

Zeitschrift: Schweizerische Wasserwirtschaft : Zeitschrift für Wasserrecht, Wasserbautechnik, Wasserkraftnutzung, Schifffahrt

Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Band: 14 (1921-1922)

Heft: 2

Artikel: Talsperre als reiner Hochwasserschutz : im Tale des Miami-Rivers und seine Hauptzuflüsse (Nordamerika)

Autor: Wegenstein, Max

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-920273>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.05.2025

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

 Die **Einbanddecke** zum XIII. Jahrgang (Ganz-Leinwand mit Goldprägung) kann zum Preise von Fr. 3.25 zuzüglich Porto bei unserer Administration bezogen werden. Gefl. recht baldige Bestellung erbeten.

Die Administration.

Inhaltsverzeichnis:

Talsperren als reiner Hochwasserschutz im Tale des Miami-Rivers und seiner Hauptzuflüsse (Nordamerika). — Exotische Nutzhölzer und ihre Verwendung in Wasserwirtschaft und Wasserbau. — Export elektrischer Energie. — Kann wegen der veränderten Verhältnisse die Auflösung langfristiger Stromlieferungsverträge verlangt werden? — Niederschlag und Abfluss im Alpengebiet. — Wasserkraftausnutzung. — Schifffahrt und Kanalbauten. — Geschäftliche Mitteilungen.

Talsperren als reiner Hochwasserschutz im Tale des Miami-Rivers und seiner Hauptzuflüsse (Nordamerika).

Von Dipl. Ing. Max Wegenstein, engineer with „The Mimami Conservancy District“, Dayton (Ohio).

Allgemeines.

In den Tagen vom 23.—27. März 1913 gingen über die südlichen Teile der beiden Staaten Ohio und Indiana Regenfälle von aussergewöhnlicher Intensität nieder, welche in sämtlichen Talschaften zu Hochwassern von katastrophalen Folgen führten. Im Tale des Miami-Rivers wurde ein Grossteil der Wohn- und Geschäfts-Viertel der am Flusslauf gelegenen Ortschaften tagelang von den Fluten überschwemmt. Der bedeutende Verlust an Menschenleben und der ungeheure Sachschaden, welchen das Hochwasser zur Folge hatte, rief kurze Zeit darauf nach geeigneten Massnahmen, um das Tal vor einer Wiederholung eines solchen Unglückes zu schützen. Die Daten über Niederschlags- und Abflussverhältnisse in dieser Gegend, wie auch die Grundlinien des grosszügig angelegten Bebauungsplanes sind in einem vorhergehenden Bericht behandelt worden.*)

Die wichtigsten Angaben seien hier kurz wiederholt. Der Miami-River mit einem durchschnittlichen Sohlengefälle von 0,67 ‰ besitzt ein topographisches Einzugsgebiet von annähernd 10,360 k². Das ausserhalb der Städte gänzlich verwilderte Flussbett besitzt, wenig oberhalb Dayton, eine Durchflusskapazität von 283 m³/sek., welche im Unterlauf des Miami-Rivers bis auf ca. 1400 m³/sek. zunimmt. Alle bis jetzt bekannten, meistens im Frühjahr eingetretenen Hochwasser wurden an Grösse und verheerender Gewalt bei weitem übertroffen durch das Hochwasser vom 25. März 1913, während dessen Verlauf Abflussmengen registriert wurden, welche die Aufnahme-fähigkeit des Flussbettes an einzelnen Stellen um mehr als das Zehnfache überschritten. Weitaus der grösste Teil der dem Überfluten ausgesetzten Talstrecken ist besiedelt und schliesst mehrere Haupt-

strassen und Eisenbahnlinien ein. In Anbetracht der erwähnten Verhältnisse hatte eine Hochwasserverbauung im Speziellen darauf Rücksicht zu nehmen, dass die verschiedenen Gemeinwesen weder in ihrer eigenen Ausbreitungsmöglichkeit noch im gegenseitigen Verkehr gehindert werden durften. Dieser Umstand, susammen mit der grossen Ausdehnung und dem hohen Kulturwert des in die Verbauung einzubeziehenden Gebietes und der sehr geringen Aufnahme-Kapazität des vorhandenen Flussbettes brachten es mit sich, dass sich einer wirksamen und einheitlichen Lösung des Problems ganz beträchtliche Schwierigkeiten in den Weg stellten. In vorhergehendem Artikel ist das angenommene, grösstmögliche Hochwasser angegeben, als die 100 ‰ige Abflussmenge eines Niederschlages von 250 mm während dreier Tage auf das gesamte Einzugsgebiet des Miami-Rivers. Es dürfte von gewissem Interesse sein, etwas näher auf die Überlegungen und umfassenden Vorstudien einzugehen, welche dazu geführt haben, die erwähnte Abflussmenge einer Verbauungsanlage zugrunde zu legen, deren Gesamtkosten mehr als 37 Millionen Dollars betragen werden.

Das grösstmögliche Hochwasser.

Die über eine Zeitdauer von mehr als drei Jahren sich ausdehnenden Vorarbeiten befassen sich vorerst mit einer genauen Zusammenstellung sämtlicher Niederschläge von starker Intensität und Ausdehnung in den Tälern des Miami-Rivers selbst. Des weitern sind alle bekannten, grössern Regenfälle von wolkenbruchartigem Charakter im Gebiet der gesamten Vereinigten Staaten untersucht worden, und zwar hat man diejenigen, welche sich über Landstrecken mit klimatischen und Abflussverhältnissen, ähnlich denen des Miamitales, erstreckten, zu direkten Vergleichszwecken herangezogen. Tabelle 1 ist eine Zusammenstellung der zehn, an Intensität grössten Niederschläge, welche auf das Gebiet des Miami-Rivers Anwendung finden können. Es sind darin die maximalen Regenhöhen in mm für die Zeit von 1—3 Tagen wiedergegeben, zugleich ausgedrückt in Prozenten der Werte, welche zu der Hochwasserkatastrophe vom 25. März 1913 geführt haben:

Tab. 1.

