

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES
FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Borowicka: Der Hochwasserdamm am linken Donauufer im Wiener Bereich

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES
FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Borowicka: Der Hochwasserdamm am linken Donauufer im Wiener Bereich

HEFT 9

WIEN, IM MAI 1968

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES
FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Borowicka: Der Hochwasserdamm am linken Donauufer im Wiener Bereich

HEFT 9

WIEN, IM MAI 1968

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. GESCHICHTLICHES	3
2. DER VERBESSERTE HOCHWASSERSCHUTZ VON WIEN	5
3. DAS VORHANDENE DAMMSYSTEM AM LINKEN UFER	5
4. DIE HOCHWÄSSER DER DONAU	5
5. ZWECK DER FELDVERSUCHE IN DER LOBAU	7
6. LAGE DER VERSUCHSSTRECKE UND BODENVERHÄLTNISSE	7
7. HERSTELLUNG UND BESCHREIBUNG DER VERSUCHSEINRICHTUNG	8
8. GENERELLES VERSUCHSPROGRAMM	9
9. DER ERSTE STAUVERSUCH BEI AUFGEHÖHTEM DAMM	10
10. DER ZWEITE STAUVERSUCH BEI GEDICHTETEM DAMMKÖRPER	13
11. DRITTER STAUVERSUCH MIT TIEFER GERAMMTER SPUNDWAND	15
12. DER VIERTE STAUVERSUCH	16
13. DER ABTRAG DES ALTEN DAMMES	17
14. AUFBAU DES VERBREITERTEN DAMMES	19
15. FÜNFTER STAUVERSUCH MIT DEM VERBREITERTEN DAMM	22
16. DER SECHSTE STAUVERSUCH MIT VERBREITERTEM DAM UND GERÜTTELTER DICHTUNGSWAND	24
17. DER ÜBERSTRÖMUNGSVERSUCH	25
18. DER BRUNNENVERSUCH	28
19. ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE	30
20. SCHLUSSFOLGERUNGEN	31

ANLAGE I—VI

ZWEI LANDKARTEN

Der Hochwasserdamm am linken Donauufer im Wiener Bereich

von Hubert Borowicka

1) *Geschichtliches.*

Flußabwärts der Engstelle zwischen Leopoldsberg und Bisamberg im Norden von Wien fächerte die Donau in früherer Zeit in zahlreiche Wasserarme auf, wobei das Bett dieser Seitenarme durch Hochwasser immer wieder verändert wurde. Während noch zur Römerzeit der Hauptarm der Donau etwa der Linie Heiligenstädter Straße — Liechtensteinstraße — Salzgries folgte, verlagerte er sich in der Folgezeit immer mehr gegen Osten. Als das Siedlungsgebiet der Stadt Wien dieser Tendenz folgte und sich in die Donau ebene nach Osten ausbreitete, wurden die durch die Hochwässer verursachten Schäden an Gebäuden und Verkehrswegen in diesen tiefliegenden Gebieten immer empfindlicher. Infolgedessen wurde der Wunsch nach einer Regulierung der Donau im Bereich von Wien und einem verbesserten Hochwasserschutz der betroffenen Stadtteile immer dringender. Außerdem wurden auch Teile von Niederösterreich, insbesondere das Marchfeld von Überschwemmungen heimge-sucht.

Als im Jahre 1862 neuerlich ein Katastrophenhochwasser in der Donau erhebliche Schäden verursachte, wurde am 8. 2. 1864 von Kaiser Franz Josef I. auf Bitten des Wiener Gemeinderates eine eigene „Kommission für die Erörterung der systematischen Do-

nauregulierung bei Wien“ eingesetzt, welche 1866 zusammentrat und 1868 ihre Arbeit beendete. In den Jahren 1868 und 1869 konnten die Gesetze, welche die Regulierung der Donau bei Wien in der Strecke von Nußdorf bis Fischamend betrafen, verabschiedet werden.

Die Kosten der Donauregulierung trugen der Staat, das Land Niederösterreich und die Stadt Wien gemeinsam, die Ausführung übernahm die „Donauregulierungskommission Wien“.

Das Bauprogramm umfaßte die Schaffung eines Normalbettes der Donau, in welchem die zahlreichen Seitenarme des Stromes im Raum von Wien zusammengefaßt wurden. Der erforderliche Durchstich zwischen Nußdorf und Stadlau wurde in den Jahren 1870—1875 ausgeführt, wobei am rechten Ufer ein bestehender Seitenarm in Form des heutigen Donaukanals bestehen blieb, welcher an seinem Beginn bei hohen Wasserständen durch ein Sperrschiff und später durch die Wehranlage Nußdorf verschlossen werden konnte. Von den zahlreichen Armen am linken Ufer des heutigen Donaubettes blieb nur ein Teil des Hauptarmes bestehen, welcher noch jetzt als „Alte Donau“ bezeichnet und hauptsächlich von unterirdischen Zuflüssen gespeist wird.

Das alte Flußsystem ist in Abb. 1 und in den beiden Karten im Anhang dargestellt. Der Verlauf der ehemaligen Seitenarme der Donau ist auch heute noch von großem Interesse, weil die damals vorgenommenen Verfüllungen und Aufschüttungen wenig tragfähig, stark durchlässig und erosionsgefährdet sind. Durch die Ausbildung des Bettes der regulierten Donau wurde erreicht, daß die Abfuhr eines Hochwas-

sers von rund 12.000 m³/s ohne Überflutungen der Ufer ermöglicht wurde. Da am rechten Ufer der Eintritt des Hochwassers in den Donaukanal verhindert war, übernahm hier die von Donau und Donaukanal gebildete Insel den Hochwasserschutz der rechtsufrigen Stadtteile, indem eine etwa 190 m breite, flache Böschung zwischen dem rechten Donauufer und der scheidelförmigen Erhebung der Insel — auch Hoch-

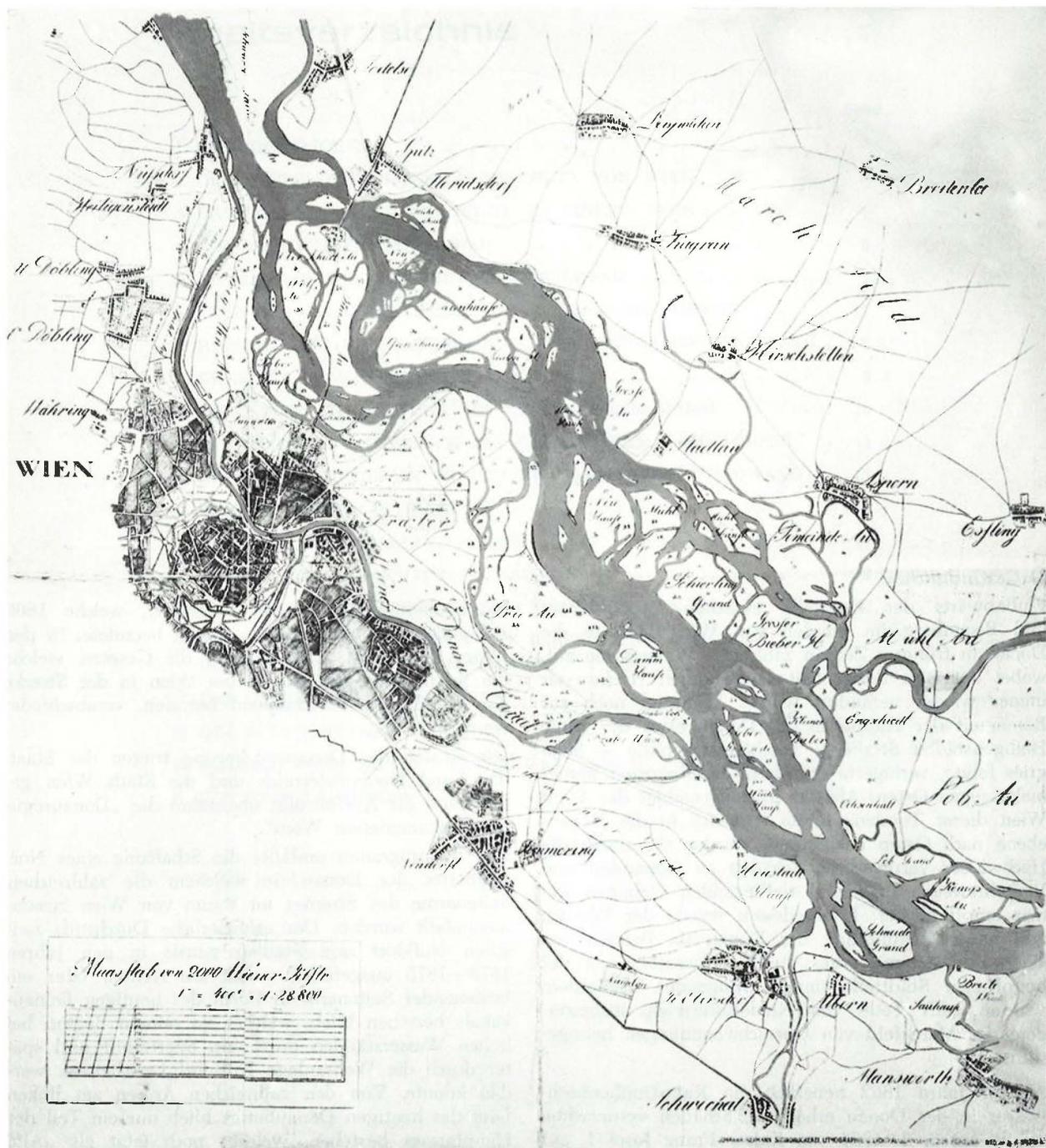


Abb. 1: Das alte Flußsystem der Donau im Wiener Raum (Stromaufnahme aus dem Jahre 1819).

kante genannt — geschaffen wurde. Am linken Donauufer wurde zur rascheren Abfuhr der Hochwässer ein Inundationsgebiet belassen, welches etwa 475 m breit und gegen Osten von einem Hochwasserschutzdamm damals üblicher Bauart abgeschlossen wurde. Die Regulierungsarbeiten im Wiener Raum waren im Jahre 1882 abgeschlossen. Da durch die Zusammenfassung der Donau in einem Bette der Wasserspiegel bei Katastrophenhochwasser angehoben wurde, mußte anschließend auch die in Niederösterreich liegende Strecke der Donau bis zur österreichisch-ungarischen Grenze geschützt werden, um eine Überflutung des Marchfeldes zu verhindern. Dies geschah in den darauffolgenden Jahren.

Die Durchführung der Donauregulierung bei Wien stellte zum damaligen Zeitpunkt eine beachtliche technische Leistung dar, welche sich voll bewährt hat. Nach den bei Hochwasser gemachten Erfahrungen wurden die ursprünglichen Dämme streckenweise erhöht bzw. verbreitert oder am Dammfuß Steinfilter aufgebracht. Die Erhaltung und der Ausbau des Dammsystems ist seit dem Jahre 1927 der sogenannten Donauhochwasserschutzkonkurrenz, bestehend aus dem Bund, dem Land Niederösterreich und der Stadt Wien, anvertraut.

2) *Der verbesserte Hochwasserschutz von Wien.*

Es ist klar, daß das kalkulierte Risiko einer Überschwemmung des linken und rechten Ufers im Bereiche der Stadt Wien heute ganz anders zu bewerten ist als etwa vor hundert Jahren, als der Plan der Donauregulierung entstand. Aus diesem Grunde wurde im Jahre 1962 innerhalb des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines ein Studienausschuß gebildet, welcher die Möglichkeiten für die Erhöhung des Hochwasserschutzes der Stadt Wien untersuchen sollte. Der Vorschlag des Ausschusses ging dahin, die Schutzmaßnahmen für ein Katastrophenhochwasser von 14.000 m³/s auszulegen.

Neben anderen Vorschlägen zur Erhöhung des Hochwasserschutzes wurde in der Folgezeit von der Gemeinde Wien ein generelles Projekt ausgearbeitet, welches am rechten Donauufer die Errichtung eines neuen Hochwasserdammes und im Inundationsgebiet am linken Donauufer die Schaffung eines tiefen Hochwasser-Umleitungsgerinnes zwischen Strom-km 1938,5 und 1916,5 vorsieht, wobei zwischen Donauström und Umleitungsgerinne eine schmale, hochwasserfreie Insel entstehen soll. Durch diese verbesserte Hochwasserabfuhr im Bereich der Stadt Wien wird erreicht, daß das neue Entwurfshochwasser von 14.000 m³/s bei einer Spiegellage abgeführt werden kann, die nicht erheblich höher ist als der Wasserspiegel eines Hochwassers von 10.000 m³/s bei den derzeitigen Abflußbedingungen. Abgesehen von diesem Projekt besteht natürlich die Möglichkeit unter Beibehaltung des Gedankens der Errichtung eines neuen Hochwasserdammes am rechten Ufer, das be-

stehende Dammsystem am linken Ufer zu belassen und Veränderungen nur soweit vorzunehmen, daß die Dämme einem Hochwasser von 14.000 m³/s standhalten können. Das linksufrige Dammsystem hat hingegen schon bei den bisherigen Hochwassern bis 10.000 m³/s Schwächen gezeigt, sodaß während Hochwasserzeiten des öfteren Maßnahmen zur Dammverteidigung ergriffen werden mußten. Aus diesem Grunde hat das Bundesstrombauamt als geschäftsführende Stelle der Donauhochwasserschutz-Konkurrenz mit Schreiben vom 9. Juli 1964 den Auftrag zur Ausarbeitung eines bodenmechanischen Gutachtens darüber erteilt, welche Maßnahmen an den bestehenden linksufrigen Hochwasserschutzdämmen zu ergreifen wären, um diese Dämme auch für den Fall eines Donauhochwassers von 14.000 m³/s standsicher zu machen.

3) *Das vorhandene Dammsystem am linken Ufer.*

Der Hochwasserschutzdamm am linken Donauufer im Raume von Wien zwischen der Ortschaft Bisamberg und dem sogenannten Schönauer Schlitz ist bei einer Dammhöhe von 2—6 m etwa 32 km lang. Wie aus dem Längenschnitt Abb. 2 hervorgeht, wurde die ursprünglich vorhandene Kronenbreite stellenweise sehr stark u. zw. bis zu 16 m verbreitert. Die Böschungsneigung beträgt in der Regel an der Landseite 1 : 2 und an der Wasserseite 1 : 3. Über weite Strecken ist landseitig eine Berme vorhanden, auf welcher eine Fahrstraße verläuft.

Die Dämme wurden größtenteils mit dem im Durchstich gewonnenen Aushubmaterial geschüttet, d. s. in erster Linie Kiese und Sande. Das Dammschüttmaterial ist daher sicher sehr inhomogen und entsprechend den damals üblichen Einbaumethoden nur locker gelagert. Die Dämme wurden auf das natürliche Gelände bestehend aus Ablagerungen der Donau aufgeschüttet. Unter einer Oberflächenschichte von feinen Ausanden stehen Kiese und Sande im Untergrund an. Erst in größerer Tiefe ist der festgelagerte und undurchlässige Wiener Tegel anzutreffen.

An mehreren Stellen verläuft der linksufrige Hochwasserschutzdamm auf den verfüllten Altarmen der Donau, wobei insbesondere die Abzweigung und Einmündung der „Alten Donau“ zu nennen ist. In diesen Bereichen kam es vorzugsweise bei hohen Wasserständen zum Austritt von Quellen am Dammfuß oder in dessen Nähe wie z. B. in der Schwarzlackenau, den Anschlußstellen der Alten Donau, beim Kleehäufel, Schilloch, bei der Panozzalacke und beim Schwarzen Loch.

4) *Die Hochwässer der Donau.*

Die Wahrscheinlichkeit der Hochwässer der Donau geht aus der nachfolgenden Tabelle 1 hervor, welche der Schriftenreihe des Österr. Wasserwirtschaftsverbandes Heft 32/33 „Die Hochwasser der Donau“ von W. Kresser entnommen ist.

