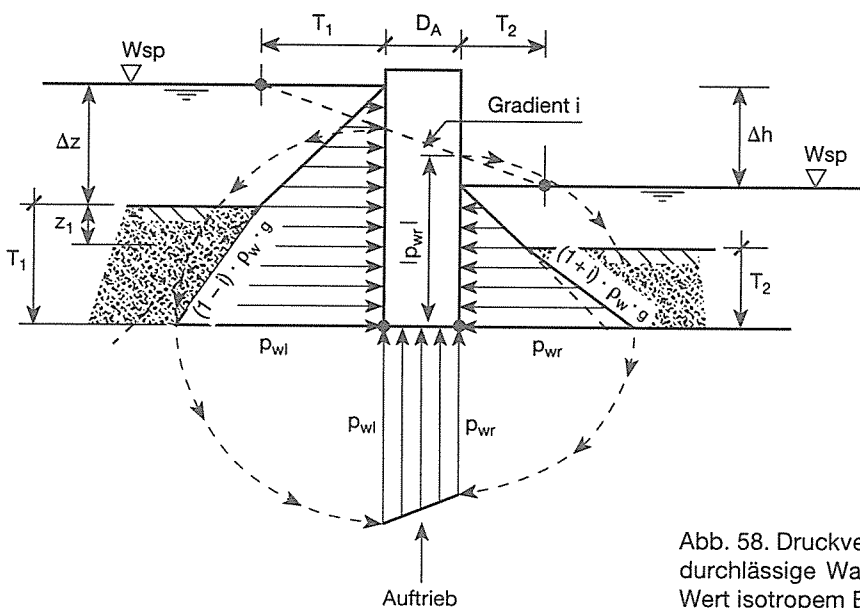


Abb. 58. Druckverteilung auf eine undurchlässige Wand bei bezüglich k -Wert isotropem Baugrund.

Die Druckverteilung im Baugrund ergibt sich aus einer Betrachtung der Sickerströmung in Fließrichtung. Links ist die Strömung von oben nach unten gerichtet. Infolge Reibung an den Bodenpartikeln erleidet das Wasser Druckverluste. Die Druckverteilung ist gegenüber der hydrostatischen reduziert und wird durch die Gerade mit der Neigung $(1-i)p_wg$ beschrieben. In der Tiefe T_1 unter der Bodenoberfläche ergibt sich daraus der reduzierte Wasserdruck p_{wr} . Senkrecht zur Fundamentfläche wirkt der Auftrieb. Im Eckpunkt links beträgt der Druck auf die Fundamentfläche natürlich ebenfalls p_{wl} . Bei der horizontalen Sickerströmung unter dem Fundament entstehen weitere Druckverluste, und der Druck nimmt ab auf p_{wr} am rechten Eckpunkt. Im Bodenkörper rechts ist die Sickerströmung von unten nach oben gerichtet. Der Druck nimmt dort ab von p_{wr} in Tiefe T_2 unter der Bodenoberfläche auf den hydrostatischen Druck an der Bodenoberfläche. Die Druckverteilung der von unten nach oben gerichteten Sickerströmung wird durch die Gerade mit der Neigung $(1+i)p_wg$ beschrieben. Im Beispiel von Abbildung 58 beträgt der Gradient

$$i = \frac{\Delta h}{T_1 + D_A + T_2}$$

Mit dem in Abbildung 58 gestrichelt eingetragenen Gradienten i ergibt sich die Hilfskonstruktion mit den beiden gestrichelten Halbkreisen für p_{wl} und p_{wr} .

Bemerkungen

Bei geschichteten Böden sind die Verhältnisse anders. Im Zusammenhang mit dem Gesetz von Darcy wurde festgestellt, dass bei Durchströmung senkrecht zur Schichtrichtung die Schicht mit dem kleinsten k -Wert für die Ergiebigkeit massgebend wird. Entsprechend wird sie auch massgebend für den Druckabbau.

Nehmen wir an, die Wand in Abbildung 58 sei beidseits bis in die Tiefe T_2 in den anstehenden Böden mit dem k -Wert k_2 eingebaut. Links sei die Wand zusätzlich hinterfüllt mit Lockermaterial der Schichthöhe z_1 und vom k -Wert k_1 . Es gelte $T_2 + z_1 = T_1$ und $k_1 \gg k_2$, wobei für die folgenden Aussagen ein Unterschied von etwa zwei Zehnerpotenzen genügt. Die Druckverteilung ist dann bis in die Tiefe $\Delta z + z_1$ unter dem Wasserspiegel hydrostatisch, und der Druckabbau erfolgt nur innerhalb der Schicht mit dem kleinen k -Wert k_2 . Der Gradient i schreibt sich zu

$$i = \frac{\Delta h}{2T_2 + D_A}$$

Dieser Fall ist insbesondere auch beim hydraulischen Grundbruch, z.B. bei einer künstlich hinterfüllten Stützkonstruktion, zu berücksichtigen.

Bei Tragwerken, die einen Erdkörper abzustützen haben, setzt sich in ungünstigen Fällen die Leiteinwirkung aus dem hydrostatischen Wasserdruck und dem Erddruck (siehe unten), neben allfälligen Auflasten usw., zusammen. Man versucht daher, den Wasserdruck zu eliminieren oder mindestens zu reduzieren, indem man durchlässige Werke so konstruiert, dass sie dauernd durchlässig bleiben und undurchlässige Werke durch geeignete Massnahmen entwässert. Bei Wildbachsperrern aus Beton werden zu diesem Zweck Dolen angeordnet.

2.3 Erddruck

2.3.1 Erddruck auf verschiebbare Wände

Auf ein mit Lockermaterial hinterfülltes Stützwerk wirken Kräfte, deren relative Grösse und Verteilung wir uns aufgrund von Überlegungen an einem Modell vorstellen können. Dabei betrachten wir zunächst eine glatte Wand bei horizontaler Hinterfüllung und verallgemeinern nachher die Resultate.

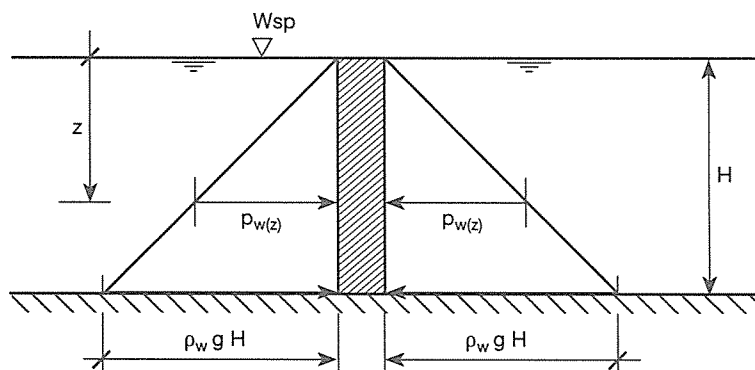


Abb. 59. Wand im ruhenden Wasser.

In Abbildung 59 betrachten wir eine senkrechte Wand der Höhe H , deren Krone mit dem ruhenden Wasserspiegel zusammenfällt. Da alle Kräfte im Gleichgewicht sind, wirkt von links und von rechts der gleiche hydrostatische Druck. In Tiefe z beträgt dieser $p_{w(z)} = \rho_w g z$.

In Abbildung 60 ist die gleiche Wand voll im Boden eingebaut. Da alle Kräfte im Gleichgewicht sind, wirkt von links und von rechts der gleiche Erddruck. In diesem Fall wird der Erddruck als Ruhedruck p_0 bezeichnet.

Die Erddruckverteilung ist ebenfalls dreieckig, und man spricht auch von einer quasi-hydrostatischen Erddruckverteilung. In der Tiefe z beträgt der Ruhedruck:

$$p_{0(z)} = K_0 \cdot \rho g \cdot z$$

mit

ρ Dichte des Bodens; manchmal wird auch noch das Raumgewicht $\gamma = \rho g$ verwendet

K_0 Ruhedruckbeiwert dimensionslos

Der Ruhedruckbeiwert ist abhängig vom Winkel Φ' der inneren Reibung. Dabei gilt

$$K_0 \cong 1 - \sin \Phi'$$

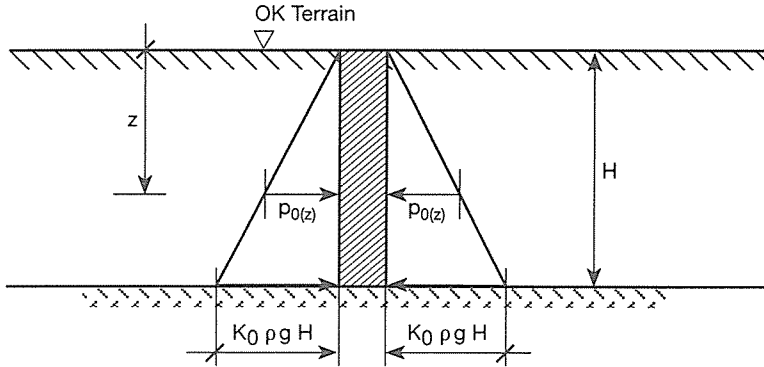


Abb. 60. Ruhende Wand im homogenen Boden.

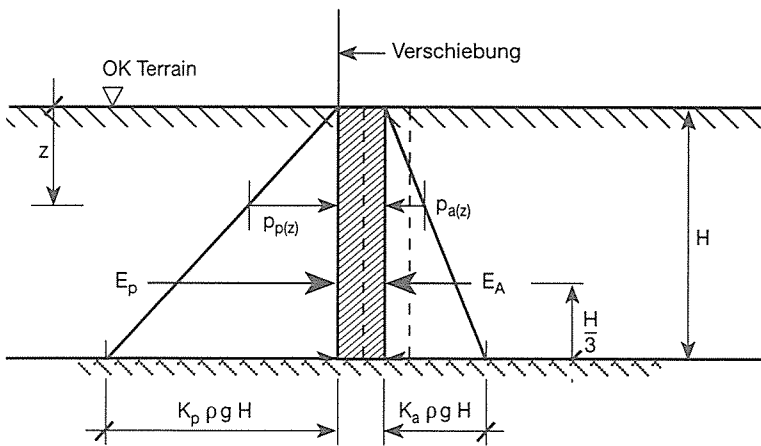


Abb. 61. Wand bei Verschiebung nach links im homogenen Boden.

In Abbildung 61 gehen wir von der ruhenden, mit dem Ruhedruck $p_{0(z)}$ belasteten Wand aus und verschieben diese nach links. Dazu müssen wir einen Widerstand im links liegenden Erdkörper überwinden, und der Druck, der von links auf die Wand wirkt, ist grösser als der Ruhedruck.

Rechts entsteht momentan ein Spalt zwischen Wand und Erdkörper. Bei nichtbindigem Bodenmaterial wird der Boden aber sofort wieder nachrutschen. Im bindigen Material kann dagegen auch eine vertikale Böschung standfest sein, sofern sie nicht höher als die freie Standhöhe h_c ist.

$$h_c = 3,85 \frac{c'}{\rho \cdot g} \quad \begin{array}{l} c' \text{ Kohäsion bzw. undrainierte Scherfestigkeit } c_u \\ \rho \text{ Dichte} \end{array}$$

Der Druck, der von rechts auf die Wand wirkt, ist kleiner als der Ruhedruck.

Bei der Verschiebung nach links bezeichnet man den Druck, der sich von links auf die Wand einstellt, als passiven Erddruck oder als Erdwiderstand. Der Druck, der von rechts wirkt, wird als aktiver Erddruck bezeichnet. Die Grösse des Erddrucks hängt von den Erddruckbeiwerten ab. Dabei ist K_a der aktive Erddruckbeiwert und K_p der passive Erddruckbeiwert.

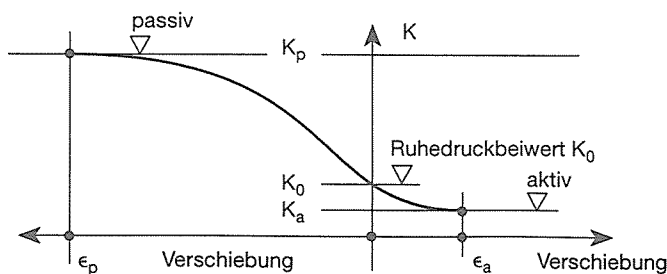


Abb. 62. Erddruckbeiwerte, schematisch.

In Abbildung 62 bedeutet ε_a die Verschiebung «vom Boden weg»; dabei wird der aktive Erddruck mit K_a mobilisiert. Bei der Verschiebung ε_p «auf den Boden zu» wird der Erdwiderstand oder eben der passive Erddruck mit K_p wirksam.

Aus Abbildung 62 ist ersichtlich, dass schon eine kleine Verschiebung ε_a genügt, um den aktiven Erddruck zu mobilisieren. Bis sich der passive Erddruck einstellt, braucht es dagegen eine recht grosse Verschiebung ε_p .

Am Modell in Abbildung 61 stellt sich eine dreieckige, quasi-hydrostatische Erddruckverteilung ein. In Tiefe z unterhalb der Bodenoberfläche schreiben sich

$$\text{aktiver Erddruck } p_{a(z)} = K_a \rho g \cdot z$$

$$\text{passiver Erddruck } p_{p(z)} = K_p \rho g \cdot z$$

Daraus ergeben sich die resultierenden Kräfte:

von rechts die aktive Erddruckkraft E_a

$$E_a = \frac{1}{2} H^2 \rho g \cdot K_a$$

von links die passive Erddruckkraft E_p

$$E_p = \frac{1}{2} H^2 \rho g \cdot K_p$$

Die Wirkungslinien der Kräfte E_a und E_p gehen natürlich durch die Schwerpunkte der dreieckigen Belastungsflächen. An der rechteckigen Wand der Höhe H und der Einheitsbreite 1 greifen die Kräfte somit in der Höhe

$$\frac{1}{3} H$$

über der Fundamentebene an. Nach der Theorie von Rankine wirken die Kräfte senkrecht auf ideal glatte Wände. Bei rauhen Wänden sind sie dagegen um den Wandreibungswinkel δ (siehe Abb. 63) nach der Theorie von Coulomb geneigt.

Für nicht bindiges Bodenmaterial lassen sich die Erddruckbeiwerte K_a und K_p mit den unten angeschriebenen Formeln berechnen.

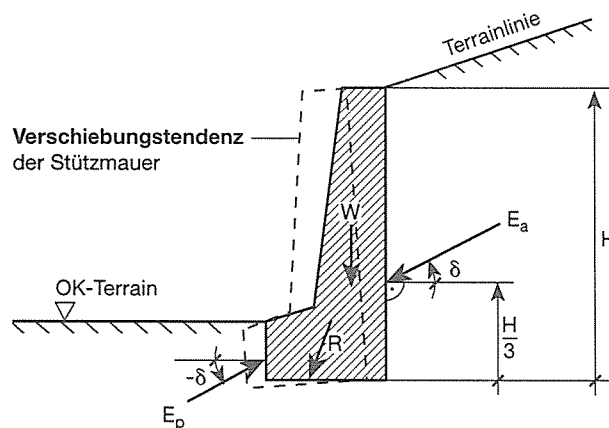


Abb. 63. Stützmauer und Erddruck schematisch. Dabei werden alle Kräfte auf die Scheibe der Einheitsstärke 1 bezogen.

H Höhe der Mauer

W Gewicht der Mauer $\dim W = \text{kN/m}$

E_a Aktiver Erddruck $\dim E_a = \text{kN/m}$

E_p Passiver Erddruck $\dim E_p = \text{kN/m}$

δ Wandreibungswinkel. Im Fall einer Mauer aus Beton $\delta = \frac{2}{3} \Phi'$

Im Fall einer Mauer aus Drahtsteinkörben $\delta \cong 0,9 \Phi'$

Mit dem Winkel Φ' der inneren Reibung des Hinterfüllungsmaterials.

R Resultierende aus W , E_a und E_p

In Abbildung 63 sind die Richtungen der Kräfte E_a und E_p eingetragen, wie sie sich aus der Verschiebungstendenz der Mauer ergeben. Im Fundamentbereich ist bei Stützbauwerken im Hangverbau mit Bodenabtrag und bei Wildbachsperrern mit Kolk zu rechnen, so dass der passive Erddruck dort nicht eingeführt werden darf. Bei von Flanke zu Flanke tragenden Wildbachsperrern rechnet man dagegen häufig mit dem Erdwiderstand E_p der Talflanken. Die Voraussetzung ist natürlich eine genügende und dauerhafte Einbindung der Sperre in den Flanken. Angaben zum Erdwiderstand E_p der Talflanken finden sich in ASF (1973).

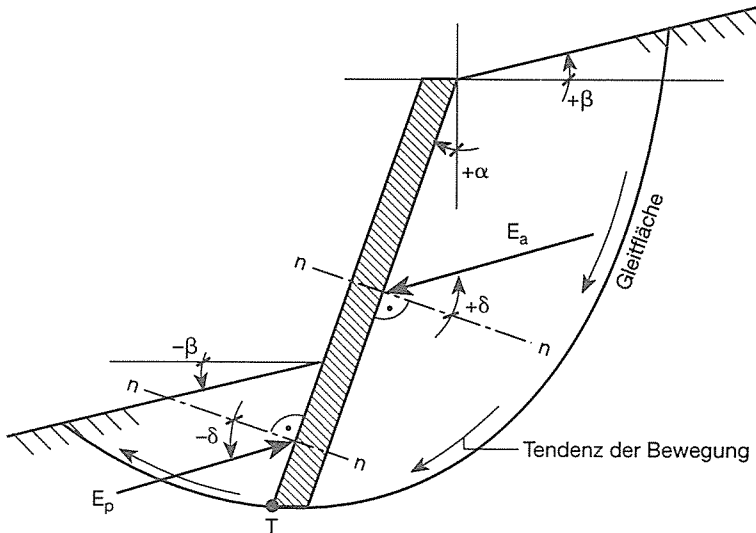


Abb. 64. Vorzeichen von Wandreibungswinkel δ , Neigungswinkel α der Rückwand und Böschungswinkel β für die Berechnung der Erddruckbeiwerte. Die Gerade n - n ist die Normale auf die Wand.

Mit dem Winkel Φ' der inneren Reibung des Bodenmaterials und den in Abbildung 64 angegebenen Größen schreibt sich der aktive Erddruckbeiwert K_a und der passive Erddruckbeiwert K_p zu

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\Phi' + \delta) \cdot \sin(\Phi' - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right)^{1/2} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 - \left(\frac{\sin(\Phi' - \alpha) \cdot \sin(\Phi' + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right)^{1/2} \right]^2}$$

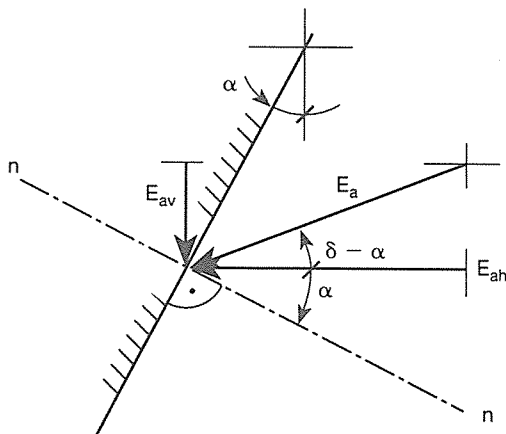


Abb. 65. Zerlegung der Erddruckkraft E_a in die horizontale Komponente E_{ah} und in die vertikale Komponente E_{av} mit der Normalen n - n auf die Rückwand.

Die Horizontalkomponente E_{ah} berechnet sich mit dem Erddruckbeiwert K_{ah}

$$K_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta - \alpha)$$

Bemerkungen

Das Erddruckproblem ist ein Stabilitätsproblem und kann immer als solches gelöst werden. Dabei werden verschiedene Gleitflächen (z.B. nach Abb. 64) angenommen. Für jede Gleitfläche werden die Gleichgewichtsbedingungen formuliert und daraus E_a und E_p bestimmt. Die massgebenden Gleitflächen ergeben sich aus der Bedingung $E_a = \text{maximal}$ bzw. $E_p = \text{minimal}$.

Bei den Erddrucktheorien nach Rankine und Coulomb wird angenommen, die Gleitflächen seien eben. Daraus resultiert die dreieckige Erddruckverteilung, und die Erddruckbeiwerte rechnen sich nach den oben angeschriebenen Formeln. In diesen Formeln für K_a und K_p ist eine allfällige Kohäsion des Bodenmaterials nicht berücksichtigt. Es gibt zwar Methoden, um diesen Einfluss zu berücksichtigen; wir vernachlässigen aber meistens die Kohäsion und liegen damit auf der sicheren Seite.

Bei abgestützten, z.B. verankerten Konstruktionen nach EHRBAR (1984) gelten die Voraussetzungen der verschiebbaren Wand in der Regel nicht. Es findet dort eine Erddruckumlagerung statt; die Erddruckverteilung ist nicht mehr dreieckig. In der Bemessungspraxis werden dann rechtecks- oder trapezförmige Erddruckverteilungen angenommen. Weitere Angaben finden sich in LANG und HUDER (1990).

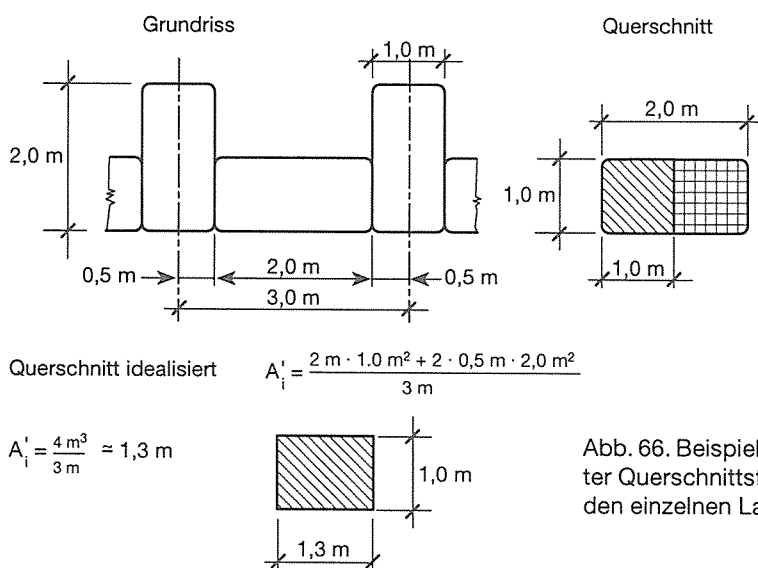
2.3.2 Gewichtsmauer aus Drahtsteinkörben

Stützmauern aus Drahtsteinkörben sind beliebte Konstruktionen im Hangverbau. Wie alle Gewichtsmauern sind sie aber zur Stabilisierung von Hangpartien nur dann geeignet, wenn keine Gleitflächen unterhalb der Fundamentebene durchlaufen, d.h. bei oberflächennahen Bruchmechanismen.

Drahtsteinkörbe sind meistens quaderförmige Kästen aus verzinktem Drahtgeflecht oder Drahtnetzen, die mit Steinen oder, besser, mit kantigen Blöcken gefüllt werden. Wir ziehen die aus Draht geflochtenen, flexiblen Körbe den aus geschweissten Netzen gefertigten, eher starren Systemen vor.

Im Wildbachverbau kommen Drahtsteinkörbe in der Regel nur bei geringem Geschiebetransport und feinem Geschiebe in Frage. Unter günstigen Voraussetzungen ist übrigens die Lebensdauer ganz beträchtlich. So gibt es in Italien rund hundertjährige Systeme.

Mauern aus Drahtsteinkörben werden aus einzelnen Körben zusammengesetzt bzw. aufgebaut. Eine Mauer besteht dann aus mehreren Korblagen von jeweils einem Meter Höhe. In Abbildung 66 ist ein typisches Beispiel einer Korblage aus dem Hangverbau skizziert.



Für Gewichtsmauern aus Beton stehen Bemessungshilfen, z.B. VSS (1966), zur Verfügung. Für Mauern aus Drahtsteinkörben liegen Unterlagen von Herstellern und Handelsfirmen vor. In solchen Unterlagen finden sich viele nützliche Hinweise und Angaben zur Bemessung von Werken, wie sie im allgemeinen Tiefbau unter günstigen Bedingungen in bezug auf Erschliessung und Aushub erstellt werden können. Die Fundamente sind dort meistens recht breit und die Querschnittsformen einfach. In unserem schwierigen, oft sehr steilen Gelände müssen wir dagegen die Fundamentbreite auf das Minimum beschränken. Die unterste Korblage besteht dann unter Umständen aus einer 1 Meter breiten Korblage.

Es hat sich gezeigt, dass Stützwerke auch auf diese Weise gebaut werden können. Eine notwendige Voraussetzung ist aber die Anordnung möglichst vieler querverlegter Körbe,

die als sogenannte Zangen das System nach hinten abstützen. In Abbildung 66 ist ein Beispiel skizziert, in dem zwei Zangen von 2 m Länge im Abstand von 3 m angeordnet wurden. Bei der Anordnung der Zangen können natürliche Geländeformen optimal ausgenutzt werden, und häufig gelingt es, bereits in der untersten Korblage einige Zangen zu verlegen. Damit die Tragwirkung der Zangen in Rechnung gesetzt werden darf, sind alle Körbe miteinander zu verbinden. Meistens geschieht dies mittels eingeflochtenen, dicken Drähten, bei gewissen Systemen auch mit durchgestossenen Stäben aus dünnem Rundstahl. Selbstverständlich sind an die Verzinkung der Verbindungsmittel die gleichen Qualitätsansprüche zu stellen wie an die der Kästen. Ganz besondere Ansprüche sind auch an die Qualität der Verfüllung der Körbe mit Steinen zu richten. Während bei den Mauern im allgemeinen Tiefbau eine maschinelle Verfüllung mit zum Teil recht feinem Material in Frage kommt, sind unsere schlanken Systeme mit möglichst grobem und kantigem Material sauber von Hand zu verfüllen. Mindestens die vorderen und hinteren Wände sind ähnlich einer Trockenmauer zu gestalten.

Die Bemessung des aus Korbreihen und Zangen bestehenden Verbundsystems ist an sich recht kompliziert. An der WSL haben wir verschiedene Systeme bemessen und auch ausgeführte Werke nachgerechnet. Anhand dieser Betrachtungen haben wir dann eine Methode zur näherungsweise Bemessung entwickelt, die bei standfestem Untergrund sichere und wirtschaftliche Resultate liefert. Wir führen dabei alle Berechnungen an einem idealisierten Stützmauerquerschnitt bzw. an einer idealisierten Scheibe der Einheitsstärke 1 durch. Zu diesem Zweck reduzieren wir die Querschnitte jeder Korblage zu einem idealisierten Querschnitt A'_i und setzen dann den Mauerquerschnitt bzw. die Scheibenfläche aus den idealisierten Querschnitten aller Lagen zusammen.

Das Vorgehen bei der Bemessung wollen wir an einem Beispiel besprechen.

Meistens sind die Höhe der Mauer und der Verlauf der Terrainlinie vorgegeben. Als gegeben nehmen wir auch die Dichte ρ und den Scherwinkel Φ' des Hinterfüllungsmaterials an. Die übrigen Mauerabmessungen sind zunächst anzunehmen. Wir zeichnen den Querschnitt

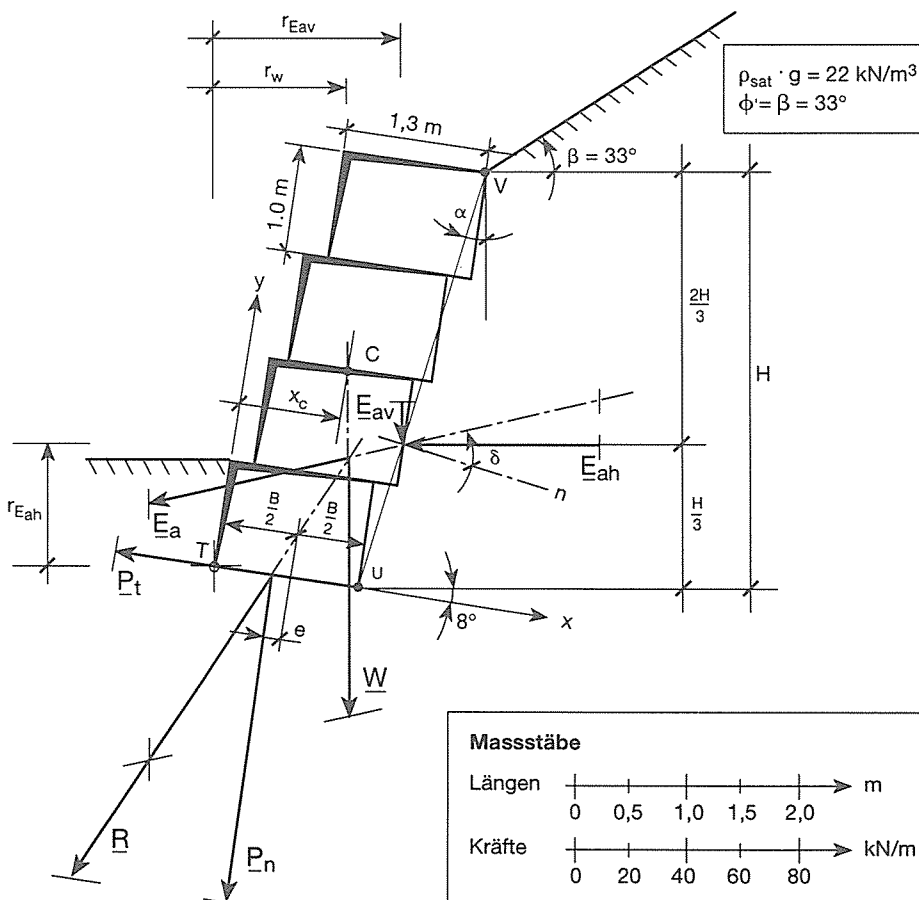


Abb. 67. Stützmauer und Kräfte.

bzw. die Scheibe der Einheitsstärke 1 massstäblich auf. In Abbildung 67 sind die entsprechenden Werte zahlenmässig angegeben. Es sind dies: Korzhöhe 1 m; Anzahl Korblagen 4 Stück; idealisierte Querschnittsfläche $A_1 = 1,0 \text{ m} \text{ mal } 1,3 \text{ m}$ für alle Lagen; Fundamentneigung 8° .

