

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 7. Juni 1935

Heft 24

Die Entwicklung der Technischen Hochschule Breslau, insbesondere ihrer Bau fakultät.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Rein, derzeitiger Rektor.

25 Jahre Bestehen und Wirken können im Aufgabenkreis einer Technischen Hochschule im allgemeinen noch nicht viel bedeuten. Beachtenswert werden diese Jahre jedoch, wenn sie die erste Entwicklung einer Hochschule verkörpern, und wenn sie fast in ihrer Gesamtheit zusammenfallen mit den schwersten Notzeiten des deutschen Volkes. Ihre Bedeutung tritt noch mehr hervor, wenn man sich die unmittelbare Schicksalsverbundenheit unserer Technischen Hochschule mit unserer einst blühenden und seit 1919 so schwer heimgesuchten und schwer ringenden Heimatprovinz, die zugleich Grenzprovinz in des Wortes schärfster Bedeutung ist, vergegenwärtigt.

Unsere Hochschule wurde in einer Zeit höchster, wenn auch unsicherer Wirtschaftsblüte gegründet, und durchaus verständlich ist, daß in der Festschrift zur Eröffnung auf das allgemeine Bedürfnis des deutschen Ostens nach Förderung der Technik und der technischen Lehre hingewiesen wird und ein starker Optimismus zur Schau tritt.

Breslau, die alte schlesische Hauptstadt, hat sich nach der Gründung der Technischen Hochschule Danzig als damalige zweitgrößte Stadt Preußens lebhaft und lange um die Gewinnung einer Technischen Hochschule bemüht. Begründet wurde die Forderung mit der hohen künstlerischen und gewerblichen Kultur und dem weitverzweigten Handel und Verkehr dieser Stadt. Hervorgehoben wird außerdem der glänzende Aufschwung, den damals die schlesische Industrie nehmen konnte, der Reichtum Schlesiens an Bodenschätzen und die hohe Blüte der vielseitigen schlesischen Gewerbe.

Von dem berechtigten Wunsche geleitet, die Technik in dieser Provinz gebührend vertreten zu sehen, wurden die namhaften Kosten für diese jüngste deutsche Hochschule von der preußischen Staatsverwaltung, der Stadt Breslau und der schlesischen Großindustrie aufgebracht, und am 1. Oktober 1910 konnte in Gegenwart des Deutschen Kaisers die Technische Hochschule Breslau mit 32 Lehrkräften feierlich eröffnet werden.

Für die junge Hochschule wurden zunächst nur die Abteilungen für Maschinenbau und Elektrotechnik sowie für Chemie und Hüttenkunde nebst den erforderlichen allgemein-wissenschaftlichen Fächern eingerichtet. Für diese Fachrichtungen waren zugleich die erforderlichen Institute und Institutsgebäude geschaffen worden. Das hüttenmännische Institut enthielt außerdem noch Laboratorien für Keramik, Kokerei und Aufbereitung.

Das damalige Hauptgebäude mit seinem Haupteingang an einer Stirnseite ließ bereits erkennen, daß ein weiterer Ausbau geplant war, und schon für das Jahr 1915 war die Errichtung von Abteilungen für Bauingenieurwesen und Bergbau vorgesehen. Der Weltkrieg hat diese Pläne sehr bald erstickt, und erst im Jahre 1922 konnte die Fachrichtung Bergbau eröffnet werden, der 1927 die Einrichtung einer Fachrichtung für Bauingenieurwesen folgte. Endlich vor zwei Jahren erhielt die bisherige Rumpfhochschule die letzte noch fehlende Architektur-Abteilung.

Nach der kürzlich erfolgten Neugliederung weist die Technische Hochschule Breslau (Abb. 1) folgende Fakultäten auf:

1. Fakultät für Allgemeine Wissenschaften,
2. Fakultät für Bauwesen,
3. Fakultät für Maschinenwesen,
4. Fakultät für Bergbau und Hüttenkunde.

Die Fakultät für Allgemeine Wissenschaften umfaßt die Lehrstühle für Höhere Mathematik, Technische Mechanik, Physik, Anorganische Chemie, Chemische Technologie, Physikalische Chemie, Organische Chemie, ein Institut für feuerfeste Materialien und Keramik, das Schlesische Kohlenforschungsinstitut, ein Institut für Biochemie, einen Lehrstuhl für Wirtschafts- und Verkehrs-Geographie, Lehraufträge für Volkswirtschafts- und Privatwirtschaftslehre und Philosophie und ein Lektorat für Musik.

Einem der Lehrstühle für Höhere Mathematik wurde im Jahre 1928 unter Leitung von Prof. Dr. phil., Dr.-Ing. ehr. Schmiedler zur Er-

forschung wichtiger Probleme des Flugwesens ein besonderer Versuchsflugzeugbau angegliedert. Mit dem Lehrstuhl für Technische Mechanik des Prof. Dr.-Ing. Mann ist auch das Lehrgebiet Statik der Baukonstruktionen vereinigt.

Innerhalb dieser Fakultät besteht seit 1926 eine besondere Fachrichtung Physik, für die nach dem Plane des jetzigen Direktors Professor Dr. phil. Waetzmann im Jahre 1928 ein größeres physikalisches Institut errichtet wurde.

Im Chemie-Unterricht ist für beide Breslauer Hochschulen im Jahre 1933

eine Zusammenfassung begonnen worden, die in den nächsten Jahren unter gleichzeitiger Errichtung eines großen neuen Chemischen Institutes für erweiterte Forschungsmöglichkeiten vervollständigt werden soll. Die Ordinarien für Chemie der Technischen Hochschule gehören gleichzeitig der Philosophischen Fakultät der Universität an, ebenso die Chemie-Ordinarien der Universität der Fakultät für Allgemeine Wissenschaften der Technischen Hochschule. Hierdurch besteht für die Studierenden der Technischen Hochschule die Möglichkeit, sich zugleich mit den Grenzgebieten der Biochemie und landwirtschaftlichen Technologie zu befassen.

Die Lehraufgaben der Fakultät für Allgemeine Wissenschaften bestehen in der naturwissenschaftlichen Schulung der Studierenden aller Fachrichtungen, der Ausbildung von Chemikern und seit 1921 auch in der Ausbildung von Diplomkandidaten der Fachrichtungen Mathematik und Physik sowie den Anwärtern für höhere Schulen.

Die Fakultät für Maschinenwesen umfaßt die Lehrstühle für Dampfturbinen und Verbrennungskraftmaschinen, für Herstellungsverfahren, Werkzeugmaschinen und Fabrikbetriebe, für maschinelle Gestaltungs- und Festigkeitslehre, für Wasserkraftmaschinen, für Maschinenbau, insbesondere Eisenbahnmaschinenwesen, für Landmaschinenbau, für Elektrotechnik und Elektromaschinenbau, für elektrische Kraftanlagen und elektrische Bahnen sowie Lehraufträge für Heizung und Lüftung, elektrotechnische Meßkunde, Fernmeldetechnik und Hochfrequenztechnik und für Arbeitsrecht und Arbeitsschutz.

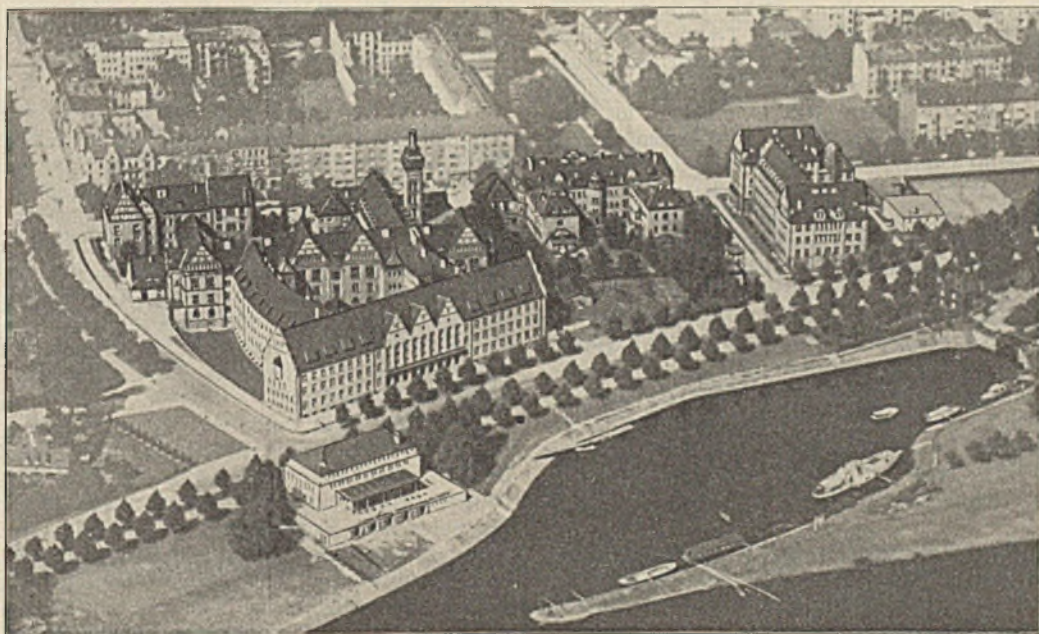


Abb. 1. Luftbild der Technischen Hochschule Breslau mit Studentenheim im Vordergrund. Freigegeben durch RLM.: Aerophotogrammetrisches Praktikum der Technischen Hochschule Breslau, Flag. 8.

