

1077

Der Talsperrenbau

als

Grundlage der rationellen Wasserwirtschaft

von

Hofrat Professor **A. Friedrich**,
Wien.

Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines der Gas- und Wasserfachmänner in Österreich-Ungarn, L. Band, Heft 13, 14, 15.

Urheberrecht vorbehalten.



Wien, 1910.

Selbstverlag des Vereines. — Druck von Rudolf Brzezowsky & Söhne in Wien.

44
0%

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000305753

Der Talsperrenbau

Grundlage der rationellen Wasserwirtschaft

Herausgegeben von
Herrn Professor A. Friedrich



x
2.149

Der Talsperrenbau

als

Grundlage der rationellen Wasserwirtschaft

von

Hofrat Professor **A. Friedrich,**
Wien.

Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines der Gas- und Wasserfachmänner in Österreich-
Ungarn, L. Band, Heft 13, 14, 15.

Urheberrecht vorbehalten.

J. R. 29 106



Wien, 1910.

Selbstverlag des Vereines. — Druck von Rudolf Brzezowsky & Söhne in Wien.

2.149

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

III 33061

Akc. Nr. 1949/49

Der Talsperrenbau als Grundlage der rationellen Wasserwirtschaft.

Vom k. k. Hofrat Professor A. Friedrich—Wien.

(Urheberrecht vorbehalten.)

Die Frage der Ausnützung der fließenden Gewässer durch Einführung einer geregelten Wasserwirtschaft, wie man solche in neuerer Zeit überall dort ihrer Lösung zuzuführen bestrebt ist, wo die Erkenntnis Eingang gefunden, daß nur auf diese Weise hervorragende volkswirtschaftliche Erfolge erzielt werden können, umfassen heute jenen Teil des Wasserbaues, der, die Signatur unserer Zeitperiode repräsentierend, als die moderne Hydrotechnik angesprochen werden kann.

Nachdem die wissenschaftliche Entwicklung bei Lösung derartiger Fragen ihrer Neuheit wegen in den Kreisen der Interessenten derzeit noch wenig bekannt ist, will ich im Interesse der Förderung der Volkswirtschaft im Nachfolgenden ein derartiges praktisches Beispiel rechnerisch entwickeln, aus welchem die Interessenten auch den Umfang und Gang aller jener Vorerhebungen entnehmen können, welche notwendig sind, um auf Basis derselben im Wege eines wassergenossenschaftlichen Verbandes derartige Projekte ihrer Realisierung zuführen zu können. Den Gegenstand der nachfolgenden Entwicklungen bildet der technische Bericht zu den generellen Projekten der Erbauung von Stauweihern im Rohlaubachgebiete, oberhalb Neudek in Böhmen, zu deren Verfassung ich durch einige der Hauptinteressenten dieses Tales im Jahre 1908 eingeladen wurde.

I. Einleitung.

Veranlassung zu meiner Berufung gaben die Übelstände, denen die Anrainer dieses Wildbaches alljährlich ausgesetzt sind, welche insbesondere in der ungleich förmigen Verteilung der Abflußmengen dieses Niederschlagsgebietes bestehend, jederzeit und allerorts als Begleiterscheinungen von Wildbächen auftreten. Der Zweck der bezüglichen Vorstudien und Erhebungen bildete in erster Linie die Konstatierung der Möglichkeit der rationellen Anlage von genügend großen Stauweiher, durch welche sich ein Ausgleich und eine zeitlich entsprechende zweckdienliche Verteilung der zum Abflusse gelangenden Wassermengen erzielen läßt.

Wie allgemein bekannt, weist nämlich der Kreislauf des Wassers in seinen einzelnen Phasen derartige Unregelmäßigkeiten auf, daß auch die Abflußmengen und die dadurch erzielten Wirkungen sich innerhalb der weitliegendsten Extreme bewegen. Insbesondere sind es die Wildbäche, bei welchen in einzelnen Perioden ungeheure Wassermassen zur Abfuhr gelangen, welche dann in Form von Überschwemmungen große Schäden anrichten, andererseits in Trockenheitsperioden die Vorteile des fließenden Wassers entbehren

lassen. Die ungeheuren Mengen Wassers, welche wir heute zum größten Teile noch ganz unbenutzt den großen Reservoirien, den Seen und Meeren zuströmen lassen, kommen immer wieder zu uns zurück und mahnen alljährlich mit geringerem oder größerem Nachdrucke, ihnen nicht nur allein mehr Aufmerksamkeit zu schenken, sondern auch, soweit dies durch menschliches Zutun möglich ist, die auftretenden Differenzen auszugleichen, die den Wasserüberfluß begleitenden verheerenden Wirkungen abzuhalten oder doch abzuschwächen und teilweise oder ganz den Wasserüberschuß für die Zeit eintretenden Mangels aufzuspeichern.

Wohl treten diese Mahnungen in ihren extremsten Formen als kolossale Überschwemmungen nur nach längeren Zeitperioden an uns heran.

Während früher zur Behebung oder doch Milderung dieser geschaffenen Übelstände in den bezüglichen Projekten getrachtet wurde, die Hochwässer möglichst unschädlich abzuleiten, hat die heutige moderne Wasserbautechnik im Interesse der Erzielung einer rationellen Wasserwirtschaft diesen einseitigen defensiven Standpunkt der bloßen Verteidigung gegen verheerende Hochwasserfluten verlassen.

Wo tunlich, wird vielmehr nicht mehr ausschließlich getrachtet, den ankommenden Hochwasserfluten in ihrer unverkürzten Größe die Wege zu ebnen, damit sie, ohne zu schaden und so rasch als möglich aus dem Lande geschafft werden, wodurch auch die Mittel- und Niederwässer, dem Beispiele ihrer mächtigeren Genossen folgend, sich bemühen, nach Kräften ihre heimatliche Stätte bald zu verlassen, soweit sie nicht durch das Veto der Wasserwerksbesitzer durch kurze Zeit zurückgehalten werden, um demselben sekundliche Frohdienste zu leisten.

Die rationelle Lösung einer derartigen Frage hingegen besteht darin, nicht nur die schädlichen Wirkungen großer Wassermengen hintanzuhalten, sondern auch die nützlichen Seiten dieses Elementes so weit auszunutzen, als dies durch die natürlichen Niederschlags- und Abflußverhältnisse ermöglicht wird.

Dies ist jedoch nur durchführbar, wenn ein Ausgleich zwischen den herabfallenden Meteorwässern und den hiedurch erzeugten Abflußmengen erzielt wird, so zwar, daß bei großen Hochwässern die maximale schädliche Hochflutwelle auf eine längere Zeitperiode verteilt in das Hauptwassergerinne gelangt und das zur Zeit des Überflusses vorhandene Wasser gesammelt wird, um es zur Zeit der Not, also mangelnder Niederschläge, nutzbringend zu verwenden für landwirtschaftliche, industrielle und sanitäre Zwecke.

Dieser Ausgleich ist jedoch wirksam nur erreichbar durch Erbauung genügend großer Stauweiher mittelst Talsperren, in welcher Weise durchgeführt ein solches Unternehmen auch finanziell leichter ausführbar, weil verzinslich und amortisierbar wird.

Außer dieser retensiven Wirkung der Stauweiher ermöglicht jedoch deren Anlage die Einführung einer geregelten Wasserwirtschaft auch in der Richtung, daß das aufgespeicherte Wasser nutzbringend verwertet werden kann zu landwirtschaftlichen Zwecken beispielsweise zur Bewässerung der unterhalb des Stauweihers gelegenen Wiesen, zur Versorgung der Städte und Ortschaften mit Nutzwasser, bei genügend großer Tiefe und Größe der Staubecken auch mit einwandfreiem Trinkwasser, endlich auch zur Erzielung permanenter Wasserkräfte. In letzterer Hinsicht will ich eines Ausspruches gedenken, den schon im Jahre 1870, also vor zirka 40 Jahren, einer der ersten französischen Pioniere des modernen Talsperrenbaues, Chefingenieur Krantz in Paris, in seinem Werke „Etude sur les murs de réservoirs“ getan hatte; derselbe lautet:

„In unserer Zeit benutzt insbesondere die Großindustrie als bewegende Kraft den Dampf, welchen sie zumeist aus Kohle erzeugt; allein diese brennbaren Mineralien stellen sich nicht mehr in dem Maße her, in welchem selbe verbraucht werden. Der mächtige Vorrat, welchen die Natur zu unserer Verfügung gestellt hat, wird gewiß wohl für die Bedürfnisse unserer Zeit genügen; man kann jedoch eine Zeitepoche voraussehen, wo dieses kostbare Hilfsmittel fehlen oder doch nicht ausreichen wird. Unter den dieselben ersetzenden Kräftenmitteln nimmt jedoch unstreitig in Bezug auf Ökonomie und Allgemeinheit der Verwendung die Wasserkraft den ersten Rang ein.“

Der Eintritt dieser von Krantz vorhergesehenen Zeitepoche nun nähert sich mit Riesenschritten und ist die Erkenntnis der dringendsten Notwendigkeit, der Frage der Schaffung und Ausnützung von Wasserkraften allen Ernstes näher zu treten, auch bei uns erfreulicherweise bereits in weite Kreise gedrungen.

Zur Schaffung, beziehungsweise Ausnützung einer Wasserkraft bedarf es des Vorhandenseins zweier Faktoren: der ausreichenden permanenten Wassermenge und eines genügenden Gefälles.

Die Gebiete des Hochgebirges weisen in dieser Richtung eine große Zahl von bestehenden bedeutenden Wasserkraften insoweit auf, als Wassermenge und Gefälle meist vorhanden sind, also beide nur rationell ausgenützt zu werden brauchen.

Anders gestalten sich diese Verhältnisse im Mittelgebirge und Hügelland, wo einerseits das entsprechende, lokal konzentrierte, größere Gefälle mangelt, andererseits aber auch die Wasserführung der Wasserläufe eine ganz außerordentlich schwankende ist, nachdem sich dieselben nicht der Schnee- und Eisreservoirs der Alpen zu erfreuen haben, sondern in niederschlagsarmen Perioden oft nahezu austrocknen.

Während also in den Alpenländern die Frage der Ausnützung der vorhandenen Wasserkraft in den Vordergrund tritt, wird es sich im Mittelgebirge und Hügelland um die Schaffung neuer Wasserkraften, daher um die Neuschaffung beider Faktoren handeln, welche als Produkt die Wasserkraft liefern, also um die Erzielung einer permanenten sekundlichen Aufschlagwassermenge und die Schaffung eines womöglich lokal konzentrierten größeren Gefälles.

Beides kann nun durch Errichtung einer entsprechend hohen Talsperre, beziehungsweise durch Schaffung eines genügend großen Stauweiherbeckens erreicht werden, so weit die Lokalverhältnisse des Einzugsgebietes den Bau rationeller Stauweiher überhaupt ermöglichen.

Die erste Aufgabe der bezüglichen Lokalstudien bestand also auch im vorliegenden Falle darin, die Möglichkeit der Anlage bauökonomischer, also rationeller Stauweiher in den oberhalb Neudek gelegenen Niederschlagsgebieten zu konstatieren.

Diesbezüglich fand ich in erster Linie eine äußerst günstige Abschlußstelle für die Errichtung einer Talsperrenmauer im Rohlauhauptbache zirka 1 km oberhalb der Abzweigung der Straße nach Hirschenstand-Eibenstock („am Zwiesel“) beziehungsweise zirka 2 km unterhalb des Neuhauser Wirtshauses. Hingegen weisen die Talsohlenbreiten im Nebenbache (Schwarzwasser), welches von Hirschenstand herabkommt, keine derartig günstigen Abschlußstellen auf.

Sollte die Einbeziehung auch dieses großen Niederschlagsgebietes in Aussicht genommen werden, dann müßte im Schwarzwassertale in entsprechender Höhenlage eine niedere Stauanlage errichtet und das Wasser dieses Baches durch ein entsprechend

langes, teils als offener Fanggraben, teils als Stollen geführtes Gerinne in das Neuhauser Staubecken eingeleitet werden.

