

Verfahren zur hydraulischen Berechnung von Deich- und Damnbrüchen

Dr.-Ing. Karl Broich

Institut für Hydrotechnik GmbH, Drosselweg 4, D-82279 Eching a. A.
UniBw München, Werner-Heisenbergweg 39, D-85577 Neubiberg

1 Einleitung

Spätestens seit den Hochwasserereignissen der Jahre 1999, 2000 und 2002 ist die Sensibilität dafür gestiegen, dass jede Stauhaltung ein gewisses Risiko für die Unterlieger darstellt.

Ziel dieser Arbeit ist es nicht, einen Beitrag zur Erhöhung der konstruktiven Sicherheit von Dämmen zu liefern, sondern vielmehr ein Hilfsmittel bereitzustellen, das die Quantifizierung der Auswirkungen von Damnbrüchen ermöglicht. Es wird ausschließlich das Versagen von Schüttdämmen untersucht.

Vier verschiedene Berechnungsverfahren wurden entwickelt. Es handelt sich dabei um ein empirisches Modell, basierend auf dem Datenmaterial von 115 historischen Damnbrüchen, um ein analytisches Modell, um ein Parametermodell und um ein numerisches Modell. Das numerische Berechnungsverfahren verwendet die Flachwassergleichungen in Kombination mit der Exner-Sedimentbilanz. Geschiebe- und Schwebstofftrieb wurden mit verschiedenen bekannten Sedimenttransportformeln berechnet. Die 2d-numerische Simulation ermöglicht die räumliche Simulation der Breschenbildung.

1.1 Motivation

Das Kernproblem bei der Sicherheitsbetrachtung von Dämmen und Deichen ist von den frühesten Anfängen bis heute das gleiche geblieben: die Abschätzung des höchsten zu erwartenden Hochwassers und der daraus resultierenden baulichen Maßnahmen. Die Abschätzung des Bemessungshochwassers basiert in der Regel auf hydrologischen Reihen und schwankt naturgemäß innerhalb sehr weiter Grenzen. Da der Beobachtungszeitraum für die hydrologischen Reihen in Anbetracht der Nutzungsdauer einer Talsperre nicht ausreichend ist, müssen Prognosen getroffen werden. Diese sollten eine möglichst große Sicherheit gewährleisten. Die DIN 19700 schreibt für die Bemessung von Talsperren¹ die Auslegung auf ein Hochwasserereignis vor, das sich in tausend Jahren statistisch einmal ereignet. Eine hundertprozentige Sicherheit ist nicht möglich. Für den planenden Ingenieur stellt sich daher die Frage: Wie sicher ist sicher genug? Einen weiterführenden Ansatz zu dieser Problematik machte VOGEL (1982), indem er die Einbeziehung der Schadensauswirkung in der Beurteilung des Risikopotentials einer Talsperre forderte. Das Risikopotential

¹) Definition nach DIN 19700: Eine Talsperre ist ein Absperrbauwerk mit Staubecken. Dabei schließt das Absperrbauwerk nicht nur wie ein Wehr den Flussbereich, sondern auch den ganzen Talquerschnitt, und zwar erheblich über dem höchsten Hochwasserstand ab; im Staubecken wird der Zufluss über einen mehr oder minder langen Zeitraum gespeichert.

ist bei diesem Ansatz nicht mehr allein abhängig von der Konstruktion und der Wahl des höchsten zu erwartenden Hochwassers, sondern auch von Bevölkerungsdichte, Topographie, Bewuchs und Bebauungsgrad. Der Fragestellung: Wie ist ein Dammbbruch zu verhindern, wird also zusätzlich die Frage beigestellt: Was geschieht, wenn ein Damm bricht? Letzteres ist natürlich besonders bei bestehenden Dämmen von Interesse, da eine Erhöhung der Sicherheit durch nachträgliche bauliche Maßnahmen - wenn überhaupt - nur mit sehr hohem Aufwand möglich ist. Vogel geht davon aus, dass 1,24% inklusive der Dunkelziffer sogar 2-3% aller Talsperren bruchgefährdet sind.

Dies bedeutet, dass bei einer Gesamtanzahl von ca. 36000 Talsperren² weltweit (ICOLD, 1993), 500-1100 Talsperren gefährdet sind. Stellt man nachteilige klimatische Änderungen und folglich eine Häufung der außergewöhnlichen Hochwasser mit in Rechnung, erhöht sich die Versagenswahrscheinlichkeit weiter.

1.2 Bestehende Richtlinien

In der Bundesrepublik Deutschland existieren insgesamt 210 Talsperren, sowie 1100 Kilometer Wasserstraßen mit 700 Kilometern Dammstrecke allein in den alten Bundesländern. Die präventiven Maßnahmen umfassen hier bisher nur die Überwachung der Dämme. Die Erstellung von Flutungsplänen ist noch nicht einheitlich vorgeschrieben. Gleiches gilt für Evakuierungspläne und Versorgungsmaßnahmen.

Die passive Sicherheit der Dämme wird hingegen streng überwacht. Insbesondere die größeren Talsperren werden sehr genau beobachtet. Kanal und Flussdeiche werden von den örtlichen Behörden überwacht. Dies geschieht i.d.R. durch Begehung. Durch gute Überwachung können die Risiken minimiert, aber nicht ausgeschlossen werden. In einigen Ländern Europas wird daher neben dem selbstverständlichen Nachweis der passiven Sicherheit des Damms zusätzlich eine Prognose über die Auswirkung einer hypothetischen Dammbbruchwelle verlangt. Die Richtlinien über Art und Umfang der Untersuchungen sind länderspezifisch. Es kann jedoch stets eine Aufteilung in zwei separate Untersuchungen vorgenommen werden. Die eine behandelt den eigentlichen Dammbbruch, die andere berechnet die Ausbreitung der resultierenden Flutwelle. Diese Arbeit befasst sich mit Methoden zur Ausführung der zuerst genannten Dammbbruchuntersuchung. Tabelle 1.1 gibt einen Überblick zum Entwicklungsstand der Entwürfe von offiziellen Richtlinien für den Dammbbruch.

²) Definition nach ICOLD: Von der Internationalen Kommission für große Dämme wird die folgende Definition einer Talsperre gegeben (ICOLD,1973):

- a. Höhen größer als 15 m
- b. Höhen von 10-15 m und
 - Kronenlänge > 500 m oder
 - Stauinhalt > 1 hm³ oder
 - Leistung der Hochwasserentlastung > 2000 m³/s oder
 - bei deren Bau tiefgreifende Gründungsprobleme auftreten oder
 - deren Typ zu keiner der herkömmlichen Bauprinzipien zu zählen ist.

Tab. 1.1 Überblick des Entwicklungsstands verschiedener, nationaler Richtlinien zur Behandlung von Damnbrüchen (MOLINARO,1992 ergänzt)

3)	Frankreich	Deutschland	Großbritannien	Schweiz	Dänemark	Niederlande	Kanada	USA	Volksrepublik China	Italien	Slowenien
1 : Gültigkeitsbereich der Vorschriften	H>20 m V > 15 hm ³	H> 15 m ICOLD	V > 0.025 hm ³	H>10 m oder H>5 m V>0.05 hm ³	nicht definiert	See und Flussdeiche	Hochwasser-schutzdämme	Hochwasser-schutzdämme	nicht definiert	H>10m oder V> 0.1 hm ³	H>15m ICOLD
2 : Stauziel	Max.	nicht definiert	Max.	Max.	nicht def.	Max.	Max.	Normal	Normal	Max.	Normal
3 : Bruchart für Staudämme	Erosionsbruch	plötzl., total o. partiell	Erosionsbruch	plötzlich und total	Erosionsbruch	nicht definiert	Erosionsbruch	Erosionsbruch	progressiv	Erosionsbruch	plötzlich und total
4 : Bruchart für Stau-mauern	plötzlich u. total	plötzl., total o. partiell	plötzlich	plötzlich und total	plötzl. total o.part.	nicht definiert	plötzl. total o.part.	meist plötzl.	plötzl., total o. partiell	plötzl. total o.part.	plötzlich und total
5 : vorgeschriebene Berechnungsmethode	1d-num. Modell	1d-num. Modell oder Versuch	1d-num. Modell	1d-num. Modell	1d-2d num. Mod.	1d-2d num. Mod. oder Versuch	1d-2d num. Mod.	1d-2d num. Mod.	1d-2d num. Modell oder Versuch	1d-2d num. Modell oder Versuch	1d-2d num. Modell oder Versuch
6 : vorgeschriebener Kartenmaßstab	25000 + GB	5000 + GB	10000 + GB	nicht definiert + GB	---	nicht definiert	50000	nicht definiert	nicht definiert	25000 - 10000	25000 - 5000
7 : Sicherheitsbeiwert	+15%h - 15% t	nicht definiert	nicht def.	nicht veröffentl.	nicht def.	nicht def.	+1m - 1 h	nicht def.	nicht def.	nicht veröffl.	nicht veröffl.
8 : Bedingung für Nachweis im UW	Qp > Qn	Qp > Qn	Qp > Qn	Qp > Qn	nicht definiert	nicht definiert	Qp > Qn	Qp > Qn	nicht definiert	Qp > Qn	Qp > Qn
9 : Bearbeitungsstand	fast fertig	in Bearbeitung	teilweise fertig	teilweise fertig	---	teilweise fertig	teilweise fertig	teilweise fertig	in Bearbeitung	teilweise fertig	fast fertig
10 : Studie gesetzlich vorgeschrieben	ja	nein	nein	ja	---	ja seit 1992	Programm gesteuert	kein Bundesgesetz	ja	ja	ja
11 : Superposition von Qp und Qn	nein	nein	ja	ja	ja	nicht definiert	ja	nein	ja	nein ?	ja
12 : Nachweis von Speicherketten	ja	nein	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja

³) Anmerkungen zu Tabelle 1.1 : Zeile 2: Das Stauziel legt die Wasserspiegellage zum Zeitpunkt des hypothetischen Bruchs fest. Zeile 6: GB = Geländebegehung Zeile 8: UW = Unterwasser, Qp = künstliche, durch den Damnbruch verursachte Flutwelle Qn = natürliche Flutwelle Zeile 9: Bearbeitungsstand der nationalen Richtlinien zum Talsperrenbruch Zeile 10: Studie = Art und Umfang der Untersuchung Zeile 12: Berechnung der Auswirkung eines Damnbruchs innerhalb einer Speicherkette und Prüfung auf möglichen Kaskadenbruch.

Die Angaben zu den Brucharten sind hier von besonderem Interesse. Die meisten Länder schreiben, je nachdem ob es sich um eine massive Staumauer oder um einen Erddamm handelt, die Berechnung unter Annahme eines plötzlichen oder eines kontinuierlichen Versagens vor. Letzterer Vorgang wird im folgenden als Dammerosionsbruch bezeichnet.

1.3 Vorgehensweise

Die Prognose eines Dambruchereignisses kann mit Hilfe eines mathematischen Modells ausgeführt werden. Für eine realitätsnahe, mathematische Simulation sind gekoppelte Modelle zur Berechnung von Zuflüssen, Reservoirabsenkung, Bruchstellenentwicklung, Bruchstellenausfluss und Flutwellenausbreitung notwendig.

Hier wird nur die Entstehung und Entwicklung von Damm- und Deichbrucharten betrachtet.

Von entscheidender Bedeutung ist die Wahl der maßgeblichen, potentiellen Bruchstelle. Bei Talsperren wird sich diese Stelle meist im Bereich der maximalen Dammhöhe befinden. Bei Fluss- und Kanaldeichen kann es sich schwierig gestalten, festzulegen welche Bruchstelle oder welche Kombination von Bruchstellen das höchste Gefahrenpotential in sich birgt. Vor diesem Hintergrund erscheint die deterministische Analyse eines bestimmten Bruchszenarios selbst dann problematisch, wenn vorausgesetzt wird, dass alle Teilkomponenten exakt berechenbar sind - was nicht der Fall ist.

Der Aussagewert der mathematische Simulation lässt sich durch Variation aller maßgeblichen Anfangs- und Randbedingungen für das Gesamtsystem und dessen Teilkomponenten erhöhen. MEON (1989) machte detaillierte Angaben dazu wie eine solche Sicherheitsanalyse durchzuführen ist. Basierend auf der Zuverlässigkeitstheorie geschieht eine Gewichtung der Versagenswahrscheinlichkeiten durch

- Einbeziehung der Versagensauswirkungen,
- Berücksichtigung von Daten- und Modellunsicherheiten durch Sensitivitätsanalysen,
- die Auswahl eines auf die Sicherheitsanforderungen und den Betrieb abgestimmten und geeigneten Ausbau- und Schutzgrades der Anlage,
- sowie durch das Aufstellen von Katastrophenschutzplänen.

Bei der Sicherheitsanalyse handelt es sich also um eine Wahrscheinlichkeitsuntersuchung, die auf deterministische Modelle zurückgreift und nicht rein empirisch ist. Die vollständige Behandlung eines praktischen Anwendungsfalls mit Hilfe der Sicherheitsanalyse erforderte bisher zu große Ressourcen für Datenerhebung und Rechenleistung. Im EC-Projekt IMPACT (www.impact-project.net) werden diese Überlegungen aufgegriffen und mit moderneren, leistungsfähigen Verfahren fortgeführt.

2 Versagensformen

2.1 Überströmung

Ein Erddamm kann entweder infolge einer anhaltenden Überströmung (z.B. Oros-Damm,) oder infolge einer anhaltenden Durchströmung (z.B. Teton-Damm, 1976) versagen. Bei Überströmung (engl. overtopping) muss ein Teil der Dammkrone solange überströmt werden, bis eine kritische Abflusswassermenge (SAMETZ, 1981) erreicht ist, ab der ein Dammerosionsbruch einsetzen kann. Die Bruchstelle, auch Bresche genannt, entwickelt sich

frei in horizontaler und vertikaler Richtung (Abb. 2.1a) bis die Talsohle erreicht worden ist. Die Breschenentwicklung ist anschließend in vertikaler Richtung behindert (Abb. 2.1b). Die weitere Breschenaufweitung vollzieht sich dann ausschließlich in horizontaler Richtung (Abb. 2.1c). Verfügt der Damm über eine kohäsive Kerndichtung, kann sich der Erosionskanal nicht mehr frei einstellen. Der dargestellte prinzipielle Ablauf der Breschenaufweitung bleibt jedoch unverändert, wie später beschrieben wird.

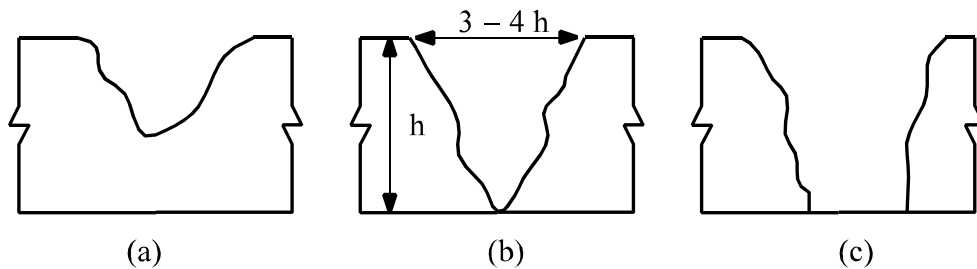


Abb. 2.1: Versagensform Überströmen

Die Ursachen für die Versagensform Überströmen sind ihrer Wahrscheinlichkeit nach geordnet:

- Überströmen durch außergewöhnliche Hochwasser während des Bauzustandes
- Unterdimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage
- Funktionaler Ausfall der Hochwasserentlastungsanlage und/oder des Grundablasses

Von geringer Wahrscheinlichkeit ist die Überströmung als Folge einer Schwallwelle im Reservoir. Diese kann beispielsweise durch einen Erdbeben (Katastrophe von Vajont, VOGEL, 1982) oder durch einen Dammbbruch im Zulauf (Kaskadenbruch Euclides da Cunha - Salles Oliviera, N.N., 1977) verursacht werden. Weiterhin kann ein Überströmen nach Abgleiten großer Teile der Dammböschung erfolgen. Solche Böschungsbrüche können zum Beispiel durch zu steil ausgeführte Böschungsneigungen, Vernässung des Dammmaterials, falsche Wahl des Dammmaterials oder zu hohe böschungsnahen Auflasten verursacht werden.

2.2 Durchströmung

Eine gewisse Durchsickerung ist bei einem Schüttdamm unumgänglich. Durch die Wahl geeigneten Schüttmaterials in filterstabiler Schichtanordnung kann eine planmäßige stabile Sickerlinie eingestellt werden. Die Sickerlinie endet dabei am Dammfuß oder unterhalb. Die lokalen hydraulischen Druckgradienten bleiben dabei stets so gering, dass nur eine sehr geringe Partikelbewegung stattfinden kann. Dies hat bei richtigem Filteraufbau einen eher positiven Effekt, da sie durch Selbstverlegung des Korngerüsts zu einer weiteren Abdichtung führt. Sind die Filterkriterien nicht eingehalten und werden die lokalen Druckgradienten kritisch, so ist ein Anwachsen des Transports entlang der Strombahnen unter Auswaschung von Material möglich. Es setzt innere Erosion ein (MUCKENTHALER, 1989). Der prinzipielle Bruchverlauf ist in der Abbildung 2.2 skizziert.