Für die Dichte des Hinterfüllungsmaterials setzen wir die Dichte ρ_{sat} des gesättigten Bodenmaterials. Der Böschungswinkel β des abgestützten Erdkörpers entspreche dem Winkel Φ' der inneren Reibung des Bodenmaterials, und die Terrainlinie an der Luftseite sei horizontal.

Wir bestimmen den Schwerpunkt C der Mauerquerschnittsfläche A und legen die Mauerrückwand fest. Bei Mauern aus Drahtsteinkörben ist die Rückseite meistens abgestuft. Wir müssen deshalb eine ideelle Rückwand festlegen. In Abbildung 67 ist dies die Gerade \overline{UV} .

Die Mauerhöhe H ist die vertikale Distanz zwischen den Punkten U und V. Sie ist natürlich von der Fundamentneigung abhängig und ergibt sich zu $H = 3,85 \text{ m}$.

Die aktive Erddruckkraft E_a greift in der Höhe

$$\frac{H}{3}$$

an der ideellen Rückwand an. Die Wirkungslinie der Kraft ist um den Wandreibungswinkel δ geneigt bezüglich der Normalen n auf die ideelle Rückwand. Mit $\delta = 0,9 \cdot \Phi'$ und $\Phi' = 33^\circ$ wird $\delta = 30^\circ$.

Das Gewicht W der Scheibe greift im Schwerpunkt C an, und die Wirkungslinie von W verläuft vertikal. Den passiven Erddruck vor der untersten Korblage führen wir nicht ein. Wir tragen die Wirkungslinien der Kräfte E_a und W in die Abbildung 67 ein und bringen sie zum Schnitt. Vom Schnittpunkt aus tragen wir die Beträge von E_a und W auf ihren Wirkungslinien ab.

$$E_a = \frac{1}{2} H^2 \rho_{\text{sat}} \cdot g \cdot K_a$$

mit $\beta = \Phi'$ vereinfacht sich die zu Abbildung 64 angeschriebene Formel für K_a zu

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha)}$$

Aus Abbildung 67 ergibt sich der Winkel α , den die ideelle Rückwand mit der Vertikalen einschliesst zu $\alpha = 18^\circ$. Somit wird $K_a = 0,45$ und $E_a = 74 \text{ kN/m}$.

Das Gewicht W berechnet sich aus der Raumlast der Mauer und der Querschnittsfläche A. Für Drahtsteinkörbe wird häufig eine Raumlast von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Mit $A = 4 \cdot 1,3 \text{ m}^2$ wird dann $W = \gamma \cdot A = 93 \text{ kN/m}$.

Die Kräfte E_a und W lassen sich zu ihrer Resultierenden R zusammensetzen. Wir tragen den Betrag der Kraft R auf ihrer Wirkungslinie ab, und zwar vom Schnittpunkt Wirkungslinie/Fundamentlinie aus. In Abbildung 67 ist die Fundamentlinie durch die x-Achse definiert. Die Resultierende R wird in ihre Komponenten P_n und P_t zerlegt. Dabei steht P_n senkrecht zur Fundamentlinie und P_t liegt in der Fundamentlinie.

Aus Abbildung 67 ergibt sich:

$$P_n = 122 \text{ kN/m} \text{ und } P_t = 56 \text{ kN/m}$$

Wir müssen nun untersuchen, ob die angenommenen Querschnittsabmessungen in Ordnung seien. Wir tun dies anhand von Sicherheitsnachweisen. Dabei betrachten wir verschiedene Grenzzustände des Gleichgewichts und wollen zeigen, dass in jedem Fall eine genügende Sicherheit vorhanden ist. Der geforderte Sicherheitsfaktor betrage $\eta \geq 1,3$.

Sicherheit gegen Kippen

Der Nachweis erfolgt durch den Vergleich des stabilisierenden Momentes M_{stab} mit dem Kippmoment M_{kipp} um den vorderen Fusspunkt T am Fundament. Mit den Bezeichnungen nach Abbildung 67 schreibt sich

$$\eta_{\text{kipp}} = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{kipp}}} = \frac{r_w \cdot W + r_{E_{av}} \cdot E_{av}}{r_{E_{ah}} \cdot E_{ah}} \geq 1,3$$

Die entsprechenden Grössen bestimmen wir aus Abbildung 67 und erhalten

$$\eta_{\text{kip}} \equiv \frac{1,2 \text{ m} \cdot 93 \text{ kN/m} + 1,68 \text{ m} \cdot 17 \text{ kN/m}}{1,1 \text{ m} \cdot 72 \text{ kN/m}} = 1,7 > 1,3$$

Die geforderte Kippsicherheit ist somit erfüllt.

Sicherheit gegen Gleiten

Beim Nachweis gegen Gleiten wird die tangentielle (treibende) Komponente P_t der Resultierenden R mit der Haftreibungskraft $F_s \leq \mu_s P_n$ am Fundament verglichen. Der Nachweis lautet:

$$\eta_{\text{Gleit}} = \frac{\mu_s P_n}{P_t} \geq 1,3$$

Für die Haftreibungszahl μ_s wird häufig geschrieben:

$\mu_s = \tan \Phi'$ bei Mauern aus Beton. Dabei ist Φ' der Winkel der inneren Reibung des Bodenmaterials am Fundament.

$\mu_s = 0,7$ bei Mauern aus Drahtsteinkörben.

In unserem Fall wird

$$\eta_{\text{Gleit}} = 0,7 \cdot \frac{122 \text{ kN/m}}{56 \text{ kN/m}} = 1,5 > 1,3$$

Die geforderte Gleitsicherheit ist somit erfüllt.

Bodenpressungen, Setzungen und statischer Grundbruch

Die Resultierende R aus der Erddruckkraft E_a und der Gewichtskraft W wird am Fundament in den anstehenden Boden eingeleitet. Infolge der Normalkomponente P_n von R ergeben sich Normalspannungen σ , die häufig als Bodenpressung bezeichnet werden.

Zur Berechnung der Normalspannungen wird eine lineare Spannungsverteilung angenommen.

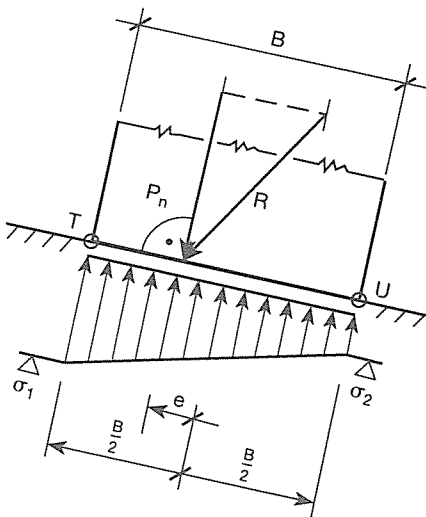


Abb. 68. Spannungsverteilung am Fundament bei einer Exzentrizität $e < \frac{1}{6} \cdot B$

Die Spannungen σ_1 unter dem vorderen Fusspunkt T und σ_2 unter dem hinteren Fusspunkt U rechnen sich mit den Bezeichnungen nach Abbildung 68 zu

$$\sigma_{1,2} = \frac{P_n}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Aus Abbildung 67 messen wir für die Exzentrizität e , d.h. die Entfernung des Durchstosspunktes der Resultierenden R mit der Fundamentebene von der Fundamentmitte $e = 0,14 \text{ m}$. Mit der Basisbreite $B = 1,3 \text{ m}$ und $P_n = 122 \text{ kN/m}$ ergeben sich

$$\sigma_1 = 155 \text{ kN/m}^2 \equiv 0,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 33 \text{ kN/m}^2 \equiv 0,03 \text{ N/mm}^2$$

Die maximale Spannung $\sigma_{\text{max}} = \sigma_1 = 155 \text{ kN/m}^2$ tritt somit unter der vorderen Fundamentkante auf.

In der Bemessungspraxis tritt manchmal der Fall $6 \cdot e > B$ ein. Mit $6 \cdot e > B$ ergibt sich aus der oben angeschriebenen Formel für $\sigma_{1,2}$ ein negativer Wert für σ_2 . Mit den in der Bodenmechanik für Spannungen üblichen Vorzeichen bedeutet das eine Zugspannung. Weil zwischen Boden und Fundament keine Zugspannungen übertragen werden können, rechnet man in diesem Fall mit einer dreieckigen Spannungsverteilung unter einem Teil des Fundamentes nach Abbildung 69.

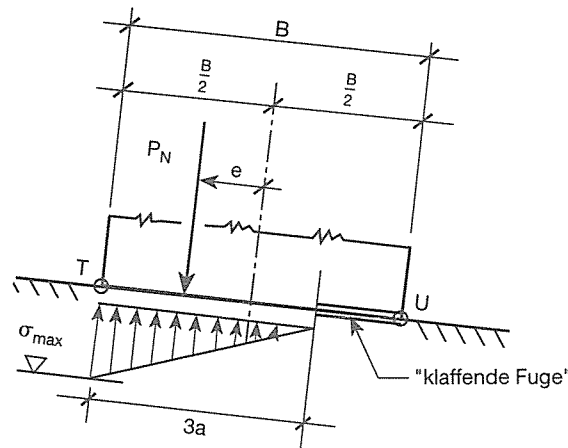


Abb. 69. Spannungsverteilung am Fundament bei einer Exzentrizität $e > \frac{1}{6} B$

Mit $a = \frac{B}{2} - e$ rechnet sich die maximale Spannung σ_{\max} unter der vorderen Fundamentkante

$$\text{zu } \sigma_{\max} = \frac{2P_n}{3a}$$

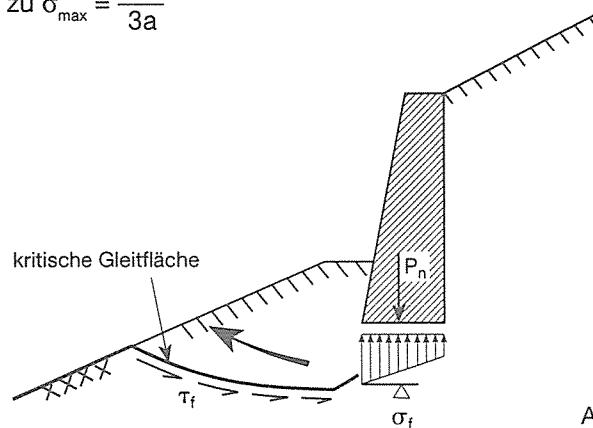


Abb. 70. Statischer Grundbruch, schematisch.

Bei einem gewissen Betrag der Normalkomponenten P_n wird die Scherfestigkeit τ_f des Bodenmaterials entlang einer kritischen Gleitfläche erreicht, und es kommt zum Kollaps. Man spricht von einem statischen Grundbruch. Der statische Grundbruch kann als Stabilitätsproblem analog einer Rutschung behandelt werden. In der Praxis werden aber Fragen der Bodentragfähigkeit im Bereich von Fundamenten meistens mit der Tragfähigkeitsformel bearbeitet. Diese Formel liefert einen Grenzwert σ_f der Normalspannung am Fundament. Falls dieser erreicht wird, tritt statischer Grundbruch ein. Bei der Verwendung der Tragfähigkeitsformel entfällt das Aufsuchen der kritischen Gleitfläche. Beim Sicherheitsnachweis wird die maximal auftretende Spannung σ_{\max} mit der Bruchspannung σ_f bzw. die Beanspruchung P_n mit dem Tragwiderstand $P_R = P_{R(\sigma_f)}$ verglichen. Das Verfahren ist eingehend beschrieben in LANG und HUDER (1990).

Bei setzungsempfindlichen Böden treten allerdings bereits unter Normalspannungen, die an sich noch nicht zum Bruch führen, übermäßige Setzungen im Baugrund auf. Das Problem ist dann als eine Aufgabe der Setzungsberechnung zu behandeln. Die entsprechenden Methoden sind ebenfalls in LANG und HUDER (1990) beschrieben.

In der älteren Literatur finden sich auch Angaben über sogenannte zulässige Bodenpressungen σ_{zul} für verschiedene Bodentypen. So etwa in ASF (1973) für Wildbachsperrern unter zentrischer Vertikallast. Der entsprechende Spannungsnachweis lautet dann $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{zul}}$. Im allgemeinen lässt sich aber das sehr komplexe Problem der Bodentragfähigkeit bzw. der

Setzungen im Baugrund nicht auf ein derart einfaches Sicherheitskonzept reduzieren. Angaben über zulässige Spannungen können deshalb auch in einfachen Fällen höchstens als Richtwerte dienen.

Bemerkungen

Im Hangverbau wollen wir mit unseren Stützwerken die Hangstabilität verbessern. Flachfundierte, relativ schwere Stützwerke, wie das hier besprochene, sind in der Praxis recht beliebt. Sie verursachen aber oft ungünstige Einwirkungen auf den Baugrund und können ein Stabilitätsproblem zusätzlich verschärfen. Stützwerke sind deshalb immer sehr sorgfältig zu projektieren und im Gelände anzuordnen. Dabei genügt es nicht, nur die unmittelbare Umgebung eines Werkes zu betrachten. Neben den bisher besprochenen Aspekten sind verschiedene weitere Faktoren zu berücksichtigen, auf die wir später noch eingehen wollen.

Ausser den oben erwähnten Sicherheitsnachweisen sind unter Umständen noch weitere zu führen. Dazu gehören insbesondere:

- Kontrollen in mittleren Höhen der Stützwerke.
Bei schlanken Mauern aus Drahtsteinkörben ist die Kipp- und Gleitsicherheit der einzelnen Korblagen zu gewährleisten. Sofern alle Körbe gegenseitig dauerhaft verbunden sind, erübrigen sich rechnerische Nachweise.
- Kippen nach hinten im Bauzustand.
Schlanke, nach hinten geneigte Werke sind für den nicht hinterfüllten Fall auf Kippen nach hinten zu untersuchen. Allenfalls sind sie behelfsmässig abzustützen. Bei Mauern aus Drahtsteinkörben wird übrigens das gleichzeitige Hochziehen der Hinterfüllung mit dem Einbau jeder Korblage dringend empfohlen.
- Hydraulischer Grundbruch.
siehe Kapitel 2.2.2.

3 Prozesse in Wildbacheinzugsgebieten

In diesem Kapitel wollen wir wichtige Erkenntnisse aus den bisher besprochenen Grundlagen zusammenfassen und in die problemorientierten Kapitel 4 bis 6 überleiten.

Für das Gefahrenpotential eines Wildbaches haben Hochwasserabflüsse, Geschiebeproduktion sowie Geschiebetransport durch Wasser und Murgang eine grosse Bedeutung.

In den Einzugsgebieten finden Oberflächenerosions- und Rutschprozesse statt. Dadurch gelangt Lockermaterial in die Gerinne. In steilen Gerinneabschnitten ist Sohlen- und Ufererosion sowie Geschiebetransport zu beobachten. Auf Flachstrecken wird Geschiebe abgelagert. Bei Hochwasserereignissen ist der Geschiebetransport besonders ausgeprägt. Recht häufig finden sich aber auch murganggefährdete Gerinne und Hangabschnitte, bei denen die Transportmechanismen nicht von extremen Hochwasserabflüssen abhängen. An engen Stellen kann in Gerinnen Geschiebe und Treibholz temporär abgelagert werden, so dass sich ein Rückstau bildet. Solche Verklausungen sind sehr gefürchtet. Früher oder später kann nämlich das abgelagerte Material der Belastung nicht mehr standhalten, und es kommt zu einem gefährlichen Dammbbruch mit einer Flutwelle von Wasser und Geschiebe oder zu einem Murgang.

Überschwemmungen, Verklausungen, Gerinneausbrüche und Murgänge stellen insbesondere für das Kegelgebiet erhebliche Gefahren dar. Bei Extremereignissen kann ein Wildbach aber auch seinen Vorfluter beeinflussen und somit eine ganze Talschaft gefährden.

3.1 Prozesse und Interaktionen

Mit den Grundlagen aus den vorangehenden Kapiteln lassen sich verschiedene Prozesse und daraus resultierende Gefahren beurteilen.

Hochwasserabflussmenge und Gerinnehydraulik

Wildbäche zeichnen sich bekanntlich durch grosse Schwankungen in den Wasserabflussmengen aus. Der Bemessungswert der Abflussmenge hängt von der massgebenden Niederschlagsintensität, der Grösse und Beschaffenheit des Einzugsgebietes, der Niederschlagsdauer und der Gerinnedichte ab.

Für Hochwasserabflüsse erlauben einfache hydraulische Berechnungen eine Beurteilung der Abflusskapazitäten. So lässt sich z.B. abschätzen, ob bei Engnissen Wasserausbrüche zu erwarten sind, ob die Abflusssektionen vorhandener Sperren genügendes Schluckvermögen aufweisen oder ob die Widerlager einer Brücke gefährdet sind. Falls mit hohem Geschiebeanteil oder mit Murgängen zu rechnen ist, sind andere Verfahren anzuwenden, auf die in Kapitel 1.3 hingewiesen wurde.

Schleppspannungen und Geschiebetransport

Die Schleppspannung ist bekanntlich eine Funktion des Sohlengefälles J und der Wasserabflusstiefe y . Bei grossen Gefällen werden im allgemeinen die Schleppspannungen gross. Somit kann viel Geschiebe in Bewegung gesetzt und transportiert werden. Steile Gerinneabschnitte können deshalb häufig als Erosions- und Transportstrecken bezeichnet werden. Nimmt dagegen die Sohlenneigung ab, kommt es zu Geschiebeablagerungen und oft auch zu gefährlichen Gerinneausbrüchen. Man spricht dann von Ablagerungstrecken bzw. von Ablagerungsgebieten. Ein wichtiges Beispiel sind die Schwemmkegel der Wildbäche.

Im natürlichen Zustand und über einen längeren Zeitraum betrachtet wäre der Verlauf des Gerinnes auf dem Schwemmkegel variabel. Bei starker Geschiebeablagerung verlässt nämlich der Bach am oberen Ende des Kegels, dem sogenannten Kegelhals, sein Bett und sucht sich einen neuen Weg. Heute sind viele Kegelgebiete besiedelt und die Gerinne vom Kegelhals an abwärts kanalisiert. Häufig verlaufen dann Strassen zur Erschliessung des oberen Einzugsgebietes parallel zum Gerinne. Bei Extremereignissen sind manchenorts Gerinneausbrüche am Kegelhals trotz der Massnahmen auch heute noch möglich. Der Bach fliesst dann auf der Strasse mitten ins Dorf.

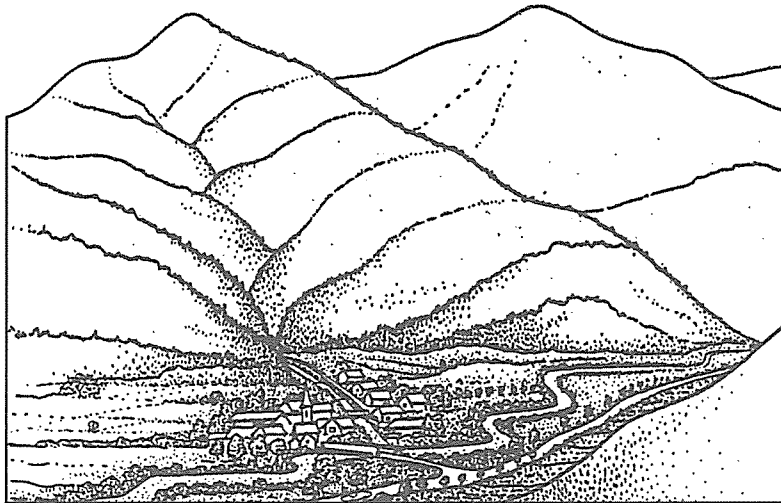


Abb. 71. Wildbacheinzugsgebiet schematisch nach STRAHLER und STRAHLER (1983). Steile Gerinnestrecken mit seitlichen Einhängen im Oberlauf. Relativ geringe Sohlenneigung auf dem Schwemmkegel und im Einmündungsbereich in den Vorfluter.

Die Abflusskapazität der kanalisierten Gerinne genügt in der Regel für Hochwasser mit leichtem Geschiebetransport, nicht aber für starken Geschiebetrieb oder gar Murgänge. Ein Ziel der Verbau-, Stabilisierungs- und Aufforstungsmassnahmen im oberen Einzugsgebiet besteht deshalb in der Reduktion der potentiellen Geschiebemenge und in der Verminderung der Geschiebetransportkapazität bzw. der Murgangfähigkeit des Gerinnes.

Murgänge

Murgänge entstehen bei einer kritischen Kombination von Lockermaterial und Wasser sowie einem entsprechenden Gefälle. Die Auslösung von Murgängen ist in der Regel sowohl von der Niederschlagsintensität während des Ereignisses als auch von der Summe der Niederschläge vor dem Ereignis abhängig.

Bei der Beurteilung der Murganggefährdung ergeben Untersuchungen über bisherige Murgangereignisse in Chroniken und alten Projektunterlagen sowie die Befragung Ortskundiger in der Regel erste, aufschlussreiche Hinweise. Im weiteren ist die Erhebung und Interpretation von Geländespuren im Einzugsgebiet und auf dem Bachkegel besonders wichtig: unruhige Kegeloberfläche, einzelne grobe Blöcke, Murköpfe, seitliche Murwälle (Levéés), Aufschlüsse unsortierter Ablagerungen sowie ein konvexes Längenprofil des Kegels deuten auf frühere Murgangaktivität hin. Für die Beurteilung künftiger Murgänge sind insbesondere die Abschätzung des Geschiebepotentials im Einzugsgebiet, die Neigungsverhältnisse in den Einhängen sowie der Verlauf des Längenprofils des Gerinnes von besonderer Bedeutung.

Im Einflussbereich eines Murganges entstehen durch die grossen Geschwindigkeiten der Murenfronten und durch die hohen Feststoffkonzentrationen in der Regel grosse Schäden an Gebäuden und Infrastrukturanlagen. Murgänge wirken aufgrund ihrer intensiven Erosionstätigkeit aber auch destabilisierend auf Gerinne und Einhänge. Nach einem grösseren Murgangereignis muss die Gefahrensituation in einem Wildbacheinzugsgebiet neu beurteilt werden.

Scherfestigkeit und Bodenbewegungen

Der Neigungswinkel β einer langen Böschung bzw. eines seitlichen Bacheinhanges kann nicht grösser sein als der innere Reibungswinkel Φ' des Bodenmaterials. Falls eine Fläche der Verwitterung ausgesetzt ist, z.B. nach Entwaldung, Erosion oder lokalen Rutschprozessen, wird der Scherwinkel Φ' des Bodenmaterials in verwittertem Zustand bzw. bei lockerer Lagerung massgebend. Dieser kann gegenüber dem Ausgangswert im ungestörten Zustand deutlich reduziert sein. Sickerströmungen und Inhomogenitäten verschärfen die Bedingungen noch zusätzlich.

Falls in einem Gerinne Sohlen- oder Ufererosion stattfindet, ist die Lage des Hangfusses zeitlich unbestimmt und die Hangstabilität dauernd in Frage gestellt. Das aus dem Hang in den Bach abgerutschte Lockermaterial wird dann bei Hochwasserabflüssen als Geschiebe oder Murgang abtransportiert. Man spricht von einem Gebiet der Geschiebeentstehung oder auch von Geschiebequellen.

Bodenabtrag in Runsen

Runsen sind steile, kahle Flächen mit scharfen Rippen und tiefen Rinnen. Bei trockenem Wetter fliesst in den Rinnen wenig oder kein Wasser. Bei Gewittern sprechen sie aber sehr rasch an, und die Wasserführung kann dann beträchtlich sein. Auch zur Zeit der Schneeschmelze und bei Dauerregen konzentrieren sich die Abflüsse in den steilen Runsengerinnen. Die Gerinneerosion ist deshalb bedeutend und beeinflusst Flanken, Rippen und Einhänge. Auf den steilen, vegetationslosen Flächen wirkt ständig die Oberflächenerosion. Auch Rutsch- und Kriechbewegungen sind häufig zu beobachten. Aus den Einhängen gelangt viel Lockermaterial in die Runsengerinne. Die Abflüsse bestehen deshalb aus Wasser-Geschiebemischungen und periodisch auch aus Murgängen.

Runsen sind oft in den steilsten Partien von Wildbacheinzugsgebieten zu finden. Oberste Strecken eines Wildbaches weisen häufig Runsencharakter auf, und steile seitliche Bach-einhänge haben sich durch Entwaldung, Erosions- und Rutschprozesse im Laufe der Zeit zu gefährlichen Seitenruns entwickelt. Runsen können auch die Folge von Hangan-schnitten, etwa beim Strassen- und Wegebau sein. In steilem Gelände besteht immer die Gefahr, dass sich selbst eine kleine Bodenwunde, die nicht rechtzeitig wieder begrünt bzw. aufgeforstet wird, zu einer Runse entwickelt.

Runsen, die in einen Wildbach münden, sind am gefährlichsten. Sie sind massgebend an der Geschiebeführung beteiligt und erhöhen somit das Gefahrenpotential des Baches ganz wesentlich. Falls der Wildbach nicht über Fels verläuft, tieft sich seine Sohle immer mehr ein; die Steilheit der seitlichen Hänge nimmt daher zu. Wenn nun diese Hänge Runsencharakter aufweisen, werden die oben erwähnten Prozesse durch den Bach noch zusätzlich gefördert, indem das in der Runse produzierte Lockermaterial nicht am Hangfuss liegenbleibt, sondern durch den Bach wegtransportiert wird. Deshalb kann sich kein stabiler Hangfuss ausbilden, und die Voraussetzungen für Erosion und Rutschungen in der Runse werden zunehmend begünstigt.

Die verschiedenen Prozesse beeinflussen sich gegenseitig. Dies ist insbesondere auch dann der Fall, wenn menschliche Eingriffe, z.B. in Form eines Sperrenverbau, vorgenommen werden.

Als Beispiel solcher Interaktionen wollen wir die unterste Sperre einer Sperrentreppe in einem Wildbach betrachten. Durch den Sperrenvollverbau wird der Geschiebehaushalt des Baches stark beeinflusst. Im Extremfall resultiert ein geschiebeloser Wasserabfluss. Bei Hochwasserabfluss stellt sich zwischen den einzelnen Sperren das Grenzgefälle J_N ein, das bekanntlich wesentlich kleiner ist als das ursprüngliche Sohlengefälle J_v . Falls das Gerinne unterhalb der untersten Sperre im Lockermaterial verläuft, findet dort eine ausgeprägte Sohlenerosion statt. Aus der Eintiefung der Gerinnesohle ergibt sich eine Gefährdung der untersten Sperre und damit der ganzen Sperrentreppe. Falls es gelingt, die unterste Sperre als Fixpunktsperre auf Fels zu fundieren, kann die Gefährdung des Verbausystems deutlich reduziert werden.

In Wirklichkeit wird sich aber kaum ein völlig geschiebeloser Zustand einstellen. Auch nach sehr umfassenden Verbau- und Aufforstungsmassnahmen verbleiben nämlich in einem Wildbacheinzugsgebiet noch einzelne Geschiebequellen. Weil die Schleppspannung und damit die Geschiebetransportkapazität eine Funktion der Wasserabflussmenge ist, bleibt bei kleinen und mittleren Abflüssen ein Teil des Geschiebes liegen. Zwischen den einzelnen Sperren stellt sich dann ein Sohlengefälle J ein, das grösser ist als das Grenzgefälle J_N . Falls lange genug kein Extremereignis stattfindet, kann sich die Sohle zwischen den Sperren so stark anheben, dass die obersten Werke der Verbauung, unter Umständen sogar alle Sperren in einem Gerinne, regelrecht eingeschottert werden. Auf den Geschiebeablagerungen können sich dann Sträucher und Bäume ansiedeln und auch die Ablagerung von Totholz führt zu einer Beschränkung der Wasserabflusskapazität. Wenn dann plötzlich ein Extremereignis eintritt, wird das Gerinne schlagartig ausgeräumt, und das Sohlengefälle

reduziert sich wieder auf das Grenzgefälle J_N . Meistens treten dabei Schäden an den Einbauten und Gerinneausbrüche auf. Unter solchen Bedingungen herrscht übrigens auch in einem vollverbauten Gerinneabschnitt schiessender Abfluss.

3.2 Folgerungen für das Verbauprojekt

In den nächsten Kapiteln wollen wir uns mit der Planung und Projektierung von Schutzmassnahmen beschäftigen. An dieser Stelle fassen wir einige der bisher behandelten Grundlagen zusammen und überlegen uns, was sie für das Verbauprojekt bedeuten.

Die hohe Energie bei schiessendem Abfluss in unverbauten Steilgerinnen steht für Sohlen- und Ufererosion sowie für Geschiebetransport zur Verfügung. Durch Sohlen- und Ufererosion wird die Stabilität der seitlichen Bacheinhänge in Frage gestellt. Solche Hänge sind deshalb häufig Rutschgebiete oder weisen Runsencharakter auf.

Die kritischen Zustände können durch einen Verbau des Gerinnes mit Wildbachsperrern verbessert werden:

- Hinter Wildbachsperrern lagert sich Geschiebe und Lockermaterial aus den benachbarten Hängen ab. Dadurch wird die Gerinnesohle etwas angehoben, das Sohlengefälle reduziert. Man bezeichnet die Wildbachsperrern auch als Konsolidierungssperren und spricht von einer Stabilisierung der Gerinnesohle durch Konsolidierungs- bzw. Wildbachsperrern.
- Durch die Reduktion des Sohlengefälles vermindert sich die Geschiebetransportkapazität.
- Im Bereich der Sperrenüberfälle findet eine Energieumwandlung statt.
- Durch die Stabilisierung der Gerinnesohle wird ein stabiler Hangfuss für die seitlichen Hänge geschaffen. Die Massnahmen im Gerinne sind somit eine notwendige Voraussetzung für die Stabilisierung der seitlichen Hänge und Runsen.