Datum	Gegend	24 Std.		48 Std.		72 Std.	
		mm	‰	mm	‰	mm	‰
17.—19. Dez. 1895	Montana .	140	95	206	101	244	107
14.—16. Juli 1900	Jowa . .	147	100	218	108	241	106
25.—27. August 1903	Jowa . .	198	135	211	104	239	105
15.—17. Sept. 1905	Montana .	140	95	188	93	231	101
5.—7. Juni 1909	Montana .	127	86	155	76	218	96
20.—22. Juni 1909	Wiskonsin .	124	84	157	77	183	80
4.—6. Okt. 1910	Illinois .	150	102	221	109	299	131
10.—12. Jan. 1913	Arkansas .	124	84	152	75	181	79
24.—26. März 1913	Ohio . .	147	100	203	100	228	100
17.—19. August 1915	Arkansas .	162	110	218	108	284	125

*) „Schweiz. Wasserwirtschaft“, XIII. Jahrg., S. 117 ff.

Während bei einem Einzugsgebiet und Abflussverhältnissen, wie sie der Miami-River besitzt, die Zeit eines 24 Stunden-Niederschlags zu kurz ist, um gefährliche Hochwasser entstehen zu lassen, hat sich aus einer Untersuchung der verschiedenen Maximal-Regenhöhen, zusammen mit den von ihnen bedeckten Gebieten, gezeigt, dass einer endgültigen Dimensionierung der Verbaungsanlagen die Niederschlagsmengen für drei Tage zugrunde zu legen sind. Aus einer Betrachtung dieser verschiedenen Niederschlagshöhen für die Zeitdauer von 72 Stunden geht hervor, dass von den sechs Regenfällen, welche diejenigen der Märztag 1913 übertroffen haben, fünf während der Sommer- oder Herbstmonate niedergegangen sind, einer Zeit, da die Versickerung in den Erdboden und die Verdunstungshöhe ein Maximum erreichen. Es ist also nicht zu erwarten, dass sie Abflussmengen zur Folge gehabt hätten, welche diejenigen des 1913-Hochwassers auch nur annähernd erreichen würden. (Die Abflussmenge der Regenfälle im März 1913 betrug etwas mehr als 90%). Ein anderer Teil der erwähnten Vorstudien, welcher sich mit der Untersuchung des Verlaufes von Hochwassern europäischer Flüsse befasst, liefert Resultate, die der verschiedenen klimatischen Verhältnisse halber zwar nicht zu einem direkten Vergleich herangezogen werden können, welche aber eine viel gründlichere statistische Untersuchung ermöglichen, wenn man sich vergegenwärtigt, dass z. B. die Hochwasser-Beobachtungen im Gebiet der Donau bis ins elfte Jahrhundert zurückgehen, während eine brauchbare statistische Aufzeichnung der Niederschläge und Abflussmengen im Gebiet der Vereinigten Staaten erst im Jahre 1892 ihren Anfang genommen hat. Bei dieser Untersuchung der Hochwasserverhältnisse verschiedener grösserer Flüsse in Europa hat sich nun gezeigt, dass solche Hochwasser, welche im Verlauf eines Jahrhunderts durchschnittlich ein- bis zweimal eintreten, ausnahmsweise wohl noch von grössern Hochwassern übertroffen werden, dass aber der Betrag dieser Überschreitung in allen Fällen nur ganz geringe Werte erreicht. So beträgt zum Beispiel während einer über Jahrhunderte erstreckten Zeitdauer die maximale Pegelablesung der Seine in Paris 9,15 m (im Jahre 1611). Die Ablesung beim nächstgrössten Hochwasser im Jahre 1658 betrug 8,84 m und beim drittgrössten Hochwasser im Jahre 1910 war sie noch 8,39 m, während bei einer Anzahl weiterer Hochwasser noch Abflussmengen von mehr als 90% derjenigen des 1611-Hochwassers registriert worden sind. Beim Tiber in Rom datieren die ersten Aufzeichnungen aussergewöhnlich hoher Wasserstände schon aus dem Jahre 413 v. Ch. Das grösste Hochwasser ereignete sich im Jahre 1598, gefolgt von dem zweitgrössten mit praktisch den gleichen Abflussmengen im Jahre 1870. Auch hier ereigneten sich mehrere Hochwasser mit nur wenig

kleineren Pegelständen. Ganz ähnliche Verhältnisse zeigten sich bei der Donau und einigen andern Flüssen des zentralen Europas.

Aus obiger Zusammenstellung der 10 Hochwasser in verschiedenen Gebieten der Vereinigten Staaten geht deutlich hervor, dass das 1913-Hochwasser im Tale des Miami-Rivers zu den grössten Winter-Hochwassern des letzten Jahrhunderts gezählt werden kann. Sich gleich bleibende klimatische Verhältnisse vorausgesetzt, muss man in der Zukunft wohl mit Hochwassern rechnen, welche dasjenige vom März 1913 um einen gewissen Betrag übertreffen mögen. Man ist aber berechtigt, anzunehmen, dass auf keinen Fall Niederschläge auftreten werden, deren Abflussmengen diejenigen des 1913-Hochwassers um mehr als 20% überschreiten können. Der Sicherheitsfaktor, der bei der Berechnung und Ausführung eines jeden Bauwerkes den speziellen Verhältnissen anzupassen ist, zeigt sich bei dieser Hochwasserverbauung darin, dass die ganze Anlage in solchen Abmessungen zur Ausführung gelangt, dass sie imstande ist, ein Hochwasser von Abflussmengen, um 40% grösser als die vom März 1913, ohne jeglichen Schaden für irgend einen Teil der Talschaft abzuführen.