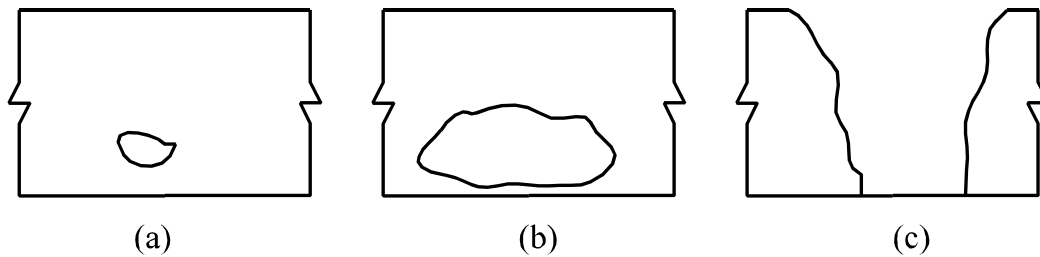


Abb. 2.2: Versagensform Durchströmen

Es bildet sich zunächst eine Erosionsröhre quer durch den Damm, die sich ständig aufweitet⁴. Schließlich gibt das Gewölbe oberhalb der Erosionsröhre nach. Das Material bricht nach. Ab diesem Zeitpunkt läuft die Breschenaufweitung wie in Kapitel 2.1 beschrieben ab (Überströmen). Vorgezeichnete Sickerwege z. B. entlang von seitlichen Anschlüssen oder im Bereich der Anbindung des Damms an undurchlässige Bodenschichten begünstigen die Entstehung rückschreitender Erosion.

2.3 Durchsickerung

Anhaltende Durchsickerung kann zum Grundbruch oder zur vollständigen Aufweichung und Liquidifizierung des Damms oder Deiches führen.

3 Berechnungsmöglichkeiten

3.1 Empirische Auswertung

3.1.1 Grundlagen

Viele der großen Dammbrechereignisse sind dokumentiert. Meistens wird in den Berichten die Schadensursache analysiert und die Zerstörungen infolge der Dammbrechwelle beschrieben. Auch die Endbreschenform und Größe wird in der Regel angegeben. Selten jedoch finden sich Aussagen oder gar Messungen zum Breschenausfluss, der Absenkung und der zeitlichen Breschenentwicklung. Oft ist nicht einmal der Stauinhalt zum Zeitpunkt des Dammbrochs bekannt. Die empirische Auswertung von historischen Dammbrochen gestaltet sich in Anbetracht dieser Mängel schwierig. Für die Auswertung wurden Daten von 115 Ereignissen zusammengetragen und verwendet. Die Daten wurden bezüglich des erodierten Volumens V_{erod} und des maximalen Breschenausflusses Q ausgewertet. Für das Volumen waren 50 Datensätze für den Spitzenabfluss 39 Datensätze auswertbar.

MACDONALD/LANGRIDGE-MONOPOLIS (1984) zeigten anhand der Auswertung von 42 Dammbrochen, daß zumindest die zu erwartende Größenordnung von erodiertem Dammvolumen und Breschenausfluss durch lineare Regression im doppeltlogarithmischen Koordinatenraum angegeben werden kann. Sie benutzten in ihrer Studie den so genannten Breschenbildungsfaktor⁵ B_{bf} als charakteristischen Parameter für die beobachteten oder gemessenen Größen

⁴) Im Englischen wird die Versagensform Durchströmen sehr treffend mit "piping failure" bezeichnet.

⁵) englisch: breach formation factor

von erodiertem Volumen V_{erod} und maximalem Breschenausfluss Q . Der Breschenbildungsfaktor Bbf ist das Produkt aus der Wasserspiegelabsenkung⁶ h_w [m] und dem Wasservolumen V_w [hm³] im Stauraum gemessen vor dem Bruch:

$$Bbf = V_w h_w$$

Die Tabellen von MacDonald/Langridge-Monopolis wurden in metrische Einheiten umgerechnet und in der folgenden Untersuchung berücksichtigt.

FROELICH (1989) leitete auf der Grundlage von 24 Schadensfällen die folgende Formel für den Breschenausfluss ab:

$$Q = 0.544 V_w^{0.306} h_w^{1.22} \quad \text{mit} \quad V_w [m^3]$$

Die Formel kann mit Hilfe des sogenannte Breschenausflussfaktor Baf folgendermassen umgestellt werden:

$$Q = 37.291 Baf^{0.306} \quad \text{mit} \quad V_w [hm^3]$$

Der Breschenausflussfaktor ist das Produkt aus Wasservolumen V_w [hm³] und Absenkung h_w [m] zur vierten Potenz.

$$Baf = V_w h_w^4$$

Die Zielgrößen erodiertes Volumen V_{erod} und maximaler Breschenausfluss Q werden im folgenden sowohl in Abhängigkeit vom Breschenbildungsfaktor als auch in Abhängigkeit des Breschenausflussfaktors dargestellt und analysiert.

Auf der Basis der erweiterten Datenumfangs von 39 auswertbaren Schadensfällen wurden der Vorwert und der Exponent der empirischen Formel $Q = f(Baf)$ neu bestimmt.

Ausgewertet wurden für die folgende Untersuchung Daten und Beobachtungen von MacDonald/Langridge-Monopolis (MLM), Flachmeier, Vogel, Singh/Scarlatos, Froehlich, Lebreton, Lackner, USCOLD und eigenes Material.

Eine graphische Darstellung der optimierten Datenbasis ausgewertet bezüglich des maximalen Breschenausfluss Q in Abhängigkeit vom Breschenformationsfaktor Baf ist in den Abbildungen 3.1 wiedergegeben. Die Korrelation r des maximalen Breschenausfluss Q beträgt $r = 0,895$. Die Regressionsgeraden sollten theoretisch durch den Nullpunkt laufen. Dies ist nicht der Fall, da es sich hier nur um einen statistischen Zusammenhang handelt, der eine Extrapolation über den Wertebereich der Grundgesamtheit nicht zulässt. Insbesondere bei der Behandlung von Schadensereignissen kleinerer Stauhaltungen mit sehr geringem Breschenbildungsfaktor sollte dieser Umstand beachtet werden.

⁶) Die Absenkung h_w entspricht der Differenz der Wasserspiegellagen im Speicherreservoir vor und nach dem Dammbbruch. Wenn der Damm vollständig abgetragen wird, so ist die Absenkung h_w gleich dem Wasserstand an der Bruchstelle vor dem Bruch.

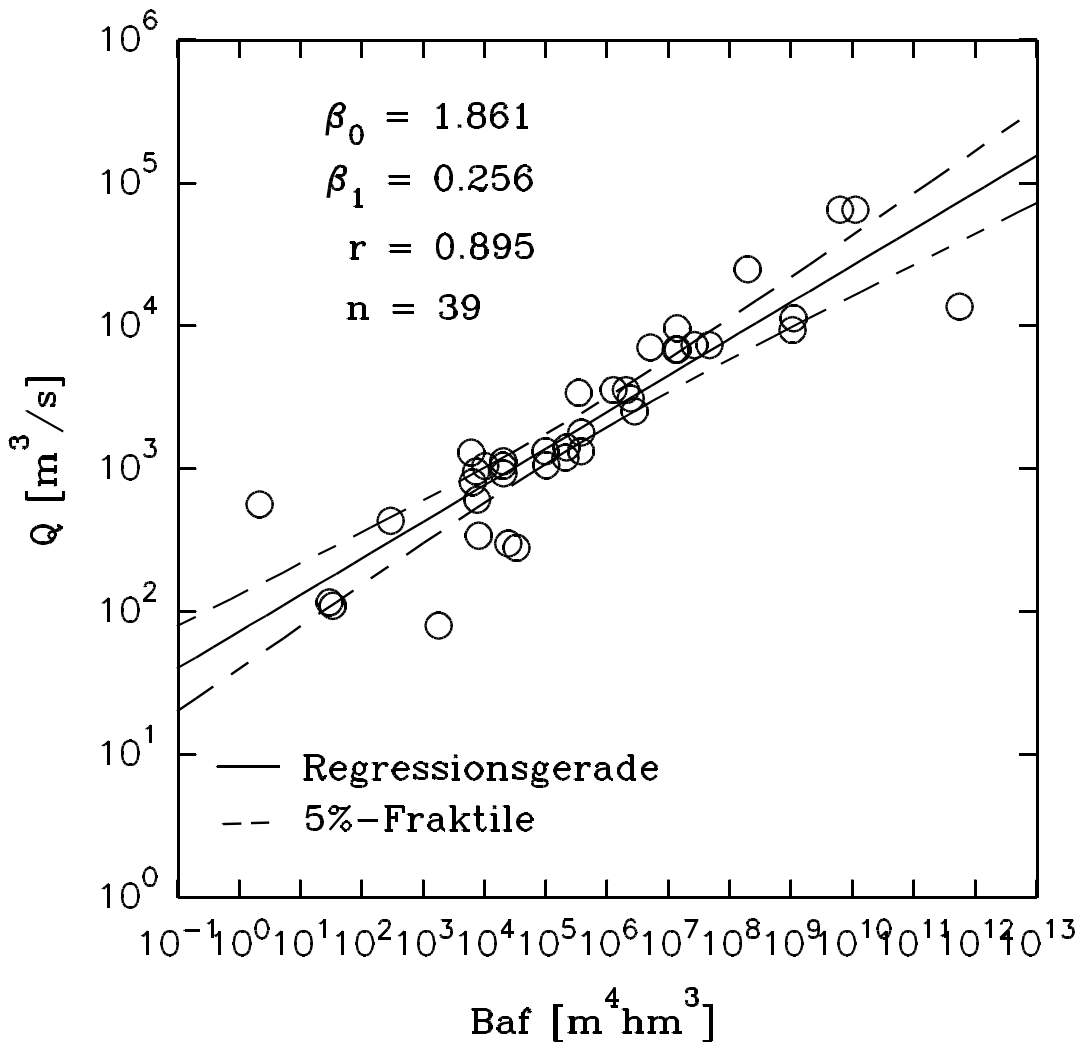


Abb. 3.1: Korrelation zwischen maximalem Breschenausfluss Q und Breschenausflussfaktor Baf

