

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen großer Leistungsfähigkeit (Schussrinnen)

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades

eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.Reinhard Prenner

E222 - Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Martin Furnadzhiev

Wien, 15.10.2015

Kurzfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Überblick über den Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen (Schussrinnen) großer Leistungsfähigkeit und die Probleme, die im Betrieb auftreten können, gegeben. Bei diesen Problemen handelt es sich im Wesentlichen um die Stoßwellenproblematik, Kavitationserosion, Energieumwandlung und Kolkbildung. Es werden die entsprechenden Prozesse, die für das Auftreten dieser Phänomene verantwortlich sind, analysiert.

In Bezug auf die beschriebenen hydraulischen Probleme werden neben dem Entwurf der wichtigsten Bauwerkselemente der Schussrinne, auch ihre konstruktive Ausbildungen, die für den Betrieb wichtig sind, dargestellt.

Insbesondere werden konstruktive Maßnahmen, die der Vermeidung von Stoßwellen und Kavitationsschäden dienen, dargestellt. Bezüglich der Kavitationsproblematik werden die Belüftungseinbauten und auch deren Arbeitsprinzip beschrieben.

Neben den Maßnahmen zur Vermeidung der oben angeführten Probleme werden die hydraulischen Grundlagen zur Berechnung der Gerinneströmung, der natürlichen Oberflächenbelüftung sowie Berechnungsansätze zur Sohlbelüftung und der Energieumwandlung behandelt.

Desweiteren werden für die Energieumwandlung verschiedene Möglichkeiten deren Umsetzung und auch die Größe der Kolkentwicklung aufgezeigt.

Am Ende der Arbeit werden verschiedene Ausführungsbeispiele von Schussrinnen gezeigt.

Abstract

The scope of this work presents an overview of the design of spillways with large capacity and their problems which occur during operating. Essentially, it involves the cross wave problems, cavitation erosion, energy dissipation and scour development. The corresponding processes, which are responsible for the appearance of these phenomena were analysed.

In relation to the hydraulic problems, also constructive measures of the spillway were described to avoid shock waves and cavitation damage in addition to the design of the main structure elements of the spillway chute. Furthermore the components and flow processes which are important for the design were presented.

The aeration devices in the chutes were treated in terms of the cavitation erosion suppression. It was also reported the working principle of the aerator and the air entrainment process.

Additionally the hydraulic basics for calculating the channel flow, the natural aeration and calculation approaches for the bottom aeration and energy dissipation were given.

Moreover, different types of energy dissipators and the development of the scour were described.

At the end some practice examples of spillways were shown.

Inhaltverzeichnis

1. Gegenstand der Untersuchung.....	6
2. Einlaufbauwerk.....	9
2.1 Stoßwellen.....	10
2.1.1 Entstehung und Klassifikation vom stehenden Wellen.....	10
2.1.1.1 Störungswellen.....	10
2.1.1.2 Stau –und Sunkwellen.....	11
2.1.1.3 Stoßwellen.....	12
2.2 Vermeidung von Stoßwellen.....	15
2.2.1 Vermeidung von Verengungen in Krümmungen.....	15
2.2.2 Fließwechsel.....	15
2.2.3 Stoßwellenkompensation mittels Interferenz.....	17
2.2.4 Lenkung der Stromlinien.....	18
2.2.5 Wahl eines geeigneten Verengungstyps.....	20
2.3 Hydraulische Bemessung.....	22
2.3.1 Abfuhrfähigkeit der Wehranlage.....	22
2.3.1.1 Überfall über Wehre.....	22
2.3.1.2 Ausfluss unter Schützen.....	24
2.3.2 Pfeiler.....	25
3. Transportbauwerk.....	28
3.1 Entstehung von Kavitation in Schussrinnen.....	29
3.1.1 Kavitationserosion.....	31
3.1.2 Kavitation- Begriffserklärung.....	32
3.1.3 Vermeidung der Kavitationserosion.....	33
3.1.4 Belüftung – die wirksamste Maßnahme gegen Kavitation.....	35
3.1.5 Typen von Sohlenbelüftern.....	36
3.1.6 Konstruktion und Funktionsprinzip des Belüfters.....	38
3.1.7 Luftzufuhrsystem.....	39
3.2 Hydraulische Bemessung der Belüfter.....	40
3.3 Wasserspiegelverlauf ohne Belüftung.....	46
3.4 Wasserspiegelverlauf bei Schussrinnenströmung.....	47
3.4.1 Wasserspiegelverlauf im „Bereich 1“.....	49
3.4.1.1 Beginn der Luftaufnahme an der Strahloberfläche.....	50
3.4.1.2 Lage der vollständig belüfteten Strömung.....	51
3.4.2 Wasserspiegelverlauf im „Bereich 2“.....	51

3.4.2.1 Wassertiefen im „Bereich 2“ infolge der Luftaufnahme	53
3.4.3 Wassertiefe im „Bereich 3“	53
4 Energieumwandlung.....	54
4.1 Probleme bei Energieumwandlungsanlagen	54
4.1.1 Kolkvorgang	55
4.1.2 Maßnahmen zur Kontrollierung des Kolkes	63
4.2 Typen von Fip Buckets	66
4.3 Plunge Pool	68
4.4 Energieumwandlung durch Tosbecken	69
4.5 Hydraulische Bemessung.....	71
4.5.1 Hydraulische Bemessung der Sprungschanze	71
4.5.2 Hydraulische Bemessung des Solid Buckets.....	74
4.5.3 Hydraulische Bemessung des Slotted Buckets	78
4.5.4 Hydraulische Bemessung des Plunge Pools.....	82
4.5.5 Hydraulische Bemessung des Tosbecken	89
5. Ausführungsbeispiele	92
6. Zusammenfassung	98
Bibliographie.....	99
Nomenklatur.....	101

1. Gegenstand der Untersuchung

Die Bauwerke, die zur Abführung einer überschüssigen Wassermenge bei Stauanlagen errichtet werden, werden allgemein als Entlastungsanlagen bezeichnet. Sie sind ein ganz wichtiger Bestandteil derartiger Anlagen. Die Hochwasserentlastungsanlage ist im Prinzip eine Überlaufsicherung. Ihre Aufgabe besteht darin, das Hochwasser kontrolliert und schadlos abzuführen, damit die Stauanlage keine Schäden erleidet.

Das gesamte Bauwerk muss so entworfen und bemessen werden, dass es bei allen Lastfällen hydraulisch funktioniert und behershbare Abflussverhältnisse aufweist. Eine hydraulische Überlastbarkeit der Hochwasserentlastungsanlage sollte im Hinblick auf die Sicherheit des Absperrbauwerkes stets angestrebt werden. Diese Überlastbarkeit ist gegeben, wenn über den Bemessungsabfluss noch ein freier Überlauf am Einlaufbauwerk garantiert ist.

Allgemein besteht eine Hochwasserentlastung aus folgenden Bauteilen:

- *Einlaufbauwerk*

- Hoch liegende Entlastung (freier Wasserspiegel) mit oder ohne Verschlüsse
- Tief liegende Entlastung (Druckabfluss) mit Verschlüssen
- Freier Überfall
- Öffnungen mit Verschlüssen, Überfälle mit geringer Kronenbreite
- Heber
- Einlauffürme
- Schächte

- *Transportbauwerk*

- Mauerrücken
- Schussrinne
- Stollen

- *Energieumwandlung*

- Tosbecken
- Stepped Spillways
- Sprungschanze mit Kolksee (Plunge Pool)

Die Hochwasserentlastungsanlagen können als Teil der Sperre, als separates Bauwerk oder in Verbindung mit anderen Betriebseinrichtungen konzipiert werden. Da im Hochwasserfall jeder Verschluss versagen könnte, ist die sicherste Variante, wenn die Anlage mit festem Überfall (ohne aufgesetztes Regulierorgan) errichtet wird. Die Hochwasserentlastung dient dem kontrollierten Ableiten von Hochwässern für den Fall, dass der Speicher bereits voll ist und im Einzugsgebiet des Speichers sehr viel Regen fällt.

Die Entlastungsanlagen müssen so entworfen werden, dass das Hochwasser unter allen Bedingungen mit genügender Sicherheit beherrscht werden kann. Die Größe, ermittelt aufgrund der Überschreitungswahrscheinlichkeit des Hochwassers, muss so gewählt sein, dass die Sicherheit der Talsperre bezüglich Versagen gewährleistet ist.

Zu den Entlastungsanlagen eines Sperrbauwerkes zählen der Betriebsauslass, der Grundablass und die Hochwasserentlastungsanlage.

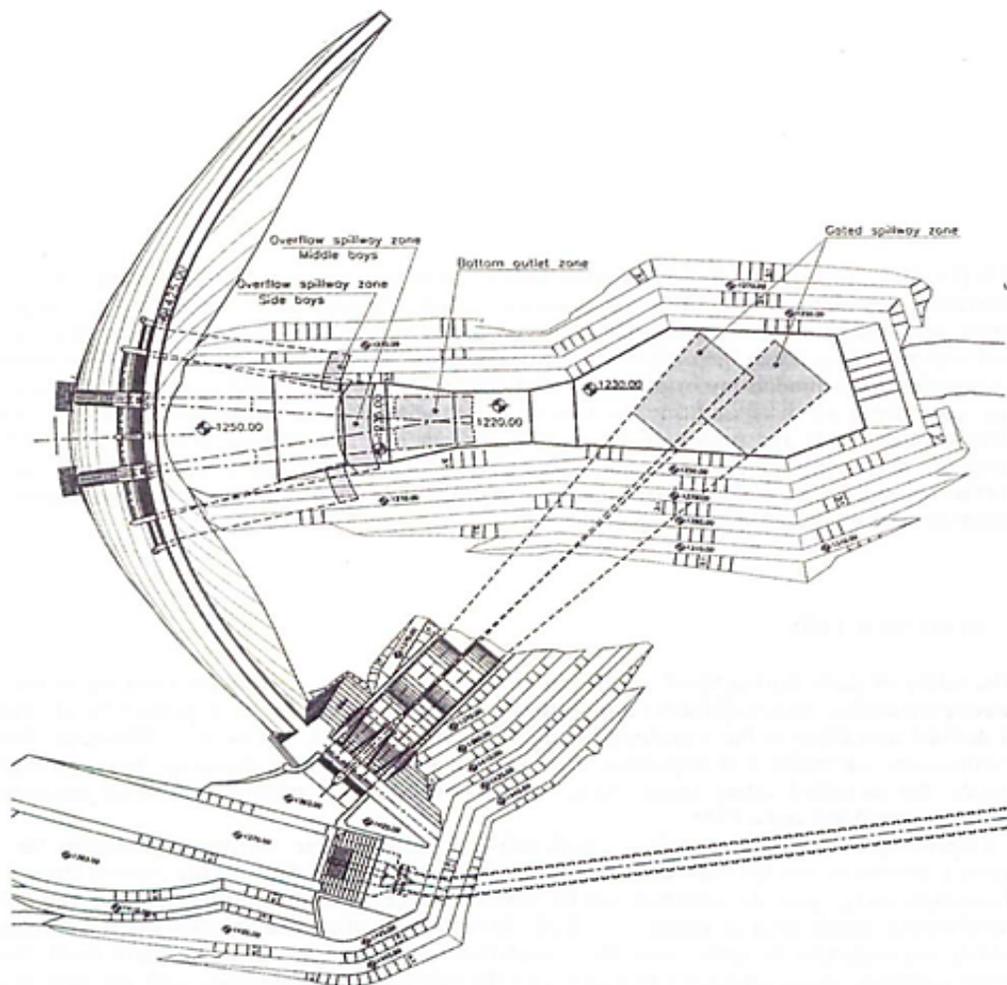


Abb. 1: Talsperre Khersan Dam (Iran) mit Betriebseinrichtungen (28, Kharagpur, 2001)

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen großer Leistungsfähigkeit behandelt. Dieser Anforderung kann nur durch die Ableitung des Hochwassers über ein entsprechend separat dimensioniertes Bauwerk (Schussrinne) bei Dämmen bzw. über den Mauerrücken einer Betonsperre (Gewichts- bzw. Bogengewichtssperre) selbst entsprochen werden. Für den entwerfenden Ingenieur stellt sich im Zuge des hydraulischen Entwurfes des Entlastungsbauwerkes eine Reihe von Fragen zu Problemen, die bei dessen Betrieb auftreten können.

Eine wichtige Rolle beim Entwurf des Einlaufbauwerkes z.B. in der Anströmung spielt das Stoßwellenphänomen. Die rechnerische Erfassung des Abflussbildes ist dabei nur schwer möglich, die Dimensionierung wird praktisch immer durch eine physikalische Modellierung vorgenommen. Als Ziel dieser Untersuchungen wird die Reduktion (Aufhebung) der Stoßwellenbildung im Zulaufbereich gesehen, um damit auch die Strömungsverhältnisse im Überfallbereich und anschließenden Schussrinnenkanal zu verbessern.

Des Weiteren kann durch die hohe Strömungsgeschwindigkeit in der Schussrinne Kavitation ausgelöst werden, die zur Zerstörung der Betonoberfläche (Kavitationserosion) führt. Durch den bodennahen Lufteintrag können Kavitationserosionsschäden verhindert werden. Untersuchungen haben gezeigt, dass eine gewisse Luftkonzentration von 8 % in Boden- bzw. Wandnähe bereits ausreichend ist, um diese dauerhaft zu vermeiden. In der Regel wird die mittlere Luftkonzentration als Voraussetzung für die Bemessung eines Belüfters, bzw. für einen wirksamen Kavitationsschutz herangezogen.

Ein weiteres wichtiges Bauteil stellt die Energieumwandlung dar, welches die kinetische Energie des Wassers schadlos dissipieren soll. Dies wird in der Regel durch ein konventionelles Tosbecken bzw. mittels einer Sprungschanze mit anschließendem Plunge Pool umgesetzt. Ein Problem bei der Energieumwandlung ist die Bildung von unkontrollierten großen Auskolkungen, die unter Umständen zum Abrutschen der Talflanken führen kann.

2. Einlaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk kann als fester Überfall oder als bewegliches Wehr gestaltet werden. Es kann frontal oder seitlich angeströmt werden. Bei vielen Gewichtsstaumauern ist die HWE – Anlage mit solchen festen Überlaufschwellen ausgerüstet. Das Einlaufbauwerk kann auch als ein frei im Speicher stehender HWE - Turm angeordnet sein.

Die einfachste Form eines Einlaufbauwerks bei Schussrinnen ist das frontal angeströmte, feste Wehr. Da die Länge der Wehrschwelle die HW – Abfuhrfähigkeit beeinflusst, ist eine Verbreiterung des Einlaufbereiches und eine Krümmung der Überlaufschwellen in frontal angeströmte (2a), hufeisenförmige (2b oben) oder zwei einander gegenüberliegende Überlaufschwellen (2b unten) möglich.

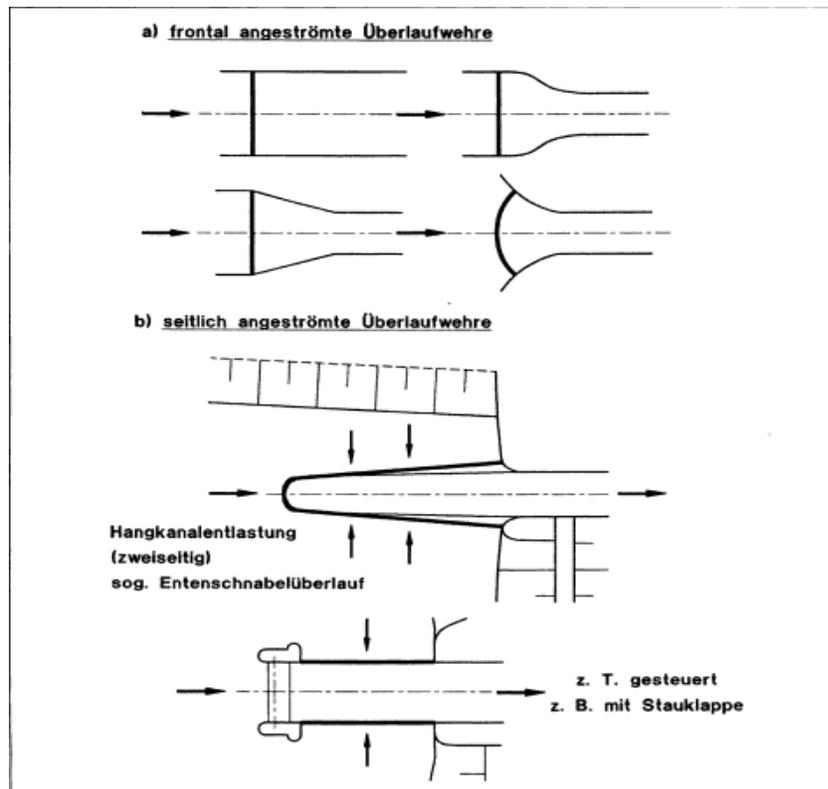


Abb. 2: Grundformen für Einlaufbauwerke für Schussrinnen (24, Rißler, 1998)

Durch die jeweilige Form des Einlaufbauwerkes werden in der Regel im Betrieb mehr oder weniger starke Stoßwellen durch Strömungsumlenkung generiert. Diese beeinflussen das Abflussgeschehen in der Schussrinne, d.h. es kommt zur unregelmäßiger Beaufschlagung des Rinnenquerschnittes und infolge auch der Energieumwandlung. Vor allem die Dimensionierung der äußeren Seitenwandhöhe ist davon betroffen.

2.1 Stoßwellen

Im Einlaufbauwerk von Schussrinnen sollte die Generierung von Stoßwellen durch entsprechendes Design der seitlichen Trennpfeiler, Mittelpfeiler, Vorboden etc. unterdrückt bzw. minimiert werden. Das Auftreten solcher Stoßwellen hat einen negativen Einfluss auf die Hochwasserabflussscharakteristik eines beweglichen Wehrüberfalls sowie über erwähnt dem Strömungsverhalten im Schussrinnenkanal und der Energieumwandlungsanlage.

2.1.1 Entstehung und Klassifikation von stehenden Wellen

In den Schussrinnen herrschen in der Regel schießende Abflussverhältnisse. Die Verengung durch das Einlaufbauwerks bewirkt die Bildung von wellenartigen Abflussverhältnissen. Die dadurch verursachten Störungen haben stationären Charakter. Die Abflussmenge, die Rauigkeits- und Gefällsverhältnisse des Gerinnes sind jene Komponenten, die ihre Lage und Größe bestimmen. In Abhängigkeit dieser Ursachen können verschiedene Wellentypen definiert werden:

2.1.1.1 Störungswellen

Die Störungswellen werden durch eine stationäre punktförmige Störung ausgelöst. Sie treten an der Oberflächen bei schiessender Strömung auf. Sie bewirken keine Änderung des Fließzustandes. Die Entstehung einer Störungswelle ist im Abb. 3 dargestellt.

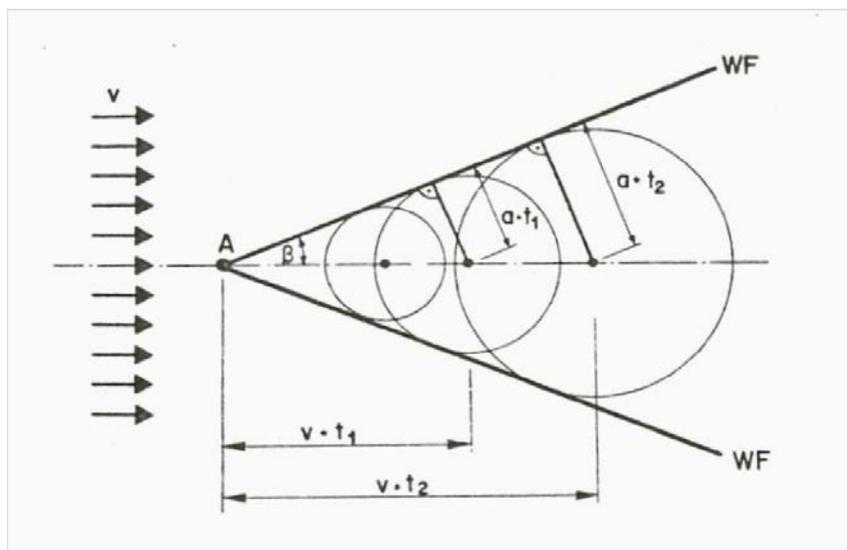


Abb. 3: Störungswellen (6, Anastasi, 1982)

Eine punktförmige Strömung löst kreisförmige Wellen aus, die sich mit der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit $a = \sqrt{gh}$ fortpflanzen. Letztere überlagert sich der Fließgeschwindigkeit v , wobei im Schiefen $a < v$ gilt. Der Ausbreitungswinkel errechnet sich nach der Beziehung:

$$\beta = \arcsin\left(\frac{1}{Fr}\right) \quad (Gl.1)$$

Die in Abb. 3 dargestellte Wellenfront besteht meistens aus mehreren Störungswellen. Die Höhe dieser Wellen ist klein, so dass Störungswellen praktisch nur in optischer Hinsicht wahrzunehmen sind.

2.1.1.2 Stau- und Sunkwellen

Im Unterschied zu den Störungswellen werden die Stau- und Sunkwellen durch eine Änderung des Fließzustandes nach einer Wellenfront gekennzeichnet. Die Wellenfront trennt zwei eindeutige Fließzustände.

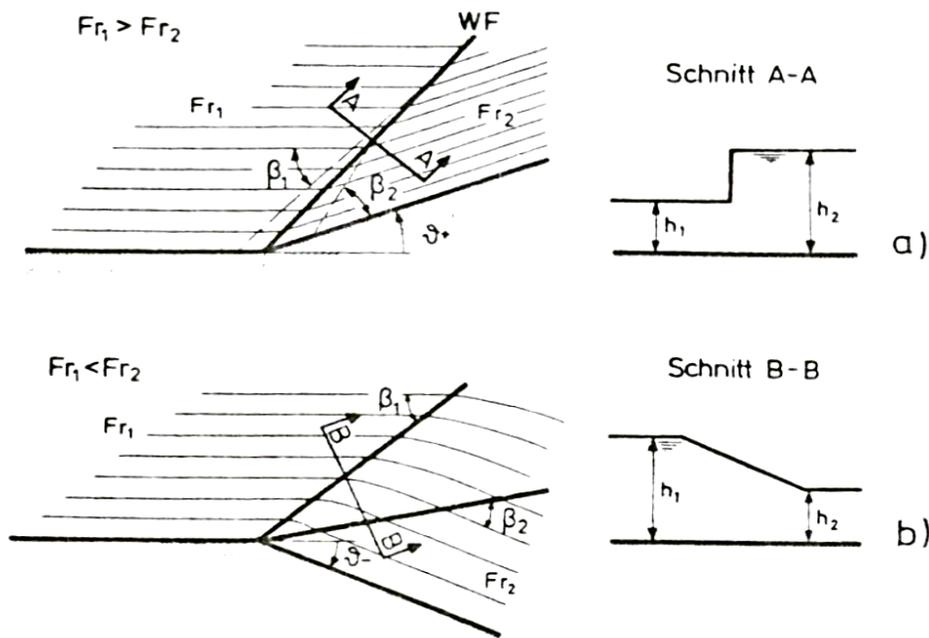


Abb. 4: Stau- und Sunkwellen (6, Anastasi,1982)

Stau- und Sunkwellen werden durch eine Ablenkung der Strömung verursacht. Stauwellen folgen einer Ablenkung nach innen, Sunkwellen hingegen nach außen. Bei den Stauwellen kann man

grössere Wassertiefen und kleinere Fließgeschwindigkeiten bemerken, im Gegensatz zu den Sunkwellen, die einer Expansion entsprechen.

„Der Übergang findet grundsätzlich zwischen zwei Störungswellen mit den Ausbreitungswinkeln β_1 und β_2 statt. Im Falle einer positiven Ablenkung überlagern sich die beiden Störungswellen (Abb.5a)¹, so dass eine einzige markante Wellenfront entsteht. Bei einer negativen Ablenkung bleiben die Störungswellen voneinander getrennt (Abb. 5b).

2.1.1.3 Stoßwellen

Den eigentlichen Stoßwellen können keine eindeutigen Fließzustände zugeordnet werden, da sich diese stetig ändern (Abb.5).

In den Schussrinnenverengungen ist häufig nur diese Art von Wellen zu erkennen, weil sie durch ihre ändernden Wassertiefen am stärksten auffallen. Die Stoßwellen kennzeichnen also das Abflussbild, wie z.B. in Abb.5 gezeigt.

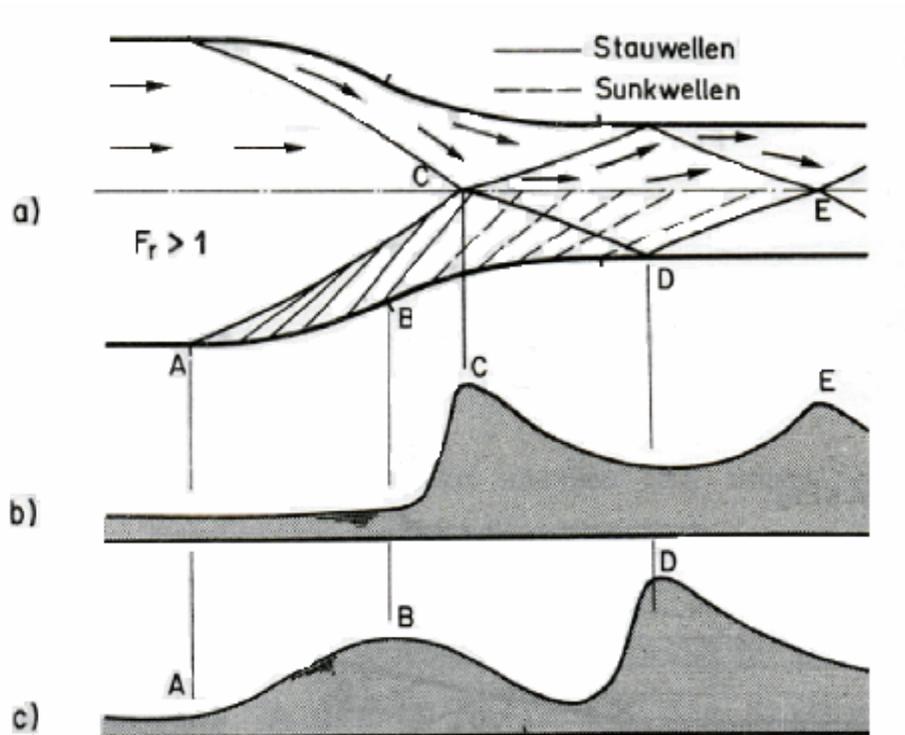


Abb. 5: Schematisches Abflussbild in einer Schussrinnenverengung; (6, Anastasi,1982)

a) Draufsicht b) Wasserspiegel auf der Achse c) Wasserspiegel längs der Wand

Die Verengungen spielen sehr grosse Rolle für das Abflussbild. Die Strömung erreicht den Anfang der Verengung mit hoher Geschwindigkeit und führt zur Bildung der grossen Stoßwellen. Solche Störungen haben ihre Maxima an der Wand noch in der Verengung und auf die Achse danach.

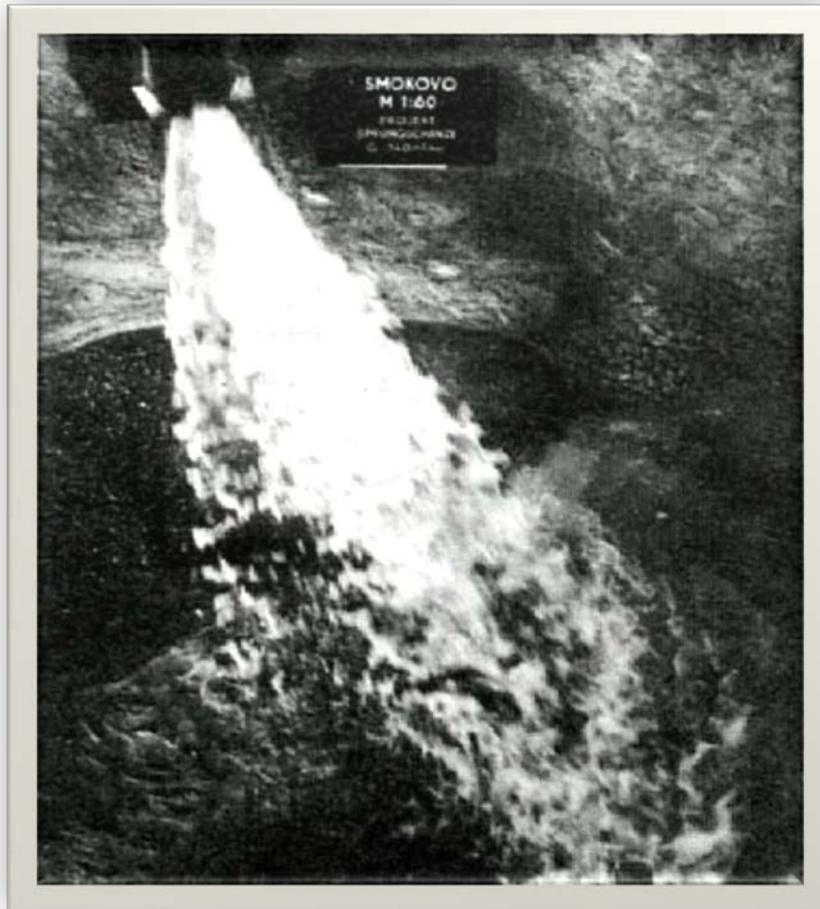


Abb. 6: Stoßwellen, die sich unterhalb von Verengungsabschnitt fortpflanzen (6, Anastasi,1982)

Es ist ein Pendeln des Wassers zwischen Wand und Achse zu bemerken. „Insbesondere bei der Sprungschanze kann man eine unterschiedliche Mächtigkeit des Wurfstrahles feststellen.“² Dies ist auf das Vorhandensein einer durch die Stoßwellen bedingten Abflusskonzentration zurückzuführen (Abb.6). Die Fortpflanzung von Störungen bis zur Sprungschanze zeigt, wie wenig dämpfend sich die Länge des Bauwerkes auf das Phänomen der Stoßwellen auswirkt.

Die Stoßwellen verursachen rasch wechselnde Wassertiefen in Schussrinnenverengungen, deswegen ist es notwendig hohe Wände zu bauen, um ein ausreichendes Freibord über die maximale Höhe der Wellen zu gewährleisten. Nachteilig ist es, wenn diese Störungen die

Energieumwandlungsanlage erreichen. Sie können zur Beeinträchtigung der hydraulischen Funktion führen und auf dieses Bauwerksteil zerstörend wirken.

Die örtliche Richtungsänderungen des schiessenden Abflusses bilden Stoßwellen. Sie werden durch die Krümmung der seitlichen Abgrenzung oder durch Konflikte zwischen gegeneinander gerichtete Stromlinien verursacht. Solche Vorgänge passieren meistens in einer Verengung, weil der Abfluss durch die Form der Wandung eine kleinere Breite zugewiesen wird.

Die Stoßwellen können auch in gekrümmten Schussrinnen entstehen (Abb.7). Dabei werden diese überlagert. Man kann eine Erhöhung des Wasserspiegels beobachten, die infolge der Fliehkraft hervorgerufen wird. Die Fliehkräfte treten bei den Stoßwellen sowohl in der Horizontalebene als auch in der Vertikalen auf, ihre Einflüsse auf die Druckverteilung heben sich aber gegenseitig auf, so dass sie fast keine Folgen für die Wassertiefen haben.

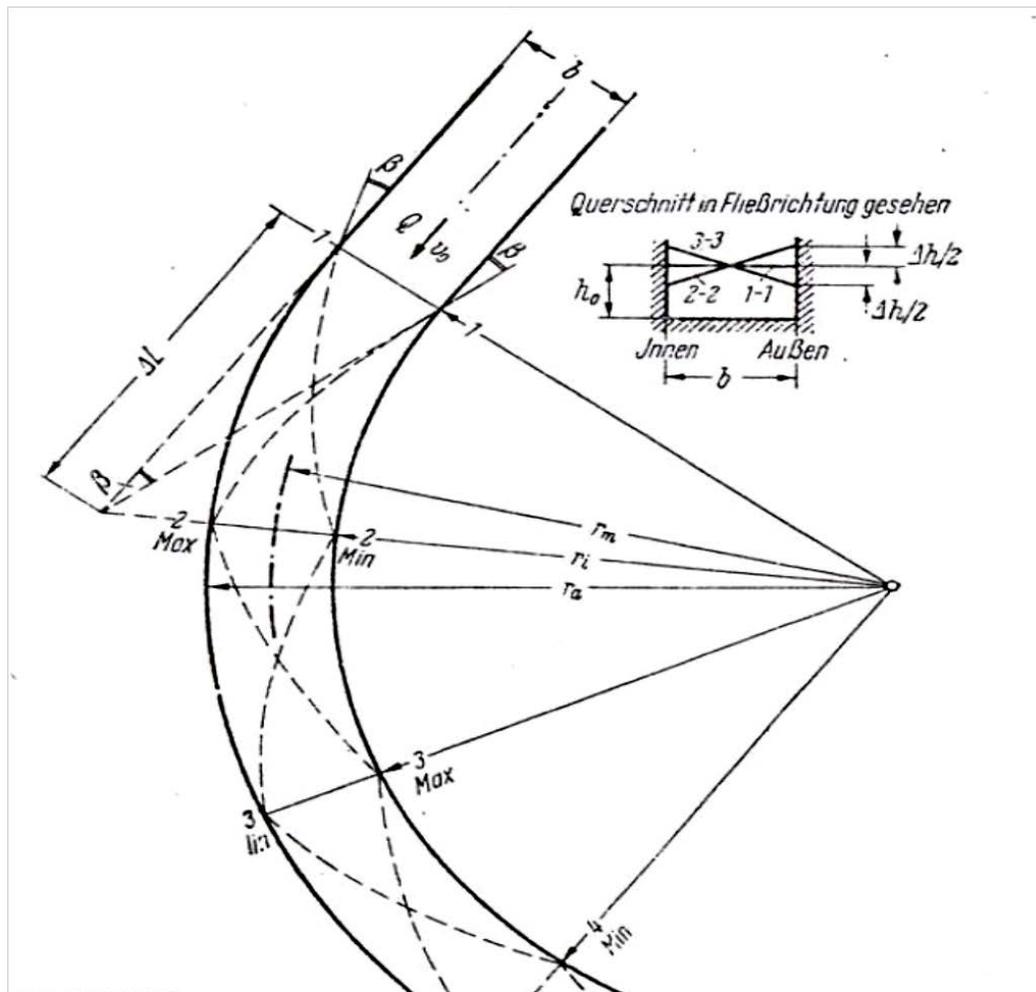


Abb. 7: Reflexion und Überlagerung von Stoßwellen in einem Gerinne- Kreiskrümmter (6, Anastasi,1982)

Fließwechsel finden bei den Kontrollquerschnitten statt; solche können aus Gegenschwellen in der Verengung oder am Ende derselben bestehen oder durch eine besondere Formgebung der Wandung gebildet werden. Es existiert zwei Möglichkeiten zur Berechnung der Kontrollquerschnitte. Die erste ist mittels der Wahl des Ablenkungswinkels der Verengung. Er muss gross gewählt werden, da es bei der Dimensionierungswassermengen ein Fließwechsel entsteht. Eine andere Möglichkeit beruht auf der Breite des Endquerschnitts der Verengung. Sie muss so gewählt werden, dass an dieser Stelle die kritische Tiefe erreicht wird.