Die Sammelbecken.

Die fünf Sammelbecken, welche durch ebensoviele Talsperren in Form von äusserst massiven Erddämmen gebildet werden und welche als Hauptglieder der ganzen Verbauung anzusehen sind, liegen an verschiedenen im Oberlauf des Miami-Rivers und seiner Zuflüsse. Der amerikanische Ausdruck für diese Becken ist „retarding basins“, wörtlich übersetzt „Verzögerungsbecken“. Es ist dies eine korrektere Bezeichnung, denn der Unterschied zwischen einem dieser Becken und einem Sammelbecken z. B. für Wasserkraftnutzung liegt darin, dass Erstere weit aus die meiste Zeit trocken liegen und nur bei grössern Hochwassern in Aktion treten. Die Durchlässe, welche auf Höhe des ursprünglichen Flussbettes liegen und ohne regulierbare Absperrvorrichtung angeordnet sind, wurden so dimensioniert, dass der Fluss bei normalem Wasserstande ungehinderten Durchfluss findet, während die maximal mögliche Abflussmenge nicht grösser ist, als das korrigierte Flussbett unterhalb des Dammes imstande ist gefahrlos abzuführen.

Die während des 1913-Hochwassers im Einzugsgebiet des Miami-Rivers maximal aufgespeicherten Wassermassen wurden nach sorgfältiger Zusammenstellung der zahlreich vorliegenden hydrometrischen Messungen auf 701,000,000 m³ berechnet und bedeckten ein Gebiet in einer Gesamtausdehnung von 254 km². Aufgabe der „Verzögerungsbecken“ ist es nun, in Zukunft solche oder noch grössere Wassermassen auf kleinere und namentlich weniger wertvolle Landstriche zu konzentrieren, darauf sukzessive abzulassen und damit den Rest der Talschaft vor

Überschwemmungen zu bewahren. Nach Vollendung sämtlicher Bauten würde bei einem 1913-Hochwasser die Ausdehnung des unter Wasser gesetzten Gebietes nur noch 120 km² betragen. Das gesamte Fassungsvermögen aller fünf Becken beträgt 1,038,635,000 m³ bei einer totalen Unterwassersetzung von 144 km². Das Vorhandensein von fünf verschiedenen Sammelbecken, im Zusammenhang mit der Korrigierung der tiefer liegenden Flußstrecken führte zu zahlreichen recht verschiedenen Ausbaumöglichkeiten und erst nach vergleichender Zusammenstellung der günstigen Varianten wurden die endgültigen Dammhöhen, Durchflußquerschnitte für Durchlässe, Dimensionen der Entlastungsüberfälle etc. festgelegt. In Tabelle 2 sind die wichtigsten Daten für Verhältnisse, wie sie sich beim Vollaufen der Becken bis auf Überfallhöhe einstellen würden, kurz zusammengefasst:

Tab. 2.

Damm bei:	Germantown	Englewood	Lockington	Taylorville	Huffman
Einzugsgebiet oberhalb des Dammes in km ²	699	1686	660	2924	1738
Grösste Dammhöhe über Flussbett in m	32,5	38,0	23,8	23,7	22,3
Höhe der Dammkrone über Krone des Entlastungsüberfalles in m	4,5	5,0	4,9	5,8	4,5
Kronenlänge des Entlastungsüberfalles in m	21,4	30,5	22,0	40,3	30,5
Anzahl der Durchlaßstollen	2	2	2	4	3
Länge der Stollen in m	166,53	216,21	14,03	12,24	12,24
Höhe des Stollen-Profiles in m	2,78	3,20	2,81	5,86	4,97
Grösste Lichtweite des Stollen-Profiles in m	3,97	3,97	2,75	4,58	4,58
Nutzquerschnitt der ganzen Stollengruppe in m ²	16,91	20,16	14,68	103,86	65,49
Grösster Beckeninhalt in m ³	130,910,000	385,320,000	86,450,000	229,710,000	206,245,000
Fläche des überschwemmten Gebietes in km ²	14,26	32,12	16,28	44,55	37,18
Grösste Abflussmenge in m ³ /sek.	283	340	226	1517	991
Strömungsgeschwindigkeit im Stollen in m/sek.	16,8	16,8	17,1	14,6	15,3

Becken-Inhalte.

Die maximale Wassermenge, welche ein Sammelbecken aufzunehmen imstande sein soll, ergibt sich aus der hundertprozentigen Abflussmenge des angenommenen Niederschlages von 250 mm während dreier Tage auf das gesamte Einzugsgebiet oberhalb des betreffenden Dammes, wovon der Betrag, welcher während dieser drei Tage durch die Stollen ablaufen wird, zu subtrahieren ist. Um die Bestimmung dieses Abflussquantums etwas einfacher zu gestalten, ist es

von Vorteil, nicht mit der wirklich auftretenden, mit dem Steigen des Wasserstandes im Sammelbecken stark variierenden Abflussmenge zu rechnen, sondern eine mittlere Abflussmenge einzuführen.

