Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 101 (1983)

Heft: 23

Artikel: Anwendung eines mathematischen Modells zur Simulation der Schallwelle vom 7. August 1978 am Palagnedra-Stausee

Autor: Bauer, Sébastian / Delley, Pierre

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-75158

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 07.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Anwendung eines mathematischen Modells zur Simulation der Schwallwelle vom 7. August 1978 am Palagnedra-Stausee

Von Sébastian Bauer, Baden, und Pierre Delley, Locarno

Nach einer allgemeinen Beschreibung der Umstände, die am 7. August 1978 zur Hochwasserkatastrophe im Tessin und im Tal des Melezza führten, wird versucht, mittels eines mathematischen Modells den Ablauf der Hochwasserwelle am Palagnedra-Stausee zu untersuchen. Obwohl in dieser Studie die Modellierung mit vielen, möglicherweise unrealistischen Annahmen behaftet war, kann sie doch zu einem besseren Verständnis des beobachteten Ablaufes der Schwallwelle beitragen. Wie zu erwarten war, konnten aber weder unwiderlegbare «Tatsachen» noch ein einzig mögliches Szenario erarbeitet werden.

Die Stauanlage

Am 7. August 1978 wurden grosse Teile des Kantons Tessin von einem der grössten je beobachteten Hochwasser heimgesucht [1]. Zwei der am ärgsten betroffenen Regionen waren das Centovalli und das Vigezzotal, wo sich die *Melezza* und der Palagnedra-Damm der Maggia Kraftwerke AG befinden.

Das *Einzugsgebiet* der Palagnedra-Sperre hat eine Fläche von 140 km², von denen sich nur 18 km² in der Schweiz befinden. Das Einzugsgebiet ist zu etwa 52% bewaldet bzw. bewachsen, der Rest besteht aus felsigem Boden. Die Talflanken sind meistens mit ziemlich seichten Böden bedeckt, und der Widerstand gegen Erosion ist im allgemeinen gering. Im Centovalli selbst sind die Talflanken von extremer Steilheit. Der Flusslauf selbst ist dort sehr gewunden und voll von Stellen, an denen sich temporäre Verklausungen bilden könnten. Die Krone der Staumauer liegt auf 486,70 m ü.M., die Mauerhöhe beträgt 60 m.

Der *Palagnedra-Stausee* (Bild 1) hat eine Länge von ungefähr 2,6 km; an seiner Stauwurzel befindet sich eine Abflussmessstation. Eine niedere Zwischensperre innerhalb des Stausees erlaubt zusammen mit einem Umleitungsstollen, während Hochwassern anfallende Suspensionen und Geschiebemengen in das Unterwasser der Palagnedra-Sperre abzuleiten.

Die Palagnedra-Sperre ist eine *Bogengewichtsmauer* mit einer *Hochwasserentlastung auf der Mauerkrone.* Die Gesamtbreite der Hochwasserentlastung ist 74,6 m. Zur Zeit des Auftretens der Schwallwelle bestand noch eine Brücke über der Wehrkrone, die von 12 Brükkenpfeilern mit je 0,8 m Breite getragen wurde. Die Brückenoberkante befand sich auf Kote 490,00 m. Die Hochwasserentlastung bestand demnach aus 13 Öffnungen mit je 5,0 m Breite und etwa 3,0 m Höhe. Auf beiden Seiten der Brücke befand sich ein eisernes Geländer.

Das Hochwasser

Die ersten *Niederschläge,* die schliesslich zur Katastrophe führten, fielen in der Nacht zum 7. August 1978 in der Gegend von Locarno. Bei der Palagnedra-Sperre selbst wurde der erste Regen um 4 Uhr früh beobachtet. Dort regnete es dann ohne Unterbrechung bis 3 Uhr früh des folgenden Tages. In diesen 23 Stunden wurden in Palagnedra insgesamt 314 mm Niederschlag gemessen. Dies ist eine Menge, die bisher schon einmal (am 22. Aug. 1965) mit 348 mm übertroffen wurde, damals jedoch ohne nachteilige Folgen.

Am 6. August betrug der *Abfluss* in der Melezza weniger als 10 m³/s, was einem für diese Jahreszeit durchschnittlichen Abfluss entspricht. Am 7. August war der Abfluss um 13.30 h auf etwa 150 m³/s angeschwollen. Der Abfluss stieg dann ständig auf 240 m³/s um 15.30 h, 540 m³/s um 18.00 h und auf ungefähr 900 m³/s um 19.00 h. Zu diesem Zeitpunkt wurde die erwähnte Messstation zerstört. Gleichzeitig war der Wasserstand im Palagnedra-Stausee auf etwa 490 m ü. M. gestiegen, und das Wasser begann über die Brücke auf der Palagnedra-Sperre zu fliessen. Die folgenden Ereignisse sind nun wohl am besten durch die Aussage des Briefträgers von Palagnedra, Herrn *Mazzi,* beschrieben [2].

> «Am Abend des 7. August 1978 ging Herr Mazzi zwischen 19.10 h und 19.20 h zu Fuss vom rechten zum linken Ufer über die Brücke der Palagnedra-Sperre. Zu diesem Zeitpunkt überschritt das Wasser den oberen Rand der Brücke und floss über diese mit einer Tiefe von weniger als 1 cm. Als Herr Mazzi noch etwa 15 m vom linken Ufer entfernt war, stellte er eine rasche Zunahme des Wasserstandes auf etwa 40–50 cm über der Brückenoberkante (kniehoch) fest. Gleichzeitig bemerkte Herr Mazzi einen starken Luftstrom, verbunden mit grossem Lärm. Als er sich dann flussaufwärts wandte, sah er in etwa 200 m Entfernung eine aus Wasser und Holz bestehende Welle von ungefähr 2–3 m Höhe. Herr Mazzi rettete sich noch ans Ufer und begab sich weiter bis zur ersten Kehre der Strasse, wo er immer noch die starke Luftströmung spüren konnte. Eine halbe Stunde später erreichte Herr Mazzi die Bahnstation von Palagnedra. Von dort konnte er den vollkommen mit Holz bedeckten See sehen, wie er