Zum unmittelbaren Schutz von Siedlungen und anderen Objekten werden häufig auch Geschiebestausperren am Kegelhal, d.h. am obersten Ende des Schwemmkegels angeordnet. Ihre Wirkung unterscheidet sich grundsätzlich von jener der Wildbachsperrern. Wildbachsperrern erfüllen ihre Aufgabe nur bei permanenter Hinterfüllung mit Geschiebe. Geschiebestausperren sollen dagegen das bei einem Extremereignis antransportierte Geschiebe inkl. Baumstämme und dergleichen zurückhalten und dadurch Schäden im darunterliegenden Gebiet verhindern. Damit sie diese Aufgabe erfüllen können, müssen sie über eine genügende Geschieberückhaltekapazität verfügen. Sie sind deshalb so anzuordnen, dass sie periodisch geräumt werden können. In den letzten Jahren wurden, vor allem in Österreich, sogenannte Dosierungssperren entwickelt, die für einen Teil des Geschiebes durchlässig sind. Um bei Extremereignissen wirksam zu sein, sollen sie den Geschiebetransport bei normalen Ereignissen möglichst wenig beeinflussen. Unter idealen Voraussetzungen erfolgt also eine Selbstregulierung des Systems, und eine Räumung ist nicht erforderlich. In der Praxis ist ihre Wirkung leider oft unbefriedigend.

Als alleinige Schutzmassnahme genügt die Anordnung einer Geschiebestausperre häufig nicht. Oft lässt sich nämlich in einem Gerinne keine Stelle finden, wo eine Sperre mit genügender Geschieberückhaltekapazität erstellt werden kann. Als ergänzende Massnahmen sind deshalb Verbauprojekt- und Stabilisierungsarbeiten in Gerinnen, Runsen und an Hängen meistens unumgänglich. Im Rahmen dieser Publikation beschränken wir uns auf solche Massnahmen. In ZOLLINGER (1984) finden sich Angaben zur Wirkungsweise von Geschiebestausperren. VISCHER und HAGER (1992) beschreiben Hochwasserrückhaltebecken, die der Dämpfung von Hochwasserabflussspitzen dienen.

Wildbachverbauungen werden grundsätzlich auf Extremereignisse ausgelegt. Damit ein Verbausystem bei einem Extremereignis richtig funktioniert, d.h. die entsprechenden Wasserabflussmengen inkl. Geschiebe und gegebenenfalls Murgänge schadlos ableiten kann bzw. ohne Schäden übersteht, sind häufig Zustände massgebend, die sich aus dem normalen Betrieb der Anlage ergeben. So kann beispielsweise die Abflusskapazität einer

Wildbachsperre durch Geschiebeablagerungen derart stark reduziert sein, dass die Sperrenflügel bei Hochwasserabfluss überflutet werden. Das Wasser trifft dann unterwasserseitig auf die seitlichen Böschungen und erodiert diese, so dass die seitlichen Widerlager der Sperre gefährdet sind.

Ein gutes Verbauprojekt zeichnet sich dadurch aus, dass die verschiedenen Prozesse, die sich im Einzugsgebiet abspielen, richtig beurteilt und entsprechend berücksichtigt werden. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass jeder technische Eingriff neben positiven Auswirkungen in bezug auf die Sicherheit auch verschiedene negative Auswirkungen auf das System hat. Die Beurteilung von negativen Auswirkungen aus der Sicht des Natur- und Landschaftsschutzes kann nicht Gegenstand dieser Publikation sein. Manchmal sind aber auch aus rein technischer Sicht die negativen Auswirkungen von Massnahmen derart gravierend, dass von der Ausführung abzuraten ist. Bei der Planung und Konzeptfindung sind deshalb die Auswirkungen möglichst umfassend und interdisziplinär zu beurteilen, so dass eine echte Interessenabwägung vorgenommen werden kann. Häufig sind dazu Kenntnisse auf Stufe Detailprojekt – mindestens im Sinne einer Vorbemessung – notwendig. Es sollte z.B. nicht vorkommen, dass man der Bevölkerung sagt, ein Problem lasse sich mit kleinen Holzverbauungen lösen, und dann später feststellt, dass diese Massnahmen nicht genügen.

Im Voralpen- und Alpenraum ist der Preis für die Sicherheit, nicht nur in finanzieller Hinsicht, meistens recht hoch. In einem Entscheidungsprozess sind deshalb immer auch technische und kombinierte technisch-biologische Massnahmen zu untersuchen. In den folgenden Kapiteln wollen wir uns mit verschiedenen Massnahmen befassen und auf einige Zusammenhänge und Auswirkungen hinweisen.

4 Wildbachsperren

4.1 Sperrtypen und statische Systeme

Sperren lassen sich nach verschiedenen Gesichtspunkten gliedern. Zum Beispiel nach:

- ihrer Funktion in Wildbachsperren (Konsolidierungssperren), Runsensperren und Geschiebestausperren;
- den verwendeten Werkstoffen in Mauerwerkssperren, Holzsperrern, Drahtsteinkorb-sperren, Betonsperren, Stahlbetonsperren, Stahlsperren, Erddammsperren;
- dem statischen System in Gewichtsmauern (Stützmauern), Gerade Sperren von Flanke zu Flanke tragend als Balken, Gerade Sperren von Flanke zu Flanke tragend als Platte, Bogensperren. Man bezeichnet diese Sperrtypen auch als geschlossene Sperren. Spaltsperren aus Stahlbeton, Balkensperren aus Stahlbeton mit Stahlbalken. Rostsperrern aus Stahlbeton, Gittersperren aus Stahl. Man bezeichnet diese Sperrtypen auch als offene Sperren bzw. als Dosierungssperren. Meistens werden sie als Geschiebestausperren angeordnet. Falls sie aus Stahlbeton sind, können sie auch als Bogensperren konzipiert werden.

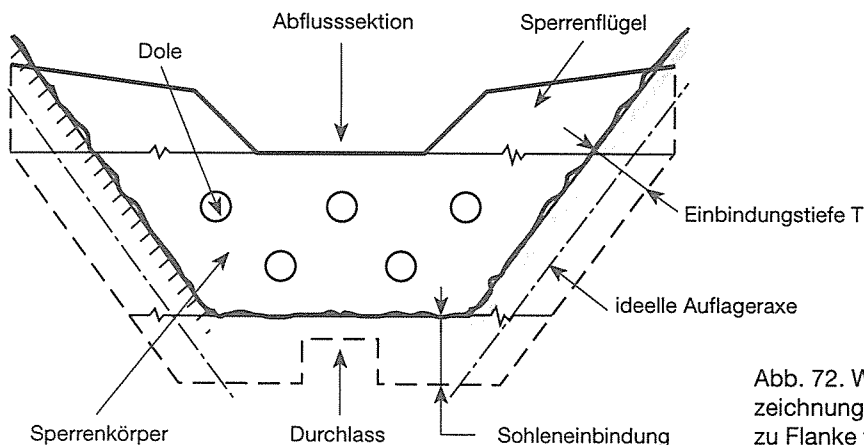


Abb. 72. Wildbachsperre. Bezeichnung für eine von Flanke zu Flanke tragende Sperre.

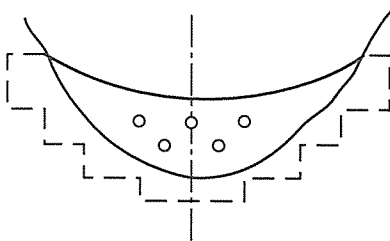


Abb. 73. Runsen sperre für kleine Wasser-abflussmengen.

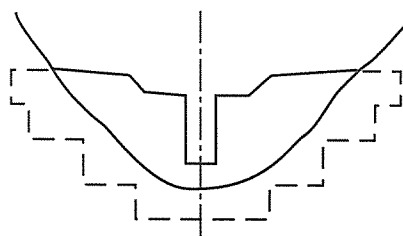


Abb. 74. Spaltsperre als Geschiebestau-sperre.

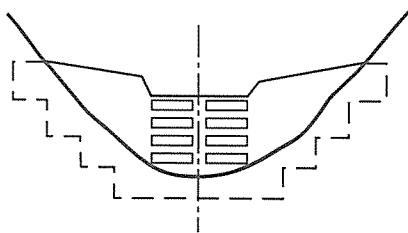


Abb. 75. Rostsperre als Geschiebestau-sperre.

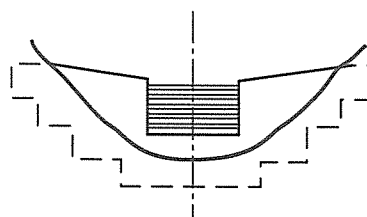


Abb. 76. Balkensperre als Dosierungssperre.

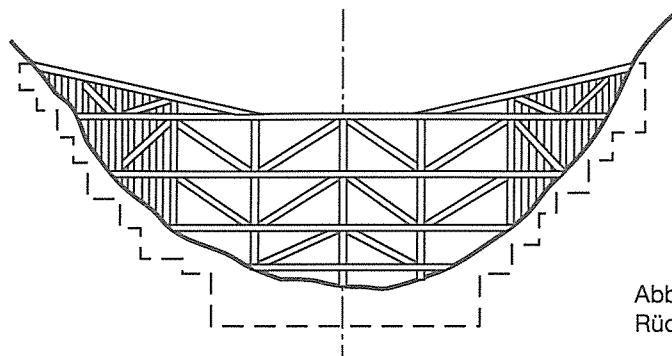


Abb. 77. Gittersperre, insbesondere zum Rückhalt von Treibholz.

In diesem Kapitel werden wir Sperrentypen kennenlernen, die zum Verbau kleiner und mittlerer Wildbäche sowie von Runsen verwendet werden. Dabei handelt es sich um Gewichtsmauern aus Beton, Drahtsteinkörben und Holzkästen sowie um von Flanke zu Flanke tragende Sperren aus Stahlbeton und aus Holz.

Grössere Sperren werden relativ häufig als Bogenkonstruktionen aus Beton konzipiert. Jede Bogensperre ist mehr oder weniger ein Einzelfall. Die Bemessung des Betonquerschnittes stellt zwar keine besonderen Probleme und erfolgt häufig nach der Kesselformel für Aussendruck; für die Nachweise der Gesamtstabilität sind aber immer sorgfältige Baugrunduntersuchungen notwendig. Geschiebestausperren bzw. Dosierungssperren sind immer Einzelfälle, die hier nicht behandelt werden.

Runsensperren sind im Grunde genommen nichts anderes als Wildbachsperren. Durch die besonderen Bodenabtrags- und Geschiebetransportmechanismen in Runsen werden sie aber häufig sehr steil mit Lockermaterial hinterfüllt und können besonders gefährdet sein durch Murgang und Steinschlag. Die Gefährdungsbilder sind in jedem Fall aufmerksam zu beurteilen und bei der Bemessung zu berücksichtigen. Bei Runsensperren ergibt sich die Leiteinwirkung häufig aus einer Erddruckberechnung bei steiler Hinterfüllung. Bei der in Abbildung 73 skizzierten Runsensperre ist die Gefährdung durch Murgang, Steinschlag und Lawinen relativ gering, wenn die Sperre hinterfüllt ist. Der Nachteil besteht darin, dass die Sperre bei grösseren Wasserabflüssen auf ihrer ganzen lichten Weite überflutet wird. Dadurch ist die Stabilität der seitlichen Böschungen und somit die Gesamtstabilität des Systems in Frage gestellt. Die Voraussetzungen für solche Sperren sind deshalb nur in Runsen mit kleinen Hochwasserabflussmengen günstig. Übrigens ist eine Gestaltung des in Abbildung 73 skizzierten Murgangprofils praktisch nur bei Sperren aus Mauerwerk oder Beton möglich.

In geschiebeführenden Gerinnen sind die Abflusssektionen erheblichem Abrieb ausgesetzt. Bei Betonsperren werden sie deshalb häufig mit Granitblöcken verkleidet oder heute in der Regel durch einbetonierte schwere Winkeleisen oder Eisenbahnschienen geschützt. An steinschlaggefährdeten Orten sind allerdings Eisenbahnschienen wegen ihrer Sprödebruchempfindlichkeit nicht geeignet. Bei Holzkastensperren sind die Hölzer an diesen kritischen Stellen so anzuordnen, dass sie leicht ersetzt werden können. Die Abflusssektionen von Drahtsteinkorbperren werden immer gegen Abrieb geschützt. Meistens verwendet man in Fliessrichtung eingelegte Rundhölzer, eventuell auch Elemente aus Stahl oder Beton. In stark geschiebeführenden oder murganggefährdeten Gerinnen sind aber Holzkasten- und Drahtsteinkorbperren trotz solcher Massnahmen grundsätzlich nicht zu empfehlen.

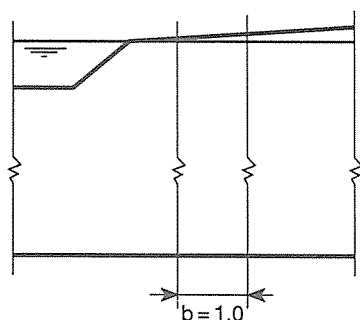


Abb. 78a. Gewichtsmauer, Ansicht.

Für Bemessung und Konstruktion unterscheiden wir hier nach ihrer Tragwirkung zwischen

- Sperren, die als Gewichtsmauern (Stützmauern) tragen und
- Wildbachsperren, die von Flanke zu Flanke tragen.

Im folgenden bezeichnen wir diese Sperren kurz als Gewichtsmauern bzw. Stützmauern und als Wildbachsperren.

Gewichtsmauern (Stützmauern)

Die Länge der Gewichtsmauer ist in der Regel wesentlich grösser als ihre Höhe. Für die Bemessung werden die seitlichen Bindungen nicht berücksichtigt, und die Mauer wird in vertikale Scheiben der Einheitsstärke $b = 1$ unterteilt. Die Einwirkungen (wie Wasserdruck und Erddruck) und die Eigenlast der Scheibe stehen im Gleichgewicht mit der Reaktionskraft am Fundament.

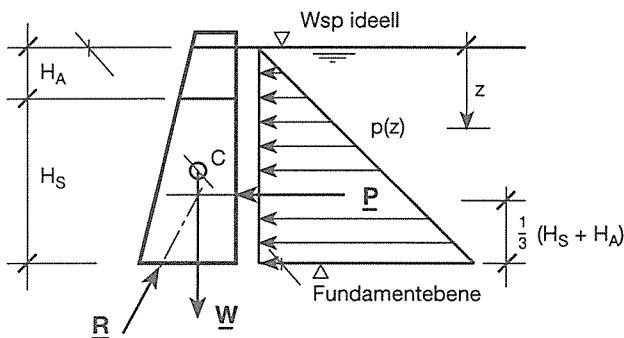


Abb. 78b. Gewichtsmauer, Querschnitt bzw. Scheibe für das statische Modell.

In Abbildung 78b sind die Kräfte angegeben, die an der Scheibe wirken. Gemäss dem in einfachen Fällen angenommenen Gefährdungsbild nach ASF (1973) sind dies:

- P Resultierende aus dem hydrostatischen Wasserdruck bei einem ideellen Wasserspiegel in Höhe $H_S + H_A$
- W Gewicht der Scheibe mit Schwerpunkt C
- R Reaktionskraft

Das Gewicht W und damit die Querschnittsabmessungen der Scheibe ergeben sich aus den Bedingungen bezüglich Kippen und Gleiten. Dabei wird für einen bestimmten Fall eine bestimmte rechnerische Sicherheit gegen diese Grenzzustände gefordert. Ein durchgerechnetes Beispiel findet sich im Kapitel Hydrostatik. Sind Kippen und Gleiten ausgeschlossen, hat die Scheibe die Tendenz, sich nach vorne durchzubiegen. An der Rückwand (d.h. wasserseitig) treten somit Zugspannungen auf. Eine Bewehrung bei Gewichtsmauern aus Stahlbeton hätte also wasserseitig zu erfolgen und die Hauptbewehrung wäre vertikal anzuordnen. Bei Sperren vom Typ Gewichtsmauer sind die Querschnittsabmessungen aber meistens so gross, dass die Zugspannungen sehr klein werden. In der Regel werden deshalb solche Sperren nicht bewehrt.

Am Fundament treten Bodenpressungen auf, die natürlich von der Reaktionskraft R abhängig sind. Falls die Bodenpressungen zu gross werden, sind Setzungen des Bauwerks oder unter Umständen statischer Grundbruch zu erwarten. Für einfache Fälle finden sich Angaben über zulässige Bodenpressungen in ASF (1973). Bei schlecht tragfähigen Böden ist die Gesamtstabilität durch eine Stabilitätsrechnung nachzuweisen.

Als Gewichtsmauern konzipierte Sperren sind besonders wirtschaftlich, wenn die Sperrenhöhe gegenüber der Spannweite klein ist. Sie können erstellt werden aus Beton, Drahtsteinkörben, Holzkästen oder Mauerwerk.

Im erweiterten Sinn fallen auch Winkelstützmauern unter diesen Sperrentyp. In der Schweiz werden aber Winkelstützmauern im Wildbachverbau recht selten verwendet. In steilen Gerinnen sind nämlich grosse Aushubkubaturen für die Bodenplatte erforderlich. Im Gegensatz zu klassischen Gewichtsmauern sind die Winkelstützmauern immer bewehrt (BÖLL 1992) und auch für grosse Sperrenhöhen geeignet. Man findet sie relativ häufig in Frankreich.

Dass bei der Gewichtsmauersperre keine seitlichen Einbindungen berücksichtigt werden, bedeutet natürlich nicht, dass keine vorhanden sind. Grundsätzlich ist jede Sperre seitlich einzubinden, damit sie nicht umflossen wird. Statisch gesehen sind die seitlichen Einbindungen aber nicht wirksam, z.B. bei allen Drahtsteinkorbssperren, die ja aus einzelnen Körben aufgebaut sind, sowie bei Holzkastensperren, falls die Hölzer senkrecht zur Fließrichtung gestossen werden müssen.

Wildbachsperren

Bei der typischen Wildbachsperre wirken die seitlichen Einbindungen als Widerlager und können bei der Bemessung berücksichtigt werden. Aufgrund der Geometrie von Bachquerschnitt und Sperre ist die Spannweite variabel über die Sperrhöhe (siehe Abb. 72). Man nimmt an, die Sperre sei auf der Luftseite im Bereich der Gerinnesohle durch Sperrenkolk völlig freigelegt und berücksichtigt deshalb die Sohleneinbindung nicht. Als statisches Modell für den Sperrenkörper ergibt sich ein von Flanke zu Flanke gespanntes Flächentragwerk mit den ideellen Auflagerachsen innerhalb der seitlichen Einbindungen und den horizontalen freien Rändern am Fundament und auf Höhe Abflusssektion. Die seitlichen Auflager werden als frei drehbar angenommen.

In Abbildung 79 ist ein einfaches Balkenmodell für die von Flanke zu Flanke tragende Wildbachsperre dargestellt. Wir gehen wiederum vom Gefährdungsbild nach ASF (1973) für den Sperrenkörper aus. Dabei wird angenommen, die Sperre sei noch nicht mit Lockermaterial hinterfüllt, der Sperrenkörper und die Flügel seien undurchlässig und die Abflusssektion sei verstopft. Auf die Sperre wirkt somit der hydrostatische Wasserdruck. Unser einfaches Modell sei aus Balken der Breite b aufgebaut, die sich gegenseitig nicht beeinflussen. Die Spannweite eines Balkens in Tiefe z unter dem ideellen Wasserspiegel beträgt $l_{(z)}$, und die Einwirkung ergibt sich aus dem hydrostatischen Wasserdruck zu $q_{(z)} = \rho_w g z b$. Aus dem maximalen Biegemoment in Balkenmitte resultieren Zugspannungen an der Luftseite. Bei Wildbachsperren aus Stahlbeton ist demnach die Hauptbewehrung luftseitig und horizontal anzuordnen.

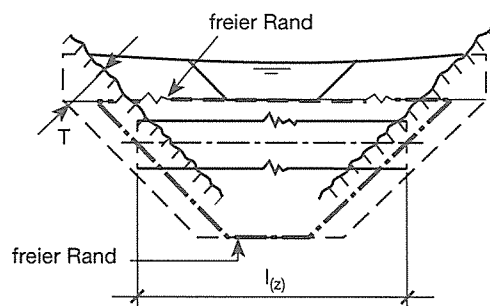


Abb. 79a. Sperrenkörper Balkenmodell, Ansicht.

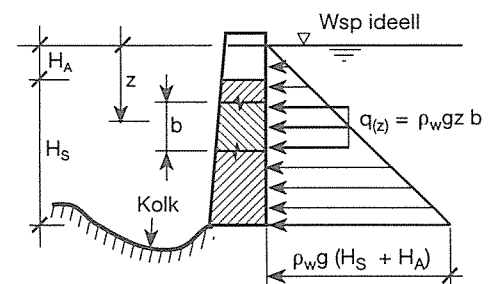


Abb. 79b. Sperrenkörper Balkenmodell, Querschnitt.

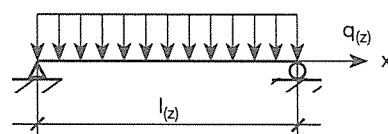


Abb. 79c. Balkenmodell Draufsicht, idealisiert mit Spannweite $l_{(z)}$ und Einwirkung $q_{(z)}$.

Während sich die Querschnittsabmessungen bei Gewichtsmauern meistens aus einer Stabilitätsrechnung bezüglich Kippen und Gleiten ergeben, umfasst die Bemessung auf Tragsicherheit bei von Flanke zu Flanke tragenden Wildbachsperren im allgemeinen mehrere Nachweise. Dabei ergeben sich die Querschnittsabmessungen häufig aus dem Tragsicherheitsnachweis auf Biegung und die seitliche Einbindetiefe T aus den Nachweisen der Gesamtstabilität gegen Kippen und Gleiten. In diesem Zusammenhang spricht man auch etwa von innerer und äusserer Statik.

Zu den Sperren von diesem Typ zählen die geraden Wildbachsperren aus Stahlbeton, die einwandigen Holzsperrern und unter Umständen auch Holzkastensperren. Wie wir sehen werden, entspricht die einwandige Holzsperrre ziemlich genau dem statischen Modell mit

den einfachen Balken von Abbildung 79. Dieses Modell eignet sich aber auch sehr gut für die Bemessung von Sperren aus Stahlbeton insbesondere in Runsengerinnen, murganggefährdeten Wildbächen und Gerinnen mit seitlichen Kriechhängen bei Kriechbewegungen senkrecht zur Gerinneachse. Für Sperren, deren Höhe etwa der mittleren Spannweite entspricht, liefert die Bemessung als Platte etwas wirtschaftlichere Stahlbetonquerschnitte als das Balkenmodell. Gemäss ASF (1973) ist dies auch bei weitgespannten, relativ niedrigen Werken der Fall. Die Lagerungsbedingungen sind dort allerdings nicht einheitlich festgelegt, indem bei weitgespannten Platten der Sperrenkolk nicht über die ganze Gerinnebreite angenommen wird. Daraus resultiert dann eine Sperre bzw. Platte mit einem teilweise gelagerten Rand am Fundament. Im Katastrophenfall ist diese Bedingung aber leider nicht immer erfüllt. So wurden beim Gürbehochwasser 1990 auch weitgespannte Sperren im Fundamentbereich über die ganze Gerinnebreite freigelegt.

Früher wurden kleinere Wildbachsperren vom hier beschriebenen Typ auch als gerade Sperren aus unbewehrtem Beton erstellt. Seit der Einführung der SIA-Norm 162 (1989), Betonbauten, ist das nicht mehr zulässig. Gemäss dieser Norm darf nämlich für den Tragsicherheitsnachweis kein rechnerischer Wert der Betonzugfestigkeit eingesetzt werden.

Die in Abbildung 80 angegebenen Abgrenzungen sind als Bereiche aufzufassen. Heute ist insbesondere die Bogensperre in den Grenzbereichen meistens nicht wirtschaftlicher als die gerade Sperre bzw. die Stützmauer.

In der Schweiz sind übrigens bei Sperrenhöhen ab 10 m die Vorschriften der Talsperrenverordnung zu beachten.

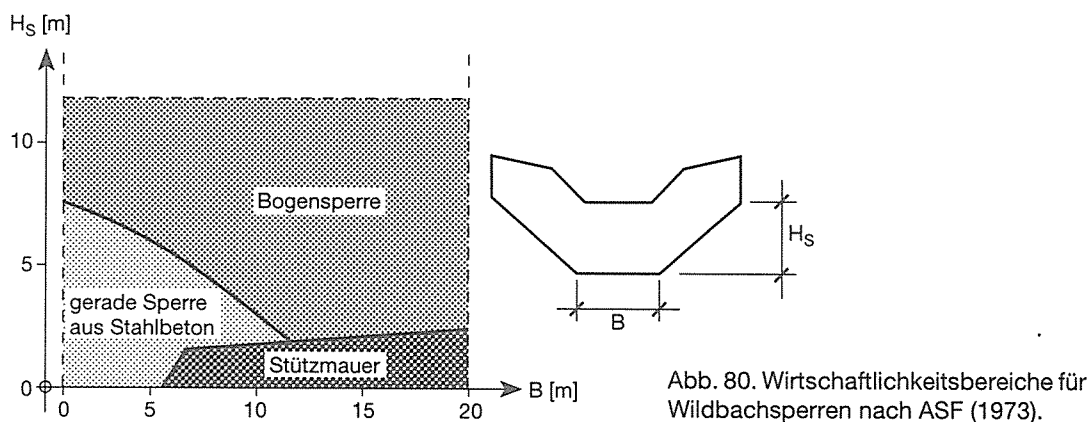


Abb. 80. Wirtschaftlichkeitsbereiche für Wildbachsperren nach ASF (1973).

4.2 Die gerade Wildbachsperre aus Stahlbeton

4.2.1 Tragwiderstand des Stahlbetonquerschnittes

Mit ASF (1973) wurde eine Richtlinie für die Bemessung geschaffen, die sich in der Praxis gut bewährt hat. Was die Bemessung und Konstruktion der Tragwerke aus Stahlbeton betrifft, beruht sie auf der damals gültigen SIA-Norm 162 (1968). Inzwischen liegen die neuen SIA-Normen 160 (1989) und 162 (1989) vor, die wir hier natürlich berücksichtigen. Grundsätzlich sind zwei Nachweise zu führen:

- Nachweis der Tragsicherheit
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Unter den Nachweis der Tragsicherheit fallen neben dem Nachweis des Tragwiderstandes des Stahlbetonquerschnittes auch die Nachweise der Gesamtstabilität (Kippen, Gleiten, ...) der Sperre. In diesem Kapitel befassen wir uns mit dem Tragwiderstand und wollen das in Abbildung 79 skizzierte Balkenmodell betrachten.

Nach SIA 160 (1989) wirken auf ein Tragwerk die Eigenlasten, die Leiteinwirkung und die Begleiteinwirkungen. Die Eigenlasten (das Gewicht) der von Flanke zu Flanke tragenden Wildbachsperre sind bei den Nachweisen der Gesamtstabilität einzuführen. Für die Nachweise der Tragwiderstände brauchen wir sie in der Regel nicht. Die Leiteinwirkung und die

Begleiteinwirkungen ergeben sich aus den Gefährdungsbildern, die Bestandteil des Sicherheitsplanes für das Tragwerk sind.

Für das oberste Werk bei einem Vollverbau mit Wildbachsperrern sind etwa folgende Gefährdungsbilder denkbar:

- Sperre noch nicht mit Geschiebe hinterfüllt, Abflussektion und Dolen verstopft. Daraus resultiert als Leiteinwirkung der bereits erwähnte Wasserdruck nach ASF (1973).
- Murgangstoss auf die noch nicht hinterfüllte Sperre. Dieser sehr ungünstige Fall soll vermieden werden durch die künstliche Hinterfüllung der Sperre unmittelbar nach dem Bau.
- Hydraulischer Grundbruch bei nicht hinterfüllter, voll eingestauter Sperre. Dieser Fall korrespondiert mit dem hydrostatischen Wasserdruck nach ASF (1973) und ist im Zusammenhang mit der Gesamtstabilität der Sperre zu untersuchen. Es handelt sich dabei um ein Baugrundproblem, das gegebenenfalls durch Sperrenhinterfüllung zu lösen ist.
- Überlagerung von Erddruck und Wasserdruck bei hinterfüllter Sperre. Dieser ungünstige Fall soll vermieden oder mindestens abgemindert werden durch die Entwässerung der Sperre. Falls die Dolen wirksam sind, stellt sich durch die Sickerströmung hinter der Sperre ein reduzierter Wasserdruck ein. Falls zudem die Neigung der Sperrenhinterfüllung dem Grenzgefälle J_N des Geschiebes entspricht, ergibt sich aus der Überlagerung von Erd- und Wasserdruck eine Gesamteinwirkung, die etwa dem hydrostatischen Wasserdruck nach ASF (1973) entspricht. Ist dagegen mit einer steilen Geschiebehinterfüllung zu rechnen (z.B. bei Runsensperren), ist dieses Gefährdungsbild bei der Bemessung zu berücksichtigen.
- Murgangstoss auf die hinterfüllte Sperre mit entsprechenden Einwirkungen auf die Sperrenflügel. Dieses Gefährdungsbild ist bei der Bemessung der Sperrenflügel und unter Umständen auch bei den Nachweisen der Gesamtstabilität zu berücksichtigen.