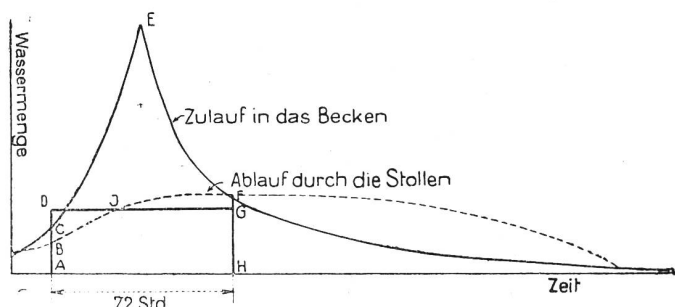


Abb. 1. Darstellung des Zuflusses in das Becken und des Stollenabflusses.

In Abb. 1 ist der gesamte Zufluss ins Becken während 72 Stunden durch die Fläche A C E F H dargestellt, während die Kurve B J F das Anwachsen des Sohlenabflusses veranschaulicht, welcher ein Maximum wird im Moment, da der Zufluss wieder gleich dem Abfluss geworden ist. Aus B C E F J ergäbe sich somit das maximale Wasserquantum, für welches das Becken auszubauen ist, und eine ideale, während der dreitägigen Hochwasserperiode sich gleichbleibende Abflussmenge durch die Stollen wäre dar-

gestellt durch die Ordinate $H - G$. Das Verhältnis dieses gemittelten Wasserquantums $H - G$ zum tatsächlich auftretenden maximalen Abfluss $H - F$ lässt sich nach Prof. Sherman M. Woodward (vgl. „The Miami Conservancy District's Technical Reports“ Part VII „Hydraulics of the Miami Flood Control Project“) durch folgende Reihenentwicklung darstellen:

$$\frac{H - G}{H - F} = \frac{5}{6} \left[1 + 0.02381 \times + 0.01587 \times^2 + 0.01143 \times^3 - \dots \right]$$

worin „ $\times$ “ das Verhältnis vom maximalen Abfluss zum mittleren Zufluss ins Becken bedeutet.

Für einige Werte von „ $\times$ “ ergibt sich $\frac{H - G}{H - F}$ wie folgt:

Tab. 3.

Maximaler Abfluss: Mittlerem Zulauf	Gemittelter Abfluss: Maximalem Abfluss
„ $\times$ “	$\frac{H - G}{H - F}$
0	0.833
$\frac{1}{8}$	0.836
$\frac{1}{4}$	0.840
$\frac{3}{8}$	0.844
$\frac{1}{2}$	0.848
$\frac{5}{8}$	0.856
$\frac{3}{4}$	0.865
1	1.000

Für Verhältnisse, ähnlich denen, wie sie bei den Dammbauten des „Miami Conservancy Districtes“ auftreten, wobei der Ausdruck „ $\times$ “ nur sehr kleine Werte annimmt, kann also die allgemein gültige Regel Anwendung finden, dass die angenäherte Aufnahmefähigkeit eines Sammelbeckens gefunden wird, indem vom gesamten Zulauf während der Füllungszeit $\frac{5}{6}$ desjenigen Ablaufbetrages abgezogen werden, welcher sich unter der Annahme ergibt, dass die Stollen während dieser ganzen Zeitdauer unter vollem Drucke stehen. (Wasserspiegel auf Höhe der Überfallkrone.)

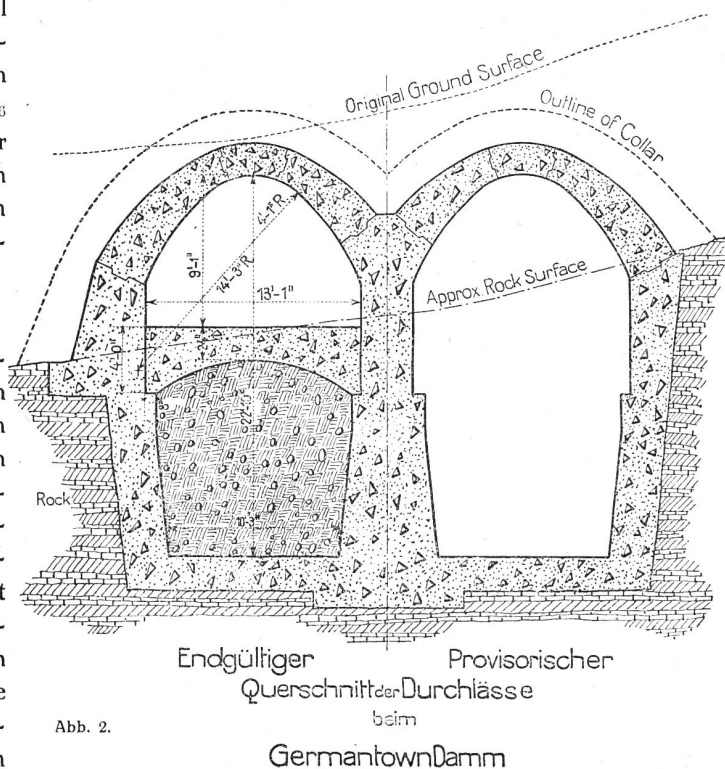
Durchlass-Stollen.

Von den verschiedenen Möglichkeiten, die gestauten Hochwasser sukzessive wieder abzulassen (Grundstollen, Überfallwehr, Düker) zeigte sich nach kurzer Voruntersuchung die Anlage von Stollen in Höhe des früheren Flussbettes als weitaus am vorteilhaftesten. Bekanntlich wächst bei einem Stollendurchlass die in der Zeiteinheit durch einen konstanten Querschnitt austretende Wassermenge mit der Quadratwurzel der Druckhöhe. Man erreicht somit für das grösste angenommene Hochwasser einen verhältnismässig kleinen Maximalabfluss durch die Stollen, während bei einem Hochwasser von geringerer Ausdehnung — infolge des nun relativ grossen

Abflusses — sowohl die Ausdehnung der unter Wasser gesetzten Landstriche, wie auch die Zeitdauer der Unterwassersezung ein Minimum wird.