3.1.2 Anwendung

Um die Vorgehensweise zur Ermittlung von Prognosen mittels linearer Regression im doppeltlogarithmischen Koordinatenraum zu verdeutlichen, werden einige historischen Dammbürche behandelt. Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den tatsächlich beobachteten Werten gibt Aufschluss über die erzielbare Genauigkeit. Die Auswertung für den Johnstown-, Oros-, Mantaro-, Teton-, Macchu- und Gissigheim-Damm wird für die in der Tabelle 3.1 dargestellten Werte unter Nutzung der Regression über den Breschenausflussfaktor Baf für die maximalen Breschenausflüsse vorgenommen.

Die Berechnung des maximalen Breschenausflusses kann analog erfolgen. Es wird hier der Breschenbildungsfaktor Bbf verwendet. Die Regressionsformel hat die Form:

$$Q = 10^{\beta_0(Q)} Bbf^{\beta_1(Q)}$$

wobei: $\beta_0(Q) = 2.408$; $\beta_1(Q) = 0.449$

Die empirische Formel für den zu erwartenden maximalen Breschenausfluss $Q = f(Bbf)$ lautet somit für die erweiterte Datenbasis wie folgt:

$$Q = 10^{255.86} Bbf^{0.449}$$

Tabelle 3.1 erlaubt einen Vergleich dieser Formel mit derjenigen Froehlich angegeben.

Tab. 3.1 Wertetabelle zur Auswertung der maximalen Ausflüsse

Damm-name	h_w [m]	V_w [hm ³]	Bbf [m hm ³]	Q [m ³ /s]	Q _{Froehlich} [m ³ /s]	Q _{gemessen} [m ³ /s]
Johns-town	22.9	18.9	4328	3905	4232	7080
Oros	35.4	700.0	24700	11472	21786	11300
Mantaro	107.0	665.0	71155	38604	83052	13700
Teton	77.4	355.6	27630	25245	46133	66000
Macchu II	60.0	110.0	6600	13273	23589	unbe- kannt
Gissig-heim	10.7	0.144	15	309	375	80

3.2 Analytische Lösung

3.2.1 Grundlagen

Der erste Vorschlag zur analytischen Berechnung einer Dammbrechwelle stammt von Ritter aus dem Jahr 1892. Die eindimensionale Ausbreitung der Dammbrechwelle über reibungsfreier, ebener Sohle wird durch seinen Lösungsansatz zeitlich und örtlich beschrieben. Während die Welle sich stromabwärts schiessend mit der doppelten Wellenausbreitungsgeschwindigkeit $c=(gh_0)^{0.5}$ und stromaufwärts mit einfacher Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c ausbreitet, bleibt am Ort des ursprünglichen Damms die Wasserspiegellage zeitlich konstant bei $4/9$ des ursprünglichen Wasserstands⁷ h_0 im Reservoir stehen. Die Dammbrechwelle hat an diesem Ort quasi ihren Drehpunkt. Die Geschwindigkeit beträgt hier $2/3$ der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c . Daher gilt für den Durchfluss q in der Einheit [m³/(m s)]:

$$q = \frac{4}{9} h_0^{2/3} c = \frac{8}{27} \sqrt{g} h_0^{1.5}$$

⁷) h_0 ist die Differenz zwischen Wasserspiegellage zu Anfang und Ende des Bruchs. Nur wenn der Damm bis zum Fußpunkt abgetragen wird ist h_0 identisch dem Wasserstand an der Bruchstelle.

Solange die Absenkung im Reservoir nicht rückwirkt auf den Wasserstand am Breschenort, bleibt dieser Durchfluss konstant und bildet das Maximum der Wassermengen, welche sekundlich durch die verschiedenen Querschnitte hindurchfließen. Die Formel nach Ritter ist für den Dammerosionsbruch nicht anwendbar, da sie ein plötzliches Versagen des gesamten Damms voraussetzt. Der Durchfluss nach Ritter ist oberer Grenzwert für den maximalen Breschenausfluss und ist daher zu Kontrollberechnungen sinnvoll einsetzbar.

Die Breschendurchflüsse während eines Dammerosionsbruches können mit einer Wehrformel berechnet werden. Die Formel für ein breites Wehr findet häufig Anwendung. Der Durchfluss wird wieder in der Einheit $[m^3/(m s)]$ angegeben.

Es kann nachgewiesen werden, daß die Wehrformeln selbst bei instationärem Abfluss über beweglicher Sohle in gewissen Grenzen Gültigkeit bewahren (BROICH, 1997).

Bekannte analytischen Modelle zum Damerosionsbruch (CRISTOFANO, 1995, SAMETZ, 1981, SINGH/QUIROGA, 1988, SINGH/SCARLATOS 1989) haben den Mangel, die Breschenaufweitung auf die Sohleneintiefung zu beschränken. Der Einfluss der seitlichen Aufweitung bleibt unberücksichtigt. Weiterhin wird für die Modelle keine durchgängige Herleitung angegeben. Die Form des Speicherbeckens wird als Einflussgröße nicht einmal erwähnt. Es wird im folgenden der Versuch unternommen ein analytisches Modell zu entwickeln, das die Untersuchung aller wesentlichen Einflussgrößen des Dammerosionsbruchs erlaubt.

Die gesuchten Zustandsvariablen sind Wasserstand im Reservoir, Breschendurchfluss, erodiertes Volumen und Brescheneintiefung. Es werden die Gleichungen für Wehrüberströmung, sowie Kontinuität von Abfluss, Sedimenttransport und Volumenstrom (Exner-Gleichung) angewendet. Um die Vorgänge während eines Dammerosionsbruchs mit analytischen Mitteln behandelbar zu machen, sind stark vereinfachende Annahmen zu treffen. Zunächst muss entschieden werden, wie sich die Bresche seitlich aufweitet und wie sich die Breschensohle absenkt. Passend zur jeweiligen kinematischen Modellvorstellung können Annahmen über die Strömung im Breschenbereich getroffen werden. Abschließend wird eine geeignete Annahme zum Sedimenttransport getroffen.

Wie der Abbildung 3.2 entnommen werden kann, ist der Wasserspiegel zum Zeitpunkt des Bruchbeginns exakt auf Höhe der Dammkrone. Die Sohle der Initialbresche hat die Tiefenlage z_s . Während des Bruchs weitet sie sich um dz_b seitlich und um dz_s nach unten auf. Die Trapezform der Bresche bleibt erhalten und die Breschensohle ist stets horizontal.

Nähere Angaben zur Herleitung und Anwendung können bei BROICH (1997) nachgelesen werden.

3.2.3 Anwendung

Das analytische Modell ist in der Lage die zeitliche Entwicklung von Breschenausfluss Q , Wasserstand im Reservoir h , Breschenabsenkung z_s und Breschenbreite b zu berechnen. Parameter des Modells sind der Breschenaufweitungsfaktor a , der Speicherexponent h und der Absenkungsfaktor ε . Dieser kann entweder in Abhängigkeit von der Ausflussziffer μ , Chezy-Rauheit C_{Chezy} , Porenzahl p und anderer Kenngrößen berechnet werden, oder er wird in Abhängigkeit von ausgeflossenem Wasservolumen V_w und Absenkung h_0 unter der Prämisse, dass $z_{s\text{end}} = h_0$ berechnet. Wenn das ausströmende Wasservolumen V_w und die Absenkung h_0 bekannt sind, empfiehlt sich letztgenannte Vorgehensweise. In den folgenden Berechnungen wird stets von der Annahme $z_{s\text{end}} = h_0$, d.h. Abtrag der Bresche bis auf den Talgrund, Gebrauch gemacht.