Unterschiedliche Abflussverhältnisse bei wechselnder Wassermenge sind aber zu vermeiden, um stets eine gute Anströmung der Energieumwandlungsanlage zu gewährleisten.

Auf der Abb.9 ist eine fächerförmige Schussrinnenverengung dargestellt. Die Verengung ist als Wanne mit nahezu horizontaler Sohle ausgebildet, in welcher sich ein strömender Abfluss einstellen soll. Es wird ein Kontrollquerschnitt mit Gegenschwelle am Fuss des Einlaufüberfalls eingeführt, um bei kleinen Wassermengen die Lage des Wassersprunges zu fixieren. Die schiessende Abflussverhältnisse können sich wegen des Fließwechsels und der horizontalen Sohle der Verengung einstellen.

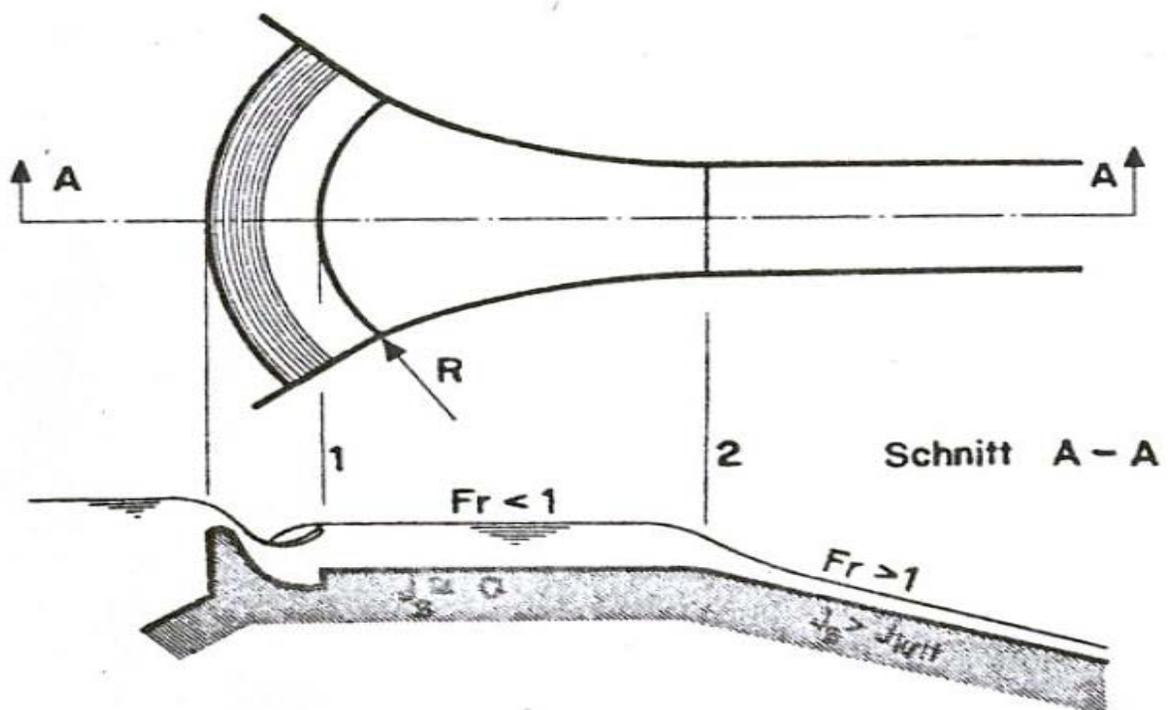


Abb. 9: Schussrinnenverengung mit Kontrollquerschnitten (6, Anastasi,1982)

b) durch Einbau von schrägen Sohlschwellen

Bei der schrägen Sohlschwelle wird die sohlennahe Strömungsschicht in Richtung der Schwelle abgelenkt. „Die Strömungsschicht oberhalb der Schwelle bewahrt hingegen die Richtung vor dem Aufprall. Nach der Schwelle entsteht eine bleibende Ablenkung,“³ die umso grösser ist, desto höher die Schwelle ist. Die resultierenden Stromrichtungen, die sich beim Einbau einer schrägen Sohlschwelle in einer geraden Schussrinne ergeben, sind auf dem Abb.11 dargestellt.

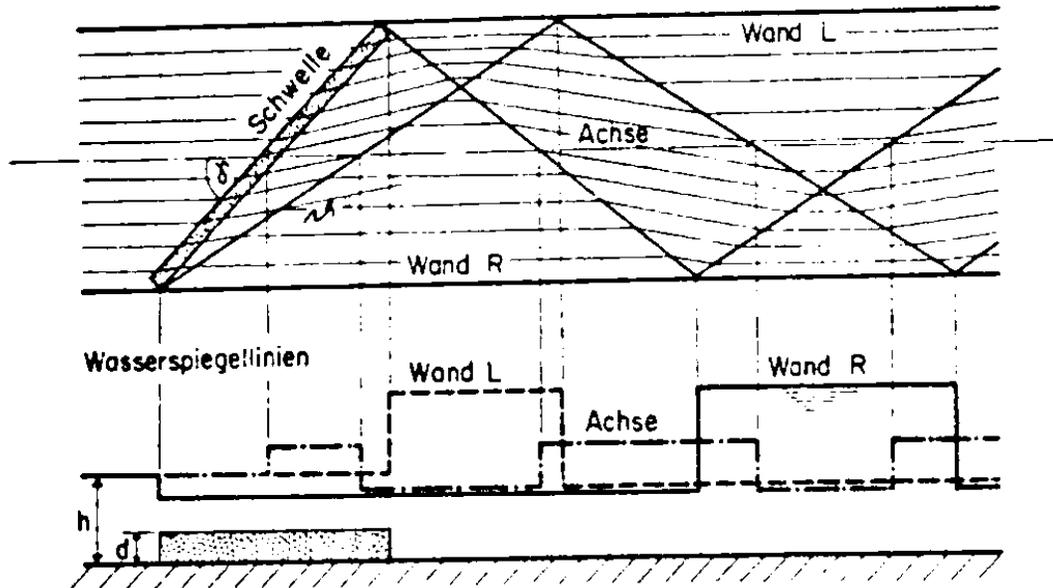


Abb. 11: Abflussbild in einer geraden Schussrinne nach Einbau einer schrägen Sohlschwelle (6, Anastasi,1982)

Es wird empfohlen, dass schräge Sohlschwellen nur als Notlösung bei bestehenden Schussrinnenkrümmern vorgesehen sind, da die Ablenkwirkung von der Wassermenge abhängig ist.

2.2.4 Lenkung der Stromlinien

Diese Gruppe von Maßnahmen zur Beherrschung des schießenden Abflusses unterscheidet sich von der anderen dadurch, dass die Parallelität der Stromlinien angestrebt wird. Parallelität bedeutet in diesem Fall, dass die Führung der Stromlinien keine plötzlichen Richtungsänderungen aufweist. Eigentlich entspricht die Parallelität der Stromlinien. Durch die Lenkung der Stromlinien

auf optimalen Bahnen werden also die Stoßwellen unterdrückt und zwar vor ihrer Entstehung anstatt erst danach, wie bei den Interferenzverfahren beschriebenen Maßnahmen.

Dieses Verfahren führt zu einem Wasserspiegel, der im Querschnitt nahezu parallel zur Sohle ist, was eine eindimensionale Betrachtungsweise des Abflusses gestattet.

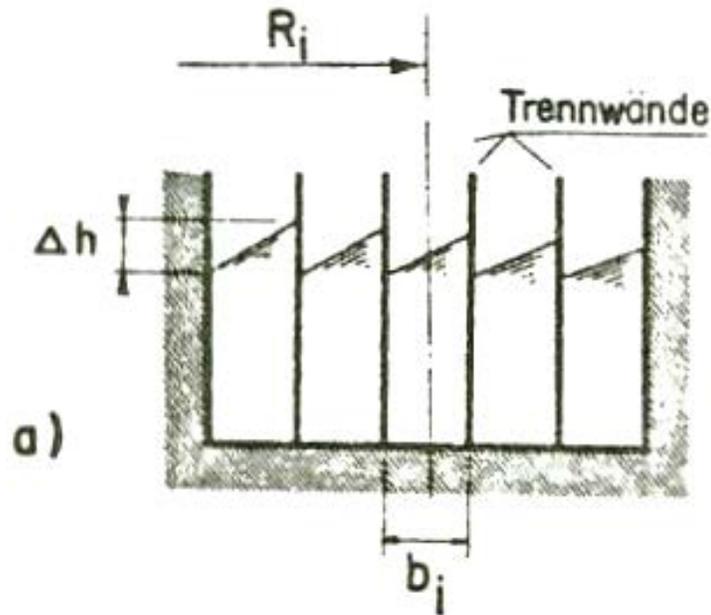


Abb. 12a): In einem Mehrfachgerinne bei Anwendung der quergeneigten Sohle (6, Anastasi,1982)

a) durch Mehrfachgerinne

Bei Unterteilung der Schussrinne in eine Reihe von engeren Kanälen werden die Stoßwellen in den einzelnen Kanälen so klein wie möglich gehalten.

Zur Ermittlung der maximalen Wasserspiegeldifferenz in einem Einzelgerinne genügt folgende Beziehung :

$$\Delta h_i = (1,6 \div 2,2) \cdot \frac{v^2 \cdot b_i}{g \cdot R_i} \quad (Gl.2)$$

Diese Beziehung beruht auf der Feststellung, dass die Stoßwellen in einer gekrümmten Schussrinne etwa doppelt so gross sind als die durch die Fliehkraft hervorgerufene Wasserspiegelerhöhung. Aus (Gl.3) ist ersichtlich, dass die Wasserspiegeldifferenz proportional zur Gerinnebreite ist. Die Störungen werden also umso kleiner sein, desto schmaler die Einzelgerinne sind.

b) durch quergeneigte Sohle

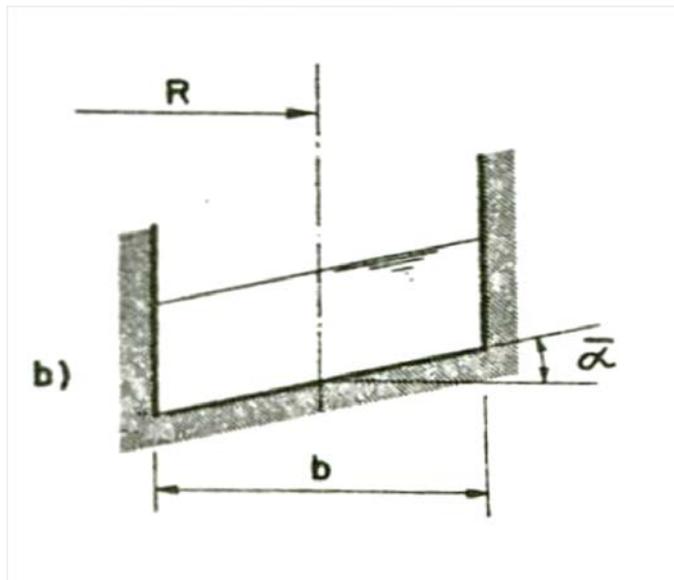


Abb. 12b: In einem Mehrfachgerinne ist der Wasserspiegel parallel zur Sohle (6, Anastasi,1982)

Das ist die bekannteste Maßnahme zur Aufhebung der Stoßwellen in prismatischen Schussrinnen. Die folgende Gleichung gibt uns die einfache Betrachtung über die Gleichgewichtslage des Wasserspiegels in einem Schussrinnenkrümmer mit quergeneigter Sohle (Abb. 12 b) :

$$\tan \bar{\alpha} = \frac{v^2}{g \cdot R} \quad (Gl.3)$$

Bei der quergeneigten Sohle können die Stoßwellen vollständig aufgehoben werden, indem die Parallelität zwischen Wasserspiegel und Sohle erreicht wird.

2.2.5 Wahl eines geeigneten Verengungstyps

Bei der Anwendung der quergeneigten Sohle eignet sich nicht jeder Verengungstyp zur Aufhebung der Stoßwellen gleich gut, so dass der geeignetste Typ ausgewählt werden muss. Die Wandkonfiguration spielt für die angestrebte allmähliche Konvergenz der Stromlinien (Parallelität) eine grosse Rolle.

Die Wandform bestimmt den Verlauf der äussersten Stromlinie. Für die drei Verengungsgrundtypen (Abb.13) entspricht der ideale Stromlinienverlauf. Zur Unterdrückung der

Stoßwellen genügt, dass die am Einlauf gleichmässig verteilte Wassermenge in jedem zu den Stromlinien senkrechten Querschnitt der Verengung ebenfalls gleichmässig verteilt bleibt.

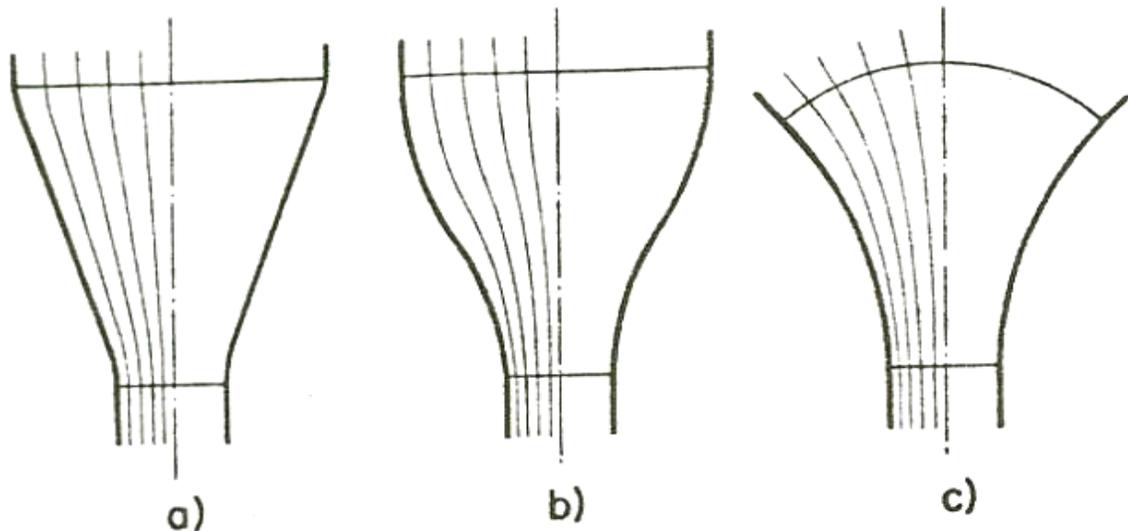


Abb. 13: Klassische Verengungstypen a) Trichtereinlauf b) Düseneinlauf c) Fächereinlauf (6, Anastasi,1982)

Bei der trichterförmigen Verengung (Abb.13a) ist ersichtlich, dass eine Ausrundung der Wandknicke unumgänglich ist, um abrupte Richtungsänderungen der Strömung zu vermeiden. Nur unter dieser Bedingung ist die Anwendung einer kontinuierlichen unebenen Sohle bei diesem Verengungstyp denkbar. Dabei werden aber mehrere Übergänge für die Lenkung der Wasserteilchen von den gekrümmten auf die geraden Bahnen und umgekehrt benötigt.

Beim Vergleich der Grundtypen b) und c), fällt die Tatsache auf, dass die Strömung bei der düsenförmigen Verengung (Abb.13b) zweimal umgelenkt werden muss. Bei der fächerförmigen Verengung (Abb.13c) gibt es nur eine einzige Umlenkung. Das ist der Vorteil bei der Anwendung der Sohlenquerneigung- die Fliehkraft, die zur Lenkung der Wasserteilchen ausgenutzt wird, erfährt keinen Vorzeichenwechsel entlang der Verengung.

2.3 Hydraulische Bemessung

Die hydraulische Berechnung des Kopfbauwerkes erfolgt als vollkommener Wehrüberfall bzw. als Ausfluss unter Schützen. Bei gegebenem Durchfluss wird die erforderliche Überfallbreite bzw. Überfallhöhe bestimmt.

2.3.1 Abfuhrfähigkeit der Wehranlage

Der Abfluss über die HWE wird nach den folgenden Gleichungen berechnet. Der Vollständigkeit halber sei darauf hingewiesen, dass sich der Begriff „Überlastbarkeit“ lediglich auf die hydraulischen Eigenschaften der Hochwasserentlastung bezieht und nicht auf die konstruktiven Gegebenheiten der Gesamtanlage.

Die Grundlagen der Technischen Hydromechanik zur Berechnung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Kontrollbauwerken sind in Standardwerken ausführlich beschrieben. Die im Folgenden dargestellten Formeln beziehen sich auf einfache Anwendungsfälle.

2.3.1.1 Überfall über Wehre

Wir betrachten die Situation des vollkommenen Überfalls (Abb. 14) und wollen den Abfluss als Funktion des Wasserstandes bestimmen. Der Wasserstand über der Wehrkrone wird als Überfallhöhe h bezeichnet.

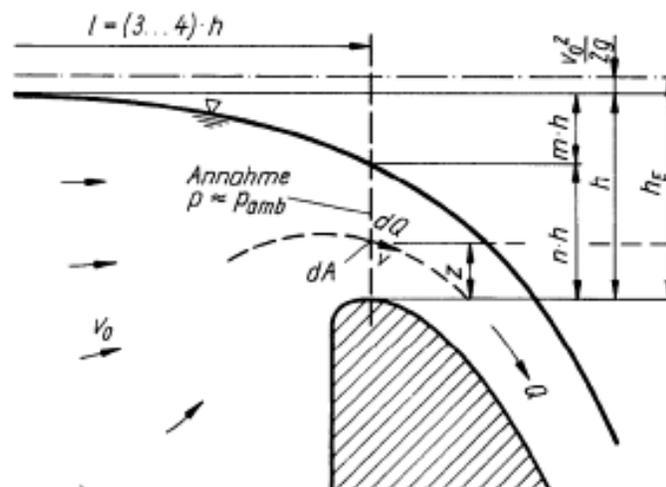


Abb. 14: Prinzipische Skizze für die Herleitung der Überfallformel (20, Malcherek, 1992)

Weitere Voraussetzungen für die Herleitung sind, dass der Atmosphärendruck p_0 herrscht und die Reibungseinflüsse infolge Zähigkeit und Wandreibung unberücksichtigt bleiben können. Setzt man voraus, dass die Druckverteilung im Bereich der Überfallkrone konstant ist, kann man die Überfallwassermenge Q herleiten. Der Wasserspiegel senkt sich auf der Wehrkrone um $m \cdot h = (1 - n) \cdot h$ ab.

Zusätzlich kann in vielen Fällen die Zulaufgeschwindigkeit v_0 vernachlässigt werden (bei $v_0 < 0,4$ m/s ist $v_0^2/2g < 0,01$ m), womit $v_0 = 0$ angenommen werden kann.

Auf die Krone wird schießender Abfluss eingestellt, sodass das Oberwasser das Unterwasser nicht beeinflussen kann. Auf der Wehrkrone findet ein Fließwechsel von Strömen nach Schießen statt. Damit folgt für die über das Wehr strömende Wassermenge Q die nach Poleni benannte Formel:

$$Q = \frac{2}{3} B \sqrt{2g} \left[h^{3/2} - (mh)^{3/2} \right] = \frac{2}{3} B \sqrt{2g} h^{3/2} (1 - m^{3/2}) \quad (Gl.4)$$

Q - Ausfluss über die Überfallkrone [m^3/s]

B - Wehrbreite [m^2]

g - Erdbeschleunigung [m/s^2].

h - Höhendifferenz zwischen unbeeinflusstem Oberwasserspiegel und Überfallkrone [m]

Der Term in Klammer definiert die Strahlumlenkung im Querschnitt und wird allgemein zum Überfallbeiwert μ zusammengefasst. Der Überfallbeiwert μ ist ein Maß für die Leistungsfähigkeit eines Überfalles und berücksichtigt zusätzlich vernachlässigte Einflüsse (Reibung, genaue Druck- und Geschwindigkeitsverteilung infolge Stromfadenkrümmung).

Die Abhängigkeit zwischen der Überfallhöhe h und der Überfallwassermenge Q ist durch die Überfallformel und den Überfallbeiwert μ bestimmt. Bei Verwendung der Überfallhöhe h gilt nach Poleni:

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (Gl.5)$$

Wenn genau auf der Überfallkrone die Grenztiefe $n \cdot h = 2/3 \cdot h$ auftritt, so ergibt sich der Überfallbeiwert mit $m = 1/3$ zu:

$$\mu = 1 - \left(\frac{1}{3} \right)^{3/2} = 0.08075 \quad (Gl.6)$$

2.3.1.2 Ausfluss unter Schützen

Wir betrachten Abb. 15, wo ein freier Abfluss unter einem Schütz dargestellt ist. Die Hubhöhe a sollte natürlich variierbar sein, damit eine Möglichkeit der Regelung besteht.

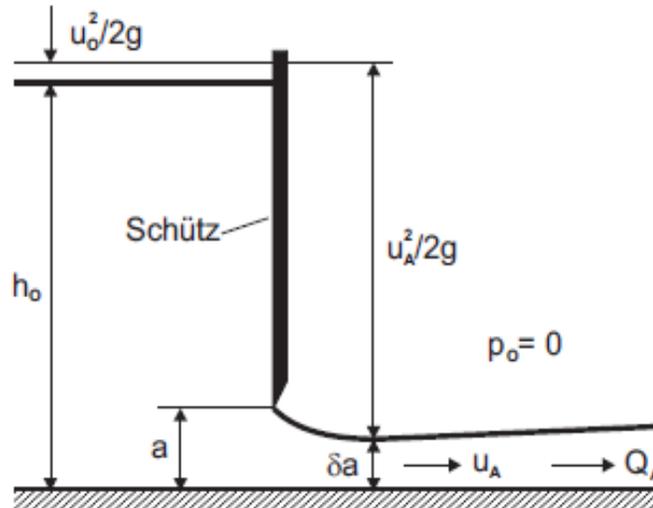


Abb. 15: Freier Abfluss unter einem Schütz (20, Malcherek, 1992)

Die Bernoulligleichung wird für eine Stromlinie zwischen der freien Oberfläche vor und hinter dem Schütz angesetzt:

$$h_0 + \frac{u_0^2}{2g} = \delta a + \frac{u_A^2}{2g} \quad (Gl.7)$$

u_0 – Zuströmungsgeschwindigkeit [m/s]

u_A – Ausflussgeschwindigkeit [m/s]

δ - Kontraktionsbeiwert

h_0 – Oberwasserstand [m]

Die Hubhöhe des Schützes ist nicht gleich der Wassertiefe des auslaufenden Strahls. Dies berücksichtigt der Kontraktionsbeiwert δ , der in Abhängigkeit von der Ausbildung der Ausflusskante Werte zwischen $0.62 \leq \delta \leq 1.0$ annehmen kann.

Die Energieverluste durch Sohreibung können vernachlässigt werden. Ferner gilt die Kontinuitätsgleichung $Q = const = u_0 B h_0 = u_A B \delta a$.

Hier kann man die Zuströmgeschwindigkeit u_0 eliminieren und es folgt für die Ausflussgeschwindigkeit u_A :

$$u_A = \sqrt{2g \frac{h_0 - \delta a}{1 - \frac{\delta a^2}{h_0^2}}} = \sqrt{\frac{2gh_0^2}{h_0 + \delta a}} \quad (Gl.8)$$

bzw. für den Abfluss Q_A

$$Q_A = A\delta \sqrt{\frac{2gh_0^2}{h_0 + \delta a}} = \mu A \sqrt{2gh_0} \quad (Gl.9)$$

$$\text{mit } \mu = \delta \sqrt{\frac{h_0^2}{h_0 + \delta a}} = \delta \sqrt{\frac{1}{1 + \delta a / h_0}} \quad (Gl.10)$$

Q - Ausfluss unter dem Schütz [m^3/s]

μ - Ausflussbeiwert

A - Öffnungsfläche [m^2]

g - Erdbeschleunigung [m/s^2]

h_S - Wassertiefe vor dem Schütz [m]

Es wurde ein Abflussbeiwert μ eingeführt. Damit kann man beliebig gestaltete Schütze durch die empirische Annahme von μ beschreiben.

Bei einer Verringerung der Hubhöhe sinkt zunächst der Abfluss Q_A . Bei konstantem Zufluss führt dies zu einer Erhöhung des Wasserstandes vor dem Schütz, sodass der Abfluss Q_A unter dem Schütz steigt.

2.3.2 Pfeiler

Die Pfeiler sind so geformt, dass sie Seitenkontraktionen des Überlaufs verursachen, ist die effektive Länge L_e die Nettolänge des Pfeilers L . Die Wirkung der Stirnkontraktionen wird durch die Verringerung der Nettolänge, wie unten angegeben ist, berücksichtigt:

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) H_e \quad (Gl.11)$$

L , L_e und H wurden schon erklärt, N ist die Zahl der Pfeiler und K_p und K_a sind die Kontraktionskoeffiziente der Pfeiler und der Wehrpfeiler. Der Grund für die Verringerung der Nettolänge ist in Abb. 16. dargestellt. Die Gesamtdruckhöhe der Krone ist H_e .

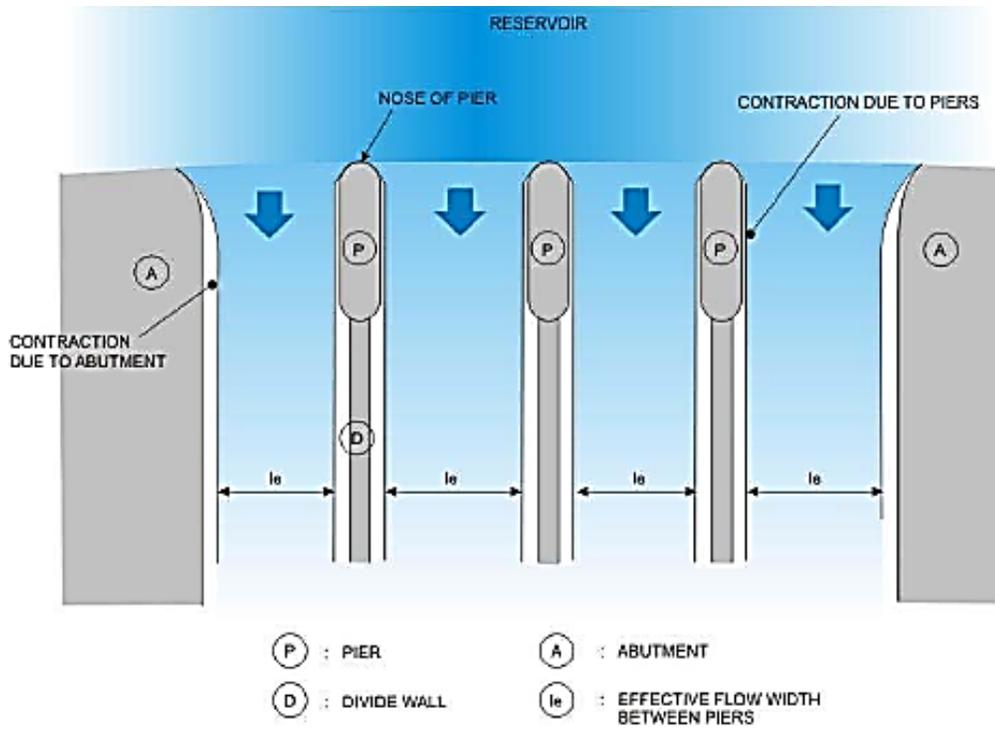


Abb. 16: Wehrpfeiler- und Pfeilerkontraktionen (21, Novak, 2004)

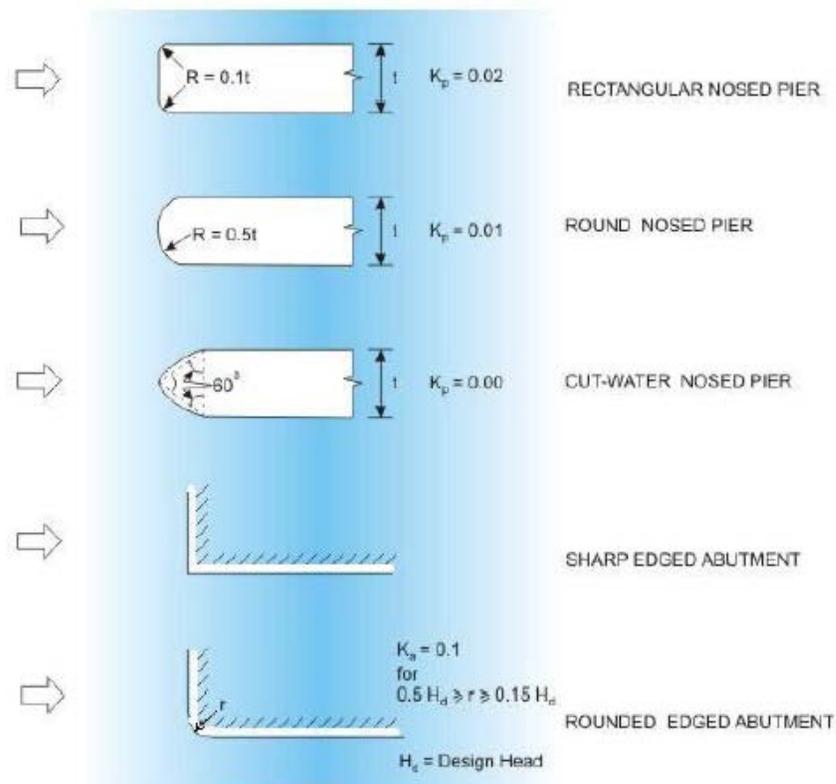


Abb. 17: Empfehlenswerte von K_p und K_a (21, Novak, 2004)

Der Kontraktionskoeffizient der Pfeiler K_p hängt von den folgenden Faktoren ab:

- Form und Lage des Pfeilers
- Dicke des Pfeilers
- Druckhöhe in Bezug auf die Entwurfsdruckhöhe
- Annäherungsgeschwindigkeit

Für den Zustand der Strömung bei der Entwurfsdruckhöhe h_d können die Durchschnittswerte der Pfeilerkontraktionskoeffiziente, wie in Abb. 18 gezeigt, in Betracht gezogen werden.

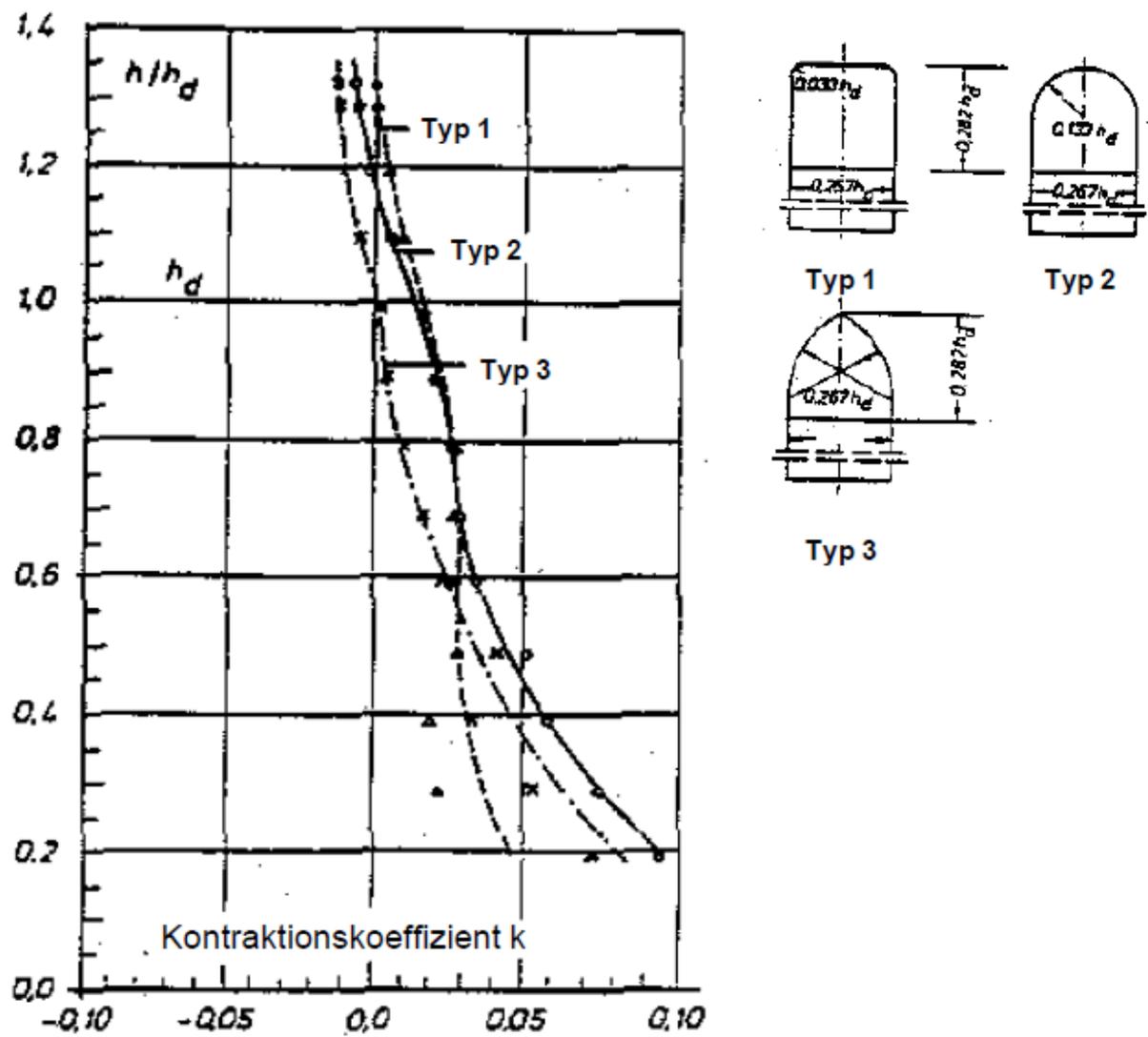


Abb. 18: Einfluss von Pfeilern auf die Abflussleistung (26, Heinemann, 2004)

3 Transportbauwerke

Das Transportbauwerk hat den schadlosen Abfluss des Hochwassers vom Einlaufbauwerk nach dem Unterwasser zu gewährleisten. Bei Schussrinnen wird es als Freispiegelgerinne ausgebildet.