Bild 1. Palagnedra-Stausee mit Spuren des Hochwassers vom 7. August 1978

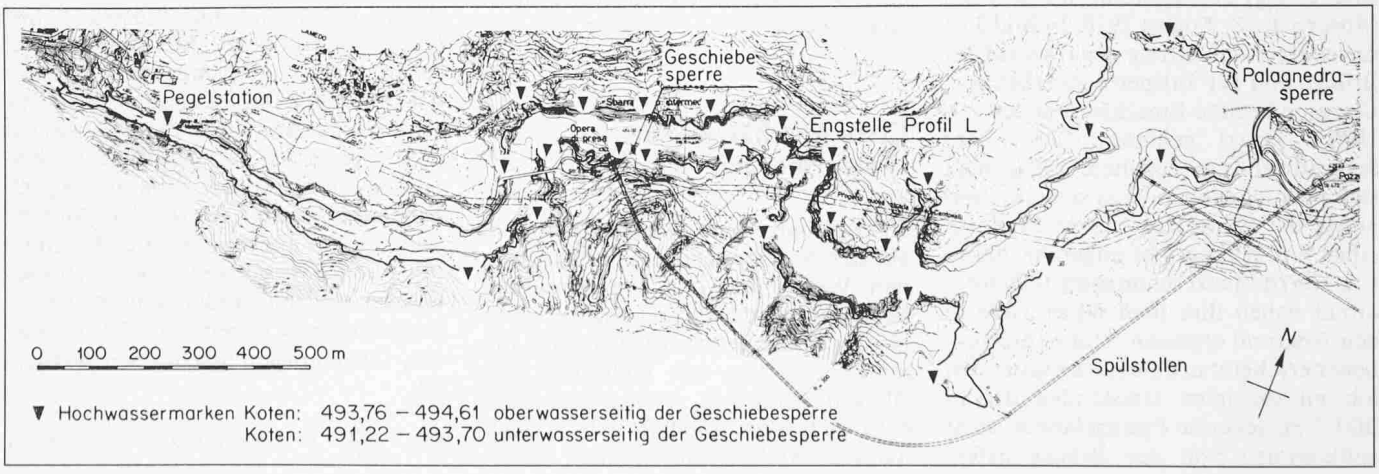


Bild 2. Palagnedra-Stausee am Morgen des 8. August 1978

Bild 3. Dammkrone der Palagnedra-Sperre am Morgen des 8. August 1978

sich dann auch am nächsten Morgen präsentierte. Der See war ruhig, und das Wasser ergoss sich über die ganze Länge der Talsperre. Gegen 20.15 h sah er noch, wie die Baubaracke am rechten Ufer einstürzte.»

Bild 2 zeigt den Zustand des Sees am Morgen des 8. August 1978. In Bild 3 ist die *enorme Anhäufung von Holz* auf der Brücke und der Talsperre zu erkennen. Um eine bessere Einschätzung des von Herrn Mazzi gehörten Lärms der Schwallwelle zu erhalten, muss man sich noch vorstellen, dass sich am Zeitpunkt des Eintreffens dieser Welle in einer Entfernung von ungefähr 200 m von Herrn Mazzi schon etwa 1000 m³/s direkt neben ihm über 60 m Tiefe in den Abgrund ergossen. Um so erstaunlicher erscheint es daher, dass unter den hiermit gezeigten Umständen das in Bild 3 zu sehende Eisengeländer nicht vollkommen von der Brücke gefegt worden war. Eine detailliertere Beschreibung der Situation, die in der Folge durch das Wegspülen von etwa 50 000 m³ moränischen Materials talseitig der Kernmauer entstand, sowie von den danach durchgeführten zahlreichen Verbesserungen am System ist in [2] zu finden.

Erste Abschätzung der Wassermengen

Überschlägige Berechnungen, basierend auf der Annahme eines unvollkommenen Wehrs und den Wassermarken, beobachtet in der Umgebung der niederen Zwischensperre, ergaben einen maximalen Abfluss von 1800–2000 m³/s [3]. Ein derartiger Abfluss entspricht etwa dem eines 1000jährlichen Hochwassers. Andererseits ergaben *Regen-Abfluss-Berechnungen,* durchgeführt unter der Annahme von ungünstigsten Umständen, nur ungefähr 900 m³/s, was einem nur etwa 100jährlichen Hochwasser entsprechen würde [3]. Der grosse Unterschied zwischen dem geschätzten «Regenabfluss» von etwa 900 m³/s und dem geschätzten «Wellenabfluss» von ungefähr 2000 m³/s lässt vermuten, dass die «Welle» nicht nur aufgrund des «natürlichen Regenabflusses», sondern möglicherweise auch *aufgrund von temporären Verklausungen* im Tal der Melezza oder sogar im Palagnedra-Stausee selbst entstanden ist. In Anbetracht der zahlreichen Engstellen im Flusslauf der Melezza ist es auch denkbar, dass mehrere Verklausungen an verschiedenen Stellen gleichzeitig aufgetreten sind. Beim Bruch einer flussaufwärts gelegenen Verklausung könnte es dann zu einem «Dominoeffekt» kommen, mit dem man sogar noch höhere Spitzenabflüsse erklären könnte. Erste hydraulische Modellversuche [4] haben gezeigt, dass Verklausungen unter zahlreichen verschiedenen Umständen auftreten können, sofern genug Holz im Wasser vorhanden ist.

Um nun eine bessere Vorstellung von der Schwallwelle und ihren Abflüssen im Palagnedra-Stausee (wie sie von Herrn Mazzi beschrieben wurde) zu erhalten, wurde versucht, *mit Hilfe eines mathematischen Modells* verschiedene Szenarios von Wellenabläufen zu untersuchen.

Das mathematische Modell

Nichtstationäre Abflussvorgänge in Flüssen und langgestreckten Staubekken werden im allgemeinen unter der Annahme beschrieben, dass das Phänomen *in einer eindimensionalen Form* repräsentativ behandelt werden kann [5]. Diese Annahme hat zur Folge, dass Bewegungsvorgänge quer zur Flussrichtung ignoriert werden und dass die Wasseroberfläche des Flusses keine Querneigung besitzt. Aus Bild 1 ist zu sehen, dass aufgrund der starken Krümmungen des Staubeckenverlaufes eine solche Annahme möglicherweise nicht realistisch ist. Es wurde daher *eine zweidimensionale Formulierung* des Problems gewählt. Unter den Annahmen, die im allgemeinen zur Beschreibung von Bewegungen in seichten Gewässern gewählt werden, können Bewegungsvorgänge in Seen mit den folgenden Gleichungen beschrieben werden [6]:

$$(1) \quad \frac{\partial u}{\partial t} - f \cdot v = - g \cdot D \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \tau_x / \varrho$$

$$(2)\quad \frac{\partial v}{\partial t} + f \cdot u = -g \cdot D \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \tau_y/\varrho$$

$$(3)\quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{\partial H}{\partial t}$$

wobei u und v über die Seetiefe integrierte Wassergeschwindigkeiten jeweils in der x- und in der y-Richtung sind;

H = Kote des Wasserspiegels in m ü.M.
D = Wassertiefe
t = Zeit
f = Coriolis-Parameter
g = Erdbeschleunigung
τ_x, τ_y = Bodenreibungskräfte im Reservoir jeweils in der x- und in der y-Richtung, und
ϱ = Dichte des Wassers.

Die Bodenreibung in den beiden Koordinatenrichtungen x und y ist jeweils durch

$$(4)\quad \tau_x = c_b \cdot \varrho \cdot u \cdot \sqrt{u^2 + v^2}/D^2$$

$$(5)\quad \tau_y = c_b \cdot \varrho \cdot v \cdot \sqrt{u^2 + v^2}/D^2$$

gegeben, wobei c_b ein Schubspannungskoeffizient ist.

Gleichungen 1–5 sind dimensionsmässig homogen, und es kann daher jedes konsistente Einheitssystem verwendet werden.

Für natürliche Grenzbedingungen können Gleichungen 1–3 nur mit Hilfe numerischer Methoden integriert werden. Da speziell in nichtstationären Abflussproblemen numerische Lösungsalgorithmen besonders viel Rechenzeit beanspruchen, muss Wert darauf gelegt werden, eine möglichst «schnelle» Rechenmethode zu verwenden: *Thacker* (1977) schlug vor, die Vorteile einer raschen numerischen Lösung von klassischen finiten Differenzenmethoden mit der Eleganz der geschmeidigen geometrischen Repräsentation von finiten Elementmethoden zu verbinden, indem er eine *finite Differenzenmethode mit unregelmässigem Gitter* propagierte.