Anhand von direktem Vergleich zu gemessenen Werten wird das Verfahren auf die Qualität der Ergebnisse geprüft. Es werden Versuchsergebnisse von Kulisch (BECHTELER et al., 1990) verwendet. Der Versuchsdamm hatte eine Höhe und eine Kronenbreite von 24 cm. Der Einstau bei Versuchbeginn betrug 21,5 cm. Das Reservoir bildete eine 23,5 m lange und 1,3 m breite rechteckförmige Rinne. Nach Versuchsbeginn wurde oberstrom kein Wasser mehr zugeführt. Die luftseitige Neigung betrug $1V : 2H$. Die wasserseitige Neigung betrug $1V : 3H$. An der Druckmeßbohrung wurde der Wasserstand im Speicher gemessen. Der Durchfluss wurde rechnerisch aus der Wasserstandsganglinie abgeleitet. Nach Versuchsende verblieb ein Dammrest von ca. 2-3 cm Höhe. Die Endbresche hatte eine Breite von ca. 70 cm.

Die Berechnungen wurden ausgeführt für einen Speicherexponenten $\eta = 0$ und einen Breschenaufweitungsfaktor von $a = 2/\tan\phi = 3,4$. Die Böschungsneigung der Bresche betrug $m_b = 2V:1H$. Die Absenkung h_0 entsprach dem Anfangswasserstand abzüglich des Dammrests von 3 cm. Die rechnerischen Ergebnisse werden in den Abbildung 3.3 den Meßwerten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung von rechnerischen und gemessenen Ergebnissen ist in Anbetracht der stark vereinfachenden Annahmen, die im analytischen Berechnungsmodell gemacht werden, bemerkenswert. Die Anwendung der Wehrformel der reduzierten MPM-Formel nach PONCE/TSIVOGLOU (1981) und der horizontalen Breschenentwicklung gemäß Abbildung 3.2 gewährleistet offenbar eine gute Approximation.

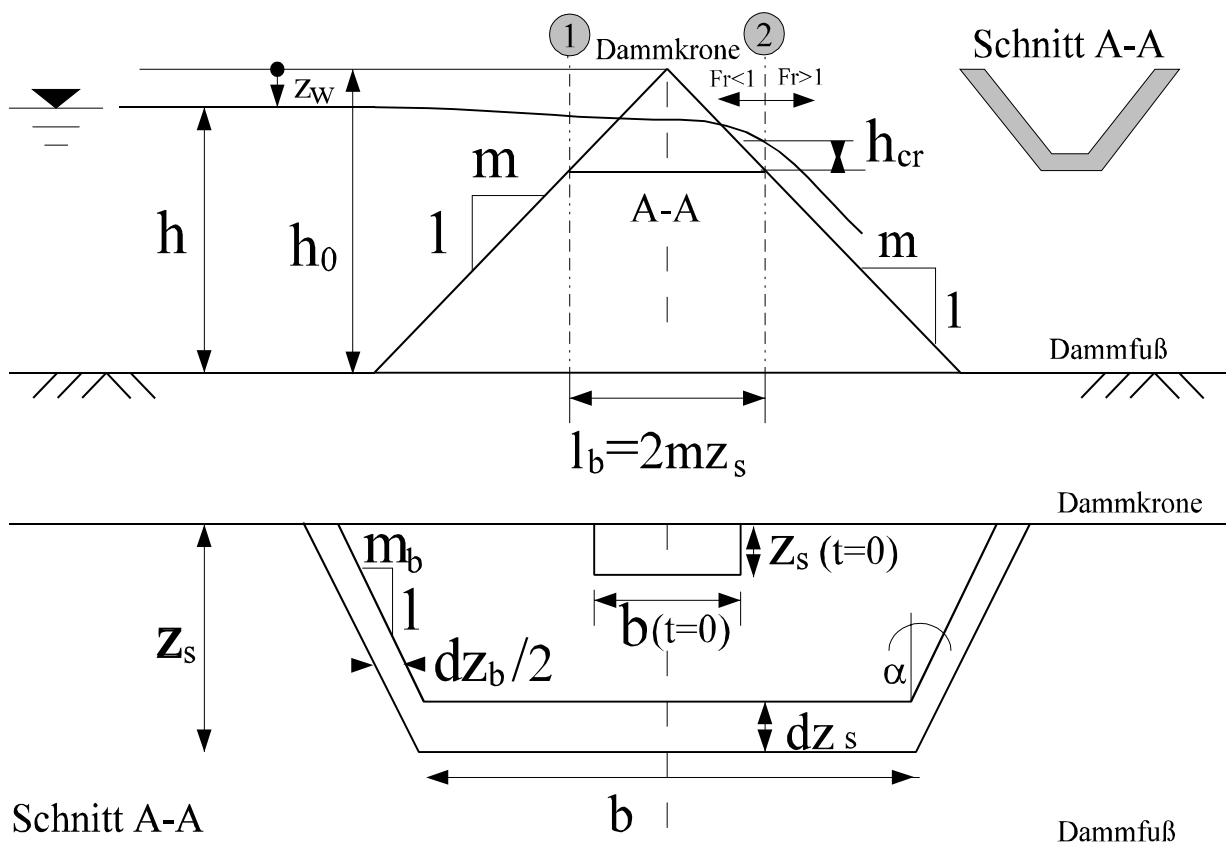


Abb. 3.2 : Geometrie des analytischen Modells mit der Breschenentwicklung parallel zur Dammkrone

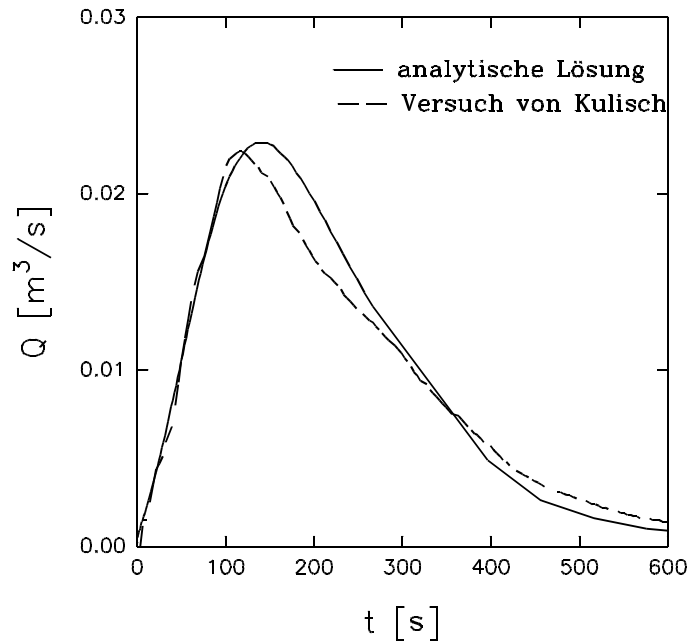


Abb. 3.3: Durchflüsse berechnet mit DEICH_A im Vergleich zu Messergebnissen von Kulisch (1990)

Das vorgestellte analytische Modell erwies sich als sehr gut geeignet für Nachrechnungen von Damnbrüchen, d.h. zu einer bekannten oder vorgegebenen Endbresche kann die passende zeitliche Entwicklung von Durchfluss und Wasserstand ermittelt werden. Es ist auch möglich Prognosen mit diesem Modell aufzustellen. Die passende Wahl des Chezy-Werts C_{Chezy} ist jedoch schwierig. Auf Prognoseberechnungen mit dem analytischen Modell wird deshalb an dieser Stelle verzichtet. Das im folgenden Kapitel beschriebene Parametermodell ist zur Vorhersage besser geeignet.

3.3 Parametermodell

3.3.1 Einführung

Die rechnerischen Annahmen für Parametermodelle sind ähnlich denen des analytischen Modells. Die Lösung wird jedoch nicht durch direkte Integration, sondern durch iterative Berechnung innerhalb einer Zeitschleife bestimmt. Es werden quasi-stationäre Verhältnisse für den Breschendurchfluss und den Erosionsvorgang vorausgesetzt. Die prinzipielle Vorgehensweise ist wie folgt: zu einer gegebenen Breschenkonfiguration wird der Wasserstand, Durchfluss und das Energieliniengefälle in der Bruchstelle berechnet. Anschließend wird mit einer Sedimenttransportformel der Geschiebetrieb ermittelt. Das im betrachteten Zeitschritt abgetragene Erosionsvolumen kann dann unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte berechnet werden. Dieses wird entsprechend der gewählten Breschenentwicklung von Breschensohle und Böschung abgezogen. Die Aufweitung der Bresche ist iterativ zu bestimmen, weil der Abfluss den Sedimenttransport, der Sedimenttransport die Breschenaufweitung, die Breschenaufweitung aber wiederum den Fließzustand beeinflusst. Die Iteration ist so lange durchzuführen, bis eine gewisse Bedingung erfüllt ist, erst dann kann die Berechnung auf der neuen Zeitebene wie gehabt fortgeführt werden. Der nicht-lineare Zusammenhang zwischen Strömungsvorgang und Sedimenttransport macht eine Iteration erforderlich, wenn große Zeitschritte gewählt werden. Parametermodelle sind wenig rechenaufwendig, daher kann durch Wahl kleiner Zeitschritte die Iteration vermieden werden.