Bei der Projektierung sind sorgfältige Abklärungen über Gefährdungsbilder erforderlich. Bei Verbauungen zum Schutz vor Naturgefahren ergeben sich die Gefährdungsbilder grösstenteils aus einer Reihe natürlicher Prozesse, die sich im Umfeld der Bauwerke abspielen. Die entsprechenden Einwirkungen können deshalb häufig nur aufgrund von Beobachtungen und reichlicher Erfahrung richtig beurteilt bzw. bestimmt werden. Neben der Tragsicherheit beeinflussen sie vor allem auch die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerkes oder eines ganzen Verbauungssystems. Weil sie nur zum Teil rechnerisch berücksichtigt werden können, spielt neben der Bemessung auch die sorgfältige Konstruktion und die geschickte Anordnung im Gelände eine massgebende Rolle. Aus dieser Sicht ist das im folgenden beschriebene Vorgehen vor allem für die Vorbemessung von Wildbachsperrern geeignet. Siehe auch BÖLL (1992).

Annahmen und Voraussetzungen:

Tragwerksmodelle und Einwirkungen

Für die Bemessung des Sperrenkörpers betrachten wir das in den Abbildungen 79 und 81 skizzierte Balkenmodell. Die ideale Auflagerachse verläuft parallel zu den seitlichen Böschungslinien in der Mitte der Einbindetiefe T , also in Tiefe $T/2$. Als Leiteinwirkung führen wir den hydrostatischen Wasserdruck nach ASF (1973) ein. Für die Bemessung der Sperrenflügel betrachten wir das in Abbildung 82 skizzierte Kragarmmodell. Dabei wird der Flügel in vertikale Balken der Breite $b = 1,0$ m oder auch der Einheitsbreite $b = 1$ unterteilt, die einseitig im Sperrenkörper eingespannt sind. Die Kragarmlänge entspricht der Höhe H_A der Abflussektion. Als Leiteinwirkung führen wir den dreifachen hydrostatischen Wasserdruck ein, mit dem in ASF (1973) ein leichter Murgangstoss auf eine hinterfüllte Sperre idealisiert wird.

Wir führen keine Begleiteinwirkungen ein und dürfen deshalb die beiden Modelle unabhängig voneinander betrachten. Der hydrostatische Wasserdruck wird dann massgebend für die Stärke (Dicke) und die Hauptbewehrung des Sperrenkörpers. Der leichte Murgangstoss auf die Flügel der hinterfüllten Sperre wird massgebend für die Flügelbewegung. Auf der Seite der Einwirkungen führen wir den Lastfaktor γ_Q nach SIA 160 (1989) zu $\gamma_Q = 1,5$ ein.

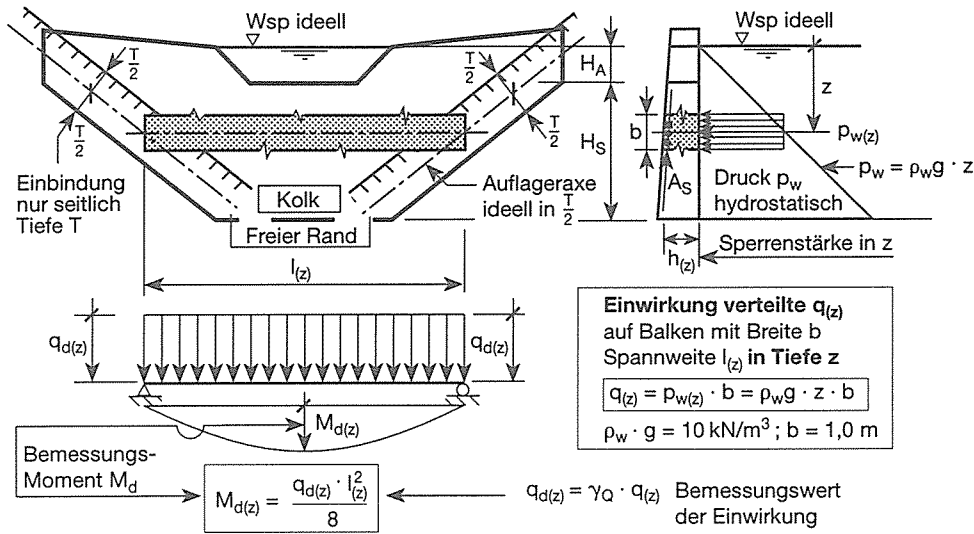


Abb. 81. Sperrenkörper Modell für das Tragsystem und die Einwirkung q mit dem Stahlquerschnitt A_S der Hauptbewehrung.

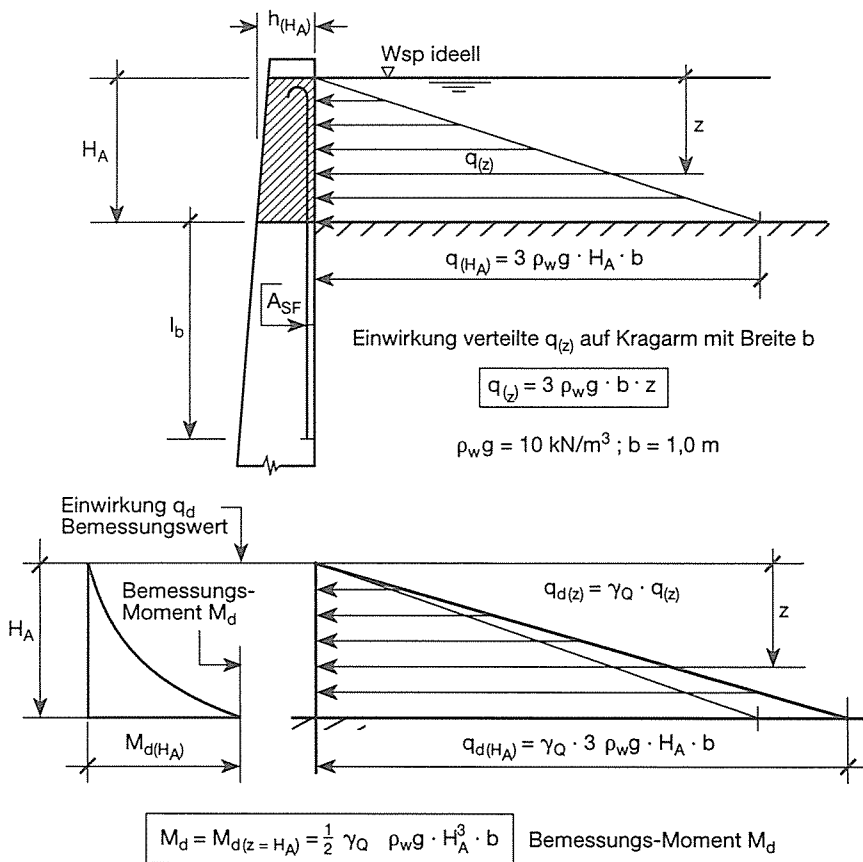


Abb. 82. Sperrenflügel Modell für das Tragsystem und die Einwirkung q.

- H_A Höhe Abflusssektion = Kragarmlänge
- $h_{(H_A)}$ Sperrenstärke an der Abflusssektion
- A_{SF} Stahlquerschnitt Flügelhauptbewehrung
- l_b Verankerungslänge nach SIA 162 (1989)

Werkstoffkennwerte und Tragwiderstände

Der Nachweis der Tragsicherheit des Stahlbetonquerschnittes nach SIA 162 (1989) ist erfüllt, falls gilt:

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

S_d Bemessungswert der Beanspruchung

R Tragwiderstand des Querschnittes

γ_R Widerstandsbeiwert; $\gamma_R = 1,2$

Der Bemessungswert S_d der Beanspruchung unter den mit den Lastfaktoren γ_Q multiplizierten Einwirkungen ergibt sich aus dem oben beschriebenen Modell für den Sperrkörper und die Sperrflügel. Explizit handelt es sich um die Bemessungswerte M_d der Biegemomente und V_d der Querkkräfte. Da es sich bei den in den Modellen betrachteten Balken in Wirklichkeit um Plattenelemente handelt, setzt man oft auch für die Balkenbreite $b = 1,0$ m die Einheitsbreite $b = 1$ und erhält die bezogenen Beanspruchungen

$$m_d = \frac{M_d}{1,0 \text{ m}} \text{ bzw. } v_d = \frac{V_d}{1,0 \text{ m}} \quad \dim m_d = \text{kNm/m} \\ \dim v_d = \text{kN/m}$$

Die entsprechenden Tragwiderstände, nämlich den Biegetragwiderstand M_R und den Schubwiderstand V_R schreiben wir nach SIA 162 (1989) an zu

$$M_R = A_s f_y z \cong A_s f_y 0,9 d \quad V_R = \frac{1}{2} \tau_c db$$

Die bezogenen Tragwiderstände entsprechend zu

$$m_R \cong \frac{A_s}{1,0 \text{ m}} f_y 0,9 d \quad \text{und} \quad v_R = \frac{1}{2} \tau_c d$$

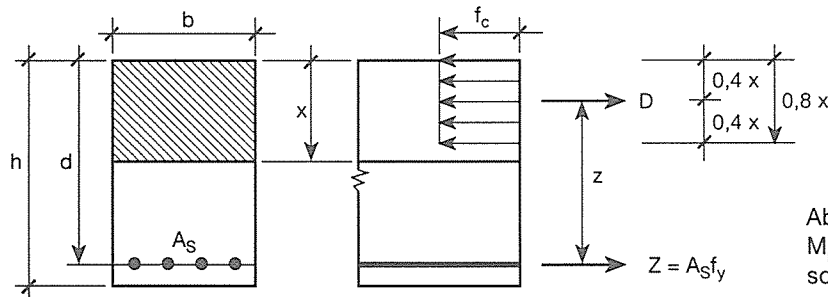


Abb. 83. Tragwiderstand M_R des Stahlbetonquerschnittes.

Als Werkstoffe verwenden wir Beton B 35/25 und Betonstahl S 500 nach SIA 162 (1989). Es gilt dann:

h Trägerhöhe

b Balkenbreite

d statische Höhe

x Höhe der Druckzone

f_c Rechenwert der Betondruckfestigkeit $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$

f_y Rechenwert der Betonstahlfliessgrenze $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

D Betondruckkraft $D \cong f_c 0,8 xb$

A_s Stahlquerschnitt

Z Zugkraft im Stahl $Z = A_s f_y$

z Hebelarm der inneren Kräfte $z \cong 0,9 d$

Aus dem Gleichgewicht der Kräfte ergibt sich $Z = D$ und daraus für die Höhe x der Druckzone

$$D \cong f_c 0,8 xb = A_s f_y \quad x \cong \frac{A_s f_y}{0,8 b f_c}$$

Zur Gewährleistung des Verformungsvermögens (Vermeidung von Sprödbrüchen) ist die Höhe x der Druckzone auf die Hälfte der statischen Höhe d zu beschränken. Der entsprechende Nachweis lautet

$$x \leq \frac{1}{2} d$$

In der Formel für den Schubwiderstand V_R tritt der Rechenwert τ_c der Schubspannungsgrenze auf. Für Beton B 35/25 nach SIA 162 (1989) gilt $\tau_c = 0,9 \text{ N/mm}^2$.

Gebrauchstauglichkeit

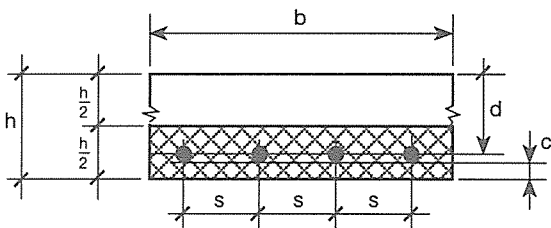
Wir beschränken uns hier auf die Massnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten nach SIA 162 (1989). Die Rissbreite wird durch die Anordnung der Mindestbewehrung $A_{s,min}$ begrenzt. Diese beträgt:

$$A_{s,min} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_{ct} \cdot A_{ct}}{f_y} \quad \text{mit dem Beiwert } \beta; \text{ für Biegung } \beta = 0,5$$

Stababstand s [mm]	≤ 100	150	200	250	300
Beiwert α	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

f_{ct} Rechenwert der Betonzugfestigkeit für B 35/25 nach SIA 162 (1989) nur für Gebrauchstauglichkeit $f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

f_y Rechenwert der Fließgrenze im Stahl $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$



Betonüberdeckung c der Stahleinlagen bei Wildbachsperrern $c \approx 50 \text{ mm}$

Abb. 84. Massgebende Zugzone A_{ct} nach SIA 162 für Gebrauchstauglichkeit:

Numerisches Beispiel am Balkenmodell des Sperrenkörpers

Wir betrachten einen Balken der Breite $b = 1,0 \text{ m}$ in Tiefe $z = 2,0 \text{ m}$ unter dem ideellen Wasserspiegel. Die Spannweite betrage $l_{(z)} = 7,2 \text{ m}$. Gesucht sei die statische Höhe d und der Stahlquerschnitt A_s .

- Bemessungswert $M_{d(z)}$ des Biegemomentes

$$M_{d(z)} = \frac{q_{d(z)} l_{(z)}^2}{8} = \gamma_Q \frac{1}{8} \rho_w g z b l_{(z)}^2$$

$$M_{d(z)} = 1,5 \frac{1}{8} 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} (7,2 \text{ m})^2 = M_{d(z)} = 195 \text{ kNm}$$

- Bemessungswert $V_{d(z)}$ der Querkraft

$$V_{d(z)} = \frac{1}{2} q_{d(z)} l_{(z)} \quad V_{d(z)} = 108 \text{ kN}$$

Wir wählen einen Stahlquerschnitt A_s ; mit zum Beispiel 5 Stäben vom Durchmesser $\varnothing = 20 \text{ mm}$ ergibt sich $A_s = 1571 \text{ mm}^2$ (Stababstand $s = 200 \text{ mm}$). Aus der Formel für den Biegeverband schreibt sich

$$d = d_{(z)} \geq \frac{\gamma_R \cdot M_{d(z)}}{0,9 A_s f_y}; \quad d \geq \frac{1,2 \cdot 195 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,9 \cdot 1571 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2} \quad d = 360 \text{ mm}$$

- Nachweis der Tragsicherheit auf Biegung mit $d = 360 \text{ mm}$ und $A_s = 1571 \text{ mm}^2$

$$M_d = 195 \text{ kNm} \equiv \frac{M_R}{\gamma_R} = \frac{1571 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 360 \text{ mm}}{1,2} = 195 \text{ kNm}$$

- Kontrolle der Druckzonenhöhe x

$$\frac{d}{2} = 180 \text{ mm} > x \equiv \frac{1571 \text{ mm}^2 \cdot 460 \text{ N/mm}^2}{0,8 \cdot 10^3 \text{ mm} \cdot 16 \text{ N/mm}^2} = 58 \text{ mm}$$

- Nachweis der Tragsicherheit auf Schub

$$V_d = 108 \text{ kN} < \frac{1}{2} \frac{\tau_c d b}{\gamma_R} = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 360 \text{ mm} \cdot 10^3 \text{ mm}}{1,2} = 135 \text{ kN}$$

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in bezug auf Risse
mit $d = 360 \text{ mm}$, $A_s = 1571 \text{ mm}^2$ aus 5 Stäben mit $\varnothing 20 \text{ mm}$ ergeben $s = 200 \text{ mm}$
und somit $\alpha = 1,2$, $c = 50 \text{ mm}$.

$$h = d + \frac{1}{2} \varnothing + c = 360 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 420 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = \frac{1,2 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 210 \text{ mm} \cdot 10^3 \text{ mm}}{460 \text{ N/mm}^2} = 685 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1571 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 685 \text{ mm}^2$$

4.2.2 Vorgehen bei der Bemessung und Regeln für den Entwurf

- Zeichne die Sperre massstäblich in der Ansicht. Die Sperrenhöhe $H_s + H_A$ ist meistens mehr oder weniger gegeben durch das Gerinnelängsprofil und die hydraulische Bemessung der Abflusssektion. Die seitliche Einbindetiefe T ist vorerst anzunehmen aufgrund des Gerinnequerschnitts, der Höhe $H_s + H_A$ und der Baugrundverhältnisse. In einfachen Fällen und für die Vorbemessung kann die seitliche Einbindetiefe mit Hilfe des Diagrammes in Abbildung 85 bestimmt werden. Dieses wurde von uns erstellt aufgrund der Nachweise für die Gesamtstabilität nach ASF (1973) und gilt bei seitlichen Böschungswinkeln $\alpha \cong 37^\circ$.

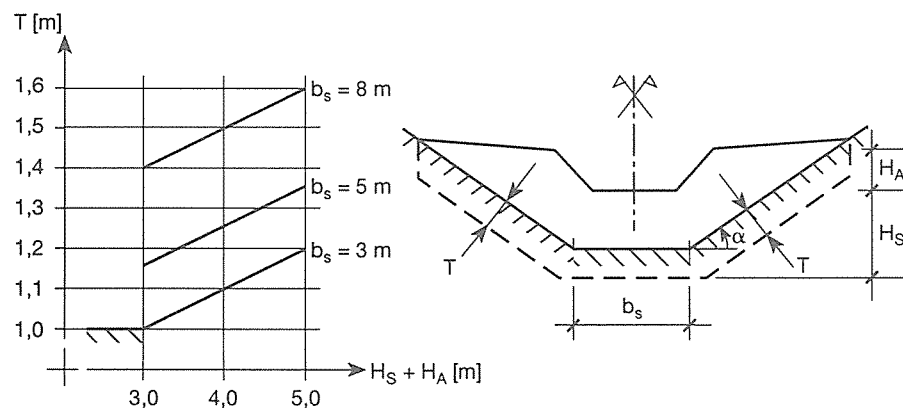


Abb. 85. Seitliche Einbindetiefe T in Funktion der Sperrenhöhe $H_s + H_A$ und der Breite b_s des unverbauten Bachgerinnes. Allgemeine Forderung $T \geq 1,0 \text{ m}$.

- Lege die ideale Auflagerachse seitlich in Tiefe $T/2$ fest gemäss dem Modell für den Sperrenkörper.
- Schneide aus dem Sperrenkörper horizontale Balken der Breite $b = 1,0 \text{ m}$ bzw. der Einheitsbreite $b = 1$. Die Längsachse des obersten (ersten) Balkens wird mit Vorteil in der Tiefe $z = H_A + 0,5 \text{ m}$ unter dem ideellen Wasserspiegel angenommen. Messe die Spannweiten $l_{i(z)}$ aller Balken.
- Berechne die Bemessungswerte $q_{d(z)}$ und die Beanspruchungen Biegemoment $M_{d(z)}$ und Querkraft $V_{d(z)}$ für alle Balken.
- Berechne die statische Höhe $d_{(z)}$ für den Balken mit dem maximalen Biegemoment $M_{d(z)} = \max$. Wähle dabei einen konstruktiv vernünftigen Bewehrungsquerschnitt A_s (Empfehlung: $\varnothing \leq 26 \text{ mm}$, $s \geq 100 \text{ mm}$, somit $A_s \leq 5310 \text{ mm}^2$) und verwende die Bedingung für die Tragsicherheit:

$$M_{d(z)} \leq \frac{M_{d(z)}}{\gamma_R} \cong \frac{A_s f_y 0,9 d_{(z)}}{\gamma_R}$$

- Führe den Nachweis für die Druckzonenhöhe $x_{(z)} \leq \frac{d_{(z)}}{2}$
- Konstruiere den Sperrenquerschnitt ausgehend von der berechneten statischen Höhe $d_{(z)}$. Bei Sperren aus Stahlbeton beträgt der luftseitige Anzug meistens 20:1. Durch den Geschiebetransport sind die Oberflächen besonderen Einwirkungen ausgesetzt. Die Überdeckung c der Hauptbewehrung sollte deshalb etwa 50 mm betragen. Bei kleinen

und mittleren Sperren wird der Querschnitt A_s der Hauptbewehrung meistens über die ganze Höhe H_s konstant gehalten. Die Verteilbewehrung ist auf der Seite der Einwirkung, d.h. wasserseitig, der Hauptbewehrung anzuordnen. Ausgehend von der berechneten statischen Höhe legen wir die effektive statische Höhe $d_{(z)}$ bzw. die Sperrenstärke $h_{(z)}$ so fest, dass die entsprechenden Werte $d_{(H_A)}$ bzw. $h_{(H_A)}$ am Überfall «runde» Zahlen werden.

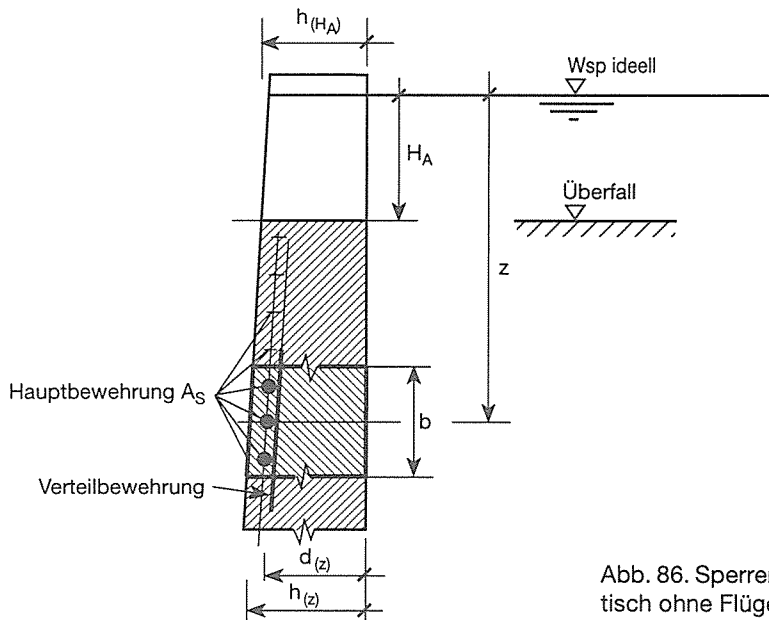


Abb. 86. Sperrenkörper, Querschnitt schematisch ohne Flügelbewehrung.

- Führe den Nachweis für den Schubwiderstand V_R am Balken mit der maximalen Querkraft $V_{d(z)} = \max$.
- Führe die Tragsicherheitsnachweise für weitere Balken, falls dies aufgrund der Beanspruchung und der nun festgelegten Querschnittsabmessungen notwendig ist.
- Führe die Nachweise der Gesamtstabilität der Sperre bezüglich Kippen, Gleiten und Grundbruch. Bei diesen Nachweisen geht es in erster Linie um die Kontrolle der seitlichen Einbindetiefe T . Für die Vorbemessung erübrigen sich die Nachweise gegen Kippen und Gleiten, falls T nach dem Diagramm in Abbildung 85 festgelegt wurde und die Randbedingungen mit jenen in Abbildung 85 übereinstimmen. Bei der Ausarbeitung des Detailprojektes können diese Nachweise häufig nach ASF (1973) erfolgen. In schwierigen Fällen sind allerdings Stabilitätsrechnungen anhand geotechnischer Untersuchungen und entsprechenden Baugrundmodellen erforderlich.
- Führe den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in bezug auf die Rissebildung mit $A_s \geq A_{s,\min}$. Bei Wildbachsperren werden die Durchbiegungen in der Regel nicht untersucht. Man darf im allgemeinen annehmen, dass die Durchbiegungen nicht massgebend werden, falls das folgende Schlankheitskriterium eingehalten wird:

$$\frac{h_{(z)}}{l_{(z)}} \geq \frac{1}{20}$$

Falls in den seitlichen Einhängen Kriechbewegungen stattfinden, mit Bewegungskomponenten senkrecht zur Gerinneachse, treten Einflüsse zweiter Ordnung auf. In solchen Fällen sind auf das Schlankheitskriterium ausgelegte Sperren zu schlank.

Vertikale Verteilbewehrung

Bei der Stahlbetonsperre handelt es sich in Wirklichkeit um eine Platte; ein Teil des Biegemomentes $m_{d(z)}$ wird in z -Richtung abgetragen, d.h. erzeugt Spannung in der Plattenebene senkrecht zur Längsachse unserer horizontalen Balken. In diesem Zusammenhang ist zu bemerken, dass häufig von Streifen anstatt von Balken gesprochen wird, wenn es sich um Ausschnitte aus Platten handelt. Nun gibt es aber in der Theorie der Flächentragwerke ein als Streifenmethode bezeichnetes Berechnungsverfahren, das auf einer anderen Modellvorstellung basiert als die hier beschriebene Methode. Um Verwechslungen auszuschliessen, sprechen wir deshalb von Balken bzw. vom Balkenmodell.

Bei unseren Sperren werden die rechnerischen Querschnitte der Verteilbewehrung meistens sehr klein. Wir ordnen deshalb eine vertikale Verteilbewehrung an, deren Querschnitt A_{sz} in einem konstruktiv vernünftigen Verhältnis zur Hauptbewehrung steht. Zum Beispiel: Oben hatten wir $A_s = 1571 \text{ mm}^2$ aus $\varnothing 20 \text{ mm}$ und $s = 200 \text{ mm}$; als Verteilbewehrung könnte etwa gewählt werden $\varnothing 14 \text{ mm}$ und $s = 250 \text{ mm}$. Bei einer Hauptbewehrung aus $\varnothing 26 \text{ mm}$ und $s = 100 \text{ mm}$ könnte etwa gewählt werden $\varnothing 18 \text{ mm}$ und $s = 200 \text{ mm}$.

Sperrenflügel

Die Bemessungswerte M_d für das Biegemoment und V_d für die Querkraft ergeben sich aus dem Modell für den Sperrenflügel in Abbildung 82. Aus der Sperrenstärke $h_{(HA)}$ am Überfall ergibt sich die statische Höhe d für den Sperrenflügel und daraus der Querschnitt A_{SF} der Flügelbewehrung aus

$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R} \cong \frac{A_{SF} f_y \cdot 0,9 \cdot d}{\gamma_R}$$

Für die Einwirkung leichter Murgangstöße nach Abb. 82 wird dann meistens $A_{SF} < A_{s,min}$, so dass die Gebrauchstauglichkeit massgebend wird für die Flügelbewehrung.

Vertikale Bewehrung

Aus Gründen der Arbeitssicherheit sind alle vertikalen Stäbe mit Endhaken zu versehen.

Kanten

Zum Schutz der Überfallkanten werden oft Eisenbahnschienen oder schwere Winkeleisen mit angeschweissten Schlaudern angeordnet. Auf die Spröbruchempfindlichkeit von Eisenbahnschienen wurde bereits hingewiesen. Durch das Anschweissen von Schlaudern wird diese noch zusätzlich erhöht. Im übrigen sollten an allen Betonkanten breite Abfassungen von $50 \times 50 \text{ mm}$ angeordnet werden, um ein Abschlagen bzw. Ausbrechen zu verhindern.

4.3 Holzkonstruktionen

Bei den grossen Aufforstungs- und Geländestabilisierungsarbeiten der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, bis etwa in die Zeit zwischen den beiden Weltkriegen, wurden viele Wildbachsperren und Stützwerke im Hangverbau aus Holz bzw. aus Holz und Steinen gebaut. Mit dem Aufkommen des Betons wurden dann diese traditionellen Werkstoffe verdrängt. Zeitweise war Holz im Wildbachverbau geradezu verpönt. Man vermutete, dass die Lebensdauer von Tragwerken aus Beton bzw. Stahlbeton diejenige von Holzkonstruktionen um ein vielfaches übertreffe. Inzwischen wurde diese Ansicht etwas relativiert.

Untersuchungen unter anderem von ZELLER und RÖTHLISBERGER (1987) haben gezeigt, dass man bei Holzsperren mit einer Lebensdauer von etwa 50 Jahren rechnen kann. Unter günstigen Bedingungen wie Beschattung, ständig gleichmässige Feuchte und konstruktiv einwandfreie Ausführung darf man sogar eine Lebensdauer von etwa 80 Jahren erwarten. Unsachgemässe bzw. in wechselfeuchten oder stark besonnten Lagen erstellte Werke können dagegen bereits nach 20 bis 30 Jahren irreparable Schäden aufweisen. Bei Beton- und Stahlbetonkonstruktionen rechnet man meistens mit einer Lebensdauer von 100 Jahren. Nun wird aber die Tragsicherheit und vor allem auch die Gebrauchstauglichkeit der Tragwerke im Wildbach- und Hangverbau massgeblich von den Prozessen beeinflusst, die sich in der Umgebung dieser Werke abspielen. Die richtige Beurteilung dieser Prozesse bzw. der daraus für die Werke resultierenden Gefährdungsbilder und ihre Berücksichtigung in der Planung und Projektierung ist mindestens so wichtig wie die Wahl der Werkstoffe. So ist beispielsweise die an sich hohe Lebensdauer einer Stahlbetonsperre belanglos, wenn die Sperrenflügel beim ersten Unwetter überflutet werden, die seitlichen Böschungen abrutschen und die Sperre kippt.

Während zum Beispiel in Österreich auch imprägniertes Holz verwendet wird, lehnen wir das in der Schweiz vor allem bei Gerinneeinbauten ab. Neben den Bedenken in bezug auf die Gewässerverschmutzung sprechen auch praktische Gründe dagegen. Ein Vorteil von Rundholzkonstruktionen ist nämlich häufig die Verfügbarkeit der Stämme im Projektgebiet.

Bei den mit einer Imprägnierung verbundenen Transportdistanzen und allgemeinen Umtrieben entfällt dieser Vorteil, und die grössere Wirtschaftlichkeit gegenüber anderen Werkstoffen ist kaum noch gegeben. Im Hangverbau, insbesondere bei verankerten Konstruktionen, werden manchmal imprägnierte Eisenbahnholzschnellen eingesetzt (BÖLL 1992).