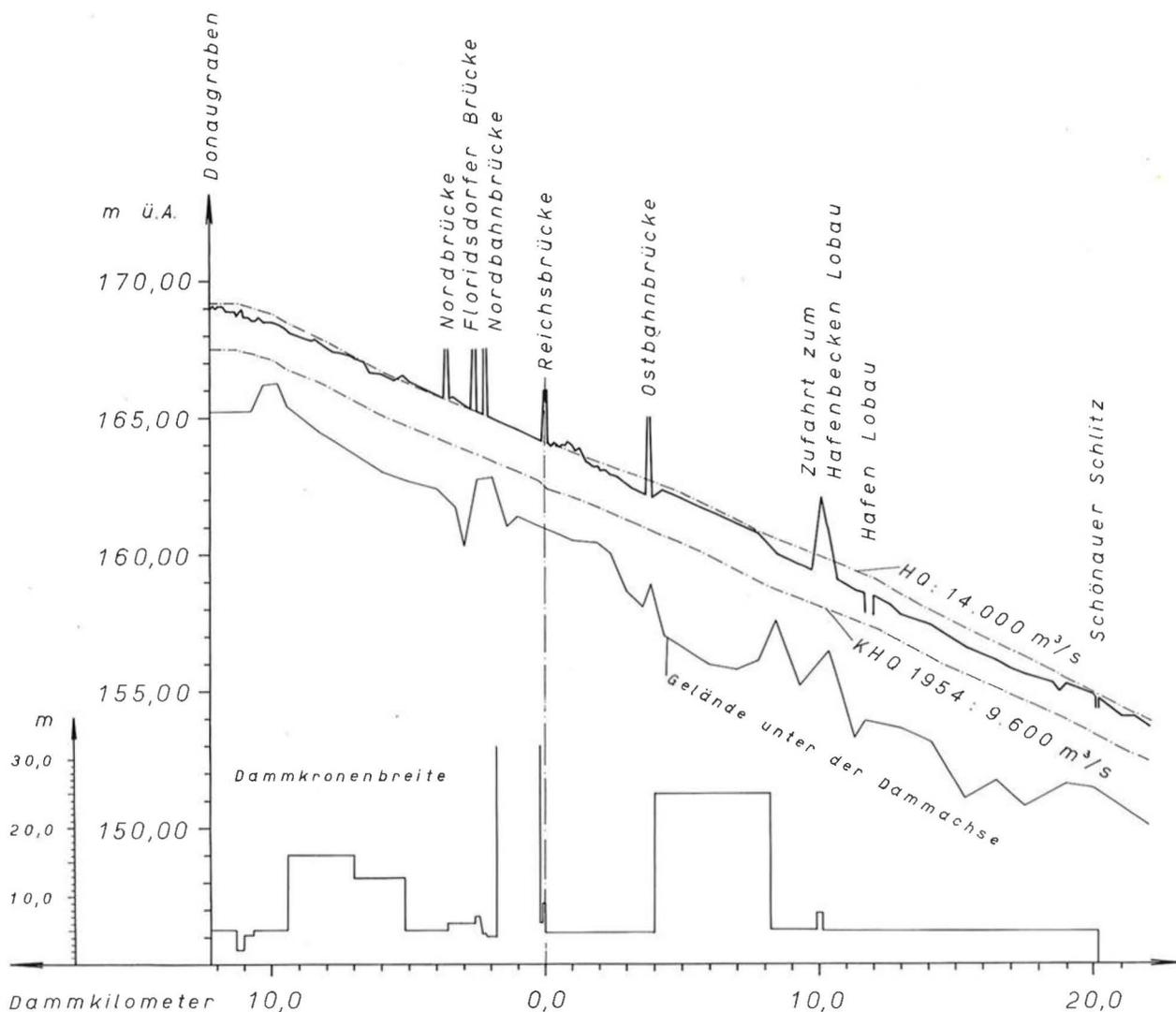


Abb. 2: Längenprofil und Kronenbreite der linksufrigen HW-Dämme bei Wien (Donaugraben bis Schönauer Schlitz).

Tabelle 1

10-jähriges Hochwasser	6.820 m ³ /s
20- " "	8.800 "
50- " "	9.800 "
100- " "	10.400 "
500- " "	11.500 "
1000- " "	11.900 "
5000- " "	12.800 "
rechnerisches Höchsthochwasser	13.000—13.500 m ³ /s.

Diese Werte beziehen sich auf den Pegel Nußdorf mit einem Einzugsgebiet von 101.700 km². Abflusssmessungen werden seit 1893 durchgeführt. Die laufende Beobachtung der Donauwasserstände erfolgt seit dem Jahre 1821. Nach Hochwassermarken, welche in früheren Zeiten angebracht und aufgefunden wurden, hat das bisher größte Hochwasser im Jahre 1501 stattgefunden, bei welchem die Wassermenge der Donau schätzungsweise etwa 14.000 m³/s betragen haben dürfte.

Die volle Überflutung des Inundationsgebietes be-

ginnt bei einem Wasserstand von rd. 6,0 m am Pegel Wien Reichsbrücke entsprechend einer Wassermenge von 6.000 m³/s. Niedrigere Wasserstände sind für die Sicherheit des Dammsystems ohne Belang.

Mindestens ebenso wichtig wie die Größe der Hochwasserspitze ist aber auch die Dauer eines Hochwassers, weil nämlich bei sehr lang andauernden Hochwasserwellen der Grundwasserspiegel auf der Landseite der Dämme ansteigt, wodurch wiederum die Sickerlinie im Dammkörper angehoben wird und der gefährliche Zustand von Quellaustritten am Dammfuß begünstigt wird. In der Tabelle 2 ist für die Jahresreihe 1893—1967 die Dauer der einzelnen größeren Hochwasser in Tagen u. zw. für die Pegelstände am Pegel Wien-Reichsbrücke von 680, 720, 760, 800 und 840 cm entsprechend den Wassermengen von 6000, 6700, 7500, 8300 und 9200 m³/s angegeben. Außerdem ist die Gesamtsumme der Tage für diese Jahresreihe ausgewiesen, an welchen die angegebenen Pegelstände bzw. Wassermengen überschritten wurden.

Tabelle 2

Dauer der Hochwasser in Tagen in den Jahren 1893—1967					
Pegelstand Wassermenge	680 6000	720 6700	760 7500	800 8300	840 cm 9200 m ³ /s
1893	2	2	2	1	—
1897	6	4	4	2	—
1899	7	6	5	4	2
1916/17	1	—	—	—	—
1920	5	3	2	—	—
1923	4	3	—	—	—
1926	1	—	—	—	—
1928	1	—	—	—	—
1940	2	—	—	—	—
1947/48	1	—	—	—	—
1949	1	—	—	—	—
1949	3	—	—	—	—
1954	9	7	5	4	2
1955	2	—	—	—	—
1956	2	—	—	—	—
1957	2	—	—	—	—
1958	1	—	—	—	—
1959	2	—	—	—	—
1959	1	—	—	—	—
1959	3	1	—	—	—
1965	16	7	—	—	—
1966	2	—	—	—	—
Summe	74	33	18	11	4

5) Zweck der Feldversuche in der Lobau.

Es stand von vornherein fest, daß die moderne Grundbautechnik über Mittel und Wege verfügt, um die vorhandenen Hochwasserschutzdämme am linken Donauufer so umzugestalten, daß sie auch dem vergrößerten Donauhochwasser von 14.000 m³/s standhalten können. Es war vielmehr die Frage zu untersuchen, durch welche Maßnahmen auf wirtschaftliche Weise die Standsicherheit und Dichtheit des Dammsystems erreicht werden kann. Es schien fragwürdig, ob durch noch so zahlreiche Bodenaufschlüsse und Bodenuntersuchungen üblicher Art, ergänzt durch rein rechnerische und theoretische Überlegungen eine verlässliche Aussage über die durchzuführenden Maßnahmen hätte gemacht werden können. Denn die Hauptgefahr für die Standsicherheit der Dämme besteht in der inneren Erosion der locker gelagerten Dammassen und teilweise auch des Untergrundes, wofür die Verhältnisse in der Natur im Laboratorium nicht verlässlich genug nachgeahmt werden können und theoretische Untersuchungen eine beschränkte Gültigkeit besitzen.

Um über das Verhalten des vorhandenen Dammsystems bei hohen, bisher noch nicht eingetretenen Wasserständen von langer Dauer verlässliche Unterlagen zu gewinnen und gleichzeitig über die Wirkung von Sicherungsmaßnahmen Auskunft zu bekommen, wurde vielmehr die Ausführung eines Feldversuches vorgeschlagen. Es sollte hierbei ein etwa 20 m langes Dammstück U-förmig von Spundwänden umschlossen werden. In das so geschaffene Becken sollte Wasser gepumpt werden, um den Durchgang einer Hochwasserwelle in der Donau simulieren zu können. Die Donauhochwasserschutzkonkurrenz hat diesem Vorschlag mit Schreiben vom 9. Juli 1964 zugestimmt und die erforderlichen Mittel in Höhe von 3.700.000 S

zur Durchführung des Versuches zur Verfügung gestellt.

Da der Versuch aus zeitlichen und finanziellen Gründen nur an einer Stelle durchgeführt werden konnte, mußte die Auswahl des zu untersuchenden Dammstückes besonders sorgfältig erfolgen. Hinsichtlich der Eigenschaften des zu untersuchenden Dammstückes selbst war keineswegs zu fordern, daß möglichst gleichmäßige und klare Verhältnisse vorliegen und somit die in der Potentialtheorie gemachten Voraussetzungen so gut als möglich erfüllt sind. Denn der Zweck des Feldversuches bestand ja nicht darin, die Richtigkeit dieser Theorie zu überprüfen, sondern gerade die Abweichungen von der Theorie unter den vorliegenden Verhältnissen zu untersuchen. Es war ferner nicht wünschenswert, eine der bereits heute durch innere Erosion gefährdeten Strecken zu untersuchen, weil der Versuch über die Auswirkung der höheren, bisher noch nicht aufgetretenen Hochwasser auf eine unbeschädigte Dammstrecke Auskunft geben sollte. Um jedoch andererseits die Zweckmäßigkeit verschiedener Sicherungsmaßnahmen aufgrund des Versuches beurteilen zu können, war es durchaus erstrebenswert, daß bei den höchsten Wasserständen im Versuchsbecken der bestehende Damm durch innere Erosion gefährdet würde.

Wenn auch hinsichtlich der Sickerwasserströmung im Bereiche der Versuchsstrecke keine besonders einfachen Verhältnisse angestrebt wurden, so mußte die den Damm durchströmende Sickerwassermenge ziemlich genau erfaßt werden. Dies war am leichtesten dadurch zu erreichen, daß die Spundwand bis in den als undurchlässig anzusehenden Wiener Tegel gerammt werden sollte, weshalb dessen Oberfläche im Versuchsbereiche möglichst hoch liegen sollte.

6) Lage der Versuchsstrecke und Bodenverhältnisse.

Für die Durchführung des Feldversuches war zunächst der linksufrige Damm in Strom-km 1914,480 bzw. in Damm-km 14,169 ins Auge gefaßt worden. An dieser Stelle hat der Hochwasserschutzdamm in seiner Achse eine Höhe von 4,2 m über Gelände. Bei Bodenaufschlüssen wurde der Wiener Tegel in einer Tiefe von 9—13 m angetroffen. Obwohl die Bodenverhältnisse und auch die Dammmessungen an dieser Stelle durchaus für die Durchführung des Versuches geeignet waren, wurde später noch eine zweite Stelle in der Nähe des Wiener Ölhafens in der Lobau (Strom-km 1917,220 bzw. Damm-km 11,525) in Betracht gezogen. Trotz des Umstandes daß die an die Versuchsstrecke zu stellenden Forderungen hier eher schlechter erfüllt waren, fiel die Entscheidung letzten Endes doch für diese Stelle. Beim Bau des Wiener Ölhafens mußte nämlich der Hochwasserschutzdamm um diesen herumgeführt werden, sodaß der alte, im Zuge der Donauregulierung geschüttete Damm in diesem Bereiche seine Funktion als Hochwasserschutzdamm verloren hat. Es ergab sich somit der nicht zu unterschätzende Vorteil, daß der Versuch ohne Be-

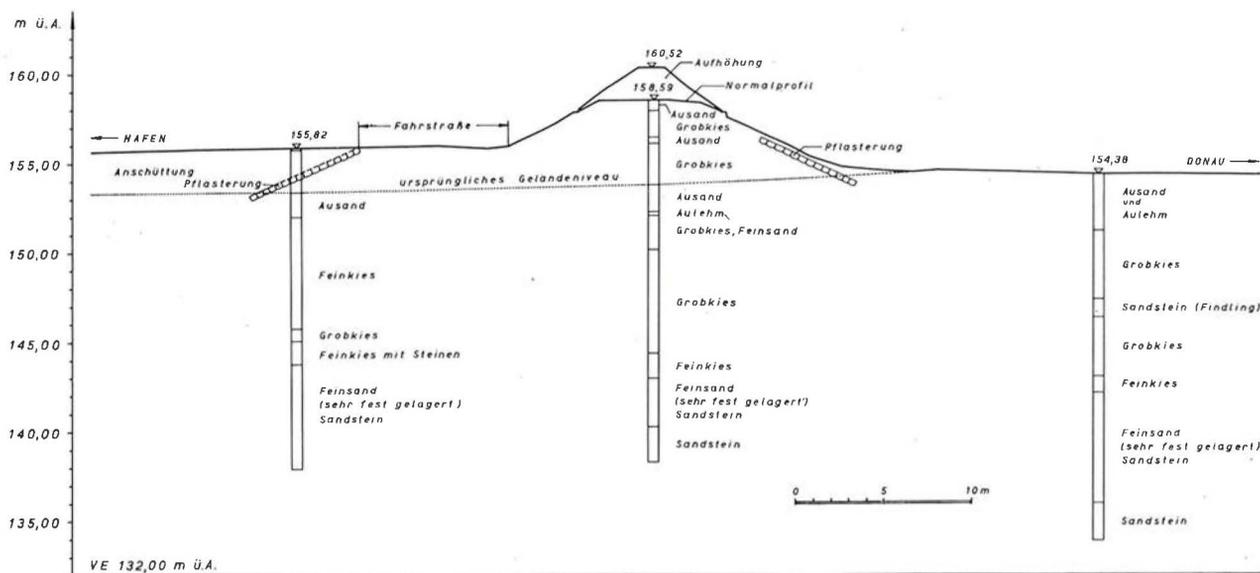


Abb. 3: Bodenverhältnisse und Dammquerschnitt an der Versuchsstelle.

hinderung durch wasserrechtliche Auflagen oder besondere Vorsichtsmaßnahmen durchgeführt werden konnte.

Der vorhandene Damm in der Lobau hat in seiner Achse eine Höhe von rd. 5 m über dem ehemaligen Augelände. Seine Kronenbreite beträgt 5,5 m und die Böschungsneigung rd 1 : 2. Auf der Landseite war früher eine etwa 8 m breite Berme vorhanden, auf welcher eine Fahrstraße verlief. Die Höhendifferenz zwischen Dammkrone und Berme betrug rd 2,5 m. Später wurde landseitig bis zur Bermenhöhe aufgeschüttet (Abb. 3). Auf den Böschungen des Dammes war ein Pflaster aufgebracht.

Der im Zuge der Donauregulierung hergestellte Dammkörper besteht im wesentlichen aus stark durchlässigem Kies. Der ursprüngliche Damm wurde vor etwa 35 Jahren geringfügig erhöht, wobei eine rd 0,5 m starke feinkörnige Schichte bestehend aus Ausand und Aulehm auf die Krone und beide Dammböschungen aufgebracht wurde. Im Untergrund steht unter einer 1,5—3,0 m starken Deckschichte von Auboden Kies mit Einschlüssen von Sandlinsen bis in eine Tiefe von 11 m unter dem ursprünglichen Gelände an. Die Kiesschichten überdecken verkittete, zum Teil bindige Sande. Wegen ihrer Feinkörnigkeit und damit geringen Durchlässigkeit war beabsichtigt gewesen, die zu rammenen Spundwände in diese Schichte einzubinden.

Das Niveau der Dammkrone entspricht an der Versuchsstelle einer Hochwassermenge von 12.000 m³/s in der Donau.

7) Herstellung und Beschreibung der Versuchseinrichtung.

Zur Herstellung des Spundwandkastens wurden gut erhaltene, jedoch schon mehrmals gebrauchte Spund-

bohlen Typ Krupp und Belval verwendet, wobei zwei und teilweise mehr Bohlen zu Längen von 20—22 m zusammengeschweißt werden mußten. An vielen Stellen traten in der Kiesschichte beim Rammen der Spundwände erhebliche Schwierigkeiten auf, sodaß die vorgesehene Rammtiefe nicht bei allen Bohlen erreicht werden konnte. Die Lage der Spundwandfüße nach Abschluß des Rammvorganges zeigt Abb. 4. Trotz dieses relativ ungünstigen Rammergebnisses ergab sich bei den Versuchen eindeutig, daß die durch die Unterströmung der Spundwand verlorenen Sickerwassermengen sehr gering waren und vernachlässigt werden konnten. Hingegen zeigte sich bei der ersten Probefüllung des Beckens, daß die Spundwandschlösser oberhalb der Beckensole an vielen Stellen leckten, weshalb diese mit Bitumenbinden und Plastikstreifen bis 1 m unter Beckensole überklebt wurden.

Das Wasser zur Füllung des Spundwandkastens wurde dem nahegelegenen Ölhafen entnommen und in einen Hochbehälter mit einem Fassungsvermögen von rd 5 m³ gepumpt. Die Wasserpumpe mit einer Nennleistung von 125 l/s wurde durch eine Schwimmerschaltung im Hochbehälter gesteuert. Vom Hochbehälter gelangte das Wasser über eine geschlossene Rohrleitung und eine offene Auslaufrinne in den Spundwandkasten, wo durch ein Prallblech Auskolkungen verhindert wurden. Außerdem war am Einlauf in die Rohrleitung ein Schieber eingebaut. Durch die Art des Pumpbetriebes, nämlich Einschaltung der Pumpe mit voller Leistung bei Abfallen des Wasserspiegels im Behälter auf ein bestimmtes Niveau und Abschalten bei Erreichen eines Höchstwasserstandes konnte aus den bekannten Pump- und Abflußzeiten die Zulaufmenge zum Becken und damit die Sickerwassermenge ermittelt werden. Die zulaufende Wassermenge wurde außerdem durch ein genaueres Verfahren überprüft, indem der Zulauf zum Becken gesperrt und

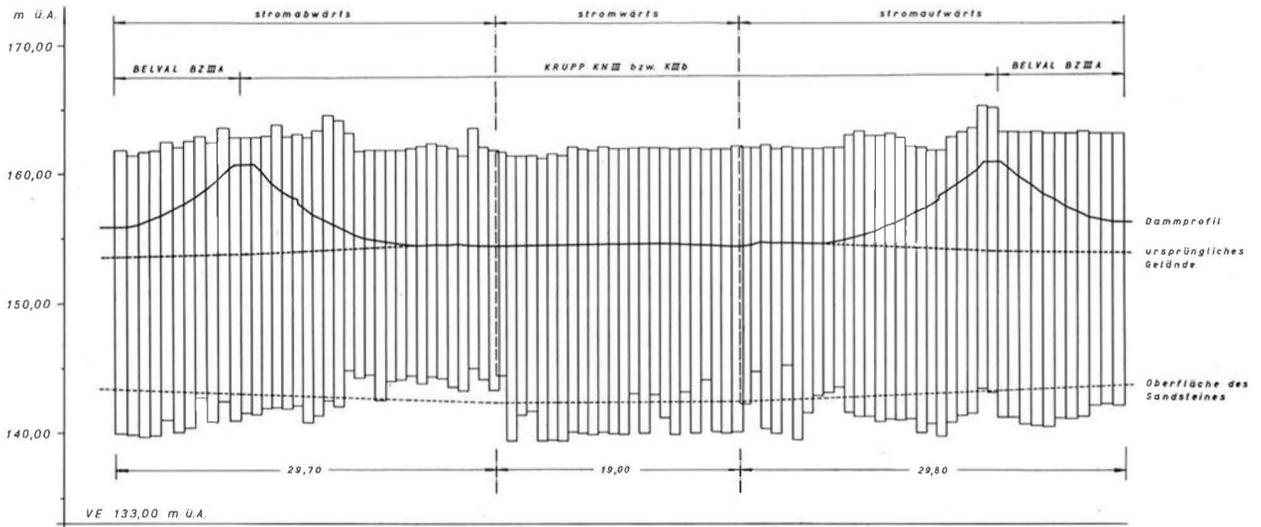


Abb. 4: Abwicklung der Umschließungsspundwand des Versuchsbeckens.

das Absinken des Wasserspiegels im Becken beobachtet wurde. Aus der Höhendifferenz zweier Wasserspiegellagen und der Beckeninhaltslinie konnte das Sicker volumen und mit Hilfe der bekannten Zeitdifferenz die sekundliche Sickerwassermenge ermittelt werden. Beide Verfahren führten zu gut übereinstimmenden Ergebnissen. Die Messung der Wasserstände im Spundwandkasten erfolgte durch Ablesen eines Lattenpegels und durch einen automatischen Schreibpegel. Außerdem waren im Ölhafen und im Donaustrom Pegel versetzt worden, welche gleichfalls laufend beobachtet wurden.