Nachdem jedoch der Bau dieser kombinierten Anlage aller Voraussicht nach teurer kommen würde, als der Bau einer einzigen entsprechend hohen Talsperre, so habe ich auch die Projektierung einer zweiten Talsperre im Rohlauhauptbache zirka 1-3 km unterhalb dem Zwiesel in Aussicht genommen, wodurch ein viel größeres Einzugsgebiet geschaffen wurde. Außer diesen beiden Stauweiher I (Neuhauser Reservoir) und Nr. II (Neuhammer Reservoir) im Rohlauhauptbache habe ich noch über speziellen Wunsch im Gebiete des Rodisbaches zwei kleine Stauweiherbecken (die Talsperren als Erddämme gedacht) u. zw. Nr. III (bei der Leinmühle) und Nr. IV (am Pferdebach) aufgenommen und das Projekt generell durchgeführt, welche Stauweiher insbesondere landwirtschaftlichen Zwecken zu dienen hätten.

Leider ist die dortselbst zu erzielende Stauhöhe nur eine geringe, da dieselbe einesteils durch die Höhenlage der projektierten Eisenbahntrace Neudek—Annatal—Rothau, andererseits durch die linksseitige Tallehne im Pferdebach begrenzt erscheint.

Nachdem außer der orographischen Beschaffenheit des Staubeckens und der geognostischen Verhältnisse, (insbesondere rücksichtlich der Fundierungstiefe der Stau-mauer), gerade der hydrotechnische Teil eines solchen Projektes der wichtigste ist, da auf dieser Basis der ganze bautechnische Teil aufgebaut werden muß und die Ausführbarkeit und Rentabilität von ersterem abhängt, will ich in erster Linie die verfügbaren Wassermengen und danach den notwendigen Inhalt der Stauweiherbecken berechnen.

Bevor ich an die Entwicklung derselben schreite, kann ich auf Grund der in letzter Zeit gemachten Erfahrung es nicht unterlassen, hier einige Bemerkungen über den Zweck und den Umfang eines Generalprojektes vorzuschicken.

Obwohl durch die Verordnung des k. k. Ackerbauministeriums vom 18. Dezember 1885 diese Frage ziemlich umgrenzt beantwortet erscheint, und bei den kommissionellen Verhandlungen auch seitens der amtierenden Staatstechniker im Sinne dieser Ministerialverordnung stets vorgegangen wurde, scheint seitens einiger jetzt neu auf dem Kommissionsfelde auftretender junger Amtstechniker eine völlig irrige Auffassung platzgegriffen zu haben, wodurch die Lösung derartiger im Stadium der Vorberatung befindlichen und im öffentlichen Interesse gelegenen Fragen meist eine langandauernde unliebsame Verzögerung erfährt. Das Generalprojekt hat wie überhaupt auch auf allen anderen Baugebieten des Ingenieurfaches den Zweck, als Unterlage für die Beratungen der Interessenten über die Art der Ausführung, den angenäherten Effekt und die beiläufigen Bauerhaltungskosten zu dienen, um darnach überhaupt erst die Bildung einer Genossenschaft anzustreben und dann erst ein Detailprojekt ausarbeiten zu lassen.

Andererseits dient aber dieses Generalprojekt den betreffenden amtlichen Organen zur Beurteilung, ob das projektierte Unternehmen überhaupt ausführbar, ob es im öffentlichen Interesse gelegen, daher einer Subventionierung aus öffentlichen Fonds würdig ist, falls auf eine solche reflektiert wird. Werden diese Vorfragen günstig erledigt, dann erst treten die Interessenten der Lösung der Baufrage ernstlich näher und hat bei der betreffenden Baukommission, welcher das Detailprojekt vorzulegen ist, der Staatstechniker dann Gelegenheit und die Pflicht, in die Beurteilung und Prüfung von Detailfragen einzugehen. Es muß daher den auf dem Gebiete der Hydrotechnik praktisch erfahrenen Ingenieur eigentümlich berühren, wenn von Seite einzelner junger Staats-

techniker schon beim Generalprojekt langjährige Pegelaufzeichnungen und genaue Wassermessungen verlangt, Abflußkoeffizienten ohne eigene Kenntnis der Lokalverhältnisse kritisiert, die abnormal ungünstigsten Verhältnisse angenommen und Korrekturen in der Konstruktion von Isohyeten verlangt werden etc. etc. Sapienti sat!

II. Berechnung der verfügbaren Wassermengen.

Tritt an den Ingenieur die Lösung einer derartigen hydrotechnischen Frage heran so geschieht dies gewöhnlich spontan von Seite einer Gruppe von Interessenten mit dem Wunsche verbunden, diese Frage tunlichst rasch und mit Vermeidung größerer Ausgaben der Beantwortung zuzuführen.

Man stellt sich gewöhnlich im Hinblick auf diese Wünsche scheinbar mit einer approximativen Berechnung zufrieden, hält aber an eventuell rasch gegebenen Schätzungswerten oder an nach Vorlage eines generellen Projektes berechneten Ziffern, wie die Erfahrung lehrt, gewöhnlich fest, so zwar, daß die auf Grund direkter Wassermessungen oder längere Zeit durchgeführter Pegelbeobachtungen später notwendig werdenden Korrekturen dieser approximativen Zahlen oft auf die Schuldseite des wissenschaftlichen Kontos des Ingenieurs gebucht werden.

Aus diesem Grunde erscheint es notwendig, bei Generalprojekten und Gutachten der Frage der Berechnung der verfügbaren Wassermenge eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Nachdem also bei derartigen Anlässen der Ingenieur nie über direkte Abflußmengen Messungen und Pegelbeobachtungen in dem speziellen Sammelgebiete, zum mindesten nicht über zur Erzielung genauer Resultate sich über eine längere Zeitepoche erstreckenden Aufzeichnungen verfügt, muß das Abflußquantum aus den entsprechenden Regenhöhen, beziehungsweise Niederschlagsmengen gerechnet werden.

Außer den sekundlichen Maximalwerten, welche wohl in erster Linie bei Flußregulierungen und bei Hochwasserentlastungs-Stauweiheranlagen von größtem Interesse sind, bei Sammelbecken für Bewässerung und Wasserversorgung, sowie bei Schaffung permanenter Wasserkräfte als solche aber nur untergeordnete Bedeutung besitzen, werden im vorliegenden Falle die mittleren Wassermengen, welche einerseits aus den Jahres-, andererseits aus den Quartalsmengen zu rechnen sein werden, die Hauptrolle spielen, wobei natürlich ein entsprechend großer, also ausreichender Fassungsraum des Stauweihers vorausgesetzt werden muß. Nebst der Berechnung dieser mittleren im Bedarfsfalle Tag und Nacht gleichmäßig abzugebenden Wassermengen erscheint jedoch auch im Interesse der Sicherheit die Kenntnis der in den größten Trockenheitsperioden voraussichtlich zur Verfügung stehenden minimalen Wassermengen notwendig.

Inwieweit in letzterem Falle ganz außerordentliche Extreme, die in einem Jahrhundert gewöhnlich nur ein- bis zweimal eintreten, berücksichtigt werden sollen, hängt von der Rentabilitäts-, beziehungsweise Bauökonomiegrenze ab.

Geradeso wie bei anderen Wasserbauten, welche die unschädliche Ableitung von Hochwässern bezwecken, aus obigem Grunde abnormal extreme Fälle aus der Berechnung, beziehungsweise Berücksichtigung bei Aufstellung des größten Durchflußprofils gewöhnlich ausgeschieden werden, wird dies aus demselben Grunde auch bei Wassersammelanlagen dann Platz greifen müssen, wenn das ursprünglich zu investierende

Baukapital dadurch eine wesentliche Reduktion erfährt. Ausgenommen hiervon sind die Sicherheitsventile der Stauweiher — die Überfälle — welche natürlich auch für die abnormalen Maxima zu rechnen, beziehungsweise zu konstruieren sind.

Für die hier in Betracht kommenden Regenbeobachtungsstationen habe ich in erster Linie alle verfügbaren Daten rücksichtlich der böhmischen Stationen aus den Jahrbüchern des k. k. hydrographischen Zentralbureaus des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gesammelt, welche jedoch erst seit dem Jahre 1895 die Stationen des Elbegebietes publizieren, und diese Daten durch diverse im Zentralbureau durch den technischen Konsulenten Dr. Swarowsky gerechnete weiter zurückreichende Mittelwerte ergänzt, andererseits rücksichtlich der sächsischen Nachbarstationen, welche über viel längere Reihen von Beobachtungsjahren verfügen, die bezüglichen Daten bei dem königlich sächsischen meteorologischen Institute in Chemnitz (Direktor Professor Dr. Schreiber) erhoben und in den entsprechenden Tabellen niedergelegt. (Projektsbeilage Nr. 41—62.)

Um ein tunlichst richtiges Bild der Verteilung der Niederschläge auf ein möglichst großes Gebiet zu erhalten, habe ich 32 Stationen in die Berechnung einbezogen.

Nachdem die Anzahl der Beobachtungsjahre in den einzelnen Stationen eine verschiedene ist, so mußten im Interesse einer gleichförmigen Beurteilung aller Stationen entsprechende Interpolationsrechnungen durchgeführt werden, deren Resultate mit Rücksicht auf ihre praktische Verwertung und die langjährigen Mittelwerte vollen Anspruch auf hinreichende, dem Zwecke entsprechende Genauigkeit machen können.

Aus den von Dr. Swarowsky gerechneten 25jährigen Mitteln für Böhmen und den 32jährigen gemessenen Mitteln Sachsens wurden für alle 32 Stationen die 32jährigen Mittel gerechnet und auf Grund derselben eine Isohyetenkarte konstruiert. (Plan Nr. 3.) (siehe Seite 30.)

Die den einzelnen Reservoirabschlußstellen entsprechenden Einzugsgebiete sind im Projektsplan mit blauer Farbe angelegt.

Durch die konstruierten Schichtenkurven gleicher Regenhöhen (Isohyeten) ist aber die Verteilung der Niederschlagsmengen in diesen Gebieten genau gegeben. Im ganzen Gebiete dieses Baches habe ich, wie früher erwähnt, vier entsprechende Abschlußstellen gefunden, von welchen nach Durchführung der generellen Projekte und Kostenberechnungen die rationellsten Becken endgültig akzeptiert werden sollen. In erster Linie soll nunmehr das größte Einzugsgebiet in Betracht gezogen werden.

a) Neuhammer Stauweiher (Nr. II).

Berechnung der verfügbaren jährlichen Niederschlags-, beziehungsweise Abflußmengen nach dem 32jährigen Mittel (1876—1907).

Die auf die einzelnen Niederschlagszonen, welche im Plane Nr. 3 mit verschiedenen dunkelblauer Farbe ausgezeichnet sind, entfallenden Niederschlagsmengen sind ein Produkt aus der Fläche der entsprechenden Zone, soweit selbe in das Einzugsgebiet des Stauweihers fällt und der zugehörigen mittleren Regenhöhe, also dem arithmetischen Mittel je zweier Isohyetenwerte von 1100, 1075, 1050, 1025, 1000 und 875 mm, also $R = F \cdot h$.

Das ganze Einzugsgebiet des Neuhammer Stauweihers beträgt (laut Beilage Nr. 63):

$$F = 43.0 \text{ km}^2,$$

Für die einzelnen Niederschlagszonen ergeben sich demnach folgende Niederschlagsmengen:

$$\begin{aligned}
 \text{Zone 1: } & 4,900.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.100 + 1.075 \text{ m}}{2} = 5,331.200 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 2: } & 10,300.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.075 + 1.050 \text{ m}}{2} = 10,938.000 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 3: } & 7,620.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.050 + 1.025 \text{ m}}{2} = 7,909.560 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 4: } & 4,460.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.025 + 1.000 \text{ m}}{2} = 4,513.520 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 5: } & 6,490.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.000 + 0.975 \text{ m}}{2} = 6,412.120 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 6: } & 5,420.000 \text{ m}^2 \times 0.975 = 5,284.500 \text{ m}^3 \\
 \text{„ 7: } & 3,810.000 \text{ m}^2 \times \frac{0.975 + 1.000 \text{ m}}{2} = 3,764.280 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{zusammen: } 43.0 \text{ km}^2 \dots R_m = 44,153.180 \text{ m}^3$$

d. h. im 32jährigen Mittel beträgt die ombrometrische Niederschlagsmenge pro Jahr rund

$$R_m = 44 \text{ Millionen Kubikmeter.}$$

Von diesen Niederschlagsmengen gelangt jedoch nur ein Teil zum oberflächlichen Abfluß und kommt daher der Füllung der Staubecken unmittelbar zunutze.