Der Querschnitt ist in der Regel rechteckig. Die Dimensionen des Entlastungsgerinnes werden durch die hydraulische Erfordernisse bestimmt, die Wahl des Längsprofils wird von den geologischen und topografischen Eigenschaften beeinflusst.



Abb. 19: Schussrinne Karakaya Dam (Türkei) (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

Meistens folgen die Freispiegelgerinne dem Bodenoberflächenprofil. Im Plan sind die Freispiegelgerinne gerade oder gekrümmt und ihre Seitenwänden können parallel, konvergent, divergent oder eine Kombination sein. Neben dem Auftreten von Stoßwellen ist die Schussrinne im Bereich des Transportbauwerkes aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten der Gefahr von Kavitationserosion ausgesetzt.

3.1 Entstehung von Kavitation in Schussrinnen

Zu Kavitation kommt es in Schussrinnen, bei Unebenheiten der Sohle, im Bereich von Schützensauflagerungen, bei den Gefällsknicken, im Bereich einer längskonvexen Sohle und in den Fugen von Betonplatten.

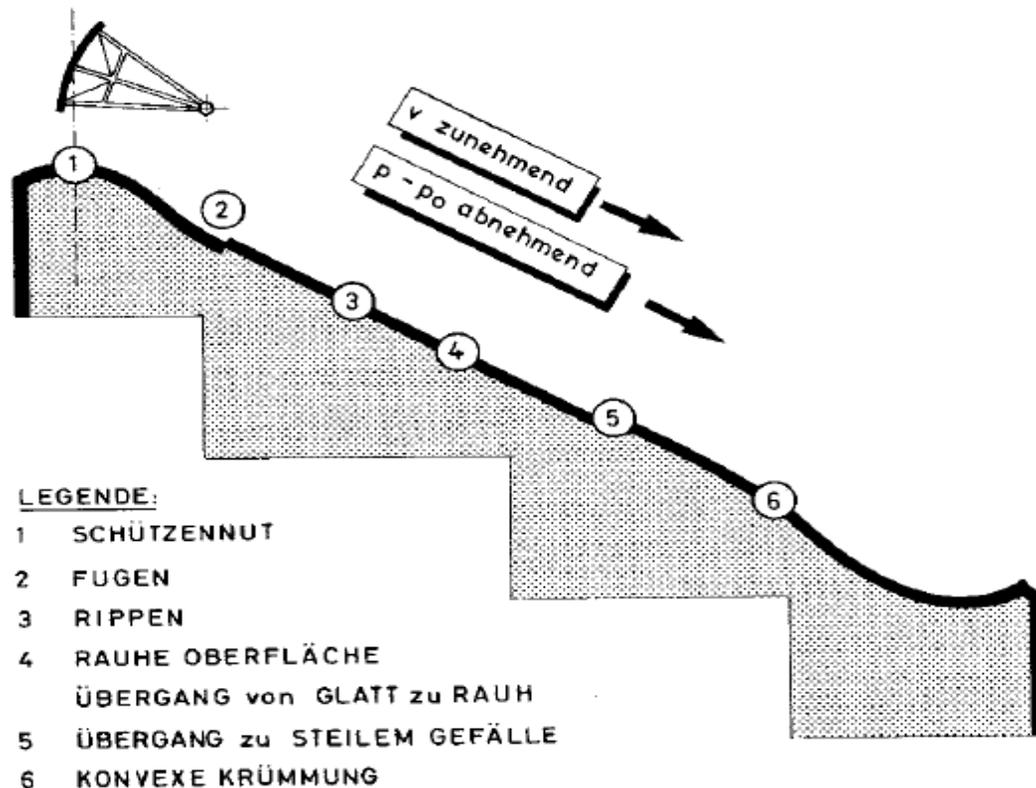


Abb. 20: Potentielle Gefahrenstellen für das Entstehen von Kavitation in Schussrinnen (10, Rutschmann, 1988)

Die bekanntesten Stellen mit häufigem Erosionsangriff entlang einer Schussrinne sind auf der Abb.20 dargestellt (Rauigkeitswechsel, Rippen, Fugen, Absätze, lokale Gefälleänderungen, Kuppen). Hier steigt die Schadensintensität in Fließrichtung, da die Geschwindigkeit ansteigt und der Druck p an der Sohle sich dem Dampfdruck nähert. Als weitere Störungen sind Übergänge von gepanzerten zu betonierten Strecken, Schützen- und Dammbalkennuten, Querschnittsänderungen etc zu nennen.

Aufgrund der großen Fallhöhen werden in Schussrinnen häufig Fließgeschwindigkeiten von 25- bis 30 m/s erreicht oder überschritten, sodass kleine Unebenheiten und Unregelmäßigkeiten im Millimeterbereich an der Betonoberfläche bereits Kavitationsschäden erzeugen können. „Nähert sich an einer bestimmten Stelle innerhalb der Strömung der örtliche Wasserdruck dem Dampfdruck, setzt die Kavitation ein.“⁴ Wenn diese Stelle sich in der Nähe der Gerinnewand oder –sohle befindet, kann dies dort zu Kavitationsschäden führen. Die dimensionslose Kavitationszahl σ ist die maßgebende Kennzahl zur Beurteilung der Kavitationsgefahr einer Schussrinne.

$$\sigma = \frac{P_o - P_D}{\rho \cdot \frac{v_0^2}{2}} \quad (Gl.12)$$

wo p_o - absoluter örtlicher Wasserdruck [N/m²]

p_D - Dampfdruck [N/m²]

ρ - Wasserdichte [kg/m³]

v_0 - örtliche Fließgeschwindigkeit [m/s]

Ein Index von $\sigma < 0.2$ wird allgemein als kritisch betrachtet und dementsprechend eine Belüftung des Abflusses mittels Sohlbelüftern gefordert. Zur Verhinderung von Kavitationsschäden ist nach Peterka eine mittlere Luftkonzentration C_a von ungefähr $0.02 < C_a < 0.07$ erforderlich.

Je kleiner diese Kennzahl an einer bestimmten Stelle innerhalb der Strömung wird, desto größer ist dort die Kavitationsgefahr. In Bereichen kleiner örtlicher Drücke und hoher Fließgeschwindigkeiten kann ebenfalls Kavitation auftreten. „Wenn die Kavitationszahl des Schussstrahles in der Nähe der Gerinnewand oder -sohle bei einem bestimmten Betriebszustand einen kritischen Wert unterschreitet, so tritt danach im Bereich höheren Drucks Kavitationserosion auf.“⁵

3.1.1 Kavitationserosion

Kavitationserosion ist ein Phänomen in hydraulischen Anlagen, die durch stark schwankende Druckunterschiede verursacht werden. Sie sind die Folge starker Änderungen der örtlichen Geschwindigkeiten für die Flüssigkeit. In Bereichen sehr hoher Geschwindigkeiten bilden sich durch Druckabsenkung Dampfblasen, die in Bereichen mit steigendem Druck schlagartig wieder zusammenfallen.

Diese Dampfblasen (Kavitationsblasen) führen beim Zusammenfall zu starken örtlichen Druckschlägen. Erfolgt dies in Bereichen von Materialwandungen, so kann es durch Schädigung der Metalloberfläche zu einer Kavitationserosion kommen. Diese Art der Erosion tritt auch in einer Flüssigkeit ohne korrosive Eigenschaften auf. Korrosive Verhältnisse in der Flüssigkeit können jedoch die Schadensbildung verstärken.



Abb. 21: Kavitationsschäden Karun Dam (Iran) (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

3.1.2 Kavitation- Begriffserklärung

Kavitation ist das Kochen von Wasser, das infolge einer Druckverminderung (Abb.22) und nicht aufgrund einer Temperaturerhöhung auftritt.

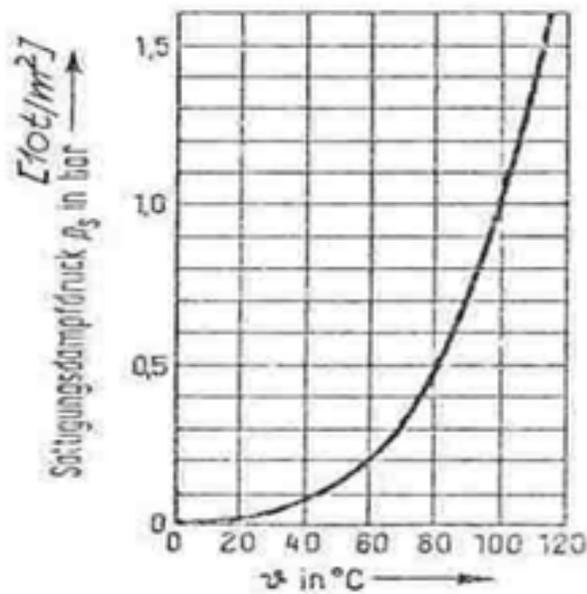


Abb. 22: Dampfdruckkurve von Wasser (4, Koschitzky, 1988)

Dort wo schießendes Wasser in einen Unterdruckbereich gerät (kleiner als der Dampfdruck), entstehen ganz minimale Dampfblasen, die sich wegen ihrer relativ großen Volumina sehr rasch ausbreiten.

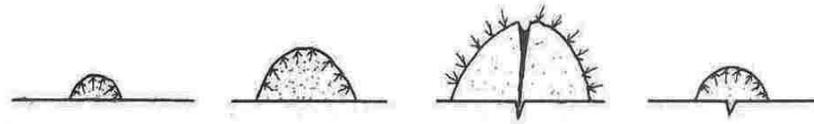


Abb. 23: Entwicklung einer Dampfblase (2, Volkart, 1988)

Die Dampfblasen (Abb.23) werden durch die Strömung weiterbewegt und geraten in einen Druckbereich (größer als der Dampfdruck), der sie zusammenbrechen lässt. Bei ihrem Zusammenfall senden sie einen Wasserstrahl aus, der gegen die Begrenzung gerichtet ist. Es handelt sich um eine Implosion. Dieser Strahl ist fein und dringt in das Feingefüge des Materials der Begrenzung ein. Er besitzt einen hohen Druck. Derzeit existiert kein Material, um Kavitation zu widerstehen. Der Vorgang ist pulsierend, es entstehen neue Blasen und sie werden an die gleiche Stelle transportiert.

Die Kavitationserosion ist demnach der durch Kavitation ausgelöste, materialzerstörende Erosionsvorgang. Der genaue Mechanismus der Zerstörung ist schwer zu beobachten und hypothetisch. Die Dampfblasen zerfallen in Mikrosekunden im Wasser, wenn sie in Gebiete höheren Drucks transportiert werden. So entstehen Implosionsdrücke von bis zu 10 kbar, die die Oberfläche zerstören. In Abb. 24 und Abb. 25 ist dieser Vorgang schematisch dargestellt. Abb. 24 zeigt wie der Prozess abläuft. Abb. 25 verdeutlicht den Zerfall einer Dampfblase.

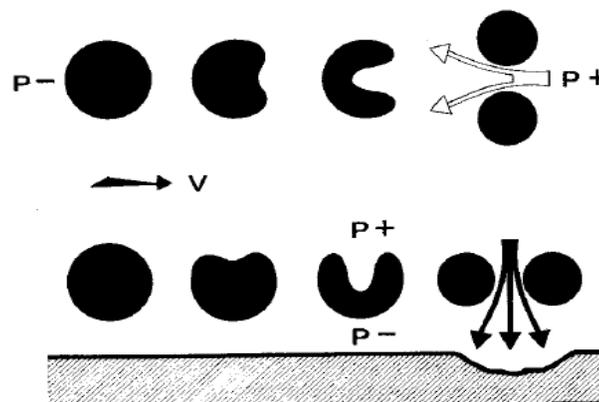


Abb. 24: Formänderung einer Kavitationsblase in Bezug auf Strömungsgebiete mit tiefem oder hohem Druck (7, Volkart, 1984)

Abb.25 gibt ausschnittsweise fünf Phasen des beobachteten Ablaufes wieder und belegt, wie sich eine Art Geschoss von der Blase abtrennt und auf die feste Berandung bewegt.

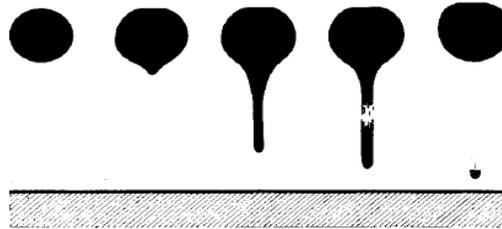


Abb. 25: Vorstellung des Blasenzerfalls mithilfe von Hochgeschwindigkeitsfotografien an einer künstlich erzeugten Kavitationsblase (7, Volkart 1984)

Obwohl die aus implodierenden Kavitationsblasen schießenden Flüssigkeitsstrahlen klein sind, enthalten sie eine nicht zu vernachlässigende Energie. Diese ist so groß, dass die Strahlen ins Gefüge des angrenzenden Materials eindringen und dessen Oberfläche aufrauen und schließlich zerstören. Mit jeder zusammenfallenden Kavitationsblase gehen zudem Schockwellen einher. Durch die dauernde Wiederholung dieses Vorgangs kommt es zu einer örtlich begrenzten aber intensiven Wechselbeanspruchung. Ist die oberste Schicht einer Berandung erst zerstört, verursacht die aufgeraute Oberfläche Kavitationsschäden.

3.1.3 Vermeidung der Kavitationserosion

Die Kavitationserosion lässt sich grundsätzlich auf drei Arten verhindern:

- Beschränkung der Unregelmäßigkeiten
- Resistente Gerinnwand- und -sohle
- Sohlennahe Belüftung

Die Kavitationserosionsschäden an den Betonschussrinnen können vermindert werden, wenn man die zulässigen Oberflächentoleranzen auf ein vertretbares Maß beschränkt. Die Herstellung der Schussrinne wird entsprechend teuer, wenn die Anforderungen an die Oberflächenbeschaffenheit gehalten werden und mehr Sorgfalt bei der Bauausführung erforderlich ist.

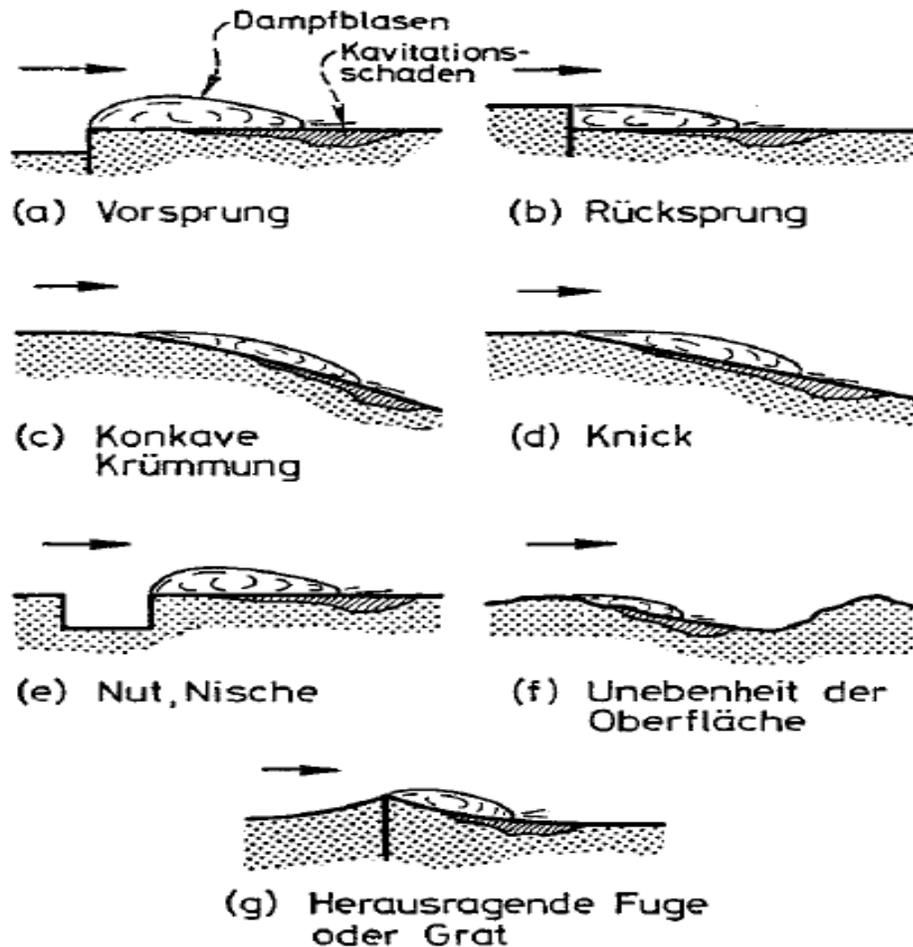


Abb.26: Beginnende Kavitationserosion unterhalb von typischen Unregelmäßigkeiten an der Betonoberfläche (10, Rutschmann, 1988)

Auf der Abb. 26 sind einige typische Unregelmäßigkeiten ersichtlich. Es wird gezeigt, wie diese Unregelmäßigkeiten zu einer beginnenden Kavitationserosion führen können. Die Oberfläche wird nicht an der Störquelle selber zerstört, an der sich die Dampfblasen bilden, sondern immer etwas unterhalb davon, wo die Dampfblasen kollabieren.

Die Herstellung einer resistenten Sohle mittels Stahlpanzerung ist teuer, sodass bereit verschiedene Spezialbeschichtungen wie Epoxidharz, Stahlfaserbeton usw. vorgeschlagen wurden. „Das Epoxidharz ist an sich recht wirksam, jedoch wird an seiner Altersbeständigkeit unter Feuchtigkeit und Temperaturbeanspruchung gezweifelt.“⁶ Der Stahlfaserbeton ist umstritten, weil die als Armierung gedachten Stahlfasern in Oberflächennähe rosten. Geeignete Materialien sind: Stahlpanzerung, Polymerlisierter Beton, Polymerisierter Stahlfaser-Beton und Stahlfaser-Beton.

3.1.4 Belüftung – die wirksamste Maßnahme gegen Kavitation

Die Maßnahmen zur Beherrschung der Kavitation sind entweder konstruktiv oder finanziell ungünstig. Zahlreiche Untersuchungen haben gezeigt, dass das effizienteste Verfahren, um die Kavitation zu bewältigen, die Belüftung ist. Als wirksames Mittel gegen Kavitation hat sich die sohlennahe Belüftung der Hochgeschwindigkeitsströmung herausgestellt. Zahlreiche Untersuchungen vieler Forscher haben gezeigt, dass „Kavitationsschäden dauerhaft nur durch eine Strömungsbelüftung verhindert werden können.“⁷ Die sohlennahe Belüftung verlangt weder eine perfekte Formgebung der Schussrinne noch eine kostspielige Spezialbeschichtung. Ihre Wirkung beruht darauf, dass sie die sohlennahe Strömung in ein Wasser-Luft-Gemisch verwandelt, das keine Kavitationserosion verursacht.

Schon im Jahre 1953 entdeckte Peterka einen Zusammenhang zwischen der Erosionsrate einer Strömung und deren Luftkonzentration. Bei einem Test mit Wassergeschwindigkeiten von 35 m/s baute er horizontal unterströmte, einheitliche Betonproben ein und reicherte den Abfluss mit Luft an (Abb. 27).

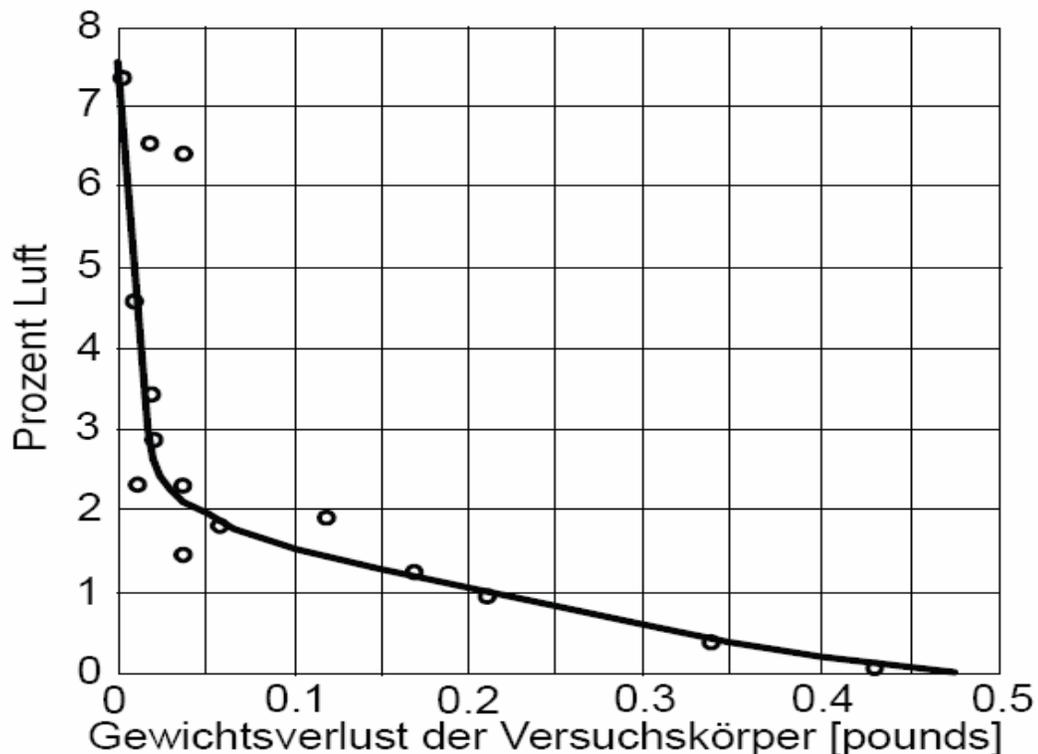


Abb. 27: Beziehung zwischen der Luftkonzentration einer Strömung und dem Gewichtsverlust der Versuchskörper (9, Peterka, 1953)

Diese Tests zeigten, dass die Kavitationserosion schon bei einem geringen Luftanteil von lediglich 2 % nur noch etwa ein Zehntel des unbelüfteten Abflusses erreicht, bei etwa 7 % verschwindet sie. Bei einem Luftgehalt von rund 7 % kann Kavitationserosion vermieden werden. Dieser Wert hat auch gewisse Schwachpunkte wie:

- Kavitationsschäden hängen entscheidend mit der Festigkeit des zu kavitierenden Materials zusammen
- Die erosive Tendenz von Kavitation hängt von der Abflussgeschwindigkeit des Wassers ab
- „Die Luftkonzentration wurde als mittlere Konzentration bestimmt. Maßgebend dürfte aber eher die aktuelle Konzentration an der Begrenzung des kavitationsgefährdeten Materials sein.“⁸

3.1.5 Typen von Sohlenbelüftern

Zuerst wurden solche Einbauten, welche kavitationsgefährdete Grundablässe oder Hochwasserentlastungen künstlich mit Luft anreicherten, von russischen, später auch von amerikanischen Ingenieuren angewandt. Mithilfe eines Absatzes, Grabens oder einer Rampe wird eine Unterdruckzone erzeugt, die mit einer Luftzufuhrmöglichkeit ausgestattet ist. Diese Einbauten wirken wie Luftstrahlpumpen. Wenn der Belüfter überströmt wird und der Schussstrahl von der Schussrinnensohle abhebt, werden durch Impulsaustausch zwischen Wasser- und Luftströmung, turbulente Mischungseffekte im belüfteten Raum unterhalb des Strahles durchgeführt. Durch den Unterdruck wird die Luft beschleunigt und in das Wasser eingemischt.

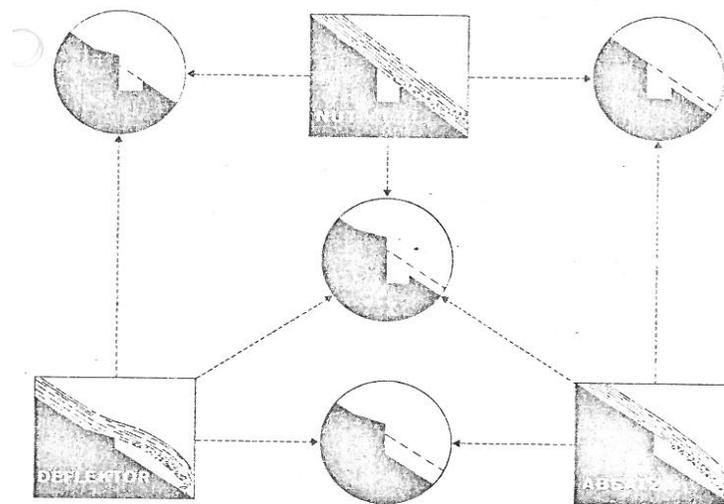


Abb. 28: Die Haupttypen von Sohlenbelüftern und deren Kombinationsmöglichkeiten (7, Volkart, 1984)

Die verschiedenen Bauformen für Belüfter sind anhand der Abb. 28 ersichtlich. Allen gemeinsam ist die Absicht, bei vertretbarem baulichem Aufwand ein Höchstmaß an Luft über die gesamte Gerinnebreite einzubringen und das Luftzufuhrsystem sicherzustellen. Eine Störung des Abflusses wird angestrebt.

Drei einfache Grundtypen sind zu unterscheiden: der keilartige Deflektor, der treppenförmige Absatz und die breite Sohlennut.

Der Deflektor wurde schon als nachträgliche Schutzmaßnahme eingebracht. Heutzutage weist er konstruktive Höhen zwischen 0,10 und 1,0 m auf und hebt sich über Längen von 2 bis 3 m unter 8 bis 10 % von der Sohle ab. Er hat den größten Einfluss auf die sohlennahen Schichten und „wirkt auf die Versprühtendenz und auf die Wurfweite niedriger und mittlerer Abflüsse.“⁹

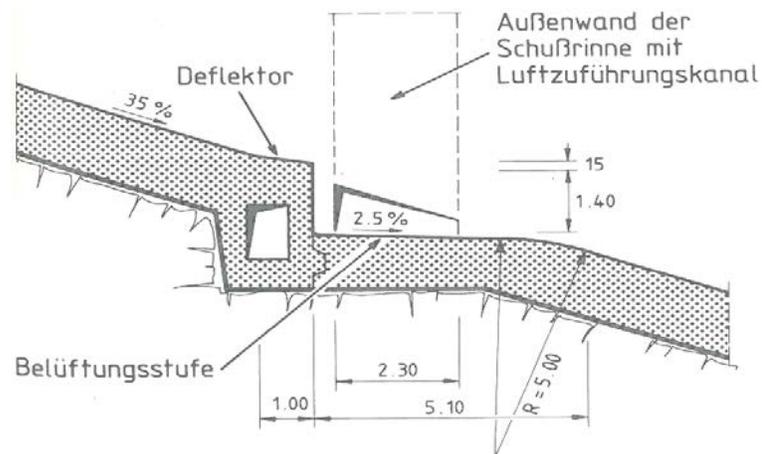


Abb. 29: Belüfter mit Deflektor (11, Rutschmann, 1988)

In der Schussrinnen erfolgt der künstliche Lufteintrag durch separate seitliche Luftzuführungskanäle. Die Belüftung des Strahles an der Sohle wird durch die Kombination von Deflektor und Belüftungsstufe erreicht.

Die Absätze, die 1 bis 2 m Höhen aufweisen, geben bei höchsten Abflüssen genügend Sprunglänge für die Luftaufnahme und ausreichend Raum für die Luftzuführung. Bei niedrigen Abflüssen ist die Belüftungswirkung gering.

Die Sohlennuten werden in Tunnels nach Schützen eingesetzt. In Schussrinnen können sie Tiefen zwischen 1,0 und 2,5 m aufweisen und werden meist mit anderen Grundtypen kombiniert. In der Praxis werden die Kombinationen von Absätzen und kleinen Deflektoren eingebaut. Bei breiten Rinnen kann der Bedarf an Ventilationsquerschnitt Anlass zur gleichzeitigen Realisierung von Nut, Deflektor und Absatz geben.

3.1.6 Konstruktion und Funktionsprinzip des Belüfters

Die Belüftung wird mithilfe eines Belüfters, die an die Schussrinnensohle liegt, erreicht.

Ein Sohlbelüfter besteht aus zwei Hauptelementen, und zwar:

- dem Sohlbelüfter und
- dem Luftzufuhrsystem

Für alle Bauausführungen ist das Wirkungsprinzip ähnlich:

Wenn das Wasser über einen Sohlbelüfter fließt, wird Luft der Wasserströmung beigemischt und von dieser weitertransportiert. Bei diesem Vorgang wird die Luft durch das Ventilationssystem ständig angesaugt. Infolge der Verluste in der Luftzufuhr herrscht in dem Hohlraum unter dem Wasserstrahl ein Mitteldruck, dessen Wert kleiner als der atmosphärische Druck ist. Somit entsteht zwischen Ober- und Unterseite des Wasserstrahles eine Druckdifferenz Δp .

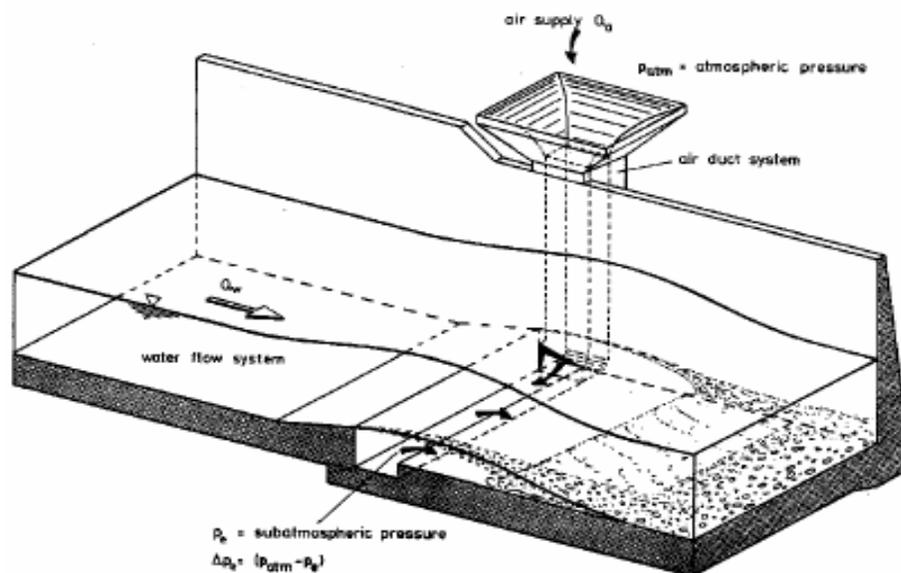


Abb. 30: Prinzipbild eines Sohlbelüfters in einer Schussrinne mit den Strömungsverhältnissen (4, Koschitzky, 1988)

Stromabwärts von der Belüfterkante trifft der Strahl wieder auf den Gerinneboden und die eingemischten Luftblasen des Strahles streben danach, durch ihren Auftrieb von der Sohle weg zur Wasseroberfläche zu wandern. Das bedeutet, dass der Luftgehalt der Strömung in unmittelbarer Nähe des Gerinnebodens in Strömungsrichtung abnimmt, bis er letztlich den Schwellenwert von 5 % unterschreitet. An dieser Stelle der Schussrinne sollte dann ein neuer Belüfter eingebaut werden.

Schussrinnenbelüfter müssen die folgenden drei Kriterien erfüllen:

- „Die eingetragene Luft und deren Verteilung im Abfluss müssen für die maßgebenden Zustände reichen, damit eventuelle Kavitationsschäden verhindert werden können.
- Es muss eine einfache und wirtschaftlich günstige Konstruktion gestaltet werden.
- Es wird danach gestrebt, keine unerwünschten hydraulischen Phänomene zu erzeugen“¹⁰

Der Wirkungsgrad eines Wasserstrahlbelüfters wird gewöhnlich als Quotient aus der Leistung der angesaugten Luft und der Leistung des Antriebswassers definiert. Er hängt von der Formgebung des Belüfters ab und ist für eine ganz bestimmte Menge des Antriebswassers geeignet. Allerdings wird dessen Wirkungsgrad selten ausgerechnet; an seiner Stelle führt die einschlägige Literatur meist nur den Quotienten β aus der angesaugten Luftmenge und der abfließenden Wassermenge an:

$$\beta = Q_L / Q_W \quad (Gl.13)$$

mit Q_L - angesaugte Luftmenge

Q_W - abfließende Wassermenge

Der Belüfter soll 30 – 50 % Luftkonzentration in Sohlennähe eintragen. Die Luftkonzentration sinkt stromabwärts, weil die Luftblasen aufsteigen. Die Abnahme der Luftkonzentration beträgt pro Laufmeter Rinnenlänge ca. 0,5 - 0,8 %. Daraus ergeben sich die Abstände der Belüfter mit 50 - 80 m damit noch ca. 5 % Luftkonzentration in Sohlennähe garantiert ist.