Aus der Literatur sind verschiedene Parametermodelle bekannt, wie zum Beispiel das Parametermodell von THIRRIOT (1975), das Programm BREACH von FREAD (1988), das Programm BEED von SINGH/SCARLATOS (1989), das Programm von VISSER (1998) und das Programm von HASSAN (2002) um nur die wichtigsten zu nennen. Die genannten Parametermodelle unterscheiden sich in erster Linie in der hydraulischen Behandlung der Dammüberströmung, durch die verwendete Sedimenttransportformel und die Art der Bruchstellenentwicklung. Letztere integriert alle Einflüsse der Bodenmechanik und ist daher mit besonderer Sorgfalt zu behandeln. Alle Modelle gelten streng genommen nur für nicht bindiges Dammschüttmaterial, weil die verwendeten Sedimenttransportgleichungen bei kohäsivem Schüttmaterial ihre Gültigkeit verlieren. Aus Mangel an alternativen Berechnungsmöglichkeiten werden jedoch auch für bindiges Schüttmaterial die Sedimenttransportformeln angewendet. Der Einfluss der Kohäsion wird durch eine veränderte Breschenentwicklung erfasst. Wie später noch gezeigt werden kann, rechtfertigen die erzielten Resultate diese Vorgehensweise.

Parametermodelle haben gegenüber dem analytischen Modell den Vorteil größerer Flexibilität in der Wahl der Berechnungsannahmen. Es besteht insbesondere die Möglichkeit zur Berechnung von zeitlich variablen Zu- und Abflüssen, beliebigen Formen der Speicherflächenkurve, beliebigen Formen des Dammprofils und von Dämmen mit massivem oder kohäsivem Kern. Von großer praktischer Bedeutung ist, dass die Breschenaufweitung nach dem Erreichen der Endtiefe nicht vollständig stoppt. In diesem Fall setzt sich die Seitenerosion fort, während die Breschensohle konstant bleibt. Die verbesserte Anpassbarkeit des Parametermodells an örtliche Gegebenheiten erlaubt im Gegensatz zum analytischen Modell, welches nur begleitend oder für die Nachrechnung bekannter Schadensfälle eingesetzt werden sollte, die Prognose von Damnbrüchen. Voraussetzung hierfür ist die Verifizierung und sorgfältige Kalibrierung des Modells.

3.3.2 Grundlagen

Das Berechnungsmodell⁸ geht von einem trapezförmigen Breschenquerschnitt aus, dessen seitliche Böschungen die Neigung $m_b = 0,5$ haben. Es sind eine Vielzahl von Einstellungen möglich. Die Zu- und Abflüsse können als Funktionen der Zeit oder des Wasserstands im Reservoir definiert werden. Das Speicherbecken kann quaderförmig sein, die Form eines trapezförmigen Kanals haben oder frei definiert werden. Der Sedimenttransport kann nach Meyer-Peter/Müller, Smart, Bagnold, Vollmers/Pernecker oder nach Engelund/Hansen berechnet werden. Wahlweise kann die Fließformel von Manning/Strickler oder Chezy verwendet werden. Sowohl die Strickler- als auch die Chezy-Reibungsbeiwerte sind hierbei zeitlich konstant. Durch spezielle Annahmen ist es weiterhin möglich den Einfluss eines massiven Kerns zu untersuchen, wobei dieser verschiedene Lagen im Damm haben kann (vgl. Abb. 3.4).

Die Aufweitung der Bresche mit kohäsivem Kern ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Ausgehend von einer Initialbresche zum Zeitpunkt t_1 , weitet sich diese zunächst nur im luftseitigen Bereich auf. Der wasserseitige Breschenbereich bleibt zunächst unverändert, weil er durch den kohäsiven Kern gestützt wird. Zu einer gewissen Zeit t_2 wird die Standsicherheit des Kerns erreicht und er bricht kurz darauf zum Zeitpunkt t_3 . Es wird die Annahme getroffen, dass der gesamte wasserseitige Dammkörper nachgibt und unmittelbar abtransportiert wird, so dass sich zum Zeitpunkt t_3 die dargestellte Breschenform einstellen kann.

⁸) Das Programm DEICH_P ist die Implementierung des Parametermodells.

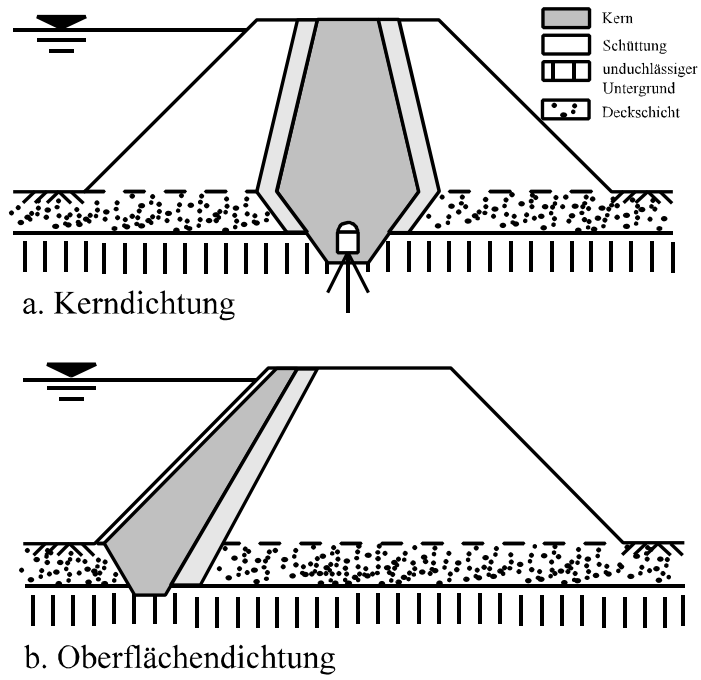


Abb. 3.4: Skizze Kerndichtung/Oberflächendichtung

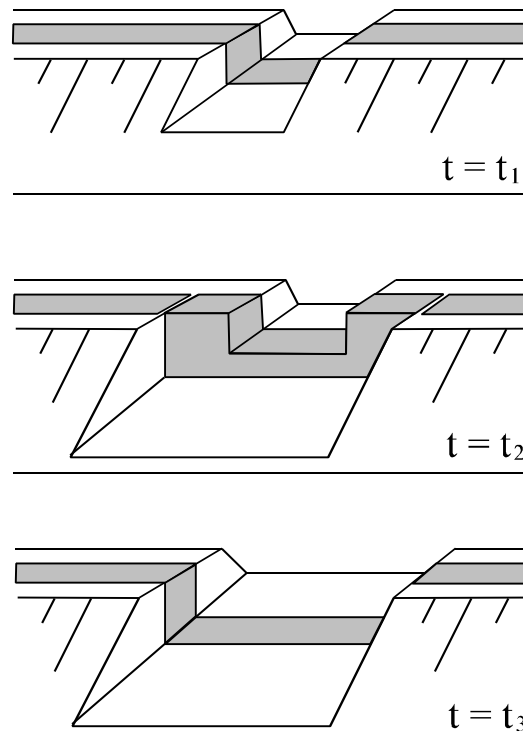


Abb. 3.5: Darstellung des Bruchmechanismus bei kohäsivem Dichtungskern

3.3.3 Anwendung

Das bereits beschriebene Dammerosionsbruchexperiment von Kulisch (BECHTELER et al., 1990) kann zur weiteren Validierung des Parametermodells herangezogen werden.

Eine gute Anpassung wurde für einen Strickler-Wert von $31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Berechnung mit der MPM-Gleichung und von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Sedimenttransportformel nach Smart erzielt (Abb. 3.6).

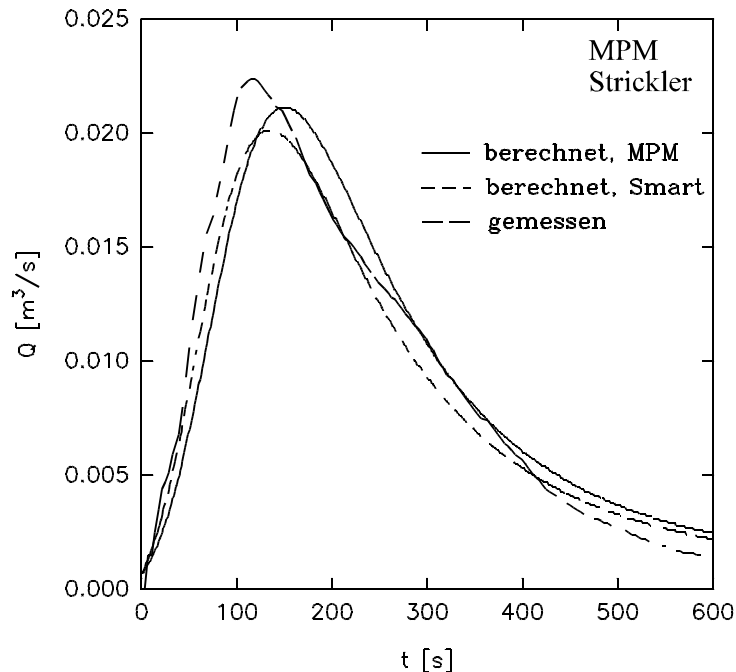


Abb. 3.6: Ganglinie des Breschendurchflusses gemessen und berechnet mit DEICH_P, MPM und Smart Dambruch-experiment von KULISCH (1990)

Es kann durch Vergleich mit Fallstudien nachgewiesen werden, dass sich die Prognosequalität des Parametermodells gegenüber der empirischen Methode deutlich verbessert und dies obwohl auf eine detaillierte Fallstudie verzichtet wurde und die Parameter a , k_{st} und μ pauschal für alle Dammbüche identisch gesetzt wurden (BROICH, 1997).