Das Verhältnis der zum oberirdischen Abflusse gelangten Meteorwässer gegenüber den durch Regenmessung konstatierten ombrometrischen Niederschlagsmengen wird durch den „Abflußkoeffizienten“ ausgedrückt, der erfahrungsgemäß ungemein wechselt.

Außer vielen anderen in Betracht kommenden Faktoren spielt aber auch der Waldbestand eine hervorragende Rolle, dessen Verhältnis zum Freiland in den bezüglichen wissenschaftlichen Aufsätzen meist nicht angegeben erscheint, sondern gewöhnlich nur der Abflußkoeffizient in bezug auf die ombrometrische Regenhöhe angegeben wird.

Von den Resultaten der in Stauweihergebieten durchgeführten direkten Messungen seien hier nachstehende mittlere jährliche Abflußprozente hervorgehoben:

1. Im Wuppergebiete (15jähriges Mittel 1882—1896) 70%
- (die Regenhöhen in Lennep schwankten zwischen 924 und 1662 mm und betruhen im 15jährigen Mittel 1217 mm. Die jährlichen Abflußprozente schwankten zwischen 58 und 88% und betruhen im 15jährigen Mittel 70%. In den Jahren 1903 bis 1906 betruhen sie 66.8 bis 90.5%.
2. Bei den Talsperren im Elsaß schwankt dieser Prozentsatz zwischen 60—80 „
3. Bei der Talsperre Furens (Frankreich) 64.1 „
4. „ „ Ançon „ 62.6 „
5. Nach Ingenieur Crugnola bei italienischen Sperren 60—80 „
6. Professor Inze nahm bei seinen Projekten zumeist an 60 „
7. Bei der Komotauer Sperre wurden bei der Projektierung 60 „
- der Berechnung zugrunde gelegt. Nach den vom Jahre 1904 bis 1908 gemachten direkten Messungen schwankte das Abflußprozent zwischen 32 und 69% im Mittel der fünf Betriebsjahre rund. 46 „

8. Bei der Friedrichswalder Talsperre bei Reichenberg in Böhmen wurde für die Jahre 1906 bis 1909 mittlere Abflußprozente von
 70, 82, 81 und 80%
 im Mittel dieser 4 Jahre daher 78 „
 gefunden.
9. Für die Isertalsperren wurden in den oberen Gebieten der Kamnitz und Dessen 70—90 „
 konstatiert und für das Projekt bei 100 km² Einzugsgebiet der obersten Zone ein mittlerer Abflußkoeffizient von 60 „
 angenommen.

Bei Beurteilung und Wahl der Abflußkoeffizienten sind jedoch nicht allein die in der Literatur angegebenen Ziffern an sich maßgebend, sondern muß der hierüber urteilende Ingenieur auch die Lokalverhältnisse aller dieser Sperrengebiete aus eigener Anschauung kennen, von welchen Daten vorliegen, um die richtige Nutzenanwendung für ein vorliegendes Projekt daraus ziehen zu können.

Mit Berücksichtigung der vorliegenden lokalen Terrainverhältnisse kann als mittlerer jährlicher Abflußkoeffizient 0.6 angenommen werden, so daß sich somit eine

mittlere jährliche Abflußmenge von $A_m = 26.4$ Millionen Kubikmeter ergibt.

Dies würde einem verfügbaren mittleren sekundlichen Abfluß von

$$Q = \frac{26.400.000.000 \text{ l}}{31.536.000 \text{ Sek.}} = 837 \text{ sl}$$

entsprechen.

Nach am 29. September 1908 in der an diesem Bache gelegenen großen Neufeldschen Papierfabrik vorgenommenen genauen Wassermessungen mittels hydrometrischer Flügel, wobei alles Wasser durch den Werkkanal abfloß und die Fabrik in vollem Betriebe stand, betrug das Aufschlagwasserquantum 719 sl, während eine genaue Messung des Rohlaubaches in Neuhammer hinter dem Gasthause zur grünen Wiese

$$Q = 628 \text{ sl}$$

ergab. (Siehe Beilage Nr. 64/65.)

Seitens der Wasserwerksbesitzer in Neudek wurde gelegentlich der ersten Versammlung 1908 die Erzielung eines permanenten Zulaufes von 800 sl gewünscht, was also dem früher gerechneten mittleren Abflußquantum von 837 sl bei 24 stündigem, also kontinuierlichem Betriebe entsprechen würde, beziehungsweise 1674 sl bei zwölfstündigem Betriebe.

Um für alle Fälle auch über den in ungünstigen (trockenen) Jahren verfügbaren Wasservorrat Aufschluß zu erhalten, erscheint es notwendig, nicht nur die mittleren Abflußmengen, sondern auch die Minima, und zwar sowohl die normalen, also in größeren Zeitperioden einige Male vorkommenden kleinsten Jahresabflußmengen, als auch die abnormalen Minima kennen zu lernen.

Jahresminima.

a) Abnormalste Jahresminima der Abflußmengen.

Nachdem die meisten böhmischen meteorologischen Stationen nur über eine geringere Reihe von Beobachtungsjahren verfügen, können zur Beurteilung der Extreme

nur alte Stationen herangezogen werden, z. B. Oberwiesental im sächsischen Erzgebirge, welche Station nur 18 km von dem vorliegenden Einzugsgebiete entfernt gelegen ist. (Siehe Beilage Nr. 41.)

Das abnormalste Jahresminimum der Regenhöhe war innerhalb der 44 Beobachtungsjahre in Oberwiesental im Jahre 1874 um 34% kleiner als das 44jährige Mittel.

Wir erhalten also als abnormalstes Jahresminimum 26.4 Millionen Kubikmeter minus 34% = 26.4 - 9.0 = 17.4 Millionen Kubikmeter, d. h. für dieses Jahr speziell bloß $Q = 551$ sl permanenten Abfluß oder 1102 sl bei 12stündigem Betriebe.

b) Normale Jahresminima.

Normale, d. h. sich öfter wiederholende Regenminima wurden in Oberwiesental innerhalb der 45 Jahre 1864—1908 bloß in den Jahren

1908	mit	744	mm
1892	„	756	„
1865	„	733	„

konstatirt. Alle anderen waren zwischen 800 und 900 mm gelegen.

In Prozenten des 45jährigen Mittels (1057 mm) ergibt sich, daß das mittlere Minimum um 30% kleiner ist als das 45jährige Mittel (1057), also um zirka 6% größer als das abnormale Minimum im Jahre 1874.

Es würden also als normale Jahresminima 17.4 Millionen Kubikmeter + 6% = 18.4 Millionen Kubikmeter resultieren oder pro Sekunde $Q = 583$ sl, welche Minima innerhalb der 45 Jahre 1864—1908 nur dreimal eintraten.

In ähnlicher Weise sind auch die Berechnungen für die einzelnen Monate, beziehungsweise Quartale durchzuführen, um auch in dieser Richtung durch die Anlage des Stauweihers den gewünschten Ausgleich zu erhalten, wobei jedoch rücksichtlich des Abflußkoeffizienten nicht die jährlichen Mittelwerte, sondern jene den einzelnen Monaten entsprechenden variablen Abflußprozente in Rechnung zu stellen sind, welche Berechnungen später folgen sollen.

Den obigen normalen und abnormalen Jahresminima stehen jedoch andererseits auch normale und abnormale Jahresmaxima entgegen.

Jahresmaxima.

a) Normale Maxima.

Greife ich wieder zum Vergleiche die seit 1864 bestehende Station Oberwiesental heraus, so ergeben sich gegenüber dem 32jährigen Mittel per 1125 mm normale Maxima von 1413, 1418 und 1577, also im Mittel 1470 mm, d. h. um zirka 24% größer, daher als die normalen Jahresmaxima

$$A = 26.4 \text{ Millionen Kubikmeter} + 24\% = 32.7 \text{ Millionen Kubikmeter}$$

oder $Q = 1036$ sl bei 24stündigem Betrieb

oder $Q = 2063$ „ „ 12 „ „

resultieren.

b) Abnormale Maxima.

Das abnormalste Maximum betrug im Jahre 1905 $h = 1675$ mm, also um zirka 33% größer als das 32jährige Mittel.

Es beträgt daher das abnormale Jahresmaximum
 $A = 26.4$ Millionen Kubikmeter $+ 33\% = 35.2$ Millionen Kubikmeter
 oder $Q = 1116$ sl bei 24stündigem Betrieb
 und $Q = 2232$ „ „ 12 „ „

Stellen wir nun diese Jahresmittel rekapitulierend in Vergleich, so ergeben sich folgende Abflußmengen:

Im Mittel	A = 26.4	Millionen Kubikmeter	Q = 837	sl bei 24stündigem Betrieb
Normale Minima	A = 18.4	„ „	Q = 583	„ „ „ „
Abnormale Minima	A = 17.4	„ „	Q = 551	„ „ „ „
Norm. Maxima	A = 32.7	„ „	Q = 1036	„ „ „ „
Abnorm. Maxima	A = 35.2	„ „	Q = 1116	„ „ „ „

Quartalabflußmengen.

1. Für das 32jährige Mittel. Mit Rücksicht auf den Charakter eines Generalprojektes einerseits, wie des durch den großen Fassungsraum des Stauweihers möglichen Ausgleiches werden als Basis der Verteilung der disponiblen Wassermengen bloß die Quartalsmengen in Rechnung gezogen, wobei

das Winterquartal	die Monate	Dezember, Jänner, Februar
„ Frühjahrsquartal	„ „	März, April, Mai
„ Sommerquartal	„ „	Juni, Juli, August
„ Herbstquartal	„ „	September, Oktober, November

umfaßt.

Die bezüglichlichen Messungen bei anderen Stauweihergebieten ergeben nachstehende Abflußprozente:

1. Im Wuppergebiet (15jähriges Mittel)	Winter	82%
	Frühling	57 „
	Sommer	46 „
	Herbst	74 „

der ombrometrischen Quartalregenmengen.

2. Friedrichswalder Talsperre (Böhmen) im Mittel der Jahre 1906 bis inklusive 1909

Winter	43%
Frühling	162 „
Sommer	59 „
Herbst	75 „

3. Komotauer Talsperre (Böhmen) 5jähriges Mittel (1904–1908)

Winter	40%
Frühjahr	85 „
Sommer	25 „
Herbst	23 „

Ich nehme für vorliegenden Fall mit Rücksicht auf die vorliegenden lokalen Verhältnisse im oberen Rohlaugebiete als Abflußprozente:

für den Winter	= 70%
„ „ Frühling (samt Schneeschmelze)	= 95 „
„ „ Sommer	= 45 „
„ „ Herbst	= 30 „

der ombrometrischen Quartalregenmenge an.

In bezug auf die Jahresregenhöhe verteilt sich nach dem 32-jährigen Mittel der Station Oberwiesental die Quartalregenhöhe wie folgt:

Winter	270 mm	= 25%	(rund)
Frühling	283 „	= 25 „	
Sommer	317 „	= 28 „	
Herbst	255 „	= 22 „	

Zusammen 1125 mm 100%

Karlsfeld als eine ältere Station in der Nähe des Einzugsgebietes weist auf:

Winter	= 270 mm	= 23%
Frühling	= 288 „	= 25 „
Sommer	= 351 „	= 30 „
Herbst	= 261 „	= 22 „

Zusammen 1170 mm = 100%

Karlsbad erzielt nachstehende Verteilung:

Winter	112 mm	= 19%
Frühling	138 „	= 23 „
Sommer	216 „	= 37 „
Herbst	124 „	= 21 „

Zusammen 590 mm = 100%

Ferners für die Stationen Grossenteich und Heinrichsgrün:

	Grossenteich		Heinrichsgrün	
Winter	141	21%	196	23%
Frühling	158	24 „	215	26 „
Sommer	209	32 „	246	30 „
Herbst	149	23 „	178	21 „
Zusammen . .	657	100%	835	100%

Also das Mittel aus den fünf Stationen (h = 1170—590 mm) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Winter} \quad 22\% \\ \text{Frühling} \quad 25 \, \text{„} \\ \text{Sommer} \quad 31 \, \text{„} \\ \text{Herbst} \quad 22 \, \text{„} \\ \text{Zusamm.} \quad 100\% \end{array} \right.$

Wir erhalten sonach für Neudek im 32-jährigen Mittel als **Quartalregensmengen**:

Winter	44 Millionen Kubikmeter	$\times 23\%$	= 10.12 Millionen Kubikmeter
Frühjahr	44 „	$\times 25 \, \text{„}$	= 11.00 „
Sommer	44 „	$\times 30 \, \text{„}$	= 13.20 „
Herbst	44 „	$\times 22 \, \text{„}$	= 9.68 „

Zusammen . . 100% = 44.00 Millionen Kubikmeter

und als **Quartalabflussmengen**:

Winter	10.12 $\times 70\%$	= 7.08 Millionen Kubikmeter
Frühling	11.00 $\times 95 \, \text{„}$	= 10.45 „
Sommer	13.20 $\times 45 \, \text{„}$	= 5.94 „
Herbst	9.68 $\times 30 \, \text{„}$	= 2.90 „

Im Jahre durchschnittlich 60% = 26.37 Millionen Kubikmeter oder rund **26.4** Millionen Kubikmeter.