Der prinzipielle Lösungsvorgang in Thackers Methode ist derselbe wie in klassischen finiten Differenzenschemen. Aufgrund des unregelmässigen Gitters müssen allerdings die Ableitungen einer Funktion anders evaluiert werden: Wie man in Bild 4 sehen kann, besteht ein unregelmässiges Gitter aus einem Netzwerk von unregelmässigen Dreiecken. Wenn man sich nun innerhalb eines Dreieckes eine Funktion durch eine Ebene, die durch die Funktionswerte an den drei Eckpunkten des Dreieckes bestimmt ist, angenähert denkt, dann sind die Ableitungen dieser Funktion in den zwei Koordinatenrichtungen jeweils durch die Neigung dieser Ebene in diesen Richtungen gegeben. Da man aber die Ableitungen dieser Funktion in einem Punkt P benötigt, schlug Thacker (1977) vor, diese durch die Gewichtsmittel der Ableitungen aller den Punkt P umgebenden Dreiecke zu ersetzen, wobei die Gewichte jedes Dreiecks jeweils proportional zu den entsprechenden Dreieckflächen sind. Ist daher ein Punkt $P(x, y)$ von N Punkten $P_i(x_i, y_i)$ umgeben, wobei die Indexe der Punkte, wie in Bild 4, dem Uhrzeigersinn entgegenlaufen, dann sind die Ableitungen einer Funktion f jeweils durch

$$(6)\quad \frac{\partial f}{\partial x} \cong \sum_{i=1}^{N} f_i\,(y_{i+1} - y_{i-1}) \Big/ \sum_{i=1}^{N} x_i\,(y_{i+1} - y_{i-1})$$

$$(7)\quad \frac{\partial f}{\partial y} \cong -\sum_{i=1}^{N} f_i\,(x_{i+1} - x_{i-1}) \Big/ \sum_{i=1}^{N} x_i\,(y_{i+1} - y_{i-1})$$

gegeben. Es möge beachtet werden, dass sich Gleichungen 6 und 7 im Falle eines regelmässigen, rechtwinkligen Gitters zu den klassischen finiten Differenzquotienten reduzieren.

Im Laufe der numerischen Lösung ergaben sich *verschiedene Stabilitätsprobleme* [6], die mit Hilfe einer «numerischen Viskosität» [9] gelöst werden konnten. Diese numerische Viskosität beruht auf einer Glättung der Resultate aus Gleichungen 1–3, wobei jeweils die Variablen u, v und H durch gewichtete Mittel nach

$$(8)\quad \bar{f} = \alpha \cdot f + \frac{1-\alpha}{N} \sum_{i=1}^{N} f_i$$

ersetzt werden, wobei wiederum f eine Funktion u, v oder H und wo α ein Gewichtsfaktor ($0 \leqq \alpha \leqq 1$) ist.

Modelleinrichtung

Wie in Bild 1 gesehen werden kann, ist die Geometrie des Palagnedra-Reservoirs *ziemlich unregelmässig*. Eine solche komplexe Form kann daher nur mit einer Maschenweite, die für die Unregelmässigkeiten der Ufer klein genug ist, zufriedenstellend angenähert werden. Andererseits nimmt die notwendige Rechenzeit pro Zeitschritt ungefähr proportional mit der Anzahl der Gitterpunkte zu. Dazu kommt noch, dass mit einer Abnahme der Maschenweite auch die maximal zulässige Grösse eines Zeitschrittes abnimmt und man daher

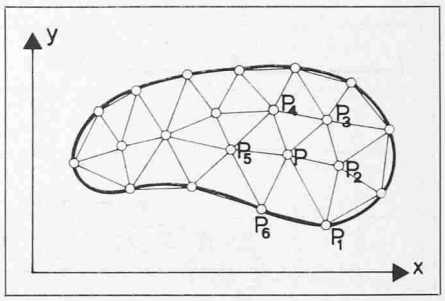


Bild 4. Unregelmässiges finites Differenzengitter [6]

für die Simulation einer gewissen Zeitspanne um so mehr Zeitschritte benötigt, desto kleiner die Maschenweite ist. Ausserdem soll, um die Tendenz zu instabilem Modellverhalten soweit wie möglich herabsenken zu können, das Gitter so «geschmeidig» wie möglich sein [6]. Das letztlich gewählte Gitter muss daher ein vernünftiger Kompromiss zwischen den verschiedenen hier angeführten Tendenzen sein. Zur numerischen Repräsentation des Palagnedra-Stausees wurde angenommen, dass die Höhenschichtenlinien 490,0 m die Grenze des Stausees darstellen (die Wehroberkante befindet sich auf 486,70 m, die höchsten Hochwasserspuren auf 494,50 m Seehöhe).

Die *Konstruktion* eines unregelmässigen finiten Differenzengitters, das die oben angeführten Erfordernisse erfüllen soll, ist eine *ziemlich komplexe Aufgabe*. Aus diesem Grund wurde ein Programm entwickelt, das eine mehr oder minder automatische Gittererstellung ermöglicht. Mit Hilfe dieses Programmes wird ein Gitter in mehreren Phasen konstruiert, wobei ein wie in Bild 5 gezeigtes regelmässiges, vom Programm generiertes Gitter dem tatsächlichen Grundriss des Sees angepasst wird. Das endgültige Gitter ist in Bild 6 gezeigt, wobei ausserdem diejenigen Grenzpunkte, bei denen Spuren des zu simulierenden Hochwassers gefunden wurden, mit den Buchstaben *A–W* gekennzeichnet wurden. Das in Bild 6 gezeigte Gitter besteht aus nur 55 Punkten. Man kann sich leicht vorstellen, dass es beinahe unmöglich ist, das Palagnedra-Reservoir mittels eines rechtwinkligen Gitters aus so wenigen Punkten zu repräsentieren. Die Wasseroberfläche des Reservoirs hat $2{,}994 \cdot 10^5$ m², sein Volumen ist $6{,}346 \cdot 10^6$ m³. Die Melezza mündet in den Stausee bei den Punkten 1 und 6; die Palagnedra-Sperre mit ihrer Hochwasserentlastung befindet sich zwischen den Punkten 48 und 52. Die Geschiebesperre befindet sich zwischen den Punkten 20 und 29 (d. h. Punkten *H* und *O*). Die Pfeile an den beiden Extremitäten des Stausees geben die Fliessrichtung an. Der Abfluss über den unkontrollierten Wehrrücken ist durch