Die Anordnung eines einzigen Durchlasses wäre in zwei von den fünf Fällen die wirtschaftlich günstigste gewesen. Dass dennoch bei jeder Anlage mindestens zwei Stollen vorgesehen wurden, entspricht dem Wunsche, den einen Stollen zu Revisions- und Reparaturzwecken temporär abschliessen zu können. Es sind zu diesem Zwecke wenig ober- und unterhalb der Stollenportale Dammbalkennuten angeordnet, denn obwohl man bei Anordnung einer Abschlussvorrichtung in den Stollen selbst und dadurch ermöglichter Regulierung des Abflusses bei gleichbleibender Leistungsfähigkeit ein Weniges an Dammhöhe hätte sparen können, hat man von Anbringung irgend welcher beweglichen Teile abgesehen, um eine absolut zuverlässige, von irgendwelcher Bedienung unabhängige Wirkung der Anlage zu gewährleisten. In Anbetracht der bei Vollaufen des Beckens eintretenden ungewöhnlich grossen Durchflusssgeschwindigkeiten hatte man plötzliche Profiländerungen unbedingt zu vermeiden, um dem Wasser so wenig als möglich Angriffsgelegenheit zu bieten. Aus dem gleichen Grunde wurde beim Betonieren sämtlicher Teile, deren Oberfläche in unmittelbare Berührung mit dem durchfliessenden Wasser kommt, eine besonders fette Mischung verwendet, während eine äusserst sorgfältige Ausführung vollkommen ebene, glatte und harte Stollenwandungen gewährleisten soll.

Bei den Durchlassbauwerken sind in ihrer Gesamtanordnung zwei prinzipiell verschiedene Ausführungen zu unterscheiden. Während beim Huffman-



Damm und bei den Dämmen von Lockington und Taylorsville Durchlässe und Entlastungsüberfall zusammengeschaltet sind und als einheitliches Organ den Dammkörper in seiner ganzen Breite durchschneiden, musste bei den Talsperren von German-town und Englewood deren Kronen 32,5 resp. 38,0 m über dem Flussbett liegen, von einer solchen Ausführung abgesehen werden. In beiden letztgenannten Fällen liegen die beiden Stollen unmittelbar nebeneinander, senkrecht zur Dammachse und konnten direkt auf gesunden Kalkfels fundiert werden. Die Sohle ist im Querschnitt eben gehalten, hat aber ein Längsgefälle von 2‰ und liegt auf Niederwasserhöhe des ursprünglichen Flusslaufes. Form und wichtigste Dimensionen des Profils sind aus Abb. 2 zu entnehmen, einem Querschnitt durch die Stollen des Germantown-Dammes, welcher die Art und Weise der Bauausführung veranschaulichen möge. Beide Durchlässe sind während dem Bau der Sperre so dimensioniert gewesen, dass sie im Falle eines Hochwassers imstande waren, eine genügende Wassermenge abzulassen, um den halbfertigen Damm vor einem Überfluten und nachfolgender Zerstörung zu bewahren. Nachdem im Dezember 1920 die Dammkrone ihre endgültige Höhe erreicht hatte, wurde der untere Teil der Stollen mit grobem Schotter aufgefüllt und der eigentliche Durchlassboden erst jetzt einbetoniert. Abb. 3, 4 und 5 zeigen die Ausführung des Durchlassbauwerkes beim Englewood-Damm. Die ganze Anlage hat eine Totallänge von 325 m, wovon 216 m auf die eigentlichen Stollen fallen.

In Abb. 5, einem Bild des Beruhigungsbeckens am stromwärtigen Stollenende, fliesst der Stillwater-River noch in seinem alten Bett, unmittelbar hinter der linksseitigen Betonmauer des Beckens, während in Abb. 3 (etwa ein Monat später aufgenommen) der Fluss bereits in die Durchlässe umgeleitet worden ist. Zur gleichen Zeit wurde das Flussbett durch einen untern und oberen Fangdamm abgesperrt und mit mächtigen Auslegerbaggern von sämtlichem Geschiebe gesäubert, so dass mit dem Einschwemmen des Damm-Materials begonnen werden konnte. Der stromabwärtige dieser Fangdämme ist in Abb. 4 deutlich zu erkennen, einem Blick auf die untere Hälfte der Durchlässe im März 1920. Man erkennt hier auch eine der zwei Abfangmauern und die in gewissen Abständen angeordneten Abfangringe, welche eine Sickerung des Druckwassers längs der

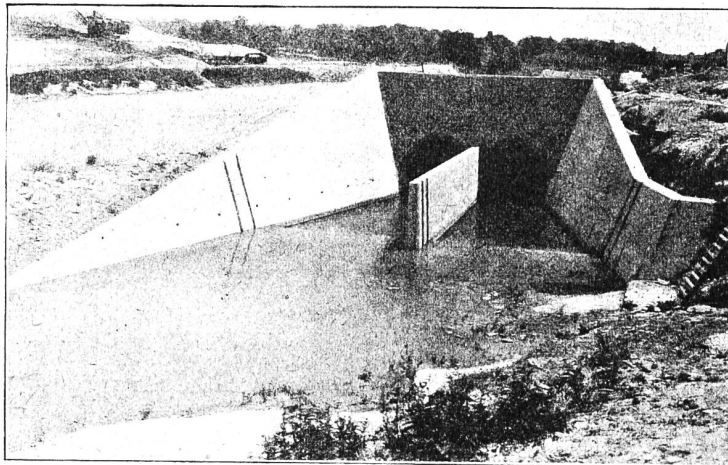


Abb. 3. Einlauf in die Durchlass-Stollen beim Englewood-Damm am 28. Juli 1919. Stillwater-River aus seinem alten Bett links (links) in die Durchlässe umgeleitet.