Dies gibt als sekundliche mittlere Abflußmengen während der Quartale

Winter	$\frac{7.080,000.000 \text{ l}}{7,884.000 \text{ Sek.}}$	= 898 sl
Frühling	$\frac{10.450,000.000 \text{ l}}{7,884.000 \text{ Sek.}}$	= 1325 sl
Sommer	$\frac{5.940,000.000 \text{ l}}{7,884.000 \text{ Sek.}}$	= 753 sl
Herbst	$\frac{2.900,000.000 \text{ l}}{7,884.000 \text{ Sek.}}$	= 368 sl

Um also die mittlere Abflußmenge von 837 sl zu erzielen, müssen die Übersüsse im Winter und Frühling entsprechend aufgespeichert werden.

Obige $Q = 837 \text{ sl}$ geben pro Quartal $\frac{26.4}{4} = 6.6$ Millionen Kubikmeter.

Es fehlen daher im

Sommer:	$6.60 - 5.94 = 0.66$	Millionen Kubikmeter und im
Herbste:	$6.60 - 2.90 = 3.70$	" " während im
Winter:	$7.08 - 6.60 = 0.48$	" " und im
Frühjahr:	$10.45 - 6.60 = 3.85$	" " überschüssig sind.

Es müßte also, um einen vollständigen Ausgleich zu erzielen, also nichts unbenutzt abfließen zu lassen, der Neuhammer Stauweiher einen Fassungsraum von mindestens $J = 3.85$ Millionen Kubikmeter besitzen.

Zu diesem Fassungsraume kommt noch hinzu jene Menge Wassers, welche in dem Staubecken selbst verdunstet. Die Verdunstungshöhen im Lennep-, Uelfe- und Bevertal betragen in den Jahren 1889 bis 1892 im Mittel:

Jänner	20%
Februar	8 "
März	72 "
April	169 "
Mai	199 "
Juni	134 "
Juli	122 "
August	101 "
September	201 "
Oktober	96 "
November	47 "
Dezember	2 "

im ganzen Jahre 78%

der entsprechenden monatlichen Regenhöhe.

Die größte Verdunstung tritt also im Sommerquartal ein und beträgt auch mit Berücksichtigung des Maximums im September im Mittel zirka 150% der Regenhöhe.

Bei zirka 300 mm Regenhöhe im Sommerquartal gibt dies eine Verdunstungshöhe von $h = 0.45 \text{ m}$. Nachdem die Wasserfläche des gefüllten Stauweihers rund $F = 260.000 \text{ m}^2$ beträgt, so gibt dies eine Verdunstungsmenge im Sommerquartal von $V = 260.006 \text{ m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 117.000 \text{ m}^3$ oder rund $V = 120.000 \text{ m}^3$.

Dieses Maß von $V = 120.000 \text{ m}^3$
 addiert zu dem früher angegebenen notwendigen Inhalt von $J = 3,850.000 \text{ „}$
 gibt zusammen einen notwendigen Fassungsraum von . . $J = 3,970.000 \text{ m}^3$
 oder rund **4 Millionen Kubikmeter**.

Unter der Annahme einer Höchstwasserspiegelkote von 750 m Seehöhe, in welchem Falle der Wasserspiegel 1 m tiefer als jener bei der Zwieselbrücke liegen würde, faßt der Stauweiher laut Beilage 67.

$$J = 4,728.000 \text{ m}^3,$$

wobei vor der Talsperre eine größte Wassertiefe von $T = 35 \text{ m}$ resultiert.

In diesem Falle wurde ein Reserveraum von $J = 728.000 \text{ m}^3$ für Hochwasserretension erübrigen.

Hochwasserretension. Nach der Beilage Nr. 64/65 wurden die Hochwassermengen bei dem Überfallwehr der Ullmann'schen Mühle in Neudek berechnet und schwanken die normalen Hochwässer zwischen 8 und 17 m^3 . Im November 1890 soll das bekannt größte Hochwasser eingetreten sein, welches laut Berechnung ein **abnormales Hochwasser** $Q_{\text{max}} = 35 \cdot 8 \text{ m}^3$ ergab.

Dies gebe pro Stunde ein Abflußquantum von $Q_{\text{max}} = 128.800 \text{ m}^3$, daher der Retentionsraum im Falle des normalgefüllten Staubeckens (zirka Kote 747) allein im Stande wäre, ein derartiges Hochwasser durch $5\frac{1}{2}$ Stunden aufzunehmen.

Nachdem jedoch die Kulminationswelle eines derartigen Gebirgsbaches höchstens 1—3 Stunden andauert, so würden daher selbst noch größere Hochwässer rückgehalten, daher jedweder Schaden durch dieselben verhindert werden.

Größere Hochwässer im Rohlaubache wurden in der letzten Periode beobachtet: 11. März 1881, November 1890 (das größte) und 30. Juli 1897, im Rodisbache am 24. Mai 1893 (siehe Denkschrift der Neudecker Feuerwehr). Nachdem bei der bedeutenden Tiefe des Wasserbeckens auch infolge Selbstreinigung und einer zu erzielenden auch im Hochsommer gleichbleibenden Temperatur von $5-8^{\circ} \text{ R.}$ ein für Trinkzwecke einwandfreies Wasser gewonnen wurde, könnte dieser Stauweiher gleichzeitig zur Wasserversorgung von Karlsbad, Neudek oder einer großen Zahl von Landgemeinden herangezogen werden. Für diesen Zweck wäre ein Reservevorrat im Reservoir bei einer maximalen Wassertiefe von 20 m zu erhalten, welcher Tiefe laut Beilage 67 ein Fassungsraum von $J = 919.000 \text{ m}^3$ entspricht.

Nachdem für Gewinnung von Trinkwasser behufs Ermöglichung der Selbstreinigung zirka ein 3monatliches Verweilen im Staubecken als notwendig angenommen werden kann, so würde also für das ganze Jahr gerechnet für Wasserversorgungszwecke $4 \times 919.000 = 3,676.000 \text{ m}^3$ zur Verfügung stehen, während der gesamte Wasserbedarf für Karlsbad nach den Angaben des städtischen Wasserwerksdirektors zirka $2,100.000 \text{ m}^3$ beträgt. Bezüglich der Eignung von Talsperrenwasser für Trinkzwecke siehe den Vortrag Friedrich: Anlage und Bau der Stauweiher (Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereines der Gas- und Wasserfachmänner in Österreich-Ungarn XLVIII. Band, 8.—10. Heft.)

Selbstredend wird durch die Anlage dieses Stauweihers auch die weitestgehende Bewässerung der unterhalb im gesamten Rohlautale und weiter abwärts gelegenen Wiesen ermöglicht, die Regulierung des Baches bis auf die Sicherung einzelner Uferstrecken und kleinen Lokalkorrekturen unnötig, die Hochwasserschäden vollständig beseitigt, der Egerfluß wesentlich entlastet und schließlich ein permanentes und reines

Betriebswasser für alle Wasserwerkesbesitzer und Industrien in diesem Tale bis Karlsbad geschaffen und dadurch auch jene Mißstände beseitigt, welche durch die Verunreinigung des Baches bedingt, immerwährenden Anlaß zu Klagen boten.

Werden von den jährlich im Durchschnitt verfügbaren 26·4 Millionen Kubikmeter die für Karlsbad eventuell notwendigen 2·1 Millionen Kubikmeter in Abzug gebracht, so bleiben noch immer für alle anderen Zwecke 24·3 Millionen Kubikmeter übrig, welche einen permanenten Tag und Nacht gleichen Abfluß von

$$Q = \frac{24.300.000.000 \text{ l}}{31.536.000 \text{ Sek.}} = 770 \text{ sl}$$

(beziehungsweise 1540 sl bei 12stündigem Betrieb), also mehr als bei vollem Betriebe der Papierfabrik nötig ist und nahezu gleich den gewünschten 800 sl.

Die nähere Beantwortung und Entwicklung dieser Fragen muß selbstredend dem Detailprojekte überlassen werden, welches nach Konstituierung einer bezüglichen Wassergenossenschaft in Angriff zu nehmen wäre.

Maximaler Fassungsraum des Neuhammer Stauweihers.

Die orographische Beschaffenheit des Staubeckens, beziehungsweise der Abschlußstelle ist jedoch eine derart günstige, daß der Fassungsraum des Stauweihers rationell bis auf **5,320.000 m³** gesteigert werden kann.

Bei diesem Höchststau (Cote 755 m) würde die größte Wassertiefe vor der Stau-mauer (Talsperre) $T = 40 \text{ m}$ betragen, derselbe würde also zirka **20%** des jährlich im Durchschnitt zur Verfügung stehenden Wasserquantums betragen, während bei dem früher in Aussicht genommenen Staubeckeninhalt von 4·728 Millionen Kubikmeter dies zirka **18%** des mittleren Zuflußquantums entsprechen würde.

Quartalzuflußmengen für sehr trockene Jahre.

Um einen Vergleich der Verteilung der Abflußmengen in einem normal trockenen Jahre zu erhalten, muß ich mangels anderer Daten wieder die Station Oberwiesental heranziehen.

Dem bezüglichen Mittel der normalen Minima von 1865, 1892 und 1908 pro 744 mm entspricht das Jahr 1908 mit der gleichen Regenhöhe, mit einem sehr trockenen März und Dezember und einem regenlosen Oktober.

Es ergibt sich für das

Winterquartal	95 mm = 13%
Frühlingsquartal . . .	198 „ = 27 „
Sommerquartal	334 „ = 44 „
Herbstquartal	117 „ = 16 „
Zusammen	744 mm = 100%

Für das Rohlaugebiet wurde als normales Minimum eine um **30%** kleinere Regenmenge gefunden, also 44 Millionen Kubikmeter — **30%** = 30·8 Millionen Kubikmeter.

Hievon entfallen also für den

Winter	$30·8 \times 13\% = 4·00$	Millionen Kubikmeter
Frühling	$30·8 \times 27\% = 8·32$	„ „
Sommer	$30·8 \times 44\% = 13·55$	„ „
Herbst	$30·8 \times 16\% = 4·93$	„ „
Zusammen	$100\% = 30·80$	Millionen Kubikmeter

Regenmengen.

Für dieses trockene Jahr nehme ich eine andere Verteilung der Abflußkoeffizienten an, und zwar für das

Winterquartal	60%
Frühlingsquartal	85 „
Sommerquartal	55 „
Herbstquartal	25 „

Es ergeben sich somit folgende minimale Quartalabflußmengen:

Winter	4.00 Millionen Kubikmeter	$\times 60\%$	= 2.40 Millionen Kubikmeter
Frühling	8.32 „	$\times 85\%$	= 7.27 „
Sommer	13.55 „	$\times 55\%$	= 7.45 „
Herbst	4.93 „	$\times 25\%$	= 1.23 „

Zusammen 30.80 Millionen Kubikmeter = 18.35 Millionen Kubikmeter

oder rund $A = 18.4$ Millionen Kubikmeter.

Im Vergleich zu dem kontinuierlichen Abfluß in trockenen Jahren von

$$Q = 583 \text{ sl} = \frac{18.4}{4} = 4.6 \text{ Millionen Kubikmeter}$$

ergibt dies im

Winter	4.60 — 2.40 ein Defizit von	2.20 Millionen Kubikmeter
Frühling	4.60 — 7.27 einen Überschuß von	2.67 „
Sommer	4.60 — 7.45 „	2.85 „
Herbst	4.60 — 1.23 ein Defizit von	3.37 „

Für diese trockenen Jahre müßte daher der Stauweiher samt der Verdunstungsmenge einen Fassungsraum von $3.37 + 0.12 = 3.49$ oder rund **3.50** Millionen Kubikmeter besitzen. Der angenommene Stauraum von 4 Millionen Kubikmeter reicht also vollkommen aus.