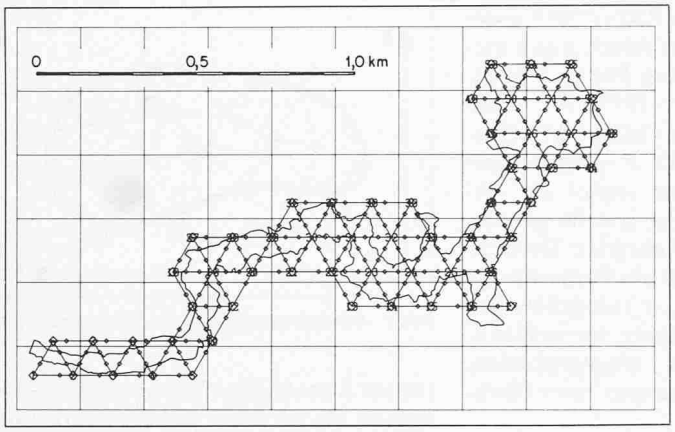


Bild 5. Regelmässiges Dreiecknetzwerk des Palagnedra-Stausees

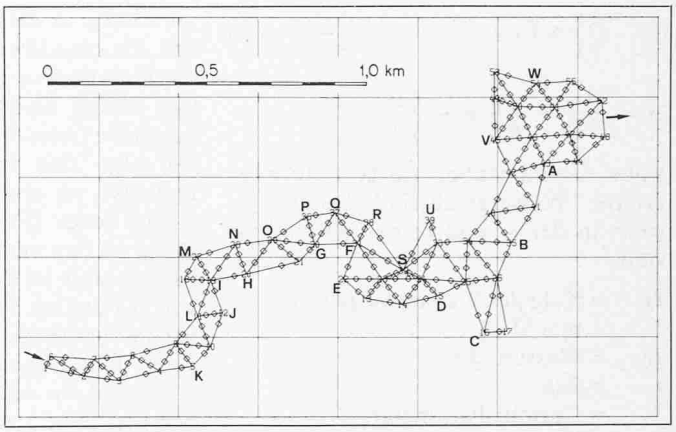


Bild 6. Finites Differenzengitter des Palagnedra-Stausees, bestehend aus 55 Punkten inkl. Indikation der Positionen von beobachteten Hochwasserspuren

(9a) $Q = 109{,}76 \cdot h^{1{,}690}$

mit

(9b) $h = H + 3{,}30$

gegeben, wobei

Q = Abfluss in m^3/s
h = Höhe des Oberwasserspiegels über der Wehrkrone in m (die Wehrkrone befindet sich in einer Seehöhe von 486,7 m)
H = Wasserspiegelhöhe im mathematischen Modell (490,0 m in der Natur entspricht 0,0 m Wasserspiegelhöhe im Modell).

Es sollte beachtet werden, dass in den Gleichungen (9) der Einfluss der Brükke auf den Abfluss über das Wehr unberücksichtigt gelassen wurde.

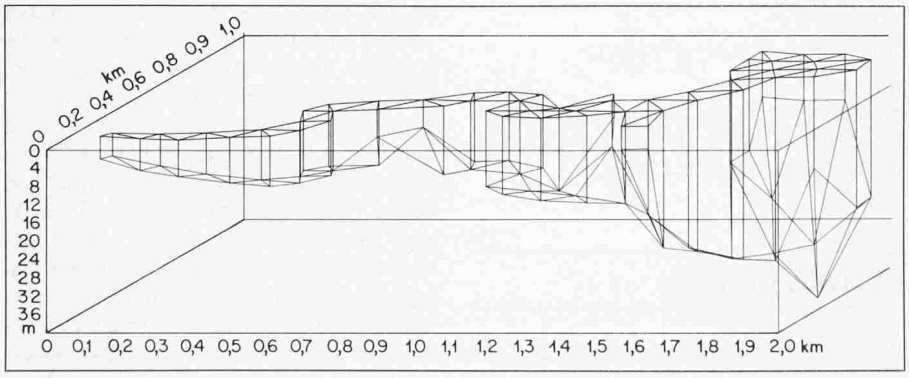
Eine axonometrische Darstellung des Palagnedra-Reservoirs ist in Bild 7 gegeben. Man kann dort sehen, dass das Gitter wohl noch etwas grob ist (speziell für die Darstellung der Geschiebe-rückhalteschwelle). Zu beachten ist noch, dass der vertikale Massstab in Bild 7 im Ausmass 1:12,5 gegenüber dem Massstab in der x-Achse überhöht ist.

Modellrechnungen

Zweck der Simulationsrechnungen

Es folgt aus den früheren Betrachtungen, dass die folgenden zwei prinzipiellen Probleme bestehen: Die *erste Frage* ist, ob eine *Flutwelle* von etwa 2000 m^3/s ausreicht, um *Hochwasserspuren*, wie sie in Bild 1 gezeigt werden, zu hinterlassen. Es sollte nämlich beachtet werden, dass die früheren Schätzungen von 2000 m^3/s auf zwei einzelnen Hochwassermarken, die in der Nähe der Geschiebeschwelle gefunden wurden, basieren [3]. Wenn man die Unsicherheiten, die diese «beobachteten» Hochwassermarken enthalten, in Betracht zieht (man beachte z. B. nur die unglaubwürdigen Beobachtungen C und S, wie sie in Bild 9 gezeigt werden), dann sollte man individuelle Marken nicht unbedingt als sicher ansehen, und es sollten eher alle Hochwassermarken in ihrer Gesamtheit als eine Indikation für eine gewisse Tendenz dienen. Es kann daher, da schon kleine Höhenfehler aufgrund des exponentiellen Verhaltens von Abfluss über einen unvollkommenen Überfall in grossen Änderungen des Abflusses resultieren, der Schätzwert von 2000 m^3/s nur als eine grössenordnungsmässige Angabe dienen. Das *zweite Problem* ist, den *Hochwasserablauf in Form von Wellen* durch den Palagnedra-Stausee zu studieren und verschiedene Szenarien vorzuschlagen, die zu einer Erklärung der Ereignisse beitragen können. In diesem Zusammenhang ist speziell festzustellen, ob, wie schon früher vorgeschlagen wurde [2], eine Reflexion der beim Staudamm ankommenden Welle durch einen (teilweise) blockierten Wehrrükken eine rückläufige Welle erzeugen könnte, die dann die beobachteten Hochwasserspuren hinterlassen haben könnte.

Bild 7. Axonometrische Ansicht des Palagnedra-Stausees



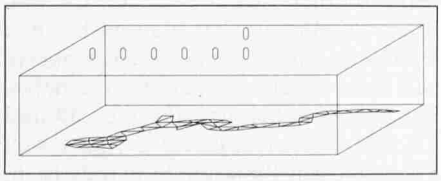


Bild 8 (oben). Erste Aufnahme des computergezeichneten Films mit den Reservoirgrenzen in 490 m Seehöhe

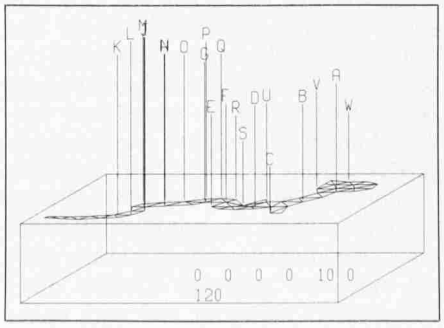


Bild 9 (rechts). Aufnahme 120 des computergezeichneten Films mit den in den Punkten A–W beobachteten Hochwasserspuren