Angegliedert sind den Lehrstühlen das bereits 1910 geschaffene und 1927 erweiterte große Maschinenlaboratorium (Prof. Dr.-Ing. Baer), ein Werkzeugmaschinenlaboratorium (Prof. Gottwein), ein großes elektrotechnisches Institut (Prof. Dr.-Ing. Hilpert), ein Institut für Landmaschinenkunde (Prof. Erhardt) sowie ein psychotechnisches Institut.

Mit dem Lehrstuhl für Werkzeugmaschinen des Prof. Gottwein ist auch das Praktikantenamt für Maschinen- und Elektro-Ingenieure verbunden.

Die Fakultät für Bergbau und Hüttenwesen umfaßt die Lehrstühle für Eisenhütten- und Gießereikunde, für Metallhüttenkunde, für Metallographie und Materialprüfung, für Hüttenmaschinen und Walzwerkskunde, für Bergbau und Aufbereitung, für Bergbaukunde und Bergwirtschaftslehre, für Markscheidkunde, für Geologie, für Mineralogie und Petrographie. Angegliedert sind Kokerei und Gaswerksbau, Elektro-Metallurgie, Schweißtechnik, Maschinenkunde für Berg- und Hüttenleute, Bergrecht, Grubenrettungswesen mit Versuchsstrecke und eine Kokerei-Abteilung.

Für sämtliche Lehrgebiete der Fakultät sind große und neuzeitliche Institute und Laboratorien vorhanden, und zwar:

Das Eisenhüttenmännische Institut (Prof. Diepschlag), das Metallhüttenmännische Institut (Prof. Dr.-Ing. Tafel), eine Walzwerkversuchsanstalt (Prof. Dr. jur. Netter), das Institut für Bergbaukunde und Aufbereitung (Prof. Dr.-Ing. Groß), das Institut für Bergbaukunde und Bergwirtschaft (Prof. Dr.-Ing. Spackeler), das Institut für Markscheidkunde und Geophysik (Prof. Dr. phil. Mintrop), das Mineralogisch-Petrographische Institut der Universität und der Technischen Hochschule (Prof. Dr. phil. Spangenberg) und das Geologisch-Paläontologische Institut der Universität und der Technischen Hochschule (Prof. Dr. phil. Bederke).

Die Fakultät für Bauwesen wurde, wie bereits eingangs erwähnt, als letzte in einzelnen Abschnitten geschaffen. Einige Lehrgebiete der Unterstufe waren schon seit der Gründung unserer Technischen Hochschule vertreten, und vom Jahre 1924 ab konnten Bauingenieure nach Erteilung eines Lehrauftrages für Geodäsie an Prof. Dr. phil. Feyer bereits das Vorexamen ablegen. Die Einrichtung einer Oberstufe für Bauingenieure wurde 1927 vom Unterrichtsministerium beschlossen, und im gleichen Jahre wurden schon die Lehrstühle für Wasserbau und für Eisenbahn- und Verkehrswesen besetzt. Dieser Ausbau war auch möglich geworden durch die inzwischen für die Bergbau-Abteilung und das Bauwesen erfolgte bauliche Erweiterung des Hauptgebäudes, die zugleich eine Vollendung des ursprünglich geplanten Gebäudeblockes brachte. Im Jahre 1928 kam durch die Schaffung der noch fehlenden Lehrstühle für Konstruktiven Ingenieurbau und Städte- und Straßenbau der Ausbau der Fachrichtung Bauingenieurwesen bereits zu einem gewissen Abschluß. Durch Erweiterung des Studienplanes und der Schaffung von Lehraufträgen für Baukunst, Formenlehre, Freihandzeichnen, Kunstgeschichte, Aktzeichnen und Plastik wurde bereits 1929 der Lehrbetrieb der Unterstufe für das Architekturstudium vervollständigt, und durch Errichtung und Besetzung weiterer Lehrstühle vollzog die nationalsozialistische Regierung im Jahre 1934 schließlich den Vollausbau der Architektur-Abteilung.

Der Lehrstuhl für Baukonstruktionen ist der älteste der Fakultät für Bauwesen und besteht unter dem o. Prof. Müller-Breslau bereits seit der Gründung der Technischen Hochschule. Er war zunächst der Fakultät für Maschinenwesen angegliedert und wurde 1928 der neuen Fakultät für Bauwesen angeschlossen. Der Unterricht erstreckt sich auf Studierende des Bauingenieurfaches, der Architektur, des Maschinenbaues und des Berg- und Hüttenfaches. Mit besonderer Sorgfalt wird im Rahmen des Unterrichts das Gebiet der Baustoffe behandelt. Außerdem behandelt Prof. Müller für Studierende der Architektur in Vorträgen und Übungen die Grundlagen und das Entwerfen von Hochbauten.

Der Lehrstuhl für Wasserbau wurde durch o. Prof. Dr.-Ing. Beger als erster für die neu zu schaffende Abteilung für Bauingenieurwesen 1927 errichtet. Der Unterricht dieses Lehrgebietes vollzieht sich auf der Grundlage einer allumfassenden Wasserwirtschaft. Mit den schlesischen Wasserbau- und Wasserwirtschaftsdienststellen hat der Lehrstuhl rege Beziehungen entwickelt und seine Übungs- und Diplomaufgaben und sonstigen wissenschaftlichen Arbeiten zur Hauptachse den reichen behördlichen Plänen entnommen bzw. angepaßt. Prof. Beger behandelt auch außerdem in den Vorlesungen und Übungen das Lehrgebiet Grundbau. Bereits im Jahre 1927 wurde dem Prof. Oberregierungs- und -baurat Wechmann ein besonderer Lehrauftrag für wassertechnisches Rechnen, Schleusen-, Kanal- und landwirtschaftlichen Wasserbau erteilt. 1934 wurde der Direktor des Kulturtechnischen Instituts der Universität Breslau o. Prof. Dr. Zunker zum Mitgliede der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule berufen und mit dem Unterricht über Kulturtechnik sowie Boden- und Grundwasserkunde betraut, während Prof. Wechmann neben seiner hauptamtlichen Dienststellung im Oberpräsidium in Breslau das Lehrgebiet Hochwasserschutz verblieb. Mit dieser Besetzung wurde den Belangen der Landwirtschaft und Landeskultur und ihrer hervorragenden Bedeutung im neuen Deutschland in erwünschtem Maße Rechnung getragen.