Quartalzuflußmengen für sehr nasse Jahre.

Nach den früheren Berechnungen ergibt sich eine jährliche Zuflußmenge von

$$A = 32.7 \text{ Millionen Kubikmeter.}$$

Für das Jahr 1907, welches für Oberwiesental das Maximum der Regenhöhe innerhalb der normal regenreichsten 3 Jahre darstellt und einer dem Mittel aus den 4 Jahren einschließlich der abnormal nassesten Jahre 1905 entspricht, entfallen auf das

Winterquartal	559 mm = 35.5%	oder rund = 35%
Frühlingsquartal	466 „ = 29.5 „	„ = 30 „
Sommerquartal	398 „ = 25.2 „	„ = 25 „
Herbstquartal	154 „ = 9.8 „	„ = 10 „
Zusammen 1577 mm = 100%		= 100%

Die normalen Maxima sind, wie früher gerechnet, um 24% größer als die 32 jährigen Mittel; es beträgt also die Jahresregenmenge $44.0 + 24\% = 54.56$ Millionen Kubikmeter.

Diese verteilen sich auf die einzelnen Quartale wie folgt:

Regenmengen im

Winter	$54.56 \times 35\%$	= 19.10 Millionen Kubikmeter
Frühling	$54.56 \times 30\%$	= 16.37 „
Sommer	$54.56 \times 25\%$	= 13.63 „
Herbst	$54.56 \times 10\%$	= 5.46 „

Zusammen . 54.56 Millionen Kubikmeter

Hievon fließen bei diesen nassen Jahren ab (bei dem sehr schneereichen Winter 1907 ist der Abfluß geringer, im Frühjahr hingegen bedeutend größer als im Mittel der Jahre. Siehe Friedrichswald 1906):

	Winter	19·10 Mill. Kubikmeter	× 25%	= 4·77 Mill. Kubikmeter
(Schneesmelze)	Frühling	16·37 " "	× 120 "	= 19·64 " "
	Sommer	13·63 " "	× 50 "	= 6·81 " "
	Herbst	5·46 " "	× 30 "	= 1·64 " "
Zusammen . . .				54·56 Mill. Kubikmeter im Mittel 32·86 Mill. Kubikmeter

Abflußmengen in sehr nassen Jahren.

Im Vergleiche zu dem kontinuierlichen Abflusse in nassen Jahren von

$$Q = 1036 \text{ sl} \text{ entsprechenden} = \frac{32\cdot8}{4} = 8\cdot2 \text{ Millionen Kubikmeter}$$

pro Quartal ergibt sich im

Winterquartal	8·20 — 4·77 = ein Defizit von	3·43 Millionen Kubikmeter
Frühlingsquartal	8·20 — 19·64 = ein Überschuß von	11·44 " "
Sommerquartal	8·20 — 6·81 = ein Defizit von	1·39 " "
Herbstquartal	8·20 — 1·64 = ein " "	6·56 " "

Gegenüber dem projektierten Fassungsraume von 4 Millionen Kubikmeter und selbst des Maximums von 5·32 Millionen Kubikmeter würde ein großer Teil durch den Überfall in der Staumauer abfließen müssen.

Auch diese offene Frage kann erst der Beantwortung unterzogen werden, wenn im Wege der Genossenschaft der Umfang der Ausnützung der Wasserkraft und der Wasserversorgung der Ortschaften festgelegt ist.

Ausnützung der Wasserkraft.

Nach der Spezialkarte weist der Rohlaubach in den einzelnen Strecken folgende mittlere Gefälle auf:

1. Oberlauf Sauersack bis Zwiesel, Länge zirka 7 km, Gefälle zirka 19⁰/₁₀₀
2. Zwieselbrücke bis Neudek . . . " " 7 " " " 26 "
3. Neudek bis Thierbach . . . " " 4 " " " 11 "
4. Thierbach bis Neu-Rohlau . . " " 5 " " " 20 "
5. Neu-Rohlau bis Mündung . . " " 8 " " " 17 "

Daher bei 31 km Länge ein mittleres Gefälle von 17⁰/₁₀₀, während die ganze Länge des Rohlaubaches vom Ursprung an gerechnet, zirka 34 km beträgt.

Bei rund 800 sl Aufschlagwassermenge und kontinuierlichem, also 24stündigem Betrieb würden nachstehende rohe Pferdekräfte erzielt werden:

Strecke 2: Zwieselbrücke bis Neudek:

$$h = 750 - 560 = 190 \text{ m} \quad Na = \frac{1000 Q \cdot h}{75} = \frac{800 \cdot 190}{75} = 2026 \text{ Pf.}$$

Strecke 3: Neudek bis Thierbach:

$$h = 560 - 514 = 46 \text{ m} \quad Na = \frac{800 \cdot 46}{75} = 490 \text{ Pf.}$$

Strecke 4: Thierbach bis Neu-Rohlau:

$$h = 514 - 416 = 98 \text{ m} \quad Na = \frac{800 \cdot 98}{75} = 1045 \text{ Pf.}$$

Strecke 5: Neu-Rohlau bis Mündung:

$$h = 416 - 362 = 54 \text{ m} \quad Na = \frac{800 \cdot 54}{75} = 576 \text{ Pf.}$$

4137 Pf.

Im Gegensatz zu diesem erzielbaren kontinuierlichen Aufschlagwasser von 800 sl soll derzeit der Bach in Neudek nach Angabe des Herrn Ullmann in trockener Zeit bloß $Q = 140$ sl führen.

B) Neuhauser Stauweiher (Nr. I).

Infolge der dichten Bewaldung der Staubecken und des dadurch mangelnden Überblickes konnte eine approximative Schätzung des Fassungsraumes nicht vorgenommen werden, sondern mußten alle in Aussicht genommenen Staubecken tachymetrisch aufgenommen werden.

Nach Vollendung derselben konnte auch erst die rationellste Abschlußstelle aus dem Terrainschichtenplan sowie der genaue Fassungsraum für verschiedene Stautiefen ermittelt werden, und zwar geschah die Berechnung desselben zur Kontrolle sowohl aus den Schichten Kurven, wie aus dem konstruierten Querprofilen.

Während derartige genaue Aufnahmen sonst gewöhnlich in den Rahmen eines Detailprojektes gehören, entfällt im vorliegenden Falle eine spätere nochmalige Aufnahme vor Anfertigung des Detailprojektes.

Fassungsraum des Staubeckens.

Nach der Beilage Nr. 66 beträgt der Fassungsraum dieses Stauweihers, wobei die größte Wassertiefe bei der Talsperre $T = 27$ m beträgt und der Höchstwasserspiegel (Cote 815 m) bis in die Nähe des Neuhauser Wirtshauses reicht,

$$J = 3.393.000 \text{ m}^3$$

Nach Beilage Nr. 63 beträgt ferner das zugehörige Einzugsgebiet

$$F = 23.0 \text{ km}^2$$

Durch Erhöhung der Mauer auf $H = 40$ m, $T = 31$ m könnte der Fassungsraum gegebenen Falles bis auf $J = 5,262.000 \text{ m}^3$ gesteigert werden.

Die auf das Einzugsgebiet auffallenden jährlichen Niederschlagsmengen im 32jährigen Mittel berechnen sich wie folgt:

$$1 a = 2,140.000 \text{ m}^3 \times \frac{1.100 + 1.075}{2} = 2,328.320 \text{ m}^3$$

$$2 a = 7,430.000 \text{ m}^3 \times \frac{1.075 + 1.050}{2} = 7,496.870 \text{ m}^3$$

$$3 a = 5,650.000 \text{ m}^3 \times \frac{1.050 + 1.025}{2} = 5,859.050 \text{ m}^3$$

$$4 a = 2,430.000 \text{ m}^3 \times \frac{1.025 + 1.000}{2} = 2,461.590 \text{ m}^3$$

$$5 a = 4,750.000 \text{ m}^3 \times \frac{1.000 + 0.975}{2} = 4,693.000 \text{ m}^3$$

$$6 a = 600.000 \text{ m}^3 \times 0.975 = 585.500 \text{ m}^3$$

$$\text{Zusammen } 23.000 \text{ km}^2 \quad \dots \quad = 23,424.330 \text{ m}^3$$

oder rund die 32jährige Regenmenge $R = 23.4$ Millionen Kubikmeter.

Bei 60% Abflußquote gibt dies eine mittlere jährliche Abflußmenge von

$$A = 23.4 \times 0.6 = 14.0 \text{ Millionen Kubikmeter}$$

$$\text{oder } Q = \frac{14.000.000.000 \text{ l}}{31,536.000 \text{ Sek.}} = 444 \text{ sl}$$

permanenter Abfluß oder bei 12 stündigem Betrieb $Q_{12h} = 888$ sl.

Sollten daher wie früher permanent $Q = 800$ sl gewonnen werden, dann müßte das Schwarzwassergebiet in diesen Stauweiher einbezogen werden, was, wie früher bereits hervorgehoben, durch Anlage einer kleinen Stauanlage im Schwarzbachtale und durch Zuleitung in das Neuhauser Staubecken mittels eines teils offenen Hanggrabens, teils eines Stollens technisch durchführbar erscheint.

Nachdem der Staubeckeninhalt gegenüber den aus dem eigenen Einzugsgebiete jährlich zur Verfügung stehenden Wassermengen jedoch nur $\frac{14.0}{3.4} = 4.1$ Mill. m³ d. h. zirka 25% beträgt, hingegen mit Zurechnung des Schwarzwassergebietes, dem eine Niederschlagsmenge von zirka 9.9 Millionen Kubikmeter oder rund 10 Millionen Kubikmeter, also eine Zuflußmenge von zirka 6 Millionen Kubikmeter entspricht, bloß $\frac{20.0}{3.4} = \frac{1}{6} = 17\%$ repräsentiert, so würde sich diese Anlage rücksichtlich der Verteilung in den Quartalen ungünstiger stellen, als das Neuhammer Staubecken, insbesondere auch mit Rücksicht auf die eventuell mitzuverbindende Verwendung zu Wasserversorgungszwecken.

Außerdem wäre auch das permanente Abflußquantum kleiner.

Es beträgt nämlich das Zuflußquantum pro Jahr:

aus dem speziellen Neuhammer Einzugsgebiet selbst	$A = 14.0$ Millionen Kubikmeter
aus dem Einzugsgebiete des Schwarzwasserbaches oberhalb der zu errichtenden Wehranlage	$Q = 6.0$ „ „
Zusammen .	$A = 20.0$ Millionen Kubikmeter

also bloß

$$Q = \frac{20.000.000.000 \text{ l}}{31.536.000 \text{ Sek.}} = 634 \text{ sl}$$

gegenüber den $Q = 837$ sl aus dem Neuhammer Stauweiher.

Diese Differenz wäre als solche wohl nicht derartig bedeutend, wenn der Bau des Neuhauser Stauweihers wesentlich billiger käme, als jener des Neuhammer Gebirgsreservoirs, was aus den späteren Kostenvoranschlägen zu ersehen sein wird.

Es tritt also hier wieder die Notwendigkeit heran, früher den Umfang des gewünschten Effektes festzusetzen, was durch ein durch die Interessenten zu wählendes Komitee erfolgen müßte.

C) Stauweiher Nr. III am Rodisbache (bei der Leinmühle).

Über speziellen Wunsch wurde auch das Gebiet des Rodisbaches studiert und darin zwei Stellen gefunden, wo durch niedere Erddämme kleine Stauweiher geschaffen werden können.

Der Fassungsraum des Stauweihers Nr. III würde laut Beilage Nr. 68 bei einer größten Wassertiefe von $T = 6$ m

$$J = 162.000 \text{ m}^3$$

das Einzugsgebiet $F = 7.76$ km² betragen.

Die Regenmengen nach dem 32jährigen Mittel stellen sich wie folgt (siehe Beilage Nr. 63 und Plan Nr. 3):

Fläche 1:	2,700.000 m ² × 1,000 m	= 2,700.000 m ³
„ 2:	$2,700.000 \text{ m}^2 \times \frac{1.000 + 0.975}{2}$	= 2,667.600 m ³
„ 3:	$2,140.000 \text{ m}^2 \times \frac{0.975 + 0.950}{2}$	= 2,060.820 m ³
„ 4:	$220.000 \text{ m}^2 \times \frac{0.950 + 0.925}{2}$	= 206.360 m ³

Zusammen 7·76 km² = 7,634.780 m³

oder rund **R** = **7·635** Millionen Kubikmeter.