3.1.7 Luftzufuhrsystem

Eine Schussrinnenbelüftung ermöglicht die Belüftung eines Schussstrahles, damit er frei durch die Luft springen zu können.

Die Zufuhr von Luft kann auf verschiedene Weise erfolgen. In der Praxis sind die folgenden zwei Möglichkeiten grundsätzlich machbar:

a) Systeme, bei denen eine Störung der Abfluss von einer seitlichen Bewandung abgehoben wird, und mittels dieser Systeme kann die Luftzufuhr zwischen dem Wasserstrahl und der Bewandung ermöglicht werden. Als Beispiele können erwähnt werden:

- Pfeiler oder Trennwände im Abfluss, welche abrupt enden,
- Rampen, Stufen oder Nischen in Seitenwänden, Trennwänden oder Pfeilern

b) Systeme, die einen speziellen Luftzufuhrschacht in oder an einer Bewandung bieten. Es wird zwischen verschiedenen Geometrien differenziert:

- der Luftzufuhrschacht endet an der Seitenbewandung, oder
- die Querverteilung der Luft unter dem Schussstrahl wird mittels eines künstlich geschaffenen Luftverteilsystems ermöglicht.

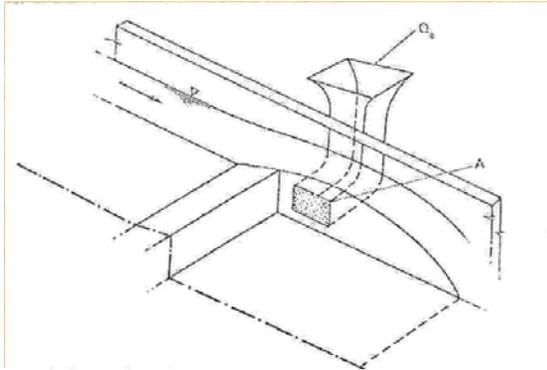


Abb. 31: Luftzufuhrsystem (5, Vischer, 1987)

Die Systeme vom Typ b) werden in der Praxis am meistens eingesetzt. Der Vorteil dieses Systems ist die Geometrie des Lufteinlasses, die unter allen Bedingungen gleich ist.

3.2 Hydraulische Bemessung der Belüfter

Bei der Dimensionierung von Schussrinnen mit Sohlbelüftern soll für eine vorliegende Anlagensituation der Sohlbelüfertyp, dessen Einbauort, der Belüfteranstand, die Anzahl und das Luftzufuhrsystem festgelegt werden.

Es muss auch die Veränderung des Abflussgeschehens in der Schussrinne durch den Einbau der Belüfter bestimmt und die Auswirkungen der Belüftung auf die Energieumwandlungsanlage berücksichtigt werden. In diesem Sinne wird ein Dimensionierungskonzept angefertigt (Abb. 32). Hier wird sowohl auf die Berechnung der Schussrinnenströmung ohne Sohlbelüftung, als auch auf die Abschätzung der Kavitationsgefahr entlang des Fließweges, die verschiedenen Maßnahmen zur Vermeidung von Kavitationsschäden und auf die Sohlbelüftung eingegangen.

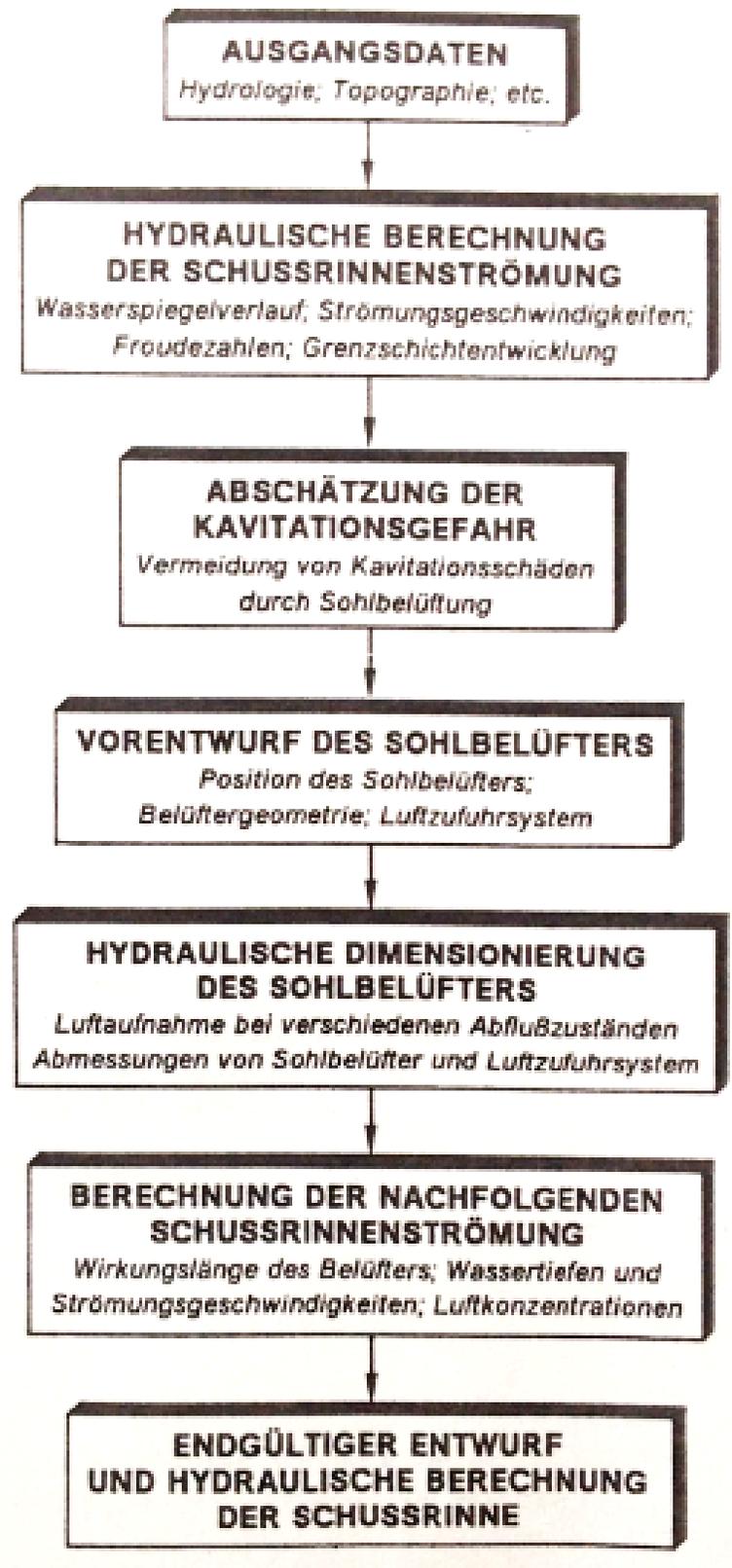


Abb. 32: Bestandteile des Dimensionierungskonzeptes (12, Pfister, 2008)

Die Belüftungseinbauten können mit der bekannten Wasserstrahlpumpe verglichen werden. Die Fördermenge ergibt sich nicht nur aus der Charakteristik der Pumpe, sondern ebenso aus derjenigen des Zufuhrsystems (Abb. 33).

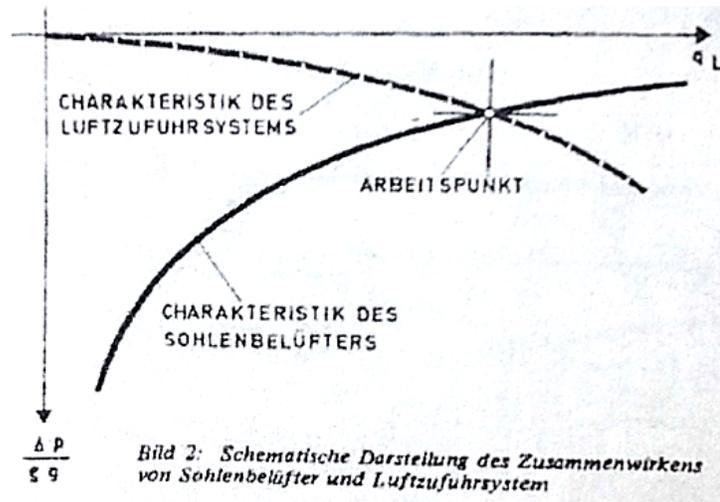


Abb. 33: Schematische Darstellung des Zusammenwirkens von Sohlenbelüfter und Luftzufuhrsystem (10, Rutschmann, 1988)

Abb. 33 zeigt das Zusammenwirken der zwei Systeme bei Belüftungseinbauten. Modellmessungen erlauben es, auf einfache Weise eine Pumpcharakteristik zu bestimmen, indem man bei einem bestimmten Abflusszustand den Lufteintrag in Funktion des Unterdrucks misst.

Ein dimensionsanalytisches Verfahren ist zu empfehlen, weil die genaue physikalische Vorgänge des Lufteintrags durch einen Belüfter nicht bekannt sind. Unter der Voraussetzung einer gegebenen Belüfter- und Schussrinnengeometrie kann der folgende Zusammenhang erwartet werden:

$$\beta = \frac{q_a}{q_w} = f \left(Fr, \frac{\Delta P}{\rho_w \cdot g \cdot y_w} \right) \quad (Gl.14)$$

wobei

β - Lufteintragskoeffizient

q_A – spezifischer Lufteintrag [m^3/sm]

q_W – spezifischer Lufteintrag [m^3/sm]

Fr – Froude – Zahl $= v/(g \cdot h)^{1/2}$

ΔP – negativer Druck unter dem Strahl [kPa]

g - Erdbeschleunigung [m/s^2]

ρ_w – Wasserdichte [kg/m^3]

y_w – Wassertiefe [m]

Die Auftragung der Ergebnisse auf der Abb. 34 erklärt, dass mit wachsender Froudezahl und mit abnehmendem Druckparametersbetrag die spezifische Lufteintragsrate zunimmt. Ein wesentlicher Lufteintrag beginnt erst ab einem gewissen Wert der Froudezahl, der als kritische Froudezahl Fr_{krit} bezeichnet wird. Fr_{krit} ist von der Belüftergeometrie abhängig.

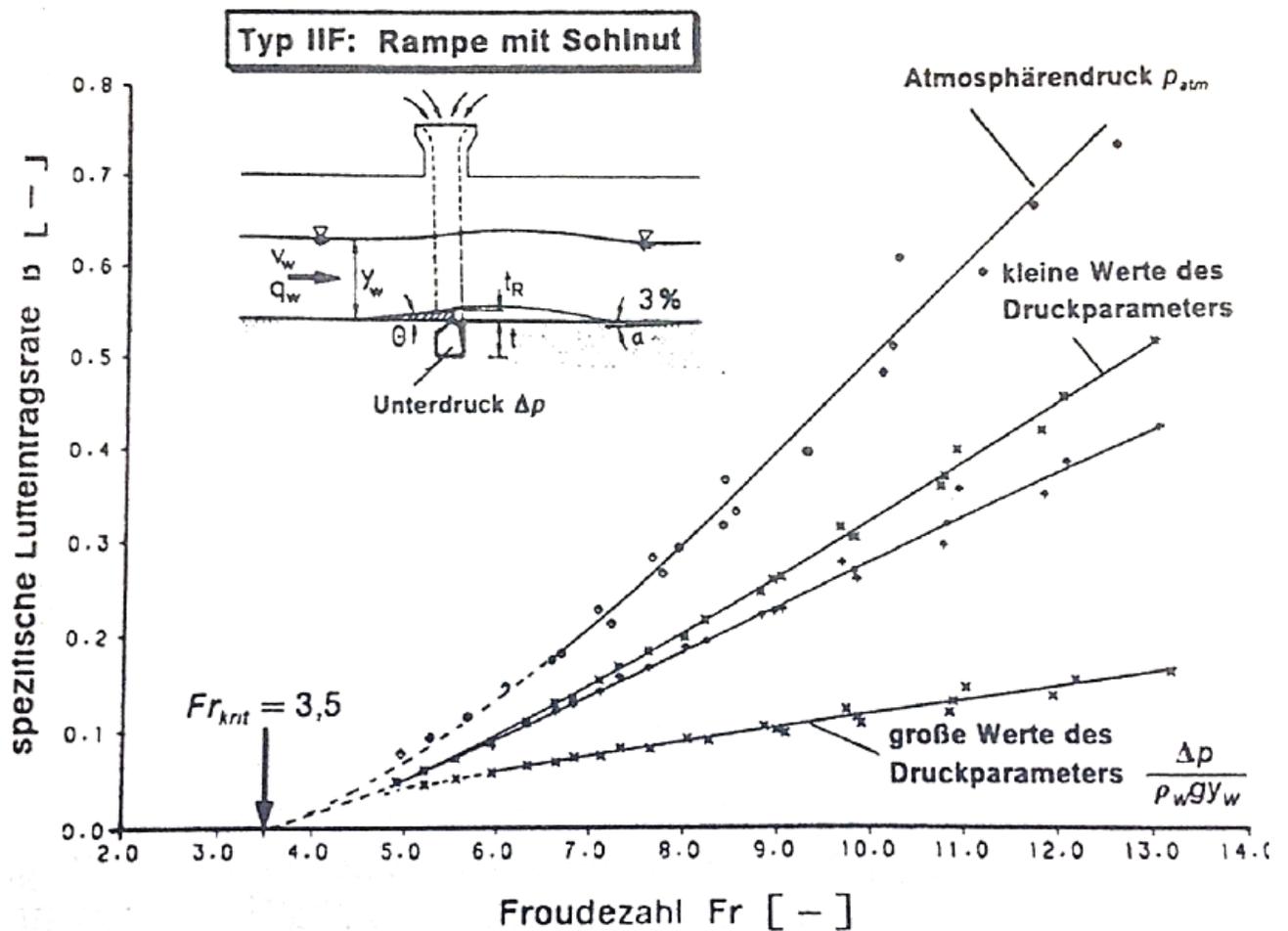


Abb. 34: Abhängigkeit der Lufteintragsrate von der Froudezahl der Wasserströmung und dem Unterdruck im Sohlbelüfter (4, Koschitzky, 1988)

Die Lufteintragsfunktion β_0 für eine Belüftergeometrie ($\Delta p=0$) kann durch den Ansatz bestimmt werden:

$$\beta_0 = C1(Fr_1 - Fr_{krit})^{C3} \quad (Gl.15)$$

Der Zusammenhang zwischen der Lufteintragsrate und dem Unterdruck erwies sich als linear, so dass er dargestellt werden kann:

$$\beta_p = \beta_0 - C2(\Delta p / \rho_w \cdot g \cdot y_w) \quad (Gl.16)$$

Wobei der Koeffizient C2 mit wachsender Froudezahl ansteigt.

Mit Hilfe dieser Erkenntnisse soll die Lufteintragsfunktion für beliebige Froudezahlen und variablen Unterdruck im Sohlbelüfter bestimmt werden:

$$\beta = C1(Fr - Fr_{krit})^{C3} (1 - C2\Delta p / \rho_w \cdot g \cdot y_w) \quad (Gl.17)$$

Die Zusammenstellung der Koeffizienten für die Lufteintragsfunktion wird auf der Abb. 35 dargestellt.

spezifische Lufteintragsfunktion $\beta = C1(Fr - Fr_{krit})^{C3} (1 - C2 \frac{\Delta p}{\rho_w \cdot g \cdot y_w})$						
Sohlbelüfter		C3 variabel			C3 = 1,5 = const.	
Typ	Fr_{krit}	C1	C3	C2	C1	C2
I A	4,2	0,0196	1,565	0,4784	0,0205	0,0001
I B	3,2	0,0174	1,714	0,9092	0,0228	0,0001
I C	2,8	0,0168	1,854	1,5325	0,0247	0,0325
II D	3,8	0,0238	1,437	1,0970	0,0197	1,0920
II E	3,5	0,0182	1,585	1,3573	0,0212	1,3400
II F	3,5	0,0253	1,500	1,4448	0,0253	1,4447

Abb. 35: Koeffizienten für die Lufteintragsfunktion der untersuchten Sohlbelüftergeometrie (4, Koschitzky, 1988)

Bis heute existieren noch keine geschlossenen Ansätze, bei denen aller aufgeführten Phänomene berücksichtigt werden, für eine exakte Berechnung des Lufteintrags an einem Sohlbelüfter und der Wasser- Luft- Gemisch- Strömung unterstrom des Belüfters. Die praktische Ausführungen zeigen, dass es verschiedene Typen von Sohlbelüftergeometrien vorhanden sind (Abb. 36). Sie können mithilfe einer empirischen Lufteintragsfunktion unter Berücksichtigung der Luftströmung im Sohlbelüfter ermittelt werden. Es kann auch unterstrom des Sohlbelüfters durch eine Betrachtung mithilfe der üblichen hydraulischen Berechnungsverfahren der Einfluss der Sohlbelüftung auf die Strömung erfasst werden. Hier ist sehr wichtig, dass eine Wasserströmung mit Sohlbelüftung höhere Geschwindigkeiten als ohne Sohlbelüftung aufweist.

spezifische Lufteintragsfunktion $B = C_1(Fr - Fr_{krit})^{C_3} (1 - C_2 \frac{\Delta p}{\rho_w g y_w})$								
Belüfbertyp	α	θ	Skizze	C1	C2	C3	Fr_{krit}	Bemerkungen
Stufe Sohlnut	51°	-		0,013 $\pm 0,005$	0,86 $\pm 0,10$	1,27 $\pm 0,15$	1,9 $\pm 0,2$	Daten und Fr_{krit} aus [18]
Rampe + Stufe Sohlnut	51°	4°		0,056 $\pm 0,01$	1,87 $\pm 0,15$	1,15 $\pm 0,15$	1,0 $\pm 0,2$	Daten und Fr_{krit} aus [18]
Rampe + Stufe Sohlnut	51°	$5,7^\circ$		0,065 $\pm 0,005$	2,35 $\pm 0,20$	1,15 $\pm 0,15$	1,01 -	Daten und Fr_{krit} aus [8]
Rampe + Stufe schmale Sohlnut	51°	$4,4^\circ$		0,045 $\pm 0,005$	2,20 $\pm 0,10$	1,16 $\pm 0,05$	0,68 -	Daten und Fr_{krit} aus [8]
Rampe + Stufe schmale Sohlnut	51°	$5,7^\circ$		0,055 $\pm 0,005$	3,16 $\pm 0,10$	1,18 $\pm 0,05$	0,67 -	Daten und Fr_{krit} aus [8]
Rampe + Stufe schmale Sohlnut	51°	$7,4^\circ$		0,055 $\pm 0,005$	4,00 $\pm 0,10$	1,26 $\pm 0,05$	1,05 -	Daten und Fr_{krit} aus [8]
Rampe	$14,5^\circ$	$7,1^\circ$		0,039 $\pm 0,010$	1,06 $\pm 0,01$	1,55 $\pm 0,10$	3,0 $\pm 0,5$	Daten und Fr_{krit} aus [18]
Rampe Typ IA Typ IB Typ IC	$20,3^\circ$	$5,2^\circ$ $6,54^\circ$ $7,9^\circ$		0,0196 0,0174 0,0168	0,478 0,909 1,532	1,565 1,714 1,854	4,2 3,2 2,8	eigene Versuche in [5]
Rampe Typ IID Sohlnut Typ IIE Typ IIF	$1,71^\circ$	$5,71^\circ$		0,02 $\pm 0,005$	1,25 $\pm 0,25$	1,5 $\pm 0,10$	3,7 $\pm 0,2$	eigene Versuche in [5]

Abb. 36: Anhaltswerte für die Koeffizienten der Lufteintragsfunktion für verschiedene Sohlbelüfbertypen (4, Koschitzky, 1988)

3.3 Wasserspiegelverlauf ohne Belüftung

Die schrittweise Berechnung der Schussrinne beginnt in der Regel am Gefällenknickpunkt mit der Randbedingung Grenztiefe und wird mit der Strömungsrichtung durchgeführt. Berechnungsgrundlage ist die Energiegleichung (Bernoulli – Gleichung) und die Kontinuitätsgleichung.

Das dh Verfahren erfordert eine Annahme des unbekanntes Wasserstandes an dieser Stelle. In der Berechnungsschleife werden die Geschwindigkeit in diesem Schnitt und das mittlere Energiegefälle I_E für den Berechnungsabschnitt ermittelt.

Die Wasserspiegellagenberechnung wird vor allem für Gerinne benützt, die wegen der Änderung des Querschnitts, des Gefälles oder der Rauheit keine integrale Lösung der Wasserspiegellagenberechnung ermöglicht. Das allgemeine Systembild wird auf der Abb. 37 gezeigt. Bei flachen Gerinnen (Abb. 37 rechts) wird der Unterschied zwischen senkrechter Wassertiefe und Höhe des Fließquerschnitts senkrecht zur Sohle vernachlässigt. Hier wird zwar das Gefälle der Gerinnesohle berücksichtigt, aber in den Gleichungen der Winkel nicht und $\cos\alpha = 1$ gesetzt.

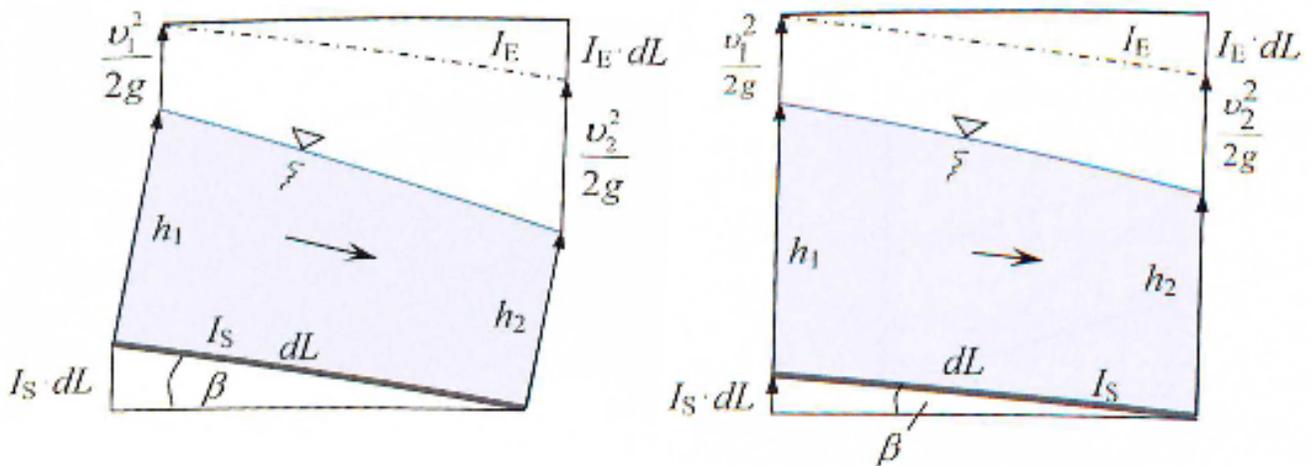


Abb. 37: Systembild Wasserspiegellagenberechnung – für steile Gerinne (links), für flache Gerinne (rechts) (8, Jirka, 2004)

Je nach Auflösung der Bernoulli – Gleichung der beiden Schnitte (1 und 2) in Abb. 37 nach dh oder dL unterscheidet man das dh - oder das dL - Verfahren, das bei der Berechnung in die Differenzgleichung Δh oder ΔL übergeht.

Die Gleichung der Wasserspiegellage beim Δh - Verfahren ist:

$$\Delta h = \frac{(I_s - I_E) \Delta L - \varepsilon \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}}{\cos \beta} \quad (Gl.18)$$

Nach Bild 37 (rechts) vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$\Delta h = (I_s - I_E) \Delta L - \varepsilon \frac{\Delta v \cdot v_m}{g} \quad (Gl.19)$$

h – Wasserstand [m]

I – Gefälle [%]

L – Länge [m]

v – Geschwindigkeit [m/s]

g – Erdbeschleunigung [m/s²]

Das sogenannte ΔL - Verfahren berechnet ausgehend vom gegebenen Randwert (für strömenden Abfluss ist das der Wasserstand des Unterwassers und für schießenden Abfluss der Wasserstand des Oberwassers) unter Annahme der neuen Werte direkt die Entfernung ΔL zum betrachteten Abschnitt. Dieses Verfahren ist sehr empfindlich bei einer falschen Annahme des Wasserstandes:

$$\Delta L = \frac{(h_2 - h_1) \cos \beta + \varepsilon \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}}{I_s - I_E} = \frac{\Delta h \cos \beta + \varepsilon \frac{\Delta v \cdot v_m}{g}}{I_s - I_E} \quad (Gl.20)$$

Der Beiwert ε für Querschnittsänderungen wird erfahrungsgemäß bei:

- Abschnitten ohne Querschnittsänderung $\varepsilon = 1$,
- allmähliche Querschnittsänderung $\varepsilon = 2/3$,
- plötzliche Querschnittsänderung $\varepsilon = 1/2$.

3.4 Wasserspiegelverlauf bei Selbstbelüftung

Es werden drei Bereiche bei der selbstbelüfteten Schussrinnenströmung unterschieden:

- Der Bereich mit keiner Luftaufnahme, in dem die Turbulenzgrenzschicht die Wasseroberfläche erreicht.

- Der Bereich mit Luftaufnahme, in dem die Luftkonzentration nicht konstant entlang der Schussrinne ist.
- Der Bereich mit einer vollständigen Luftaufnahme, in dem die Luftkonzentration entlang der Schussrinne konstant ist.

Der mittlere Verlauf wird in zwei Bereiche gegliedert. Der erste ist ein Bereich, in dem sich die Belüftung entwickelt, aber die Luft nicht die Schussrinnensohle erreicht. In dem zweiten erreicht die Luft die Sohle, aber die Luftkonzentration schwankt entlang der Rinne.

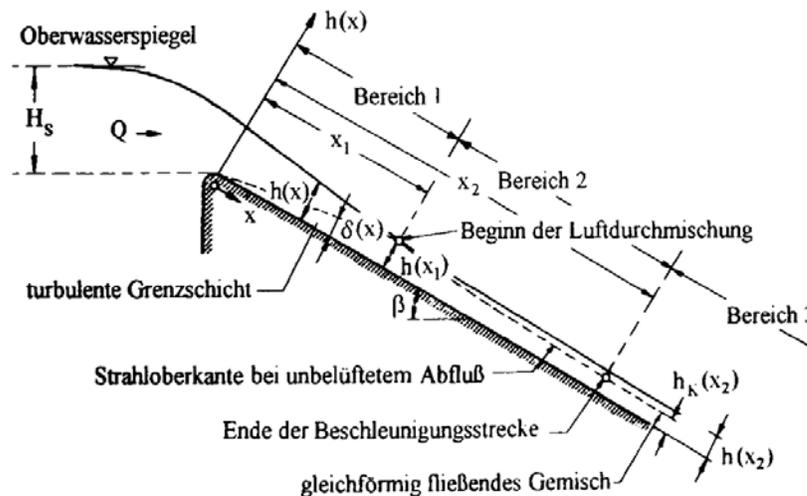


Abb. 38: Selbstbelüfteter Abfluß in einem steilen Rechteckgerinne (1, Drobir, 1994)

Hier kann man folgende Vorgänge beobachten:

- Die Luftdurchmischung beginnt an der Wasseroberfläche, wo die Turbulenz zunimmt. Die Grenzschicht der Turbulenz erreicht die Strahloberfläche.
- Die Eintrittsturbulenz ist von der Anlaufstreckenlänge x_1 beeinflusst.
- Es wird eine turbulente Grenzschicht unter dem Einfluss des Sohlwiderstandes gebildet.

Die Grenzschicht der Überfallkrone wächst zwischen einer Zone mit geringen Verwirbelungen und einem Bereich mit großen Turbulenzwirbeln linear, bis zum Erreichen der Wasseroberfläche an. Dieser Ort zeigt den Beginn des Lufteintrages und wird Selbstbelüftungspunkt genannt. Die Rauheit der Berandung führt zur Entstehung der Turbulenz. Infolge der Strömungsbeschleunigung sinkt die Fließtiefe bis zu dem Punkt des Lufteintrages und wächst danach aufgrund des Lufteintrages bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes an. Die Stelle des Selbstbelüftungspunkts und die Fließtiefe kann man nur rechnerisch bestimmen.

Schlichting hat später die Dicke der Grenzschicht festgestellt:

$$\frac{\delta}{x} = 0,37 \left(\frac{U_x}{\nu_f} \right)^{-0,2} \quad (Gl.24)$$

x - Abstand [mm]

U - Geschwindigkeit der Strömung [m/s]

δ - Abstand von der Grenze, bei dem sich die Geschwindigkeit 99% des U -Wertes nähert [mm]

ν_f - kinematische Wasserviskosität [m²/s]

3.4.1.1 Beginn der Luftaufnahme an der Strahloberfläche:

Die Luftaufnahme beginnt an der Stelle „ x_1 “ im Übergang vom „Bereich 1“ zum „Bereich 2“. Mit Hilfe der Näherungsverfahren von WOOD kann man diese berechnen:

$$\frac{x_1}{k} = 13,6 \cdot (\sin \beta)^{0,0796} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \beta \cdot k^3}} \right)^{0,713} \quad (Gl.25)$$

$$\frac{h(x_1)}{k} = 0,223 \cdot (\sin \beta)^{-0,04} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \beta \cdot k^3}} \right)^{0,634} \quad (Gl.26)$$

k – die absolute Rauigkeit des Betons

Es existieren zwei Betrachtungen der Länge des Bereiches 1:

Wenn die Länge des Bereiches 1 größer als die Schussrinnenlänge ist, dann wird keine Lufteinmischung erwartet. Sonst kommt es vor dem Schussrinnenende zur Selbstbelüftung des Schussstrahles.

Der Vorteil des Lufteintrages ist die Verminderung von Kavitationsschäden an der Schussrinnensohle. Laut Chanson wird die Kavitationsgefahr an Schussrinnen verringert, sobald die Luftkonzentration an der Sohle 1 bis 2 % beträgt. „Ab einem Wert von 5 bis 8 % kann Kavitation praktisch ausgeschlossen werden.“¹¹

3.4.1.2 Lage der vollständig belüfteten Strömung

Bis jetzt sind noch keine Untersuchungen bezüglich der Lage der vollständig belüfteten Strömung durchgeführt worden. Es wird gezeigt, dass der Luftgehalt konstant gehalten werden kann, aber der notwendige Abstand für seine Entwicklung ist noch nicht festgelegt.

Keller und Wood haben nachgewiesen, dass die Länge des entwickelten Luftgebietes durch die Luftkonzentrationbedingungen bestimmt werden kann. In ihrer Festlegung ist die Länge des entwickelten Gebietes zumindest größer als der Abstand zwischen dem kritischen Punkt und der Lage, wo die 5 %-ige Luftkonzentration die mittlere Strömungstiefe erreicht.

3.4.2 Wasserspiegelverlauf im „Bereich 2“

Schrittweise Berechnung der Klarwassertiefen (ohne Luftaufnahme) im Bereich 2.

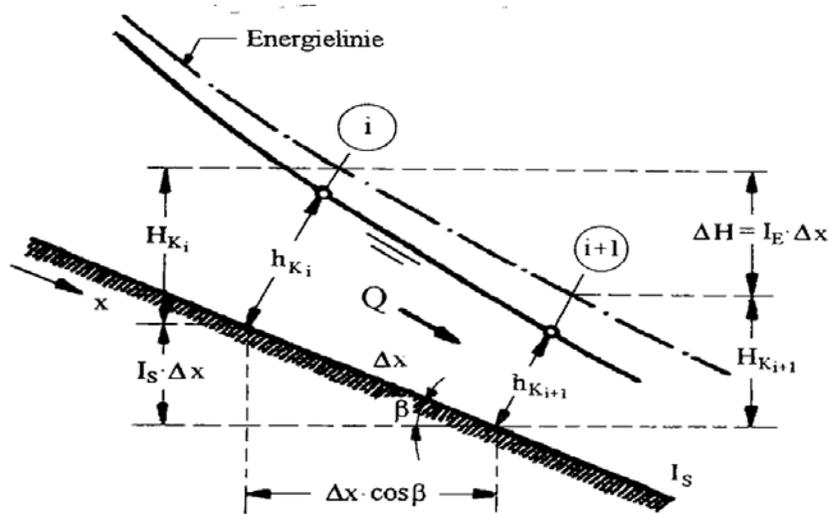


Abb. 40: Wasserspiegelverlauf im „Bereich 2“ (1, Drobir, 1994)

Die Wassertiefe $h_{ki} = h(x_1)$ ist bekannt und wir können davon ausgehen, dass $h_k(x_2) < h_{ki+1} < h(x_1)$ ist.

Wir müssen die Gleichung $\frac{h(x_1) - h_{ki+1}}{h(x_1) - h_k(x_2)}$ (Gl.27) bilden und dann aus dem Diagramm von

Wood C_0/C_{k1+1} ablesen.

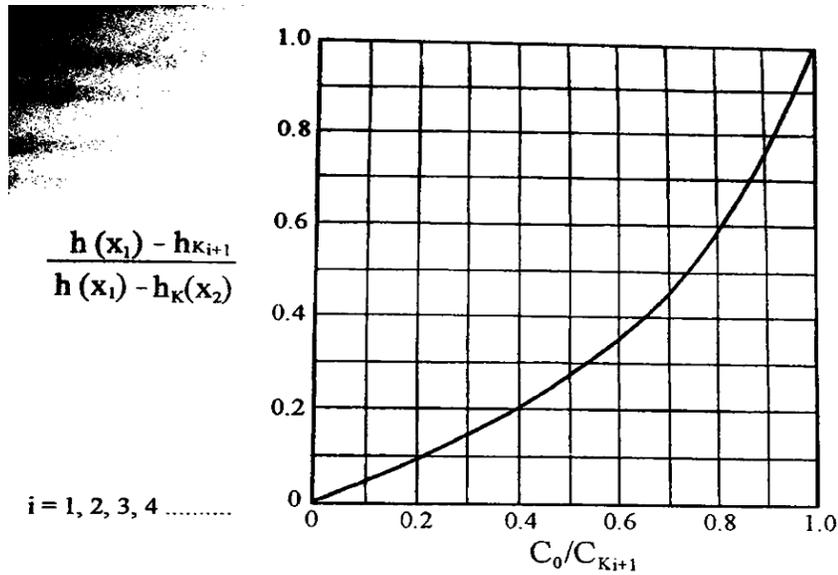


Abb. 41: Diagramm von Wood (18, Straub, 1960)

Nach der Bestimmung von $C_0/C_{K_{i+1}}$ kann der Wert von λ_c/λ_a (Abb. 41) abgelesen werden.