Der Ende 1927 durch den o. Prof. Dr.-Ing. Jänecké errichtete Lehrstuhl für Eisenbahn- und Verkehrswesen umfaßt das gesamte Gebiet des Eisenbahnwesens, soweit es für den Bauingenieur von Bedeutung ist, sowie das allgemeine Verkehrswesen einschließlich Großstadtverkehr. Unterricht und Forschung sind in ständiger Fühlungnahme mit dem praktischen Eisenbahnbetrieb, besonders auch durch gelegentliche Seminarvorträge leitender Persönlichkeiten der Reichsbahn im eisenbahn- und verkehrswissenschaftlichen Seminar. Für das Lehrgebiet Eisenbahnsicherungswesen wurde im Wintersemester 1929 dem Oberbaurat Möllering ein Lehrauftrag erteilt. Nach dessen Ausscheiden wurde Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Gläsel von der Reichsbahndirektion Breslau damit betraut. Dem Lehrstuhl sind noch eine Lehrsicherungsanlage und eine Sammlung für Oberbau angegliedert. Durch das Lehrstellwerk wird der Unterricht auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens erleichtert und den Studierenden durch praktische Vorführungen ein möglichst weiter Einblick in die Wirkung sicherheitstechnischer Anlagen gewährt. Die Oberbausammlung umfaßt die wichtigsten Modelle von Schienen- und Schwellenformen, sowie Zubehörtteilen und Hilfsmitteln. Besondere Fragen des Eisenbahnbetriebes werden von Honorarprofessor Vizepräsident a. D. Zoche behandelt.

Der Lehrstuhl für Städtebau, Straßenbau und Städtischen Tiefbau wurde 1928 durch o. Prof. Hartleb errichtet. Zu dem Lehrstuhl gehört ein Städtebau-Seminar, worin der Lehrstuhlinhaber gemeinsam mit dem neu berufenen o. Prof. Bode (Architekt) Sonderfragen des Städtebaues sowie der Reichs- und Landesplanung behandelt. 1931 wurde dem Lehrstuhl ein Institut für Straßenbauforschung angegliedert, das zwei Hauptziele verfolgt: 1. die Prüfung von Straßenbaustoffen und Straßendecken und 2. die Erforschung noch ungeklärter Fragen in der Zusammensetzung der Bindemittel und der Decken. In planmäßiger Zusammenarbeit mit den schlesischen Straßenbaubehörden konnte das Institut der ersten Aufgabe in vollem Umfange entsprechen. Auch auf dem zweiten Tätigkeitsgebiete wurden bereits eine Reihe wichtiger Untersuchungen durchgeführt und veröffentlicht.

Am 1. Oktober 1928 wurde der Lehrstuhl für Stahlbau und Industriebau, zu dessen Inhaber der Verfasser berufen wurde, errichtet. Die Vorlesungen über Eisenbetonbau hielt zunächst der Privatdozent Dr.-Ing. Ratzersdorfer, und im Wintersemester 1929/30 wurde außerdem dem Stadtbaurat Dr.-Ing. Trauer ein Lehrauftrag über Massivbrückenbau erteilt. Da das Lehrgebiet Statik der Baukonstruktionen zu dem Lehrstuhl des Prof. Dr.-Ing. Mann von der Fakultät für Allgemeine Wissenschaften gehört, konnte der Lehrbetrieb über Stahlbau auf alle wichtigen Anwendungsgebiete ausgedehnt werden. Dem Lehrstuhl wurde ein Stahlbau-Seminar angegliedert, und mit der Gründung der Architektur-Abteilung hat der Verfasser auch besondere Stahlbauvorlesungen für Architekten eingeführt.

Im Jahre 1930 wurde ein Lehrstuhl für Eisenbetonbau und Massivbrückenbau errichtet, für den Prof. Dr.-Ing. Berrer einen Lehrauftrag erhielt. In den Unterricht wurden auch die Gebiete der Baustelleneinrichtung und des Baubetriebes mit einbegriffen, und schließlich traten noch Vorlesungen und Übungen im Eisenbetonbau für Architekten hinzu. Dank der Unterstützung der Oberschlesischen Portlandzementindustrie und des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabriken konnte dem Lehrstuhl im Jahre 1932 ein Betonlaboratorium angegliedert werden. In diesem Laboratorium konnten schon beachtliche Betonuntersuchungen für bestimmte praktische Bauzwecke, ebenso auch über die Eignung schlesischer Betonaufbaustoffe durchgeführt werden.

Der Unterricht in Geodäsie wird, wie bereits erwähnt, seit dem Jahre 1924 durch Prof. Dr. Feyer auf Grund eines Lehrauftrages wahrgenommen, und im Rahmen dieses Lehrbetriebes ist hauptsächlich der photogrammetrische Unterricht hervorzuheben. Seit 1930 ist ein aerophotogrammetrisches Praktikum eingerichtet, und hier wurden erstmals an einer deutschen Hochschule eigene Vermessungen vom Flugzeug aus vorgenommen und photographisch ausgewertet. Besonders günstig wirkte sich auch die Arbeitsgemeinschaft mit dem Aerokartographischen Institut Breslau aus, wodurch die wertvollen Einrichtungen dieses Instituts auch für die Studierenden nutzbar gemacht werden konnten.

Für die Architektur-Abteilung wurde im Jahre 1929 ein Lehrstuhl für Bauformenlehre eingerichtet und mit dessen Leitung Prof. Dr.-Ing. Zeller in Form eines Lehrauftrages beauftragt. Mit der Einrichtung der Oberstufe für Architektur wurden die Arbeiten des Lehrstuhles durch Aufnahme größerer Bauten und Baugeschichte erweitert. Auch wurde nach Dresdener Muster ein Bauseminar eingerichtet.

Der Lehrstuhl für Baukunst und Industriebau wurde 1934 durch o. Prof. Blecken errichtet. Das Lehrgebiet umfaßt das Entwerfen, den Industriebau und industrielle Siedlungen mit Seminar in der Oberstufe. Innerhalb dieses Lehrbetriebes wird der Zusammenhang zwischen Bauform, Bautechnik und Bauwirtschaft auf der Grundlage einer bodenständigen Baugemeinschaft besonders gepflegt.

Für den 1934 errichteten Lehrstuhl für Architektur, Stadtbaukunst und Siedlungswesen wurde o. Prof. Bode berufen. Mit der

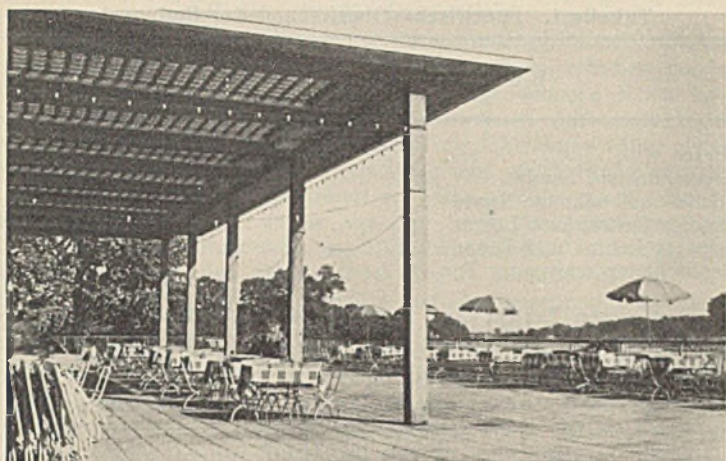


Abb. 2.

Wahrnehmung des Lehrbetriebes land- und forstwirtschaftliche Bauten war bislang der Architekt Thomas, Breslau, betraut. Für die Fortsetzung dieses Lehrbetriebes steht die Erteilung eines neuen Lehrauftrages bevor.

Das Lehrfach Kunstwissenschaft wird durch den Dozenten Dr. habil. Bimler vertreten, der in den Vorlesungen die Studierenden des Baujahres im Modellieren und Aktzeichnen unterrichtet. Das Gebiet des Freihandzeichnens vertritt Oberzeichenlehrer und Maler Dobers, Breslau.

Eine wesentliche Erweiterung des Lehrbetriebes der Bauingenieurabteilung wurde im Jahre 1933 durch Erteilung von Lehraufträgen an die Professoren des landwirtschaftlichen Instituts der Universität Breslau erzielt. Die o. Professoren Dr. Berkner, Direktor des Instituts für Pflanzenbau, Dr. Buder, Direktor der Botanischen Anstalten, und Dr. Krzymowski, Direktor des Instituts für Wirtschaftslehre des Landbaues, unterrichten seit dieser Zeit an der Technischen Hochschule über Pflanzenbau, Botanik und landwirtschaftliche Betriebslehre. Hierdurch wird eine vertiefte Ausbildung des Studierenden des Bauwesens auf dem Gebiete der Kulturtechnik erzielt. Die Nähe der landwirtschaftlichen Institute der Universität erleichtert zugleich unseren Studierenden die Vertiefung ihrer Kenntnisse auf den landwirtschaftlichen Grenzfachgebieten.