Für dieses Gebiet nehme ich einen mittleren Abflusskoeffizienten von 40% an, so daß sich als

mittlere jährliche Abflußmengen

A = 7·635 Millionen Kubikmeter × 0·4 = 3·0540 Millionen Kubikmeter oder rund **3·0** Millionen Kubikmeter ergeben, welche sich wie folgt verteilen:

Es betragen die Quartalsmengen:

Winter	7·635 × 23%	= 1·756 Millionen Kubikmeter
Frühling	7·635 × 25 „	= 1·909 „ „
Sommer	7·635 × 30 „	= 2·290 „ „
Herbst	7·635 × 22 „	= 1·680 „ „

Zusammen . . 100% = 7·635 Millionen Kubikmeter

sonach die Quartalsabflußmengen:

Winter	1·756 Millionen Kubikmeter × 40%	= 702.000 Millionen Kubikmeter
Frühling	1·909 „ „ × 75 „	= 1,432.000 „ „
Sommer	2·290 „ „ × 25 „	= 572.000 „ „
Herbst	1.680 „ „ × 20 „	= 336.000 „ „

Zusammen 7·635 Mill. Kubikmeter Mittel 40% = 3,042.000 Millionen Kubikmeter

Normale Jahresminima.

Dasselbe ist zirka 33% kleiner als das Mittel, daher $A_{\min} = 2·0$ Millionen Kubikmeter oder $Q = 63$ sl, während das permanente Abflußquantum im 32jährigen Mittel $Q = 95$ sl beträgt.

D) Stauweiher Nr. IV im Rodisbachtal (Pferdebach).

Derselbe faßt laut Beilage Nr. 69 bei 7 m größter Wassertiefe im Maximum **J** = **85.600 m³**.

In demselben Einzugsgebiet, wie Nr. III gelegen, könnte derselbe nur als Ausfallsbecken (Auxiliarreservoir) dienen, so daß im Rodisbachtal im ganzen $J = 162.000 + 85.600 = 247.600 \text{ m}^3$ Wasser magaziniert werden könnten.

Gegenüber den bedeutenden Zuflußmengen würden daher diese Stauweiher punkto Hochwasserretention und Wasserkraftbenützung nur in zweiter Linie in Betracht kommen, hingegen hauptsächlich für Bewässerungszwecke dienen können.

Im Falle die projektierte Eisenbahnlinie nicht zum Ausbaue kommen sollte, dann könnte der Abschlußdamm bei der Leinmühle wesentlich höher gehalten und dadurch der Stauraum ein unverhältnismäßig größerer werden.

Verhältnis des gesamten Niederschlagsgebietes des Rohlaubaches zu den Einzugsgebieten der Stauweiher:

Das ganze Niederschlagsgebiet des Rohlaubaches bis zur Einmündung in die Eger beträgt	135 km ² ,
das Einzugsgebiet der Stauweiher Nr. II und III, welches ersteres vorwiegend bewaldet ist, beträgt	50 „ (37 ⁰ / ₀),
	es bleibt freies Gebiet 85 km ² ,

also 63⁰/₀ des ganzen Gebietes.

Mit Rücksicht auf den Umstand, als gerade der Oberlauf bei Neudek den wildbachartigen Charakter aufweist und dieses Gebiet von den zwei Stauweihern Nr. I und II bzw. bloß Nr. II mit 43 km² beherrscht ist, kann die bedeutende Entlastung des Egerflusses bei Karlsbad bei Hochwässer und die Verhinderung des Schadens beurteilt werden, wie solcher unter anderen bei der großen Überschwemmung im November 1890 in Karlsbad, Fischern und Rohlau verursacht wurde.

III. Baubeschreibung.

A. Neuhammer Stauweiher (Nr. II).

Wie aus dem Situationsplane 1 : 1000 (Plan Nr. 16) zu ersehen, ist die Talsperre zirka 300 m oberhalb dem letzten Hause Nr. 1 der Gemeinde Neuhammer, bzw. 1·3 km unterhalb der Zwieselbrücke auf Parzelle Nr. 847, 846, 839 der Gemeinde Hochofen und auf Parzelle Nr. 1 und 1891 der Gemeinde Neuhammer situiert.

Für die Kubaturberechnung ist das Profil O (siehe Plan 18) maßgebend. Würde die Talsperre geradlinig über das Tal geführt werden, dann würde sie bei 7 m Fundierungstiefe 45 m hoch werden, bei einer größten Wassertiefe vor der Sperre von $T = 35$ m, wie solche in dem Querprofilplane eingezeichnet erscheint.

Auf Grund der beim Talsperrenbaue gemachten Erfahrungen werden jedoch seit langer Zeit bereits die Mauern im Grundriß bogenförmig angelegt — im vorliegenden Falle nach einem Radius von $R = 200$ m gekrümmt. Dadurch rückt die tiefste Talsohlenstelle talaufwärts um 2 m Höhe herauf, so daß bei unbedeutender Verminderung des Staubeckeninhaltes die Mauer bloß 42 m hoch wird, indem auch dort die Fundierungsverhältnisse günstiger sind, daher bloß 6 m Fundierungstiefe angenommen wird. Die Talsperrenmauer erhält sonach das Profil laut Plan 17, demzufolge die Kronenbreite $b_0 = 4$ m, die Fundamentsohlenbreite $b_{40} = 29·4$ m und die größte Wassertiefe $T = 33$ m beträgt.

Die statische Untersuchung ergibt eine sehr günstige Druckverteilung sowohl bei leerem als bei gefüllten Staubecken und beträgt im ersteren Falle die maximale Pressung an der Innenkante zirka 8·5 kg pro cm², bei vollem Reservoir an der Außenkante 9·1 kg pro cm². In der Mauer selbst sind zwei Grundablässe mit Einlaßschieberturm und Auslaßschieberhäuschen angeordnet.

Zur unschädlichen Ableitung der größten Hochwässer bei eventuell gefülltem Staubecken und Versagen der Grundablässe ist auf der rechten Tallehne ein entsprechend groß dimensionierter Überfall angeordnet, an welchen sich ein Absturzgerinne anschließt.

Bei dem derzeit projektierten Höchststau (Kote 750 m) beträgt die Wasserspiegel fläche $F = 26^{ha}$ und reicht der Stauspiegel mit einer Länge von 1200 m bei 100 m unterhalb der Zwieselbrücke. Die Breite desselben schwankt von 260 m bis der Talsperre zwischen 500 und 80 m (am Ende); die Abschlußstelle muß daher orographisch als eine äußerst günstige bezeichnet werden. Aber auch geognostisch

sind die Lokalverhältnisse günstige, indem hier ein gesunder Granit besonders auf der linken Lehne zu Tage tritt. Rücksichtlich der Kommunikationsverhältnisse im Tale erscheint neben einer kleinen 700 m langen Wegherstellung auf der rechten Tallehne, die Verlegung der Reichsstraße auf der linken Lehne von Straßen Kil. 20·7 bis zur Zwieselbrücke (Kil. 22·65) notwendig.

Diese Verlegung wurde vom alten Straßenkilometer 20·7 (neu O. o) beginnend auf 550 m Länge (Kil. 0·55) mit $60\frac{0}{100}$, von hier bis zur Talsperrenkrone (Kil. 1·0) mit $40\frac{0}{100}$ Steigung entwickelt. Von hier aus geht die neue mit 10 m Breite angenommene Straße bis zur Zwieselbrücke (Kil. 2·2 neu) horizontal und liegt das Planum auf Kote 753 m, also 3 m über dem Höchstwasserspiegel.

Die beiden im Radius $r = 30$ m notwendigen Kehren vor der Talsperre sind im Planum noch um 5 m erbreitert. Der bei der oberen Kehre notwendige tiefe Fels-einschnitt wird als Steinmaterialgewinnungsplatz verwendet, daher eventuell noch breiter angelegt werden können. Im Zuge der neuen Straße wäre ein kleines Haus einzulösen, bezw. umzulegen. Im Falle der baulichen Durchführung ist es nicht ausgeschlossen, daß auf Grund der Detailaufnahme für diesen Teil der Straße eine andere Trace entwickelt werden wird.

Zur stetigen Überwachung der Stauweiheranlage ist auf einem Plateau ein Wärterhaus projektiert.

Obwohl im vorliegenden Generalprojekt die bestehenden Kommunikationsverhältnisse vollkommen berücksichtigt erscheinen, dürfte es sich im Interesse des Waldwirtschafts- und Stauweiherbetriebes empfehlen, den neben dem Wasserspiegel 3 m höher anzulegenden Weg längs der ganzen rechten Tallehne von der Zwieselbrücke bezw. der Straße nach Neuhaus bis zur Talsperre hin fortzuführen, welche Entscheidung der seinerzeitigen kommissionellen Verhandlung nach Vorlage des Detailprojektes vorbehalten ist.

B. Neuhauser Stauweiher (Nr. I).

Die Abschlußstelle für dieses Staubecken befindet sich zirka 1 km oberhalb der Zwieselbrücke und 2 km unterhalb des Neuhauser Wirtshauses. Die nach einem Radius von 200 m gekrümmte Talsperrenmauer erhält eine Kronenbreite von 4 m, eine Fundamentbreite von 25·2 m und eine Gesamthöhe von 35 m, wobei als größte Wassertiefe $T = 26$ m resultiert und 6 m Fundierungstiefe angenommen ist. In der Mauer ist vorläufig nur ein Grundablaß, sowie für die Hochwasserabfuhr als Sicherheitsventil auf der rechten Tallehne ein Überfall samt Absturzgerinne, endlich ein Wärterhaus projektiert.

Projektiertes Fassungsraum. Bei der projektierten Hochstauwasserspiegelkote von 815 m reicht der Wasserspiegel bis unterhalb des Neuhauser Wirtshauses, ist also 2 km lang und nimmt eine Fläche von zirka 32^{ha} ein. Der Fassungsinhalt beträgt bei dieser Kote $J = 3,393.000 \text{ m}^3$, wobei das Profil O als maßgebend bei der Kubatur gilt, dortselbst $T = 27$ m, der Mauerkrümmung wegen jedoch bloß 26 m Wassertiefe resultiert. Die Wasserspiegelbreite nimmt von $b = 190$ m bei der Sperre bis auf 450 m zu (400 m oberhalb der Mauer) — also ebenfalls sehr günstige Verhältnisse, wie beim Neuhammer Staubecken.

Die Gestaltung der Abschlußstelle sowie des Beckens selbst ist eine derartig günstige, daß die Talsperre auch höher angelegt werden könnte, und zwar um 5 m, wobei der Wasserspiegel bis zum Neuhauser Wirtshaus reichen würde.

Maximaler Fassungsraum.

Die Mauer erhielte sodann eine Gesamthöhe von $H = 40$ m, eine größte Wassertiefe von $T = 31$ m, wobei der Fassungsraum

$$J_{\max} = 5,262.000 \text{ m}^3$$

(also nahezu der gleiche Fassungsraum wie beim Neuhammer Stauweiher) betragen würde. Die Wasserspiegelbreite, beziehungsweise die Kronenlänge würde dann $l = 285$ m gegenüber des Stauweihers Nr. II mit $l = 350$ m betragen.

Welcher der beiden Stauweiher der bauökonomische ist, wird die Kostenberechnung ergeben, doch muß schon jetzt hervorgehoben werden, daß im Falle der Heranziehung des Neuhauser Beckens unbedingt auch das Schwarzwassergebiet einbezogen werden müßte.

Bevor ich auf die Besprechung dieser Frage eingehe, will ich noch zu dem vorliegenden Projekte hinzufügen, daß auch hier eine Verlegung der Straße notwendig würde, und zwar in einer Gesamtlänge von 2400 m. Unterhalb der Sperre ist die mit 6 m Breite projektierte Straße mit 70% traciert, im weiteren Verlaufe horizontal geführt, und zwar 3 m über dem Höchstwasserspiegel gelegen.

Auf der rechten Tallehne ist ebenfalls ein kleiner Fahrweg projektiert.