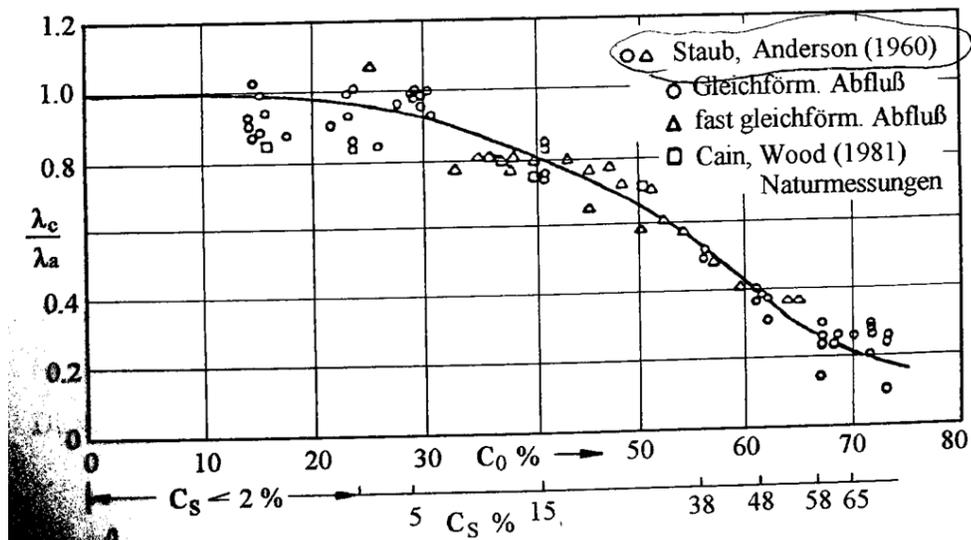


Abb. 42: Verhältnis Widerstandsbeiwerte – Luftkonzentration (18, Straub, 1960)

C_0 - tiefgemittelte Luftkonzentration

C_s - Luftkonzentration in der Nähe der Sohle

λ_c - Widerstandsbeiwert für voll selbstbelüfteten Abfluß

λ_a - Widerstandsbeiwert für luftfreien Abfluß am Beginn der Selbstbelüftung x_1

Mittels der Gleichungen:

$$h_{ki+1} = h(x_1) \Rightarrow I_{Ei+1} = \frac{\lambda_a}{8} + \frac{q^2}{g \cdot h(x_1)^3} \quad (Gl.28) \quad \text{und} \quad I_{Em} = \frac{I_{Ei} + I_{Ei+1}}{2}$$

kann die Neigung berechnet werden:

$$I_{Ei+1} = \frac{\lambda_{cKi+1}}{8} + \frac{q^2}{g \cdot h_{Ki+1}^3} \quad (Gl.29)$$

Als Nächstes kann der Abstand H_k ermittelt werden:

$$H_{Ki} = h_{ki} \cdot \cos \beta + \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{q}{h_{ki}} \right)^2 \quad (Gl.30) \quad , \quad H_{Ki+1} = h_{ki} \cdot \cos \beta + \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{q}{h_{ki+1}} \right)^2$$

Nach der Lösung der obigen Gleichungen kann der Wert von Δx bestimmt werden.

$$I_s \cdot \Delta x + H_{ki} = H_{ki+1} + I_{Em} \cdot \Delta x \Rightarrow \Delta x \quad (Gl.31)$$

3.4.2.1 Wassertiefen im „Bereich 2“ infolge der Luftaufnahme

$$h_{ki+1} = \frac{h_{ki+1}}{1 - C_{ck+1}} \quad (Gl.32)$$

3.4.3. Wassertiefe im „Bereich 3“

Wassertiefe im „Bereich 3“ nach WOOD:

$$h(x_2) = \frac{h_k(x_2)}{1 - C_0} \quad (Gl.33)$$

$h(x_2)$ – Wassertiefe im Bereich 3, wobei 90% Luftkonzentration an der Wasseroberfläche vorhanden ist

$h_k(x_2)$ - Klarwassertiefe, die dem gleichförmigen Abfluss ohne Luftaufnahme im „Bereich 3“ entspricht

C_0 - tiefgenmittelte Luftkonzentration

4 Energieumwandlungsanlagen

Das Ziel der Energieumwandlung besteht darin, die kinetische Energie des in der Schusrrinne abgeführten Hochwassers schadlos umzuwandeln und abzuführen. Im Sinne der Anordnung eines Energieumwandlungsbauwerkes stellt sich die Frage, auf welche Weise der Abbau der kinetischen Energie erfolgen soll.

„Eine schadlose Entlastung vom Hochwasser bedeutet in diesem Fall, dass benachbarte Bauwerke nicht durch Erosion oder auf eine andere Art gefährdet werden.“¹² Um diese Anforderung zu erfüllen, muss die Energieumwandlung in einem zuverlässigen Raum stattfinden. Die Bauwerke zur Energieumwandlung sind sorgfältig zu planen.

Es gibt verschiedene Methoden der Energieumwandlung, welche in einzelnen Gruppen zusammengefasst werden können. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur die Prinzipien der Energiedissipation betrachtet, welche bei Schusrrinnen anwendbar sind. Diese sind im Wesentlichen durch

- Sprungschanze bzw. durch
- Tosbecken

abgedeckt. Der Einsatz einer Sprungschanze bietet den Vorteil höherer Wirtschaftlichkeit ist jedoch mit dem Nachteil einer unkontrollierten Kolkentwicklung behaftet. Die Verwendung eines Tosbeckens erfordert einen höheren baulichen Aufwand, hat jedoch den Vorteil das der größte Teil der Energiedissipation in diesem kontrolliert stattfindet.

4.1 Probleme bei der Energieumwandlungsanlagen

Der Kolk kann von zwei verschiedenen Strömungsarten verursacht werden:

- vertikaler oder schräger freier Strahl, der auf das Flussbett aufprallt bzw. durch eine
- horizontale Strömung, die das Material des Flussbettes stromabwärts einer Struktur erodiert.

Der Kolkvorgang in einem felsigen Flussbett unter dem Einfluss von freien Strahlen ist sehr komplex. Der davon entstehende Kolk hängt von der Wechselwirkung von hydraulischen, geologischen und morphologischen Faktoren ab.

Bei Tosbecken erfolgt ein Nachkolk am Ende der Struktur welcher von der überschüssigen Energie des horizontalen Strahls abhängig ist.

Der Erosionsvorgang kann zwei Hauptauswirkungen haben:

- Die Stabilität eines Teils oder der ganzen hydraulischen Struktur (Tosbecken) kann durch den Nachkolk gefährdet werden, in dem dieser sich auch rückschreitend vergrößert.
- Weiters kann die Stabilität der stromabwärts liegenden Böschungen gefährdet werden.

Die Entwicklung eines Kolklochs hängt von zwei Mechanismen ab:

- Ablösen und / oder Abreißen von Bettmaterial,
- Austragung des Materials aus dem Kolkloch.

Die Sicherheit der Talsperre während eines Hochwasserereignisses muss durch die geeignete Dimensionierung dieser Energieumwandlungsanlagen gewährleistet werden. Der Abflusskanal wird für das sogenannte Entwurfshochwasser ausgelegt.

Bei Hochwasserentlastungsanlagen mit Sprungschancen treten Wurfstrahlen mit hoher Geschwindigkeit auf, die in einer bestimmten Entfernung von Abwurfbauwerk auftreffen. Am Ort des Aufpralls des Strahles entsteht ein Kolk. Da der von aufprallenden Strahl verursachte Kolk auch bei felsigen Flussbetten große Tiefen erreichen können, besteht die Gefahr des Abrutschens der Talhänge, was auch die Stauanlage selbst außer Betrieb setzen kann.

4.1.1 Kolkvorgang

Kolk ist ein komplexes Problem und ist seit langer Zeit erforscht worden. Wie in Abb. 43 gezeigt wird, kann Kolk durch eine Serie von physikalischen Vorgängen dargestellt werden (Bollaert 2002):

- Verhalten des Strahls in der Luft
- Verhalten des Strahls im Plunge Pool
- Drucksschwankungen im Übergangsbereich von Wasser und Untergrund
- Ausbreitung des hydrodynamischen Drücke in den Felsklüften
- Abtransport des erodierten Materials

Die Vorgänge werden nachfolgend näher erläutert.

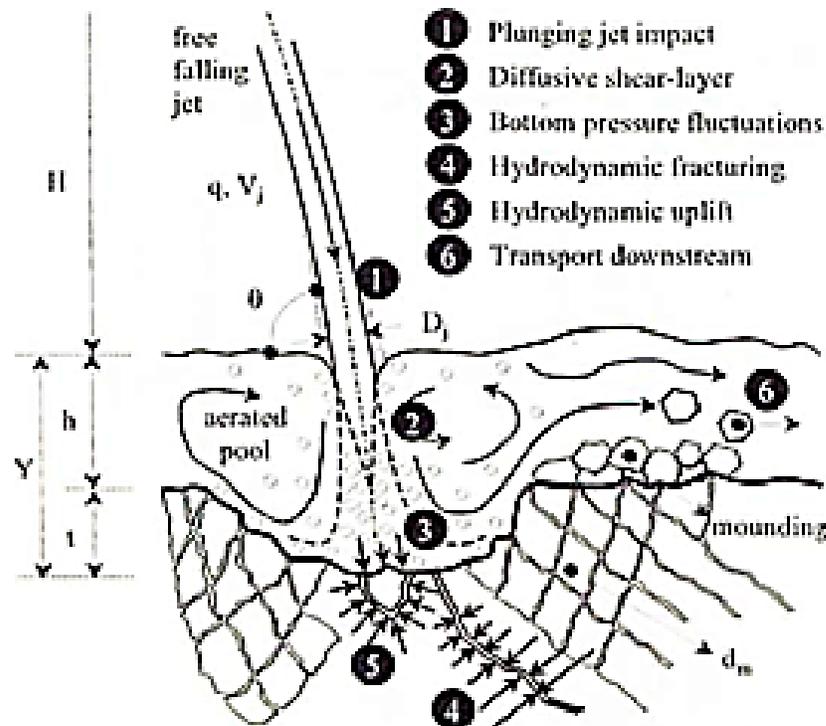


Abb. 43: Hauptparameter und physisch-mechanische Vorgänge bei Kolkgeschehen (30, Bollaert, 2010)

- Verhalten des Wasserstrahls in der Luft

Bei der Auswertung des Kolkes, die durch die freien Strahlen verursacht wird, ist zuerst die Trajektorie des Strahls zu bestimmen, damit der Auftreffbereich der Strahlen in Plunge Pool und die Zone des Kolslochs bekannt sind (Whittaker & Schleiss 1984). Das Verhalten eines idealen Strahls kann leicht unter Verwendung ballistischer Gleichungen bestimmt werden. Wichtige Rolle spielen Effekte wie Luftwiderstand, Zerfall des Strahles in der Luft und die Strömungsbelüftung in Schussrinnen.

- Verhalten des Strahls in Plunge Pool und Druckschwankungen

Die Strömungsverhältnisse in Plunge Pool können durch eine turbulente Hochgeschwindigkeits-Scherschichtströmung und eine makroturbulente Strömung außerhalb dieser Zone charakterisiert werden. Taucht ein Strahl in ein Wasserpelster ein wird eine beträchtliche Menge von Luft mitgerissen, was zu einer Luftkonzentration von 40 bis 60 % bei typischen Strahlgeschwindigkeiten von 30 m/s beim Aufprall führt. In seinem Innern bildet sich ein begrenzter Kern. Durch Vermischung und Verwirbelung wird der Strahl langsam verzögert und seine Überschlusenergie umgewandelt. Dabei sind folgende Punkte bemerkenswert:

- Ausbreitung des dynamischen Wasserdrucks in den Felsklüften, hydrodynamischer Bruch

Die Ausbreitung der hydrodynamischen Drücke in den Klüften erfolgt in Form von Druckwellen. Die Überlagerung dieser in den Klüften kann die Bruchzähigkeit und die Druckspannungen des Felses überschreiten und diesen zerstören. Im Fall von offenen Klüften in einer Felsmasse schaffen die Druckwellen eine erhebliche dynamische Auftriebskraft auf den Felsblöcken.

Abb. 45 zeigt die relevanten Mechanismen der Felsauskolkung bei Energieumwandlungsanlagen (Plunge Pool) in Abhängigkeit von sofortigen und zeitabhängigen Prozessen.

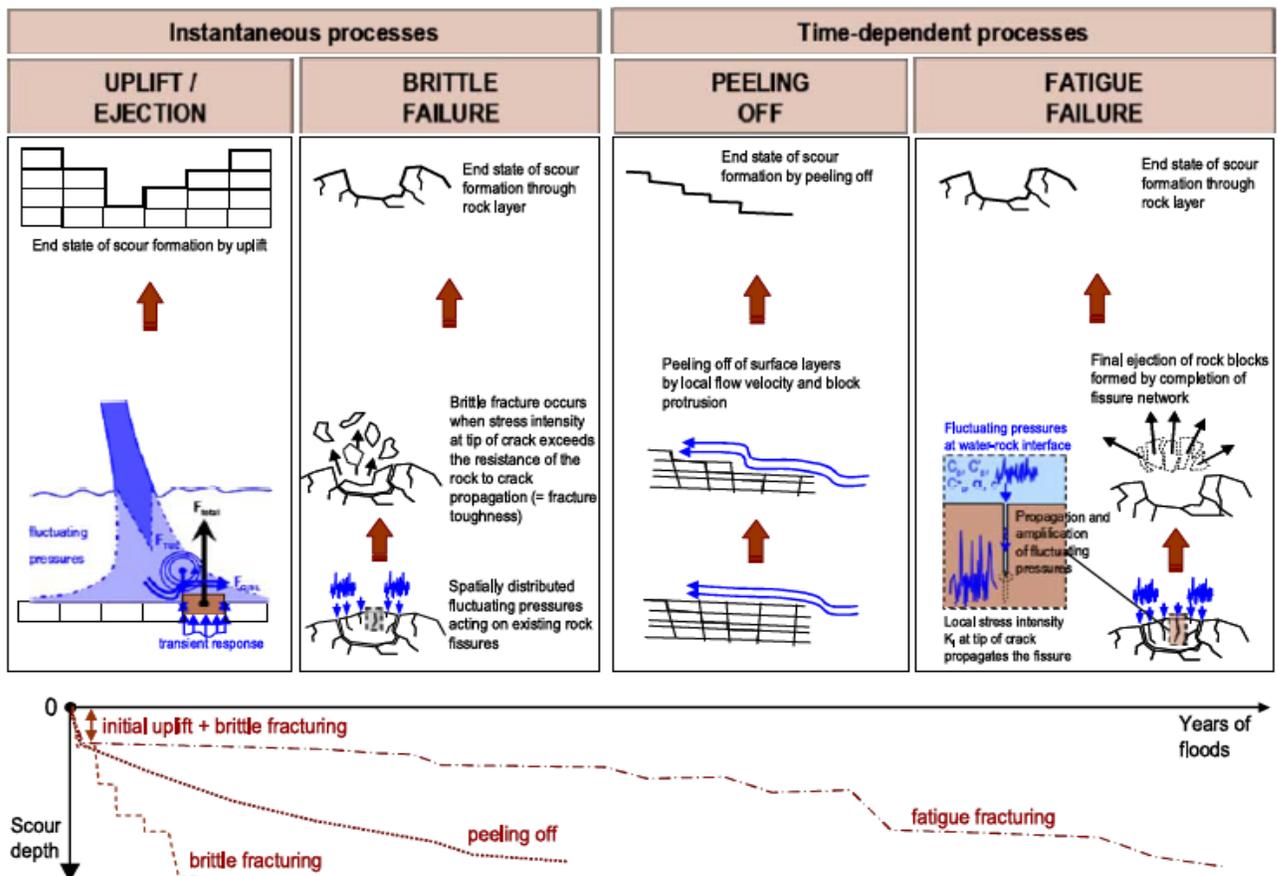


Abb. 45: Prinzip der Erosionsmechanismen von Felsauskolkung (30, Bollaert, 2010)

- Uplift/ Ejection (Felsblockaushebung)
- Brittle Failure (Felszerstörungsbruch)
- Peeling Off (Felsblockerosion)
- Fatigue Failure (Ermüdungsbruch)

- Uplift/ Ejection

Der Felsen kann durch Entfernen von einzelnen Blöcken zerstört werden. Dies kann durch Hebung oder durch horizontale Verschiebung geschehen. Die Strömungsturbulenz ist dabei von größter Bedeutung, denn Schubspannungskonzepte können nicht erklären, wie große Blöcke entfernt werden können oder wie turbulente Strömung Blöcke in kleinere Stücke zerbrechen kann. Diese Parameter definieren die Relevanz der folgenden Druckkräfte:

- statische Auftriebskräfte = $f(\text{Dichte})$
- quasi - stationäre Auftriebskräfte = $f(\text{lokale Strömungsgeschwindigkeit})$
- turbulente Auftriebskräfte = $f(\text{turbulente Druckschwankungen})$

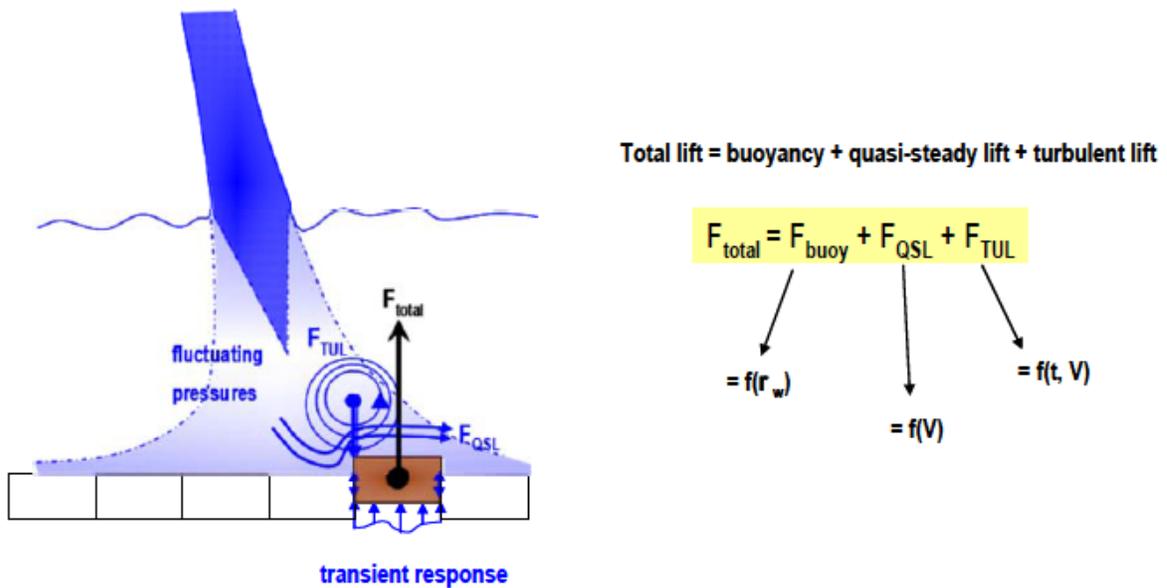


Abb. 46: Felsenblock Entfernung durch Hebung (30, Bollaert, 2010)

Die Hebung eines Felsblocks kann man jedesmal einfach durch die Bestimmung der Hebungsdruckkräfte auf den Block zusammen mit den Widerstandskräften, oder durch die Masse des Blocks und durch eventuelle Scherkräfte zwischen dem Block und der umgebenden Masse einschätzen. Im Laufe der Zeit bleibt die Bilanz der Nettokräfte auf dem Block positiv, der Block wird einer Nettoauftriebsbewegung ausgesetzt und beginnt sich zu bewegen. Diese Nettoauftriebsbewegung wird in eine Nettoauftriebsgeschwindigkeit umgewandelt. Schließlich wird die Auftriebsgeschwindigkeit in eine Auftriebsverschiebung umgewandelt. Diese Bewegung vergrößert das Volumen der Verbindungsstelle zwischen dem Block und der umgebenden Masse.

- Brittle Failure

Felsmasse wird durch plötzlichen oder progressiven Bruch zerstört, der mathematisch durch die Theorie der linearen elastischen Bruchmechanik beschrieben wird.

Spröbruch auftritt, wenn die Spannungsintensität an den Rändern der Risse größer als die In-situ- Bruchzähigkeit des Gesteins ist. Die Spannung, die durch Wasserdruck an Bruchspitzen induziert wird, ist durch die Geometrie der Fraktur und die stabilisierende Unterstützung des umgebenden Gesteins bestimmt.

Abb. 48 zeigt die im Labor gemessene Bruchzähigkeit einer Reihe verschiedener Gesteine. Diese Werte sind an den in-situ-Bedingungen durch Berücksichtigung des Umgebungsdrucks σ_c angepasst. Ein allgemeiner Satz, unabhängig von der Gesteinsmasse, wurde von Bollaert vorgeschlagen:

$$K_{ins} = (0.008 \text{ to } 0.010) \cdot UCS + (0.054 \sigma_c) + 0.42 \quad (Gl.34)$$

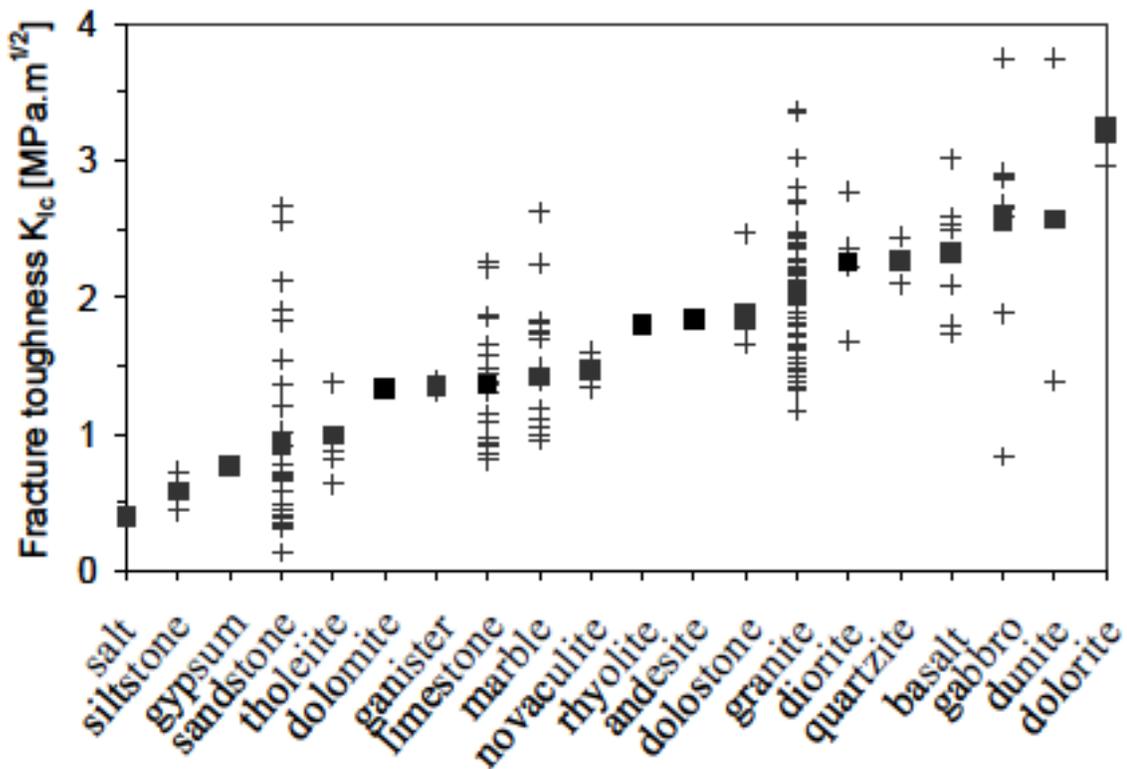


Abb. 47: Bruchzähigkeit K_{Ic} von verschiedenen Gesteinarten (30, Bollaert, 2010)

- Peeling Off

Abziehen der Blöcke ist eine spezifische Kombination von quasi- stationären Kräften und Spröd- oder Ermüdungsbruch. Das Phänomen tritt in der Regel bei horizontalen Gesteinsschichten auf. Die destabilisierenden Kräfte entstehen nicht nur durch Turbulenz, sondern von lokalen Strömungsabweichungen. Diese Strömungsabweichungen erzeugen Widerstand- und Auftriebskräfte an den freiliegenden Flächen des Blocks.

Diese Kräfte entwickeln einen Bruch in der Verbindung zwischen dem Block und der darunter liegenden Gesteinsmasse.

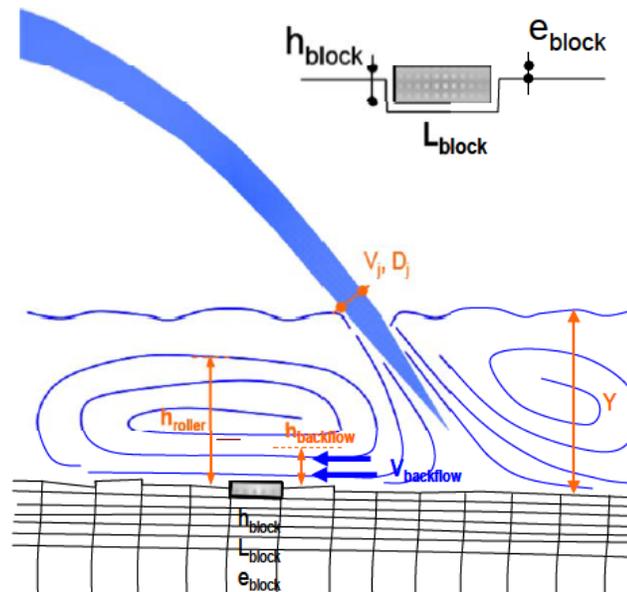


Abb. 48: Erosion von Felsblöcken an der Oberfläche während HW -Abfluss (30, Bollaert, 2010)

Kolk durch Abrasion kann auftreten, wenn die Flüssigkeit, die mit dem Gestein in Berührung kommt, entsprechend dem Widerstand des Gesteins abrasiv genug ist, um Kolk zu verursachen. Das Verfahren wird durch die Oberflächenerosion des freiliegenden Gesteins beschleunigt.

Die Zerstörungsmechanismen der Felsen, die durch turbulente Strömungen beeinflusst werden, wurden beschrieben. Aufgrund Tests und numerischer Modellierung des turbulenten Drucks an der Stelle zwischen Wasser und Felsen wurde ein Kolkmodell unter Vereinigung der wichtigsten Mechanismen des Kolks entwickelt. Das Modell berechnet den Kolk mit der Zeit von Überschwemmungen und bestimmt die Kolkentiefe für jeden der Zerstörungsmechanismen und für jede Art von gebrochenen Felsen.

- Fatigue Failure

Sprödbrüche brechen die Gesteinsmasse in einzelne Blöcke oder die bestehenden Blöcken in kleinere Stücke. Während Hochwasserereignisses können Sprödbrüche während der Spitzendruckimpulse, die in die Felsspalten an der Unterseite des Plunge Pools eindringen, vorkommen.

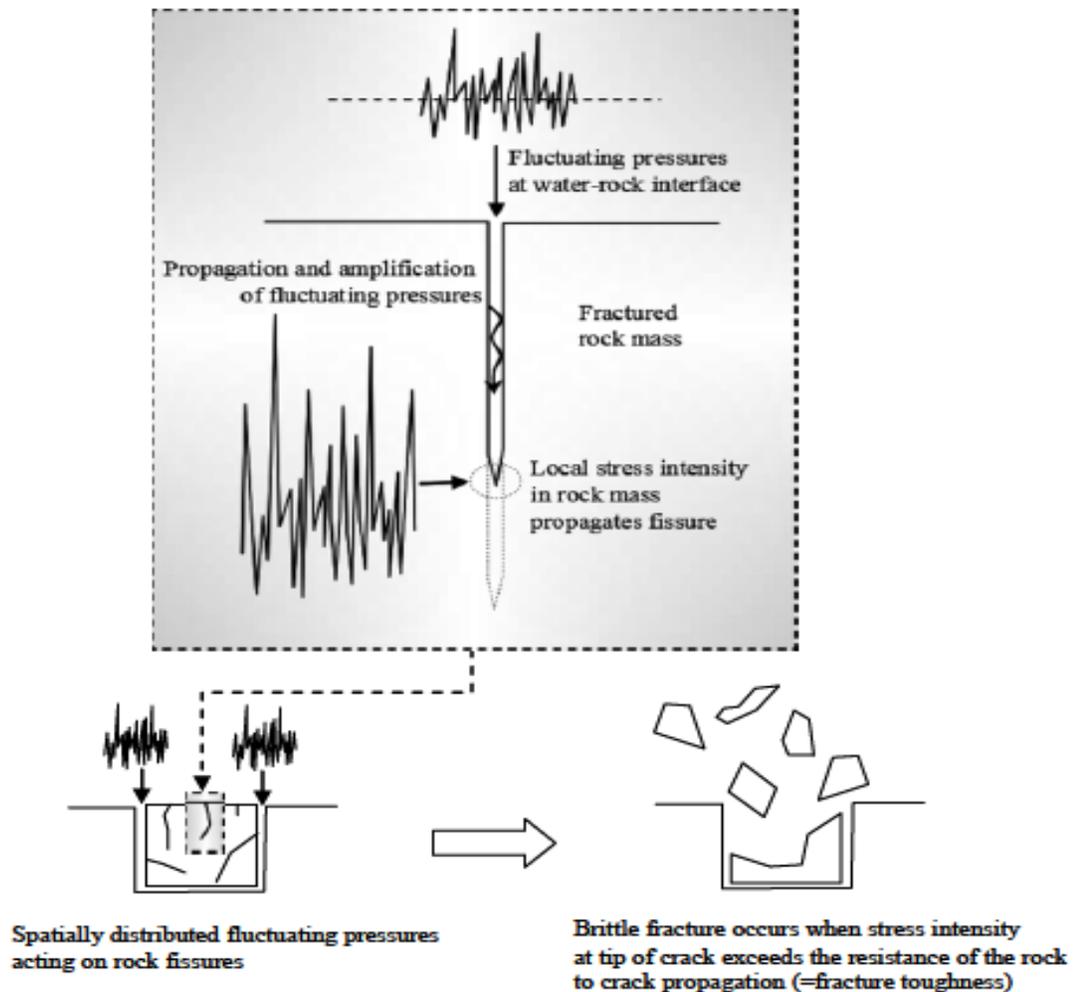


Abb. 49: Felsenblockfraktur (30, Bollaert, 2010)

Progressiver Gesteinsbruch tritt auf, wenn die Belastungsintensitäten die Bruchzähigkeit nicht überschreiten. Die Anwesenheit von starken Druckschwankungen innerhalb der Risse während Hochwasserereignissen führen zum Gesteinszerfall wegen Ermüdung. Die Felsspalte bricht in Abhängigkeit von der Intensität der Druckszyklen. Die Laboruntersuchungen haben die Anwesenheit von schweren Luft - Wasser - Übergangsdrukwellen innerhalb der Verbindungsstellen im Felsen dargestellt.

Ein Kolkbeispiel durch progressiven Bruch ist in Abb. 50 dargestellt.

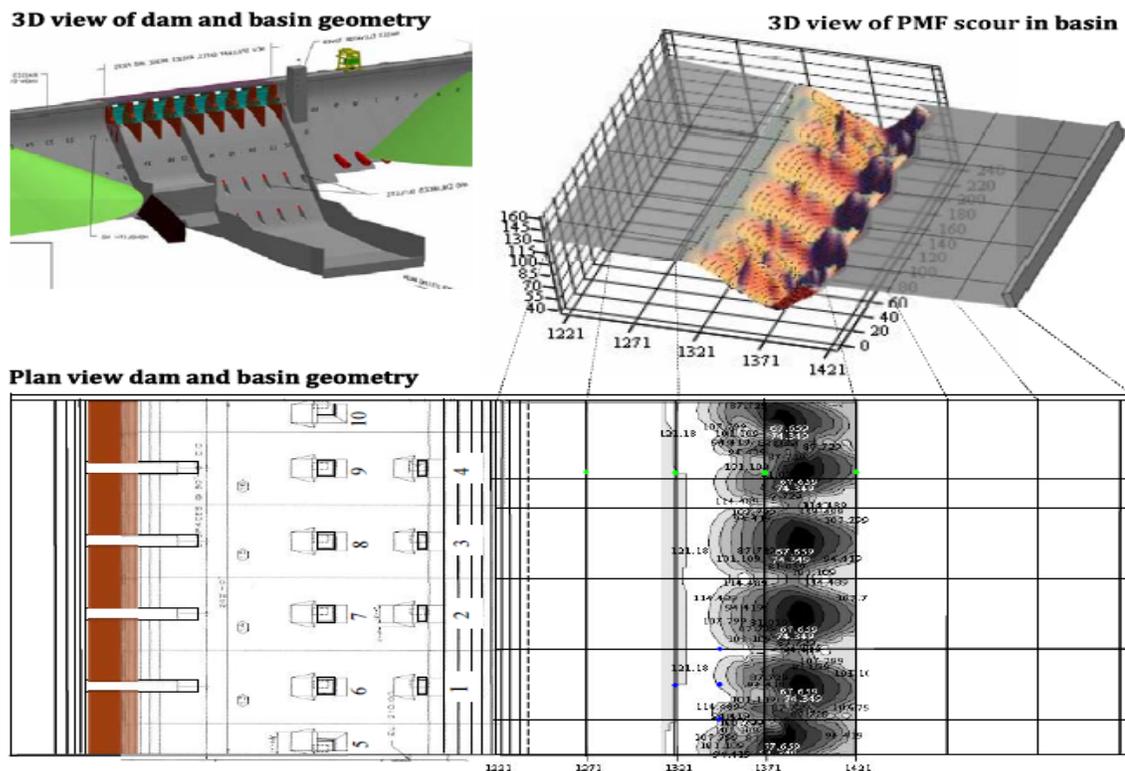


Abb. 50: Kolk stromabwärts eines US-Dammes durch progressiven Bruch (30, Bollaert, 2010)

4.1.2 Maßnahmen zur Kontrollierung des Kolks

Um Kolk Schäden zu vermeiden, hat man zwei Möglichkeiten (Whittaker & Schleiss 1984):

- keine Kolkbildung zuzulassen;
- die Stelle und die Ausbreitung des Kolks zu beschränken.