Für die Ausgestaltung des Unterrichts an unserer Technischen Hochschule war die Nachbarschaft der altherwürdigen Schlesischen Friedrich-Wilhelms-Universität von wesentlichem Einfluß. Neuerdings ist durch die Reichs- und Preuß. Unterrichtsverwaltung eine organische Verbindung der beiden Hochschulen eingeleitet worden. Hierbei soll nicht etwa der Gesichtspunkt der Sparsamkeit im Vordergrund stehen, sondern vielmehr

die gegenseitige Befruchtung von Lehre und Forschung. Erhebliche Vorteile hat hierdurch schon u. a. die Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule gewonnen durch die Verbreiterung des Lehrgebietes Kulturtechnik.

Für die Leibesübungen der Studentenschaft ist schon in den ersten Nachkriegsjahren ein nahe bei der Hochschule an einem Oderkanal gelegener großer akademischer Sportplatz geschaffen worden.

Besondere Annehmlichkeiten bietet den Studierenden der Technischen Hochschule das vor etlichen Jahren vollendete und dem Hauptgebäude gegenüberliegende Studentenheim. Ist schon die Lage der Techn. Hochschule an einer ruhigen und schönen Uferstraße außerordentlich günstig, so bietet sich von der großen Terrasse (Abb. 2) des hart am Oderufer gelegenen Studentenheimes aus ein prächtiges Landschaftsbild. In fünf großen Bootshallen des Untergeschosses ist dort auch der Ruderbetrieb beider Breslauer Hochschulen untergebracht.

So bedurfte es eines vollen Vierteljahrhunderts, um der jüngsten deutschen Technischen Hochschule in einer durch harte Zeiten erkämpften Entwicklung den vollen Ausbau zu bringen. Dank der Aufmerksamkeit und Fürsorge des nationalsozialistischen Deutschlands für seine schwerringenden Ostprovinzen steht heute auch die Technische Hochschule Breslau für ihre Aufgaben voll gerüstet da. Mit etwa 90 Lehrkräften begehrt sie in schicksalhafter Zeit die Feier des 25 jährigen Bestehens. In einer verarmten, politisch und verkehrlich denkbar ungünstig gelegenen Grenzprovinz, wo noch viele Schäden zu heilen sind, steht sie als Bollwerk des geistigen technischen Lebens, um ihre Sendung für Volk und Vaterland erfüllen zu können. Hart waren die Zeiten ihrer Entwicklung, hart ist die Gegenwart, und gestählt durch Not und den Zwang eines unerbittlichen Schicksals werden alle Glieder unserer Technischen Hochschule für Deutschlands Zukunft ihre Pflicht tun.

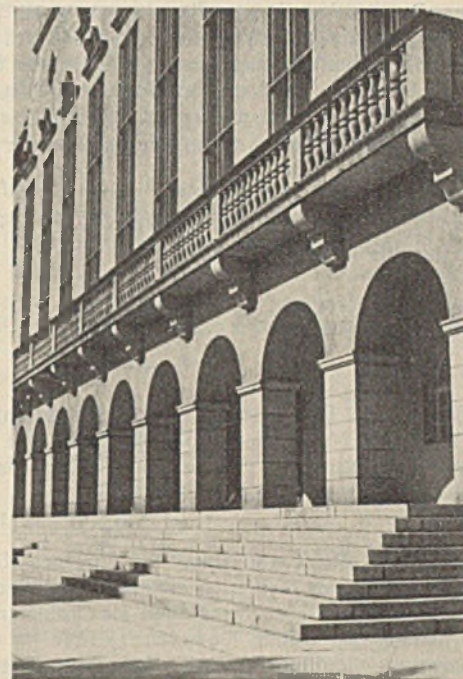


Abb. 3.

Oberflächenentwicklung des Bodens, Gravitation und Oberflächenkräfte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Ferdinand Zunker, Breslau.

In der kulturtechnischen Bodenkunde spielen die Oberflächenkräfte des Bodens als Ursache der Wechselwirkung der festen Bodenbestandteile mit dem Bodenwasser, der Bodenluft und der lebendigen Bodensubstanz eine hervorragende Rolle. Diese Oberflächenkräfte hängen von der Oberflächenentwicklung des Bodens ab und sind ursächlich eng mit dem verbunden, was man „Gravitation“ nennt. Zum Verständnis der Oberflächenkräfte und ihrer Wirkungen als Endziel der nachfolgenden Untersuchung sind deshalb zunächst die Oberflächenentwicklung des Bodens und die Gravitation behandelt worden. Die Untersuchungsergebnisse haben nicht nur für den Boden, sondern für die stoffliche Welt überhaupt Gültigkeit und Bedeutung.

1. Oberflächenentwicklung des Bodens.

Die Oberflächenentwicklung der festen Bodenteilchen bedingt die kapillare Wasserleitung und Wasserhebung, die Bindigkeit und Fließbarkeit, die Schwankungen des spezifischen Gewichts der Bodenarten, die Schrumpfungs- und Sackungserscheinungen, die Menge der adsorbierbaren Pflanzennährstoffe u. a. m. Von der Oberflächenentwicklung des Bodenwassers und der Bodenluft hängen u. a. die Umsetzungsverhältnisse im Boden und die Wurzelatmung und von der Oberflächenentwicklung der Saugwurzeln die Wasser- und Nährstoffaufnahme der Pflanzen ab.

Die Oberflächenentwicklung der festen mineralischen Bodenbestandteile, auf die wir uns hier beschränken, wird zweckmäßig durch die spezifische Oberfläche U gekennzeichnet. Das ist die Zahl, die angibt, wieviel mal so groß die Oberflächesumme der Einzelteilchen einer Bodenprobe ist, wie die Oberflächesumme der gleichen Gewichtsmenge eines Bodens mit einem Korndurch-

messer, der gerade gleich dem der Längeneinheit (cm oder mm) ist, unter Annahmegleichen spezifischen Gewichts und gleicher Kornform.

Ist O die wahre Oberfläche der Bodenprobe und O_1 die wahre Oberfläche eines Bodens mit einem Korndurchmesser gleich dem der Längeneinheit, so ist hiernach die spezifische Oberfläche der Bodenprobe

$$(1) \quad U = \frac{O}{O_1}.$$

Bei kugelförmigen Teilchen vom Durchmesser d und dem spezifischen Gewicht s ist in 1 g Boden

$$(2) \quad O_1 = \frac{1}{\frac{\pi}{6} \cdot d^3 s} \cdot \pi d^2 = \frac{6}{ds} = \frac{6}{s} \text{ cm}^2/\text{g},$$

und somit aus Gl. (1) u. (2) die wahre Oberfläche der Bodenprobe

$$(3) \quad O = \frac{6}{s} \cdot U \text{ cm}^2/\text{g}.$$

Die spezifische Oberfläche U hat hierin die Dimension cm^{-1} . Da das wahre spezifische Gewicht der Mineralböden, wie später (Gl. 62) gezeigt werden wird, ziemlich konstant und auch die durchschnittliche Teilchenform der Böden nicht nennenswert verschieden ist, hat die Rechnungsweise mit U den großen Vorteil, daß die abgeleiteten Formeln durch die Vernachlässigung des spezifischen Gewichts und der Kornform bei hinreichender Genauigkeit sehr einfach und übersichtlich werden. Andererseits ist es möglich, nachträglich das spezifische Gewicht durch Gl. (3) und die Kornform durch einen Beiwert zu berücksichtigen.