Was nun die Einbeziehung des Schwarzwassergebietes in das Staubecken von Neuhaus anbelangt, so würde oberhalb des Straßenkilometers 26 eine Neuanlage zu errichten sein, von welcher ein zirka 4 km langer Lehnenkanal (hievon zirka 500 m Stollen) abzweigend, das Wasser dem Neuhauser Staubecken bei der Talsperre zuführen müssen. Das Kanalgefälle würde beiläufig 1% betragen.

Das oberhalb dieser Stauanlage gelegene Schwarzwassergebiet beträgt $F = 10.7 \text{ km}^2$.

Inklusive des Einzugsgebietes des Neuhauser Stauweihers würde also für letzteren im ganzen $10.7 + 23.3 = 34.0 \text{ km}^2$ Einzugsgebiet zur Verfügung stehen.

Die Niederschlagsmengen für das Schwarzwassergebiet berechnen sich nach dem 32 jährigen Mittel wie folgt:

Fläche 1:	2,760.000 m ²	×	1.088 m	=	3,000.120 m ³
„ 2:	2,870.000 „	×	1.063 „	=	3,054.010 „
„ 3:	1,970.000 „	×	1.013 „	=	1,974.110 „
„ 4:	3,100.000 „	×	0.990 „	=	1,995.610 „
Zusammen 10.7 km ²					10,023.850 m ³

oder rund $R = 10$ Millionen Kubikmeter Regenmengen.

Hievon 60% gibt **6** Millionen Kubikmeter mittlerer jährlicher Abflußmengen.

Hiezu die Abflußmengen aus dem

Neuhauser Gebiet mit 14 „ „

Gibt zusammen **20** Millionen Kubikmeter Abflußmengen beziehungsweise $Q = 634$ sl permanenten Abfluß (oder bei 12 stündigem Betrieb 1268 sl.)

Gegenüber den zur Verfügung stehenden Abflußmengen im Neuhauser Reservoir per 26.4 Millionen Kubikmeter oder $Q = 837$ sl gibt dies eine Differenz von 200 sl permanenten Aufschlagwasserquantum.

C) Leinmühle Stauweiher (Nr. III) am Rodisbache.

Die Abschlußstelle ist knapp oberhalb der ehemaligen Leinmühle projektiert und als Talsperre ein Erddamm von 7 m Höhe und 180 m Länge in Aussicht genommen. Derselbe erhält 4 m Kronenbreite, wasserseitig eine versicherte Böschung von $1 : 1\frac{1}{2}$, talseits eine beraste Böschung von $1 : 2$.

Die Dichtung erfolgt auf der wasserseitigen Brust (deutsche oder französische Methode) und ist dortselbst auch eine bis auf die undurchlässige Schichte abzuteufende Herdmauer aus Beton projektiert.

Ein Grundablaß und ein entsprechend großes Hochwasserüberfallwehr samt Absturzgerinne ermöglichen den jederzeitigen anstandslosen Betrieb.

Unter Annahme des Baues der projektierten Lokalbahn Annathal—Rothau—Neudek erscheint die Höhe der maximalen Wasserspannung (6 m größte Tiefe) fixiert.

Andererseits müßte zur Einhaltung dieses Höchststaues ein 1 bis 3 m hoher Schutzdamm parallel mit der Eisenbahntrace zwischen km 14·60 und 14·80 errichtet werden.

Nachdem im Laufe dieser 200 km langen Bahnstrecke mehrere Rohrdurchlässe $d = 0\cdot3$ m (für Bewässerungen) und zwei gedeckte Durchlässe von 0·8 m und 1·0 m Weite projektiert sind, ist zwischen beiden Dammfüßen ein breiterer Streifen freigelassen worden, in welchen ein Graben zu führen ist, der das Wasser in den Rodisbach oder zu den Bewässerungswiesen leitet.

Die Krone des Schutzdammes sowie des Hauptabsperredammes (Talsperre) ist auf Cote 587 m projektiert.

Rücksichtlich der in dem Situationsplane 1 : 1000 eingetragenen Coten der Schichtenlinien etc. muß bemerkt werden, daß diese auf einem angenommenen Horizont basieren und daß mir erst nach Fertigstellung des Schichtenplanes und der Querprofile das Längenprofil der Eisenbahn bekannt gegeben wurde, aus welchem ich ersah, daß die Eisenbahnprojektsseehöhen um rund 14 m höher als meine angenommenen Coten liegen. Es erscheinen daher in den Plänen einzelne Hauptcoten auch in richtiger Seehöhe angegeben.

So entspricht also die Terraincote 580 einer Seehöhe von 594 m die Dammkrone de facto 601 m, der Höchstwasserspiegel 600 m.

Die Wasserspiegelfläche beträgt rund $F = 7\cdot2$ ha, die größte Länge des Wasserspiegels, der bis hinter die Straßenbrücke reicht, ist 550 m, der Fassungsraum dieses Stauweihers beträgt nach Beilage Nr. 68

$$J = 161.837 \text{ m}^3$$

nach Querprofilen gerechnet.

Nachdem hier Profil 6 als Abschlußstelle angenommen erscheint und nachträglich der Damm im Profil 4 vorgelegt wurde, so nehme ich als Fassungsraum abzüglich des Dammkörpers abgerundet

$$J = 170.000 \text{ m}^3 \text{ an.}$$

Bezüglich der Querprofilardarstellung muß hervorgehoben werden, daß mit Rücksicht auf die geringen Höhenunterschiede ein verzerrter Maßstab, und zwar für die Höhen 1 : 1000 und für die Längen 1 : 500 gewählt wurde.

D) Stauweiher Nr. IV am Rodis-, beziehungsweise Pferdebach.

120 m talaufwärts des Pferdebaches, von km 13·7 der Lokalbahn gerechnet, befindet sich die projektierte Abschlußstelle für diesen Stauweiher.

Während die rechte Berglehne von ziemlich steiler Böschung sehr hoch ist, erreicht die linksseitige Tallehnenböschung bloß 8 m Höhe. Es ist also damit die gleichfalls maximale Dammhöhe mit 8 m, die größte Wassertiefe mit $T = 7$ m fixiert.

Der Damm, in seiner Krone 90 m lang, ist nach dem gleichen Prinzip wie bei dem unteren Stauweiher punkto Dichtung und Dimensionierung projektiert und ebenfalls mit einem Grundablaß und einem Überfallwehr versehen.

Eine Anzahl von neuherzustellenden Wegen (1 m über Wasserspiegel horizontal angelegt) vermitteln die Verbindung mit den bestehenden Feldwegen und der Bezirksstraße.

Die Cote der Dammkrone ist 603 m (beziehungsweise 617 m nach dem Eisenbahnnivellement), der Höchstwasserspiegel 602, beziehungsweise 616 m.

Die Wasserspiegelfläche beträgt bei einer Länge von 350 m zirka **3·6** ha, der Fassungsraum laut Beilage Nt. 69 **J = 85.600** m³.

Auch hier sind die Querprofile (Plan Nr. 37 bis 40) verzerrt gezeichnet, und zwar für die Höhe 1 : 100, für die Länge 1 : 500.

IV. Generelle Kostenberechnung.

Nach den Beilagen Nr. 71 bis 74 betragen die Kosten der Errichtung der Stauweiher im Umfange der vorliegenden vier Projekte:

Stauweiher Nr. I (Neuhaus)	2,060.000 Kronen
bei 3·393 Mill. m ³ Inhalt, also pro Kubikmeter Stauraum .	60 Heller
Stauweiher Nr. II (Neuhammer)	3,410.000 Kronen
bei 4·728 Mill. m ³ Inhalt, also pro Kubikmeter Stauraum .	72 Heller.
Stauweiher Nr. III (Leinmühle)	200.000 Kronen
bei 0·170 Mill. m ³ Inhalt, also pro Kubikmeter Stauraum .	118 Heller
Stauweiher Nr. IV (Pferdebach)	120.000 Kronen
bei 0·086 Mill. m ³ Inhalt, also pro Kubikmeter Stauraum .	140 Heller

Werden die zur allgemeinen Beurteilung der rationellen Anlage von Staubecken maßgebenden Kosten für 1 m³ geschaffenen Stauraum mit jener der zahlreichen bereits ausgeführten Stauweiher verglichen (siehe Friedrich kulturtechnischer Wasserbau II. Bd., Seite 329), so zeigt es sich, daß die vorliegenden Anlagen durchwegs als sehr rationelle und bauökonomische zu bezeichnen sind.

Abgesehen von den zwei Stauweiher im Rodisbachtale, welche jedenfalls beide herzustellen wären, handelt es sich nun um die Vergleichung der Anlagekosten der beiden Stauweiher im Rohlaubachtale, von welchen derzeit wohl nur eines, und zwar das rationellere, zur Ausführung gelangen dürfte.

Nach den vorliegenden Projekten stellt sich der Neuhauser Stauweiher Nr. I (pro Kubikmeter Stauraum 60 Heller) scheinbar günstiger als der Neuhammer Stauweiher Nr. II (pro Kubikmeter Stauraum 72 Heller), wenn mit dem vorliegenden Beckeninhalte und dem Einzugsgebiete das Auslangen gefunden würde.

Nun habe ich aber in den früheren Entwicklungen hervorgehoben, daß rück-sichtlich der gewünschten abzugebenden Wassermengen das Einzugsgebiet des Neuhauser Stauweihers zu klein ist, daher jenes des Schwarzwassers einbezogen werden

müßte, obwohl selbst dann noch das Einzugsgebiet des Neuhammer Beckens ein größeres wäre.

In diesem Falle kommen zu den projektierten Kosten des Neuhauser Reservoirs per 2,060.000 Kronen
noch hinzu:

Die Kosten des Derivationskanals inklusive jener des Stollens, der Stauanlage im Schwarzwassertale sowie des Einlaufobjektes bei der Neuhauser Talsperre, welche inklusive Grundeinlösung und allgemeine Kosten zirka	740.000	„
betragen, so daß diese Anlage	2,800.000	„
kosten, also pro Kubikmeter Stauraum		

$$\frac{2,800.000 \text{ K}}{3,393.000 \text{ m}^3} = 0.82 \text{ K}$$

resultieren würde, mithin schon mehr als beim Neuhammer Staubecken.

Nebstdem würden, wie früher entwickelt, jährlich im Mittel bloß 20 Millionen Kubikmeter Wasser, also bloß $Q = 634$ sl permanenter Abfluß zur Verfügung stehen, gegenüber 26.4 Millionen Kubikmeter oder $Q = 837$ sl aus dem Neuhammer Stauweiher.

V. **Schlußfolgerungen.**

Aus den bisher entwickelten Berechnungen und Betrachtungen ist zu ersehen, daß in erster Linie ein zu wählendes vorbereitendes Komitee im Kreise der Interessenten alle jene Daten und Wünsche zu sammeln hätte, um aus diesem Material den genauen Umfang festsetzen zu können, innerhalb welchem das zur Verfügung stehende Wassergewicht der nutzbaren Verwendung zugeführt werden sollte.

Zu diesen Vorerhebungen gehört unter anderem:

1. Die Aufstellung eines Katasters über die vorhandenen unterhalb des Stauweihers gelegenen Wasserwerke, ferner die auf Grund der eingebauten Wassermotoren derzeit verfügbaren minimalen und mittleren Aufschlagwassermengen sowie die auf Grund des ausgenützten Gefälles resultierenden derzeit verfügbaren Wasserkraft.

2. Ferner wäre nach Gemeinden geordnet ein Meliorationskataster anzulegen, zu welchem ich eine Musterdrucksorte zur Verfügung stellen werde. Aus den so gesammelten Daten wird man dann in der Lage sein, sowohl den landwirtschaftlichen Nutzen bei künstlicher rationeller Bewässerung der Talgründe als auch jenen Vorteil ziffernmäßig festzustellen, welcher durch die vollständige Verhinderung der schädlichen Hochwässer den Anrainern erwächst.

3. Weiters wären an geeigneten Stellen (Brücken) unterhalb des projektierten Neuhammer und Leinmühle Reservoirs sowie in Sauer sack Pegel zu errichten und an denselben durch eine verlässliche Person täglich die Wasserstände ablesen zu lassen, um daraus die wirklichen Abflußmengen teils zu berechnen, teils in ähnlicher Weise, wie ich dies im September 1908 selbst vorgenommen hatte, dieselben direkt genau zu messen.

Für die Pegelbeobachtungen würde ich ebenfalls die bezüglichen Drucksorten beistellen und die genauen Wassermessungen (und zwar bei Nieder-, Mittel- und Hochwasser) mittels elektrischem Flügel selbst durchführen.