Wahl der Modellparameter und Darstellungsprinzip der Simulationsresultate

Es sollte beachtet werden, dass der *Einfluss von Modellparametern* auf Simulationsresultate nur quantitativ und nicht qualitativ ist. In dem hier verwendeten mathematischen Modell gibt es nur zwei Parameter, die nicht eindeutig gegeben sind: den Bodenschubspannungskoeffizienten c_b und den Gewichtsfaktor α. Wenn Daten vorliegen, die einen Vergleich von Simulationsergebnissen mit tatsächlich stattgefundenen Ereignissen erlauben, dann können diese zwei Parameter durch «Eichung» bestimmt werden. Im anderen Fall müs-

sen vernünftige Werte aus der Literatur verwendet werden. Da im gegenwärtigen Fall Daten nicht vorliegen, wurde für den Schubspannungskoeffizienten c_b = 0,0025 gewählt. Dieser Wert ist in der Literatur oft gegeben [10]. Ausserdem fand *Bauer* [6], dass eine Veränderung von c_b nur sehr geringen Einfluss auf die Simulationsresultate ausübt. Für den Glättungsprozess wurde ein Gewichtsfaktor α = 0,90 gewählt. Dieser Wert bewirkt eine relativ starke Dämpfung der Bewegungsvorgänge [6, 8], ist aber in Anbetracht der durch die starke Durchströmung des Reservoirs bewirkten hohen turbulenten Viskosität nicht unwahrscheinlich. Der Coriolis-Parameter, der im vorliegenden Reservoir nur eine sehr untergeordnete Rolle spielt, entspricht mit $f = 0{,}000105\ s^{-1}$ der geographischen Breite des Palagnedra-Stausees. Die Erdbeschleunigung wurde mit g = 9,81 m/s², die Dichte des Wassers mit ϱ = 1000 kg/m³ angenommen. Der Zeitschritt, der für die Simulation gewählt wurde, beträgt 5 Sekunden.

Die *Darstellung der Simulationsresultate* wird durch die Tatsache erschwert, dass es sich hier um ein nichtstationäres Phänomen handelt. Wie die Erfahrung gezeigt hat [6, 8], ist es gefährlich, Schlussfolgerungen aus einzelnen, schnappschussartig produzierten Situationen zu ziehen, die jeweils durch eine grosse Anzahl von Zeitschritten voneinander getrennt sind. Eine weitere Erschwernis für die Darstellung der Resultate ist ihr zwei- bzw. dreidimensionaler Charakter. Diese eben angeführten Gründe wurden daher zum Anlass genommen, einen *computergezeichneten, animierten Film* zu produzieren. In diesem Film dient ein Rektaeder, das dem Bild 7 gezeigten Rektaeder entspricht, als Referenzrahmen. Innerhalb dieses Rahmens wird das Vektorfeld der vertikal gemittelten Wassergeschwindigkeiten wiedergegeben, und wie in Bild 8 zu sehen ist, dient der «Deckel» dieses Rektaeders als Niveaufläche 490,0 m, in der die Grenzen des Reservoirs entsprechend eingezeichnet sind. Die Zahlen, die in jeder Aufnahme eingetragen sind, bedeuten in der ersten Linie, von rechts nach links, die Zeit der Aufnahme in Sekunden, Minuten, Stunden, Tagen, Monaten und Jahren und in der zweiten Zeile die Nummer der Aufnahme.

In Bild 9 ist die Aufnahme des Zeitschrittes 120 gezeigt. Die Buchstaben A–W, die hier über dem «Deckel» gezeichnet wurden, repräsentieren die in Bild 1 angegebenen beobachteten Spuren des Hochwassers, wobei die Positionen der Buchstaben den in Bild 6 gezeigten Positionen entsprechen (der beobachtete Wasserspiegel entspricht jeweils der Höhe der Unterkante jedes Buchstabens). In Bild 9 kann man sehen, dass eigentlich *zwei Hauptwasserspiegel* unterschieden werden können: Ein höherer befindet sich flussaufwärts von den Punkten G und Q, beide mit eingeschlossen; ein etwas niedriger liegender befindet sich flussabwärts von den Positionen F und R, wiederum mit eingeschlossen (wie schon früher erwähnt, fallen die Positionen C und S merklich aus dem Rahmen). Im Mittel ist der Höhenunterschied zwischen diesen beiden Hauptwasserständen etwa 1,8 m.

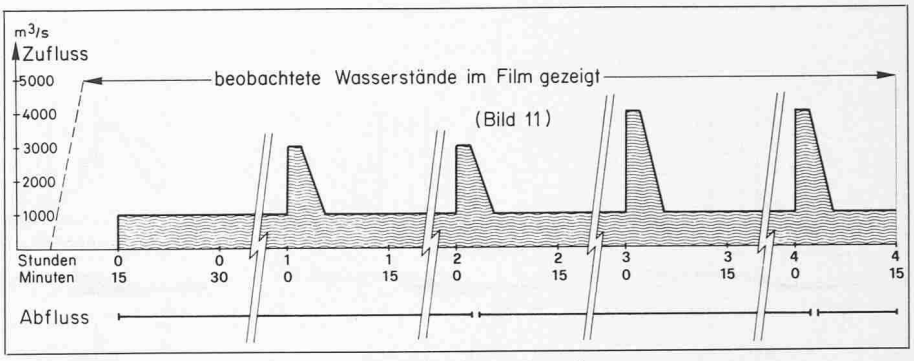
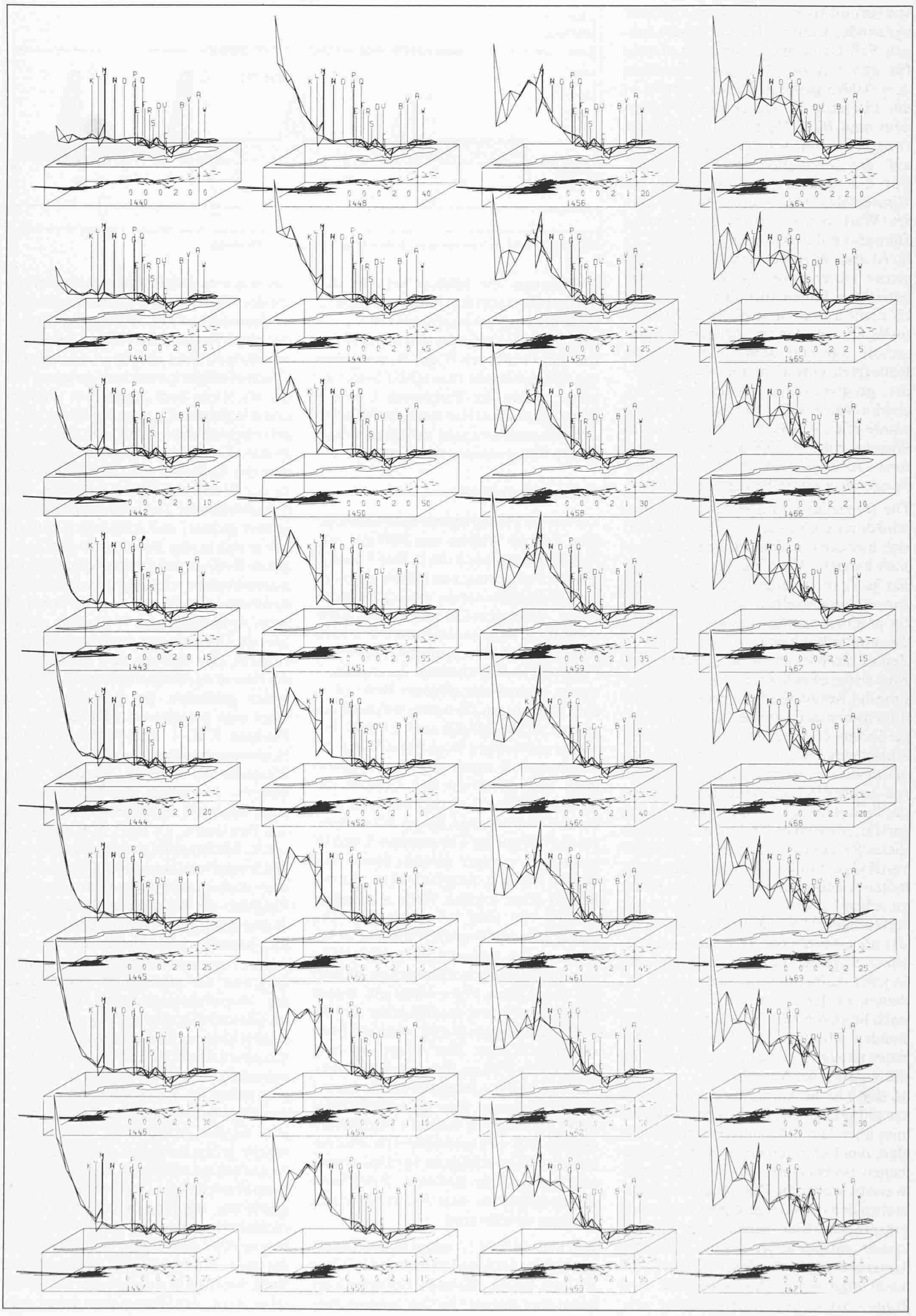