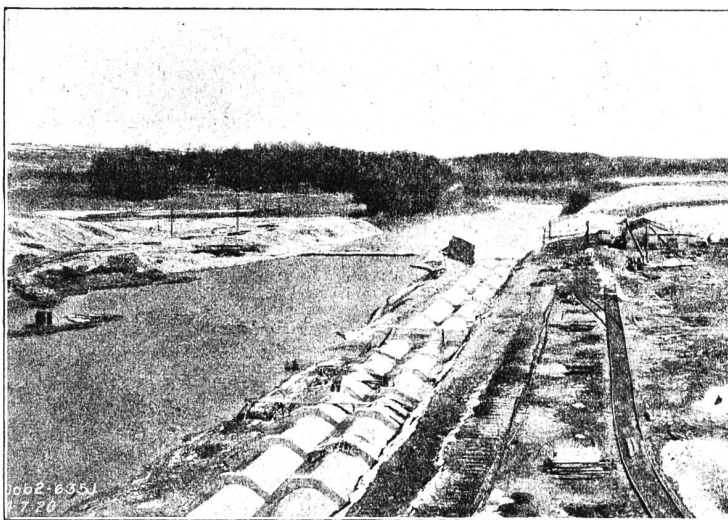


Abb. 4. Stromabwärtiger Teil der Durchlass-Stollen beim Englewood-Damm. Am 7. April 1920.

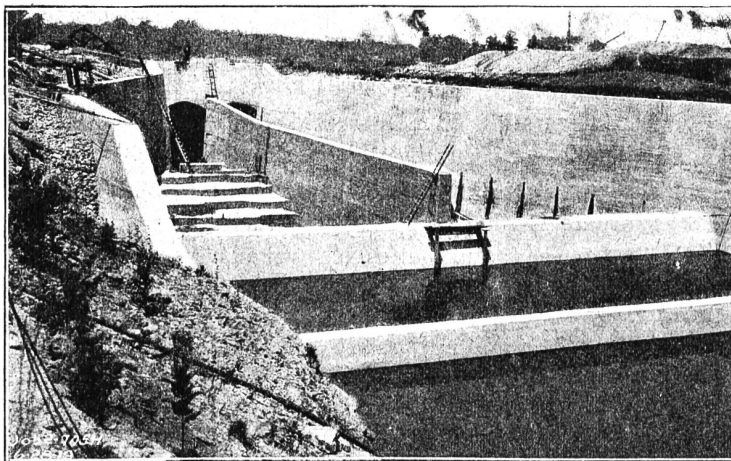


Abb. 5. Auslauf und Beruhigungsbecken der Durchlässe beim Englewood-Damm. Am 28. Juni 1919. Endgültiger Stollenboden noch nicht ausgeführt.

äussern Stollenwand verhindern und bis auf den gesunden Kalkfels niedergeführt sind.

Die Ausführungsweise der Durchlässe in den Dämmen bei Taylorsville, Lockington und beim Huffman-Damm ist von der soeben beschriebenen inkonstruktiver Hinsicht wesentlich verschieden. Zu der hier zur Anwendung gelangten Übereinanderstellung von Durchlass und Überfall hat vor allem der Umstand geführt, dass der zu einer absolut sichern Gründung dieser Bauwerke erwünschte Fels sich nur an wenigen Stellen der Oberfläche des gewachsenen Erdbodens soweit näherte, dass er für Fundationszwecke überhaupt noch in Frage kam. In dieser Hinsicht zeigten sich beim Lockington-Damm besonders günstige Verhältnisse. Dort wurde tragbarer und in der benötigten Ausdehnung vollkommen ebener Fels schon 2 m unterhalb Flußsohle angetroffen und zwar überschritt die Stärke des abzutragenden gelösten Felsmaterials in keinem Falle 50 cm. Das Durchlassbauwerk selbst besteht aus einer in den reinen Erddamm eingeschalteten und in der Dammachse liegenden Betonmauer, flankiert von zwei mächtigen Stützmauern, an welche sich die Erdmasse der beiden anstossenden Dammteile anlehnt. Die Krone dieser Sperrmauer liegt in den drei verschiedenen Fällen 4, 6,5 und 8 m unterhalb Dammkrone und wirkt somit als Entlastungsüberfall. Im untern Teil, auf Höhe des alten Flussbettes sind die in ihrer Anzahl von 2—4 variierenden Durchlässe vorgesehen, welche bei dieser Ausführung natürlich bedeutend kürzer gehalten werden können. (Vergl. Tab. 2.) Um auch bei dieser Ausführung den Damm während des Baves vor allfälliger Überflutung durch starke Hochwasser zu schützen, wird der mittlere Wehrkörper erst einbetoniert, wenn die Dammkrone eine sichere Höhe erreicht hat. Abb. 6 zeigt das Durchlassbauwerk des Lockington-Dammes. Die an der linksseitigen Stützmauer bemerkbaren Aussparungen im Beton lassen die der besten hydraulischen Wirkung angepasste Form der Überfallmauer erkennen. Unterhalb des Beruhigungsbeckens ist ein kurzes Stück des korrigierten Flussbettes sichtbar. Die beiden Einschnitte am obern Ende der Stützmauern sind dazu bestimmt, die Eisenbetonbrücke aufzunehmen, welche die 8 m breite Dammstrasse über den Überfall führen wird. (Vgl. auch Abb. 10.) Die Höhe einer der beiden Stützmauern beträgt 29,4 m, gemessen vom tiefsten Punkt des Fundamentes bis zur Dammkrone. Die maximale Mauer-