Da die Konstruktionen zur Vermeidung des Kolks relativ teuer sind, ist nur die zweite Möglichkeit wirtschaftlich umsetzbar (Ramos 1982).

Die Ausbreitung des Kolks kann durch die folgenden Maßnahmen kontrolliert werden:

- Beschränkung des spezifischen Abflusses in der Schusrinne

Diese Maßnahmen sind besonders wichtig bei gekrümmten Staumauern. Jedoch werden bei der Beschränkung des spezifischen Abflusses die Geschwindigkeit und auch die Wurfweite des

Strahls reduziert. Der Strahl muss für einen bestimmten Abfluss in entsprechende Entfernung vom Absprungbauwerk geleitet werden, damit dessen Standsicherheit nicht gefährdet ist.

- Künstliche Belüftung

Um die Strahlen im Absprungbauwerk besser zu spalten und belüften, werden diese oft mit Splittern und Deflektoren ausgestattet. Die Hochgeschwindigkeitsströmungen werden normalerweise durch Belüftungsrampen und Öffnungen entlang der Schussrinnen belüftet. Alle diese Maßnahmen erhöhen die Luftgehalt, was die Kolkungsfähigkeit der aufprallenden Strahlen verringern soll.

- Erhöhung des Unterwasserspiegels

Eine weitere Möglichkeit zur Kontrolle des von Wasserstrahlen verursachten Kolkes ist es, das Unterwasserniveau durch den Bau eines Rückstaudammes flussabwärts des Strahlaufprallzone zu erhöhen. Der Wirkungsgrad eines Wasserpolsters wird häufig überschätzt (Häusler 1980). Bei Plunge Pool Tiefen kleiner als das 4 bis 6 - fache des Strahldurchmessers, werden Auswirkungen des Strahls in der Regel am Boden des Plunge Pools beobachtet. Der Wurfstrahl hat in der Regel konstante Geschwindigkeit, diese wird durch die äußeren Scherschichten (Spray) beim Aufprall des Strahls nicht beeinflusst.

- Voraushub des Plunge Pools

Im Allgemeinen kann der zu erwartenden Auskolkung auch durch einen Voraushub entgegengewirkt werden, vor allem dann wenn das erodierte Material starke Ablagerungen stromabwärts bilden kann und eventuell die Fallhöhe bei einem Kraftwerkbetrieb dadurch reduziert.

Ein Voraushub des Kolklochs (Plunge Pool) wird oft benutzt, wenn die Stabilität der Talhänge durch Unterschneidung gefährdet ist. In solchen Fällen soll der Aushub mit Ankern und anderen Maßnahmen befestigt werden. Als Alternative könnte man auf den Voraushub verzichten, wenn die Talhänge durch andere geeignete Maßnahmen stabilisiert werden.

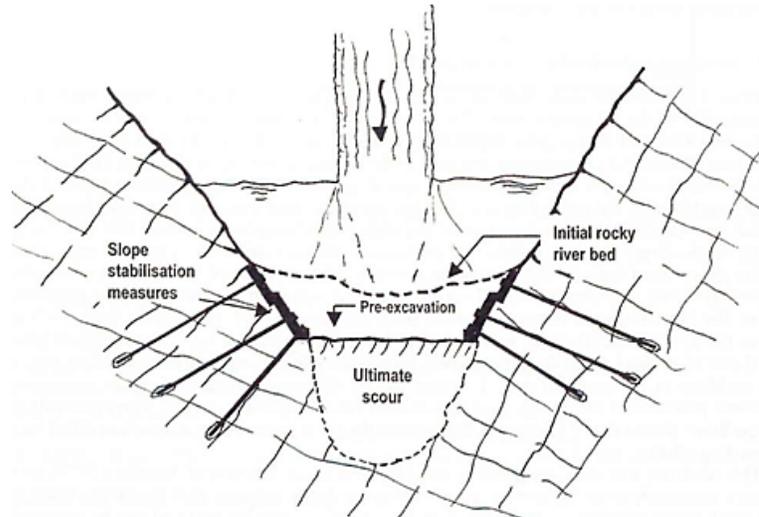


Abb. 51: Vorläufige Ausgrabungen (30, Bollaert, 2010)

- Mit Beton ausgekleidete Plunge Pools

Wenn überhaupt keine Kolkbildung in den Felsen stromabwärts zugelassen werden kann, kann das Plunge Pool durch eine Betonauskleidung verstärkt werden. Da die Dicke der Auskleidung wegen Bau- und Kostengründen begrenzt ist, sind in der Regel vorgespannte Felsanker erforderlich, um die Auskleidungsstabilität im Hinblick auf die hohe dynamische Belastung zu gewährleisten. Weiterhin soll die Oberfläche der Auskleidung mit verstärktem Spannbeton mit ebenfalls hoher Beständigkeit gegen Erosion geschützt werden. Die Dimensionierung der Auskleidung des Plunge Pools basiert auf Grundlage folgender Einwirkungen:

- Pulsierenden Drücken können die Fugendichtungen zwischen den Platten beschädigen
- Durch diese Fugen können sich extreme Drücke von der oberen zur unteren Plattenoberfläche ausbreiten
- die Druckdifferenzen zwischen der oberen und unteren Plattenoberfläche können hohe Werte erreichen
- Die resultierende Kraft aus der Druckdifferenz kann das Gewicht der Platte und den Ankerswiderstand überschreiten.

Obwohl das physikalische Verständnis des Kolkprozesses sich in den letzten 10 bis 20 Jahren deutlich verbessert hat, bleibt die Kolkbewertung in Raum und Zeit immer noch eine Herausforderung für Projektanten. Kolkmodelle, die die Druckschwankungen im Plunge Pool und die Ausbreitung von Wasserdrücken in die Fugen der zugrunde liegenden Gesteinsmasse berücksichtigen bereits verfügbar.

4.2 Typen von Flip Buckets

Hydraulisches Verhalten des Flip Buckets hängt von der Art der Wirkungsweise der Energieumwandlung ab:

a) Eingestautes Roller Bucket: die Wirkungsweise beruht auf dem Impulsaustausch von zwei entgegengesetzt drehenden Walzen, einer im Roller Bucket, mit Bewegung gegen den Uhrzeigersinn (wenn die Strömung von links nach rechts geht), und der andere stromabwärts vom Roller Bucket, mit Bewegung im Uhrzeigersinn.

Die folgenden zwei Typen von Roller bucket werden häufig in Abhängigkeit der Unterwasserbedingungen verwendet (Abb. 52):

a) Solid roller Bucket

b) Slotted roller Bucket.

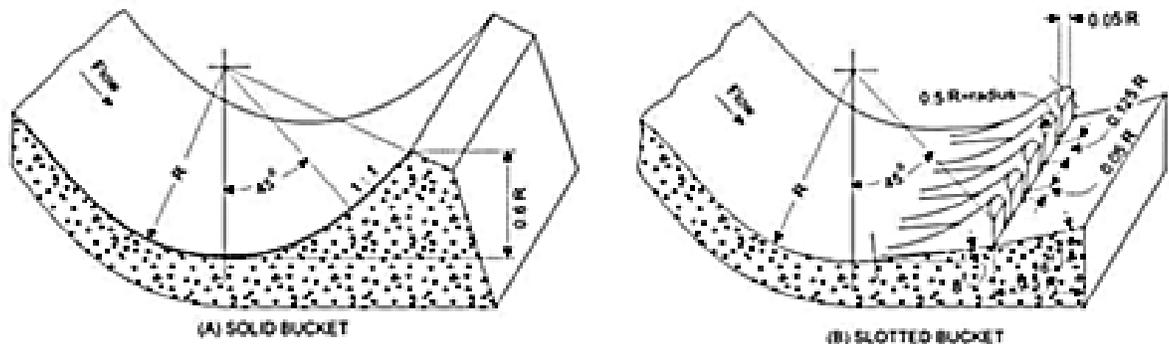


Abb. 52: Typen von Roller Bucket (28, Kharagpur, 2001)

b) Sprungschanze (Trajectory Bucket): diese ist erhöht situiert und soll den Wasserstrahl in entsprechende Entfernung vom Absprungbauwerk befördern. Die Energiedissipation des Wasserstrahls wird durch die Wechselwirkung mit der Luft und schliesslich im Plunge Pool erreicht.

Die Sprungschanze wird in der Regel eingesetzt, wenn:

a) die Unterwassertiefe viel niedriger ist als die Tiefe des hydraulischen Sprungs

b) durch seine Verlegung auf einer höheren Ebene kann diese bei größeren Unterwassertiefen eingesetzt werden

c) das Flussbett stromabwärts aus stabilem Felsen besteht.

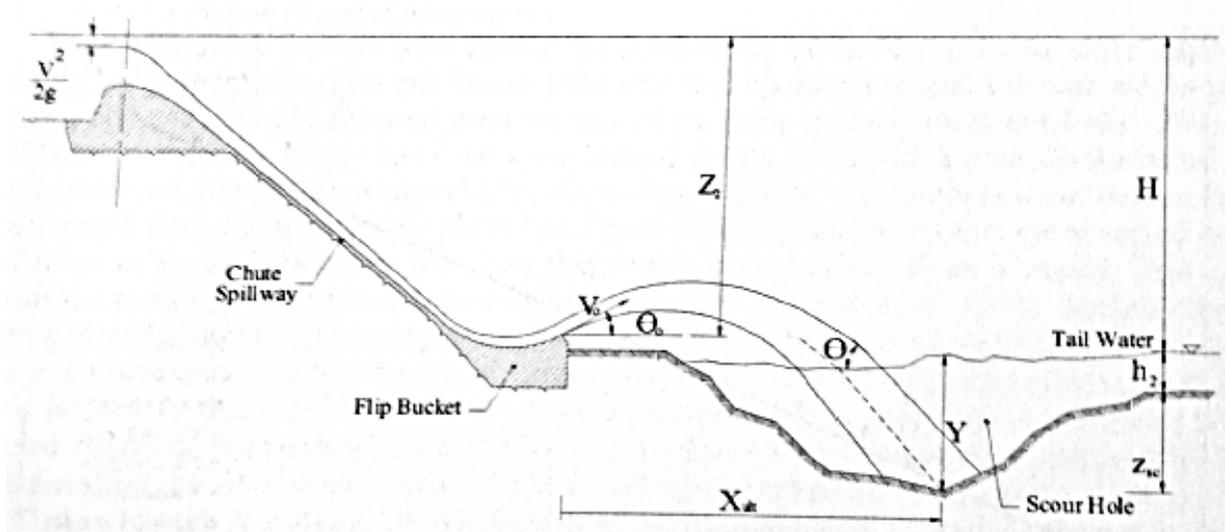


Abb. 53: Sprungschanze mit Kolkloch (28, Kharagpur, 2001)

Der Bucket besitzt keine Umwandlungsfunktion. Er wird meistens zur Vergrößerung der Entfernung vom Absprung zum Ort, wo die Strömung mit größter Geschwindigkeit auf das Flussbett aufprallt verwendet. Wegen der Trajektorie des Wasserstrahls erfolgt die Energieumwandlung durch:

- a) interne Reibung im Wasserstrahl
- b) Wechselwirkung zwischen des Wasserstrahls und umgebender Luft,
- c) Diffusion des Wasserstrahls im Unterwasser.

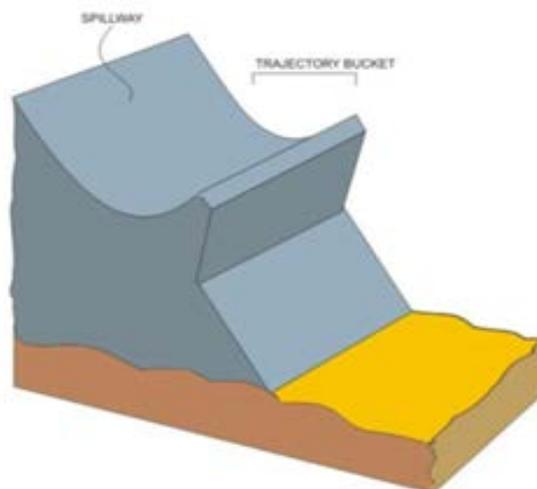


Abb. 54: Skizze einer Sprungschanze (30, Bollaert, 2010)

4.3 Plunge Pool

Um eine zu starke Auskolkung vom direkt aufprallenden Wasserstrahl zu vermeiden, wird wie im Pkt.4.1.2 bereits beschrieben ein Voraushub des erwarteten Kolkes ausgeführt, der das sogenannte Plunge Pool bildet (Abb. 55).

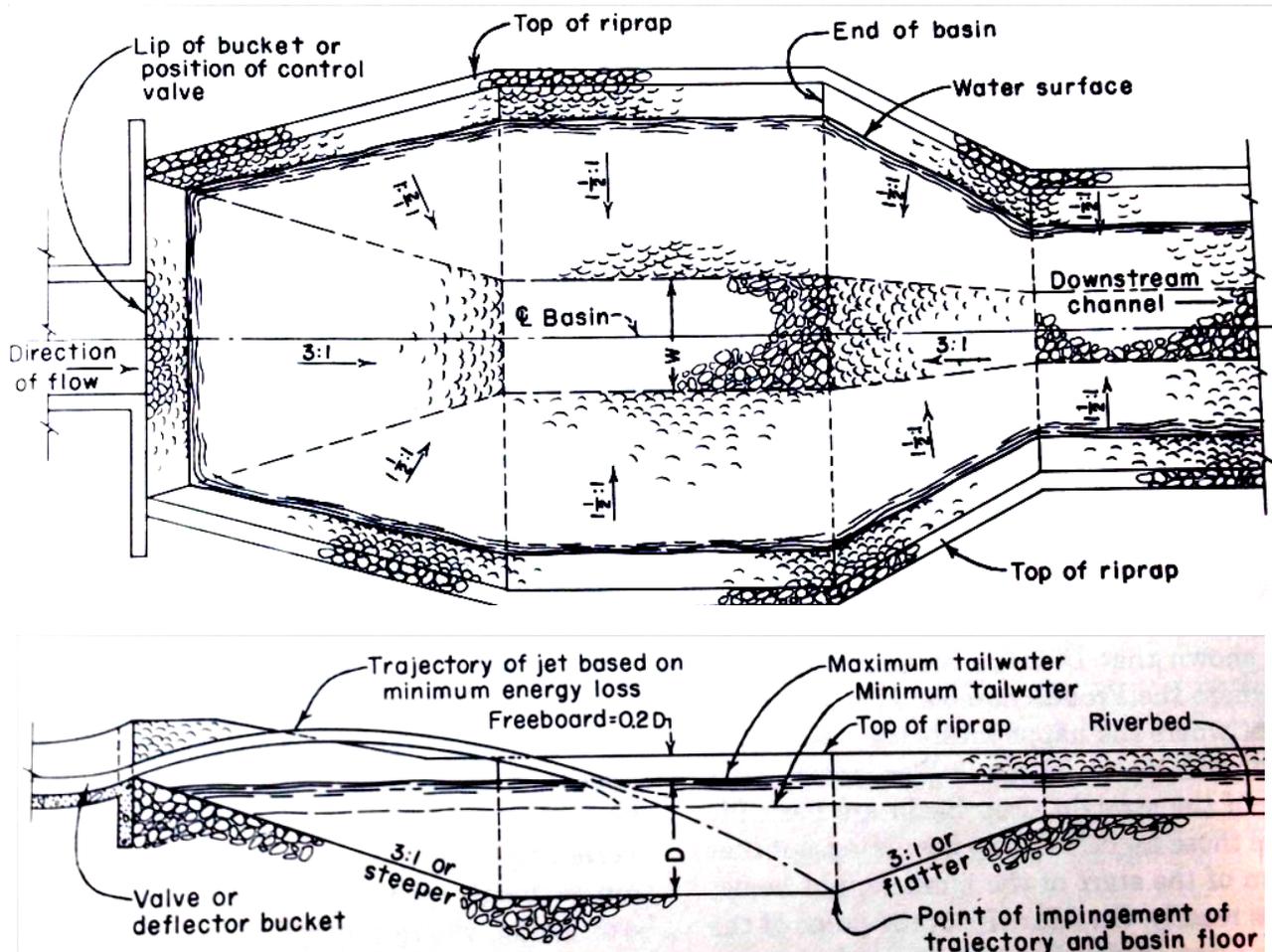


Abb. 55: Plunge Pool (19, Sentürk, 1994)

(Xu et al., 2002) beschreibt die Energieumwandlung des in den Plunge Pool eintauchenden Wasserstrahl als einen Vorgang von Energieumtausch. Der ins Plunge Pool fallende Wasserstrahl verliert Energie durch hochturbulenten Impulsaustausch die in Wärme und Schall umgewandelt wird. Die höchste Energieübertragung erfolgt im Bereich um die Strahlachse. Das bedeutet, dass die Abscherung der Wasserströmung die Hauptursache für die Energieumwandlung im Plunge Pool ist, wenn die Tiefe groß genug ist. Je kleiner die Wassertiefe, desto weniger Scherumwandlung der Energie erfolgt. Auf der Wasseroberfläche treten die maximalen Werte der turbulenten Energie und Umwandlungsraten auf.

Diese Kenntnisse erlauben, dass das Plunge Pool in drei Umwandlungsbereichen geteilt wird, wie es in Abb. 56 dargestellt ist. Eine große Menge Energie wird im Scherbereich, in dem der Strahl in das Plunge Pool fällt, umgewandelt. Weiter wird Energie beim Aufprall gegen das Becken umgewandelt. Bevor das Wasser das Plunge Pool verlässt, wird Energie durch turbulente Mischung in der Mischzone umgewandelt. (Xu et al., 2002)

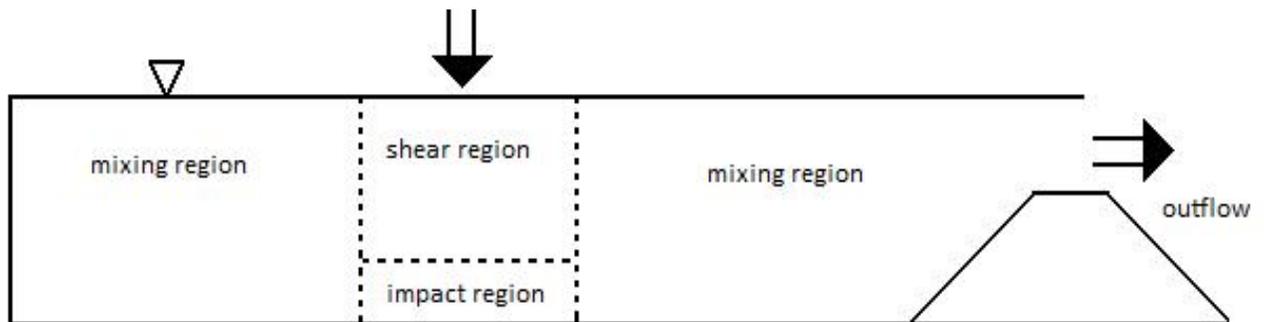


Abb. 56: Strömungsbereiche im Plunge Pool (28, Kharagpur, 2001)

4.4 Energieumwandlung durch Tosbecken

Tosbecken sind Energieumwandlungsanlagen, bei denen die kinetische Energie der Strömung umgewandelt wird. Diese Energie entsteht an Hochwasserentlastungen, wie Überfällen und Schussrinnen. An Stauanlagen wird die Strömungsenergie als potentielle Energie gesammelt und bei der Überströmung eines Wehres, bei der Ausströmung aus einem Grundablass, bei der Unterströmung eines Schützes, bei der Durchströmung einer Schussrinne oder beim Wasserstrahl wird diese in kinetische Energie umgewandelt. Der Übergang der kinetischen Energie in potentielle Energie erfolgt in einem hohturbulenten Prozess. Er kann im Flusslauf zu Zerstörungen, Auskolkungen und zur Gefährdung der Stauanlage führen, deswegen benötigt die schliessende Strömung einen befestigten Bereich, das sogenannte Tosbecken, um die Strömung zu beruhigen. Die erforderliche Größe des Tosbeckens kann durch die Tosbeckenberechnung, eine Kombination aus theoretischen und empirischen Ansätzen, bestimmt werden. Der Umwandlungsprozess der kinetischen Energie in potentielle Energie wird von der Froude – Zahl des schießenden Abflusses beeinflusst.

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \quad (Gl.35)$$

v_1 – die Geschwindigkeit des Eingangsschussstrahls [m/s]

Dieser plötzliche Fließwechsel vom schießenden zum strömenden Abfluss wird als Wechsellprung bezeichnet. Die Wechsellprungform hängt von Fr_1 ab und kann in 5 charakteristische Bereiche unterteilt werden.

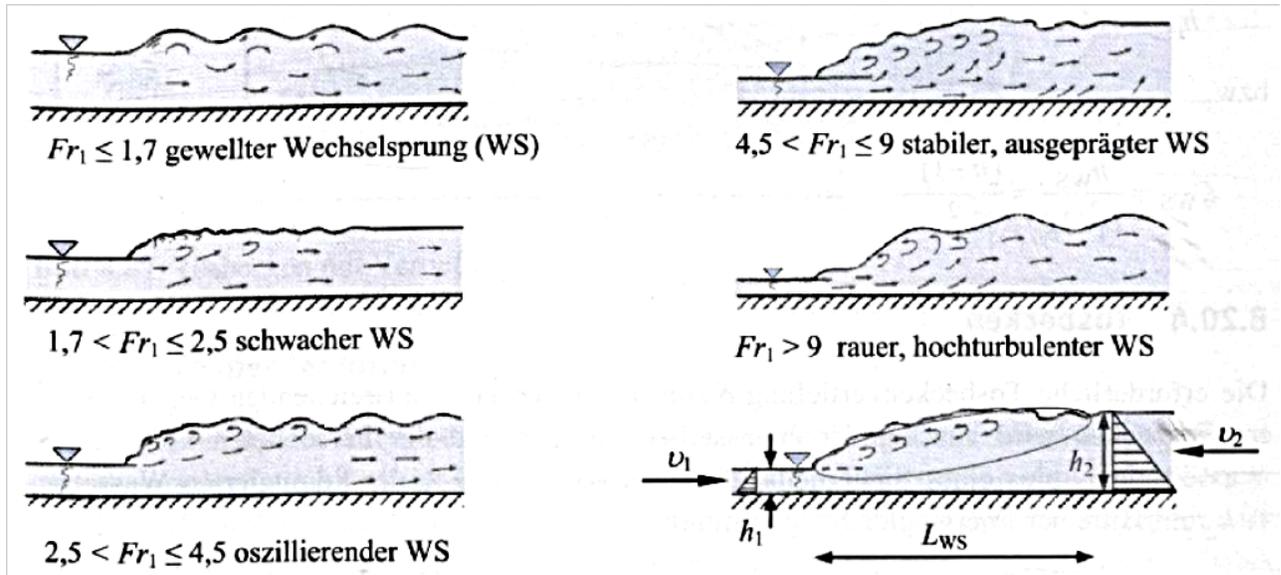


Abb. 57: Wechsellprung – Formen in Abhängigkeit von der Froude – Zahl (25, Aigner, 2015)

Die empirische Ergebnisse haben gezeigt, dass eine gute Energieumsetzung bei einer Froude – Zahl im Bereich von 4,5 bis 9 stattfindet. Hierbei bildet sich ein stabiler, stationärer Wechsellprung aus.

In der Praxis werden daher bereits im Betrieb bewährte Tosbeckentypen ausgeführt und zusätzlich mit Einbauten, wie Zahnschwellen und Prallkörpern, versehen. Von dem US Department of the Interior – Bureau of Reclamation (USBR) wurden bereits 1973 standartisierte Tosbecken mit Einbauten und Endschwelen entwickelt. Diese sind anwendbar für Froudezahlen $Fr > 4,0$.

Wie auf der Abb. 58 gezeigt ist, werden durch die Einbauten die Wechsellprunglänge und damit die Tosbeckenlänge gegenüber dem freien Wechsellprung deutlich reduziert. Aufgrund von den vielen Modellversuchen wurden unterschiedliche Typen „USBR – Tosbecken“ untersucht.

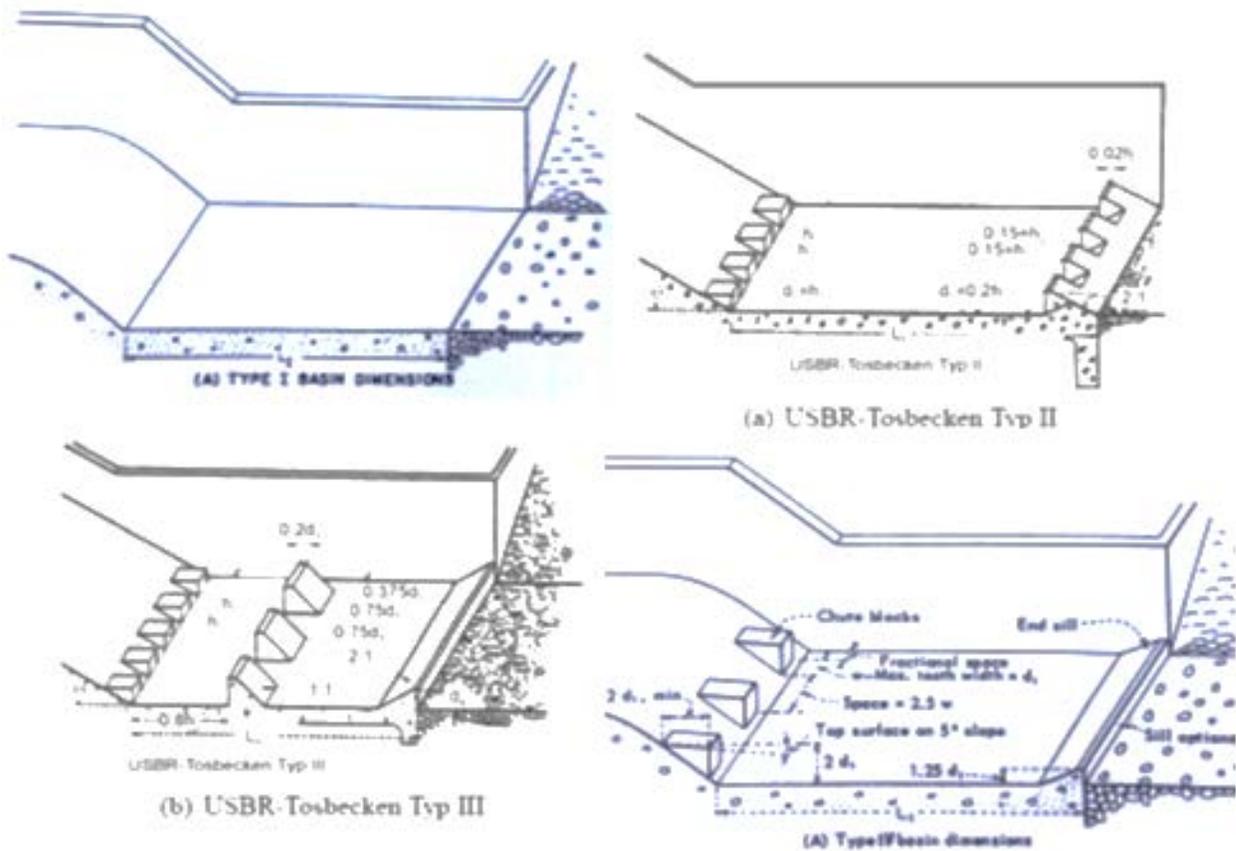


Abb. 58: Ansichten für vier Typen der USBR – Tosbecken (14, Hydraulic Design USA, 1990)

4.5 Hydraulische Bemessung

4.5.1 Hydraulische Bemessung der Sprungschanze

Die Hauptprinzipien bestehen in der Bestimmung von:

- Bucketform
- Einlaufhöhe, Radius, oder geometrischen Hauptparametern
- Abschätzung des Kolkes der Hochwasserentlastungsanlage.

Die verschiedenen Parameter sind in Abb. 59 dargestellt:

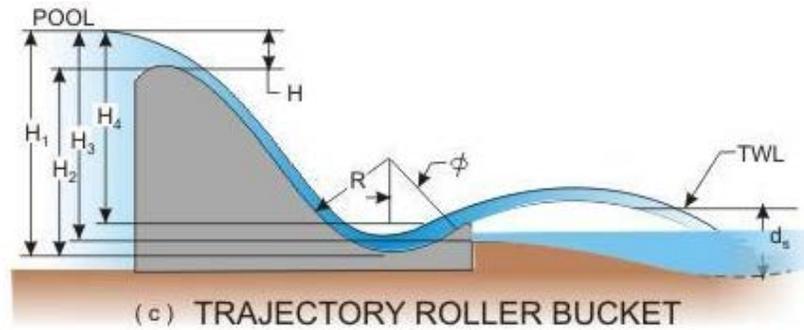


Abb. 59: Skizze einer Sprungschanze (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

Ein Beispiel für eine Sprungschanze ist der Srisaïlam Dam in Abb. 60.

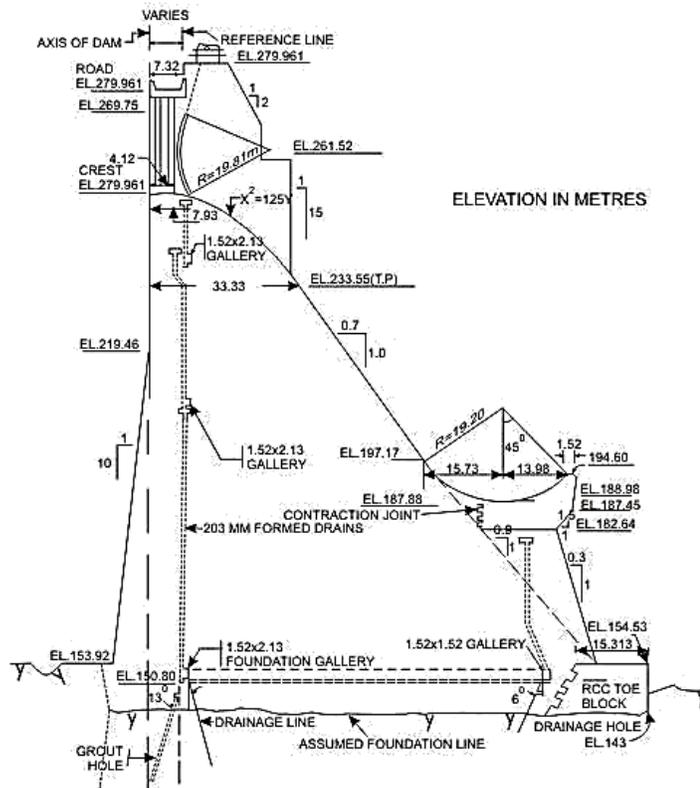


Abb. 60: Srisaïlam Dam (28, Kharagpur, 2001)

- Form des Buckets

Die Funktion des Buckets wird durch die Trajektoriehöhe und Sprunglänge eingeschätzt. Meistens wird eine runde Form aus praktischem Gesichtspunkt bevorzugt.

- Einlaufhöhe

Die Bestimmung der Einlaufhöhe hängt von den Bedingungen im Ort und im Unterwasser ab. Für eine reibungslose Funktion soll der Rand über dem maximalen Unterwasserniveau gehalten werden. Es wird wirtschaftlich sein, wenn das Bucket in der Nähe dem natürlichen Niveau des Kanalbetts liegt. Bei diesen Bedingungen ist die Wahrscheinlichkeit einer Kolkbildung im vorderen Teil der Schanze niedriger.

- Bucketradius

Die Verteilung des Drucks auf das Bucket und die Trajektorienlänge werden vom Radius beeinflusst. Um die stabile Strömung zu behalten und den Auslauf von Wasser aus dem Bucket zu vermeiden, soll der Radius wesentlich groß sein. Der Radius (R) soll mindestens das 3- fache der Tiefe der Strömung (d_1), die in das Bucket einläuft. Ein anderes Kriterium für den Radius, der aus Erfahrung stammt und erfolgreich für mehrere Entwürfe benutzt worden war, ist dass der Radius 0.6 bis 0.8- mal der Strömungtiefe beträgt, d.h.:

$$R = (0.6 - 0.8) \sqrt{H \cdot H_5} \quad (Gl.36)$$

- Randhöhe und Absprungwinkel

Der Absprungwinkel beeinflusst den Sprungabstand. Die Faktoren, die den horizontalen Sprungabstand beeinflussen, sind auch die anfängliche Geschwindigkeit und die Höhendifferenz zwischen dem Rand und dem Unterwasser. Normalerweise beträgt der Absprungwinkel zwischen 30° und 40° . Je größer der Winkel in diesen Grenzen ist, desto größerer ist der Sprungabstand.

- Trajektorienlänge

Folgende Gleichung kann zur Berechnung des horizontalen Projektionsabstandes verwendet werden:

$$\frac{X}{H_v} = \sin 2\varphi + 2 \cos \varphi \sqrt{\sin^2 \varphi + Y / H_v} \quad (Gl.37)$$

X – horizontaler Abstand von der Bucketlippe zum Zentralpunkt des Aufpralls mit dem Unterwasser [m]

Y – Differenz zwischen dem Lippeniveau und dem Unterwasser [m]

H_v – Geschwindigkeitshöhe des Wasserstrahls an der Lippe [m]

φ – Winkel mit horizontalem [$^\circ$]

Der vertikale Abstand über dem Lippeniveau kann aus der folgenden Formel berechnet werden:

$$a = \frac{v_a^2 \sin^2 \varphi}{2g} \quad (Gl.38)$$

a – vertikaler Abstand von der Bucketslippe zum höchsten Punkt der Mitte des Wasserstrahls [m]

g – Erdbeschleunigung [m/s²]

φ –Winkel mit horizontalem [°]

v_a –Geschwindigkeit der einlaufenden Strömung [m/s]

Abb.61 stellt die Abstandskurven für die Randwinkel von 0 bis 45° dar. Das wird bei der Berechnung des Aufprallpunktes des Wasserstrahls benutzt.