Denkt man sich den Boden aus gleich großen Teilchen bestehend, deren Durchmesser so bemessen ist, daß sich bei gleicher Gewichtsmenge dieselbe Oberflächensumme ergibt wie für die Bodenprobe, so ist der umgekehrte Wert dieses sogenannten wirksamen Korndurchmessers d_w gleich der spezifischen Oberfläche der Bodenprobe. Denn es ist die wahre Oberflächensumme der Bodenteilchen in 1 g Boden:

$$(4) \quad O = \frac{1}{\frac{\pi}{6} \cdot d_w^3 s} \cdot \pi d_w^2,$$

andererseits folgt aus Gl. (3):

$$(5) \quad U = O \cdot \frac{s}{6},$$

Gl. (4) in (5) ergibt

$$(6) \quad U = \frac{1}{d_w} \text{ cm}^{-1}.$$

Besteht die Bodenprobe aus g_1 Gewichtsanteilen von der spezifischen Oberfläche U_1 , g_2 Gewichtsanteilen von der spezifischen Oberfläche U_2 , g_i Gewichtsanteilen von der spezifischen Oberfläche U_i usw., so ist die spezifische Oberfläche des Korngemisches

$$(7) \quad U = \sum g_i U_i \text{ cm}^{-1}.$$

Trägt man den Logarithmus der einzelnen Korngrößen als Abszissen und die z. B. durch Sieben, Schlämmen und Sedimentieren gefundenen Gewichtsanteile dieser Korngrößen als Ordinaten auf, so findet man, daß die erhaltene sogenannte Kornanteillinie für natürliche Böden auf langen Strecken geradlinig verläuft. Aus diesem Verhalten wurde für natürliche Böden die Beziehung abgeleitet¹⁾

$$(8) \quad U = \frac{0,434 \left(\frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1} \right)}{\log d_1 - \log d_2} \text{ cm}^{-1},$$

worin d_1 der größte und d_2 der kleinste Korndurchmesser der betrachteten Korngruppe ist. Ist d_1 nicht mehr als zwei- bis dreimal so groß wie d_2 , so genügt die Formel

$$(9) \quad U = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{d_1} + \frac{2}{d_1 + d_2} + \frac{1}{d_2} \right) \text{ cm}^{-1}.$$

Beispiel: Ein Sandboden habe die durch Sieben festgestellte Zusammensetzung von 8 Gew.-% der Korngröße 2 bis 1 mm, 20 Gew.-% der Korngröße 1 bis 0,5 mm, 45 Gew.-% der Korngröße 0,5 bis 0,2 mm, 17 Gew.-% der Korngröße 0,2 bis 0,1 mm; dann ist seine spezifische Oberfläche

$$U = 0,08 \cdot 7,21 + 0,20 \cdot 14,43 + 0,45 \cdot 32,74 + 0,17 \cdot 72,13 = 30,46 \text{ cm}^{-1}.$$

Der wirksame Korndurchmesser ist $d_w = \frac{1}{30,46} = 0,033 \text{ cm}$, und die Oberflächensumme von 1 g Sandboden bei einem spez. Gewicht des Sandes von $s = 2,65$ und annähernd kugelförmigen Teilchen ist

$$O = \frac{6}{2,65} \cdot 30,46 = 69 \text{ cm}^2/\text{g}.$$

Wir unterscheiden bei Böden eine primäre und eine sekundäre spezifische Oberfläche. Befindet sich ein Boden in Einzelkornstruktur, so besitzt er nur eine primäre spezifische Oberfläche; ist Krümelstruktur vorhanden, so bilden die Oberflächen der Krümel außerdem eine sekundäre spezifische Oberfläche. Die letztere ist für die Durchlässigkeit eines krümeligen Bodens für Wasser und Luft maßgebend. Ist der Boden von Rissen, Wurm- und Wurzellöchern durchzogen, so ist die Oberfläche dieser Risse und der Wurm- und Wurzellöcher als sekundäre spezifische Oberfläche anzusehen.

Enthält der Boden kolloidale Teilchen unter 0,002 mm Korngröße, die z. B. nach dem Sedimentier- oder dem Pipettverfahren ermittelt sind, so wird die primäre spezifische Oberfläche nach der aus Bodenanalysen gewonnenen Formel berechnet:

$$(10) \quad U = 720 g + 40 g^2 \text{ cm}^{-1},$$

worin g den Gewichtsanteil der Korngröße $< 0,002 \text{ mm}$ in Hundertstel bedeutet (gültig bis $g = \text{rd. } 25\%$). Ferner kann man bei bindigen Böden die primäre spezifische Oberfläche aus der Hygroskopizität w_h , das ist die Wasseraufnahme von 100 g trockenem Boden über 10%iger Schwefelsäure, aus der Formel berechnen²⁾

$$(11) \quad U = 1600 w_h (1 + 0,0016 w_h^3) \text{ cm}^{-1}.$$

Aus einer großen Anzahl von Bodenanalysen konnten folgende primäre spezifische Oberflächen natürlicher Böden ermittelt werden³⁾.

¹⁾ F. Zunker, Landwirtschaftliche Jahrbücher, 56. Bd., S. 574 (1921), 58. Bd., S. 159 u. 170 (1923); Das Verhalten des Bodens zum Wasser, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 73, Berlin 1930.

²⁾ F. Zunker, Kulturtechniker 31, S. 536 (1928); Das Verhalten des Bodens zum Wasser, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 73, Berlin 1930.

³⁾ F. Zunker, Handb. der Bodenlehre, 6. Bd., S. 173 (U hat dort die Dimension mm^{-1}).

Tabelle 1. Spezifische Oberflächen der Bodenarten.

Bodenart	U cm^{-1}
Kiese	< 10
Kleissande und Sande	10 bis 200
Schlief- und lehmige Sande	200 bis 3000
Sandige Lehme und Lehme	3000 bis 40 000
Schwere Lehme und Tone	$> 40 000$
Beobachteter schwerster Ton	320 000

Aus diesen Zahlen kann man u. a. die Durchlässigkeit der Bodenarten berechnen. Umgekehrt kann man aus der beobachteten Durchlässigkeit eines Bodens die spezifische Oberfläche berechnen nach der Formel⁴⁾

$$(12) \quad U = \frac{p_0}{1-p} \sqrt{\frac{JF}{\eta Q}} \text{ cm}^{-1},$$

worin Q die durch den Bodenquerschnitt $F \text{ cm}^2$ strömende Wasser- oder Luftmenge in cm^3/sek , J das Gefälle in cm Wassersäule von 4° auf 1 cm Bodenlänge, η die Zähigkeit der Durchflußmenge im CGS-System, p das gesamte und p_0 das spannungsfreie Porenvolumen⁵⁾ bedeutet, mit

$$(13) \quad p_0 = p - \frac{2 w_h}{100} (1-p) s$$

(w_h = Hygroskopizität, s = spezifisches Gewicht).

Wie die obige Tabelle erkennen läßt, ist die Oberflächenentwicklung der Böden eine sehr große. Noch gewaltiger ist die Körnerzahl, sie beträgt in 1 g Boden

$$(14) \quad Z = \frac{1}{\frac{\pi}{6} \cdot d_w^3 s} = \frac{6 U^3}{\pi s} = 0,72 U^3,$$

wenn das spezifische Gewicht $s = 2,65$ gesetzt wird, Gl. (62). Die Bodenart der schweren Lehme und Tone beginnt also mit einer Körnerzahl in einem einzigen Gramm von $4,7 \cdot 10^{13}$ und endet nach bisheriger Feststellung mit einer solchen von $2,4 \cdot 10^{16}$.

Die Anzahl der Körner ist in 1 cm^3 Boden bei einem Raumgewicht von 1,4

$$(15) \quad Z_r = 0,72 \cdot 1,4 U^3 = U^3$$

und für den schwersten Tonboden

$$(15a) \quad Z_r = 3,3 \cdot 10^{16}.$$

Die Anzahl der Berührungspunkte der Körner bei Würfel Lagerung wird für 1 cm^2 der Bodenquerschnittfläche

$$(16) \quad n = \frac{1}{d_w^2} = U^2$$

und somit beim schwersten beobachteten Ton 10^{11} .

Die Oberflächenentwicklung des Bodens hat wie bei allen Körpern Oberflächenkräfte zur Folge, deren Wesen bisher noch wenig erforscht war. Für mineralische Untergrundböden von der durchschnittlichen Hygroskopizität $w_h = 7,35\%$ (d. h. 7,35 g Wasseraufnahme von 100 g völlig trockenem Boden im Dampfraum über 10%iger Schwefelsäure) konnte eine von der Oberflächenkraft herrührende Druckspannung in der Adsorptionshülle des Bodens von 26 000 kg/cm^2 Oberfläche der Bodenteilchen berechnet werden⁶⁾. Bei der gewaltigen Oberflächenentwicklung der meisten Böden entstehen hiernach außerordentlich große Oberflächenkräfte, z. B. für einen schweren Lehm Boden von $U = 40 000 \text{ cm}^{-1}$ in 1 g Boden, Gl. (3):

$$(17) \quad K = O \cdot 26 000 = \frac{6}{s} \cdot U \cdot 26 000 = \frac{6}{2,65} \cdot 40 000 \cdot 26 000 = 2,4 \cdot 10^9 \text{ kg}.$$

Man hat sich im allgemeinen damit begnügt, die Oberflächenkräfte als molekulare Kräfte anzusprechen. Bei der großen Bedeutung, die den Oberflächenkräften nicht nur des Bodens, sondern aller festen und flüssigen Körper zukommt, mußte versucht werden, zum Wesen dieser Kräfte vorzudringen.