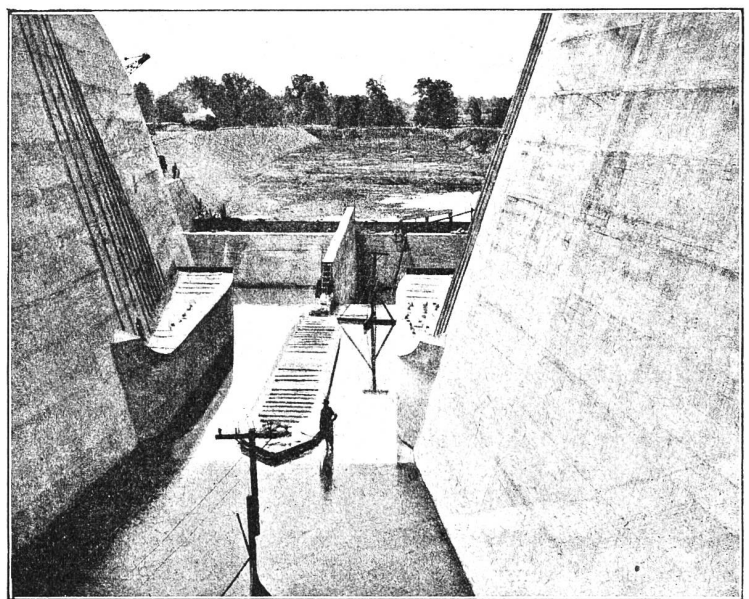
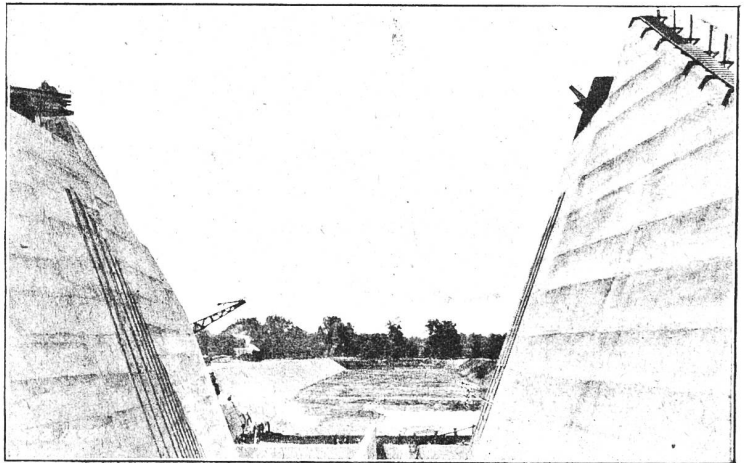


Abb. 6 a) und b). Durchlassbauwerk des Lockington-Dammes. Am 11. Juni 1919. Überfallwehr noch nicht betoniert.

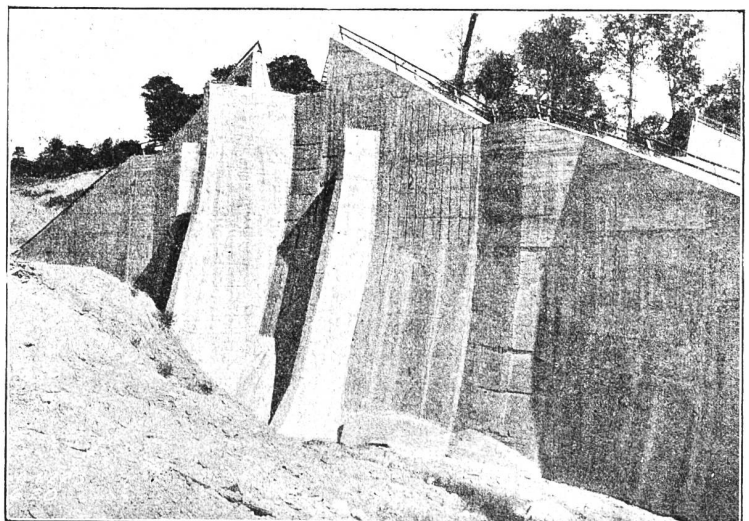


Abb. 7. Abfangmauern zum Schutz gegen Sichern beim Durchlassbauwerk des Taylorsville-Dammes. Am 16. September 1920.

stärke ist auf Höhe der Stollensohle 14,5 m, während sich die Totallänge des Bauwerkes, einschliesslich Einlauf und Beruhigungsbecken auf 262,5 m beläuft. Während in den gesunden Fels eingelassene Betonsporne ein Sichern längs der Fundamentsohle verhindern, wird einem Durchtritt des Wassers längs der dammseitigen Fläche der Stützmauern dadurch Einhalt geboten, dass in der Dammachse selbst und beidseitig in Abständen von 7,6 m Abfangmauern von beträchtlichen Dimensionen angeordnet sind. (Abb. 7.) Die Gesamtmasse des Betons, der zur Erstellung des Bauwerkes benötigt wird, beträgt 29,200 m³.

(Schluss folgt.)



Exotische Nutzhölzer und ihre Verwendung in Wasserwirtschaft und Wasserbau.