Zur Bestimmung der Sickerlinie in der Symmetrieachse des Spundwandkastens wurden zunächst fünf Standrohre angeordnet, deren Anzahl bei den späteren Versuchen je nach Bedarf erhöht wurde. Außerdem waren 8 weitere Standrohre rund um den Spundwandkasten versetzt, um Veränderungen des Grundwasserspiegels auch außerhalb der Spundwand feststellen zu können. Die Messung des Wasserspiegels in den Standrohren erfolgte mit dem Lichtlot.

Anfang November 1966 war der Bau des Spundwandkastens beendet und anschließend ein Probestau durch Füllung des Beckens vorgenommen. Aufgrund der hierbei gewonnenen Erfahrungen wurden in der durch den Winter erzwungenen Pause verschiedene Verbesserungen durchgeführt. Nach einem neuerlichen Probestau im März 1967 konnte mit dem eigentlichen Versuchsprogramm begonnen werden, dessen Abwicklung bis Ende 1967 dauerte.

8) Generelles Versuchsprogramm.

Das in Aussicht genommene Versuchsprogramm umfaßte das Anfüllen und Entleeren des Beckens entsprechend einer angenommenen Hochwasserwelle in der Donau mit einer Spitze von $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ für folgende sechs Fälle:

- 1.) Aufhöhung der Dammkrone ohne Durchführung einer Dammverbreiterung oder sonstiger Maßnahmen.
- 2.) Zusätzliches Schlagen einer Spundwand in Dammachse bis in eine Tiefe von 4,8 m unter das ursprüngliche Kronenniveau.
- 3.) Schlagen der Spundwand bis in eine Tiefe von 7,5 m unter das ursprüngliche Kronenniveau.
- 4.) Nach Ziehen der Spundwand Herstellung einer verdichteten Wand mit Tiefenrüttlern bis 8 m unter das ursprüngliche Kronenniveau.
- 5.) Abbau des bestehenden Dammes bis auf das ursprüngliche Gelände und Herstellen eines verbreiterten Dammes mit höherer Krone.
- 6.) Zusätzliches Verdichten des Dammes in seiner Achse mit Tiefenrüttlern.

Im Anschluß an dieses Programm sollte ein Dammzerstörungsversuch durch Überströmen der Dammkrone vorgenommen werden.

Der Auf- und Abstau im Becken sollte im allgemeinen so vorgenommen werden, daß der Wasserspiegel im Becken stufenweise entsprechend den Hochwassermengen der Donau von 6100, 9600, 12.000 und $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ gehoben wird. Die Spitze von $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ sollte — wenn möglich — 3 Tage gehalten und eine kurzfristige Erhöhung entsprechend $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ vorgenommen werden. Damit ergab sich die Gesamtdauer der simulierten Hochwasserwelle

14.000 m^3/s	3 Tage
12.000 "	5 "
9.600 "	7 "
7.600 "	9 "
6.100 "	11 "

Je nach den eingetretenen Verhältnissen wurden diese Zeiten etwas modifiziert, ohne daß größere Abweichungen vorkamen. Durch Vergleich mit Tabelle 2 erkennt man, daß die Dauer der höheren Wasserstände bzw. Wassermengen reichlich angesetzt war.

Abgesehen von den Versuchen mit dem Spundwandkasten wurde in der Lobau noch ein zweiter Feldversuch durchgeführt, dessen Zweck es war, die Wirksamkeit einer gerüttelten Dichtungswand auf andere Art zu überprüfen. Hierbei wurde mit Tiefenrüttlern System Keller eine kreiszylindrische Dichtungswand im Boden hergestellt, in deren Symmetrieachse ein Brunnen abgebohrt wurde. Durch Pumpversuche konnte durch Vergleich mit dem nicht verdichteten Zustand der Einfluß der Verdichtung sichtbar gemacht werden.

Durch die lange Dauer der Versuche schwankte der Grundwasserspiegel in erheblichen Grenzen. Zufolge der langen Schönwetterperiode sank er wesentlich unter das erwartete Maß ab. Dies machte zusätzliche Maßnahmen erforderlich, über welche bei den betreffenden Versuchen berichtet wird.

Die Feldversuche in der Lobau standen unter der Oberaufsicht des Herrn Dipl. Ing. Dr. techn. Albert Hondl.

9) Der erste Stauversuch bei aufgehöhtem Damm.

Da die Krone des bestehenden Hochwasserschutzdammes bei einem Donauhochwasser von 12.000 m³/s gerade überonnen wird, andererseits aber ein höherer Stau im Becken ermöglicht werden sollte, wurde die Dammkrone um 1,90 m erhöht, ohne an dem übrigen Profil des Dammes etwas zu verändern. Wie aus Anlage I ersichtlich ist, betrug die Kronenbreite des aufgehöhten Dammes nur rd 1 m mit beiderseitigen Böschungen von rd 1:1,5 bzw. 1:1,25 im Aufhöhnungsbereich. Durch die schmale Krone und die steilen Böschungen, welche mit Rasenziegeln gesichert wurden, waren zweifellos für den Stauversuch ungünstige Verhältnisse geschaffen.

Da die Versuchsstelle zwischen Donau und Ölhafen gelegen ist, welche beide miteinander ohne Zwischenschaltung eines Absperrorgans in Verbindung stehen, folgt der Grundwasserspiegel im ganzen Versuchsbereich mit einer geringen Verzögerung den Wasserständen in der Donau. Entsprechend der Jahreszeit lag der Grundwasserstand während des ersten Stauversuches relativ hoch. Während eines kleinen Donauhochwassers vom 16. bis 19. 5. 1967 wurde das Inundationsgebiet überflutet. Auf der Landseite des Dammes stieg dabei der Grundwasserspiegel an und lag etwa 1 m unter dem heutigen Gelände. Deshalb waren bei dem ersten Versuch ähnliche Grundwasserhältnisse vorhanden, wie sie bei einem wirklichen Donauhochwasser landseitig des linksufrigen Hochwasserschutzdammes auftreten.

Mit dem Füllen des Beckens wurde am 8. Mai 1967 besonders vorsichtig begonnen, um der im Boden enthaltenen Luft Gelegenheit zum Entweichen zu geben. Tatsächlich wurde beim Füllen des Beckens das Aufsteigen von Luftblasen beobachtet. Um beim erstmaligen Füllen einen stationären Ausgangszustand zu erzielen, wurde der Wasserstand entsprechend einem

Donauhochwasser von 6100 m³/s zwei Tage gehalten. Bei den späteren Stauerhöhungen wurde festgestellt, daß die beobachteten Sickerlinien schon wenige Stunden nach Stauerhöhung den Beharrungszustand anzeigten, sodaß die Dauer einer Staustufe von 24 Stunden als ausreichend angesehen werden kann. Im übrigen wirken sich die täglichen Schwankungen des Donauwasserstandes auch auf den Grundwasserspiegel aus und beeinflussen dadurch auch geringfügig die Lage der Sickerlinien.

Der Gang des Wasserstandes im Becken ist in Abb. 5 dargestellt. Der Beckenwasserspiegel entsprach am 12. 5. 1967 einem Donauhochwasser von 9.600 m³/s. Wegen der Pfingstfeiertage und dem damals zu befürchtenden Ansteigen des Donauwasserstandes wurde der Stauspiegel entsprechend einem Hochwasser von 7.600 m³/s reduziert und erst am 16. 5. 1967 weitgestaut. Am 17. 5. 1967 wurde ein Wasserstand entsprechend 12.000 m³/s erreicht, wobei die Sickerwassermengen stark zunahmen. Am Morgen des 18. 5. 1967 hatten sich entlang des landseitigen Dammfußes Wasserpfützen gebildet (Abb. 6). Die Sickerlinie tangierte gerade die Böschungsoberfläche am Dammfuß, wobei sich das austretende Sickerwasser in den Pfützen sammelte. Gegen Mittag des 18. 5. 1967 entsprach der Wasserstand im Becken einer Wasserführung der Donau von 12.700 m³/s. Da die austretende Sickerwassermenge am Dammfuß immer größer wurde, die Böschung immer mehr aufgeweicht wurde, und teilweise aufquoll, setzte zu diesem Zeitpunkt die von vornherein geplante Dammverteidigung ein (Abb. 7), indem am Dammfuß Sandsäcke aufgebracht wurden. Am frühen Nachmittag trat außerdem nahe der stromabwärtigen Spundwand in der Böschung etwa 1,30 m über dem Böschungsfuß eine starke Quelle aus, welche zunächst trübes, später aber reines Wasser schüttete und gleichfalls durch Auflegen von Sandsäcken abgesichert wurde. Gesamt- und Teilan-sichten dieser Sicherungsarbeiten zeigen die Abb. 8 und 9. Am Abend des 18. 5. 1967 entsprach der Wasserstand im Becken einer Wassermenge von 13.100 m³/s. Die Sickerwassermenge war weiter stark im Steigen begriffen, weshalb die Dammsicherung verstärkt werden mußte. Als neuerlich eine Eintrübung des Wassers am Quellaustritt eintrat, wurde über Nacht der Wasserstand etwas abgesenkt und erst am Morgen des 19. 5. 1967 wieder aufgestaut. Abb. 10 gibt einen Überblick über den Zustand der Dammsicherung in diesem Stadium. Der höchste Wasserstand im Becken wurde etwa um 7 Uhr erreicht und entsprach einem Hochwasser von 13.300 m³/s. Abb. 11 zeigt die Dammkrone und das Becken, Abb. 12 die Landseite des Dammes zu diesem Zeitpunkt. Insgesamt waren 520 Sandsäcke aufgebracht worden. Da beim Höchstwasserstand ein weiteres starkes Aufweichen des Bodens am Dammfuß (Abb. 13) eintrat, wurde auf einen weiteren Aufstau verzichtet, um den Damm nicht zu gefährden und mit dem stufenweisen Abstau begonnen. Nach dem Abstau konnten an der wasserseitigen Böschung des alten Dammes an einigen

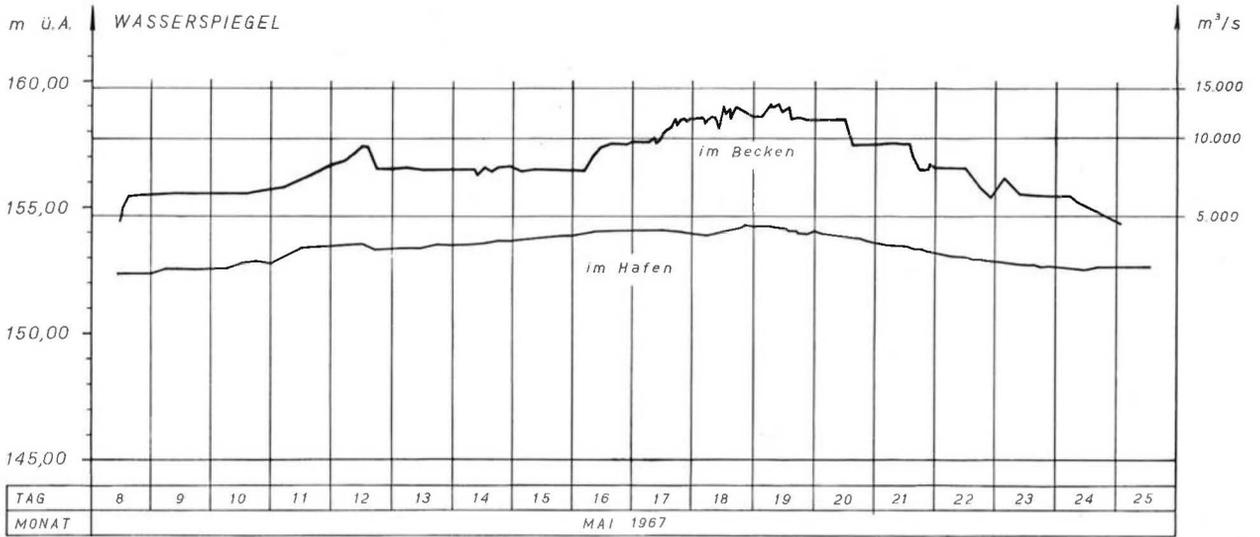


Abb. 5: Gang des Wasserstandes in Becken und Hafen beim ersten Stauversuch.



Abb. 6: Die ersten Wasseraustritte am landseitigen Dammfuß.



Abb. 7: Beginn der vorgesehenen Dammvorteidung.



Abb. 8: Quellaustritt am Dammfuß.

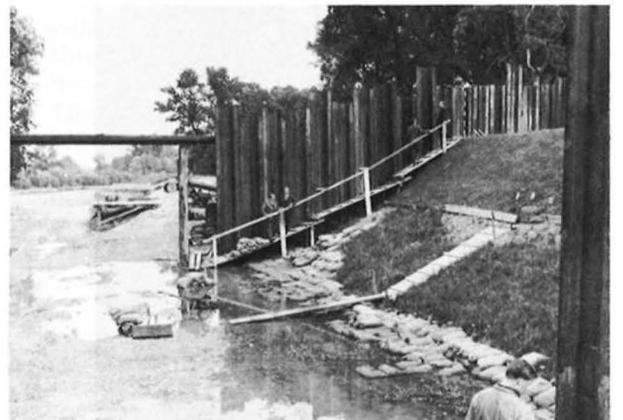


Abb. 9: Gesamtansicht des abgesicherten Dammes am Abend des 18. 5. 1967.



Abb. 10: Stand der Dammsicherung am Morgen des 19. 5. 1967.



Abb. 11: Dammkrone und Becken bei einem Wasserstand, der einer Wasserführung der Donau von 13.300 m³/s entspricht.



Abb. 12: Die Landseite des Dammes zum gleichen Zeitpunkt. Am linken Bildrand neben der Treppe abgesicherter Quellaustritt in der Böschung. Insgesamt sind 520 Sandsäcke aufgebracht.

Stellen kleinere Einlauftrichter festgestellt werden, welche bis in eine Tiefe von 30—50 cm zu verfolgen waren (Abb. 14). Auf Abb. 15 ist die Quellaustrittsstelle in der landseitigen Böschung zu sehen, nachdem die Sandsackauflagen entfernt wurden. Weitere Quellaustrittsstellen mit ausgeschwemmten Feinteilen zeigt Abb. 16. Nach dem Abstau konnten aber keine Gänge oder Schwächestellen im Boden festgestellt werden.

Die Sickerwassermengen ergaben sich bei der Messung wie folgt:



Abb. 13: Aufweichen der Böschung am Dammfuß.



Abb. 14: Einlauftrichter an der wasserseitigen Dammböschung.

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
10. 5. 1967	14.00	155,48	152,75	6.100	4
14. " "	10.00	156,36	153,50	7.400	11
17. " "	10.00	157,67	154,10	9.900	31
18. " "	10.00	158,28	153,95	11.400	62
18. " "	18.00	158,98	154,15	13.100	119
19. " "	14.00	158,93	154,05	13.000	125
20. " "	13.00	158,38	153,85	11.700	82
21. " "	14.00	157,48	153,40	9.500	32
22. " "	13.00	156,48	153,05	7.600	13
24. " "	6.00	155,43	152,55	6.000	5



Abb. 15: Die Quellaustrittsstelle in der landseitigen Dammböschung nach Entfernen der Sandsackauflagen.



Abb. 16: Quellaustrittsstellen mit ausgeschwemmten Feinteilen am Dammfuß.

Beim Höchstwasserstand wurde anfangs und am Schluß gemessen, wobei eine Zunahme der Sickerwassermenge festzustellen war. Außerdem wurde in den Standrohren bei jeder Staustufe der Wasserspiegel eingemessen, wobei die Ablesungsintervalle entsprechend den Erfordernissen variiert wurden. Die Sickerwasserlinien, welche sich nach Eintreten eines Beharrungswasserstandes bei jeder Staustufe ergeben hatten, sind in Anlage I dargestellt.

10) Der zweite Stauversuch bei gedichtetem Dammkörper.