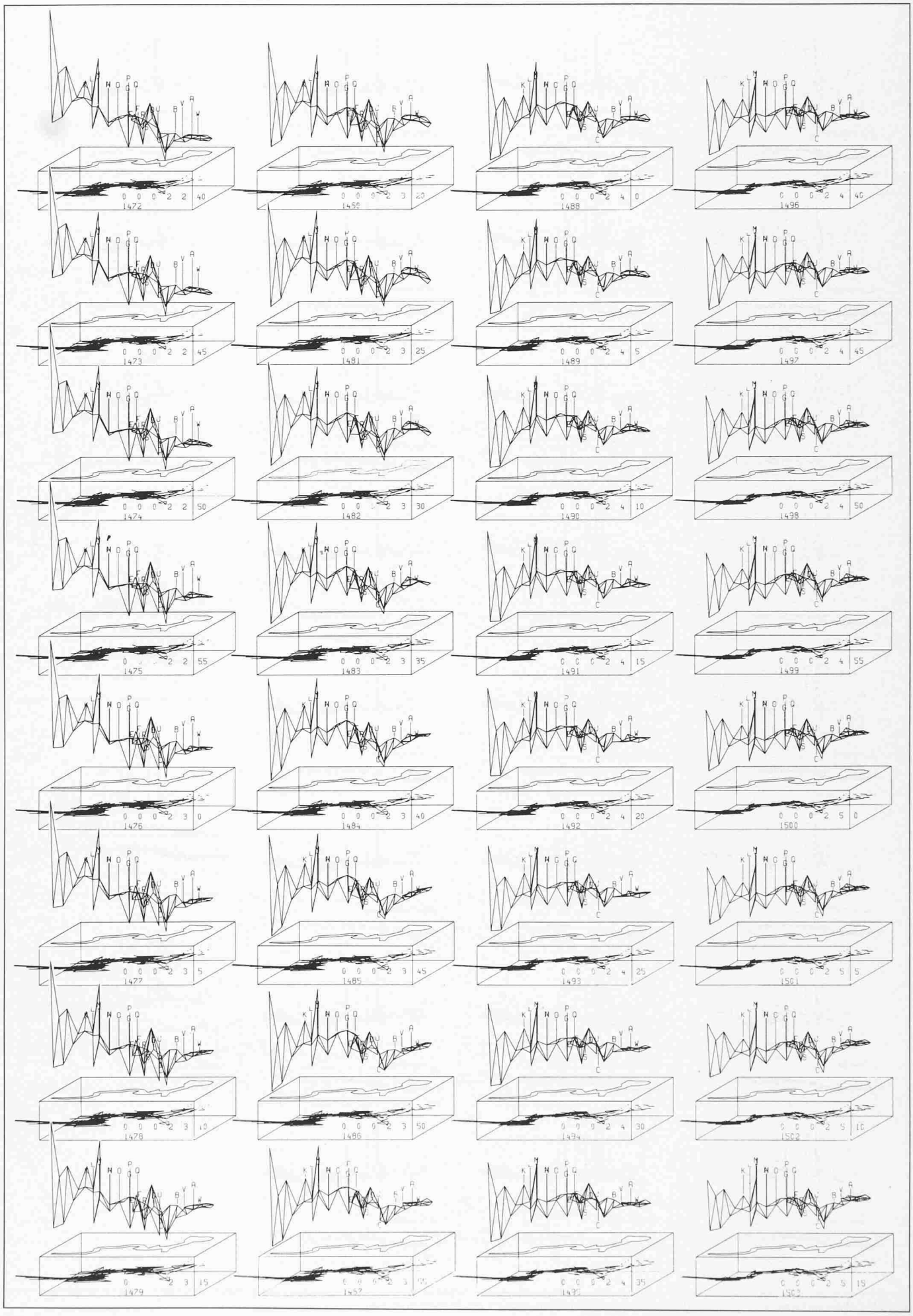
Bild 10. Ablauf der vom mathematischen Modell simulierten Flutwellen

Simulationsresultate

Vorläufige Modellrechnungen haben gezeigt, dass ein Abfluss von 2000 m³/s unzureichend ist, wenn die in Bild 9 gezeigten Hochwassermarken mittels einer reinen Wellensimulation erreicht werden sollen. Aus diesem Grunde wurden *Rechnungen mit Maximalabflüssen* von 3000 und 4000 m³/s durchgeführt, wobei jede Flutwelle jeweils zweimal durchgespielt wurde, einmal mit offenem Wehr (d. h. die Gleichungen (9) waren während der ganzen Welle gültig) und einmal mit einem zeitweiligen blockierten Wehr. Im letzteren Fall wurde jeweils angenommen, dass das Wehr bei Ankunft der Schwallwelle vollkommen blockiert wurde, und zwar so lange, bis der Wasserspiegel das Niveau der Flutmarken A und W mehr oder weniger erreicht hatte. Alle Wellen waren so programmiert, dass bei Beginn einer solchen Welle stationärer Abfluss von 1000 m³/s herrschte. Die Dauer jeder 3000-m³/s-Welle war so bemessen, dass jedesmal ihr totales Volumen in der Grössenordnung von 500 000 m³ war. Dieser Wert entspricht einem Maximalvolumen, das sich in der Region Sta. Maria Maggiore und Malesco [4] ansammeln könnte. Der Ablauf der verschiedenen Wellen, die in dem hier produzierten Film wiedergegeben sind, wird in Bild 10 gezeigt. Eine charakteristische Folge des Films ist in Bild 11 dargestellt (Seiten 648, 649 und 650). Die chronologische Reihenfolge ist vertikal hinunter, Kolonne für Kolonne. Strichlierte Zeilen zeigen an, dass Aufnahmen ausgelassen worden sind.