4. Endlich wäre es sehr wünschenswert, wenn gleichzeitig mit den Pegelbeobachtungen in Neudek und zwei Stationen innerhalb des Einzugsgebietes, etwa in Sauer sack oder Neuhaus und in Hirschenstand tägliche Niederschlagsbeobachtungen gemacht würden, was die k. k. Forstverwaltung Neudek gewiß übernehmen würde.

Nach Vorlage aller dieser Daten würde dann ein Detailprojekt auszuarbeiten sein, auf Grund dessen die einstweilen gebildete Wassergenossenschaft um die Baukommission einschreiten könnte.

Auf Grund der vorliegenden generellen Projekte wäre die Durchführung des Neuhammer Stauweihers sowie der beiden am Rodisbache gelegenen projektierten Reservoirs in Aussicht zu nehmen, welche bauliche Durchführung zusammen einen Kostenaufwand von zirka 3,730.000 K beanspruchen würde.

Nach den bisher bei den durchgeführten zahlreichen Stauweiherbauten gemachten Erfahrungen ist für die Verzinsung und Amortisation des Baukapitales sowie die Betriebs- und Erhaltungskosten eine 7%ige Annuitätsrate erforderlich, welche im vorliegenden Falle 261.100 Kronen betragen würde.

Um den zu wählenden Komitee schon heute einige Anhaltspunkte für die generelle Beurteilung des durch diese Bauten erzielten Nutzens zu geben, will ich im Nachfolgenden einige Daten anführen.

Was den Nutzwert einer Jahreswasserpferdekraft anbelangt, so hat die Talsperrengenosenschaft an der Wupper auf Grund ihrer Erhebungen denselben mit 80 bis 100 Mark bewertet.

Nach Tilgung der Baukosten der Stauweiher wird die Jahresnutzperdekraft auf bloß $\frac{1}{20}$, also auf 4 M. zu stehen kommen.

An anderen Orten wurde die Wasserpferdekraft an Talsperren mit 75 bis 300 M. pro Jahr berechnet.

Professor Backhaus nimmt den Wert einer Pferdekraftstunde mit 10 Pf. an, also für das Jahr und die gewöhnlich angenommenen normalen 3000 Pferdekraftstunden bis zu 300 Mk.; dies gebe einen Kapitalwert von zirka 7500 K, während bei der Annahme der Wuppergenossenschaft (zirka 120 K) ein Kapitalwert von 3000 K resultiert.

Als Vergleich der Kosten einer HP-Stunde in Pfennigen für verschiedene Motoren gebe ich im Anhang eine bezügliche Tabelle.

Bezüglich der Bewertung der anderen landwirtschaftlichen Vorteile sei hervorgehoben, daß beispielsweise durch die Sicherung der Heuernte in den Vogesen Wiesentälern in Elsaß infolge Verhinderung der schädlichen Sommerhochwässer und die Bewässerung durch die Anlage der Vogesen Stauweiher als reiner Mehrertrag pro Hektar 60—80 Mk. (durchschnittlich 84 Kronen) gerechnet wird. Dies gäbe kapitalisiert pro Hektar im Mittel $K = \frac{8400}{4} = 2100$ K.

Wird dieser Nutzen berücksichtigt, sowie der Umstand, daß überhaupt künftig alle Hochwasserschäden vollständig beseitigt wären und daß statt des bisher oft eintretenden Minimums von 140 sl., später ein permanentes 24stündiges Aufschlagwasserquantum von 800 sl. zur Verfügung stehen würde, endlich die Möglichkeit der Errichtung einer hydro elektrischen Zentrale bei dem großen Stauweiher geboten ist, so wird es jedem Interessenten klar sein, daß auch ohne ziffermäßige Feststellung des Nutzens heute schon die hohe Rentabilität dieses Unternehmens außer Frage steht und es nur im Interesse aller Beteiligten zu wünschen wäre, daß diese Genossenschaft recht bald ins Leben gerufen würde, um dieses im hohen Grade volkswirtschaftliche Unternehmen zum Segen der Bevölkerung dieses Tales durchzuführen.

Wien, im Oktober 1909.

A. Friedrich.

Kosten der Pferdekraftstunde in Pfennigen.

Größe des Motors in HP.	Elektromotor mit Dampftrieb Zentrale (Halle a. S.)	Dampfmaschine	Gasmotor 5000 Kal. Heizwert pro 1 m ³ 10 Pf.	Benzinmotor	Petroleum- motor	Elektromotor durch Wasser- kraft			Urftalsperre (a. Eifel) bis auf 30 km Ent- fernung von der Kraftstation
						Masurischer Schifffahrtskanal			
						an der Verwen- dungs- stelle am Kanal	60 km Ent- fernung (Königs- berg)	in 100 km Ent- fernung	
1	11·8	25·0	16·5	17·4	20·8	1·6	2·7	3·2	3·4
3	10·7	23·6	11·5	12·5	14·8	1·2	2·2	2·7	2·8
5	10·3	17·0	10·7	11·5	14·0	0·9	1·8	2·4	2·5
10	9·6 bei minde- stens 3000 Benüt- zungsst. im Jahr	14·2	9·7	10·3	12·9	0·7	1·6	2·2	2·2

Preise für die effektive durch den Motor an der Verwendungsstelle geleistete HP. inklusive Kosten für Verzinsung und Amortisation der Motoranlage.

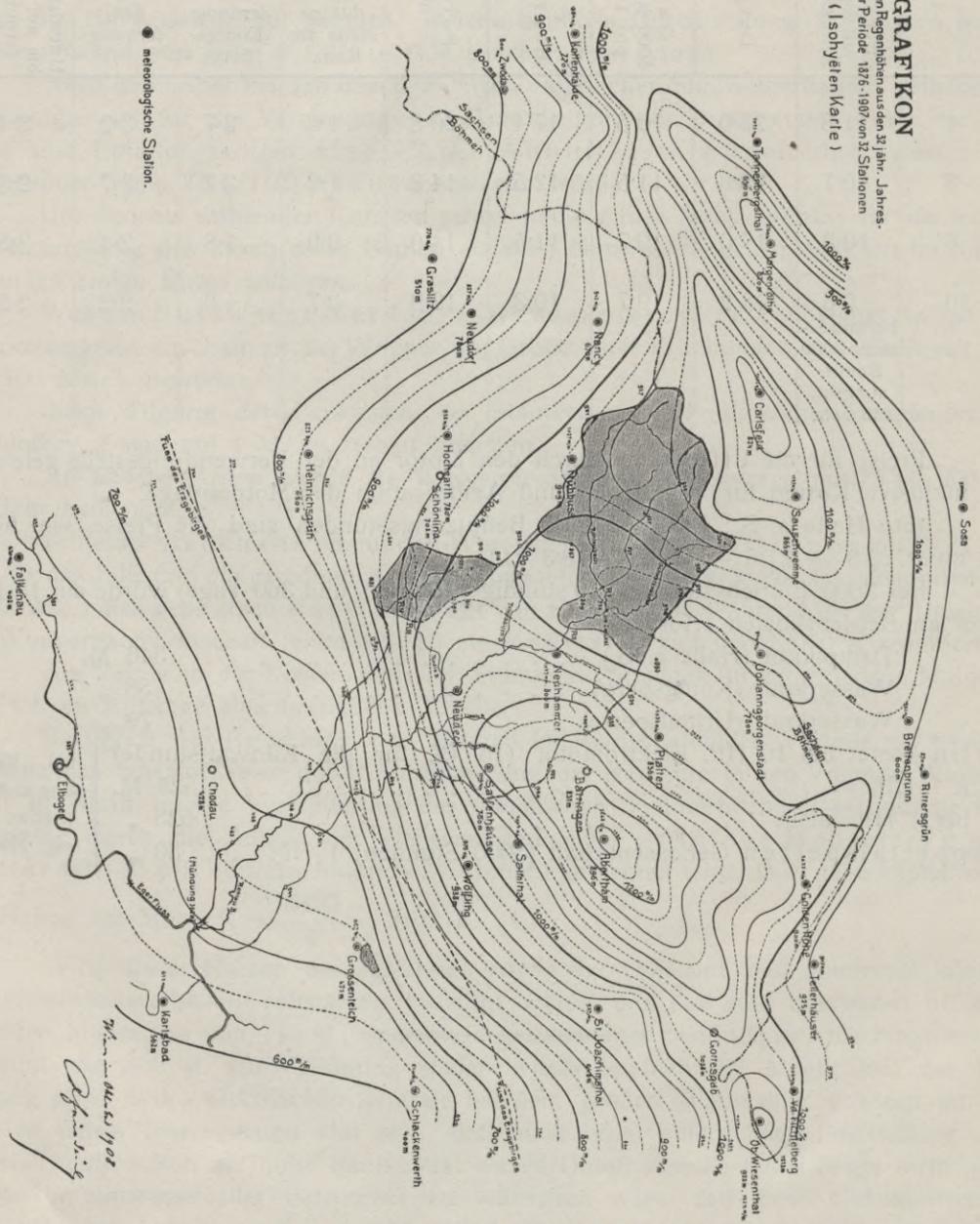
(pto Halle a. S.: Bei bloß 1000 Benützungsstunden sind die Preise viel höher und zwar 22·8 — 21·5 — 20·4 — 19·3 Pf.)

Bei 3600 Betriebsstunden (10 stündiger Betrieb und 360 Tage) würde ein 10 HP.-Motor an Betriebskosten erfordern:

Dampfkraft (Halle a. S.)	346 M.
Wasserkraft (Königsberg)	58 „
Wasserkraft (Urftalsperre)	79 „

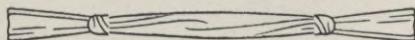
Berlin kostet bei 10 HP. Elektromotor (16 Pf. für die Kilowattstunde)	} inkl. Verzin- sung u. Amor- tisation des eig. Motors	
à 1 HP. =		521 M.
bei 1 HP. allein		623 „
Wuppertalsperren Genossenschaft (3000 Stunden) 1 HP.	80 „	

GRAFIKON
 der jährlichen Regenböhen aus den 21 jäh. Jahres-
 mitteln der Periode 1876-1907 von 21 Stationen
 (Isohyeten Karte)



Inhalt.

	Seite		Seite
I. Einleitung	3		
II. Berechnung der verfügbaren Wassermengen	7		
A) Neuhammer Stauweiher (Nr. II).			
Berechnung der jährlichen Abflußmengen nach dem 32 jähr. Mittel	8		
Jahresminima (abnormale)	10		
Jahresminima (normale)	11		
Jahresmaxima	11		
Quartalabflußmengen:			
1. für das 32 jähr. Mittel	12		
2. für sehr trockene Jahre	16		
3. für sehr nasse Jahre	17		
Notwendiger Fassungsraum des Stauweihers	15		
Hochwasserretension	15		
Wasserversorgung der Ortschaften	15		
Maximaler Fassungsraum	16		
Ausnützung der Wasserkraft	18		
B) Neuhauser Stauweiher (Nr. I).			
Normaler und maximaler Fassungsraum	19		
Jährliche Abflußmengen nach dem 32 jähr. Mittel			
α) des eigenen Einzugsgebietes	19		
β) samt dem Schwarzwassergebiet	20		
		C) Stauweiher Nr. III am Rodisbache	
		(bei der Leinmühle)	
		Fassungsraum	20
		Jährl. Abflußmengen nach dem 32 jähr. Mittel	21
		Quartalsabflußmengen nach dem 32 jähr. Mittel	21
		Normale Jahresminima	21
		D) Stauweiher Nr. IV	
		am Pferdebach	
		Fassungsraum	21
		Verhältnis des gesamten Niederschlagsgebietes des Rohlaubaches zu den Einzugsgebieten der Stauweiher	22
		III. Baubeschreibung:	
		A) Neuhammer Stauweiher Nr. II	22
		B) Neuhammer Stauweiher Nr. I (allein)	23
		(Kombination mit Schwarzwassergebiet)	24
		C) Leinmühle Stauweiher Nr. III	25
		D) Pferdebach Stauweiher Nr. IV	26
		IV. Generelle Kostenberechnungen	
		über den Bau der projektierten Stauweiher, sowie Erweiterungsbauten, Vergleich untereinander	
			26
		V. Schlußfolgerungen	
			27



S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

33061

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1, XII, 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000305753