Bekanntlich wird eine Wildbachsperre senkrecht zur Fliessrichtung des Wassers bzw. senkrecht zur Gerinneachse angeordnet; man spricht von einem Querwerk. Aus der Sicht der baustatischen Bemessung, z.B. nach dem Balkenmodell in Abbildung 79, steht die Längsachse des Tragwerks (die x-Achse in Abb. 79c) senkrecht zur Einwirkung und somit senkrecht zur Gerinneachse. Wenn wir im folgenden von Längshölzern sprechen, gehen wir von dieser baustatischen Betrachtungsweise aus und meinen damit die Hölzer in Richtung der grössten Längenausdehnung des Werkes; in Gerinnen somit senkrecht zur Fliessrichtung.

Aus konstruktiver Sicht unterscheiden sich Stützwerke im Hangverbau nur unwesentlich von Schwellen und Sperren im Bachverbau. Bei den letzteren ist natürlich der Ausbildung der Abflusssektionen besondere Beachtung zu schenken.

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen einwandigen Konstruktionen und zwei- oder mehrwandigen Holzkästen. Die letzteren werden in Österreich auch als Krainerwände bezeichnet.

Weil nach Möglichkeit lokal verfügbare Materialien eingebaut werden, haben sich insbesondere bei den aus Holz und Steinen bestehenden Holzkästen in verschiedenen Gegenden zum Teil recht unterschiedliche Konstruktionsweisen entwickelt. Wir können hier nicht im Detail darauf eingehen und wollen uns deshalb auf das Grundsätzliche beschränken.

Als Holzarten kommen Fichte, Tanne, Lärche, Föhre und Edelkastanie in Frage.

4.3.1 Einwandige Systeme

Die einwandigen Konstruktionen bestehen im wesentlichen aus quer zur Richtung der Einwirkung angeordneten Längshölzern. Diese tragen als horizontale Balken und sind daher in den Seitenflanken gut einzubinden. Stösse sind zu vermeiden. Im Hangverbau ist die seitliche Einbindung nicht immer möglich. Die Wand wird deshalb durch Querhölzer, sogenannte Zangen, nach hinten verankert, wodurch ein vertikaler Abstand zwischen den Längshölzern entsteht. In diese Zwischenräume lassen sich bewurzelte Pflanzen oder ausschlagfähige Stangen einlegen, so dass sich ein begrüntes System entwickelt. SCHIECHTL (1973) spricht in diesem Zusammenhang von Holzgrünschwelen.

Wenn möglich, werden bei der einwandigen Bachsperre auf der Luftseite Pfähle in den Boden gerammt. Diese wirken als Auflager für die Sperrenflügel und übertragen zudem einen Teil der Einwirkung in den Untergrund. Die Sperre sollte nicht steiler als etwa 10 zu 1 gestellt werden, so dass ihre Luftseite ständig benetzt wird. Die maximale Sperrhöhe H_s

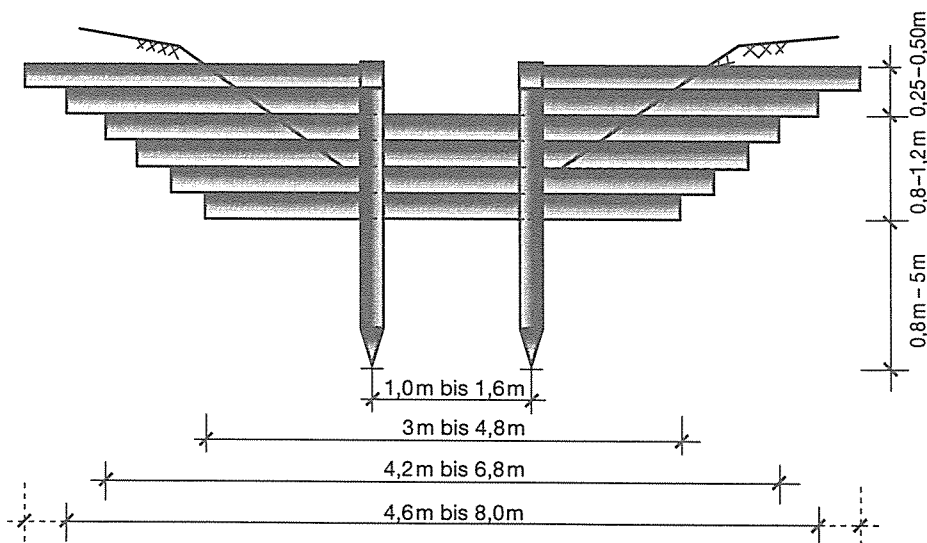


Abb. 87. Einwandige Bachsperre aus Holz mit Abflusssektion bestehend aus einer oder zwei Rundholzlagen. Bei entsprechender Anordnung der Pfosten kann die Abflusssektion auch als Trapezprofil ausgebildet werden.

beträgt bei einwandigen Bachsperrn unter günstigen Bedingungen etwa 2 m. Mit Zangen verankerte Konstruktionen im Hangverbau (Abb. 88 a) können bei sorgfältiger Ausführung auch höher gebaut werden. Meistens entscheidet man sich dann aber für doppelwandige Werke nach Abbildung 88 b.

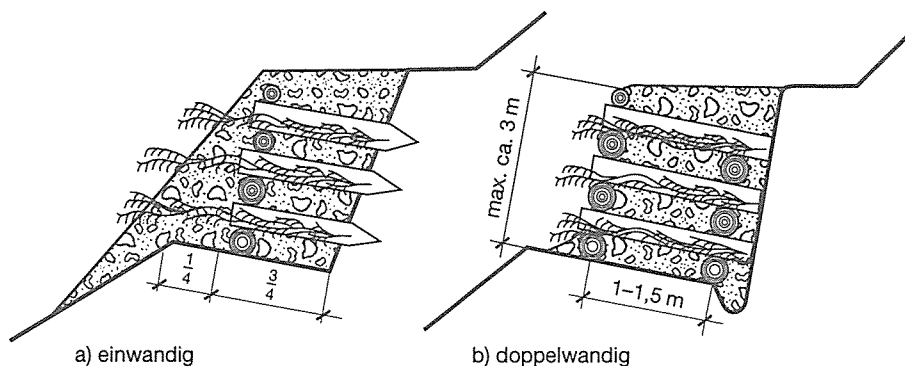


Abb. 88. Einwandiges und doppelwandiges, begrüntes Stützwerk im Hangverbau. Nach KUONEN (1983). Begrünte Werke sind mit einem möglichst grossen Anzug nach hinten zu versehen. Der minimale Wert beträgt etwa 5 zu 1. Wenn möglich, sind solche Werke einzudecken.

4.3.2 Holzkasten

Während früher zum Teil grosse Werke in dreiwandiger Ausführung erstellt wurden, beschränkt man sich heute meistens auf mittelgrosse, zweiwandige Systeme. Der Holzkasten trägt in erster Linie vertikal als Gewichtsmauer. Bei Bachsperrn, die seitlich gut in den Flanken eingebunden sind, besteht auch eine horizontale Tragwirkung, falls keine Längshölzer gestossen werden müssen. Damit ein Holzkasten seine Tragfunktion erfüllen kann, ist er genügend schwer und möglichst steif auszubilden.

Der Holzkasten besteht aus zwei parallel angeordneten Wänden aus Längshölzern, die durch Querhölzer (Zangen) miteinander verbunden sind.

Bei Bachsperrn kann man die Querhölzer oberwasserseitig aus dem Kasten herausragen lassen und erhält dadurch eine zusätzliche Rückverankerung. Falls jedoch im Verlandungsbereich Bodensetzungen zu erwarten sind, kommt eine solche Lösung nicht in Frage. Manchmal wird bei Wildbachsperrn ein sogenannter Fallboden angeordnet. Dieser besteht aus einem Prügelrost, der unter der Sperre durchläuft, luftseitig herausragt und als Kolkschutz wirken soll. Im Bereich des Fallbodens ist immer mit Setzungen und Verschiebungen zu rechnen. Weil diese dann leicht auf den Sperrkörper übertragen werden können, ist von Fallböden abzuraten. Im übrigen findet am Fallboden nur eine geringe Energieumwandlung statt, so dass eine kleine Gegenschwelle, unabhängig von der Hauptsperre, wesentlich wirkungsvoller ist.

Das Verfüllungsmaterial im Holzkasten übt, wie in einem Silo, einen Innendruck auf die Wände aus. Dieser Druck ist insbesondere vom Winkel Φ' der inneren Reibung des Verfüllungsmaterials abhängig und kann in einen vertikalen und in einen horizontalen Anteil zerlegt werden. Die Wände haben das Bestreben, sich unter dem Horizontaldruck voneinander weg zu verschieben. Die Querhölzer (Zangen) wirken dieser Tendenz entgegen, indem sie die Längshölzer, aus denen die Wände bestehen, in ihrer gegenseitigen Lage fixieren. Die Querhölzer wirken somit als Zugbänder, und die Anschlüsse (Knoten) zwischen den Längshölzern und den Querhölzern sind entsprechend auszubilden. Die einer Längsholzlage zugeordneten Querhölzer liegen auf der Längsholzlage. Ein Teil der Schubbeanspruchung am Knoten wird durch Reibung infolge des Vertikaldrucks aufgenommen. Die Querhölzer sind daher auf ihrer Unterseite auszukehlen. Das System wird zusätzlich durch Nägel aus Armierungsstahl verbunden.

Wenn möglich, ist die unterste Lage eine Längsholzlage. Holzkästen auf quergelegten Prügelrosten sind nur in Ausnahmefällen, wie auf schlecht tragfähigem Untergrund, vorzusehen. Bei Holzkastensperrn werden als Flügel manchmal Drahtsteinkörbe aufgesetzt. Es ist dann nicht möglich, die obersten Längshölzer durch Querhölzer zu verbinden. Die obersten Längshölzer sind aber gerade dort besonders stark beansprucht. Sie sind deshalb

gut mit dem System zu verbinden. Man verwendet zu diesem Zweck durchgehende Schrauben bzw. Gewindestangen mit Muttern auf beiden Seiten oder schlägt geschmiedete Stahlklammern in die untenliegenden Querhölzer.

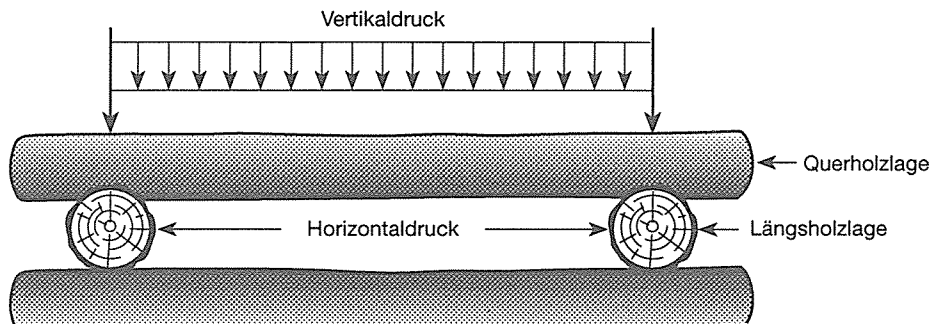


Abb. 89. Anschluss Längsholz/Querholz schematisch; Längsholzlage mit zugeordneter Querholzlage.

Der leere Holzkasten hat nur eine geringe Steifigkeit, denn statisch gesehen sind die Knoten Gelenke. Die nötige Steifigkeit wird erst durch das Verfüllen des Kastens erzielt. Idealerweise besteht das Verfüllmaterial aus groben Steinen, die mindestens an den Wänden sauber geschichtet sein müssen. Die Steine dürfen grundsätzlich nicht aus dem Bachbett entnommen werden, es sei denn, man beschränke sich strikte auf den Verlandungsbereich unmittelbar hinter der Sperre. Bei feinkörnigem Geschiebe hinterfüllen sich durchlässige Holzkastensperren oft erst nach längerer Zeit. Durch oberwasserseitiges Abdichten mit einem Geotextilgewebe können die Verhältnisse verbessert werden. In einigen Gegenden wurden und werden Holzkästen auch mit feinerem Material verfüllt, das in der Umgebung vorhanden ist. Die Steifigkeit ist dann durch zusätzliche Holzeinlagen bzw. Verstreibungen sicherzustellen. In solchen Fällen sind die Flügel nach dem gleichen Prinzip wie der Sperrkasten zu konstruieren. Aufgesetzte Flügel aus Drahtsteinkörben oder Blöcken beeinträchtigen nämlich die Lebensdauer dieser recht nachgiebigen Kästen durch ihr grosses Gewicht.

Quellfähiges Lockermaterial eignet sich übrigens ausserordentlich schlecht als Verfüllmaterial. Unter dem hohen Innendruck können die Kästen bersten.

Bei sorgfältiger Ausführung können Holzkästen ohne weiteres 4 m hoch gebaut werden, und unter besonders günstigen Bedingungen sind auch totale Werkshöhen H von 5 m möglich. Bei Sperrern ist dann $H = H_s + H_A$. Betreffend der Neigung nach hinten gilt das Gleiche wie bei den einwandigen Konstruktionen, wobei aber hohe Werke nicht steiler als etwa 7 zu 1 gestellt werden sollten. Während sich einwandige Sperrern leicht nach dem Balkenmodell in Abbildung 79, analog einer Wildbachsperre aus Stahlbeton bemessen lassen, werden Holzkastensperren nur in besonderen Fällen bemessen. Unter der Voraussetzung, das mittlere Raumgewicht $\rho_m g$ des Sperrerkörpers sei $\rho_m g \geq 14 \text{ kN/m}^3$, ergibt sich eine genügende Sicherheit gegen Kippen und Gleiten bei einer Basisbreite

$$B \cong \frac{1}{2}H$$

Die Erfahrung zeigt, dass für die Tragsicherheit und insbesondere die Gebrauchstauglichkeit eine saubere konstruktive Ausführung, gute seitliche Einbindung, sorgfältige Verfüllung sowie ein konsequenter Unterhalt wichtiger sind als eine ausgeklügelte statische Bemessung. Stark beanspruchte Teile im Bereich der Abflusssektion sollten leicht auswechselbar sein. An kritischen Stellen, vor allem auch bei Stössen, ist die durchgehend geschraubte Verbindung der traditionellen Nagelung vorzuziehen. Im Bereich von Stössen sind immer Querhölzer (Zangen) anzuordnen, und zwar auf beiden Seiten des Stosses. Unter Umständen sind die gestossenen Längshölzer aufzudoppeln. Das Aufreissen des Holzes beim Nageln kann durch Vorbohren vermieden werden. Die Lebensdauer von Holzkonstruktionen im Wildbach- und Hangverbau wird ganz wesentlich durch die einzelnen Verbindungen und Anschlüsse bestimmt.

Bei Wildbachsperrern werden die Querhölzer meistens übereinander angeordnet (Abb. 90), so dass sich im Bereich des Sperrenüberfalls möglichst wenig herausragende Hölzer befinden, die leicht beschädigt werden. Bei Stützwerken im Hangverbau ist auch eine versetzte Anordnung üblich.

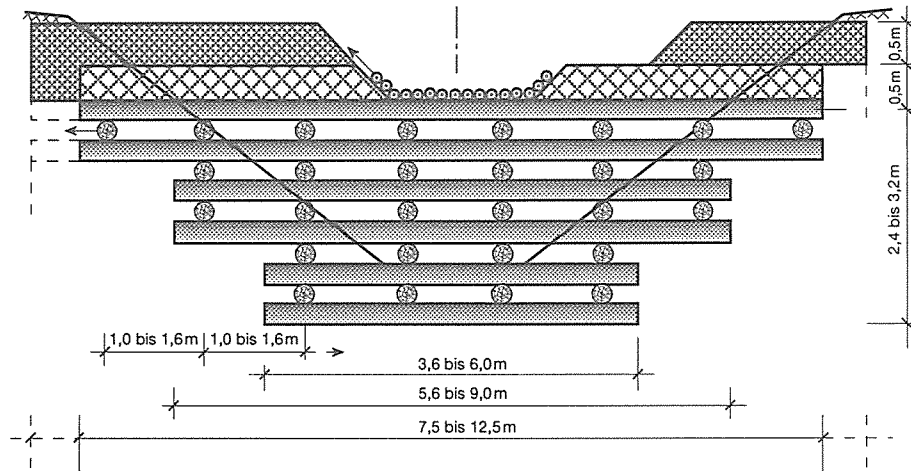


Abb. 90. Holzkastensperre mit aufgesetzten Flügeln aus Drahtsteinkörben. Bedingt durch die Abmessungen der Körbe ergeben sich Flügelhöhen $H_A = 0,5$ m; 1,0 m; (1,5 m) bei horizontaler oberer Flügelkante. Bei zeitlich stark schwankenden Wasserabflussmengen wird manchmal ein Nieder- und ein Hochwasserprofil (rechts im Bild) angeordnet.

5 Rutschungen und Massnahmen zur Stabilisierung

5.1 Beurteilung von Rutschungen

Die richtige Beurteilung von Bodenabtrags- und Rutschmechanismen ist von zentraler Bedeutung bei folgenden Aufgaben:

- Gefahrenbeurteilung in bezug auf Rutschungen sowie im Zusammenhang mit Geschiebeeintrag in Gerinne, Verklausungen und Murgängen;
- Planung und Projektierung von Bauvorhaben an Hängen;
- Stabilisierung von Rutschflächen, Runsen und Wildbächen;
- Projektierung von Tragwerken.

Die wichtigsten theoretischen Grundlagen wurden im Kapitel 2 besprochen, und es wurde gezeigt, dass die Aussagekraft einer Stabilitätsrechnung sehr stark vom Baugrundmodell abhängt. Die Stabilitätsrechnung darf deshalb höchstens Teil einer Rutschungsbeurteilung sein. Rechnungen sind immer aufgrund von Beobachtungen im Gelände vorzunehmen und zu überprüfen. In der Praxis sind oft Entscheide zu fällen, ohne dass die Möglichkeit besteht, aufwendige Baugrunduntersuchungen vorzunehmen. Dies gilt insbesondere bei der Gefahrenbeurteilung. Man ist dann sehr weitgehend auf Beobachtungen im Gelände angewiesen. In diesem Abschnitt werden Hinweise zur Lösung solcher Aufgaben gegeben.

Durch Beobachtungen und einfache bodenmechanische Überlegungen lassen sich folgende wichtige Fragen meistens recht gut beantworten:

Rutschgefährlichkeit

Es stellt sich die Frage, ob ein Hang bereits rutscht oder kriecht, ob eine Rutschung bevorsteht oder ob geplante Eingriffe zu Rutschungen führen werden.

Die Rutschgefährlichkeit ist im allgemeinen gross, wenn Bodenrisse, kleinere Rutschungen, vernässte Stellen und Wasseraustritte sichtbar sind. Wulste, Eintiefungen und allgemein weiche Geländeformen, die sich besonders im Frühling und im Herbst vom Gegenhang aus beobachten lassen, weisen auf Kriechbewegungen und alte Rutschungen hin. Säbelwuchs von Bäumen, zwar nicht immer ein untrügliches Merkmal für Bodenbewegungen, lässt doch häufig auf solche schliessen. Eine unerlässliche Hilfe für die Beurteilung, insbesondere in schlecht einsehbaren Gebieten, sind Längensprofile der Hangoberfläche. Darin lassen sich Wulste, Eintiefungen, alte Bruchränder und lokale Flachstrecken, in denen Wasser einsickern kann, leicht feststellen.

Gefährdung durch eine Rutschung

Die Beurteilung der Gefährdung von Menschen, Tieren und Anlagen kann zum Teil anhand von Karten und Plänen erfolgen. Häufig ist aber eine indirekte Gefährdung vorhanden. Die Beobachtungen sind dann auf Gebiete auszudehnen, die durch eine Rutschung beeinflusst werden können. Dies gilt vor allem auch für Wildbäche, die abgerutschtes Lockermaterial als Geschiebe oder Murgang transportieren können.

Rutschungsmechanismen

Für die Beurteilung der Gefährdung, vor allem aber auch für die Planung und Projektierung von Massnahmen zur Stabilisierung, sind Kenntnisse über die Rutschmechanismen erforderlich. Aufgrund der erwähnten Beobachtungen und bodenmechanischer Kenntnisse lässt sich angeben, ob man es mit oberflächennahen Bodenbewegungen oder mit Rutschungen entlang von tiefverlaufenden Gleitflächen zu tun hat.

Oberflächennahe Rutschungen treten häufig in nichtbindigem Lockermaterial auf und verlaufen dort entlang von hangparallelen Gleitflächen. Tiefverlaufende Rutschungen entlang von gekrümmten Gleitflächen sind häufig in bindigem Material zu beobachten. Sie können aber grundsätzlich immer auftreten, vor allem wenn eine Bodenschicht von geringer Festigkeit vorhanden ist. Das Abgleiten kann plötzlich erfolgen. Oft gehen den Rutschungen

relativ grosse Verformungen (Kriechbewegungen) voraus. Nach der Rutschung sind noch Nachrutschungen, d.h. lokale Bodenbewegungen auch innerhalb der abgerutschten Masse zu beobachten.

5.1.1 Bodenmaterial und Rutschverhalten

Das Rutschverhalten ist von den Bodeneigenschaften abhängig, und die Steilheit eines Hanges ist u.a. durch den Winkel Φ' der inneren Reibung begrenzt. Richtwerte für Φ' sind in Tabellen über Bodenkennwerte (z.B. VSS 1966) angegeben. Die Werte sind je nach Bodentyp unterschiedlich. In der Praxis sind aber auch für ein und denselben Bodentyp zum Teil recht grosse Abweichungen von den Mittelwerten zu erwarten. Die Reibungswinkel werden insbesondere klein bei aufgelockerten körnigen Böden und bei stark vernässten bindigen Böden. Besonders berüchtigt sind in diesem Zusammenhang die Bündnerschiefer. Mit zunehmender Verwitterung nimmt dort die Scherfestigkeit sehr stark ab. Solche Böden reagieren übrigens auch empfindlich auf Störungen, z.B. bei baulichen Eingriffen, und neigen zu Kriechbewegungen. In diesem Zusammenhang rechnet man mit der Restscherfestigkeit des gestörten Bodens und hat zu berücksichtigen, dass diese wesentlich kleiner sein kann als die Scherfestigkeit einer ungestörten Probe.

Bodenbewegungen treten oft entlang bevorzugter Gleitflächen auf; z.B. direkt unterhalb des Wurzelraumes gleichförmiger Waldbestände, an dünnen Ton- oder Verwitterungsschichten im an sich standfesten Baugrund, im Übergangsbereich zwischen Lockermaterial und festem Untergrund sowie im Einflussbereich von Sickerströmungen. Bei inhomogenen Bodenprofilen ist offensichtlich die Schicht mit den ungünstigen Festigkeitseigenschaften massgebend. Bei Baugrunduntersuchungen (Sondierbohrungen, Sondierschlitzungen) ist diese Schicht zu erfassen und aufmerksam zu beurteilen. Durch Rammsondierungen mit der VAWE-Rammsonde können unter Umständen qualitative Aussagen gemacht werden.

Von besonderem Interesse sind für uns auch die Erosions-Rutschprozesse, auf die wir hier etwas näher eingehen wollen. Die Mechanismen spielen sich häufig in an sich standfesten, nichtbindigen Böden ab und lassen sich auf eine Festigkeitsverminderung im Oberflächenbereich zurückführen. Eine steile Böschung oder ein steiler Hang kann anfänglich standfest erscheinen, weil das Bodenmaterial eine genügende Festigkeit aufweist. Im Laufe der Zeit (Jahre, Jahrzehnte) geht aber ein Teil dieser Festigkeit durch Verwitterung im Oberflächenbereich verloren; als Folge tritt lokales, oberflächennahes Abgleiten auf. Dadurch entstehen steile Partien, die dann ebenfalls abbrechen. Der Prozess schreitet fort und ist erst dann abgeschlossen, wenn sich über den ganzen Hang eine Neigung eingestellt hat, die der endgültigen Bodenfestigkeit entspricht.

Ein Beispiel zu diesem Vorgang:

Auf einem steilen Hang aus Moränenmaterial stockt eine geschlossene Vegetation. Durch Hangfusserosion eines Baches gleiten die Vegetationsdecke oder Teile derselben ab. Das standfesteste Moränenmaterial wird dadurch freigelegt. Anfänglich hat es noch eine sehr hohe Festigkeit, die unter Umständen Neigungen von weit über 100% zulässt; sie ist durch die hohe Lagerungsdichte des Materials und eventuell eine gewisse Versinterung gegeben und kann über einige Jahre oder länger erhalten bleiben.

Durch Verwitterung und innere Erosion wird nun aber das Material von der Oberfläche her aufgelockert; die Dichte und damit die Festigkeit nehmen ab. Es treten Bodenbewegungen auf, so dass neue Partien hoher Festigkeit freigelegt und den Einflüssen der Verwitterung ausgesetzt werden. Der Vorgang wiederholt sich, verlangsamt sich, bis sich schliesslich nach Jahren eine Hangneigung einstellt, die der Festigkeit des aufgelockerten Materials entspricht.

Der Prozess wird vielfach durch bautechnische Eingriffe eingeleitet, wie Einschnitte im Bahn- und Strassenbau, Kiesentnahmen. Typische Erscheinungsbilder dieses Phänomens finden sich in Kiesgruben.

Nach einer gewissen Zeit ergibt sich das typische Profil eines Erosionsrutschhanges.

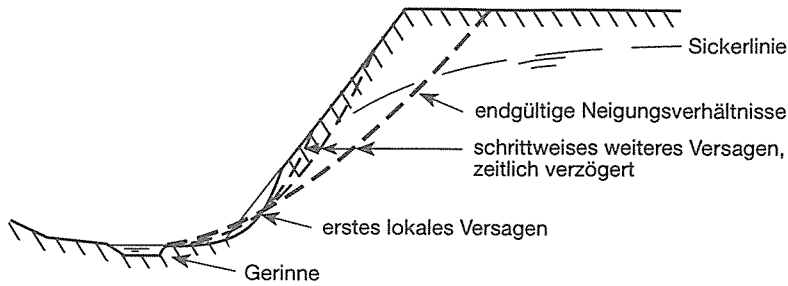


Abb. 91. Schrittweise Reduktion der Böschungsneigung durch oberflächennahes Abgleiten.

Wir unterscheiden im Profil in Abbildung 92 drei Zonen:

- Bereich des Hangfusses: Ablagerungszone 1
Die Böschung weist den relativ flachen Winkel β_1 auf. Beim Bodenmaterial handelt es sich um teils anstehendes, teils liegengebliebenes, von oben abgewittertes Material. Der Neigungswinkel β_1 entspricht bei kohäsionslosem Material ungefähr dem Winkel Φ' der inneren Reibung des gestörten Lockermaterials, wie er etwa in Tabellen über Bodenkennziffern angegeben ist. Die Verhältnisse sind mehr oder weniger stabil. Ein Abtransport erfolgt durch fließendes Wasser in Gerinnen.
- Mittlerer Bereich: Erosions- und Transportzone 2
Die Böschung ist, entsprechend der höheren Festigkeit des noch wenig verwitterten Materials, steiler: $\beta_2 > \beta_1$. Durch den Verwitterungsprozess aufgelockertes Material rutscht ständig ab oder wird abgeschwemmt und lagert sich im Hangfussbereich 1 unter dem Winkel β_1 an. Neues Material wird freigelegt, so dass der Prozess weitergeht. Der Winkel β_2 wird sich im Laufe der Zeit dem Wert von β_1 annähern.
- Oberer Bereich: Abbruchzone 3
Die Böschung ist noch steiler. Der Abtragsmechanismus ist ähnlich wie im mittleren Bereich. Durch die grosse Steilheit sind die Bedingungen verschärft, so dass auch ein Abbrechen kompakter Partien möglich ist.

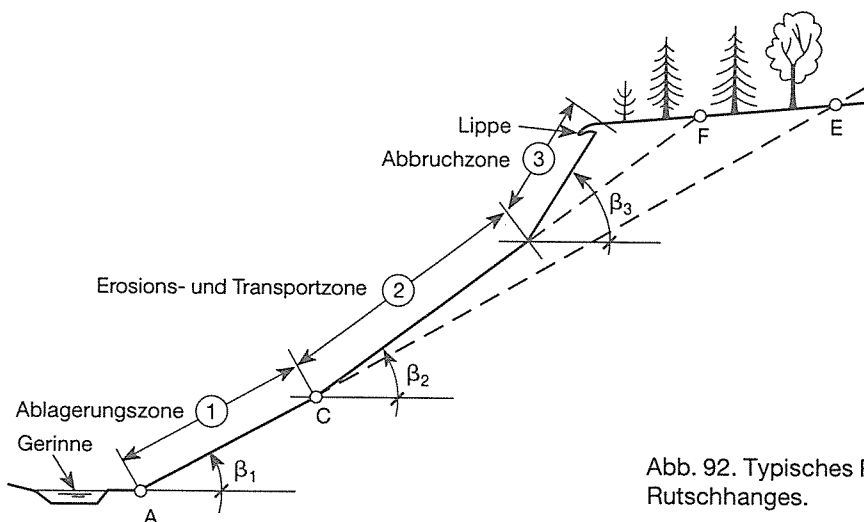


Abb. 92. Typisches Profil eines Erosions-Rutschhanges.

5.1.2 Weitere Untersuchungen und Folgerungen

Viele wichtige Fragen im Zusammenhang mit Rutschungen lassen sich durch Beobachtungen im Gelände recht gut beantworten. In einem Rutschgebiet sind meistens Anrisse und kleinere Rutschungen vorhanden, die gewissermassen einen Einblick in den Boden ermöglichen und allerlei Schlüsse zulassen. So weist mehr oder weniger zusammenhängendes abgerutschtes Material auf Bewegungen im bindigen Boden hin. Lockeres Geröll am Fuss eines Steilhanges, einer Böschung oder einer Bodenwunde ist häufig ein Zeichen oberflächennaher Erosions-Rutschprozesse.