3.4 Numerisches Modell

3.4.1 Einführung

Die numerische Berechnung ermöglicht von allen bisher vorgestellten Berechnungsmethoden die bestmögliche Wiedergabe der Natur. Es werden die Flachwassergleichungen in Kombination mit der Exner-Gleichung gelöst. Auf diese Art und Weise lassen sich sowohl die Wasserströmung als auch die Breschenmorphologie in ihrer zeitlichen und räumlichen Entwicklung erfassen.

Zur Lösung der Flachwassergleichungen wurde ein Finite-Volumen-Verfahren verwendet. Für die Exner-Gleichung kam ein Finite-Differenzen-Verfahren zum Einsatz. Eine genauere Beschreibung der Methode kann bei BROICH (1997) nachgelesen werden.

3.4.2 Anwendung

Das 2d-numerische Modell DEICH_2D wurde wieder mit Hilfe der Versuche von Kulisch validiert. Die Ansicht der Wasserspiegel und der unterstrom gelegenen Dammböschung ist in den Abbildungen 3.7-3.10 in zeitlicher Entwicklung dargestellt. COLEMAN et al. (2002) kommt zu sehr ähnlichen Resultaten.

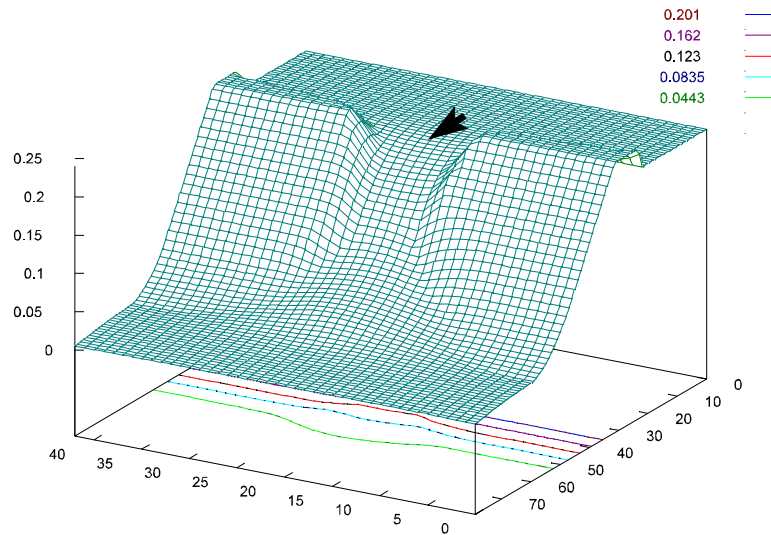


Abb. 3.7: Wasserspiegellagen nach 160 s, berechnet mit DEICH_N2, Smart/Bagnold, Dambruchexperiment von KULISCH (1990)

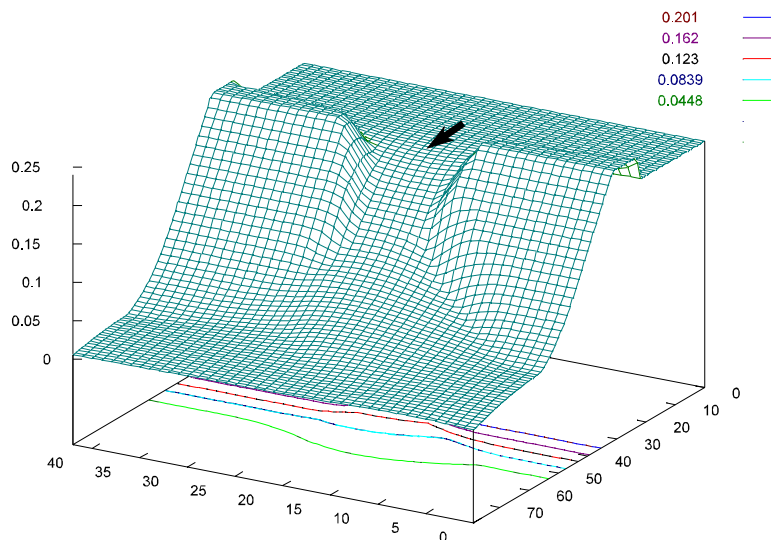


Abb. 3.8: Wasserspiegellagen nach 220 s, berechnet mit DEICH_N2, Smart/Bagnold, Dambruchexperiment von KULISCH (1990)

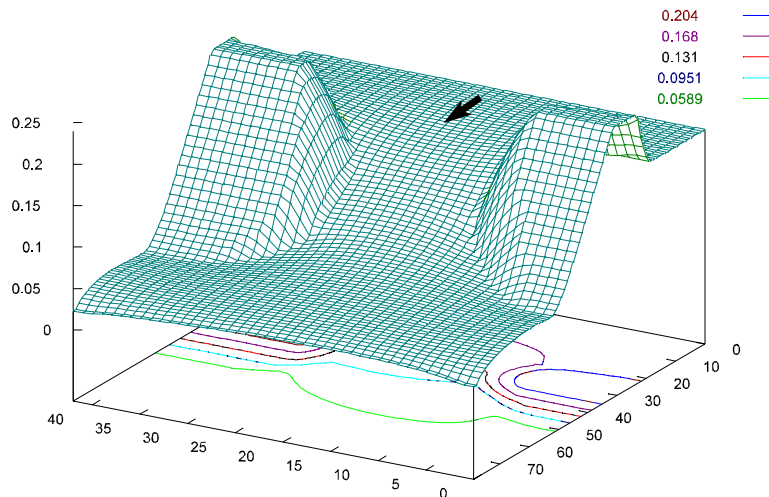


Abb. 3.9: Wasserspiegellagen nach 340 s, berechnet mit DEICH_N2, Smart/Bagnold, Dambruchexperiment von KULISCH (1990)

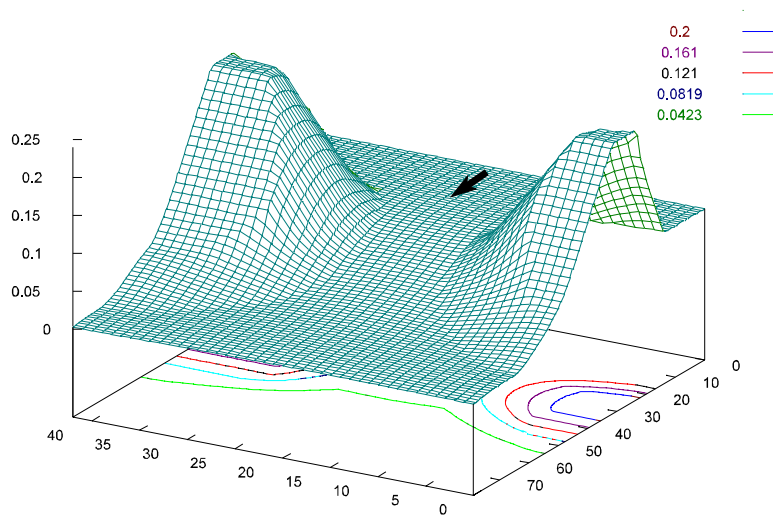


Abb. 3.10: Wasserspiegellagen nach 600 s, berechnet mit DEICH_N2, Smart/Bagnold, Dambruchexperiment von KULISCH (1990)

Die Experimente von KULISCH (1994) wurden auf dem CADAM Workshop in München (1998) für Vergleichsrechnungen verschiedener Berechnungsmodelle verwendet. Abbildungen 3.11 kann entnommen werden, dass das Programm DEICH_N2 als einzigstes die Erosion qualitativ und quantitativ richtig berechnen konnte. Die Kurve mit der Ziffer 6 entspricht den Resultaten von DEICH_P.

Weiterhin kann die gute Übereinstimmung sowohl der Ausflussganglinie als auch der Summenlinie des erodierten Materials als Beleg dafür betrachtet werden, dass die Verwendung der Flachwassergleichungen in Kombination mit der Exnergleichung und Sedimenttransportformeln zulässig für dieses Problem. Diese Feststellung ist nicht trivial, da der Einfluss der Dichteänderung überraschender Weise nur eine untergeordnete Rolle spielt.