Es lag nahe, die Massenanziehung oder Gravitation als treibende Kraft anzunehmen; dann aber mußte zunächst erst einmal die Ursache der Gravitation geklärt werden. Es bedarf keiner weiteren Darlegung darüber, daß man mit der Lösung des Gravitationsproblems einen großen Schritt zur Erkenntnis der körperlichen Welt und der sie bewegenden Kräfte getan hätte.

⁴⁾ F. Zunker, Die Durchlässigkeit des Bodens, Zeitschrift f. Pflanzenernährung, Düngung und Bodenkunde A, 25. Bd., S. 1, 23 (1932).

⁵⁾ F. Zunker, Kulturtechniker 31, S. 535; Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 82. Zeitschrift f. Pflanzenernährung, Düngung und Bodenkunde A, 25. Bd., S. 8 (1932).

⁶⁾ F. Zunker, Kulturtechniker 31, S. 537; Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 72, Berlin 1930. Die Benetzungswärme von $b_h = 50 w_h$ hat sich als richtiger erwiesen als jene von $b_h = 80,7 w_h$ cal je 100 g trockenem Boden, woraus sich 26 000 kg/cm^2 errechnet.

2. Ursache der Gravitation.

Wir denken uns den Weltenraum mit vollkommen starren, glatten, kugelförmigen, äußerst kleinen, mit Lichtgeschwindigkeit sich bewegenden Ätheratomen erfüllt. Der vom Ätheratom eingenommene Raum kann niemals verschwinden, wir nennen ihn multipliziert mit seiner Dichte Masse. Im ungestörten Äthermeer müssen die Ätheratome völlig gleichmäßig verteilt, und jede Bewegungsrichtung muß gleich häufig vertreten sein. Zusammenstöße der Ätheratome auf ihren geradlinigen Bahnen mit anderen Atomen haben, da es sich um keine formänderungsfähigen Massen handelt, Richtungsänderungen, verbunden mit Drallbewegungen (Rotationen) infolge des Abrollens der Kugeln aufeinander, zur Folge. Die Energiesumme aus fortschreitender und Drallbewegung bleibt dabei konstant.

Tritt durch irgendeine Ursache eine Störung im Äthermeer auf, z. B. von einem Ätheratom, das von irgendwoher abgeschleudert wird, so ändern sich durch den nächsten Zusammenprall dieses Ätheratoms mit einem anderen die Bewegungsrichtungen beider Atome, die nun ihrerseits wieder je ein Ätheratom und in geometrischer Steigerung weitere Ätheratome beeinflussen. Jede kleinste Störung breitet sich deshalb in Form eines Kugelausschnitts in Richtung des ursprünglichen Stoßes aus. Da die Zusammenstöße nur mit Ätheratomen erfolgen können, die sich quer zur Bewegungsrichtung des Störungsatoms bewegen, ist die sich ausbreitende Bewegung eine Transversalbewegung. Werden Störungsatome in bestimmter Zeitfolge und gleicher Richtung in das Äthermeer geschleudert, so entsteht eine transversale Ätherwelle.

Wir nehmen ferner den Ätheratomen gegenüber erheblich größere, vollkommen starre, kugelförmige, glatte Körperatome im Weltenraume an. Ein einzelnes im unendlichen Raum befindliches Körperatom wird innerhalb eines Zeitabschnittes allseitig gleichmäßig von den Ätherstrahlen, wie wir die mit Lichtgeschwindigkeit sich bewegenden Ätheratome nennen wollen, bombardiert. Die Stöße wirken wie ein gleichmäßig auf den Kugelumfang verteilter radialer Druck. Die Ätheratome geben dabei ebenso häufig einen Teil ihrer fortschreitenden Bewegungsenergie an das Körperatom ab, als sie einen Kraftimpuls von dem schwingenden Körperatom erhalten. Wandelt sich der größte Teil der fortschreitenden Bewegungsenergie der Ätheratome durch Abrollen auf dem Körperatom in Drallenergie um, so nehmen die Ätheratome den Charakter von Elektronen (Subelektronen) an. Sind die Ätherstöße von einer Seite stärker als von der anderen, so bewegt sich das Körperatom in Richtung dieser stärkeren Stöße.

Wir betrachten nun den Fall, daß sich zwei kugelige Körperatome im Raume befinden. Sie werden sich nach Abb. 1 gegenseitig

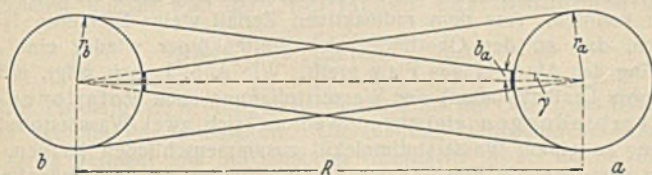


Abb. 1. Abschirmwirkung zweier Körperatomkerne gegen radiale Ätheratomstöße.

gegen jene Ätheratomstöße aus dem Unendlichen abschirmen, die radial auf die Kugeloberflächen gerichtet sind und innerhalb zweier Kegel liegen, deren Mantelflächen von dem Mittelpunkt des einen Körperatoms tangential an den Kugelumfang des anderen Körperatoms verlaufen. Hat das eine Körperatom den Kernhalbmesser r_a , das andere den Kernhalbmesser r_b , beträgt der Abstand der Mittelpunkte der beiden Körperatome von einander R und ist der halbe Winkel an der Spitze des Abschirmkegels γ , so ist der Halbmesser b_a der abgeschirmten Oberfläche des Körperatoms a bei der Kleinheit des Winkels

$$(18) \quad b_a = r_a \cdot \sin \gamma = r_a \cdot \frac{r_b}{R}$$

und jener des Atoms b

$$(18a) \quad b_b = r_b \cdot \frac{r_a}{R}$$

Die auf dem Atom a abgeschirmte Fläche wird somit

$$(19) \quad f_a = \frac{\pi r_a^2 r_b^2}{R^2}$$

und jene auf dem Atom b

$$(19a) \quad f_b = \frac{\pi r_b^2 r_a^2}{R^2}$$

Die Abschirmflächen sind gleich groß, und ihre Summe ist

$$(20) \quad f = \frac{2 \pi r_a^2 r_b^2}{R^2}$$

Wird auf die Einheit der Atomkernoberfläche von den radial aus dem Unendlichen kommenden Ätherstrahlen der Stoßdruck k dyn/cm² ausgeübt, so ist durch die Abschirmwirkung der Flächen f die auf die beiden Körperatome wirkende Annäherungskraft oder „Gravitation“

$$(21) \quad K = k \cdot \frac{2 \pi r_a^2 r_b^2}{R^2} \text{ dyn.}$$

Es findet also keine „Anziehung“ der Körper untereinander, sondern ein gegenseitiges Zustoßen durch die Ätheratome statt. Befinden sich an Stelle des einen Körperatoms a deren n_a und an Stelle des anderen Körperatoms b deren n_b , so schirmt jedes Körperatom der Gruppe a ein jedes Körperatom der Gruppe b und umgekehrt vor den Ätherstößen ab, und es wird die gesamte abgeschirmte Fläche

$$(22) \quad F = \frac{n_a \pi r_a^2 n_b \pi r_b^2}{R^2}$$

und die Gravitation

$$(22a) \quad K = k \cdot \frac{2 n_a \pi r_a^2 n_b \pi r_b^2}{R^2 \pi}$$

Setzen wir

$$(23) \quad n_a \pi r_a^2 = m_1, \quad n_b \pi r_b^2 = m_2, \quad \frac{k \cdot 2}{\pi} = k_0,$$

so folgt die bekannte Gravitationsformel

$$(24) \quad K = k_0 \cdot \frac{m_1 m_2}{R^2} \text{ dyn mit } k_0 = 6,674 \cdot 10^{-8} \text{ dyn.}$$

Somit ist

$$(25) \quad k = \frac{k_0 \cdot \pi}{2} = 1,048 \cdot 10^{-7} \text{ dyn/cm}^2.$$

Wenn der Ätherstoßdruck auf die Flächeneinheit der Oberfläche des Körperatoms so gering ausfällt, so ist zu beachten, daß bei seiner Ableitung nur solche Ätherstrahlen berücksichtigt wurden, die aus dem Unendlichen kommend genau radial auf das Körperatom gerichtet sind. Das sind nur sehr wenige Strahlen, während die ungeheuer große Mehrzahl schief auf die Atomoberfläche auftrifft, ebenso wie die Senkrechte in einem Punkte auf eine Ebene nur eine von allen möglichen Richtungen ist. Wenn sich auch innerhalb der Abschirmkegel durch Zusammenstöße und Ablenkung der Ätheratome wieder einige radial auf die Körperatomkernoberfläche gerichtete Ätherstrahlen ausbilden werden, so muß sich der fehlende Impuls der abgeschirmten Ätherstrahlen doch voll in dem abgelenkten Sinne auswirken.