Von Th. Wolff (Friedenau).

(Nachdruck verboten.)

Wasserwirtschaft und Wasserbau gehören zu den bedeutendsten Holzverbrauchern. Der heimische Wasser- und Schiffbau verwendet als Bauholz zum grössten Teil heimische d. h. allgemein europäische Holzarten, die ja im allgemeinen auch ein sehr solides Material für solche wie die erwähnten technischen Zwecke sind und den hierfür in Betracht kommenden Ansprüchen an Festigkeit, Dauerhaftigkeit, Elastizität und Widerstandsfähigkeit gegen äussere ungünstige Einwirkungen usw. im allgemeinen genügen, besonders seit in den neueren Imprägnierungsmethoden das Mittel gefunden ist, die Dauerhaftigkeit der Hölzer bedeutend zu erhöhen.*) Dennoch werden sie in nahezu allen Eigenschaften, die für die Zwecke des Wasser- und Schiffbaues in Betracht kommen, von einer Reihe aussereuropäischer Hölzer übertroffen, die zum Teil sogar von ganz hervorragenden Eigenschaften sind und daher im Wasser-, Hafen-, Werft- und Schiffbau der ganzen Welt bereits seit langem als wertvollstes Material ausgedehnte Verwendung finden.

An erster Stelle unter den exotischen Hölzern, die für die Zwecke des Wasser- und Schiffbaues zur Verwendung kommen, steht wohl das Teakholz. Der Wert des Teakholzes für die erwähnten Verwendungszwecke besteht in seiner unvergleichlichen Dauerhaftigkeit, Festigkeit und Härte, Eigenschaften, wie sie in dem Masse selbst bei unserm besten Eichenholz nicht anzutreffen sind. Durchweg weisen Schiffe oder Schiffsteile aus Teakholz eine ganz erheblich grössere Lebensdauer auf als solche aus andern Holzarten. Diese Dauerhaftigkeit des Teakholzes hat vor allem seinen Grund in seiner ausserordentlichen Widerstandsfähigkeit gegen äussere Einwirkungen der Feuchtigkeit, Temperatur usw., vor

allem aber auch gegen die zerstörenden Angriffe holzfressender Insekten und Würmer, eine Eigenschaft, die durch gewisse ölige Bestandteile des Holzes bewirkt wird. Von Wert ist auch seine Eigenschaft, beim Trocknen selbst in vielen Jahren nicht zu schwinden, wodurch allen Konstruktionen aus diesem Material eine grössere Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Zuverlässigkeit verbürgt wird; gerade für schiffbauliche Zwecke wertvoll aber ist die weitere Eigenschaft des Holzes, Eisenteile, mit denen es verbunden wird, wie Nägel, Bolzen, Schrauben, Scharniere usw. vollständig vor Rost zu bewahren, eine Eigenschaft, in der das Material nahezu einzig unter allen Hölzern ist.

Das Teakholz ist von heller bräunlich-roter Farbe und von einem eigenartigen Geruch, der stark an Kautschuk erinnert; Teakholz soll selbst bei stärkerer Beanspruchung durchschnittlich dreimal so lange aushalten wie Eichenholz.

Ein vortreffliches Nutzholz und für die Zwecke des Schiff- und Wasserbaus ebenfalls sehr geschätztes Material ist ferner das Podkholz, auch Guajak- oder Franzosenholz genannt. Dieses Holz ist das schwerste aller überhaupt bekannten Hölzer, ist schwerer wie Wasser (spezifisches Gewicht 1,55) und sinkt, in Wasser gelegt, sofort unter. Ausserdem ist es auch eines der härtesten Hölzer, daher sehr schwierig zu bearbeiten und für die Verwendung als Möbels Holz völlig ungeeignet, während es gerade infolge dieser Eigenschaft für zahlreiche technische Zwecke von grossem Wert ist. Das Holz riecht wie das Teakholz nach Gummi, ist äusserst fest und spröde, spaltet schwer und unregelmässig und ist im Kern von gräulich-brauner bis olivenartiger Farbe, jedoch von einem hellgelblichen Splint umgeben, von welchem sich der Kern scharf abhebt. Der Podkholzbaum wächst im tropischen Amerika, besonders in Venezuela, Guajana und Columbia, und ist ein immergrüner Baum, der etwa 12 m Höhe erreicht. Das Holz kommt entweder in ganzen Stämmen oder in grossen, zentnerschweren Stücken in den Handel und dient für zahlreiche schiffbauliche Zwecke, jedoch nicht in dem Masse wie das Teakholz, besonders aber für viele rein technische Zwecke, wie zu Stützen und Trägern der Schiffsmaschinen, zur Herstellung von Achs- und Maschinenlagern, Presswalzen, Rollen und Flaschenzügen, in der Industrie ausserdem zur Herstellung von Gerbertischen, Mörsern und ähnlichen technischen Vorrichtungen; im Hoch- und Tiefbau und ebenso im Wasserbau wird es für eine Reihe von Spezialzwecken, die ein möglichst dauerhaftes hartes und festes Holz verlangen, verarbeitet.

Zu den meist verwendeten exotischen Nutz- und Bauhölzern gehört das Holz mehrerer amerikanischer Kiefernarten, besonders des Pitch-pine (Pechkiefer), ein vortreffliches Werkholz, das in der gesamten amerikanischen Holz- und Bauindustrie von grosser Bedeutung geworden ist und auch nach Europa stän-

*) Vergl. hierzu: „Holzschutzverfahren und ihre Anwendung im Wasserbau“ in No. 11/16, Jahrg. 1920 der „Schweiz. Wasserwirtschaft“.