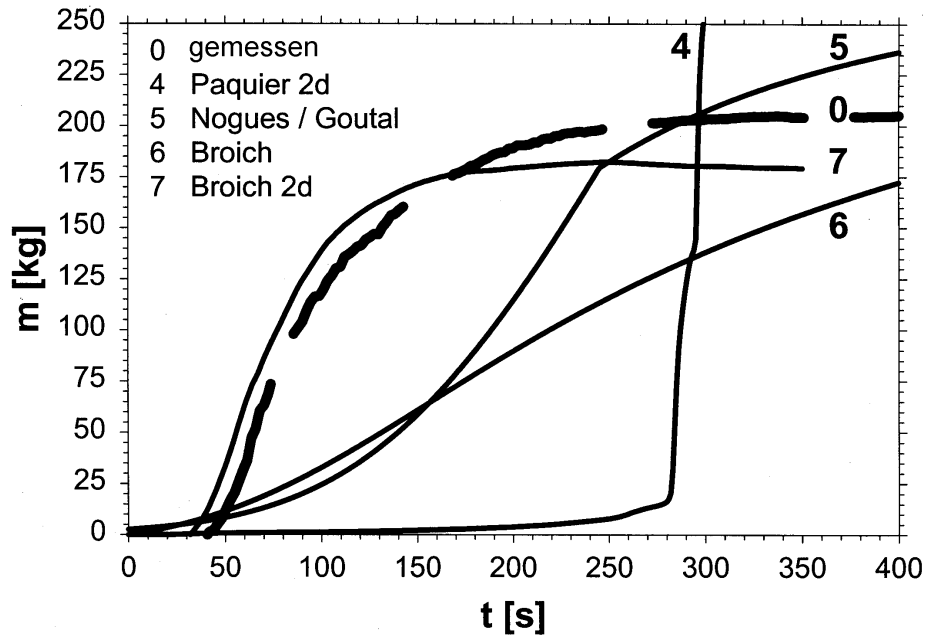


Abb. 3.11a: Erodierte Masse, Vergleich der Ergebnisse verschiedener Berechnungsprogramme im Vergleich zum Dammerosionsexperiment nach KULISCH (entnommen CADAM-Workshop, München, 1998)

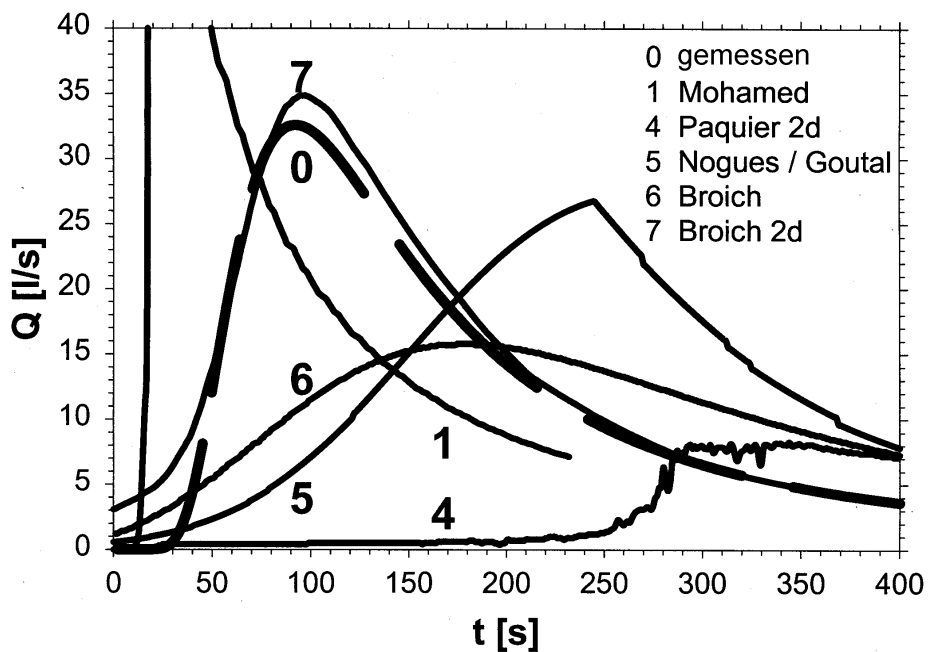


Abb. 3.11b: Ausflussganglinie, Vergleich der Ergebnisse verschiedener Berechnungsprogramme im Vergleich zum Dammerosionsexperiment nach KULISCH (entnommen CADAM-Workshop, München, 1998)

4 Literaturverzeichnis

BECHTELER, W. ; BROICH, K. und KULISCH, 1990:
Zwischenbericht aus dem Studienvorhaben "Überflutungen I" , Institut für Wasserwesen,
31.Januar 1990 (unveröffentlicht)

BROICH, K., 1997:
Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs - Institut für Wasserwesen, UniBw
München, Dissertation am Lehrstuhl Hydromechanik und Hydrologie, Mitteilungen 61, Prof.
W. Bechteler

Proc. of CADAM Workshop held in Munich 8/9.10.1998

Proc. of CADAM Workshop held in Zaragoza 18/19.11.1999

COLEMAN, S. E., ANDREWS, D. P., AND WEBBY, M. G., 2002 :
Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments.
Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 128(9), 829-838, 2002.

FREAD, D. L., 1988:
National Weather service Models to Forecast Dam-Breach Floods - Hydrology of Desasters,
Proc. of the Technical Conf. in Geneva organized by the World Meteorological Organization,
Nov. 1988

FROEHLICH, D.C., 1989:
Peak Outflow from a Breached Embankment Dam - Proc. of the 3rd National Conf. on
Hydraulic Engineering, New Orleans Aug. 1989

HASSAN, M.A.A.M. , SAMUELS, P.G. , MORRIS, M.W AND GHATAORA, G.S , 2002:
Improving the Accuracy of prediction of breach formation through embankment dams and
flood embankments, River Flow 2002 - Proceedings of the International Conference on
Fluvial Hydraulics, D. Bousmar & Y. Zech, Editors Swets & Zeitlinger, Lisse, The Nether-
lands, ISBN 90 5809 509 6

ICOLD, 1993:
World Register of Dam - International Committee on Large Dams

KULISCH, H., 1990:
Zwischenbericht aus dem Studienvorhaben "Überflutungen I" , Institut für Wasserwesen,
31.Januar 1990 (unveröffentlicht)

KULISCH, H., 1994:
Physical 3D-Simulations of Erosion-caused Dam-breaks - International Workshop on Floods
and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, 4-7 October, 1994

MACDONALD, T.C. and LANGRIDGE-MONOPOLIS, J., 1984:
Breaching Characteristics of Dam Failures - Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No.5,
May, 1984

MEYER-PETER, E. and MÜLLER, R., 1948:
Formulas for bed-load Transport - 2te Tagung des Int. Verbands für Wasserbauliches Versuchswesen, Stockholm, 7.-9.6.1948

MOLINARO, P. et FILIPPO, A., 1992:
Approccio dell'Ente Elettrico Italiano al Problema del Calcolo delle Onde da Rottura Dida - Jornadas de Encuentro Trilateral para Estudio de la Hidraulica de las Ondas de Submersion, Zaragossa, 1992

MUCKENTHALER, P., 1989:
Hydraulische Sicherheit von Staudämmen - Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, Oskar v. Miller- Institut Obernach TU München, Bericht Nr. 61, 1989

NUJIC, M., 1995:
Efficient Implementation of Non-oscillatory Schemes for the Computation of Free Surface Flows - Journal of Hydraulic Research, 33(1),1995

PONCE, V. M. and TSIVOGLU, A. J., 1981:
Modeling Gradual Dam Breaches - Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, No. HY7, July, 1981

RITTER, A., 1892:
Die Fortpflanzung der Wasserwellen - VDI Nachrichten Band XXXVI. No. 33, 13. Aug. 1892

SAMETZ, L., 1981:
Beitrag zur Frage der Flutwellenbildung bei progressiven Dambrüchen infolge von Überströmung - Dissertation an der Technischen Universität Graz

SINGH, V.P. and QUIROGA, C.A., 1988:
Dimensionless Analytical Solution for Dam-Breach Erosion - Journal of Hydraulic Research, Vol. 26, 1988, No. 2

SINGH, V.P. and SCARLATOS, P.D., 1988:
Analysis of gradual earth dam failure - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 1, Jan. 1988

SMART, G.M., 1984:
Sediment Transport Formula for Steep Channels - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 3, March 1984

VISSER, P.J., 1998:
Breach growth in sand dikes
Doctorial dissertation, Delft Univ. Techn.

VOGEL, A., 1982:
Talsperrenbrüche und ihre Ursachen - Dissertation an der TU Wien, Prof. Rescher, Kresser