Aus Gl. (23) läßt sich noch ablesen, daß das, was wir bisher als Masse ansahen und aus der Formel $m = \frac{K}{g}$ (g = Schwerebeschleunigung)

berechneten, zahlenmäßig gleich der Flächensumme der Atomkernquerschnitte ist. Als Körperatome kommen nach unseren heutigen Kenntnissen über den Aufbau der chemischen Elemente Wasserstoffatomkerne in Betracht, die in verschiedenster Anordnung und Anzahl die Atome und Moleküle der Elemente zusammensetzen. Bei der Gleichheit der Wasserstoffatomkerne ist

$$(26) \quad r_a = r_b = r,$$

und es wird

$$(27) \quad K = k \cdot \frac{2 n_a n_b \pi r^4}{R^2} \text{ dyn.}$$

Eine Überlagerung von Abschirmflächen wirkt sich als Gravitations- bzw. Gewichtsverlust aus, der bisher fälschlich als Massenverlust angesehen wurde. So verlieren vier Wasserstoffatomkerne, die zu einem Heliumatom zusammentreten, je Atomkern 0,0077 ihrer Massenanziehung bzw. ihres Gewichts, was darauf zurückzuführen ist, daß ihre verhältnismäßig enge Lagerung im Tetraederverband des Heliumatoms zu einer gegenseitigen Überlagerung von Abschirmflächen in diesem Ausmaße führt. Auch eine Geschwindigkeit des Körperatoms wirkt in Richtung der fortschreitenden Körperbewegung gravitationsvermindernd, weil die Geschwindigkeit der gegen die Bewegungsrichtung einfallenden Ätheratome durch die Körpergeschwindigkeit einen relativen Zuwachs und jene auf der Gegenseite eine relative Schwächung erfährt und diese Relativgeschwindigkeiten sich stoßverstärkend bzw. stoßvermindernd auswirken. Masse kann niemals verschwinden, auch sich in keine Energieform umwandeln, nur kann ihre Auswirkung auf die Gravitation geringer werden.

Zur Überprüfung der Gl. (27) wollen wir die Annäherungskraft berechnen, die eine Gramm-Masse auf eine andere Gramm-Masse in 1 cm Entfernung ausübt. Nach der Loschmidtschen Zahl sind in einer Gramm-Masse enthalten

$$(28) \quad n = 6,062 \cdot 10^{23} \text{ Wasserstoffatome.}$$

Die Masse des Wasserstoffatoms ist demnach

$$(29) \quad m_H = \frac{1}{n} = 1,649 \cdot 10^{-24} \text{ g.}$$

Nach Gl. (23) ist für die Masse 1

$$(30) \quad n \pi r^2 = 1,$$

und somit wird der Halbmesser des Wasserstoffatomkernes

$$r = \frac{1}{\sqrt{n\pi}} = \frac{1}{\sqrt{6,062 \cdot 10^{23}}}$$

$$(31) \quad r = 7,25 \cdot 10^{-13} \text{ cm.}$$

Auf verschiedenem Wege hat man den Durchmesser des Wasserstoffatomkernes abschätzen können und ihn ebenfalls von der Größenordnung 10^{-13} cm gefunden⁷⁾. Bei Ermittlung des wahren Halbmessers wird noch die, wenn auch geringe, abschirmende Wirkung der Elektronenschwärme zu berücksichtigen sein, das sind die schon erwähnten, mit größerem Drall begabten Ätheratome, die bei den Zusammenstößen mit den Körperatomen ihre fortschreitende Bewegungsenergie ganz oder teilweise eingebüßt haben.

Als Dichte der Kernmasse des Wasserstoffatoms ergibt sich

$$\delta = \frac{\text{Masse}}{\text{Volumen}} = \frac{m_H}{\frac{4\pi}{3} \cdot r^3}$$

und nach Einsetzen der Gl. (29) u. (31) der ungeheure Wert

$$(32) \quad \delta = \frac{3}{4r} = 1,03 \cdot 10^{12}.$$

Die Kernmasse der Atome ist also um das Billionenfache dichter als Wasser.

Wir setzen nun Gl. (28), (30) u. (31) in Gl. (27) ein und erhalten als Gravitationskraft für die beiden angenommenen Gramm-Massen in der Entfernung $R = 1$ cm

$$(33) \quad K = 2k n^2 \pi r^4 = 2k n^2 \cdot \frac{1}{n\pi n} = \frac{2k}{\pi},$$

somit durch Einsetzen von Gl. (25) bzw. (23)

$$(33a) \quad K = 6,674 \cdot 10^{-8} \text{ dyn.}$$

Derselbe Wert folgt aus Gl. (24) für $m_1 = m_2 = 1$ und $R = 1$.

Sollte eingewendet werden, daß eine Überlagerung der Abschirmflächen der Körperatome besonders bei Himmelskörpern in größtem Umfange stattfinden müßte und daß deshalb die Theorie von den Abschirmflächen nicht richtig sein könne, so ist zu beachten, daß die Größe der Wasserstoffatomkerne im Vergleich zu ihren mittleren Abständen in den Körpern sehr klein ist. Da die mittlere Dichte der Erde $d_e = 5,51$ beträgt, sind in 1 cm^3 der Erde im Mittel

$$(34) \quad N = d_e n = 3,34 \cdot 10^{24} \text{ Wasserstoffatome}$$

enthalten, die einen Raum einnehmen von

$$V = \frac{4}{3} \cdot \pi r^3 N \text{ cm}^3.$$

Nach Einsetzen der Gl. (30) u. (31) folgt

$$(35) \quad V = \frac{4}{3} \cdot \frac{r}{n} \cdot d_e n = \frac{4}{3} \cdot r d_e$$

$$(35a) \quad V = \frac{4}{3} \cdot 7,25 \cdot 10^{-13} \cdot 5,51 = 5,33 \cdot 10^{-12} \text{ cm}^3.$$

In einer Erdmasse von 1 cm^2 Querschnittfläche und einer Länge gleich dem Erddurchmesser von $D = 1,274 \cdot 10^9$ cm nimmt demnach die darin enthaltene Atomkernmasse einen tatsächlichen Raum ein von nur

$$VD = 5,33 \cdot 10^{-12} \cdot 1,274 \cdot 10^9$$

$$(36) \quad = 6,79 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^3.$$

Denkt man sich die Erde von zwei Seiten her platt zusammengedrückt, so daß alle Zwischenräume zwischen den Atomen verschwinden, so hätte die so entstandene Scheibe vom Durchmesser gleich dem der Erde an ihrer dicksten Stelle in der Mitte nur eine Dicke von 0,07 mm. Da die Masse der ganzen Erde $d_e \cdot 1,0828 \cdot 10^{27}$ g beträgt, nimmt die ganze Atommasse der Erde einen tatsächlichen Raum ein von nur

$$J = \frac{d_e \cdot 1,0828 \cdot 10^{27}}{\delta} = \frac{5,51 \cdot 1,0828 \cdot 10^{27}}{1,03 \cdot 10^{12}} = 5,79 \cdot 10^{15} \text{ cm}^3$$

oder

$$(37) \quad J = 5,79 \text{ km}^3.$$

Es dürfte bei diesen Raumverhältnissen ohne weitere Darlegung glaubhaft sein, daß die Ätherstöße sogar noch durch sehr große Weltenkörper hindurchdringen und daß die Summe der an sich sehr kleinen Abschirmflächen, auf die es ankommt, in jeder Strahlenrichtung kleiner ist als die Querschnittfläche des Körpers. Beim Erkalten großer Weltenkörper und zunehmend enger Lagerung der Atome wird immerhin die Möglichkeit bestehen, daß die Querschnittfläche des Körpers unter das Maß der Abschirmflächen sinkt, die zur Erzeugung der vollen Gravitationswirkung aller Körperatome zur Aus-