Die Bindigkeit des Bodenmaterials ist durch die Bindigkeit seiner Feinanteile bestimmt. Ob diese bindig sind oder nicht, lässt sich leicht feststellen: Bindiges Material haftet an den Händen, nichtbindiges lässt sich ohne weiteres abspülen. Bindiges Material, zwischen den Händen zu einer kleinen Probe ausgerollt und im Ofen oder an der Sonne getrocknet, hat eine wesentlich höhere Festigkeit als nichtbindiges. Daraus lässt sich schliessen, dass bindiges Material seine Festigkeit bei erhöhtem Wassergehalt weitgehend verliert und vernässte Hänge stark rutschgefährdet sind. Sofern es gelingt, eine in bezug auf ihre Scherfestigkeit massgebende Probe einer USCS-Bodenklasse zuzuordnen, lassen sich mit Hilfe der Tabelle der Bodenkennziffern erste Angaben zum Winkel der inneren Reibung machen.

Eine geschickte Kombination von Geländebeschreibung und bodenmechanischen Überlegungen erlaubt Aussagen über Rutschgefährlichkeit, Gefährdung durch eine Rutschung und Rutschungsmechanismen. Im weiteren lassen sich aber noch folgende wichtigen Fragen beantworten:

- Genügt diese Beurteilung oder braucht es weitere Untersuchungen wie z.B. Sondierbohrungen und Inklinometermessungen?
- An welchen Orten wären solche Untersuchungen vorzunehmen?
- Sind allfällige Stabilitätsrechnungen plausibel?
- Welche baulichen Eingriffe sind zulässig bzw. welche Schutz- oder Stabilisierungsmassnahmen versprechen Erfolg?
- Sollen Geotechniker oder Geologen beigezogen werden?
- Braucht es Spezialfirmen für die Projektierung und Ausführung von Schutz- und Stabilisierungsmassnahmen?

Je besser man gelernt hat, die Natur der Rutschungen zu beobachten, desto einfacher lassen sich diese Fragen beantworten. Auf der einen Seite wird man Geld sparen, Erfahrungen sammeln und Vertrauen gewinnen; auf der anderen Seite wird man erkennen, wo und wann die Last der Verantwortung zu gross wird.

5.2 Stabilisierungsmassnahmen

5.2.1 Rutschungsmechanismen und Massnahmen

Die Rutschungsmechanismen sind ausschlaggebend für die Wahl der Stabilisierungsmassnahmen. Insbesondere hat die Fundationstiefe von Stützwerken der Lage der Gleitfläche zu entsprechen.

Oberflächennahe Rutschungen lassen sich häufig mit flachfundierten Stützwerken stabilisieren, die meistens als Gewichtsmauern aus Drahtsteinkörben, Holz oder Beton konzipiert werden. Einfachere Fälle werden mit ingenieurb biologischen Methoden stabilisiert. Bei schwierigeren Problemen ordnet man kombinierte technisch-biologische Systeme an. Die Fundationstiefe der Stützwerke ist oft durch die Frosteindringungstiefe bestimmt.

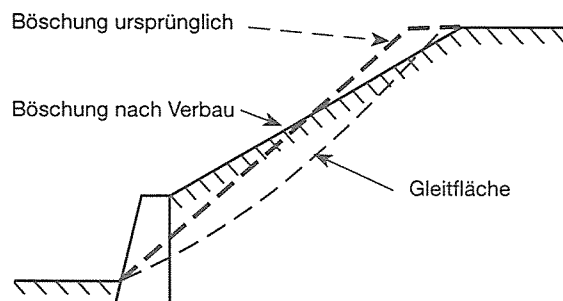


Abb. 93. Flachfundiertes Stützwerk bei oberflächennaher Gleitfläche.

Rutschungen entlang tiefverlaufender Gleitflächen lassen sich mit flachfundierten Stützwerken nicht stabilisieren. Solche Werke würden zusammen mit der Rutschmasse bewegt, ja würden durch ihr Gewicht noch zur Instabilität beitragen. Um eine tiefgründige

Rutschung zu stabilisieren, müssen die Kräfte hinter der Gleitfläche in den standfesten Untergrund eingeleitet werden. Dies kann durch Anker und/oder Pfähle geschehen.

Die Anwendung von Ankern und Pfählen ist übrigens nicht auf Probleme mit tiefliegenden Gleitflächen beschränkt. Weil die verankerten Stützkonstruktionen (z.B. verankerte Pfahlwand) wesentlich leichter sind als Gewichtsmauern, sind häufig elegante Lösungen möglich. Im schlecht zugänglichen Gelände stellen sich bei grösseren Systemen allerdings erhebliche Probleme, weil für die Bohrarbeiten schwere Geräte erforderlich sind.

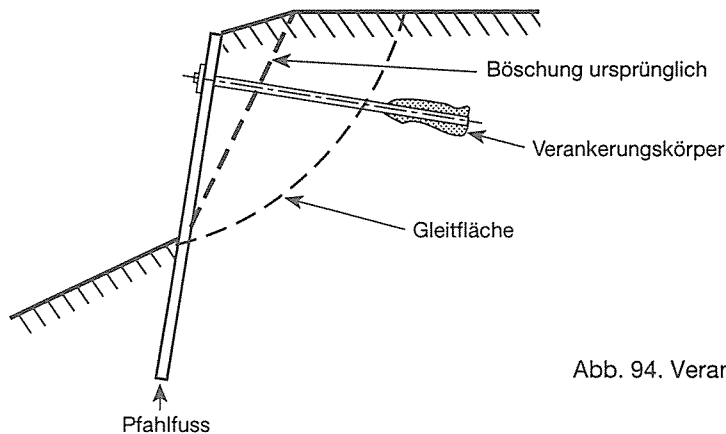


Abb. 94. Verankerte Konstruktion schematisch.

Neben der Lage der Gleitfläche sind bei der Planung von Stabilisierungsmassnahmen noch weitere Punkte zu beachten, die sich aus bodenmechanischen Zusammenhängen ergeben:

- Meistens spielt das Wasser im Boden eine stark rutschungsfördernde Rolle. Man versucht deshalb, das Wasser am Einsickern in den Boden zu hindern, indem man es fasst und ableitet. Wir kommen noch auf Entwässerungen zu sprechen. Hier soll lediglich festgestellt werden, dass Entwässerungen im allgemeinen aufwendig, unterhaltsintensiv, oft nur von geringem Nutzen und meistens recht problematisch sind.
- Bewegungen in Kriechhängen lassen sich in der Regel nicht stoppen. Bauwerke in Kriechhängen werden so bemessen, dass sie den hohen Kriechdrücken widerstehen (was aber nicht immer gelingt), oder so angeordnet, dass sie Verschiebungen mitmachen können.
- Eine echte Stabilisierung tiefverlaufender Rutschungen ist technisch sehr aufwendig und in grossen Rutschgebieten kaum durchführbar.
- Eine notwendige Voraussetzung für alle Stabilisierungsarbeiten ist die Sicherung des Hangfusses vor Bodenabtrag.

5.2.2 Hang und Runsenverbau

Aus bodenmechanischer Sicht sind Hänge und Runsen in verschiedenen Punkten ähnlich. Weil Hänge oft von Runsen durchfurcht sind, könnte das in Abbildung 92 skizzierte Profil des Erosionsrutschhanges ebenso gut das Längenprofil einer Runse darstellen, die in der Falllinie des Hanges verläuft. Wir wollen deshalb den Hangverbau und den Runsenverbau zunächst gemeinsam besprechen. Durch den mehr oder weniger stark ausgeprägten Gerinnecharakter von Runsen bestehen aber zum Teil sehr unterschiedliche Bedingungen aus hydraulischer Sicht. Auf die entsprechenden Konsequenzen gehen wir dann später noch ein.

Weil die spezifischen Bedingungen von Fall zu Fall ganz verschieden sind, gibt es keine allgemeingültigen Rezepte für die Projektierung von Massnahmen. Für jedes Projekt sind die Prozesse und Mechanismen erneut zu beurteilen.

Aufgrund allgemein gültiger Zusammenhänge umfasst eine Stabilisierung aber immer folgende grundsätzliche Massnahmen:

- a) Hangfussssicherung
- b) Zulässige Hangneigung bestimmen und sicherstellen
- c) Oberflächenschutz
- d) Zusätzliche Massnahmen

a) Hangfussssicherung

Wenn ein Gerinne entlang dem Hang verläuft, wird die Stabilität im Hangfussbereich meistens durch Gerinneerosionsprozesse beeinflusst. Es hat demnach keinen Sinn, mit Hangstabilisierungsarbeiten zu beginnen, solange sich das Gerinne weiter eintiefen kann oder Seitenerosion die Uferböschungen unterschneidet und dadurch die Hangneigung immer grösser wird. Der erste Schritt besteht in solchen Fällen in der Fixierung der Bachsohle entlang dem Rutschhang bzw. im Einmündungsbereich einer seitlichen Runse. Man löst diese Aufgabe meistens durch den Einbau von Wildbachsperrern. Von grösster Bedeutung ist dabei das Grenzgefälle des Geschiebes, das immer sehr viel kleiner ist als das ursprüngliche Sohlengefälle im Bach. In Wildbächen wird es häufig gelingen, einen Sperrvollverbau entsprechend dem Grenzgefälle anzuordnen und damit durch Anheben der Gerinnesohle eine bestmögliche Sohlenfixierung zu erzielen.

b) Zulässige Hangneigung

Grundsätzlich wird die Hangstabilität durch eine Stabilitätsrechnung nachgewiesen bzw. dadurch die zulässige Hangneigung festgelegt. Für gegebene Bodenkennwerte, Geometrie, Sickerlinie und Belastung liefert die Berechnung den Winkel β der zulässigen Hangneigung bzw. einen entsprechenden Wert für den Grenzzustand des Abgleitens. In gewissen Fällen, z.B. bei Erosionsrutschhängen, kann man zeigen, dass der Winkel β der zulässigen Hangneigung dem Winkel β_1 in der Ablagerungszone gemäss Abbildung 92 entspricht. Für die Sicherstellung der zulässigen Neigung β kommen zwei Lösungen in Frage: Die «sichere» Lösung würde darin bestehen, die Hangneigung global auf den Winkel β zu reduzieren. In den meisten Fällen ist diese Lösung aber aus praktischen Gründen nicht möglich, da sie zu viel Platz benötigt und zu viel überschüssiges Lockermaterial verursacht. Eine praktikable Lösung besteht in der teilweisen Reduktion der Hangneigung und einem Hangverbau mit Stützwerken. Die Neigung zwischen den Stützwerken entspricht dabei dem Winkel β . Bei oberflächennahen Bruchmechanismen ist eine Lösung mit flachfundierten Werken relativ einfach zu bewerkstelligen. Bei tiefverlaufenden Gleitflächen kommen nur verankerte Systeme auf Pfählen in Frage.

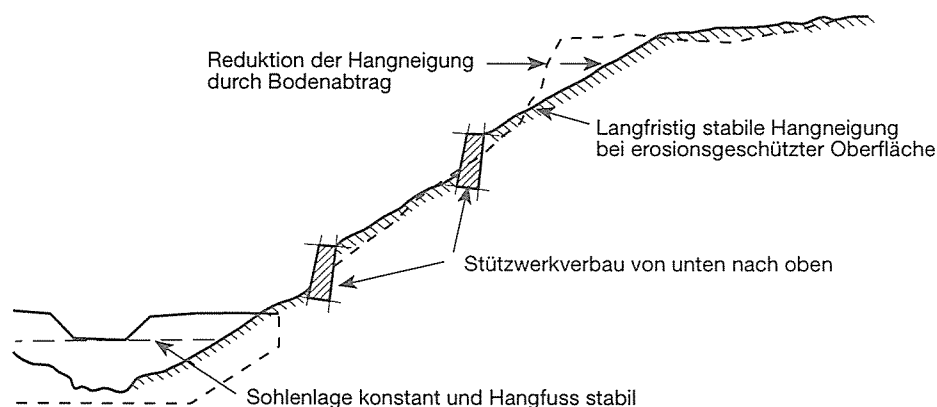


Abb. 95. Hangverbau mit Stützwerken nach erfolgter Stabilisierung der Gerinnesohle.

c) Oberflächenschutz

Häufig spielen Erosions- und Verwitterungsprozesse im Oberflächenbereich eine wichtige Rolle bei der Entstehung und Entwicklung von Rutschhängen und Runsen. Der Oberflächenschutz ist deshalb ein äusserst wichtiger Bestandteil der Stabilisierungsarbeiten.

Das Ziel besteht in der stabilen und dauerhaften Wiederbestockung der kahlen Erosionsflächen. Alle der bisher erwähnten Massnahmen sind von anfang an auf dieses Ziel auszurichten und haben der Verbesserung der Standortbedingungen zu dienen. Die Schutzwirkung der Pflanzen ist nämlich nicht möglich, wenn bei Rutschungen die Gleitflä-

che ausserhalb des Wurzelhorizontes verläuft, wenn während der Ausbildung des Wurzelwerkes Bodenbewegungen im Wurzelraum stattfinden, wenn die Hangneigung steiler ist als dies die Festigkeit des Bodenmaterials zulässt, wenn die Beanspruchung durch Wasser, Geschiebe, Steinschlag oder Schnee zu gross wird.

Die technischen Massnahmen bilden daher an Rutschhängen und in Runsen oft die Voraussetzung zur erfolgreichen Wiederbegrünung und -bestockung. Sie wirken aber immer nur punktweise oder linear, und ihre Wirkung ist zeitlich beschränkt. Der ausserordentlich wichtige dauerhafte Flächenschutz kann nur durch Pflanzen übernommen werden. Nach erfolgter Wiederbegrünung und Erstbestockung sind die Flächen nach forstlichen Gesichtspunkten im Sinne der Schutzwaldbewirtschaftung zu pflegen.

d) Zusätzliche Massnahmen

Abtrag von Abbruchkanten und übersteilen Partien, Entwässerungsmassnahmen, Verbau von Kleingerinnen und Einbau von zusätzlichen Stützwerken erfolgen vor, während und nach den eigentlichen Stabilisierungsarbeiten. Sie dienen der Vorbereitung von Rutschflächen und Runsen für den Verbau, der Verbesserung von Standortbedingungen für die Pflanzen, dem Schutz vor lokalen Schäden an Fundamenten sowie dem Unterhalt der Systeme. Die zusätzlichen Massnahmen stehen in engem Zusammenhang mit den Gefährdungsbildern, auf die wir unten noch eingehen.

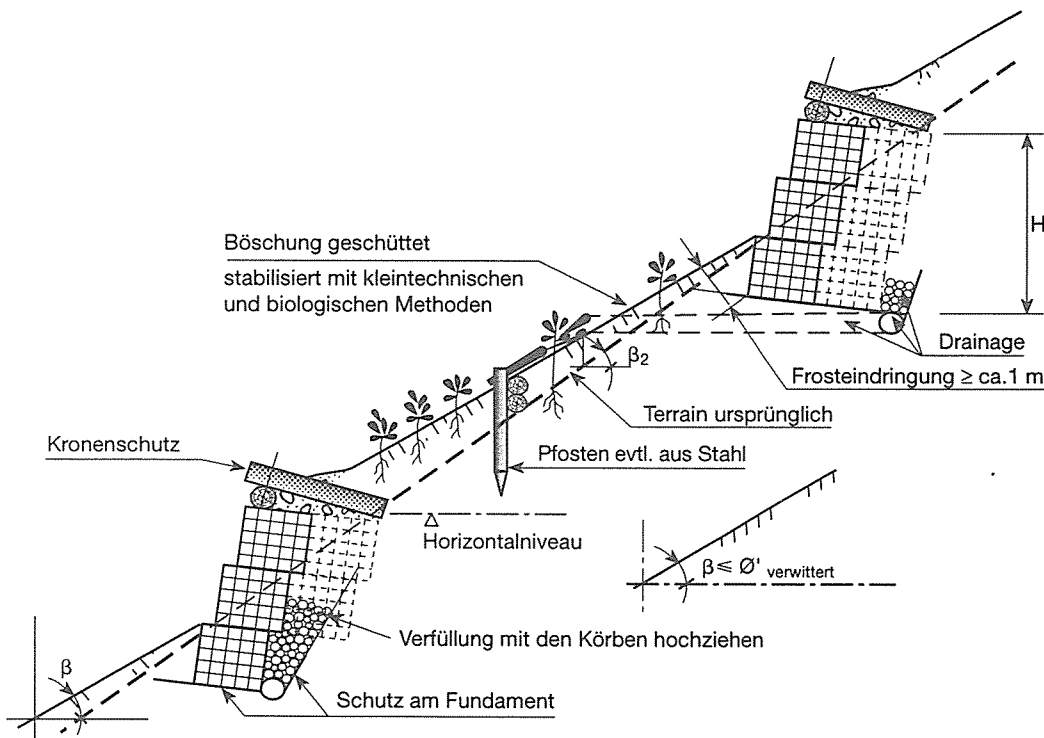


Abb. 96. Stützwerke am Hang bzw. in Runse.

5.2.3 Entwässerungen

Weil das Wasser im Boden häufig ein massgebender Faktor in Rutschgebieten ist, gehören Entwässerungen zu den klassischen Sanierungsmassnahmen. In ZELLER und TRÜMLER (1984) finden sich detaillierte Angaben zur hydraulischen Bemessung von Entwässerungsgräben mit einem maximalen Sohlegefälle von etwa 34% und viele wertvolle Hinweise zur praktischen Ausführung forstlicher Entwässerungen. Wir wollen uns hier nicht damit befassen, sondern einige grundsätzliche Probleme diskutieren.

Im Zusammenhang mit Entwässerungen ist zu unterscheiden zwischen

- oberflächlich abfliessendem Wasser aus Regen, Schneeschmelze und Quellen, das in Mulden, flachen Hangpartien und Bodenrissen wieder versickern kann,
- Infiltrationswasser aus Regen und Schneeschmelze,
- Sickerwasser im Boden.

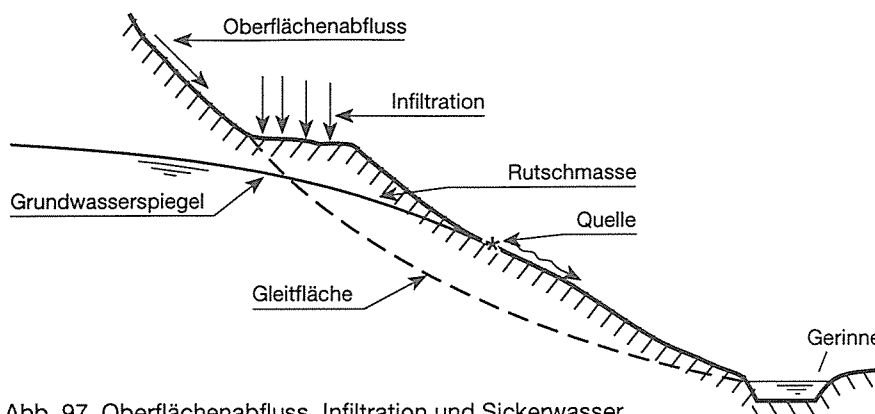


Abb. 97. Oberflächenabfluss, Infiltration und Sickerwasser.

Die Rutschungen spielen sich meistens in Böden ab, die aufgrund ihrer Durchlässigkeitsbeiwerte als schlecht bis kaum entwässerbar zu bezeichnen sind (siehe Kap. 2.2, Sickerwasser im Boden). Mit den klassischen Massnahmen der forstlichen Entwässerung wie Drainagegräben oder Drainageleitungen lassen sich daher die Sickerwasserverhältnisse und damit der Grundwasserspiegel nur wenig beeinflussen. In kritischen Fällen, z.B. bei lang andauernden Niederschlägen, muss daher trotz solcher Massnahmen mit der ungünstigsten Lage des Grundwasserspiegels gerechnet werden. Die an sich günstige Wirkung der Vegetation darf übrigens in solchen Fällen auch nicht in Rechnung gesetzt werden. Die Resultate von BORER (1982) zeigen nämlich, dass der Einfluss der Pflanzen auf den Wasserentzug im Boden durch Niederschläge periodisch ausgeschaltet wird.

Mit Spezialverfahren (z.B. Wellpoint) können die Verhältnisse unter Umständen verbessert werden. In grösseren Rutschgebieten sind sie allerdings sehr aufwendig, so dass sie nur in speziellen Fällen zur Anwendung kommen.

Das Ziel forstlicher Entwässerungen kann somit in den meisten Fällen nur in einer Verkleinerung der Infiltrationsrate bestehen. Dabei soll verhindert werden, dass oberflächlich abfliessendes Wasser, Wasser aus Quellen sowie Infiltrationswasser aus Regen und Schneeschmelze in potentielle Rutschmassen eindringen. Zu diesem Zweck wird das Wasser auf den entsprechenden Flächen bzw. an den entsprechenden Stellen in Entwässerungsgräben gefasst und abgeleitet. Im Boden verlegte Rohrleitungen werden nicht empfohlen, wenn Bodenbewegungen zu befürchten sind, weil dann die Gefahr besteht, dass die Leitungen zerstört werden und das Wasser irgendwo unkontrolliert versickert.

Das Fassen des Wassers stellt in der Regel keine besonderen Probleme. Weil die Infiltrationsflächen meistens nicht sehr steil sind, betragen dort die Neigungen der Entwässerungsgräben im allgemeinen tatsächlich weniger als 34%. Schwieriger wird es dann mit der Ableitung in den Vorfluter. Der Vorfluter für das Entwässerungssystem ist nämlich in den meisten Fällen das Gerinne am Hangfuss. Das auf den Infiltrationsflächen gesammelte Wasser muss dann in der Falllinie des Hanges, oft durch die eigentliche Rutschfläche in dieses Gerinne geleitet werden. Die konzentrierte Ableitung des Wassers über derart lange und steile Strecken hat in offenen Gräben zu erfolgen und verursacht ganz erhebliche Probleme. Die Gräben sind extreme Steilgerinne, in denen stark schiessender Abfluss herrscht. Die Einbauten zum Schutz gegen Sohlenerosion sind erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt und entsprechend zerstörungsanfällig. Sind die Einbauten zerstört, besteht ausgeprägte Erosionstendenz und die Gräben entwickeln sich leicht zu gefährlichen Runsen.

Damit Entwässerungssysteme unter solchen Bedingungen auch nur einigermaßen funktionieren, ist ihr dauernder Unterhalt während Jahrzehnten sicherzustellen. Die Nachteile einer schlecht wirkenden Entwässerung in bezug auf die Hangstabilität sind nämlich weit grösser als ihre Vorteile.

Bei tiefverlaufenden Gleitflächen dürfen keine flachfundierten Stützwerke wie z.B. Gewichtsmauern aus Holz oder Drahtsteinkörben verwendet werden. Die Möglichkeiten bei den Stabilisierungsmassnahmen sind daher sehr beschränkt bzw. sind wirkungsvolle Massnahmen wie Pfähle und Anker sehr teuer. In Fällen, bei denen sich derartige Massnahmen aus praktischen und wirtschaftlichen Überlegungen nicht rechtfertigen lassen, bilden Entwässerungen die einzig mögliche technische Massnahme. Gerade in solchen Fällen ist

aber auch ihre Wirksamkeit sehr gering, weil Böden, in denen tiefverlaufende Gleitflächen auftreten, meistens stark vernässt und schlecht entwässerbar sind.

Auf keinen Fall sollen Entwässerungen projektiert werden, weil sie die einzige praktikable Massnahme sind und weil man glaubt, etwas tun zu müssen. Gerade unter solchen Voraussetzungen soll man sie sehr genau und kritisch auf ihre Tauglichkeit überprüfen und im Zweifelsfall vernünftig genug sein, auf diese problematische Massnahme zu verzichten.

6 Merkmale für Projekte im Hang- und Rensenverbau

6.1 Allgemeine Hinweise und Problemstellung

Planung und Projektierung von Schutzmassnahmen in Einzugsgebieten von Wildbächen beruhen auf verschiedenen Grundlagen und Untersuchungen. Von besonderer Bedeutung sind dabei die Prozesse, die sich im Gebiet abspielen und deren Interaktionen. Das Ziel der Untersuchungen ist zunächst ein Sanierungskonzept. Darin werden Massnahmen für das Gebiet vorgeschlagen und generell beschrieben. Unter Umständen kann selbstverständlich aufgrund der Untersuchungen auch der Entscheid fallen, auf Massnahmen zu verzichten.

Die Massnahmen werden schliesslich aufgrund von Projekten realisiert. Im folgenden geht es um Grundlagen der Projektierung. Dabei wollen wir insbesondere massgebende Probleme im Zusammenhang mit Stützwerken in steilen Rensengerinnen und an steilen Hängen betrachten.

Die saubere Projektierung ist eine notwendige Voraussetzung für die Sicherheit der Stützwerke und damit für den Erfolg der Massnahmen. Die allgemeinen Randbedingungen in der Projektierungspraxis sind häufig recht ungünstig. So können sich zum Beispiel Geländeformen rasch verändern. Profile, die im Herbst als Grundlage für ein Projekt aufgenommen wurden, können unter Umständen zu Beginn der Bauarbeiten im Frühling schon nicht mehr stimmen.

Die allgemeinen Probleme sind etwa folgende:

- Der Schritt von den allgemeinen Grundlagenerhebungen, den Gefahrenbeurteilungen und zum Teil auch vom Sanierungskonzept zu einem realisierbaren Projekt ist meistens nicht einfach. Die Art der Entscheide, die zu fällen sind, ist nämlich grundsätzlich unterschiedlich. Während sich Grundlagenerhebungen und Konzeptfindung eher auf allgemeine Beschreibungen, Beurteilungen, Abschätzungen und zum Teil planerische Entscheide abstützen, sind für das Projekt sehr konkrete ingenieurmässige Entscheide und qualitative Angaben nötig. Zudem sind wirtschaftliche Randbedingungen zu berücksichtigen.
- Auch sehr umfassende Grundlagenerhebungen bieten keine Gewähr für ein gutes Projekt. Häufig fehlt übrigens auch die Zeit für aufwendige Untersuchungen, z.B. bei dringlichen Massnahmen nach Unwetterkatastrophen. In der Projektierung und auch bei der Überprüfung von Projekten sind rasche Entscheide unumgänglich.
- Massgebend für Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Bauwerke sind vor allem auch die Verhältnisse in ihrer näheren Umgebung. Durch die Verwirklichung der Massnahmen werden diese Verhältnisse oft ganz entscheidend beeinflusst. Dabei werden Mechanismen ausgelöst, die bereits bei der Projektierung zu berücksichtigen sind.

Das Ziel der folgenden Abschnitte besteht im Bereitstellen von Entscheidungshilfen für die Projektierung und die Beurteilung von Projekten. Weil Stützwerke eine wichtige Rolle spielen, sind zunächst noch ein paar Begriffe einzuführen bzw. zu rekapitulieren.

Unter Stützwerken verstehen wir hier Tragkonstruktionen zum Rückhalt von Bodenmaterial und Geschiebe, zum Abstützen von Bodenkörpern und zur Verbesserung der Rutschungsstabilität in Hängen. Solche Stützwerke werden projektiert: in Gerinnen zur Sohlenstabilisierung und zur Hangfussssicherung, an Hängen zum Schutz vor Bodenabtrag und zur Gewährleistung einer geforderten Neigung. Die Tragwirkung kann sein: vertikal (z.B. Gewichtsmauer) oder horizontal (z.B. seitlich eingebundene Sperre). In bezug auf die Foundation kann man unterscheiden zwischen Flachfoundation (z.B. Gewichtsmauer), Flachfoundation mit zusätzlichen Ankern, Tiefenfoundation (z.B. auf Pfählen) und Tiefenfoundation mit zusätzlichen Ankern. In diesem Zusammenhang werden Konstruktionen des Stein Schlagverbau sowie spezifische Bauwerke im Strassenbau nicht besprochen.

Verankerte Konstruktionen und Pfählungen ermöglichen häufig sehr elegante Lösungen. Im Rahmen dieser Ausführungen müssen wir uns aber auf Hinweise beschränken.

Mit jedem Stützwerk, das wir erstellen, beeinflussen wir verschiedene natürliche Prozesse, die dann ihrerseits unser Werk beeinflussen und unter Umständen gefährden. Im allgemeinen ist vorauszusetzen, dass die Beeinflussung umso grösser ist, je höher das Werk ist. Im steilen Gelände und in Gerinnen betrifft diese Beeinflussung insbesondere auch die Bedingungen an den Fundamenten und Auflagern. Es sollte dort nie ein alleinstehendes, grosses Stützwerk erstellt werden, und wir formulieren den Grundsatz: *Ein Stützwerk ist kein Stützwerk.*

Das bedeutet für das Projekt:

Im Bereich, der durch ein Stützwerk beeinflusst wird, sind zusätzliche kleinere Werke anzuordnen oder besondere Massnahmen zum Schutz gefährdeter Partien vorzukehren. Bei diesen Massnahmen wird es sich häufig um kombinierte technisch-biologische Systeme handeln.

6.2 Grundlagen der Projektierung

Zuerst müssen die Anforderungen bekannt sein, die das Projekt erfüllen soll. Dabei ist zu unterscheiden zwischen generellen und spezifischen Anforderungen. Die generellen Anforderungen gelten grundsätzlich für jedes Projekt:

- Schäden vermeiden bzw. beheben;
- Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der einzelnen Bauwerke sowie eines ganzen Systems (z.B. einer ganzen Sperrtreppe);
- Ästhetik und Umweltverträglichkeit;
- Wirtschaftlichkeit.

Die spezifischen Anforderungen gelten für ein ganz bestimmtes Projekt und können entsprechend verschieden sein. Insbesondere bei grösseren Projekten lassen sie sich erst nach einer Reihe von Abklärungen und Absprachen mit der Bauherrschaft, den Behörden, Forstdiensten usw. formulieren. Die Abklärungen umfassen in erster Linie die Prozesse, die sich im Projektgebiet abspielen, Gefährdungsbilder sowie Mechanismen, die durch mögliche Massnahmen ausgelöst werden. Solche Abklärungen ermöglichen wichtige Aussagen für die Projektierung. Manchmal relativieren sie gewisse Anforderungen der Bauherrschaft. Beispiel: Rutschhang im verwitterten Bündnerschiefer. Bekanntlich nimmt dort die Scherfestigkeit mit zunehmender Verwitterung und steigendem Wassergehalt stark ab und es sind Bruchmechanismen zu erwarten, die sich mit einfachen Methoden nicht beeinflussen lassen. Falls nun die Bauherrschaft nicht bereit ist, in aufwendige Massnahmen zu investieren, ist die Absicht, den Hang zu stabilisieren, nicht realistisch.