Wie man in Bild 11 sehen kann, besteht am Anfang der Simulation *gleichmässiger Abfluss*. In der nächsten Aufnahme erkennt man, dass der *Zufluss zugenommen* hat, was eine gleichzeitige starke Zunahme des Wasserstandes an der Stauwurzel des Stausees bewirkt. Verfolgt man nun in der ersten Kolonne von Bild 11 den weiteren Verlauf, dann sieht man, wie sich die Geschwindigkeitszunahme progressiv in der Richtung zum Staudamm fortsetzt und wie gleichzeitig auch der Wasserspiegel entsprechend reagiert. Am Beginn der zweiten Kolonne (Aufnahme 1448) kann man das *Entstehen eines kleinen Rückens* an der Wasseroberfläche erkennen. Mit fortschreitender Zeit wird dieser Rücken immer grösser, und schliesslich entwickelt er sich in eine *sich flussabwärts bewegende Welle*. In der dritten Kolonne kann man erkennen, wie aufgrund der starken Krümmung im Reservoir beim Punkt M beim Ankommen der Welle eine starke laterale Überhöhung des Wasserspiegels entsteht. Der Ausfluss über die Palagnedra-Sperre war bisher immer noch unverändert geblieben. Bei Aufnahme 1460 kann man postulieren, dass die bei den Punkten J, K, L und M beobachteten Hochwassermarken vom simulierten Wasserspiegel erreicht wurden. Beim weiteren Fortschritt der Welle werden dann auch die Hochwassermarken bei den Punkten L, D, E, F, R, S und V erreicht. Mittlerweile wurde allerdings die *Hochwasserentlastung blockiert*, was sich nach Aufnahme 1467 in einer sofortigen Reaktion des Wasserspiegels beim Staudamm zeigt. In den folgenden Aufnahmen kann man eine kleine, *sich flussaufwärts bewegende Welle* verfolgen, welche aufgrund des plötzlichen Verschlusses der Hochwasserentlastung entstanden ist. Gleichzeitig scheint die grosse Welle, welche über den Stausee herunterkam, etwas oberhalb der Punkte A und V stehenzubleiben. Der Wasserstand in der Region neben der Palagnedra-Sperre bis zu den Punkten A und V steigt nun mehr oder minder gleichmässig, ohne irgendwelche grössere Wellen zu produzieren. In Aufnahme 1480 kann man sehen, dass beim Erreichen der Hochwassermarke W durch den simulierten Wasserstand die *Hochwasserentlastung wieder frei* wird, was zu einer unmittelbaren Reaktion des dortigen Wasserspiegels führt. Zuerst sinkt, wie man in Aufnahmen 1480–1483 sehen kann, der Wasserstand neben dem





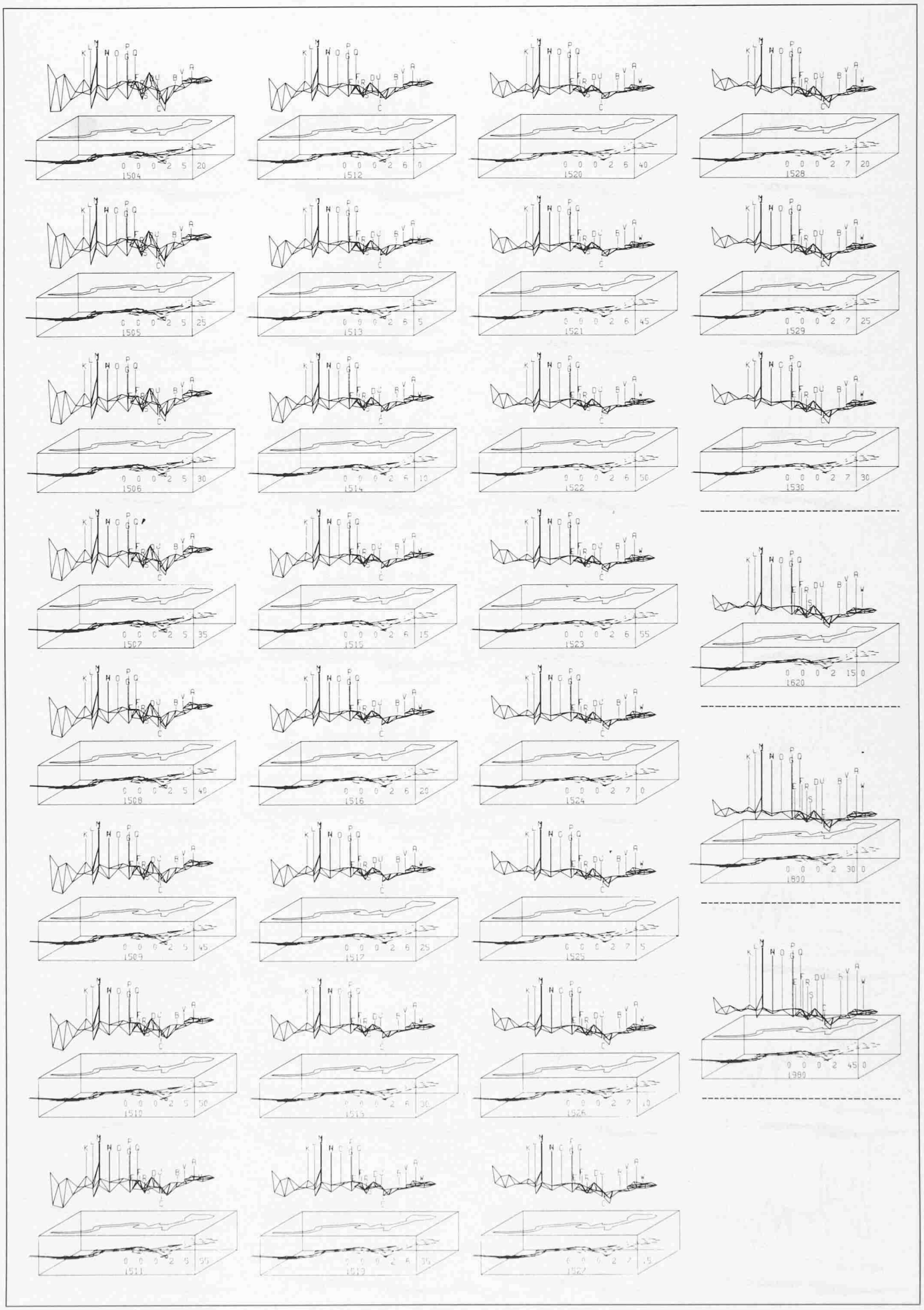


Bild 11. Welle mit 3000 m³/s Spitzenabfluss mit temporärer Verklausung der Hochwasserentlastung

Damm, was zu einer beachtlichen Beschleunigung der Wassermassen in Richtung Staudamm führt. In Aufnahmen 1484–1487 kann man dann sehen, wie beim Staudamm der Wasserstand unter dem Aufschlag des nun neu ankommenden Wassers, welches vorher beschleunigt wurde, trotz weiterhin offenem Wehr wieder plötzlich steigt. Diese nach hinten laufende Welle ist allerdings wieder, wie schon beim vorherigen Blockieren der Hochwasserentlastung, auf die Umgebung der Staumauer beschränkt, ohne sich weiter flussaufwärts zu bewegen. In Aufnahme 1492 wird die Hochwassermarke von Punkt B erreicht. In den folgenden Aufnahmen ist die Rückkehr zu einem gleichmässigen Abfluss von 1000 m^3/s gezeigt. Zu keinem Zeitpunkt allerdings waren die simulierten Wasserstände so, dass die Hochwassermarken bei den Punkten A, G, H, I, J, O, P, Q und V erreicht worden wären.