Der Zweck des zweiten Versuches sollte es sein, in der Dammachse eine Dichtungswand herzustellen, welche nur den geschütteten Dammkörper selbst dichten sollte, ohne die Durchströmung der durchlässigen Schichten im Untergrund zu stören. Aus diesem Grund

de wurde in der Dammachse eine Spundwand geschlagen. Der Spundwandfuß befand sich etwa 4,8 m unter der ursprünglichen Dammkrone in Höhe 153,8 m ü. A. und damit etwa in Höhe der früheren Geländeoberfläche (Anlage II). Durch das Rammen der Spundwand wurde der Dammkörper, insbesondere aber die vorgenommene Dammaufhöhung verdichtet. Gegenüber dem ursprünglichen Zustand vor Beginn des ersten Stauversuches wurde eine Senkung der Dammkrone um 16 cm festgestellt.

Nach Ausbesserung der beim ersten Stauversuch beschädigten Böschungsteile wurde am 6. Juni 1967 mit der stufenweisen Stauerhöhung begonnen. Der zeitliche Ablauf der Wasserstände im Becken bzw. der zugeordneten Hochwassermengen ist in Abb. 17 ersichtlich. Die beim Versuch gemessenen Sickerwassermengen betragen

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
7. 6. 1967	8.00	155,48	152,90	6.100	4
8. " "	9.00	156,48	152,95	7.600	14
9. " "	9.00	157,54	153,65	9.600	29
10. " "	8.00	158,48	154,35	11.900	49
12. " "	9.00	159,24	154,30	13.800	69
13. " "	11.00	159,24	153,85	13.800	76
14. " "	9.00	158,48	153,50	11.900	56
15. " "	9.00	157,54	153,10	9.600	35
16. " "	9.00	156,46	153,15	7.600	13
17. " "	9.00	155,48	153,25	6.100	6

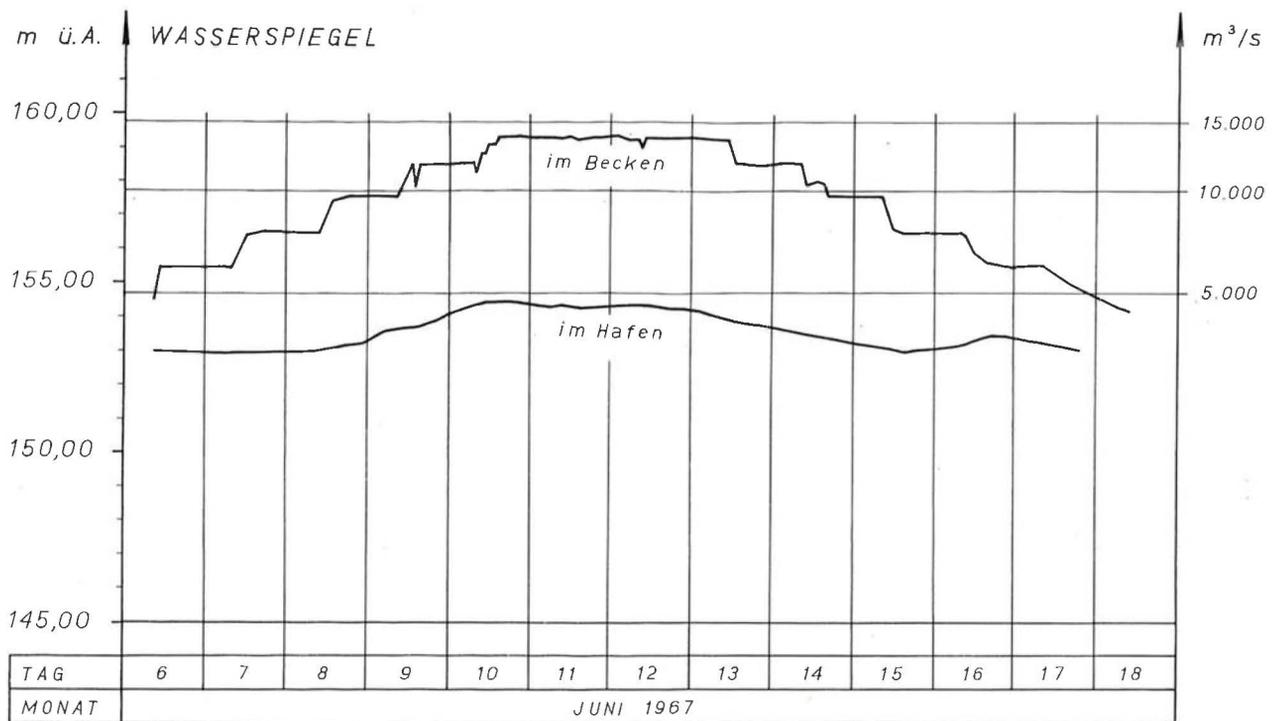


Abb. 17: Gang des Wasserstandes in Becken und Hafen beim zweiten Stauversuch bei gedichtetem Dammkörper.

Gegenüber dem ersten Stauversuch sind die Sickerwassermengen bei niederen Wasserständen im Becken nur wenig verschieden. Bei hohen Wasserständen ist jedoch der Unterschied beträchtlich, weil hier die Verlängerung des Sickerweges besonders fühlbar ist. Dies zeigt auch die Lage der Sickerlinien in Anlage II. Bei den hohen Wasserständen wies die Sickerlinie an der Spundwand einen Sprung von mehr als einem Meter auf.

Überraschenderweise begann bei einem Wasserstand

von 158,8 m ü. A. entsprechend 12.650 m³/s die bereits beim ersten Stauversuch aufgetretene Quelle zu schütten, wobei das Wasser zu Beginn trübe, später aber klar ausfloß. Wie später festgestellt werden konnte, war die Ursache in dem Umstand zu suchen, daß oberhalb der Höhe 158,0 m ü. A. die zentrale Spundwand in Dammachse an die stromabwärtige Querwand stumpf anstieß, ohne im Schloß geführt zu werden, wodurch zwischen beiden Spundwänden ein nicht gedichteter Spalt vorhanden war. Die Quellaustritts-



Abb. 18: Abgesicherte Quellaustrittsstelle. Die ausgeschwemmten Feinteile sind deutlich zu sehen.

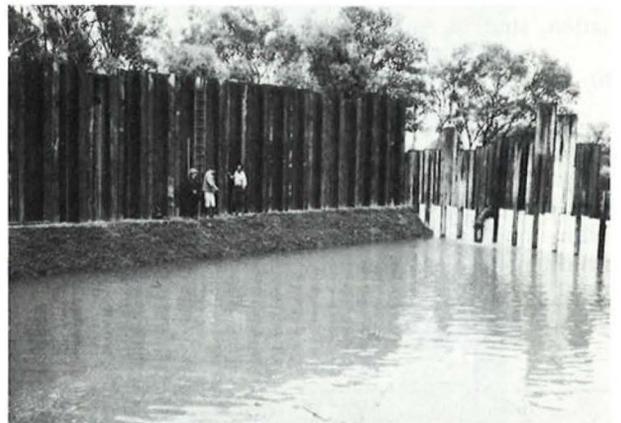


Abb. 19: Gefülltes Becken mit zentraler Spundwand bei einem Wasserstand, der einer Wasserführung der Donau von 14.000 m³/s entspricht.

stelle wurde durch Auflegen von 55 Sandsäcken gesichert, wie in Abb. 18 zu sehen ist. Die Abb. 19

zeigt eine Ansicht der zentralen Spundwand in Dammachse bei der maximalen Beckenfüllung entsprechend 14.000 m³/s, welche durch 3 Tage gehalten wurde.

11) *Dritter Stauversuch mit tiefer gerammter Spundwand.*

Nach Beendigung des zweiten Stauversuches wurden die Spundbohlen in Dammachse tiefer in den Untergrund gerammt, sodaß ihr Fuß auf Höhe 151,08 m ü. A., d.s. 7,5 m unter der alten Dammkrone, lag. Die Spundwand dichtete damit nicht nur den geschütteten Dammkörper, sondern auch die aus Ausanden und Aulehmen bestehende Oberflächenschichte des ursprünglichen Geländes ab und griff noch etwa einen Meter in die darunter anstehende, stark durchlässige Kies-Sandschichte ein. Mit dem Versuch wurde am 23. Juni 1967 begonnen (Abb. 20).

Infolge der neuerlichen Verlängerung der Sickerwege gegenüber dem zweiten Stauversuch wurden erheblich geringere Sickerwassermengen festgestellt. Diese betragen

Auch die gemessenen Sickerlinien gemäß Anlage III zeigten beiderseits der Dichtungswand eine größere Gefällsdifferenz an. Bei diesem Versuch machte sich bereits die fallende Tendenz der Donau merklich fühlbar. Der tiefere Wasserspiegel im Hafen beeinflusste die tiefe Lage der Sickerlinie landseitig der Spundwand.

Wie bei Versuch 2 trat an der gleichen Stelle bei Erreichen eines Beckenwasserstandes von 158,4 m ü. A. entsprechend einer Wasserführung von 11.650 m³/s die schon erwähnte Quelle aus, wobei ihre Eintrübung mit steigendem Wasserstand zunahm und ihre Schüttung bei 14.000 m³/s den hohen Wert von 5 l/s erreichte. Deshalb wurde der Wasserstand im Becken vorübergehend abgesenkt und die undichte Stelle am Anschluß der zentralen Spundwand an die Querwand freigelegt und abgedichtet. Hiernach wurde ohne Schwierigkeiten höher aufgestaut und kurzfristig ein Höchstwasserstand entsprechend 15.000 m³/s erreicht, ohne daß Schäden irgendwelcher Art an den Böschungen aufgetreten wären.

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
24. 6. 1967	8.00	155,46	153,00	6.100	5
25. „ „	9.00	156,52	152,95	7.700	9
26. „ „	9.00	157,50	153,25	9.500	12
27. „ „	9.00	158,48	153,35	11.900	18
30. „ „	9.00	159,28	153,25	13.900	35
30. „ „	12.00	159,68	153,25	14.800	41

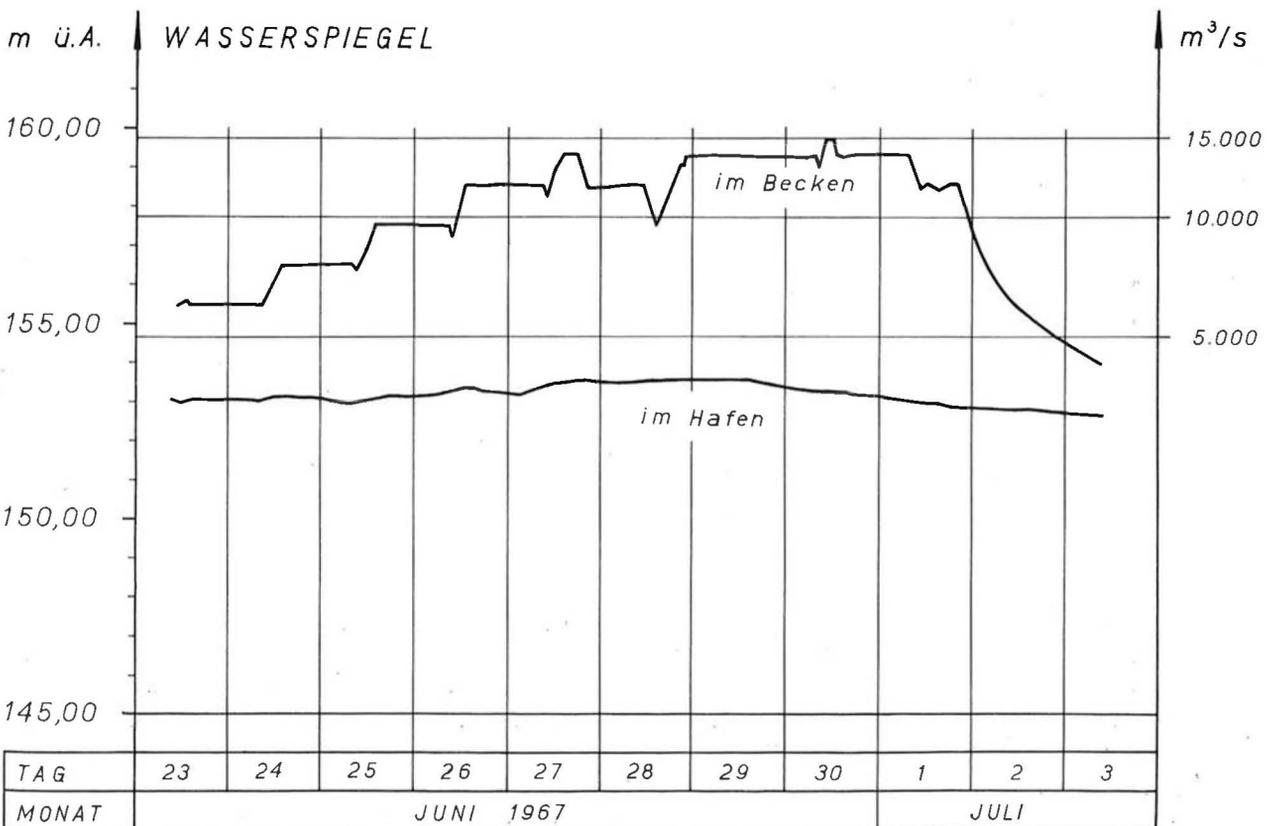


Abb. 20: Gang des Wasserstandes in Becken und Hafen beim dritten Stauversuch mit tiefer gerammter Spundwand.

12) Der vierte Stauversuch.

Nach dem Ziehen der Spundwand in Dammachse wurde von der Dammkrone aus mit einem Tiefenrüttler der Fa. Keller durch Einrütteln von Sand eine Dichtungswand geschaffen, welche anstelle der Spundwand die Dichtung des Dammes und des Untergrundes übernehmen sollte. Unter anderem ist über dieses Rüttelverfahren in Heft 6 dieser Mitteilungen berichtet. Der Abstand der Rüttelpunkte in Dammachse wurde mit einem Meter verhältnismäßig klein gewählt, um eine gleichmäßig durchgerüttelte, wenig durchlässige Verdichtungszone zu gewährleisten. Auf einen Quadratmeter Wand wurden rd 0,5 m³ Sand eingerüttelt, was auf eine lockere Lagerung des ursprünglichen Dammes schließen läßt. In der Dammachse wurde der Tiefenrüttler bis auf eine Tiefe von 8 m unter der ursprünglichen Dammkrone abgesenkt, demnach 0,5 m

tiefen als der Spundwandfuß beim dritten Stauversuch, um den beim Ziehen der Spundwand allenfalls aufgelockerten Boden verlässlich wiederzuverdichten. Das Absenken des Tiefenrüttlers ging ohne Schwierigkeiten vor sich. Lediglich bei zwei Rüttelpunkten konnte die volle Absenktiefe nicht erreicht werden. Nach Beendigung des Rüttelvorganges hatte sich die Dammkrone um rd 18 cm gesenkt.

Die Ganglinie des Wasserspiegels im Versuchsbecken ist in Abb. 21 dargestellt. Der einer Wasserführung von 14.000 m³/s entsprechende Wasserstand wurde durch drei Tage gehalten und durch 4 Stunden eine Hochwasserspitze von 15.000 m³/s nachgeahmt, ohne daß Schwierigkeiten irgenwelcher Art auftraten. Beim Versuch wurden folgende Sickerwassermengen gemessen:

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
21. 7. 1967	9.00	155,49	152,10	6.100	5
22. „ „	9.00	156,44	151,95	7.500	10
24. „ „	10.00	157,48	152,05	9.500	18
25. „ „	9.00	158,45	152,15	11.800	25
28. „ „	8.00	159,25	152,35	13.800	39
28. „ „	14.00	159,72	152,25	15.000	43
29. „ „	8.00	158,44	151,90	11.800	31
30. „ „	10.00	157,47	151,70	9.500	23
31. „ „	10.00	156,38	151,60	7.400	11
1. 8. 1967	10.00	155,48	151,50	6.100	9

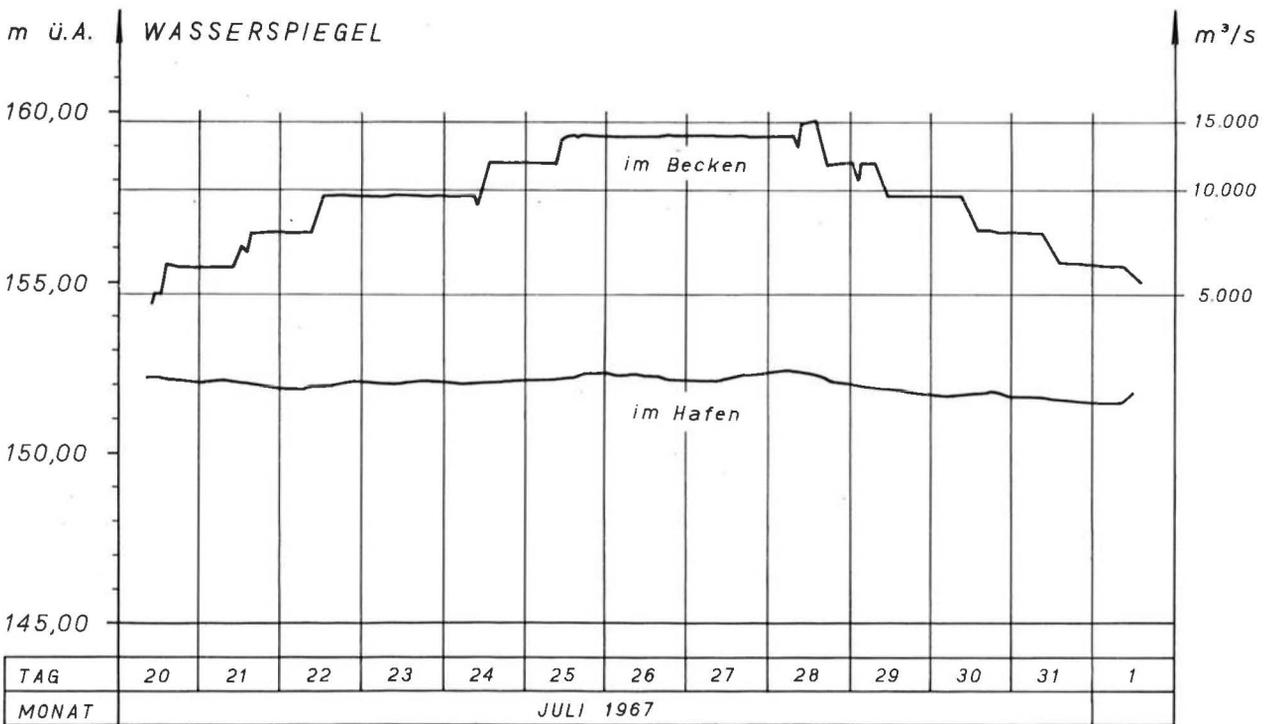


Abb. 21: Gang des Wasserstandes in Becken und Hafen beim vierten Stauversuch.