Damit die Mechanismen, die durch Massnahmen ausgelöst werden, und damit zum Teil auch die Gefährdungsbilder beurteilt werden können, muss man sich frühzeitig Gedanken über mögliche Massnahmen machen. Das Vorgehen bei den Abklärungen und bei der Projektierung beruht auf dem Prinzip der Iteration. Der Umfang der Abklärungen sollte übrigens in einem vernünftigen Verhältnis zu den schliesslich vorgeschlagenen Massnahmen stehen.

Der Schritt vom Konzept zum Projekt:

Im Idealfall werden Grundlagenerhebungen, Konzeptbearbeitung, Projektierung und Bauleitung von ein und derselben Person vorgenommen. In Wirklichkeit sind aber meistens verschiedene Leute mit diesen Aufgaben betraut. Es besteht dann die Gefahr, dass wichtige Überlegungen und Erkenntnisse, die auf Konzeptebene gemacht wurden, in der Projektierung und bei der Ausführung nicht berücksichtigt werden. Diese Gefahr ist insbesondere dann gross, wenn für die Projektierung ausgesprochene Spezialisten beigezogen werden. In Extremfällen, wie z.B. bei rasch sich verändernden Geländeformen oder bei dringlichen Massnahmen nach Unwetterkatastrophen, steht für die Projektierung nur sehr wenig Zeit zur Verfügung, so dass praktisch «nach Konzept» gebaut werden muss.

Die wichtigsten Angaben über Massnahmen, Anordnung der Werke, Werkstypen und Abmessungen der Werke sollten deshalb im Konzept bereits recht genau umschrieben sein. Der Schritt zum Projekt wird dann wesentlich einfacher, und die Erfolgsaussichten

werden stark verbessert. Aus dieser Sicht ist das Konzept eher als generelles Projekt zu verstehen, das auch einem «fremden» Bearbeiter der Detailprojekte eine gute Ausgangslage bietet und mit dem ein erfahrener Ingenieur im Notfall sehr rasch Massnahmen im Gelände realisieren kann.

Vorgehen bei der Projektierung:

Jede technische Massnahme hat sowohl positive als auch negative Auswirkungen auf die Stabilität des Geländes. Diese Auswirkungen beziehen sich immer lokal auf die Umgebung der einzelnen Massnahme, können sich aber auch global auf ein ganzes Gerinne, eine Runse oder einen ganzen Hang beziehen. Die Verbaumassnahmen beeinflussen einander, indem sie sich gegenseitig schützen, aber auch gefährden können.

Ein wichtiges Projektierungsziel besteht darin, dass die positiven Auswirkungen möglichst gross und die negativen möglichst klein gehalten werden. Es handelt sich also um eine Optimierungsaufgabe.

Das Projekt enthält schliesslich verbindliche Angaben über die Anordnung und die Abmessungen von Massnahmen bzw. Bauwerken. Die wichtigsten Projektierungsschritte lassen sich wie folgt auflisten:

- Anordnung der Massnahmen gemäss allgemeinen und speziellen Gesichtspunkten wie Mechanik der Gerinne und Hänge, Gefahren und Sicherheitsbedürfnisse.
- Überprüfung der Auswirkungen und gegenseitigen Beeinflussung der Massnahmen.
- Eventuell andere oder zusätzliche Massnahmen anordnen. Eventuell auch Massnahmen weglassen.
- Werkstypen und Werkstoffe auf ihre Eignung und Verfügbarkeit beurteilen und auswählen.
- Sicherheitsplan mit Gefährdungsbildern für die einzelnen Verbaumassnahmen und das ganze Verbausystem aufstellen. Einwirkungen ermitteln bzw. annehmen.
- Entwurf und Vorbemessung, Varianten beurteilen, definitive Variante festlegen.
- Bemessung, Konstruktion und Nachweise von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit.

Die Reihenfolge der einzelnen Projektierungsschritte kann von der angegebenen abweichen. Dies betrifft insbesondere die Gefährdungsbilder, die nach Vorliegen der definitiven Variante zu überprüfen sind.

6.3 Einflussfaktoren

Im allgemeinen dürfen wir voraussetzen:

- die baustatischen Berechnungen sind korrekt;
- die verwendeten Werkstoffe verhalten sich im Rahmen vernünftiger Grenzen recht gutartig;
- die Bauleute leisten gute Arbeit.

Leider treten trotzdem immer wieder Schäden an den Verbauungen auf, die vor allem die Lebensdauer der Werke beeinflussen und entsprechende wirtschaftliche Konsequenzen haben. Die Gründe dafür sind folgende:

- es treten extreme Ereignisse auf, die bei der Projektierung nicht berücksichtigt wurden;
- der Unterhalt ist mangelhaft;
- Prozesse und Mechanismen, insbesondere aber auch die Auswirkungen der angeordneten Verbaumassnahmen auf sie wurden bei der Projektierung falsch beurteilt.

In Wirklichkeit hängen die ersten beiden Gründe sehr stark auch vom dritten Grund ab. In diesem Abschnitt wollen wir deshalb typische Auswirkungen von Stützwerken auf verschiedene Prozesse und Mechanismen kennenlernen.

In der Projektierungspraxis ist es – insbesondere im schwierigen Gelände – nicht immer möglich, die Stützwerke gemäss den Idealvorstellungen der Lehre anzuordnen. Wir wollen auch solche Fälle betrachten, d.h. auf die damit verbundenen Probleme hinweisen und bestmögliche Lösungen suchen.

Wir gehen vom bekannten Längenprofil einer Runse bzw. eines Erosionsrutschhanges aus (siehe Abb. 92). Das schematische Längenprofil lässt sich auffassen als das Profil eines Runsengerinnes, das beim Punkt A in ein Hauptgerinne mündet, oder als das Profil eines Erosionsrutschhanges mit einem Gerinne am Hangfuss bei A. Man kann sich auch vorstellen, das skizzierte Gerinne bei A sei ein steiles Runsengerinne und das Profil beschreibe die Flanke dieses Gerinnes.

Falls es sich um das Profil eines Erosionsrutschhanges handelt, umfasst eine Hangstabilisierung die bekannten Massnahmen: Sicherung des Hangfusses bei A, Festlegen und Gewährleisten der zulässigen Hangneigung, Schutz der Oberfläche vor Erosion und lokalen Rutschungen.

Das grundsätzliche Vorgehen für einen Hang in verfestigter Moräne ist in BöLL (1983) beschrieben. Die wichtigste Aussage aus bodenmechanischer Sicht ist folgende:

Für die Hangstabilität ist langfristig der Winkel Φ' der inneren Reibung des verwitterten Lockermaterials massgebend. Häufig gilt: $\Phi' \cong \beta_1$

Für die Stabilisierung des Hanges kommen, sofern der Hangfuss bei A gesichert ist, grundsätzlich zwei Lösungen in Frage:

Erste Lösung: Globale Reduktion der Hangneigung

Die Neigung des ganzen Hanges wird auf einen Neigungswinkel $\beta \leq \Phi' \cong \beta_1$, d.h. auf die Linie \overline{AE} in Abb. 92 reduziert. In der Natur würde sich dieser Winkel im Laufe der Zeit von selbst einstellen. Falls keine konzentrierten Wasserabflüsse auftreten, ist die Stabilisierung des Hanges mit der Böschungslinie \overline{AE} mit rein biologischen Methoden möglich.

Zweite Lösung: Teilweise Neigungsreduktion und Stützwerke

Die Neigung der Abbruchzone wird reduziert von β_3 auf β_2 . Die Böschungslinie besteht dann aus der Linie ACF. Oberhalb Punkt C wird ein Verbau mit Stützwerken angeordnet. Die Neigung der Oberflächen zwischen den Stützwerken beträgt $\beta \leq \Phi' \cong \beta_1$

Die Stabilisierung der Oberflächen unterhalb und zwischen den Stützwerken erfolgt mit kombinierten kleintechnisch-biologischen Methoden.

Die Neigung β_3 in der Abbruchzone beträgt oft über 45° und könnte nur mit verankerten Systemen erhalten werden.

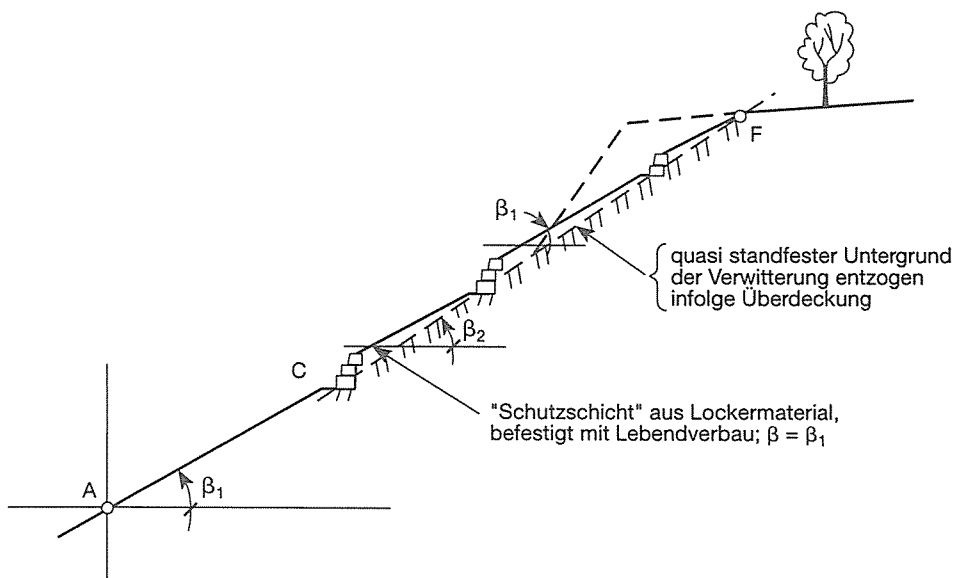


Abb. 98. Stützwerke am Hang und in Runsen mit wenig ausgeprägtem Gerinnecharakter bei oberflächennahen Bruchmechanismen.

6.3.1 Massgebende Faktoren für Neigungen und Gefälle

Für Hangneigungen und Sohlengefälle sind bodenmechanische und hydraulische Faktoren massgebend:

Bodenmechanische Faktoren

Beim bodenmechanischen Ansatz betrachten wir die Festigkeitseigenschaften der Bodenschichten und ihre Beeinflussung durch Sickerströmungen und Verwitterung sowie Einwirkungen z.B. infolge Auflasten. Der bodenmechanische Ansatz beschreibt, mindestens in erster Näherung, die Verhältnisse an Hängen. So beruhen beispielsweise beide der oben gezeigten Lösungen auf einer rein bodenmechanischen Betrachtungsweise.

Hydraulische Faktoren

Beim hydraulischen Ansatz betrachten wir die Zusammenhänge zwischen Gerinne- oder Oberflächenabfluss und Geschiebetransport oder Bodenabtrag.

Ein typisches Beispiel kennen wir aus dem Wildbachverbau. Dort liefert der hydraulische Ansatz das Grenzgefälle J_N des Geschiebes. Bekanntlich ist das Grenzgefälle J_N meistens sehr viel kleiner als das ursprüngliche Sohlengefälle J_V und wird massgebend für die Sperrenabstände und die Sperrenhöhen. Falls die Sperrenabstände nicht auf das Grenzgefälle J_N ausgelegt werden, ist die Stabilität der Verbauung in Frage gestellt.

In der Natur überlagern sich bodenmechanische und hydraulische Prozesse. Mit unseren Eingriffen und Massnahmen beeinflussen wir diese Prozesse noch zusätzlich. Wie wir sehen werden, sind dabei verschiedene Kombinationen möglich.

6.3.2 Anordnung der Stützwerke

In einem ersten Schritt ist abzuklären, welche Einflüsse in erster Näherung massgebend sind für die Neigungen bzw. die Gefälle. In diesem Zusammenhang sprechen wir von Einflüssen erster Ordnung.

Die Frage, ob bodenmechanische oder hydraulische Einflüsse massgebend sind, ist sehr wichtig für die Anordnung der Werke im Gelände, insbesondere für die Abstände zwischen den Werken und die Werkshöhen. Wie wir gesehen haben, bestehen beträchtliche Unterschiede in den Neigungen von $\beta \cong J_N \cong 0$ beim hydraulischen Ansatz, bis $\beta \cong \Phi'$ bei der bodenmechanischen Betrachtungsweise.

Beispiele:

Hang

Für die globale Stabilität sind bodenmechanische Überlegungen massgebend. In erster Näherung sind auch für die Neigungen zwischen den Stützwerken und somit für die lokalen Stabilitätsverhältnisse bodenmechanische Faktoren massgebend.

Bei der Projektierung am Hang lautet demnach die erste Frage: haben wir es mit oberflächennahen oder tiefverlaufenden Bruchmechanismen zu tun?

Im Fall von oberflächennahen Bruchmechanismen kommen beide der oben gezeigten Lösungen in Frage.

Bei tiefverlaufenden Bruchmechanismen stellt die Lösung mit der globalen Reduktion der Hangneigung ebenfalls eine sichere Möglichkeit dar. Aus praktischen Gründen kommt diese Lösung aber nur selten in Frage. Die Lösung mit der teilweisen Neigungsreduktion und Stützwerken führt dagegen nur bei Verwendung von Ankern und Pfählen zum Erfolg. Flachfundierte Werke würden die Hangstabilität ungünstig beeinflussen und mit den potentiellen Rutschmassen abgleiten.

Gerinne

Bei Gerinnen im «normal» geneigten Gelände sind hydraulische Einflüsse massgebend für das Gefälle.

Bei Runsengerinnen und kleinen Gerinnen in der Falllinie von Steilhängen finden sich häufig die in Abbildung 92 skizzierten Neigungsverhältnisse. Dabei sind die Sohlengefälle in

den dort als Erosions- und Transportzone sowie als Abbruchzone bezeichneten Abschnitten aus bodenmechanischer Sicht zu steil. In erster Näherung werden somit bodenmechanische Einflüsse massgebend für das Sohlengefälle.

Anmerkung: die in Abbildung 92 als Ablagerungszone bezeichnete Strecke ist eine Ablagerungszone aus bodenmechanischer Sicht, indem dort Lockermaterial liegen bleibt, das weiter oben am Hang abrutscht. Im Falle eines Gerinnes findet selbstverständlich auch dort Sohlenerosion und Geschiebetransport statt.

Ein Sanierungsvorschlag für das steile Runsengerinne hat demnach Massnahmen zur Verbesserung der Stabilität aus bodenmechanischer Sicht zu enthalten. In einigen Fällen kann dies die in Abb. 98 skizzierte Lösung mit der teilweisen Neigungsreduktion und den Stützwerken sein. Mit einem derartigen Stützwerkverbau gelingt es, die globale Stabilität zu verbessern. Gleichzeitig werden dadurch aber die hydraulischen Einflüsse erheblich verschärft. Hinter den einzelnen Stützwerken wird nämlich Lockermaterial zurückgehalten und zudem erfolgen die Wasserabflüsse nach dem Eingriff wesentlich konzentrierter. Diese Faktoren bewirken eine ausgeprägte Sohlenerosion zwischen den Werken und in der Ablagerungszone nach Abbildung 92 und 98, so dass die aus bodenmechanischer Sicht zulässige Neigung ohne zusätzliche Massnahmen nicht gewährleistet werden kann.

Die beiden grundsätzlichen Beispiele Hang und Gerinne haben gezeigt, dass die Beurteilung der Einflüsse erster Ordnung zu einer ersten generellen Lösung führt. Im Hang- und Runsenverbau ist dies oft ein mit den bodenmechanischen Randbedingungen verträglicher Stützwerkverbau gemäss Abbildung 98.

In einem zweiten Schritt werden die Auswirkungen der vorgeschlagenen Lösung untersucht. Dabei geht es vor allem um die Beeinflussung bodenmechanischer und hydraulischer Prozesse. Wir sprechen von Einflüssen zweiter Ordnung.

In den meisten Hängen und in allen Runsen finden sich kleine Rinnen, die mindestens periodisch Wasser führen. In der Regel bewirken technische Massnahmen konzentrierte Wasserabflüsse, so dass zusätzliche Rinnen entstehen. Wir dürfen daher im Hang- und Runsenverbau hydraulische Einflüsse nie ausschliessen. Meistens sind sie den bodenmechanischen Prozessen überlagert und treten in Erscheinung, wenn ein Geländeabschnitt aus bodenmechanischer Sicht stabilisiert ist, bevor aber eine geschlossene Pflanzendecke vorhanden ist. Weil die Einflüsse zweiter Ordnung die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Stützwerke gefährden und damit auch die globale Stabilität des Systems in Frage stellen, ist ihre richtige Beurteilung von grosser Bedeutung.

Neben den oben erwähnten Einflüssen können auch folgende Faktoren als Einflüsse zweiter Ordnung auftreten: Sickerströmungen bzw. veränderte Sickerströmungsverhältnisse, lokale Stabilitätsprobleme an Flanken und im Bereich von Fundamenten.

In SIA 160 (1989) wird der Begriff der Gefährdungsbilder eingeführt, den wir hier als Oberbegriff verwenden wollen. Die zu berücksichtigenden Gefährdungsbilder setzen sich demnach aus Einflüssen erster und zweiter Ordnung zusammen.

- Die Einflüsse erster Ordnung wirken weitgehend unabhängig von den gewählten Verbaumassnahmen. So sind z.B. die bodenmechanischen Randbedingungen an einem Erosionsrutschhang in erster Näherung gleich für Stützwerke aus Beton oder solche aus Drahtsteinkörben und legen Werkhöhen und Werkabstände fest.
- Die Einflüsse zweiter Ordnung hängen häufig sehr stark von den Verbaumassnahmen ab. So sind z.B. die Sickerströmungsverhältnisse um ein Stützwerk aus Beton völlig anders als um eine Mauer aus Drahtsteinkörben. Das Werk aus Beton ist unter Umständen auf hydraulischen Grundbruch zu untersuchen, und bei den Drahtsteinkörben besteht die Gefahr, dass Wasser durch die Körbe in den Fundamentbereich sickert und dort die Tragsicherheit beeinträchtigt.

6.4 Gefährdungsbilder und Massnahmen

Nach SIA 160 (1989 Artikel 2.2) werden im Sicherheitsplan die für das Tragwerk (bzw. das Verbausystem) zu berücksichtigenden Gefährdungsbilder zusammengestellt, und es wird festgelegt, mit welchen Massnahmen den Gefahren begegnet werden soll. Der Sicherheitsplan enthält beispielsweise:

- die Gefährdungsbilder;
- die vorgesehenen Massnahmen;
- die angenommenen Baugrundverhältnisse;
- die wesentlichen Berechnungsmassnahmen;
- die akzeptierten Risiken.

Er dient als Grundlage beispielsweise für:

- die Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung;
- die Wahl geeigneter Baustoffe;
- den Kontrollplan für die Ausführung;
- die Überwachung und den Unterhalt.

Umfang und Inhalt des Sicherheitsplanes sind abhängig von der Bedeutung und der Gefährdung des Tragwerks. In unseren Fällen ist der Begriff Tragwerk auf das ganze Verbausystem auszudehnen.

In diesem Abschnitt wollen wir verschiedene Gefährdungsbilder betrachten und Massnahmen vorschlagen.

6.4.1 Böschungen zwischen Stützwerten

Wir setzen voraus, ein Hang oder eine Runse lasse sich durch die oben als «Teilweise Neigungsreduktion und Stützwerte» bezeichnete Lösung stabilisieren. Die einzelnen Stützwerte werden dann entsprechend den bodenmechanischen Kriterien angeordnet und die Neigung der Böschungen zwischen den einzelnen Werken betrage $\beta = \beta_1 \equiv \Phi'$. In der Praxis hat es sich gezeigt, dass sich solche Böschungen stabilisieren lassen, falls es gelingt, sie mit kleintechnischen und ingenieurbioologischen Methoden dauerhaft zu sichern (siehe Abb. 96). Nun besteht aber immer die Tendenz zur Neigungsreduktion der Böschungen durch Einflüsse zweiter Ordnung. Sie ist besonders ausgeprägt bei neu erstellten Verbauungen unmittelbar nach dem Einbau der Stützwerte. Aus diesem Grund sind die Böschungen zwischen den Stützwerten so rasch als möglich fertigzustellen und zu schützen. Andernfalls sind die Fundamente durch Bodenabtrag gefährdet, und die Stabilität der Werke ist in Frage gestellt.

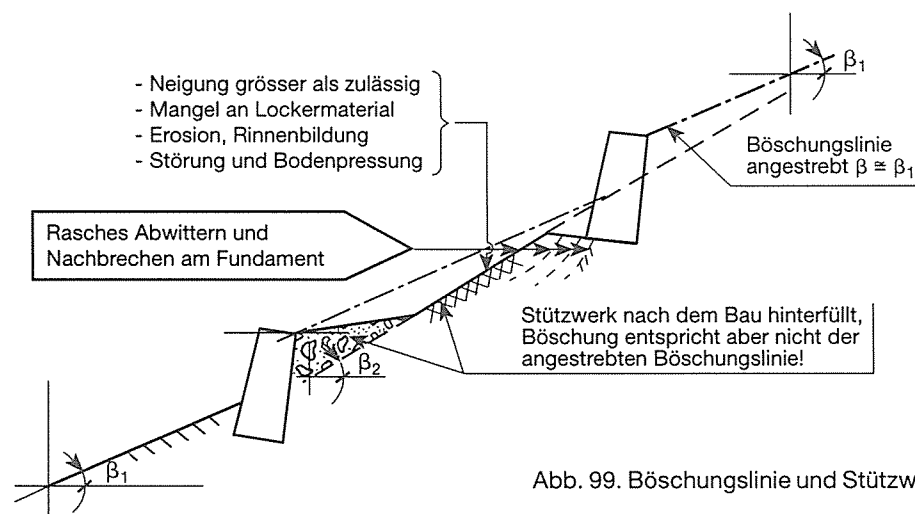


Abb. 99. Böschungslinie und Stützwerkfundament.

Gefährdungsbilder

Die Stützwerte werden in rascher Folge von unten nach oben gebaut und jeweils mit dem Aushubmaterial des oberen Werkes hinterfüllt. Zur Fertigstellung der angestrebten Böschungslinie mit $\beta = \beta_1$ ist aber noch zu wenig Material vorhanden. Im Laufe der Zeit wird von oben und bei Runsen auch von den Seiten so viel Material abwittern, dass sich die geforderte Böschungslinie von selbst einstellt. Bis es aber so weit ist, spielen sich gefährliche Bodenabtragsprozesse in den Fundamentbereichen ab.

Massnahmen

- Künstlicher Materialabtrag seitlich der Werke bzw. weiter oben am Hang, um jede Böschung sofort nach dem Bau des entsprechenden Werkes zu erstellen. Dies ist die technisch saubere Lösung. Bei hoch verdichtetem anstehenden Bodenmaterial ist sie aber sehr aufwendig. Eine Arbeit, die die Natur im Laufe der Zeit selbst ausführt, muss mit hohem technischem Aufwand und grossen Kosten verrichtet werden.
- Lockermaterial von aussen zuführen. Das kommt in Frage, wenn in der Nähe geeignetes Material anfällt. Auch diese Lösung ist sehr aufwendig. Es ist an sich auch ein Widerspruch, in ein Gebiet mit hohem natürlichem Bodenabtrag noch zusätzliches Lockermaterial zu bringen.
- Obere Werke erst dann bauen, wenn sich hinter den unteren genügend Lockermaterial abgelagert hat. Bei dieser eleganten Lösung werden die natürlichen Prozesse, die sich im Gelände abspielen, ausgenützt. Um Schäden zu vermeiden, sind die einzelnen Werke gegen Steinschlag zu schützen. Weil diese Lösung entscheidende Konsequenzen für Baufortschritt und Baustelleninstallationen hat, kommt sie aber nur selten in Frage.
- Die einzelnen Stützwerke in einem ersten Schritt noch nicht auf ihre volle Höhe fertigstellen. Das oben bzw. seitlich abwitternde Lockermaterial wird dann nicht allzu lange hinter einzelnen Werken zurückgehalten, und die angestrebten Neigungen können sich ziemlich rasch entwickeln. In einem zweiten Schritt werden dann die Werke auf ihre volle Höhe gebaut und die Böschungen endgültig erstellt. In bezug auf Baufortschritt und Baustelleninstallationen ist diese Lösung meistens weniger problematisch; allenfalls lässt sie sich mit der oberen Lösung kombinieren. Für diese Lösung eignen sich Stützwerke aus Drahtsteinkörben bei entsprechendem Kronenschutz gegen Steinschlag sowie Betonmauern mit aufgesetzten Drahtsteinkörben. Selbstverständlich sind die Tragwerkselemente entsprechend der gesamten Ausbauhöhe zu bemessen.
- Alle Werke werden von Anfang an fertiggestellt und lediglich mit Aushubmaterial hinterfüllt. Die angestrebten Böschungslinien haben sich dann im Laufe der Zeit auf natürliche Weise zu entwickeln. Diese sehr problematische Lösung lässt sich in der Praxis leider nicht immer umgehen. Um die Gefährdung der Fundamente möglichst klein zu halten, sind besondere Massnahmen anzuordnen. Diese können sein: kleine, vorgelegerte Stützwerke aus Holz, Kännel und Steinpflasterungen zur Ableitung des Wassers aus der Drainage der Stützwerke, Blocksatz vor den Werken. Bei dieser Lösung sind insbesondere auch die natürlichen Geländeformen zu berücksichtigen (siehe unten die Bemerkungen zur Sicherheitsreserve des Systems). Weil kritische Zustände nicht ausgeschlossen werden können, sind Kontrollen und Unterhalt sorgfältig zu planen und Reparaturarbeiten zu budgetieren.

Bei der ganzen Anlage besteht übrigens ein Interessenkonflikt zwischen Stützwerkverbau und ingenieurbioologischen Methoden, der das gute Gelingen der Arbeiten in Frage stellen kann. Die Stützwerke werden mit Vorteil von unten nach oben gebaut. In den meisten Fällen ist dabei ein natürlicher Materialtransport von oben nach unten sehr erwünscht. Für den Verbau der Flächen mit ingenieurbioologischen Methoden bzw. für die Vegetationsentwicklung im allgemeinen gelten aber andere Voraussetzungen. Solange die übersteilen oberen Hangpartien nicht abgetragen sind, können dort keine Pflanzen gedeihen. Zudem ist die Entwicklung der Pflanzen auch auf den unteren, flacheren Hangabschnitten stark gestört. Aus ingenieurbioologischer Sicht ist demnach der Hang auf die langfristig stabile Neigung abzutragen, bevor mit der Bepflanzung begonnen wird. In der Praxis muss von Fall zu Fall ein Kompromiss zwischen den beiden Lösungen gefunden werden. Elegante Lösungen zeichnen sich dadurch aus, dass die Vorteile der technischen und ingenieurbioologischen Methoden möglichst gut ausgenützt werden.

Wir haben angenommen, das Gelände lasse sich durch einen nach bodenmechanischen Kriterien angeordneten Stützwerkverbau stabilisieren, und haben dann die Gefährdung der Böschungen untersucht. Offensichtlich spielte dabei die Gefährdung durch hydraulische Einflüsse eine eher untergeordnete Rolle, denn es war möglich, die steile Böschung bei $\beta = \beta_1 \cong \Phi'$ mit kleintechnischen und biologischen Methoden zu sichern. Solche Voraussetzungen gelten in der Regel für Hänge und für Runsen mit wenig ausgeprägtem Gerinnecharakter.

Für Runsen mit ausgeprägtem Gerinnecharakter sowie für Gräben und Rinnen in der Falllinie steiler Hänge gelten diese Voraussetzungen im allgemeinen nicht. Dort werden hydraulische Einflüsse massgebend, und es ist kaum möglich, mit einfachen Mitteln ein derart steiles Gefälle zwischen Stützwerken zu gewährleisten.

6.4.2 Stabilität von Stützwerken

Zum Verbau von Hängen und weiten Runsen mit wenig ausgeprägtem Gerinnecharakter werden, sofern es die bodenmechanischen Bedingungen erlauben, Stützwerke als Gewichtsmauern konzipiert. Bei diesen flachfundierten Konstruktionen hängt die Stabilität sehr stark von den Verhältnissen im Fundamentbereich ab. Insbesondere besteht Kippgefahr, wenn ein Fundament durch Bodenabtrag freigelegt wird.

Hat man es dagegen mit ausgeprägten Gerinneformen zu tun, wird man die Stützwerke in die seitlichen Flanken einbinden. Die Stabilität eines Stützwerkes, das von Flanke zu Flanke trägt, wird massgebend von den Bedingungen an den Flanken beeinflusst. In Runsen haben diese Flanken häufig den Charakter steiler Hänge (siehe Abb. 92), und die Stützwerke haben die Funktion einer Hangfussicherung. Im Fall von Stützwerken, deren gegenseitiger Abstand nach rein bodenmechanischen Kriterien festgelegt wurde, besteht folgende Gefahr: Eine Sohlenerosion bewirkt eine Neigungsreduktion zwischen den Stützwerken. Dadurch senkt sich der Hangfuss der seitlichen Flanken und es kommt zu einzelnen Rutschungen. Tritt eine solche Rutschung im Bereich der seitlichen Einbindung eines Stützwerkes auf, ist die Stabilität des Werkes nicht mehr gewährleistet.