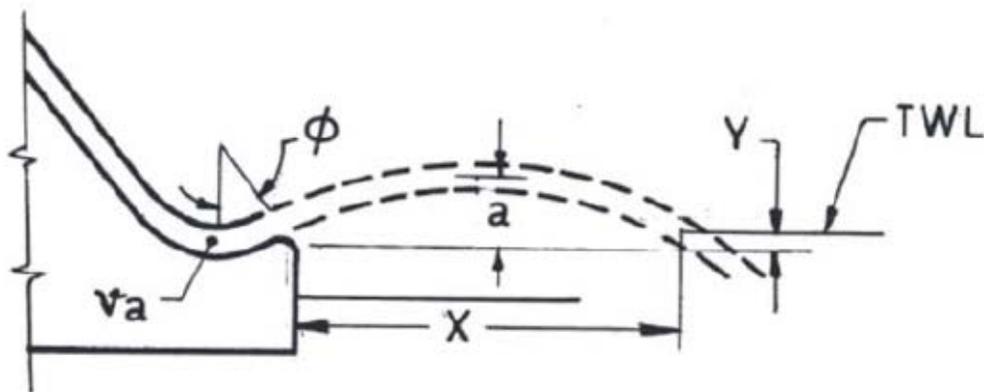


Abb. 61: Gestaltung der Sprungschanze– Projektionsabstand (28, Kharagpur, 2001)

4.5.2 Hydraulische Bemessung des Solid Roller Buckets

Ein Solid Bucket wird benutzt, wenn die Umwandlung eines wesentlichen Teils der Energie als Ergebnis der Bildung von zwei Rollern, einer im Bucket, bezeichnet als Oberflächenroller und der andere stromabwärts aus dem Flip Bucket, bezeichnet als Grundroller.

Der Grundroller nimmt Material stromabwärts auf und bringt es zum Bucket, wo ein Teil davon liegen bleibt und der andere Teil von der restlichen Strömung weggebracht wird. Die Ablagerung im Rollerbucket läuft besser, wenn die Hochwasserentlastungsbereiche nicht gleich betrieben werden. Das aufgenommene Material, das in dem Bucket gezogen wird, kann zu abrasiven Schäden führen.

Die Hauptmerkmale vom hydraulischen Entwurf von Solid Bucket bestehen in der Bestimmung von:

- a) der Einlaufhöhe des Buckets,
- b) des Radius des Buckets
- c) der Neigung des Buckets oder des Winkels der Bucketslippe.

Die verschiedenen Parameter sind in Abb. 62 dargestellt.

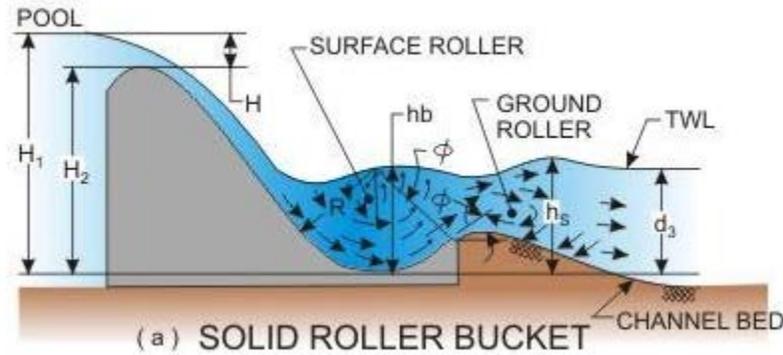


Abb. 62: Skizzen von Solid Bucket (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

- Einlaufhöhe

Normalerweise ist die Einlaufhöhe so bestimmt, dass der Unterschied in dem maximalen Unterwasserspiegel, der der Strömung entspricht und der Einlaufhöhe (d_3) zwischen 1,1- fache bis 1,4- fache der folgenden Tiefe (d_2) liegt. Somit $d_3 = 1,1 - \text{bis } 1,4 - \text{fache von } d_2$. Die Energieumwandlung wird erreicht, wenn die Rollerhöhe (h_b) zwischen 75 und 90 Prozent der Unterwassertiefe (d_3) liegt. Wenn die oben genannten zwei Kriterien erfüllt sind, dann wird die Spannungshöhe (h_s), gemessen über der Einlaufhöhe, 105 bis 130 Prozent der Unterwassertiefe (d_3), das heißt, $h_s / d_3 = 1,05 \text{ bis } 1,3$.

- Radius des Buckets

Die Maximalwerte von H_1 / R stellen den Beginn eines pulsierenden Stoßes stromabwärts vom Bucket dar. Die Mindestwerte von H_1 / R können den Aufbau vom Wirbel im Bucketsbereich darstellen.

Die Radiusminderung in den Grenzen der guten Rollerfunktion erhöht der Kolkgefahr. Der Radius soll innerhalb der empfohlenen Grenzen, die aus dem Gesichtspunkt der Wirtschaft und Bautechnik, gestellt sind, bleiben. Es gibt verschiedene Formel zur Berechnung. Eine solche Formel ist unten gegeben. Wenn der Randwinkel des Buckets 45° beträgt, kann diese Formel zur Berechnung des Radiuses verwendet werden:

$$\frac{R}{H_1} = 8,26 \cdot 10^{-2} + 2,07 \cdot 10^{-3} F_D + 1,4 \cdot 10^{-5} F_D^2 \quad (Gl.39)$$

$$F_D = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H}} \cdot 10^3 \quad (Gl.40)$$

- Bucketlippe

a) Form und Breite - Eine flache Lippe neigt dazu, den Wasserstrahl zu senken, nachdem er die Lippe überwindet und kann die Größe und Stärke des Grundrollers reduzieren. Eine nach unten laufende Neigung von 1 in 10 oder ein bisschen steiler als das kann für den Oberflächenteil der Lippe gegeben werden. Die Breite der Lippe soll ein Zehntel vom Radius nicht übersteigen. Jedoch kann die Mindestbreite bis zu einem Meter (Abb. 63) sein. Um Ablagerungen stromabwärts zu vermeiden, kann diese Seite vertikal in etwa 1,0 m Tiefe von der Oberseite der Randes gehalten werden.

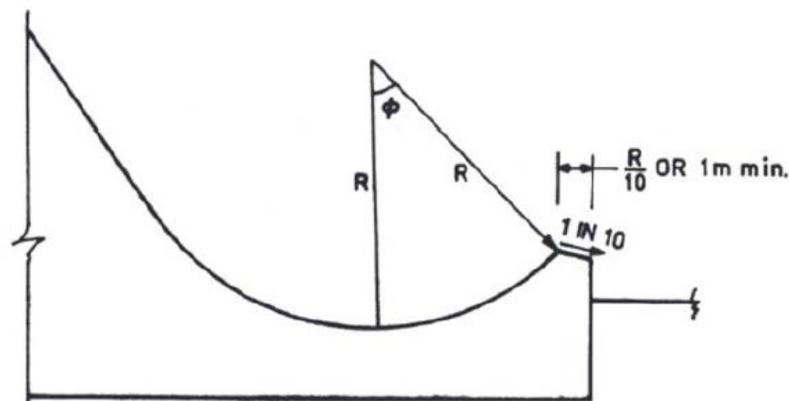


Abb. 63: Bucketlippe - Form und Breite (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

b) Absprungwinkel - 45 ° des Buckets zur Horizontalen wird im Allgemeinen zufriedenstellend für die meisten Abflüsse zwischen 30% und 80% des Bemessungsabflusses liegt. In anderen Fällen aber wird ein kleinerer Absprungwinkel von bis zu 35° wirtschaftlich, da er geringere Unterwassertiefe für den Beginn der Rollbewegung braucht.

c) Absprunghöhe - Die Höhe der Lippe von der Einlaufhöhe hängt vom Radius des Buckets und dem Absprungwinkel ab.

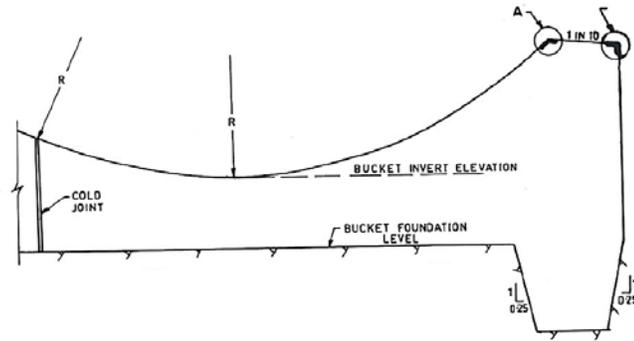


Abb. 64: Bucketlippe (28, Kharagpur, 2001)

Die Lippenebene soll etwas höher als die Betthöhe stromabwärts gehalten werden, damit das Eindringen vom Bettmaterial in Bucket vermieden wird.

Ein Beispiel für die Verwendung eines Solid Buckets ist die Hochwasserentlastungsanlage Maithon Dam (Abb. 65):

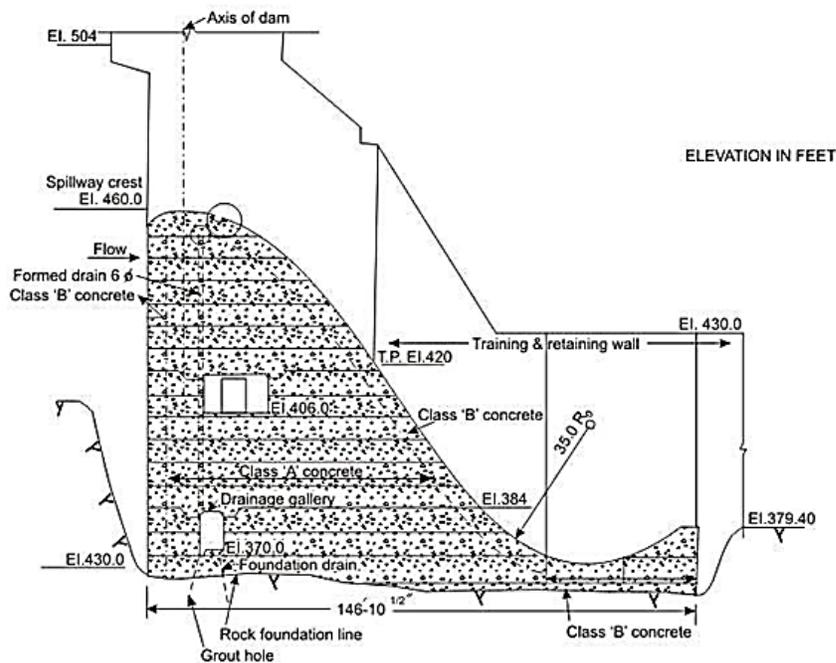


Abb. 65: Hochwasserentlastung Maithon Dam (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

- Probleme beim Solid Bucket

Ein großes Problem sind Schäden des Buckets die durch Abrasion von stromaufwärts transportierten Bettmaterials im Grundroller verursacht werden. Selbst kann das Material durch ungleichen Betrieb der Verschlüssen hineingezogen werden. Das Flussbett stromabwärts vom Bucket soll deshalb auf 1 bis 1,5 m unterhalb der unterwasser seitigen Bucketlippen gesetzt

werden, um die Wahrscheinlichkeit eines Materialentzuges zu minimieren. Wo es erforderlich ist die Einlaufhöhe niedriger als das Flussbettniveau anzuordnen, soll der Kanal um etwa 1 bis 1,5 m unterhalb des Lippeniveaus über etwa 15 m Länge stromabwärts eingetieft werden, erst danach erfolgt die Anpassung auf das Bettniveau.

4.5.3 Hydraulische Bemessung des Slotted Buckets

Ein solcher Bucket mit Zähnen wird verwendet, wenn die Unterwassertiefe größer als die nächsten Tiefen ist, und in der die Energieumwandlung durch seitliche Ausbreitung von Wasserstrahlen, zusätzlich zu der Bildung von zwei Rollern, vorkommt.

Bei dem Slotted Bucket geht ein Teil der Strömung durch die Schlitze, breitet sich seitlich aus und ist weiter von dem Kanalboden durch einen kurzen Vorfeld an dem stromabwärtigen Ende des Buckets angehoben. Somit wird die Strömung getrennt und über einen größeren Bereich verteilt, was zu kleineren Strömungskonzentrationen führt. Die Geschwindigkeitsverteilung stromabwärts des Buckets ist derjenigen bei einer natürlichen Strömung ähnlicher, d.h. höhere Geschwindigkeiten an der Oberfläche und niedrigere Geschwindigkeiten an der Unterseite. Bei der Gestaltung eines Slotted Buckets sollte besondere Aufmerksamkeit vor allem auf die Gestaltung der Zähne geben, um sicherzustellen, dass die Zähne kavitationsfrei funktionieren.

Die Hauptmerkmale von der hydraulischen Konstruktion des Slotted Buckets bestehen in der Bestimmung der Reihe nach des Folgenden:

- a) Beckenradius
- b) Einlaufhöhe
- c) Absprungwinkel
- d) Buckets- und Zahnabmessungen, Zahnabstand und -abmessungen

Die verschiedenen Parameter sind in Abb. 66 dargestellt.

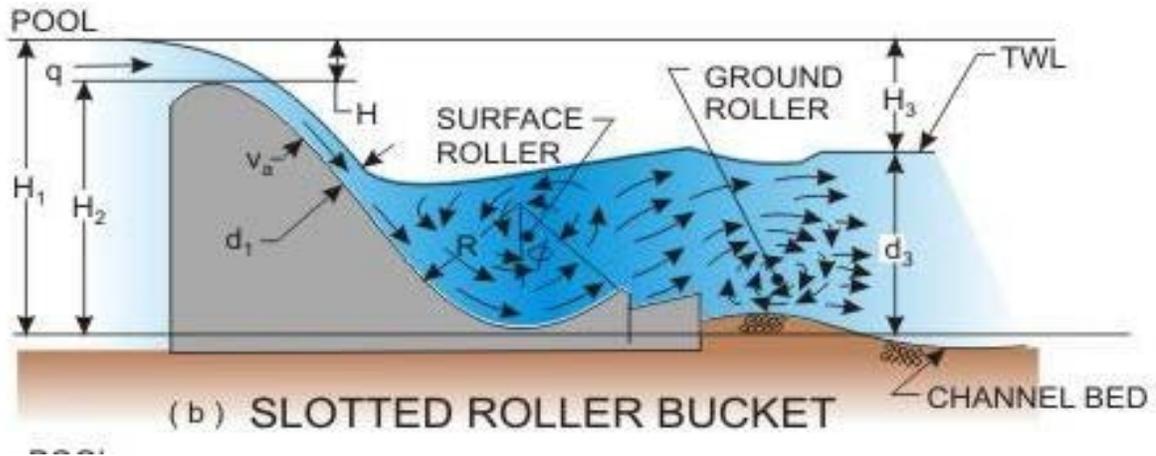


Abb. 66: Slotted Bucket (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

- Bucketradius

Zuerst bestimmt man Q und dann berechnet q – Abfluss pro Meter Tiefe des Buckets. Man berechnet auch v_t - die theoretische Geschwindigkeit der ins Bucket einlaufenden Strömung durch die Formel $v_t = (2gH)^{1/2}$. Durch Abb. 67 wird v_a - die eigentliche Geschwindigkeit der ins Bucket einlaufenden Strömung, berechnet. Bestimmt wird $d_1 = q/v_a$ und die Froudezahl durch $F_1 = v_a/(gd_1)^{1/2}$ für die maximale Strömung.

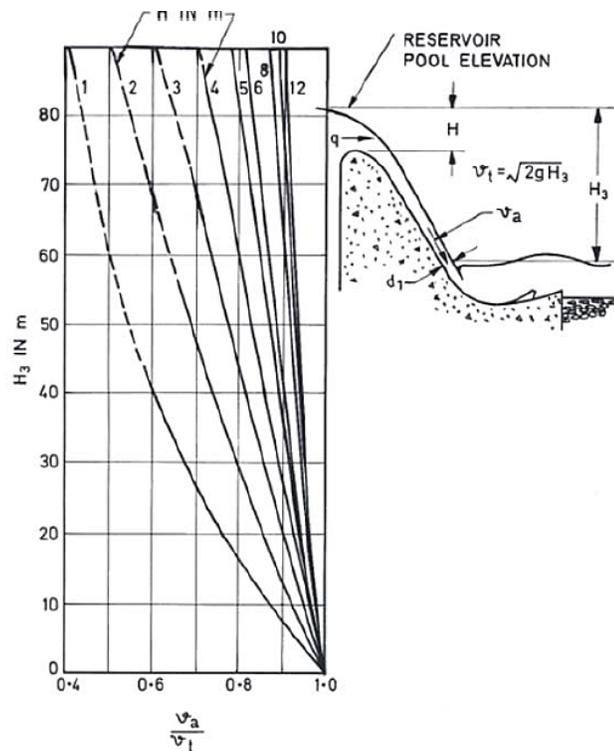


Abb. 67: Design von Slotted Bucket – Geschwindigkeit der einlaufenden Strömung (28, Kharagpur, 2001)

- Einlaufhöhe des Buckets:

Durch Abb. 68 und F_1 , wird T_{min}/d_1 berechnet, wodurch man die minimale Unterwassertiefe T_{min} berechnen kann. Der Schritt in Abb. 70 wird wiederholt, damit die maximale Unterwassertiefe T_{max} berechnen kann. Solche Einlaufhöhe ist zu verwenden, bei der die Unterwasserniveau zwischen den Unterwassertiefengrenzen T_{min} und T_{max} liegen. Für beste Ergebnisse ist solche Einlaufhöhe des Buckets gewählt, bei der der Unterwasser T_{min} näher kommt..

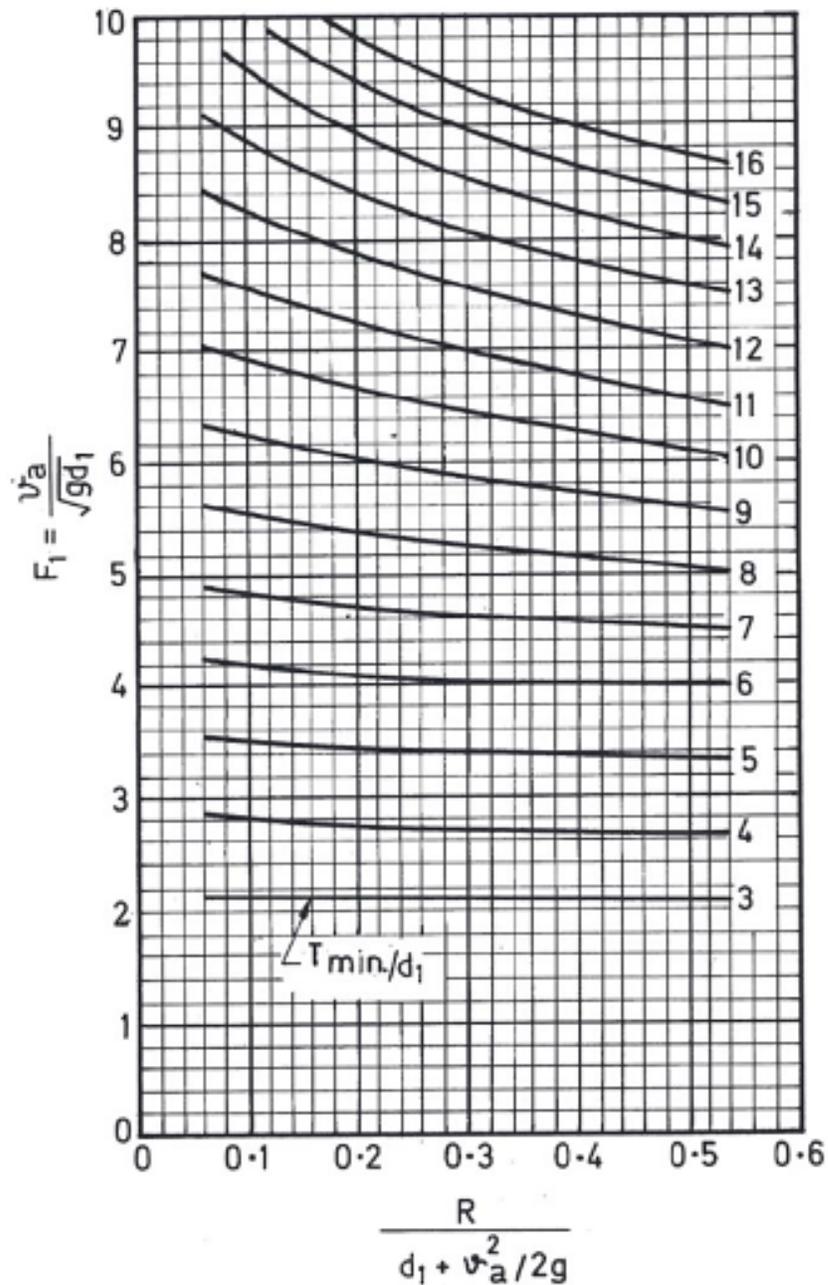


Abb. 68: Bestimmung von Slotted Bucket – niedrigste Unterwassergrenze (28, Kharagpur, 2001)

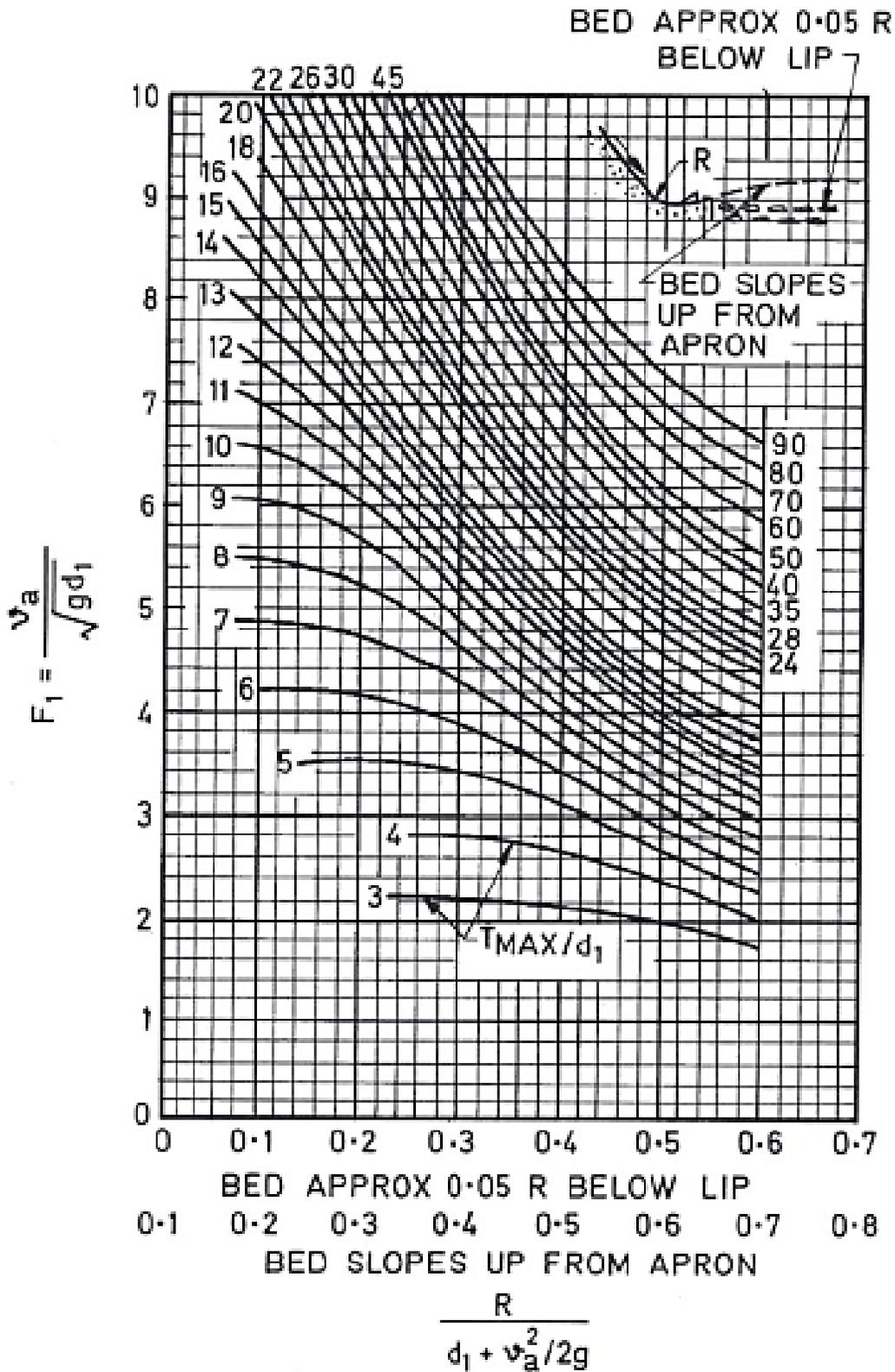


Abb. 69: Bestimmung von Slotted Bucket – höchste Unterwassergrenze (28, Kharagpur, 2001)

- Randwinkel des Buckets

Der Randwinkel des Buckets soll eingestellt werden, was bei Solid Bucket auch anwendbar ist. Ein Beispiel für die Nutzung von Slotted Bucket ist die Energieumwandlungsanlage Indira Sagar Dam Spillway (Abb. 70).

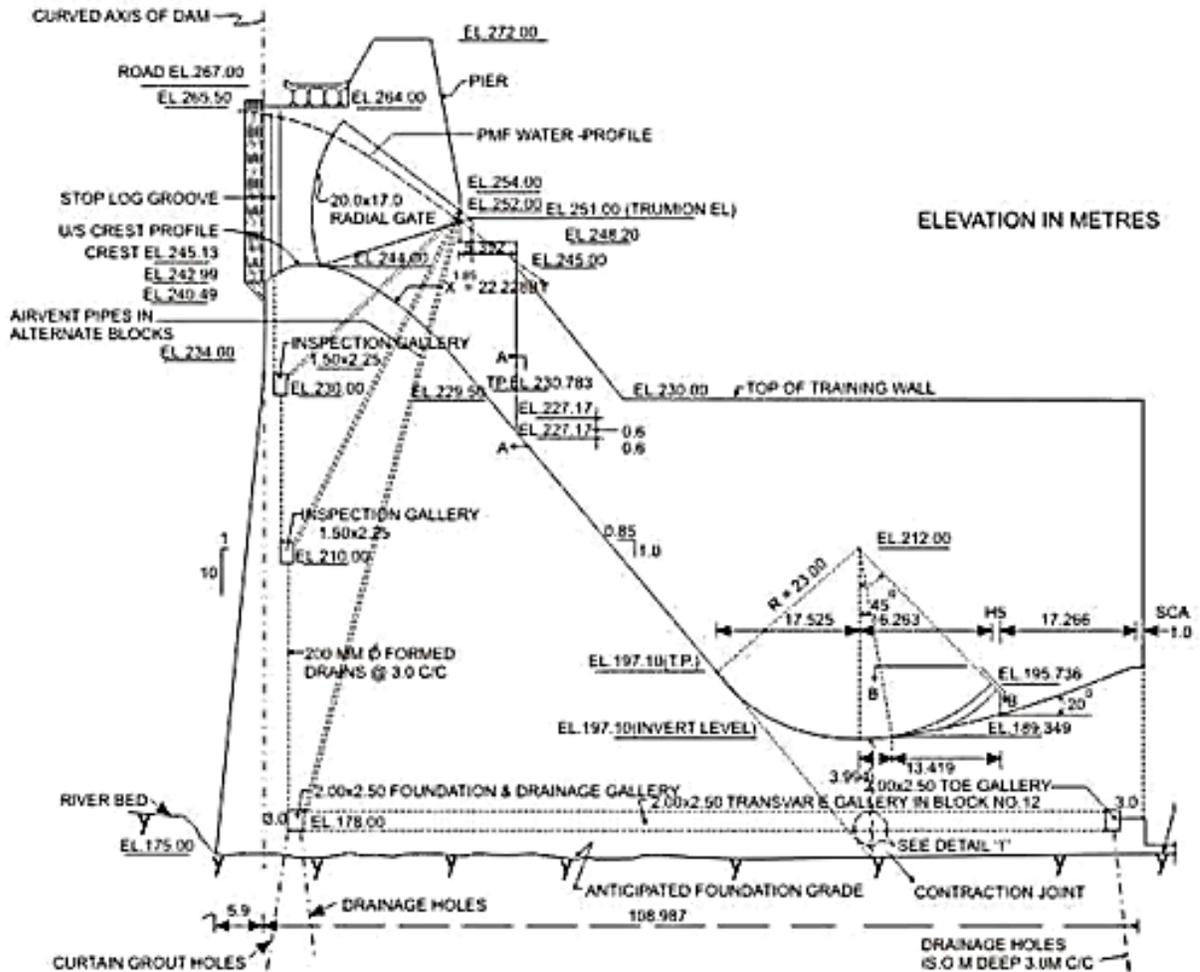


FIGURE 63. Indira Sagar Dam Spillway

Abb. 70: Indira Sagar Dam (27, Bureau of Indian Standarts, 2010)

4.5.4 Hydraulische Bemessung des Plunge Pools

Es gibt keine Entwurfsnormen von Plunge Pools, in das vertikale oder schräge Strahlen fallen. Das Verhalten des Strahls in der Luft und im Wasser, Druck und Kräfte im Plunge Pool, ist zu berücksichtigen (Khatsuria, 2004).

Xu et al. (2002) behauptet auch, dass der Druck auf dem Plunge Poolboden der wichtigste Entwurfparameter ist. Es soll nicht nur der maximale Druck begrenzt werden, sondern auch der Gradient der Druckverteilung auf dem Boden des Plunge Pools.

Wenn das Wasserpolster im Plunge Pool nicht tief genug ist, um der Überfallstrahl zu absorbieren, und die Energie im Überfallstrahl groß genug ist, um das Wasserpolster zu versetzen, wird im Plunge Pool ein Wassersprung gebildet (Abb. 71).

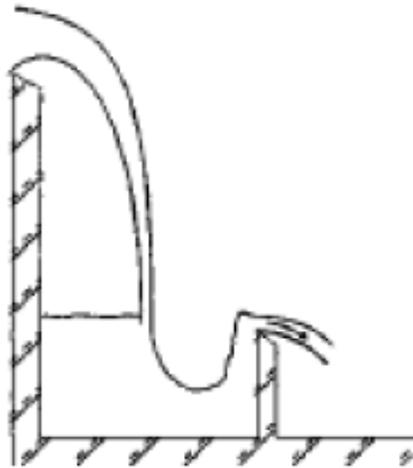


Abb. 71: Wassersprung im Plunge Pool (28, Kharagpur, 2001)

Eine dynamische Hebung der Betonplatte, die den Boden eines Plunge Pools bildet, wird vom schwankenden Druck unter der Platte - durch Risse oder Klüften - verursacht. Meistens passiert sie im Aufprallbereich. Maximale Hebung wird verursacht, wenn der momentane Maximaldruck auf der unteren Seite der Platte und Mindestdruck auf der oberen Seite auftritt.

Um die Tiefe des Plunge Pools zu mindern, soll der Wasserstrahl in mehreren Strahlen geteilt werden. Auch diese Strahlen sollen genügend zerstreut werden, bevor sie ins Plunge Pool fallen. Jedoch ist der Einfluss der Belüftung der Strahlen auf den Druck am Plunge Poolboden klein.

Gao (1999) behauptet, dass die Methode zur Erhöhung der Energieumwandlungsrate und Reduzierung des Aufpralls auf den Plunge Poolboden in die Vergrößerung der Fläche des Scherbereichs durch Trennung der Strömung in zerstreuten Strahlen und Erhöhung der Wassertiefe besteht.

Nach Khatsuria (2004) sollte ein Plunge Pool eine Länge haben, bei der die Wirkung der auftreffenden Strahlen stark reduziert wird. Diese Länge ist etwa ein Drittel der Wasserpolstertiefe. Zur Bestimmung der Breite des Plunge Pools ist ein hydraulisches Modell

erforderlich. Es muss mindestens so breit wie die Hochwasserentlastungsanlage sein, aber wird oft durch den vorhandenen Raum bestimmt.

Die Schlussfolgerungen von Xu et al. (2002) zur Optimierung eines Plunge Pools sind folgende:

- Erweiterung der Größe des Scherumwandlungsbereichs (durch Zerstreung der Strahlen).
- Verringerung der Aufprallintensität im Umwandlungsbereich (durch Bildung eines dynamisches Wasserpolsters).
- Maximale mögliche Nutzung des Wasserkörpers in dem Mischungsbereich.