Der Wasserstand der Donau bzw. im Hafen war während des Versuches nahezu konstant, jedoch niedriger als bei den vorhergehenden Stauversuchen. Die gemessenen Sickerwassermengen sind etwas höher als beim dritten Stauversuch, jedoch ist der Unterschied bei großen Hochwassermengen unerheblich. Der Verlauf der Sickerlinie ist in Anlage IV dargestellt, er ist ganz ähnlich wie beim dritten Stauversuch. Die Lage der Sickerlinie in der Dichtungswand konnte deshalb nicht genau genug erfaßt werden, weil wegen der geringen Durchlässigkeit der Wand der stationäre Zustand in den in ihr angebrachten Standrohren nicht abgewartet werden konnte. Abb. 22 zeigt den Höchstwasserstand beim vierten Stauversuch.



Abb. 22: Der Höchstwasserstand, der einem Hochwasser von 15.000 m³/s entspricht.

13) Der Abtrag des alten Dammes.

Beim ersten Stauversuch, welcher ungünstige Ergebnisse geliefert hatte, waren die Abmessungen des alten Dammkörpers nicht verändert, sondern nur die Dammkronen aufgehöhht worden. Da jedoch die Hochwasserschutzdämme zum Zwecke der Dammverteidigung bei Hochwasser befahrbar sein müssen, ergibt sich aus dieser Forderung eine Kronenbreite von 5 m. Da demnach der untersuchte Damm nach seiner Erhöhung nicht mehr die Breitenabmessungen eines Hochwasserschutzdammes besaß, sollte er abgetragen und ein neuer Damm mit größerer Breite aufgeschüttet werden. Die Gelegenheit wurde dazu benützt, um den Aufbau und die Bodenverhältnisse des alten Dammkörpers genau zu untersuchen und außerdem die Eigenschaften der gerüttelten Dichtungswand kennen zu lernen.

Aus diesem Grunde wurde zunächst etwa in der Mitte der Versuchsstrecke neben dem Meßprofil quer zur Dammachse ein etwa 1,5 m breiter Schlitz lagenweise ausgehoben (Abb. 23). Da der eingerüttelte Sand eine gelbliche Färbung aufwies, hob er sich deutlich vom grau gefärbten Material ab, welches zur Dammaufhöhung verwendet worden war (Abb. 24). Auf der Wasserseite wurde am Dammfuß ein gut erhaltenes Steinpflaster freigelegt, welches im Laufe der Zeit



Abb. 23: Der Schlitz quer zur Dammachse.

vom Schwemm-Material zugeschüttet worden war (Abb. 25). Einen Schnitt durch den Damm in Höhe der alten Dammkronen zeigt Abb. 26. Die Schichtfolge Humus — Aulehm — Ausand — rolliger Kies ist deutlich zu erkennen.

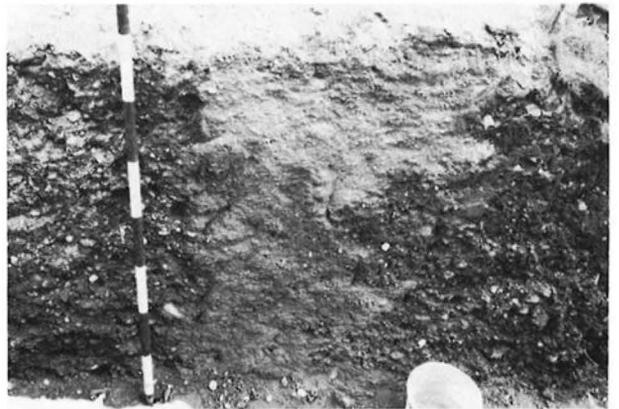


Abb. 24: Der helle, gerüttelte Kern der Keller-Dichtungswand.

Sickerversuche im Feld ergaben für das Material der Dichtungswand eine Durchlässigkeitsziffer von 10^{-4} cm/s. Im Mittel betrug die Durchlässigkeit des Aulehmes 10^{-3} cm/s, des Ausandes 10^{-2} cm/s und des Kieses 10^{-1} cm/s. Vergleichsversuche im Laboratorium bestätigten diese im Feld gewonnenen Werte. Ausschlaggebend für die hohe Durchlässigkeit des Dammes war das nahezu vollständige Fehlen von Sand und Schluffteilen im Kies, was aus den Kornverteilungen der Tabelle 3 hervorgeht.

Beim Abgraben des Dammes konnte die Grenze des eingerüttelten Sandes deutlich festgestellt werden. Die Abb. 27 zeigt eine Draufsicht auf die Dichtungswand in der Schlitzsohle. In den oberen Aubodenschichten wird die Mitte der Dichtungswand von gröberen Sanden gebildet und wird beiderseits von einem Bereich aus feineren Sanden umschlossen. Weiter außen ist wiederum gröberes Material vorherrschend, sodaß man



Abb. 25: Freigelegte Steinpflasterung an der wasserseitigen Dammböschung (von der Dammkrone aus gesehen).

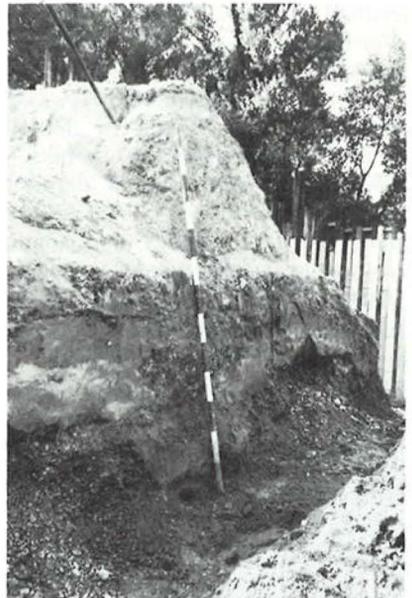


Abb. 28: Querschnitt durch den Damm. Die Trassierstange steht in der Achse der Dichtungswand.



Abb. 26: Schnitt durch den Damm in Höhe der alten Dammkrone.

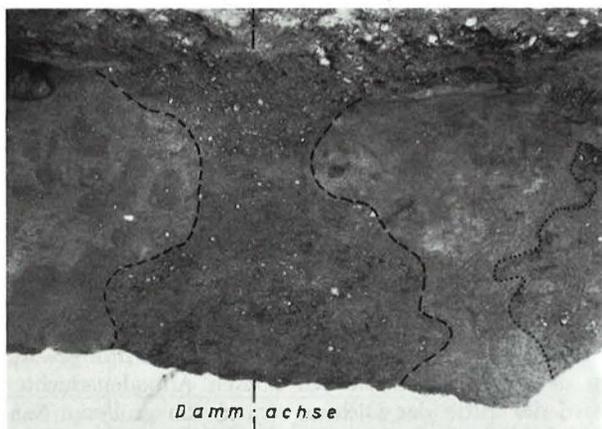


Abb. 27: Draufsicht auf die Dichtungswand in der Schlitzsohle. Der Filteraufbau ist erkennbar.

fast von einem Filteraufbau sprechen kann. Beim Durchrötern der fast undurchlässigen Aulehmschichten war beim Versenken des Tiefenrüttlers der Aulehm auf eine Breite von rd 45 cm ausgespült und durch Sand ersetzt worden. Der schichtenweise Aufbau unterhalb der alten Dammkrone und die unterbrochene Aulehmschicht ist in Abb. 28 deutlich zu sehen, wobei die stehende Fluchtstange die Dammachse angibt. Im locker gelagerten Kies drang der zugegebene Sand tief in dessen Poren und Hohlräume ein. An einzelnen Stellen betrug die Breite der Dichtungswand bis zu 2,7 m (Abb. 29). Aus Tabelle 4 sind die in den einzelnen Versuchspunkten festgestellten Raumgewichte und Durchlässigkeitsziffern ersichtlich. Dies zeigt, daß die Breitenwirkung der Tiefenrüttlung in erster Linie von der Art des Dammschüttmaterials abhängt. Im Mittel kann angenommen werden, daß eine Wand von 0,8 — 1,0 m Breite gut verdichtet wurde, ohne daß bei dem Abstand der Rüttelpunkte von 1 m Lücken in der Dichtungswand festgestellt werden konnten. Anschließend an die Versuche und Probenentnahmen im Schlitz wurde der Damm beiderseits der Dichtungswand bis auf das Straßenniveau abgetragen, so daß die Dichtungswand auf eine Höhe von 3,5 m großflächig freigelegt war (Abb. 30). Abb. 31 zeigt ein etwa 3 m langes Stück der Dichtungswand. Anschließend wurde der gesamte alte Dammkörper bis auf das Straßenniveau entfernt und wasserseits der Dammachse tiefer bis auf das ursprüngliche Gelände abgetragen. Im Boden verblieb der untere Teil der Dichtungswand, welcher bis in eine Tiefe von rd 3 m unter das Niveau des ursprünglichen Geländes hinunterreichte. Es kann angenommen werden, daß hiedurch der nachfolgende Stauversuch nicht wesentlich beeinflußt wurde.

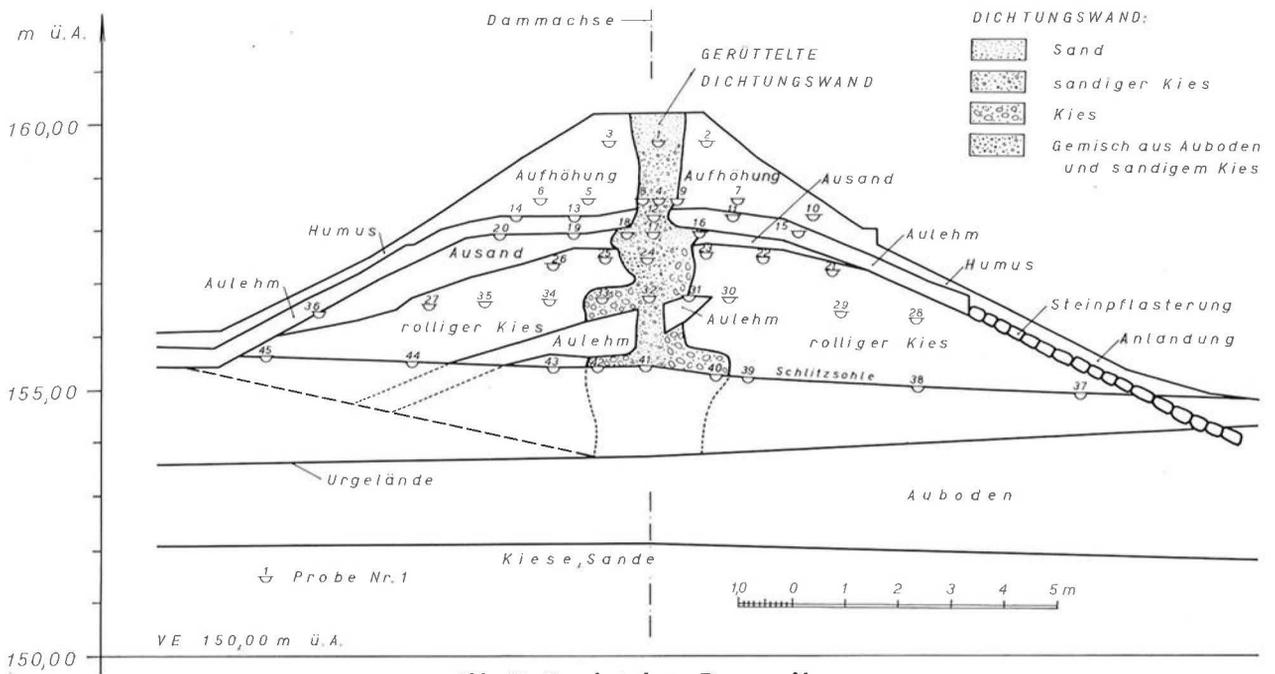


Abb. 29: Das freigelegte Dammprofil.

14) Aufbau des verbreiterten Dammes.

Da über die Größe des zu fordernden Freibordes der Krone über den vorgeschriebenen Höchstwasserspiegel für ein Hochwasser von $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ seitens der Donauhochwasserschutzkonkurrenz keine bindende Angabe gemacht worden war, wurde für den Versuch der niedrige und daher ungünstige Wert von 30 cm angenommen. In diesem theoretischen Kronenniveau — d. h. 30 cm oberhalb des Wasserspiegels für $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ — wurde die Breite des neuen Dammes mit 5 m festgelegt. Um jedoch den Damm bei noch höheren Wasserständen bis $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ prüfen zu können, wur-

de die tatsächliche Krone des Versuchsdammes um 60 cm höher gelegt und entsprechend schmaler ausgeführt (Anlage V). Die Böschungneigungen entsprechen dem Regelprofil der Hochwasserschutzdämme. Wasserseitig war noch in halber Dammhöhe eine Berme von 2,5 m Breite angeordnet.

Für den Aufbau des neuen Dammes wurde das beim Abtrag des alten Dammes gewonnene und zwischengelagerte Material verwendet, wobei die noch fehlen-

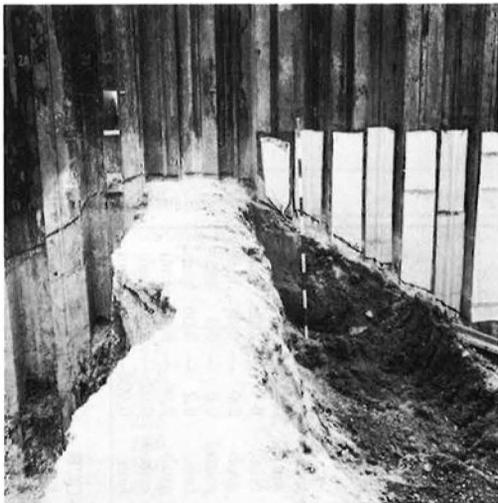


Abb. 30: Die beidseitig freigelegte Dichtungswand.

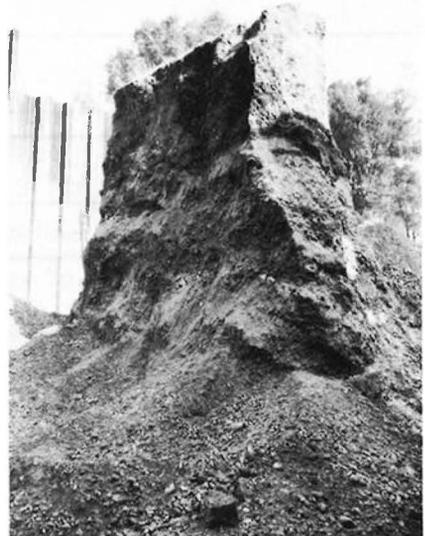


Abb. 31: Die Dichtungswand steht auf eine Höhe von $3\frac{1}{2}$ m frei.