Die Simulation der anderen, im Bild 10 angedeuteten Wellen ist in [4] ausführlich diskutiert. Es zeigte sich, dass die Welle mit 3000 m^3/s Spitzenabfluss, aber ohne temporären Verschluss der Hochwasserentlastung, der in Bild 11 gezeigten Welle sehr ähnlich ist. Die oben erwähnten, von der Simulation nicht erreichten Hochwassermarken können daher ohne eine weitere Zunahme des Abflusses und nur durch einen temporären Verschluss der Hochwasserentlastung nicht erklärt werden. Dagegen wurden mit den Simulationen der Wellen mit 4000 m^3/s Spitzenabfluss alle beobachteten Hochwassermarken erreicht. Der Einfluss eines temporären Verschlusses der Hochwasserentlastung war auch für die 4000-m^3/s-Wellen vernachlässigbar. Es folgt also, dass mit einem Spitzenabfluss von bedeutend unter 4000 m^3/s die Hochwassermarken oberhalb der Engstelle bei Profil L, wie im Bild 1 gezeigt, nur dann erklärt werden können, wenn eine *mehr oder minder starke temporäre Verklausung beim Profil L* angenommen wird.

Zusammenfassung

Man kann mit Sicherheit sagen, dass es sich am 7. August 1978 nicht um ein Hochwasser mit einem Spitzenabfluss im engen Sinn des Wortes von grössenordnungsmässig 2000 m^3/s oder mehr handelte, sondern eher um eine *Welle*, die für eine kurze Zeit einen möglicherweise noch höheren Abfluss hatte. Diese Welle trat zu einem Zeitpunkt auf, als an der Hochwasserentlastung beim Palagnedra-Damm schon ein Abfluss von etwa 900 m^3/s herrschte. Unter Annahme der simulierten Wellen, wie sie am oberen Ende des Palagnedra-Stausees eintreffen, und ohne Verklausung im Staubecken selbst können die beim See beobachteten Hochwassermarken nur durch Wellen mit kurzzeitigen Spitzenabflüssen in der Grössenordnung von 4000 m^3/s erklärt werden. Die Verklausung der Hochwasserentlastung des Palagnedra-Staudammes selbst kann nicht rückläufige Wellen erzeugt haben, die gross genug gewesen wären, um die beobachteten Hochwassermarken an den Talflanken zu hinterlassen. Wahrscheinlicher erscheint allerdings das Auftreten einer *temporären Verklausung an der Engstelle im Profil L*, das in Bild 1 gezeigt wird. Die Aufteilung der in Bild 9 gezeigten beobachteten Hochwasserspuren in zwei prinzipielle, voneinander durch etwa 1,8 m Differenz getrennte Höhenlagen spricht für eine solche Annahme. Die tatsächlichen Abflussmengen, die zur Erreichung der flussaufwärts von der Engstelle gelegenen Hochwassermarken notwendig waren, hängen dann von der relativen Dichte einer solchen Verklausung ab. Denkbar wäre auch, dass ein Bruch eben dieser Verklausung selbst die von der Brücke her beobachtete Schwallwelle und die damit verbundenen Umstände wie Wind und Lärm hervorgerufen haben könnte. Die mathematische Simulation zeigte weiterhin, dass sich die Schwallwelle nie über das in Bild 1 eingezeichnete Profil M hinweg bewegte und dass sich die Lage des Wasserspiegels in dem zwischen Profil M und der Palagnedra-Sperre gelegenen Teil des Staubeckens nur in einer mehr oder minder globalen Art veränderte. Die angesichts der grossen, sich scheinbar mit hoher Geschwindigkeit der Sperre nähernden und mit Baumstämmen vermischten Wassermassen erstaunliche «Unversehrtheit» des eisernen Zaunes auf der ehemaligen Brücke konnte somit auch erklärt werden.

Literatur

[1] *Heitmann, A., Zanetti, G.*: «L'alluvione, immagini e testimonianze del 7/8 agosto 1978 nella Svizzera italiana». Armando Dado Edizione, Ticino, 1979

[2] *Bruschin, J., Bauer, S., Delley, P., Trucco, G.*: «The Overtopping of the Palagnedra Dam». Water Power & Dam Construction, Vol. 34, No. 1, Jan. 1982

[3] *Delley, P.*: «Studio idrologico sul bacino imbrifero della Melezza, Relazione gennaio 1979». S.A. Ufficio d'ingegneria Maggia, Locarno

[4] *Bauer, S.W., Bruschin, J., Schneiter, L.*: «Bassin de Palagnedra, Crue du 07.08.1978, Etudes expérimentale et sur modèle mathématique». Rapport LHYDREP H-317, Laboratoire d'hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, 1980

[5] *Henderson, F.M.*: «Open Channel Flow». Macmillan Corp., New York, 1966

[6] *Bauer, S.W.*: «Three-dimensional irregular-grid-finite-difference model of wind induced water level fluctuations and currents in a homogeneous lake with applications to the Lake of Geneva». Communication No. 41, Laboratoire d'hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, 1979b

[7] *Thacker, W.C.*: «Irregular-grid-finite-difference technique: simulations and oscillations in shallow circular basins». J. Physical Oceanography, Vol. 7, No. 2, 1977

[8] *Bauer, S.W.*: «Three-dimensional simulation of time dependent elevations and currents in a homogeneous lake of arbitrary shape using an irregular-grid finite difference model». Hydrodynamics of Lakes, ed. W.H. Graf und C.H. Mortimer, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979a

[9] *Sündermann, J.*: «Ein Vergleich zwischen der analytischen und der numerischen Berechnung winderzeugter Strömungen und Wasserstände in einem Modellmeer mit Anwendungen auf die Nordsee». Mitteilungen Nr. IV, Institut für Meereskunde, Universität Hamburg, 1966

[10] *Simons, J.T.*: «Development of three-dimensional numerical models of the Great Lakes». Canada Center for Inland Waters, Scientific Series, No. 12, Burlington, Ontario, 1973

Diese Untersuchung wurde im Rahmen einer durch die Maggia-Kraftwerke AG beauftragte Studie am hydraulischen Laboratorium der ETHL durchgeführt.

Adressen der Verfasser: *S. Bauer*, Dr. sc. techn. c/o Motor-Columbus, Ingenieurunternehmung AG, 5401 Baden, und *P. Delley*, dipl. Ing. ETHL, c/o AG Ingenieurbüro Maggia, Via Stefano Franscini 5, 6601 Locarno.