Für die Bestimmung der interessierenden Kolktiefe gibt es nur empirische Schätzwerte. Schoklitsch (1932) gibt hier die folgende Formel zur Abschätzung der Kolktiefe t an:

$$t = \frac{4,75}{d_{90}^{0,32}} \cdot H^{0,2} \cdot q^{0,57} - h_u \quad (Gl.41)$$

d_{90} – maßgebender Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang [mm]

H – Absturzhöhe [m]

q – spezifischer Abfluss [m^3/s^2]

h_u – Unterwassertiefe [m]

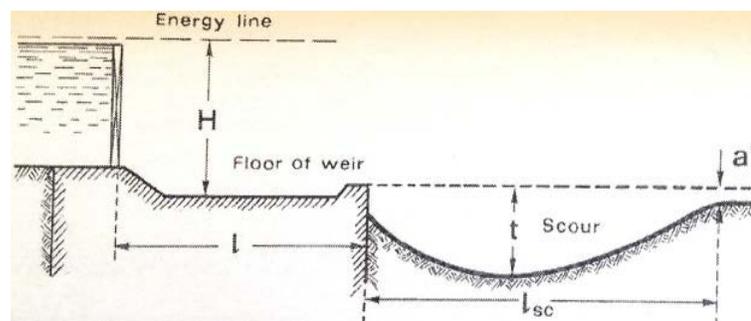


Abb. 72: Kolkbildung nach Schoklitsch (13, Bulgheroni, 1988)

Ähnliche Formeln lieferten Veronese und Jaeger (1939). Stein bestimmten für die Berechnung der Kolktiefe t folgende Formel:

$$t = \frac{C_D \cdot \lambda \cdot \rho \cdot v_0^2 \cdot h}{\tau_c} \sin \varphi \quad (Gl.42)$$

mit C_D – 2,6 Diffusionskoeffizient

λ – 0.02 Reibungsbeiwert

Diese Gleichung ist für freifließende Strähle entwickelt. Die Kolktiefe beträgt:

$$L_K = 2,7 \frac{h^{0.45} q^{0.9}}{g^{0.45} d_{95}^{0.8}} \quad (Gl.44)$$

und die Entfernung der maximalen Kolktiefe ist: $x_1 = 3,9 \frac{h^{0.27} q^{0.54}}{g^{0.27} d_{95}^{0.08}} \quad (Gl.45)$

Studenichikov: $t + h_2 = \left(1,5 + k \frac{h_c^2 n}{h_0^2}\right) \left(\frac{0,8942 (\zeta q_0)^{0.8}}{g^{0.4} d_m^{0.20}}\right) \quad (Gl.46)$

$k = 0,1$ bei $B_2 > 2.5B_0$ B_2 – Flussbettsbreite [m]

$k = 0,2$ bei $B_2 = B_0$ B_0 – Strömungsbreite bei der Krone [m]

h_c – kritische Strahltiefe [m]

n – Faktor bezüglich von Luftannahme

$\zeta = q/q_0$

q – spezifischer Abfluss im Aufprallbereich [m^3/s^2]

q_0 – spezifischer Abfluss vom Strahl am Anfang [m^3/s^2]

d_m – durchschnittlicher Stoffdurchmesser [mm]

Martins hat eine Formel entwickelt: $t = 0,14N + 0,7h_2 - \frac{0,73 \cdot h_2^2}{N} \quad (Gl.47)$

$$N = \sqrt[7]{\frac{Q^3 h^{3/2}}{a^2}} \quad (Gl.48)$$

Die maximale Kolktiefe ist: $h_2 = 0,48N \quad (Gl.49)$

Machado: $t + h_2 = 1,35 \frac{C_v^{0.5} q^{0.5} h^{0.3145}}{d_{90}^{0.0645}} \quad (Gl.50)$

C_v – Koeffizient bei der Strahlreflektion ind der Lüft

N_s – Sedimentzahl

Es folgen halb -empirische Bestimmungen der Kolktiefe.

$$\text{Mirtskhulava: } t + h_2 = \left(\frac{3\eta v_u (2B_u)}{w} - 7,5(2B_u) \right) \frac{\sin \Theta}{1 - 0,175 \cot \Theta} + 0,25h_2 \quad (Gl.51)$$

η – Werte von der momentan maximum Geschwindigkeit

w – Fallgeschwindigkeit von Sedimenten

B_u – Strahlbreite [m]

$$2B_u = \frac{0,8q}{v_u} \quad (Gl.52)$$

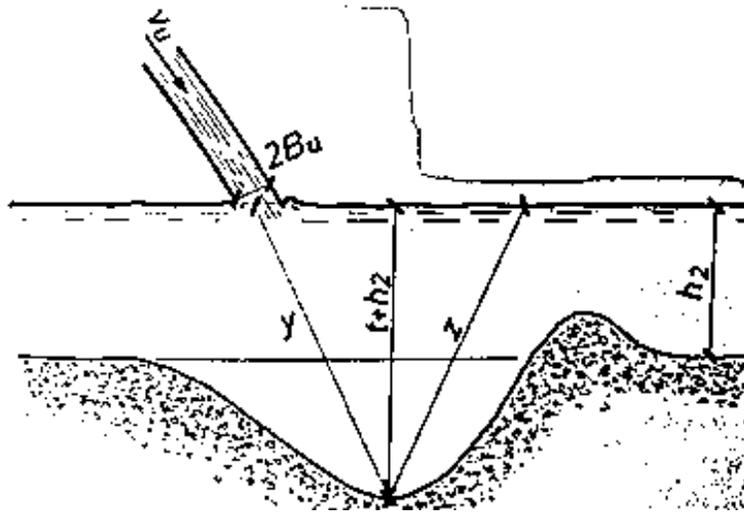


Abb. 75: Skizze von Kolkparametern von Mirtskhulava (31, Schleiss, 1984)

Martins:

$$t + h_2 = \left(\frac{8,3\eta v_u (2B_u)}{\sqrt{\frac{2gmb^2c(\gamma_s - \gamma)}{\gamma \sin \Theta (0,6b^2 + 0,2c^2)}}} - 7,5(2B_u) \right) \frac{\sin \Theta}{1 - 0,175 \cot \Theta} + 0,25h_2 \quad (Gl.53)$$

γ - spezifische Wassergravitation

Θ - Böschungswinkel des Bettmaterial, das unter Wasser ist [°]

Rubinstein: $t + h_2 = 3,7\varepsilon\left(\phi\frac{T_0}{D}\right)^{3/4} \frac{1}{Fr^{2.4}} \left(\phi^2 \frac{Z_2}{h_2} - (1 - \phi^2)\right)^{4/3}$ (Gl.54)

Die Kolklänge (L_k) ist: $\frac{L_k}{h_2} = \frac{1}{Fr} \left[3 + 3,6\lambda\left(\phi^2 \frac{T_0}{D}\right)^{1/6} \left(\phi^2 \frac{h}{h_2} - (1 - \phi^2)\right) \right]$ (Gl.55)

D – Sphäredurchmesser [m]

λ und ε - Koeffizienten

Taraimovich: $L_k = (11 - 12)h_c$ (Gl.56)

h_c – kritische Strömungstiefe [m]

Eine weitere Gleichung für die gesamte Kolktiefe ist:

$t + h_2 = h_c \sqrt[4]{h} (\Theta / \phi_u) \phi(\eta / k_r w)$ (Gl.57)

η – Geschwindigkeitskoeffizient beim Übergang zur Sprungschanze

ϕ – Winkel von Kolkloch stromabwärts [°]

k_r – Koeffizient von Felsfestigkeit

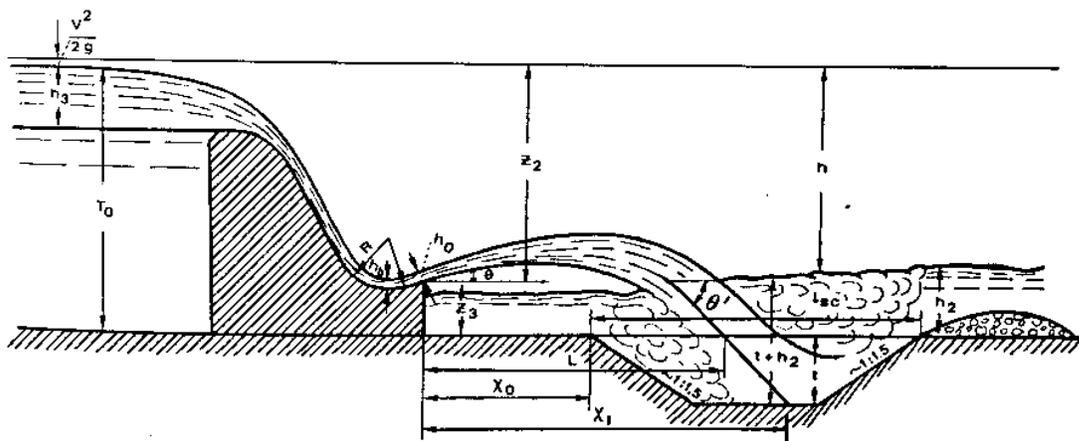


Abb. 76: Kolk unter Sprungschanze (31, Schleiss, 1984)

Chain (1973): $t + h_2 = 1,18h^{0.235} q^{0.51}$ (Gl.58)

Mason (1985): $t + h_2 = 3,27h^{0.15} q^{0.6h} h_2^{0.05} / g^{0.3} d^{0.1}$ (Gl.59)

4.5.5 Hydraulische Bemessung des Tosbeckens

Grundlage der Bemessung ist die Ermittlung der Wassertiefe h_1 des Eingangsschussstrahles bei Eintritt in das Tosbecken und die sog. Konjugierte Wassertiefe h_2 am Ausgang des Tosbeckens bzw. Wechselsprunges (Abb. 77).

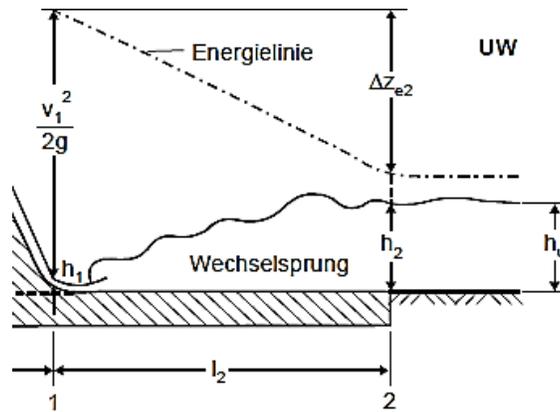


Abb. 77: Konjugierende Wassertiefen (25, Aigner, 2015)

„Damit der Wechselsprung ausschließlich im Tosbecken stattfindet und nicht nach unterstrom in das dafür unbefestigte Flussbett abwandert, ist eine ausreichende Stützkraft vom Unterwasser erforderlich“¹³. Die Betrachtung des hydrodynamischen Gleichgewichtes ergibt eine zum Eingangsschussstrahl konjugierende Wassertiefe von:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 h_1}{g}} \quad (Gl.60)$$

h_1 – Wassertiefe [m]

h_2 – Wassertiefe [m]

v_1 – Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

g – Erdbeschleunigung [m/s²]

Aus dem Vergleich der rechnerisch erforderlichen Unterwassertiefe h_2 mit der tatsächlich vorhandenen Tiefe h_u erhält man den sog. Einstaugrad:

$$\varepsilon = \frac{h_u}{h_2} \quad (Gl.61)$$

Im Allgemeinen sollte der Einstaugrad einen Wert von etwa 1,05 aufweisen.

Die Tosbeckenlänge L_T sollte nach empirischen Erkenntnissen etwa betragen:

$$L_T = 5(h_2 - h_1) \quad (Gl.62)$$

Vorschläge für unterschiedliche Tosbeckentypen sind in den Abb.78 bis Abb. 82 dargestellt.

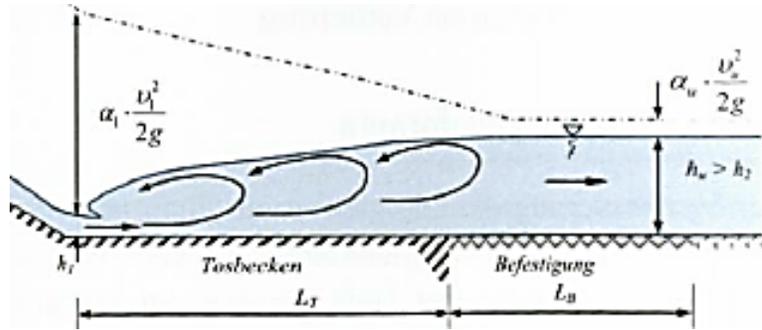


Abb. 78: Tosbeckentyp mit ebener Sohle ohne Einbauten (25, Aigner, 2015)

Bedingung ist: $h_u > h_2$, $Fr_1 < 9$, $L_T = 5,9h_2$, $L_B = (2-3)L_{WS} - L_T$.

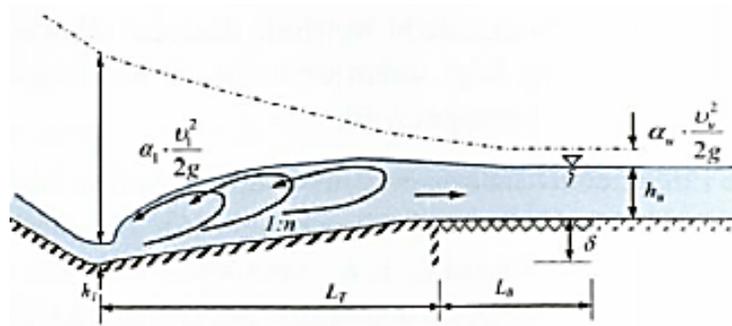


Abb. 79: Tosbeckentyp mit ansteigender Sohle ohne Einbauten (25, Aigner, 2015)

Bedingung ist: $h_u > h_2 - \delta$, $Fr_1 > 3$, $L_T = 3,6 \cdot h_2$, $L_B = (2-3)L_{WS} - L_T$.

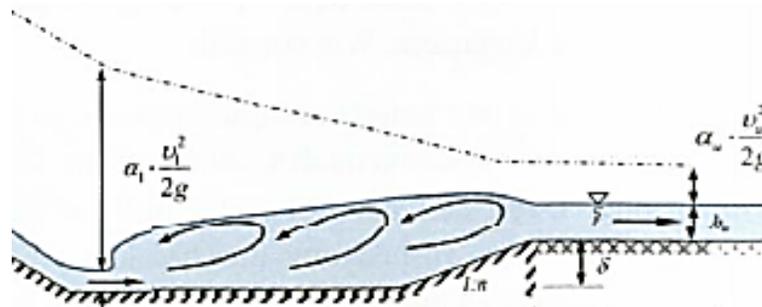


Abb. 80: Tosbeckentyp mit ansteigender Sohle (25, Aigner, 2015)

Bedingung ist: $h_u > h_2 - \delta$, $Fr_1 = 3 - 9$, $L_T = 5,5 \cdot h_2$, $L_{Bmin} = 2,5 \cdot (h_2 - \delta)$, $L_{Bmin} = 2,5 \cdot (h_2 - \delta)$, $L_{Bmax} = (14 - 0,2Fr_1) \cdot (h_u - \delta)$.

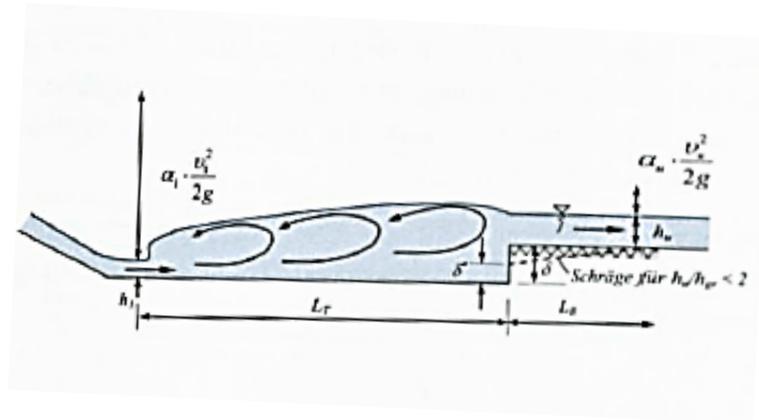


Abb. 81: Tosbeckentyp mit Vertiefung mit Endschwelle (25, Aigner, 2015)

Bedingung ist: $h_u > h_2 - \delta$, $Fr_1 > 4,5$, $L_T = 5,4 \cdot h_2$, $L_{Bmin} = 2,5 \cdot (h_2 - \delta)$, $L_{Bmax} = (14 - 0,2Fr_1) \cdot (h_u - \delta)$.

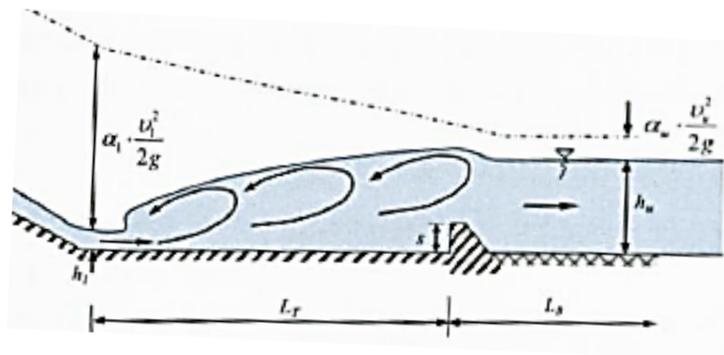


Abb. 82: Tosbeckentyp mit ebener Sohle mit Endschwelle (25, Aigner, 2015)

Bedingung ist: $Fr_1 = 3 - 10$, $L_T = 14 \cdot h_1$, $L_{Bmin} = 2,5 \cdot (h_2 - \delta)$, $s = 1,6h_1$, $L_B = (2-3)L_T$.

5 Ausführungsbeispiele

Keban Dam (Türkei)

Der Keban Dam befindet sich in der Türkei an dem Fluss Euphrat. Es handelt sich um einen Staudamm. Seine Höhe beträgt 207 m und 163 m von der Flusssohle. Die Leistung der Hochwasserentlastungsanlage liegt bei $17000 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Energieumwandlung wird durch einen Flip Bucket umgesetzt. Der Schussstrahl wird durch Stürzähne versprüht. Der Durchfluss wird durch die 124 m breite und 400 m lange Schussrinne erzeugt. Am Schussrinnenende ist ein Flip Bucket eingebaut.



Abb. 83: Lage des Keban Dammes (29, Kleist, 2006)

Der Dam wurde 1975 errichtet und die Hochwasserentlastung funktioniert mit niedrigen Durchflüssen, außer von 1983 bis 1986. Auf der Abb. 84 ist die Kolkbildung dargestellt. Die maximale Kolktiefe beträgt $t = 18 \text{ m}$.

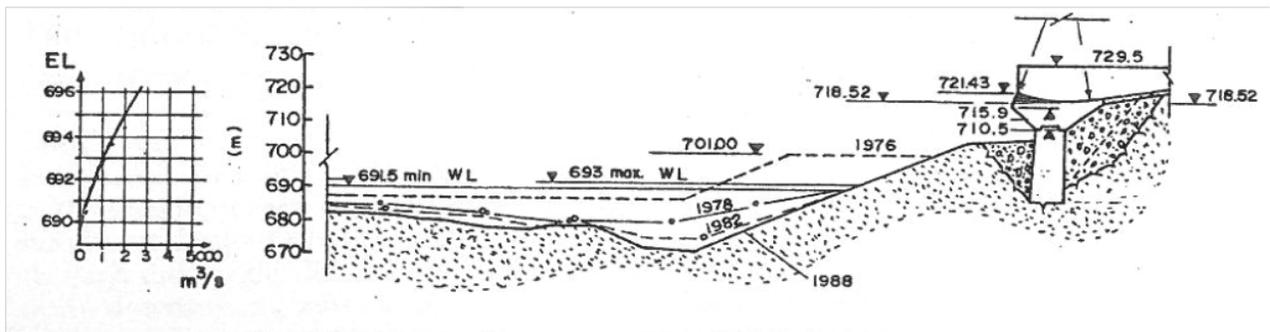


Abb. 84: Kolkbildung nach der Hochwasserentlastungsanlage des Keban Dammes (15, Yildiz 1994)

Talsperre Pöhl (Sachsen, Deutschland)

Die Gewichtsstaumauer gliedert sich in 23 Mauerfelder, die aus 2,50 m hohen Betonierblöcken bestehen. Die Regelbreite der Felder beträgt 15 m, in den Bereichen von Geländesprüngen und im Bereich der Hangkehlen ist sie auf 10 m reduziert. Die Stauwand ist vertikal ausgebildet, die luftseitige Neigung der Staumauer beträgt 1:0,73.

Die Hochwasserentlastung erfolgt über einen mittig in der Staumauer liegenden Überlauf mit Schussrücken auf der Mauerluftseite, die mit einer Sprungschanze, endet. Die lichte Breite des zweifeldrigen Hochwasserüberlaufs beträgt 27,38 m. Das sich an das Krafthaus anschließende Tosbecken ist 65 m lang, 20 m breit und 5,50 m tief.



Abb. 85: HWE und Krafthaus nach Fertigstellung (17 Hartung, 1972)

Mosul Dam (Irak)

Der projektierte Mosul Dam befindet sich in der Republik Irak und liegt am Tigris, ungefähr 50 km nordwestlich der Stadt Mosul. Die 3600 m lange und 100 m hohe, geschüttete Talsperre schliesst bei Normalstau einen See von 11 Milliarden m³ ein und dient der Elektrizitätserzeugung, der Bewässerung und dem Hochwasserschutz. Außer dem eben erwähnten Damm umfasst das Gesamtprojekt die folgenden Anlageteile:

- Eine Hochwasserentlastung mit regulierbarem Wehr, welchem sich eine 700 m lange und 50 m breite Schussrinne und ein Skisprung anschliesst.
- Einlässe, Leitungen und Auslässe für Bewässerungswasser, Grundablass und Baumleitung.
- Eine Zentrale mit vier Francisturbinen.



Abb. 86: Schussrinne Mosul Damm (Irak) (23, Wikipedia)

San Roque Dam (Philippinen)

Die San Roque Dam ist eine große Talsperre am Fluß Agno auf den Philippinen. Der Staudamm ist mit 210 m Höhe und 1130 m Länge der größte in Südostasien und ungefähr der zwölft- größte Steinschüttdamm der Welt.

Diese Anlage dient der Bewässerung von 87.000 Hektar Landfläche, dem Hochwasserschutz und der Stromerzeugung. Der Stausee fasst etwa 850 Millionen Kubikmeter und ist 12,8 km² groß. Mit dem gespeicherten Wasser wird eine Wasserkraftanlage mit 345 MW Leistung betrieben.

Die Hochwasserentlastung der Mehrzweckanlage San Roque erfolgt über eine 550 m lange Schusrrinne und eine Höhendifferenz von rund 130 m. Bei einer Kapazität von 15 000 m³/s auf einer Breite von 100 m entstehen Geschwindigkeiten von 30 bis 40 m/s. Als Massnahme gegen die Kavitationsgefahr ist eine Belüftung in transversalen Belüftungsschlitzen vorgesehen.



Abb. 87: San Roque Damm (Phillipinen) (23, Wikipedia)



Abb. 88: Schusrrinne San Roque (Phillipinen) (23, Wikipedia)

A'Sarooj Dam (Oman)

Das Bauwerk liegt in einer Engstelle des Tals (Breite ca.100m). Die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage wurde ein Abfluss von $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ zu Grunde gelegt.

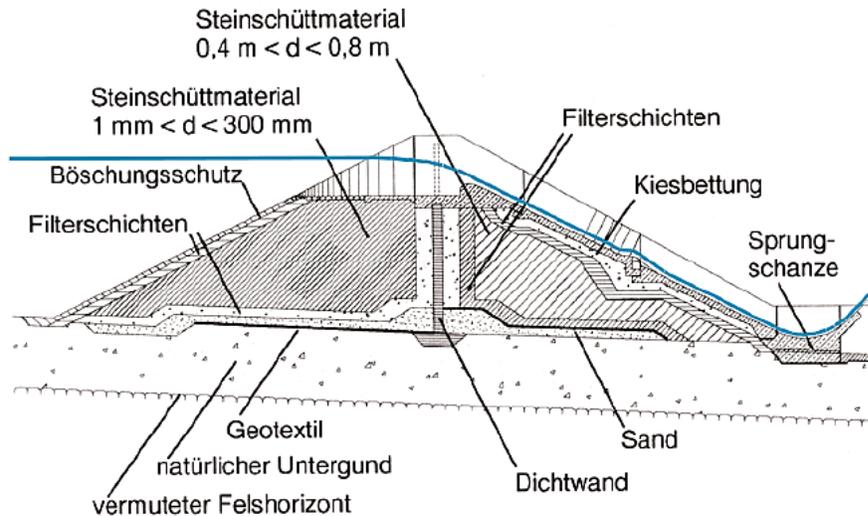


Abb. 89: Dammschnitt (29, Kleist 2003)

Aufgrund der topographischen Verhältnisse kann die Hochwasserentlastungsanlage über den Damm mit der maximalen Breite von 100 m ausgebildet werden. Mit dem zu berücksichtigenden maximalen Abfluss berechnet sich daraus der spezifische Abfluss zu $q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser spezifische Abfluss kann nur mit einer Schussrinne aus Beton bewältigt werden. Ein Lageplan des Dammes ist in Abb. 90 dargestellt.

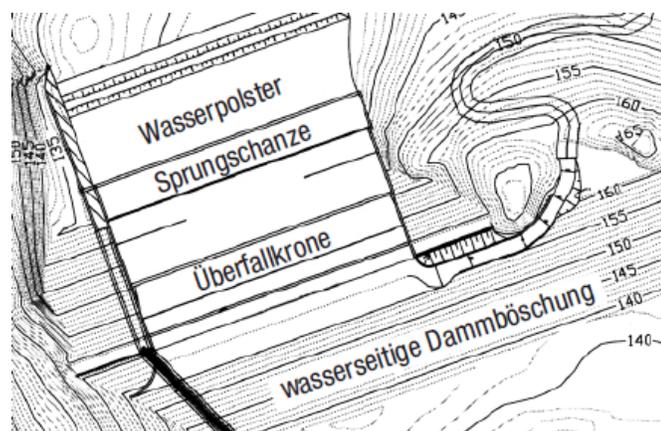


Abb. 90: Lageplan A'Sarooj Damm (29, Kleist 2003)

Im Rahmen der Planung wurden zusätzlich zwei Varianten für eine seitlich, neben dem Damm angeordnete Hochwasserentlastungsanlage untersucht. Die Varianten wurden jedoch aufgrund

sehr langer Schussrinnen und damit verbundener hoher Kosten und beengter Platzverhältnissen am Fußpunkt der Schussrinnen verworfen.

Die Energieumwandlung in einem Tosbecken konnte für den gesamten Abflussbereich rechnerisch nur durch ein sehr tief gegründetes Tosbecken nachgewiesen werden. Aufgrund der großen Felstrümmer im Untergrund wäre der Aushub dafür mit extrem hohen Kosten verbunden. Deshalb wurde eine Sprungschanze mit Wasserpolster und nachgelagertem Kolkschutz als Energieumwandlungsanlage konzipiert.

Die Modellversuche haben gezeigt, dass der Kolkschutz mit den vor Ort vorhandenen Bruchsteinen stabil gestaltet werden kann und keine Kolkbildung von mehr als 1,0 m unterstrom des Dammes erwartet werden muss.

ZUSAMMENFASSUNG

Hochwasserentlastungsanlagen können sehr unterschiedlich ausgeführt werden. Die Hauptfunktion einer Hochwasserentlastungsanlage besteht darin, den Bemessungsabfluss sicher und schadlos für die Stauanlage aus dem Becken abzuführen. Das ganze Hochwasserentlastungssystem muss so bemessen und entworfen werden, damit es auch hydraulisch problemlos funktioniert. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Gestaltung und Bemessung sowie Probleme die beim Betrieb einer Hochwasserentlastungsanlage großer Leistungsfähigkeit (Schussrinne) auftreten können, behandelt.

Wichtig beim Entwurf des Einlaufbauwerkes ist das Stoßwellenphänomen. Die Aufgabe ist es, die Bildung von Stoßwellen zu erkennen und die störende Wirkung im Zulaufbereich zu unterdrücken bzw. minimieren. Mögliche wasserbauliche Maßnahmen sind z.B. – Lenkung der Stromlinien, Erzeugung eines Fließwechsels im Einlaufbauwerk oder die Wahl eines geeigneten Verengungstyps. Es werden verschiedene Typen von Einlaufbauwerken gezeigt und deren hydraulische Bemessung angeführt.

Hohe Geschwindigkeiten der Strömung im Schussrinnenkanal können zur Kavitation führen. Diese hat eine zerstörende Wirkung auf den Beton (Kavitationserosion). Untersuchungen haben gezeigt, dass diese durch eine bestimmte Luftkonzentration an der Sohle verhindert werden kann. Die effizienteste und wirtschaftliche Methode zur Verhinderung der Kavitationserosion ist die künstliche Sohlenbelüftung durch den Einbau von Rampen etc.. Die hydraulische Bemessung des Schussrinnenkanals inklusive der Abschätzung der Einbauten für die Sohlbelüftung wurde ebenfalls in der Arbeit behandelt.

Ein weiteres Problem ist die Umwandlung der Energie am Ende der Schussrinne. Das abgeführte Wasser besitzt eine große kinetische Energie, die umgewandelt werden muss. Dies wird in der Regel durch ein konventionelles Tosbecken bzw. mittels einer Sprungschanze (Flip Bucket) mit anschließendem Kolksee (Plunge Pool) umgesetzt. Die Gestaltung und die hydraulische Bemessung der verschiedenen Energieumwandlungsanlagen werden beschrieben.

Weiters wird die Kolkproblematik betrachtet. Ein Kolk entsteht, wenn Bodenmaterial (Fels etc.) durch die Einwirkung von starken Wasserströmungen (Jets) im Energieumwandlungsbereich erodiert wird. Die dabei wirkenden Erosionsmechanismen des meist felsigen Untergrundes werden grundsätzlich erklärt.

BIBLIOGRAPHIE

1. DROBIR, Helmut: Studienblätter zur Vorlesung Hydrotechnische Anlagen Teil 2; Technische Universität Wien – Institut für konstruktiven Wasserbau
2. VOLKART, Peter; Kavitation an Schussrinnen und deren Vermeidung durch Belüftung; Internationales Symposium 1988 in Zürich Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau
3. MINOR, Hans- Erwin; Konstruktive Details zur Vermeidung von Kavitationsschäden, Internationales Symposium 1988 in Zürich Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau
4. KOSCHITZKY, Hans- Peter, Dimensionierung von Schussrinnenbelüftern. Die Wasserwirtschaft 1988
5. VISCHER, Daniel; Kavitation an Schussrinnen; Die Wasserwirtschaft 1987
6. ANASTASI, Giuliano: Die Aufhebung von Stosswellen in Schussrinnenverengungen, 1982
7. VOLKART, Peter, Sohlenbelüftungen gegen Kavitationserosion in Schussrinnen Wasserwirtschaft 1984
8. JIRKA, Gerhard; LANG, Kornelia: Gerinnehydraulik, Universität Karlsruhe: 2004
9. PETERKA, A.J.: Hydraulic Design of Stillig Basins and Energy Dissipators, A water resources technical publication, Engineering Monograph No. 25
10. RUTSCHMANN, Peter: Belüftungseinbauten in Schussrinnen: Wirkungsweise, Formgebung und Berechnung von Schussrinnenbelüftern, Abhandlung zur Erlangung des Titels eines Doktors der Technischen Wissenschaften der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich: 1988
11. RUTSCHMANN, Peter: Die transversale Druckverteilung unter Sprungstrahlen von Schussrinnenbelüftern Wasserwirtschaft 1987
12. PFISTER, Michael: Mitteilungen 203, Schussrinnenbelüfter Lufttransport ausgelöst durch interne Abflussstruktur, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 2008
13. BULGHERONI, Guido; Die zeitliche Entwicklung des Kolkes unterhalb des Auslaufbauwerkes eines Umleitstollens, Internationales Symposium 1988 Zürich, Erosion, Abrasion und Kavitation in Wasserbau
14. Hydraulic Design of Spillways Department of Army USA 1990 S.40-42
15. YILDIZ, D. Prediction of scour depth from free falling flip bucket jets , International Water Power Dam Construction 1994
16. HÄUSLER, Erich; Zur Kolkproblematik bei Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren mit freiem Überfall, Wasserwirtschaft 1980
17. HARTUNG, Fritz; Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen bei Talsperrendämmen, Wasserwirtschaft 1972
18. STRAUB, S., ANDERSON B. Self aereated Flow in Open Channels, 1960
19. SENTÜRK, F. Hydraulic of Dams and Reservoirs, 1994
20. MALCHEREK, A., Fließgewässer - Hydromechanik und Wasserbau, 1992
21. NOVAK, P; MOFFAT, A: Hydraulic Structures, Third Edition: Taylor & Francis e-Library, 2004
22. SCHRÖDER, R; ZANKE, U: Technische Hydraulik 2.Auflage, Kompendium für Wasserbau, Springer, 1994
23. http://en.wikipedia.org/wiki/San_Roque_Dam_%28Philippines%29
24. RIßLER Peter; Talsperrenpraxis 1998
25. AIGNER, Detleff, Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft 2015
26. HEINEMANN, Ekkehard, Hydraulik für Bauingenieure, 2.Auflage 2004 S.147 u. 153

27. Criteria for hydraulic design of bucket type energy dissipaters, Bureau of Indian Standarts 2010
28. KHARAGPUR, Hydraulic Structure for Flow Diversion and Storage 2001
29. KLEIST Frank, Ingenieurbüro SKI
30. BOLLAERT E., Rock Scour at Hydraulic Structures: A Practical Engineering Approach 2010
31. SCHLEISS Anton, Scour Related to Energy Dissipators for High Head Structures Zürich 1984

NOMENKLATUR

1. ANASTASI, Giuliano: Die Aufhebung von Stosswellen in Schussrinnenverengungen, 1982 S.34
2. ANASTASI, Giuliano: Die Aufhebung von Stosswellen in Schussrinnenverengungen, 1982 S.3 14
3. ANASTASI, Giuliano: Die Aufhebung von Stosswellen in Schussrinnenverengungen, 1982 S.125
4. VOLKART, Peter, Sohlenbelüftungen gegen Kavitationserosion in Schussrinnen Wasserwirtschaft 1984 S.432
5. PFISTER, Michael: Mitteilungen 203, Schussrinnenbelüfter Lufttransport ausgelöst durch interne Abflussstruktur, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 2008 S. 124
6. DREWES, U.: Mitteilung Nr.99, , der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Oberflächen Toleranzen bei Betonschussrinnen im Hinblick auf die Kavitation 1988 S.15
7. PFISTER, Michael: Mitteilungen 203, Schussrinnenbelüfter Lufttransport ausgelöst durch interne Abflussstruktur, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 2008 S. 26
8. VOLKART, Peter, Sohlenbelüftungen gegen Kavitationserosion in Schussrinnen Wasserwirtschaft 1984 S.434
9. HARTUNG, Fritz; Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen bei Talsperrendämmen, Wasserwirtschaft 1972 S.40
10. KOSCHITZKY H.P. Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schussrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden, Inst. Wasserbau, T.U.Stuttgart Nr. 65, 1987 S.
12. ANASTASI, Giuliano: Die Aufhebung von Stosswellen in Schussrinnenverengungen, 1982 S.130
13. AIGNER, Handbuch der Hydraulik 2015 S. 414