	AUBODEN			DAMMSCHÜTTMATERIAL									
				Alter Damm				Neuer Damm					
	Aulehm		Ausand	Rolliger Kies			Aufhöhung		sandig schluffiger Kies				
SPEZIFISCHES GEWICHT des Anteiles <0,1 mm (g/cm³) (in destilliertem Wasser)	2,76	2,74	2,72	2,74	2,73	2,76	2,71	2,70	2,74	2,75			
KORNVERTEILUNG (Anteile in Gew.%)													
Steine >60 mm	—	—	—	2	4	—	—	—	—	—	—		
Kies	grob 60 —20 mm		—	27	26	32	15	28	19	18			
	mittel 20 — 6 mm		—	53	53	46	33	33	38	32			
	fein 6 — 2,0 mm		—	8	8	11	11	10	13	10			
Sand	grob 2,0 — 0,6 mm		—	1	2	2	3	4	3	1			
	mittel 0,6 — 0,2 mm		3	2	1	4	9	10	8	7			
	fein 0,2 — 0,06 mm		25	4	3	1	12	7	8	14			
Schluff	grob 0,06 — 0,02 mm		47	12	1	1	7	4	4	7			
	mittel 0,02 — 0,006 mm		19	1	1	1	5	3	3	5			
	fein 0,006 — 0,002 mm		3	1	1	1	2	1	2	3			
Feinstes (Ton) <0,002 mm	3	17	1	—	—	1	3	1	2	3			
PROCTORVERSUCH													
Einfache Proctordichte (g/cm³)	—	—	1,56	1,99	2,03	2,04	—	—	2,26	2,16			
Optimaler Wassergehalt (Gew.%)	—	—	18,5	2,2	2,0	2,9	—	—	6,5	8,0			
DURCHLÄSSIGKEIT													
Durchlässigkeitsbeiwert k (cm/s)	—	—	1,2 · 10 ⁻³	2,6 · 10 ⁻¹	4,2 · 10 ⁻¹	2,4 · 10 ⁻¹	—	—	2,0 · 10 ⁻²	1,3 · 10 ⁻³	1,9 · 10 ⁻⁴	1,3 · 10 ⁻⁵	2,5 · 10 ⁻⁷
bei einem Trockenraumgewicht (g/cm³)	—	—	1,45	1,96	1,96	1,95	—	—	2,03	2,19	2,08	2,18	2,25
	DAMMSCHÜTTMATERIAL			TIEFENRÜTTELUNG									
	Neuer Damm			Alter Damm									
	s. schl. Kies			Zugegebener Sand		Material aus dem Kern der Dichtungswand			Material aus der Randzone der Dichtungswand				
SPEZIFISCHES GEWICHT des Anteiles <0,1 mm (g/cm³) (in destilliertem Wasser)	2,74		2,68	2,72	2,75	2,75	2,74	2,76	—	2,75	2,77		
KORNVERTEILUNG (Anteile in Gew.%)													
Steine >60 mm	—		—	—	—	—	—	—	20	1	—		
Kies	grob 60 —20 mm		19	—	5	4	—	9	28	22	16		
	mittel 20 — 6 mm		44	—	13	16	13	7	21	28	45		
	fein 6 — 2,0 mm		11	1	24	23	14	26	8	15	17		
Sand	grob 2,0 — 0,6 mm		2	12	16	16	9	16	15	2	5		
	mittel 0,6 — 0,2 mm		5	61	31	35	32	42	19	5	6		
	fein 0,2 — 0,06 mm		8	23	7	4	15	5	4	5	7		
Schluff	grob 0,06 — 0,02 mm		4	1	3	1	6	1	2	3	2		
	mittel 0,02 — 0,006 mm		3	1	2	—	3	1	3	2	1		
	fein 0,006 — 0,002 mm		2	1	2	—	2	1	1	—	} 1		
Feinstes (Ton) <0,002 mm	2		—	2	—	2	1	1	—	1			
PROCTORVERSUCH													
Einfache Proctordichte (g/cm³)	—		—	—	—	2,05	—	2,25	2,23	2,31	2,19		
Optimaler Wassergehalt (Gew.%)	—		—	—	—	8,5	—	4,9	3,5	6,0	1,2		
DURCHLÄSSIGKEIT													
Durchlässigkeitsbeiwert k (cm/s)	—		—	—	—	2,0 · 10 ⁻⁴	3,3 · 10 ⁻⁵	—	—	—	—		
bei einem Trockenraumgewicht (g/cm³)	—		—	—	—	1,99	2,09	—	—	—	—		

Tabelle 4

Probe Nr.	Raumgewicht		Natürlicher Wassergehalt (Gew. %) (cm / s)	Durchlässigkeitsbeiwert K (aus Sickerversuchen ermittelt) (cm / s)	Probe Nr.	Raumgewicht		Natürlicher Wassergehalt (Gew. %) (cm / s)	Durchlässigkeitsbeiwert K (aus Sickerversuchen ermittelt) (cm / s)
	feucht (g / cm ³)	trocken (g / cm ³)				feucht (g / cm ³)	trocken (g / cm ³)		
DAMMSCHÜTTMATERIAL					MATERIAL DER DICHTUNGSWAND				
a) Aufhöhung					e) Kernzone				
2	2,04	1,92	6,3	—	1	2,13	2,01	5,9	8 · 10 ⁻³
3	2,19	2,13	3,1	3 · 10 ⁻³	4	2,28	2,11	8,5	3 · 10 ⁻⁴
5	2,05	1,84	11,6	9 · 10 ⁻³	12	2,17	1,99	9,4	3 · 10 ⁻⁴
6	1,96	1,84	6,8	2 · 10 ⁻³	17	2,32	2,17	6,9	—
7	2,06	1,84	11,9	4 · 10 ⁻³	24	2,21	2,04	8,3	—
10	1,79	1,48	21,3	2 · 10 ⁻²	32	2,42	2,31	5,0	7 · 10 ⁻⁴
b) Aulehm					41	2,26	2,18	3,8	4 · 10 ⁻⁴
11	1,72	1,41	22,0	3 · 10 ⁻²	f) Randzone				
13	1,98	1,60	24,3	3 · 10 ⁻⁴	8	2,23	2,07	7,6	3 · 10 ⁻⁴
14	1,52	1,28	19,0	8 · 10 ⁻³	9	2,23	2,06	8,1	—
15	1,82	1,50	21,6	3 · 10 ⁻³	16	1,97	1,81	8,9	—
31	1,89	1,55	21,9	1 · 10 ⁻³	18	2,28	2,08	9,7	—
c) Ausand					33	2,39	2,32	3,1	—
19	1,58	1,40	13,3	2 · 10 ⁻²	40	2,23	2,19	2,0	—
20	1,56	1,42	10,0	5 · 10 ⁻²	42	2,35	2,28	2,8	7 · 10 ⁻³
36	1,57	1,33	18,2	4 · 10 ⁻³					
d) Rolliger Kies									
21	2,07	2,01	2,8	—					
22	1,86	1,83	1,6	—					
23	1,67	1,65	1,4	—					
25	1,97	1,92	2,3	—					
26	2,09	2,06	1,3	—					
27	1,88	1,85	1,5	—					
28	1,88	1,84	1,9	—					
29	1,97	1,93	1,9	—					
30	2,08	2,05	1,6	—					
34	2,13	2,07	3,0	—					
35	2,08	2,05	1,5	—					
37	2,02	1,95	3,5	—					
38	1,94	1,89	2,9	—					
39	2,14	2,09	2,7	—					
43	1,94	1,90	1,9	—					
44	1,98	1,94	2,0	—					
45	1,93	1,91	1,2	—					

Tabelle 5

Entnahmestelle Höhenlage m ü. A.	Entnahmestelle Abstand vom wasserseitigen Dammfuß m	Raumgewicht		Natürlicher Wassergehalt (Gew. %)	Einfache Proctordichte (g / cm ³)	Erreichter Prozentsatz der einfachen Proctordichte (%)
		feucht (g / cm ³)	trocken (g / cm ³)			
156,10	5,0	2,44	2,28	6,8	2,26	101
156,10	14,5	2,34	2,22	5,3	2,26	98
156,10	23,0	2,30	2,17	6,2	2,26	96
157,00	22,5	1,73	1,63	5,8	2,16	76
158,00	20,0	1,98	1,81	9,2	2,16	84
158,10	11,0	1,87	1,74	7,7	2,26	77
158,20	20,0	1,99	1,80	10,8	2,16	83
158,80	12,5	2,00	1,87	7,3	2,26	83
159,40	17,0	1,83	1,72	5,9	2,16	80
159,60	14,0	1,81	1,69	7,1	2,16	78

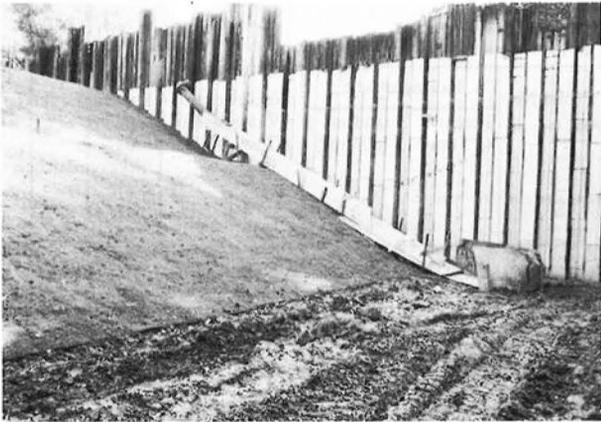


Abb. 32: Die wasserseitige Böschung des verbreiterten Dammes wurde mit Rasenziegeln belegt.



Abb. 33: Die roh belassene landseitige Böschung des verbreiterten Dammes.

den Massen dem benachbarten Abschnitt des Hochwasserschutzdammes entnommen wurden. Durch Mischen der verschiedenen Materialien wurde ein annähernd gleichmäßiger Dammbaustoff hergestellt und in Lagen von 0,5 m Höhe eingebracht. Aus der Kornverteilung in Tabelle 3 geht hervor, daß der Anteil an Feinteilen gegenüber dem reinen Kies des alten Dammes zugenommen hat.

Die Verdichtung der einzelnen Schichten erfolgte nur durch Befahren mit einer Planierraupe in einem Umfange, wie es durch die Dammerstellung erforderlich war. Da das Ziel keineswegs die Herstellung eines der heutigen Staudammbautechnik entsprechenden, sehr gut verdichteten Dammes war, wurde auf den Einsatz von besonderen Verdichtungsgeräten verzichtet. Während der Schüttung des Dammes wurden mehrere Verdichtungskontrollen gemacht, deren Ergebnisse in Tabelle 5 zusammengestellt sind. Sie zeigen, daß die erreichte Verdichtung keineswegs jenen Anforderungen entspricht, welche bei heutigen Staudämmen verlangt werden. Die wasserseitige Böschung wurde mit Rasenziegeln bedeckt (Abb. 32), während die landseitige Böschung roh belassen wurde (Abb. 33).

15) Fünfter Stauversuch mit dem verbreiterten Damm.

Um dem neugeschütteten Dammkörper einige Zeit zur Konsolidierung und Nachsetzung zu geben, wurde der fünfte Stauversuch erst zwei Wochen nach Fertigstellung des verbreiterten Dammes am 29. Sept. 1967 begonnen. In der Dammkrone wurden Pflöcke geschlagen, um lotrechte Setzungen und horizontale Verschiebungen einmessen zu können.

Da von vornherein erwartet werden mußte, daß bei größerer Dichtigkeit des Dammkörpers das Erreichen eines stationären Stömungszustandes längere Zeit in Anspruch nehmen würde, mußte das Stauprogramm für die niederen Hochwasser gekürzt werden. Die Ganglinie des Wasserspiegels im Versuchsbecken ist in Abb. 34 dargestellt.

Bald nach Erreichen des Wasserstandes für 12.000 m³/s traten erstmalig Risse im Dammkörper auf, welche jedoch kein Wasser führten. Die ersten Risse entstanden in der Nähe der Spundwand und verliefen etwa unter 45° zur Dammachse. 24 Stunden darnach trat eine Feuchtstelle am Dammfuß auf. Obwohl der Umfang und die Zahl der Feuchtstellen

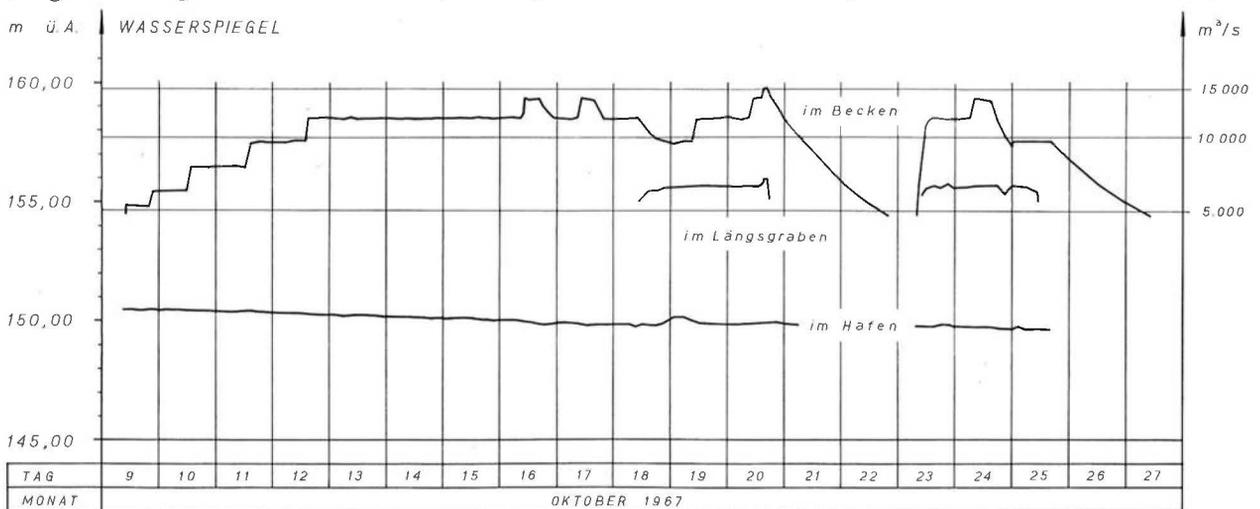


Abb. 34: Gang des Wasserstandes in Becken, Längsgraben und Hafen beim fünften Stauversuch mit dem verbreiterten Damm.



Abb. 35: Risse in der Dammkrone. Der Wasserstand entspricht einem Donauhochwasser von 14.000 m³/s.



Abb. 37: Riß in der landseitigen Dammböschung. Er verläuft vom Holzpflock in der Dammkrone bis zur Trassierstange, das sind etwa zwei Drittel der Dammhöhe.



Abb. 36: Nahaufnahme des in Abb. 35 durch die Trassierstange gekennzeichneten durchgehenden Längsrisse. Das waagrecht aufgelegte Taschenmesser ist 8 cm lang.



Abb. 38: Der Längsgraben am Dammfuß dient dem Anheben des Grundwasserspiegels.

sich im späteren Verlauf des Versuches vergrößerte, bestand hierin keine Gefahr für den Damm, da nur ganz geringfügige und klare Sickerwässer austraten. Die bestehenden Risse verbreiterten sich nach einer weiteren Erhöhung des Wasserstandes entsprechend 14.000 m³/s, und außerdem traten neue Risse hinzu. Einen durchgehenden Längsriß zeigt Abb. 35, eine Nahaufnahme hiervon Abb. 36. Dieser Riß, dessen Breite bis zu 5 cm betrug, konnte bis in eine Tiefe von 70 cm weiter verfolgt werden. Ein weiterer Riß verlief etwa in der Falllinie der landseitigen Böschung (Abb. 37). Alle Risse blieben jedoch während des ganzen Versuches trocken.

Da im Laufe der Gesamtversuchsdauer der Wasserpiegel der Donau und im Ölhafen erheblich abgesunken war, herrschten während des fünften Stauver-

suches für die Sicherheit des Dammes günstige Verhältnisse, weil trotz des Vorhandenseins von Feuchtstellen am Dammfuß der freie Sickerwasserspiegel auf der Landseite tief lag, wie aus Anlage V hervorgeht. Aus diesem Grunde wurde nach Absenken des Wasserspiegels im Becken auf 12.000 m³/s der Versuch gemacht, durch Ausheben und Anfüllen eines Längsgrabens am Dammfuß von 4 m Breite und 1 m Tiefe den landseitigen Grundwasserspiegel anzuheben (Abb. 38, 39). Der Verlauf der Sickerlinien bei einer Wasserführung von 12.000, 14.000 und 15.000 m³/s ist gleichfalls in Anlage V festgehalten. Eine zusätzliche Gefährdung des Dammes ist durch diese Maßnahme nicht entstanden. Die Risse wurden weder verbreitert noch vermehrt. Die gemessenen Sickerwasserverluste waren beim fünften Stauversuch außerordentlich gering. Sie betrug

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Wasserstand im Längsgraben am landseitigen Böschungsfuß m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
13. 10. 1967	6.00	158,52	150,20	—	12.000	7
16. " "	17.00	159,32	149,85	—	14.000	11
20. " "	16.00	159,76	149,95	155,95	15.100	18
24. " "	6.00	158,52	149,75	155,60	12.000	8
24. " "	15.00	159,32	149,75	155,65	14.000	12

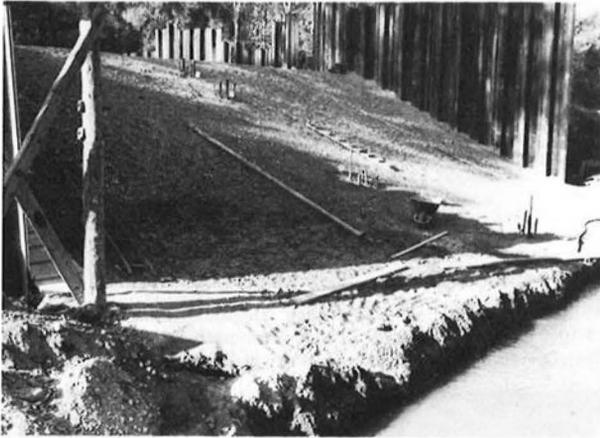


Abb. 39: Die landseitige Dammböschung mit wassergefülltem Längsgraben.

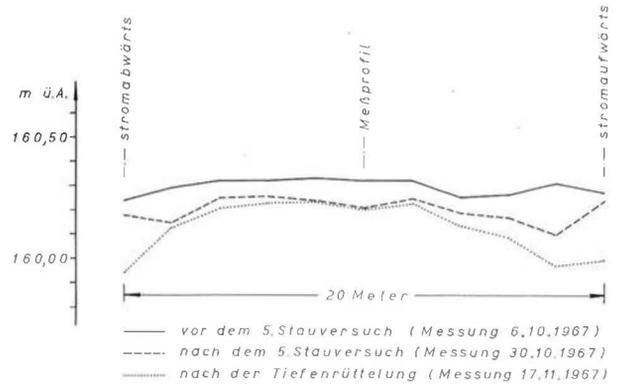


Abb. 40: Die Setzungen der Dammkrone.

Nach Beendigung des Versuches wurde festgestellt, daß die wasserseitige Dammböschung keine Schäden oder Risse erlitten hatte. In Abb. 40 ist die nachträglich gemessene Setzung der Dammkrone aufgetragen, im Mittel betrug sie rd 10 cm. Trotz der umfangreichen Ribbildungen in der Krone blieb die lotrechte Setzung bescheiden. Eine waagrechte Verschiebung des Dammes durch den Wasserdruck konnte nicht festgestellt werden.

16) Der sechste Stauversuch mit verbreitertem Damm und gerüttelter Dichtungswand.