In Runsen mit ausgeprägtem Gerinnecharakter beeinflussen hydraulische Faktoren die Neigungen zwischen den Stützwerken ganz wesentlich. Es ist daher kaum möglich, auf die aus bodenmechanischer Sicht zulässigen Neigungen zu projektieren. Insbesondere in Runsen mit zeitweise grosser Wasserführung ist deshalb ein nach hydraulischen Gesichtspunkten angeordneter Sperrenvollverbau die einzige sichere Lösung.

Falls die Sohlenbeanspruchung nicht gross ist, d.h. bei Schleppspannungen bis etwa $\tau_{\max} = 800 \text{ N/m}^2$, kommt eine entsprechend zu bemessende Sohlenpflasterung mit groben Blöcken in Frage. Zum Schutz der Pflasterung gegen Aufreissen sind zusätzliche Massnahmen erforderlich (z.B. Schwellen oder Pfahlreihen aus Stahl).

Sicherung der seitlichen Flanken

In unseren steilen Gerinnen ist ein Sperrenvollverbau immer sehr aufwendig und manchmal überhaupt nicht durchführbar. Deshalb stellt sich immer wieder die Frage nach einem Längsverbau zur Sicherung der Flanken. Nun sind Längswerke Elemente des Wasserbaus in «normal» geneigten Gerinnen, und in unseren extrem steilen Runsengerinnen stellen sich ganz erhebliche Probleme. Damit die Stabilität der Längswerke gewährleistet bleibt, hat deren Fundationstiefe der maximal zu erwartenden Sohlenabsenkung zu entsprechen. In steilen, nicht mit Sperren voll verbauten Runsengerinnen, schwankt die Sohlenlage derart stark, dass diese Forderung kaum zu erfüllen ist.

Sehr empfindlich in dieser Hinsicht sind natürlich starre Konstruktionen aus Beton, Holz und Drahtsteinkörben. Wegen ihrer Gefährdung infolge Beschädigung durch Geschiebe kommen letztere ohnehin kaum in Frage. Ein Blocksatz, bei dem der Böschungsfuss durch aufeinandergeschichtete, grobe Blöcke gesichert wird, ist etwas besser geeignet. Ein Nachrutschen der Blöcke ist möglich und führt meistens noch nicht zum Kollaps. Kontrollen und Unterhalt sind aber sorgfältig zu planen, und Reparaturarbeiten müssen budgetiert werden.

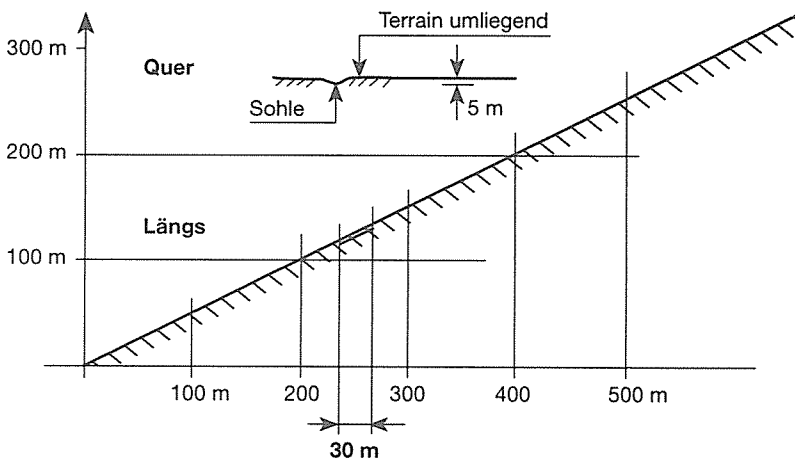
Ein Vorgrund besteht aus Blöcken, die lose am Böschungsfuss geschüttet werden. Falls sich die Sohle absenkt, rutschen sie nach, um ihre Aufgabe weiter zu erfüllen. An sich wäre das eine sehr elegante Lösung. In engen Gerinnen wird jedoch die Abflusskapazität sehr stark beeinträchtigt, denn die zu erwartende Sohlenabsenkung erfordert viele Blöcke. In steilen Gerinnen werden übrigens Pflasterungen, Blocksätze und Blockwürfe stark beansprucht, weil eine Komponente des Eigengewichtes in Fliessrichtung des Wassers wirkt. Zur Sicherung solcher Systeme sind daher in regelmässigen Abständen kleine Querwerke aus Beton oder Stahl anzuordnen.

Gefährdungsbilder

Ein kleines, enges Gerinne verläuft in der Falllinie eines grossen Hanges. Es besteht eine ausgesprochene Tendenz zur Runsenbildung. Unterlieger sind durch Wasser und Geschiebe gefährdet. Das Gerinne soll stabilisiert werden. Das Gerinne wird vermessen (siehe Abb. 100), und man stellt fest, dass die Abmessungen in Fließrichtung sehr viel grösser sind als quer dazu.

Die Sperren können offensichtlich nicht beliebig hoch sein, somit kommt ein Sperrenvollverbau nicht in Frage. Unter solchen Voraussetzungen ist ein geschiebefreier Zustand nicht möglich, so dass die Abflusssektionen auf Wasser und Geschiebe zu bemessen sind. Die Abflusssektionen sind deshalb so breit wie möglich zu konstruieren. Durch die damit verbundene, seitliche Ausbreitung des Wasserstrahls an den Überfällen ist die Stabilität der Flanken im Einbindungsbereich der Sperren noch zusätzlich gefährdet.

Profile im kleinen Massstab



Profile Gerinneabschnitt 30 m, vergrössert:

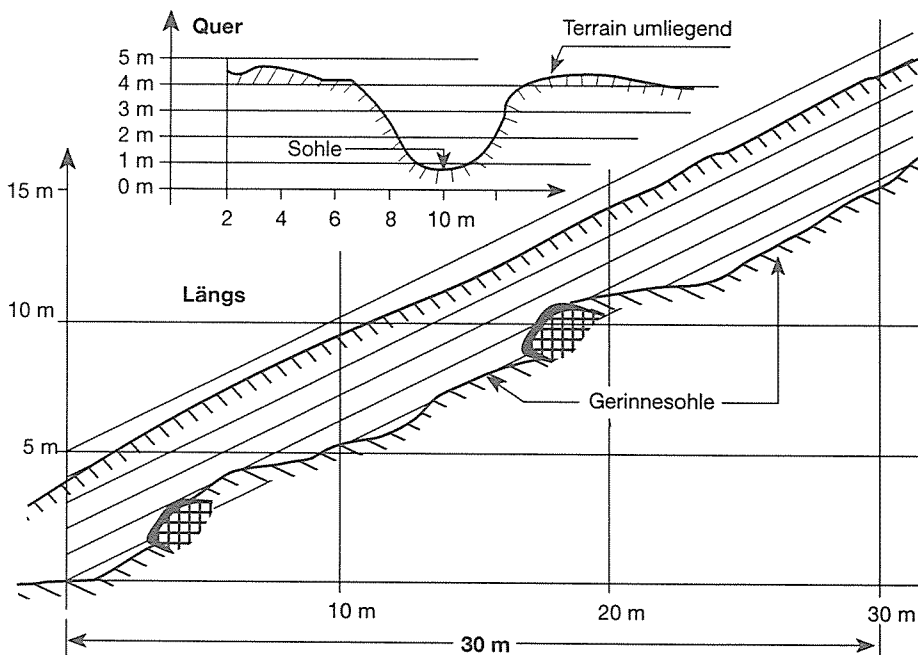


Abb. 100. Gerinne am Hang, Übersicht und Detail.

Massnahmen

- Längswerke aus Blocksatz, Beton oder Holz kommen nur bei geringen Schwankungen der Sohlenlage in Frage. Weil ein Sperrenvollverbau ausgeschlossen ist, wird diese Bedingung nur selten erfüllt sein. In engen Gerinnen besteht übrigens die Gefahr des seitlichen

Umfließens von Längswerken bzw. des Ausschwemmens der Böschungen hinter den Längswerken.

- Konstruktion der Sperren unter Berücksichtigung der zu erwartenden Veränderungen. Durch die oben beschriebenen Einflüsse wird sich das Gerinnequerprofil auf der Luftseite der Sperren aufweiten. Die Sperren werden deshalb so konstruiert, dass sie auch bei verändertem Querprofil seitlich noch weit genug eingebunden sind. Offensichtlich werden bei dieser Methode die Sperrspannweiten relativ gross. In vielen Fällen empfiehlt es sich zudem, die Sperren als Gewichtsmauern zu konzipieren. Der grosse Vorteil dieser Massnahme besteht darin, dass jede Sperre für sich praktisch unabhängig wirkt und Änderungen der Sohlenlage die Stabilität der Sperren relativ wenig beeinflussen.

Um die Gefährdung des ganzen Systems möglichst gering zu halten, sind weitere Massnahmen zu treffen (siehe Abb. 100 und Abb. 101):

- Fixpunkte an ausgesuchten Stellen.
Die Sperren werden dort erstellt, wo die Bedingungen möglichst günstig sind. Solche Stellen sind insbesondere lokale «Flachstrecken» im Gerinne, wie sie sich beispielsweise als Verlandungsstrecken hinter grossen Blöcken finden. Wird die Sperre in einiger Entfernung von einer solchen natürlichen Schwelle aus Blöcken angeordnet, ist die Gefährdung des Fundamentsbereiches bei einem Hochwasserereignis stark reduziert. Falls vorhanden, fundieren wir Fixpunktsperrern selbstverständlich im anstehenden Fels. Mit Hilfe von Fixpunktsperrern erzielen wir eine möglichst grosse Sicherheitsreserve des ganzen Systems.
- Zugeordnete Stabilisierung
Sehr wichtig für die Sicherheitsreserve des Systems ist die dem einzelnen Bauwerk zugeordnete Stabilisierung. Dies gilt übrigens nicht nur für den Verbau von Gerinnen, sondern ganz allgemein im Verbauwesen.
Bei den oben erwähnten Sperren ist die zugeordnete Stabilisierung durch die lokale Flachstrecke mit den vorgelagerten Blöcken gegeben. Unter Umständen sind diese Blöcke noch zusätzlich zu sichern, z.B. durch Querriegel aus Beton oder Holz bzw. Pfosten aus Stahl. Wo keine lokalen Flachstrecken vorhanden sind, ist die Sicherheitsreserve künstlich zu schaffen. In solchen Fällen besteht die der Sperre zugeordnete Stabilisierung z.B. aus kleineren Gegenschwellen, Blockwurf mit Querriegeln oder aus Blockwurf, gesichert durch Pfosten aus Stahl oder allenfalls aus Holz.

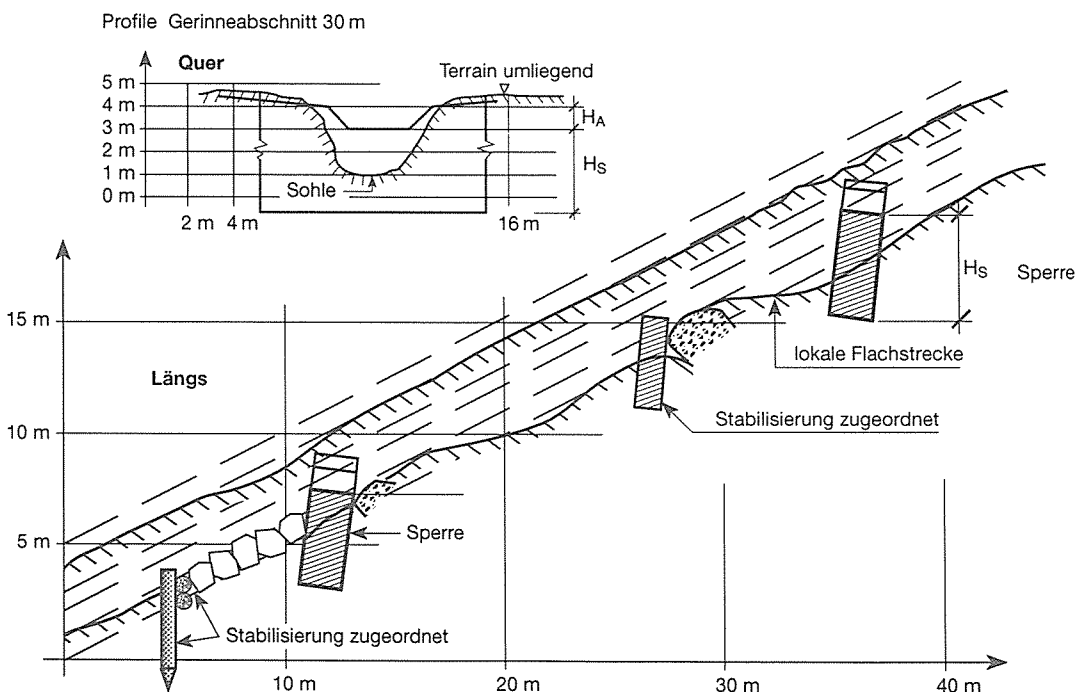


Abb. 101. Gerinnestabilisierung durch Einzelmassnahmen.

Insbesondere im Hangverbau und in Gerinnen mit wenig Geschiebe haben auch die ingenieurbioologischen Methoden eine grosse Bedeutung zur Erhöhung der Sicherheitsreserve.

6.4.3 Sickerströmungen

Die Sickerströmungen werden oft massgebend für die Hangstabilität. Mit dem Einbau von Stützwerken beeinflussen wir immer die Sickerströmungsverhältnisse. In bezug auf die Stabilität hat diese Beeinflussung meistens negative Auswirkungen.

Gefährdungsbildungen global am Hang

Mit dem in den Abbildungen 96 und 98 dargestellten Stützwerkverbau streben wir eine Böschungslinie unter dem Winkel $\beta = \beta_1 \equiv \Phi'$ zwischen den einzelnen Werken an. Durch Eintrag von Lockermaterial wird dabei die Terrainlinie angehoben. Weil die Durchlässigkeit des aufgeschütteten Lockermaterials meistens sehr viel grösser ist als jene des anstehenden Untergrundes, fliesst in der Lockermaterialschicht eine Sickerströmung. Dadurch wird die Stabilität dieser Schicht beeinträchtigt.

Die Gefährdungsbilder sind für den unverbauten und den verbauten Hang grundsätzlich unterschiedlich. Am unverbauten Erosionsrutschhang erfolgt der Materialabtrag durch Abwitterungsprozesse an der Oberfläche und durch kleine lokale Rutschungen. Beim Stützwerkverbau werden hingegen ganze Schichten aus Lockermaterial zurückgehalten, und es besteht die Gefahr, dass solche Schichten abgleiten. Ingenieurbioologische Massnahmen können übrigens das Abgleiten solcher Schichten nicht verhindern. Die Wurzeln der Pflanzen breiten sich nämlich nur im lockeren Material aus und dringen kaum in den dichtgelagerten Untergrund. Im Laufe der Zeit nimmt die Gefahr des Abgleitens zusammenhängender Schichten meistens zu. Dies ist insofern ungünstig, als die Tragsicherheit der Stützwerke mit zunehmendem Alter abnimmt.

Massnahmen

Die Stützwerke sind so zu konstruieren, dass sie das Abgleiten der Lockermaterialschicht verhindern können. Falls sie nicht auf die Frosteindringungstiefe im anstehenden, dichtgelagerten Material fundiert werden können, sind sie nach hinten zu verankern oder seitlich einzubinden. Die Einwirkungen aus dem Baugrund ergeben sich aus einer Erddruckberechnung. Darin sind die Dichte ρ_{sat} und der Winkel Φ' der inneren Reibung des Hinterfüllungsmaterials bei lockerer Lagerung einzusetzen. Falls keine durchlässigen bzw. drainierten Stützwerke vorgesehen sind, ist zusätzlich auch der Wasserdruck zu berücksichtigen.

Gefährdungsbilder lokal im Bereich der Stützwerke

Hinter einem undurchlässigen Stützwerk baut sich ein Wasserdruck auf. Vor dem Stützwerk ergibt sich eine nach oben gerichtete Sickerströmung, die z.B. bei nicht hinterfüllten Wildbachsperrern zum hydraulischen Grundbruch führen kann. Bei einem durchlässigen Stützwerk fliesst das Wasser durch das Werk, gelangt auf die Fundamentsohle und versickert dort. Die Tragsicherheit wird dadurch beeinträchtigt.

Massnahmen

Entweder wird der Wasserdruck durch konstruktive Massnahmen abgebaut oder in der Berechnung berücksichtigt. Bei hinterfüllten Stützwerken im Hangverbau wird hydraulischer Grundbruch kaum massgebend.

Zur Gewährleistung der Tragsicherheit am Fundament ist die Sohle abzudichten. Neben Betonplatten und Magerbetonschichten kommen zu diesem Zweck eventuell auch Geotextilien in Frage.

Alle Fundamente erhalten (gemäss Abb. 96) eine Neigung nach hinten. Entlang der hinteren Fundamentkante wird eine Drainageleitung angeordnet. Das Wasser, das sich darin sammelt, wird in Querleitungen unter dem Fundament hindurch nach aussen geführt. Im Einflussbereich solcher Leitungen sind die Böschungen gegen Erosion zu schützen.

7 Literatur

- ASF, Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau (heute Bundesamt für Wasserwirtschaft) (Hrsg.) 1973: Dimensionierung von Wildbachsperrern aus Beton und Stahlbeton. Richtlinie 1973, Bern, Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale.
- BÖLL, A., 1983: Lebendverbau bei der Sanierung von steilen Hängen. Schweiz. Z. Forstwes. 134, 3: 167–177.
- BÖLL, A., 1992: Technische Mechanik. Grundzüge und ausgewählte Kapitel. Vorlesungsmanuskript ETHZ, Abt. für Forstwissenschaften. 229 S.
- BORER, F., 1982: Zum Wasserhaushalt einer dominierenden Douglasie in einem Waldbestand. Mitt. Eidgenöss. Forsch.anst. Wald Schnee Landsch. 58, 1: 162 S.; ebenso Diss. Nr. 6529, ETH Zürich. 216 S.
- BWW (Bundesamt für Wasserwirtschaft) (Hrsg.) 1982: Hochwasserschutz an Fließgewässern. Wegleitung 1982, Bern, Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale. 77 S.
- CHERVET, A.; WEISS, H.W., 1990: Sohlenstabilisierung mit Blockrampen. Schweiz. Ing. Archit. 42: 11 S.
- CHOW, V.T., 1959: Open-Channel Hydraulics. New York, McGraw-Hill Book Company. 680 S.
- EHRBAR, R., 1984: Sanierung eines Rutsches mit Kleinbohrpfählen. Schweiz. Z. Forstwes. 135, 6: 523–526.
- FEHR, R., 1987: Geschiebeanalysen in Gebirgsflüssen. Mitt. Vers.anst. Wasserbau Hydrol. Glaziol. Eidgenöss. Tech. Hochsch. Zür. 92: 139 S.
- FLORINETH, F., 1982: Erfahrungen mit ingenieurbioologischen Massnahmen bei Fließgewässern im Gebirge. Landschaftswasserbau 3: 243–263.
- GEIGER, H.; ZELLER, J.; RÖTHLISBERGER, G., 1991: Starkniederschläge des schweizerischen Alpen- und Alpenrandgebietes. Birmensdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Band 7: 320 S.
- GHO, Arbeitsgruppe für operationelle Hydrologie (Hrsg.) 1996: Empfehlung zur Abschätzung von Feststofffrachten in Wildbächen. Landeshydrol. -geol., Mitt. 4: 186 S.
- KOELLA, E., 1987: Zur Abschätzung von Hochwassern in Fließgewässern an Stellen ohne Direktmessung. Vers.anst. Wasserbau Hydrol. Glaziol. 163 S.
- KUONEN, V., 1983: Wald- und Güterstrassen, Planung – Projektierung – Bau. Pfaffhausen, Eigenverlag. 734 S.
- LANG, H.-J.; HUDER, J., 1990: Bodenmechanik und Grundbau. 4. überarbeitete und erweiterte Auflage. Berlin, Springer. 262 S.
- MIZUYAMA, T.; KOBASHI, S.; OU, G., 1992: Prediction of Debris Flow Discharge. Bern, Proc. Int. Symp. Interprevent. 4: 99–108.
- MÜLLER, R., 1943: Theoretische Grundlagen der Fluss- und Wildbachverbauung. Mitt. Vers.anst. Wasserbau Hydrol. Glaziol. Eidgenöss. Tech. Hochsch. Zür. 4: 193 S.
- NAUDASCHER, E., 1987: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Wien, Springer. 345 S.
- RICKENMANN, D., 1990: Bedload Transport Capacity of Slurry Flows at Steep Slopes. Mitt. Vers.anst. Wasserbau Hydrol. Glaziol. Eidgenöss. Tech. Hochsch. Zür. 103: 249 S.
- RICKENMANN, D., 1994: An Alternative Equation for the Mean Velocity in Gravel-Bed Rivers and Mountain Torrents. New York, Proc. of Hydraulic Eng. 1994: 672–676.
- RICKENMANN, D., 1995: Beurteilung von Murgängen. Schweiz. Ing. Archit. 113, 48: 1104–1108.
- RÖSSERT, R., 1976: Hydraulik im Wasserbau. 3. Aufl. München, Oldenbourg. 178 S.
- SCHIECHTL, H., 1973: Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau. München, Callwey. 244 S.
- SIA 160, 1989: Einwirkungen auf Tragwerke, Norm. Schweiz. Ing. Archit. 99 S.
- SIA 162, 1989: Betonbauten, Norm. Schweiz. Ing. Archit. 85 S.
- SMART, G.; JÄGGI, M., 1983: Sediment Transport on Steep Slopes. Mitt. Vers.anst. Wasserbau, Hydrol. Glaziol. Eidgenöss. Tech. Hochsch. Zür. 64: 191 S.
- SPREAFICO, M.; WEINGARTNER, R., 1992: Hochwasserabflüsse zur Problematik der Abschätzung in der Schweiz. Schweiz. Ing. Archit. 10: 199–206.
- STRAHLER, A.N.; STRAHLER, A.H., 1983: Modern Physical Geography, 2. ed. New York, J. Wiley. 532 S.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B., 1967: Soil Mechanics in Engineering Practice. 2. ed., New York, J. Wiley. 729 S.

- VISCHER, D.; HAGER, W.H., 1992: Hochwasserrückhaltebecken. Zürich, Verlag der Fachvereine. 211 S.
- VISCHER, D.; HUBER, A., 1993: Wasserbau. 5. Aufl. Berlin, Springer. 348 S.
- VSS, 1966: Stützmauern Bd. I. Zürich, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute. 692 S.
- ZELLER, J.; GEIGER, H.; RÖTHLISBERGER, G., 1978: Starkniederschläge des schweizerischen Alpen- und Alpenrandgebietes. Birmensdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Band 3.
- ZELLER, J., 1981: Starkniederschläge und ihr Einfluss auf Hochwasserereignisse. 2. Aufl. Ber. Eidgenöss. Forsch.anst. Wald Schnee Landsch. 126: 112 S.
- ZELLER, J.; TRÜMPLER, J., 1984: Rutschungsentwässerungen. Hinweise zur Bemessung steiler Entwässerungsgräben. Teufen, Flück-Wirt. 276 S.
- ZELLER, J.; RÖTHLISBERGER, G., 1987: Lebensdauer von Holzsperrern am Beispiel der Gamser Wildbäche. Ber. Eidgenöss. Forsch.anst. Wald Schnee Landsch. 291: 34 S.
- ZELLER, J., 1996: Der k_{STR} -Koeffizient in der Geschwindigkeitsgleichung von Strickler und dessen Problematik. Garmisch-Partenkirchen, Proc. Int. Symp. Interpraevent. 4: 63–74.
- ZOLLINGER, F., 1984: Die verschiedenen Funktionen von Geschieberückhaltebecken. Villach, Proc. Int. Symp. Interpraevent. 1: 147–160.

Stichwortverzeichnis

- Abbruchzone 100, 110
Abfluss 20-32, 44-53, 77
Abfluss schiessender 22-23, 80, 105
Abfluss strömender 22-23
Abflusssektion 16, 24, 83, 96, 116
Abflussbeiwert 50, 52
Ablagerungszone 77, 100
Absturz 23-26
- Balkenmodell 85, 87-92
Baugrundmodell 59, 61, 98
Begleiteinwirkung 11, 87
Bemessungshochwasser 53
Bernoulli-Gleichung 20-21, 30
Blocksatz 40, 115
Blockwurf siehe Sohlenabpflasterung
Böden bindige 57, 59, 99, 101
Böden nichtbindige 57-59, 99, 101
Bodenpressungen 74-76
Bogensperre 83, 86
Böschung 101, 104, 113-115
Bündnerschiefer 99, 108
- Darcy-Gesetz 63
Dolen 16, 67
Dosierungssperre 80, 82
Drahtsteinkörbe 71-76, 97
Drahtsteinkorb Sperre 83
Drainage siehe Entwässerung
Durchlässigkeitsbeiwert 63
- Einbindungstiefe 82, 91, 92
Einflüsse erster Ordnung 111, 112
Einflüsse zweiter Ordnung 92, 112
Einzugsgebiet 48
Energierlinie 20, 26
Energierlinienhöhe 21, 26
Entwässerbarkeit 63, 105
Entwässerung 62-64, 104-106, 118
Erddruck 67-73
Erddruck aktiver 68-70
Erddruck passiver 68-70
Erddruckbeiwert 68-70
Erosions- und Transportstrecken 77, 100
Erosionsrutschprozesse 99-100, 110, 118
- Fixpunkt Sperre 35, 79, 117
Flachfundation 76, 101, 103, 111
Fliessgeschwindigkeit 20-32
Froude's Zahl 22-23

Gebrauchstauglichkeit 36, 90, 92, 96
Gefährdungsbilder 16-17, 85, 87, 112-118
Gefahrenbeurteilung 43, 59, 77, 98
Gerinneausbruch 44, 77
Gerinnebreite mittlere 35
Gerinneerosion 34-39, 77, 79, 99, 100, 103, 112
Geschiebe 33-39
Geschiebefracht 33
Geschiebeführung 33
Geschiebepotential 34, 79
Geschiebestausperre 80
Geschiebetransport 33, 77
Geschiebetrieb 33
Gewichtsmauer 16-19, 84, 95
Gleiten von Stützwerken 19, 74
Gleitfläche 57-62, 71, 75, 99, 101-102
Grenzgefälle 36-38, 79, 111
Grenzschleppspannung 37
Grundbruch hydraulischer 65, 87
Grundbruch statischer 75

Hangfuss 34-35, 79, 100, 102, 110, 115
Hangfussicherung 35, 80, 103
Hangneigung 99, 103, 110-111, 115
Hangstabilität siehe Rutschungsstabilität
Hauptbewehrung 84, 85, 88, 92
Hochwasser 44, 48-53
Hochwasserformeln 50-52
Holzkasten 95-97
Holzsperre 94-97

Ingenieurbiologie 39-40, 104, 110, 113, 114, 118

Kippen von Stützwerken 19, 73, 76
Kohäsion 56-57, 71
Kolklänge 36, 42
Kolktiefe 41-42
Konsolidierungssperre siehe Wildbachsperre
Kontinuitätsgleichung 20
Korndurchmesser 33
Kornverteilung 32-33
Kriechhang 86, 92, 99, 102

Längswerke 115, 116
Lebendverbau siehe Ingenieurbiologie
Leiteinwirkung 11, 16-17, 67, 83

Murgang 42-43, 78, 79
Murgangstoss 87

Niederschlag 44-47
Niederschlagsintensitätsdiagramm 46
Niederschlagskoeffizient 51
Normalabfluss 26-29, 40

Oberflächenschutz 103-104

Poleni-Formel 25
Porenwasserspannung 55, 58, 62
Projektierung 107-109

Rauhigkeitsbeiwert 27-30
Rohrleitungen teilgefüllte 31-32
Ruhedruck 68
Runsensperre 83
Rutschungsmechanismus 59, 98, 101
Rutschungsstabilität 34, 47, 54, 57-62, 79, 101-106, 110

Scherfestigkeit 54-59, 78, 99, 101
Scherfestigkeit undrainierte 57, 68
Scherwinkel 56, 59, 78, 99, 100, 101, 110
Schleppspannung 36-40, 77, 79, 115
Schneesmelze 47, 104
Schwemmkegel 77
Sicherheitsgrad 19, 58, 60, 62, 65, 73-74
Sicherheitsreserve des Systems 117
Sickerlinie 57-59, 62
Sickerströmung 63-67, 118
Sohlenabpflasterung 38-39, 115, 117
Sohleneinbindung 82
Sohlenerosion siehe Gerinneerosion
Sohlengefälle 26-32, 34-38, 79, 111-112, 115-117
Sohlenlage siehe Sohlengefälle
Spannung effektive 55
Spannung totale 55
Sperrabstand 35-36
Sperrflügel 16, 25, 81, 87, 88, 93, 96
Sperrhinterfüllung 34-35, 80, 96
Sperrhöhe 16, 34-35, 91, 94, 96, 116-117
Sperrkolk 26, 41-42, 85, 86
Sperrkörper 16, 82, 85, 88
Sperrstabilität 25, 35, 84, 87, 91, 117
Sperrvollverbau 35, 103, 115, 116
Stabilisierung zugeordnete 117
Stahlbetonsperre 86-93
Strickler-Gleichung 27-32
Strömungsdruck 64-67
Stützmauer siehe Gewichtsmauer
Stützwerk 69-76, 103-104, 107-108, 111-118

Tragsicherheit 16-19, 40, 86-92, 96, 118
Tragwiderstand 86-91

Überfall 23-26

Verankerte Konstruktion 71, 102
Verklausung 43, 77
Verteilbewehrung 92
Vorgrund 115

Wasserabflussmenge siehe Abfluss
Wasserabflusstiefe 20-32
Wasserdruck 11-18, 66, 84-88, 118
Wassersprung 26
Wildbachsperre 16-19, 24, 26, 32-36, 80-97, 103
Winkel der inneren Reibung siehe Scherwinkel
Winkelstützmauer 84