Wenn auch die gute Wirkung einer gerüttelten Dichtungswand durch den vierten Stauversuch schon erwiesen war, so bestanden doch in zweierlei Richtung noch gewisse Bedenken, welche im sechsten Stauversuch nochmals überprüft werden sollten. Erstens lag der Wasserspiegel im Ölhafen bereits ziemlich tief, sodaß aus diesem Grunde ein Austreten der Sicker-

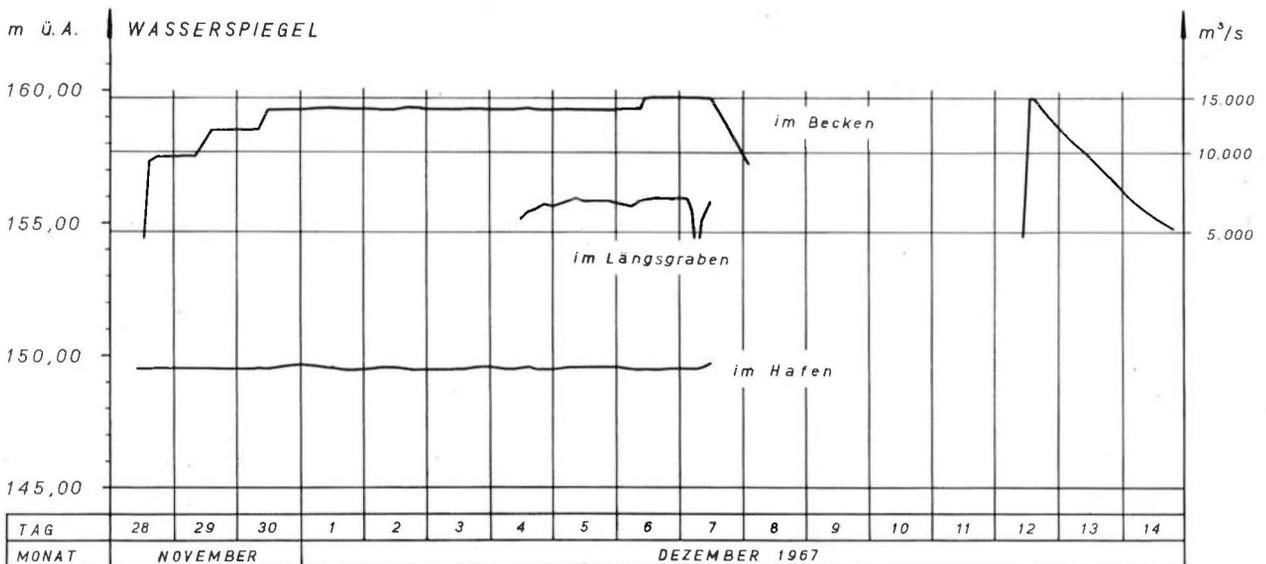


Abb. 41: Gang des Wasserstandes in Becken, Längsgraben und Hafen beim sechsten Stauversuch bzw. Überströmungsversuch.

linien am Böschungsfuß ausgeschlossen war. Zweitens war es wünschenswert, die Strömungsverhältnisse bei einem Katastrophenhochwasser von 14.000 m³/s längere Zeit auf die Dichtungswand einwirken zu lassen, um eine mögliche innere Erosion der gerüttelten Zone sichtbar werden zu lassen.

Aus diesem Grunde wurde der verbreiterte Damm in seiner Achse ähnlich wie vor dem vierten Stauversuch nochmals durchgerüttelt. Der Abstand der Rüttelpunkte in der Dammachse betrug wie dort einen Meter. Durch Anwendung eines höheren Spülwasserdruckes konnte auch der im Boden verbliebene Rest der Dichtungswand des vierten Stauversuches anstandslos durchfahren und neuerlich verdichtet werden, sodaß eine in sich geschlossene Dichtungswand bis in eine Tiefe von 8 m unter der alten Dammkrone vorhanden war. Die Sandzugabe betrug mit etwa 0,25 m³/m² Wand nur die Hälfte der beim vierten Stauversuch eingerüttelten Sandmenge. Die Setzungen der Dammkrone nach Beendigung der Rüttelarbeit wurden im Durchschnitt mit 5–10 cm eingemessen und sind in Abb. 40 dargestellt.

Die Ganglinie des Wasserspiegels im Becken ist in Abb. 41 aufgetragen. Der Wasserstand für eine Wasserführung von 14.000 m³/s wurde hier durch eine volle Woche gehalten und entsprach einen Tag hindurch sogar einer Wassermenge von 15.000 m³/s.

Da der Längsgraben am landseitigen Böschungsfuß zur Durchführung der Verdichtungsarbeit wieder zugeschüttet werden mußte, wurde während des Aufstaus der landseitige Grundwasserspiegel nicht angehoben. Der Längsgraben wurde erst im Laufe des Versuches wieder ausgehoben und mit Wasser angefüllt.

Die Sickerwasserverluste wurden wie folgt gemessen:

Datum	Uhrzeit	Wasserstand im Becken m ü. A.	Wasserstand im Hafen m ü. A.	Wasserstand im Längsgraben am landseitigen Böschungsfuß m ü. A.	Entsprechende Wasserführung der Donau m ³ /s	Gemessene Sickerwassermenge l/s
4. 12. 1967	6.00	159,32	149,45	—	14.000	12
6. " "	9.00	159,32	149,45	155,85	14.000	13
7. " "	3.00	159,72	149,50	155,95	15.000	17

Trotz der Ausführung der Dichtungswand waren die Sickerwasserverluste gegenüber dem fünften Stauversuch fast unverändert. Dies rührt wohl daher, daß die Sickerverluste zufolge der Durchströmung des geschütteten Dammkörpers nur einen Bruchteil der gesamten Sickerwassermenge betragen haben und ihre Verringerung kaum ins Gewicht fiel. Dies wird auch durch den Verlauf der Sickerlinien beim sechsten Stauversuch in Anlage VI bestätigt, welche eindeutig die Wirksamkeit der Kerndichtung beweisen. Trotz des langandauernden Höchstwasserstandes traten zu keinem Zeitpunkt irgendwelche Schwierigkeiten oder Schäden am Dammkörper auf. Der Höchstwasserstand hätte auch noch viel länger gehalten werden können.

17) Der Überströmungsversuch.

Nach Abschluß des sechsten Stauversuches war das eigentliche Versuchsprogramm abgewickelt. Es wurde noch von der sich bietenden Möglichkeit Gebrauch gemacht, das Verhalten des Dammes bei Überströmen seiner Krone zu untersuchen. Aus diesem Grunde wurde eine zusätzliche Pumpe installiert, sodaß zusammen mit der bereits vorhandenen Pumpe eine Wassermenge von etwa 300 l/s in das Becken gepumpt werden konnte. Außerdem wurde der Längsgraben am landseitigen Böschungsfuß bedeutend vertieft, sodaß in ihm das überlaufende Wasser aufgefangen werden und größtenteils versickern konnte.



Abb. 42: Beginn des Überströmungsversuches.

Die Verteilung der zur Verfügung stehenden Wassermenge auf die gesamte Länge des Versuchsdammes von 20 m hätte je laufenden Meter Damm eine zu geringe Überströmmenge ergeben. Aus diesem Grunde wurde die gesamte Überlaufmenge von 300 l/s auf einen Meter Kronenlänge konzentriert, indem etwa in der Mitte der Versuchsstrecke in der Krone ein 1 m breiter und 0,75 m tiefer Schlitz ausgehoben wurde. Der Einlauf in den Schlitz wurde zunächst mit einem Pfosten verschlossen, wodurch der Wasserstand im Becken etwa 10 cm über die Sohle des Schlitzes aufgestaut wurde. Abb. 42 zeigt diesen Zustand unmittelbar vor Freigabe des Durchflusses. Der Wasserstand im Becken entsprach bei Versuchsbeginn einer Wasserführung von 14.500 m³/s. Am Tage der Durch-



Abb. 43: 6 Minuten nach Versuchsbeginn.

führung des Versuches — das war am 12. Dezember 1967 — herrschte ebenso wie an den vorhergegangenen Tagen mäßiger Frost von einigen Graden unter Null. Deshalb waren die Dammböschungen bis in eine Tiefe von 10—15 cm gefroren. Ein Versuch, den Boden anzuwärmen, hatte nur wenig Erfolg.

Unmittelbar nach Freigabe des Durchflusses bildete sich zunächst eine breite und flache Schußrinne aus. Infolge des festgefrorenen Bodens hielt dieser Zustand länger an als dies unter normalen Verhältnissen der Fall gewesen wäre. Das Wasser konnte nur einzelne Kieskörner aus der Böschung reißen und sich daher nur langsam eintiefen. Abb. 43 zeigt den Zustand 6 Minuten nach Versuchsbeginn, wobei die Eintiefung und gleichzeitige Verschmälerung der Schußrinne bereits deutlich zu sehen ist. Im oberen



Abb. 44: 8 Minuten nach Versuchsbeginn.

Böschungsbereich hatte das Wasser an einer Stelle die festgefrorene Oberflächenschicht durchsägt. Eine tiefe Kolkbildung setzte unmittelbar darnach an dieser Stelle ein, wobei die Sohle rückschreitend erodiert wurde. Abb. 44 zeigt diesen Vorgang etwa 8 Minuten nach Versuchsbeginn. Die Kolkung und rückschreitende Erosion setzte auch an einer zweiten Stelle im unteren Dammbereich ein. Abb. 45 zeigt den Zustand der Erosion 30 Minuten nach Versuchsbeginn. Über die ganze Länge der Böschung hat sich bereits eine schmale Erosionsrinne eingetieft. Im obersten Teil der Böschung hatte sich ein stufenförmiger Absturz ausgebildet, welcher nur langsam gegen das Becken zu fortschritt.

In der Folgezeit tiefte sich die Erosionsrinne immer mehr ein, wobei die steilen Seitenwände stellenweise durch Kolkung unterhöhlt wurden, bis sie plötzlich einstürzten. Im oberen Bereich erreichte die Erosionsrinne die eigentliche Dichtungswand, welche sich als



Abb. 45: 30 Minuten nach Versuchsbeginn.

sehr widerstandsfähig erwies, sodaß sich die Höhe des stufenförmigen Absturzes immer mehr vergrößerte und 2 Stunden nach Versuchsbeginn eine Höhe von rd 1,5 m erreichte (Abb. 46). Bis zu diesem Zeitpunkt erfolgte der Überfall gleichmäßig über die ganze Überfallbreite verteilt.

Die gerüttelte Dichtungswand besteht aus einem verdichteten Sandkern, jedoch waren beiderseits die angrenzenden Kiespartien stark mitverdichtet worden. Aus dem verdichteten Kies konnte die Wasserströmung nur vereinzelt Kieskörner oberflächlich herauslösen, sodaß die Erosion nur kaum merkbar Fortschritte machte. Etwa $2\frac{1}{4}$ Stunden nach Versuchsbe-

ginn begann jedoch der verdichtete Kies an einer Seite zu erodieren, sodaß der Überfall nicht mehr gleichmäßig erfolgte, wie aus Abb. 47 zu ersehen ist. Unmittelbar darnach bildete sich eine ganz schmale und tiefe, d. h. rißartige Erosionsrinne aus, welche den verdichteten Sandkern in kürzester Zeit durchschnitt. Etwa 2¹/₂ Stunden nach Versuchsbeginn war



Abb. 46: 2 Stunden nach Versuchsbeginn.

zwar die wasserseitige, verdichtete Kieszone noch immer nicht durchgerissen, jedoch wurde der Versuch zu diesem Zeitpunkt abgebrochen, da der Durchbruch



Abb. 47: 2¹/₄ Stunden nach Versuchsbeginn.



Abb. 48: Der Zustand unmittelbar vor Beendigung des Überströmungsversuches.

unmittelbar bevorstand und eine Überflutung des landseitigen Geländes nicht angebracht erschien. Abb. 48 zeigt eine Gesamtansicht etwa 2¹/₄ Stunden nach Versuchsbeginn. Der landseitige Auffanggraben im Vordergrund ist bereits voll mit Wasser angefüllt. Abb. 49 zeigt die Erosion des Dammes nach Beendigung des Versuches von der Landseite her.

Zusammenfassend kann als Ergebnis des Überströmungsversuches festgestellt werden, daß unter normalen Witterungsbedingungen ohne Vorhandensein eines



Abb. 49: Der Damm nach beendetem Versuch.

gerüttelten Kernes der Hochwasserschutzdamm bei einer Überströmungshöhe von etwa 10 cm innerhalb einer Zeit von einer halben Stunde vollständig durchbrochen worden wäre. Durch die gerüttelte Dichtungswand wurde der Dammbbruch um etwa 1 bis 1¹/₂ Stunden hinausgezögert.

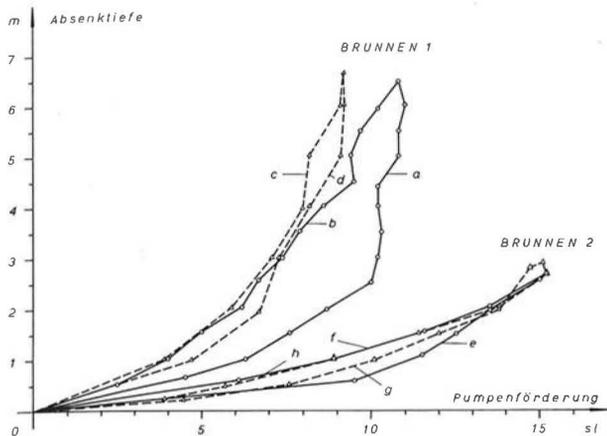


Abb. 52: Zusammenhang zwischen der Absenkung im Rohrbrunnen und geförderter Wassermenge.

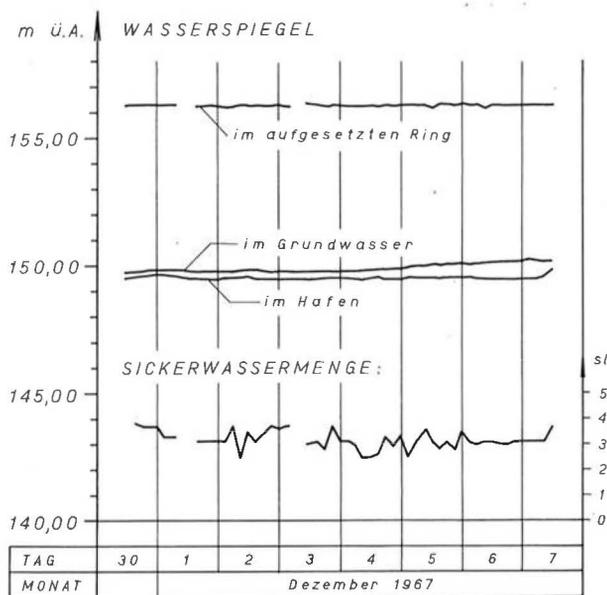
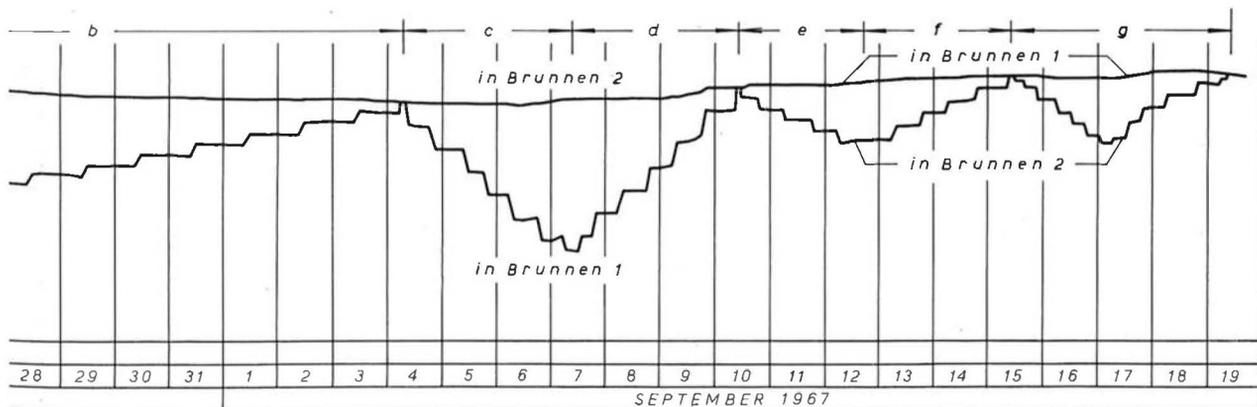


Abb. 53: Ganglinie der Wasserspiegel bzw. die Sickerwassermengen beim Sickerversuch.



wand in keiner Weise vorhanden war. In dem sehr durchlässigen Kies konnte das Wasser von unten her innerhalb der Dichtungswand leicht hochsteigen. Für solche Verhältnisse war weder der Durchmesser des Rohrbrunnens noch die Pumpenleistung bemessen worden. Die wahrscheinlich turbulente Strömung in der Umgebung des Rohrbrunnens führte zu ungewöhnlichen Strömungsverhältnissen. Die Ganglinie des Wasserspiegels im Rohrbrunnen 1 ist in Abb. 51 dargestellt und der Zusammenhang zwischen der Absenkung des Wasserspiegels im Rohrbrunnen und der geförderten Wassermenge ist in Abb. 52 zu sehen. Bei den großen Absenktiefen nahm die Wassermenge nur wenig zu, was auf die zunehmende Turbulenz zurückgeführt werden kann. Beim tiefsten Absenkstand begann die Pumpe Luft zu schlucken. Sodann wurde der Wasserspiegel im Rohrbrunnen stufenweise erhöht und im Anschluß daran ein neuerlicher Absenkversuch durchgeführt.

Zu Vergleichszwecken war außerhalb des Versuchsbrunnens der Rohrbrunnen 2 niedergebracht worden. Auch in diesem wurde der Wasserspiegel stufenweise abgesenkt, dann wiederum angehoben und schließlich ein zweiter Absenkversuch durchgeführt. Die Ergebnisse sind gleichfalls in Abb. 51 bzw. 52 eingetragen. Aus dem Vergleich der beiden Versuche geht gleichfalls der günstige Einfluß der gerüttelten Dichtungswand hervor.

Da der Wasserstand der Donau sehr tief lag, wurde anschließend noch ein Versickerungsversuch vorgenommen. Der unverdichtete Kern innerhalb des gerüttelten Kreisringes wurde bis in eine Tiefe von 6 m ausgehoben, wobei die Dichtungswand sich auf die volle Höhe als standfest erwies. Anschließend wurde der ausgehobene Teil wiederum mit reinem Kies locker aufgefüllt. Auf die Dichtungswand wurde sodann ein ringförmiger Aufsatz aufgesetzt, in diesem ein konstanter Wasserspiegel gehalten und die hierfür notwendige Wassermenge ermittelt. Aus Abb. 53 können die Versuchsführung und die Wassermengen ersehen werden.

19) Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Zunächst muß nochmals festgestellt werden, daß bei den Versuchen nur die gesamte Sickerwassermenge durch Messung erfaßt werden konnte, welche sowohl durch den Damm und seinen Untergrund nach der Landseite hin abfloß, als auch durch Undichtheiten der Spundwand im Untergrund und durch Unterströmung der Bohlwand verloren ging. Da bei den letzten beiden Stauversuchen die gesamte Sickerwassermenge sehr gering war und auch von dieser ein erheblicher Teil unter dem Damm abgeflossen sein muß, so kann die nach der Wasserseite abgeflossene Sickerwassermenge bei den ersten vier Stauversuchen nur einen ganz geringfügigen Bruchteil der gesamten Sickerwassermenge betragen. Aus diesem Grunde wurde von einer Korrektur der gemessenen Werte abgesehen.

Die Sickerwassermenge wurde in der Regel nach Erreichen eines stationären Strömungszustandes in den einzelnen Staustufen sowohl beim Aufstau als auch in der Abstauperiode gemessen. Von wenigen Ausnahmen abgesehen lagen die beim Abstau gemessenen Werte über denjenigen, welche beim Aufstau festgestellt wurden, sodaß eine Art Hysteresisschleife entstand. Dies gilt auch für den Höchstwasserstand. Wenn auch die täglichen Schwankungen der Donau oder auch Meßungenauigkeiten die Ergebnisse beeinflussen haben, so scheint es sich doch mehr um einen systematischen Einfluß zu handeln. Unter anderem kann eine mögliche Erklärung darin gesehen werden, daß zum Zeitpunkt der Messung der stationäre Zustand noch nicht ganz erreicht war.

Die Ergebnisse der Messungen der Sickerwassermengen bei allen sechs Stauversuchen sind in Abb. 54

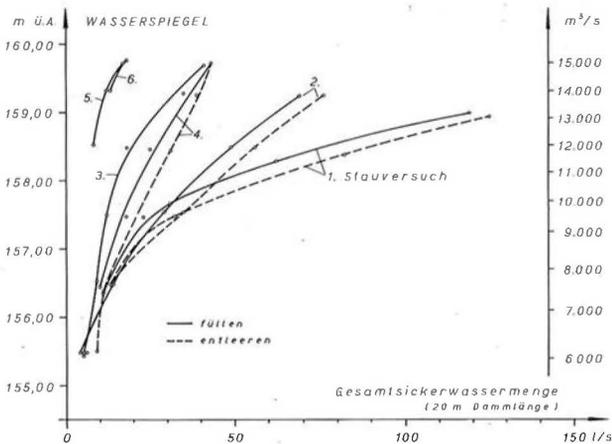


Abb. 54: Sickerwassermengen (Erster bis sechster Stauversuch).

zusammengefaßt dargestellt. Als eines der wichtigsten Erkenntnisse, welche aus den Feldversuchen folgten, ist die rapide Zunahme der Sickerwasserverluste beim ersten Stauversuch mit dem aufgehöhten, aber sonst unverändertem Damnkörper anzusehen, sobald der Wasserstand im Becken über den höchsten Was-

serspiegel während des Donauhochwassers im Jahre 1954 stieg, bei welchem die höchste Wasserführung 9.600 m³/s betrug. Die abnorme Zunahme der Sickerwassermengen oberhalb dieses Wasserstandes kann nicht damit erklärt werden, daß die wasserseitige Dammböschung bis zu dieser Höhe auf natürliche Weise abgedichtet war und bei höheren Wasserständen die Dichtungsschale gleichsam überströmt wurde. Dazu ist die Zunahme der Sickerwassermenge viel zu groß und außerdem wurde die Sickerströmung durch den Damm auch schon bei den niederen Beckenwasserständen festgestellt. Die starke Zunahme der Sickerwassermenge bei den hohen Wasserständen im Becken ist aber auch nach der Potentialtheorie nicht erklärbar.

Wie aus dem Vergleich der Sickerwassermengen beim ersten und zweiten Stauversuch hervorgeht, liegt die Ursache für die übermäßige Zunahme der Sickerwasser beim ersten Versuch hauptsächlich im Verhalten des Dammkörpers selbst und nicht im Untergrund. Die am Böschungsfuß bei hohen Wasserständen austretenden Sickerwassermengen waren zwar nicht gering (schätzungsweise 10 l/s), können aber die großen Differenzen der Sickerwassermengen beim ersten und zweiten Stauversuch nur zum geringsten Teil erklären. Bei hohen Wasserständen müssen daher innere Erosionen stattgefunden haben, wodurch die Durchlässigkeit des Dammes erhöht wurde. Dieser Schluß wird auch durch die Beobachtung bestätigt, daß nach Senkung des Wasserspiegels in der wasserseitigen Böschung zahlreiche Einlauftrichter sichtbar wurden. Da jedoch die Differenz der Sickerwassermengen beim Auf- und Abstau nicht wesentlich größer war als bei den späteren Stauversuchen, so kann nicht angenommen werden, daß durch die innere Erosion eine ständige Vergrößerung der Dammdurchlässigkeit verursacht wurde.

Wie Abb. 54 zeigt, traten beim zweiten Stauversuch mit einer dichtenden Spundwand in der Dammitte bis zum ursprünglichen Gelände die großen Zunahmen der Sickerwassermenge bei höherem Beckenwasserstand nicht ein. Wegen der Verlängerung der Sickerwege und damit einer Verringerung des hydraulischen Gefälles war dies zu erwarten. Eine weitere wesentliche Verringerung wurde beim dritten Stauversuch durch Tiefschlagen der Spundwand erreicht, weil offenbar damit eine verbesserte Abschließung des oberen, sehr durchlässigen Dammkörpers erreicht wurde.

Die beim zweiten und dritten Stauversuch nahe dem Böschungsfuße austretende Quelle zufolge der Undichtheit beim Anschluß der Spundwand war weder hinsichtlich der Größe der Sickerwassermenge noch der Standsicherheit des Dammes von wesentlicher Bedeutung.

Da bei der gerüttelten Dichtungswand die Differenz der Sickerwassermengen beim Auf- und Abstau keineswegs größer war als bei den anderen Stauversuchen, liegt kein Grund für eine Vermutung vor, daß

bei der gerüttelten Wand während des Versuches eine innere Erosion aufgetreten ist.

Die Stauversuche fünf und sechs bei dem neu aufgebauten, verbreiterten Damm brachten ein weiteres starkes Absinken der Sickerwassermenge. Aus den Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, daß der Schüttkörper selbst so dicht war, daß die ihn durchströmende Sickerwassermenge vernachlässigt werden kann. Die Sickerwässer müssen daher hauptsächlich in den stark durchlässigen Schichten des Untergrundes unter dem Damm abgeströmt sein. Entscheidend für die Größe der Sickerwassermenge war bei diesen Versuchen nicht der Dammbereich selbst, sondern die Fläche der in der Beckensohle anstehenden Deckschichte von Auboden, welche wegen der Verbreiterung des Dammes gegenüber den früheren Stauversuchen stark verringert worden war. Durch diesen Umstand ist der starke Abfall der Sickerwassermenge gegenüber den vorangegangenen Versuchen erklärlich.

Obwohl der zweite Feldversuch mit der brunnenartigen, gerüttelten Dichtungswand nicht den gewünschten Erfolg brachte, weil an ihrem Fuß der Dichtscluß nicht erreicht wurde, so zeigte sich doch auch bei diesem Versuch der günstige Einfluß der Rüttelwand. Auch bei diesem Versuch ergaben sich keine Anhaltspunkte für eine innere Erosion der Wand. Durch den Brunnenversuch werden daher die Ergebnisse der Stauversuche vier und sechs hinsichtlich der Wirksamkeit und Beständigkeit der Rüttelwand bestätigt.

Wenn die Versuchsbedingungen mit den wirklichen Verhältnissen in der Natur bei Hochwässern verglichen werden, so kann gesagt werden, daß die Strömungsverhältnisse in der Dammschüttung selbst in beiden Fällen ähnliche sein werden, sodaß in dieser Hinsicht die Versuchsergebnisse als repräsentativ angesehen werden können. Anders verhält es sich mit der Grundwasserströmung. Da die Fläche der Beckensohle verhältnismäßig klein war, konnten nur geringe Wassermengen durch die dichte Deckschichte aus Auboden in die tieferen Kiesschichten einsickern. Bei einem Donauhochwasser werden daher die durch den Untergrund sickernden Wassermengen viel größer sein, was wiederum ein viel rascheres Ansteigen des Wasserspiegels auf der Landseite zur Folge hat. Dieser Umstand ist bei den Schlußfolgerungen aus den Versuchsergebnissen zu berücksichtigen.

20) Schlußfolgerungen.

Aufgrund der Ergebnisse des ersten Stauversuches kann festgestellt werden, daß das derzeitige linksufrige Dammsystem der Donau bei Hochwässern über 10.000 m³/s als ernstlich gefährdet anzusehen ist. Nach diesem Versuch zu schließen würden die Sickerwassermengen sprunghaft ansteigen, und die innere Erosion würde die Dämme ernstlich in Gefahr bringen. Durch das Auftreten immer neuer Sickerstellen wäre eine erfolgreiche Dammergeidigung in Frage gestellt. Da ein größeres Hochwasser als 10.000 m³/s in der Donau jederzeit auftreten kann, so sind Maß-

nahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes von Wien dringend erforderlich.

Wenn das linksufrige Dammsystem ein Hochwasser von 14.000 m³/s sicher abkehren soll, so müssen die Dammkronen um die Fehlhöhen, welche örtlich bis zu 0,80 m betragen, zuzüglich des erforderlichen Freibordes erhöht werden. Abgesehen von den Strecken mit großen Kronenbreiten von 12 m und mehr, in welchen die Dammaufhöhung ohne weiteres möglich ist, wird in den Dammsrecken mit geringer Kronenbreite neben der Erhöhung auch eine Verbreiterung notwendig, weil wegen der Forderung nach Befahrbarkeit der Dammkrone eine Verschmälerung der Kronenbreite auf weniger als 5 m nicht zulässig ist.

Die Veränderung der geometrischen Abmessungen des Dammquerschnittes genügt aber nicht um die Sicherheit des Dammsystems auch bei den größten Hochwässern zu gewährleisten. Es müssen vielmehr zusätzliche Maßnahmen zur Damm- und Untergrunddichtung ergriffen werden, um das Anheben der Sickerlinie im Dammkörper, die Gefahr von Quell- und Qualmwasseraustritten beim landseitigen Dammfuß zu vermeiden und überhaupt die Sickerwassermenge zu verringern. Wie der Feldversuch erwiesen hat, kann hiebei von der Herstellung von gerüttelten Dichtungswänden erfolgreich Gebrauch gemacht werden.

Da die Größe der Sickerwasserverluste im Untergrund bei dem Feldversuch zu klein erhalten wurde, sollte die Dichtungswand im Durchschnitt etwa 10 m tief in das Urgelände eingreifen, welcher Wert je nach den örtlichen Verhältnissen verändert werden sollte. Durch diese Dichtungsmaßnahmen wird nicht nur beim geschütteten Dammkörper sondern auch im Untergrund die infolge des höheren Wasserstandes vermehrte Sickerwassermenge durch die verbesserte Dichtung bzw. die Verlängerung der Sickerwege wiederum vermindert. Zumindest kann ausgesagt werden, daß nach Durchführung der vorgeschlagenen Maßnahmen künftig die gesamte Sickerwassermenge des linksufrigen Dammsystems bei einem Hochwasser von 14.000 m³/s keinesfalls größer sein wird als diejenige beim derzeit bestehenden Dammsystem bei einem Hochwasser von 10.000 m³/s.

Obwohl wegen der lockeren Lagerung der alten Hochwasserschutzdämme ihr derzeitiger Zustand nach heutigen Gesichtspunkten nicht als befriedigend angesehen werden kann, so kommt doch ein vollständiger Neuaufbau der Hochwasserschutzdämme an Stelle der alten unter keinen Umständen in Betracht, weil dadurch während der Bauzeit für die Stadt Wien hinsichtlich ihrer Hochwassersicherheit eine äußerst gefährliche Situation entstehen würde. Aus diesem Grunde muß der bestehende Damm erhalten bleiben und kann entweder landseitig oder wasserseitig verbreitert werden, wo dies infolge der Dammerhöhung notwendig wird. In beiden Fällen sind aber andere Anforderungen an den verbreiterten Teil zu stellen. Die Verbreiterung nach der Landseite sollte in allen jenen Fällen vorgezogen werden, in welchen dies die

Platzverhältnisse zulassen. Der neue Damnteil dürfte nicht undurchlässiger sein als der bestehende Damm. Um diese Forderung zu erfüllen, müßte einerseits das Dammschüttmaterial aus Schotter oder Kies bestehen und andererseits der bestehende Damm von seiner Krone aus mit Tiefenrüttlern unter Sandzugabe verdichtet werden, wie dies beim Feldversuch geschehen ist. Die so herzustellenden Dichtungswände hätten etwa 10 m in den Dammuntergrund einzugreifen.

Bei wasserseitiger Verbreiterung des Dammes dürfte der neu zu schüttende Damnteil keinesfalls durchlässiger sein als der bestehende Dammkörper. Er hätte die Aufgabe der Dichtung zu übernehmen und müßte daher aus etwas bindigem Material bestehen, welches nach den Regeln des Staudammbaus lagenweise einzubauen und entsprechend zu verdichten wäre. Die Herstellung der Dichtungswand im Untergrund mit Hilfe von Tiefenrüttlern kann in diesem Falle von einem tieferen Niveau aus erfolgen.

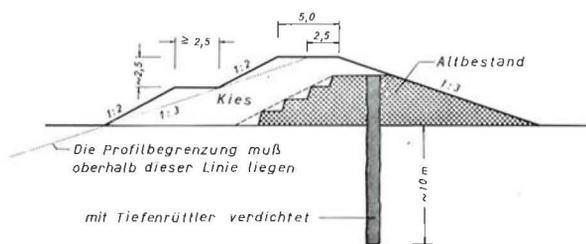


Abb. 55: Regelprofil für die landseitige Dammverbreiterung.

In den Abb. 55 und 56 sind Regelprofile für die land- und wasserseitige Verbreiterung des bestehenden Hochwasserschutzdammes dargestellt, welche jeweils den örtlichen Verhältnissen anzupassen sind. In Abb. 55 ist entsprechend der derzeitigen Ausführung der Dämme die wasserseitige Böschung mit 1:3 eingezeichnet.

Die Dichtungsmaßnahmen mit Tiefenrüttlern sollten

bei allen Dämmen mit Kronenbreiten von 5—10 m vorgenommen werden, wobei nur die letzten 4 km oberhalb des Schönauer Schlitzes ausgenommen werden könnten, weil in diesem Bereiche infolge des Rückstaus die Gefälldifferenzen des Wasserspiegels beiderseits des Dammes gering sind.

Zusätzlich zu diesen Dichtungsmaßnahmen sollten in Strecken, in welchen bereits heute bei Hochwässern Qualmwasseraustritte vorhanden oder in Zukunft zu

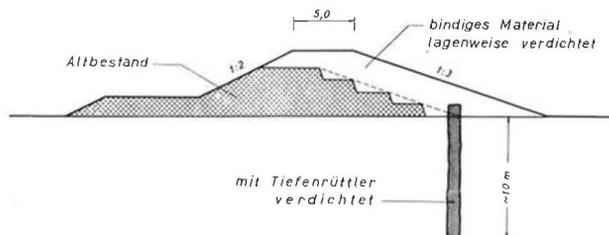


Abb. 56: Regelprofil für die wasserseitige Dammverbreiterung.

befürchten sind, Maßnahmen gegen die Ausspülung des Bodens bzw. zur Entspannung des Grundwassers wie Steinauflagen, Entspannungsbrunnen oder -schlitze angeordnet werden.

Darüber hinaus sollten noch Überlegungen dahingehend angestellt werden, ob nicht durch eine Verbesserung der allgemeinen Drainierungsverhältnisse ein besserer und rascherer Abfluß der Sickerwasser zur Alten Donau wenigstens an einzelnen Punkten oder Strecken erreicht werden kann. Dadurch würde nicht nur eine örtliche Aufhöhung des Grundwasserstandes am Dammfuß vermieden, sondern auch ein weit besserer Schutz aller benachbarten Gebäude erreicht. Derartige Untersuchungen gehen über die Grenzen der vorgelegten Fragen hinaus und wären daher gesondert zu untersuchen.

Bei einwandfreier Ausführung der vorgeschlagenen Dichtung- und Sanierungsmaßnahmen wird die Sicherheit der linksufrigen Hochwasserschutzdämme auch für ein Donauhochwasser von 14.000 m³/s in jeder Hinsicht gewährleistet sein.