⁷⁾ W. Nernst, Theoretische Chemie, 11. bis 15. Aufl., S. 197, Stuttgart 1926.

bildung kommen müßten, und daß sich deshalb Abschirmflächen wie im Falle des Heliumatoms überlagern. Die Gravitationswirkung des Weltenkörpers muß dann in gleichem Maße abnehmen. In diesem Sinne kann man die von heißen Körpern, d. h. stark schwingenden Körperatomen, ausgehenden Impulse der Licht- und Wärmewellen des Äthers als eine Umwandlung der Massenwirkung — nicht der Masse — in Lichtgeschwindigkeit ansprechen. Die Untersuchung der Übertragungsvorgänge der Ätherstrahlen auf die Körperatome im Körperinnern würde hier zu weit führen. Es sei nur kurz gesagt, daß die Zusammenstöße der Ätheratome mit den Körperatomen und jene der Körperatome mit den Elektronen bei ihren Schwingungen sich als elastische Erscheinungen und Druckübertragungen auswirken, die zur Folge haben, daß die Gravitation in Körpern so wirkt, als ob der Angriffspunkt der Gravitationskraft im Schwerpunkte des Körpers läge.

Wenn sich mehrere Wasserstoffatomkerne durch Gravitation einander nähern, werden mit wachsender Größe der Abschirmflächen aufprallende Ätheratome in zunehmendem Maße nach der Seite der Abschirmflächen

abrollen, wo sie außerdem den geringsten Gegendruck von neu aufprallenden Ätheratomen erfahren. Im Bereich der sogenannten molekularen Wirkungssphäre werden sich abrollende Ätheratome als drallbegabte Elektronen (Subelektronen) in die Abschirmkegel zwischen die Wasserstoffatomkerne schieben, wie in Abb. 2 dargestellt,

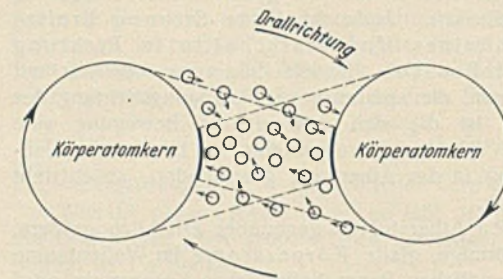


Abb. 2. Körperatomkerne mit zwischen-gelagertem Elektronenschwarm.

und die Abschirmkegel außerdem schleierartig umhüllen. Sie werden dadurch als Puffer wirken sowohl gegen schiefe Ätheratomstöße als auch gegen einen Zusammenprall der Atomkerne miteinander. Ihre erstere Eigenschaft steigert die Gravitationswirkung der Ätheratomstöße auf die Größe der sogenannten molekularen Anziehungskraft, die als Oberflächen- und Binnendruck der Körper in Erscheinung tritt, und ihre zweite Eigenschaft bedingt den Abstand der Körperatome voneinander und die Übertragungsmöglichkeit der Ätherstöße auf andere Atome, ohne daß sich die Atome unmittelbar berühren. Die Bildung der Elemente aus einer Anzahl von Wasserstoffatomkernen wird damit erklärt, daß im Innern von Weltenkörpern bei hohem Druck und einem Mangel an Elektronen sich die Wasserstoffatomkerne mehr als gewöhnlich nähern konnten. Aus dem radioaktiven Zerfall vieler Elemente ist ersichtlich, daß an der Oberfläche der Weltenkörper wieder eine Auflockerung des Atomgefüges Platz greift. Wie Abb. 2 noch zeigt, müssen bei einem Drall (Rotation) der Wasserstoffatome auch Rotationen der Atomverbindungen eintreten. Während sich zwei Wasserstoffatome sehr eng zu einem Wasserstoffmolekül zusammenschließen können, verhindert der dauernde Wechsel der Abschirmflächen an den Außenflächen der beiden Atome bei der Rotation des Moleküls einen Zusammenschluß von drei und mehr Atomen zu einem Wasserstoffmolekül, ausgenommen unter starken Druckverhältnissen, die dann zur Bildung der Elemente geführt haben werden.

Man hat die Masse eines Elektrons mit $9 \cdot 10^{-28}$ g angegeben, aber es dürfte sich dabei eher um den mit je zwei Wasserstoffatomkernen verbundenen Elektronenschwarm als um ein einzelnes Elektron (Subelektron) gehandelt haben. Soweit Elektronen Schutzwirkungen ausüben und Ätherstöße auffangen, haben auch sie eine nachweisbare Masse. Wenn man den Elektronenschwarm von zwei Wasserstoffatomkernen als Elektron bezeichnet, ist jedes Teilchen des Elektronenschwarmes ein Subelektron. Negativ elektrisch geladene Körper zeichnen sich durch einen größeren, positiv geladene Körper durch einen geringeren Inhalt an Elektronen aus als elektrisch neutrale Körper.

Die Schwingung der Atome um ihre mittlere Lage führt zu der Erscheinung der Oberfläche bei flüssigen und festen Körpern, ähnlich wie uns ein sehr schnell rotierendes Speichenrad als volle Scheibe erscheint.

3. Oberflächenkräfte.

Dieselben Gesichtspunkte, die bei der Ableitung der Gravitation maßgebend waren, können auch auf die Bestimmung der Oberflächenkräfte eines Körpers angewendet werden. In Abb. 3 sind drei Molekülschwingungskreise vom Halbmesser r_m mit den Atomkernen im Mittelpunkte vom Halbmesser r gezeichnet. Nach unten schließen sich weitere Körpermoleküle an, während der Raum nach oben frei von Molekülen angenommen ist. Der Krümmungshalbmesser der Körperoberfläche sei in dem einen Hauptschnitt R_1 und im anderen R_2 .

Bei ebener Körperoberfläche ist die Größe der auf den Atomkernen der Oberflächenmoleküle nach dem Körperinnern hin erzeugten Abschirmflächen für die Einheit der Körperoberfläche

$$(38) \quad f = n \beta \cdot 2 \pi r^2,$$

worin $2 \pi r^2$ die Oberfläche der Atomkernhalbkugel, β die Dichte der Abschirmflächen, d. h. die wahre Größe der Abschirmflächen, dividiert durch die Oberfläche der Kernhalbkugel, n die Anzahl der Oberflächenmoleküle je Einheit der Körperoberfläche bedeutet. Bei konvex gekrümmter Oberfläche nimmt f um die zum Winkel γ gehörige Atomkernoberfläche Δf ab. Es ist bei der Kleinheit des Winkels

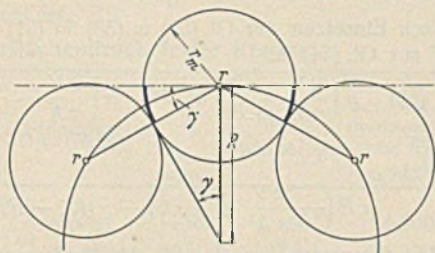


Abb. 3. Verminderung der Abschirmflächen und Bindungskräfte von Oberflächenmolekülen bei konvex gekrümmter Körperoberfläche.

$\Delta f = n \beta \cdot r \sin \gamma \cdot 2 \pi r$,
und da, wie leicht abzulesen,

$$\sin \gamma = \frac{r_m}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

ist, wird

$$(39) \quad \Delta f = n \beta \pi r^2 r_m \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right).$$

Gehört zur ebenen Körperoberfläche mit den Abschirmflächen f je Flächeneinheit die molekulare Anziehung oder der Binnendruck K , so nimmt bei konvex gekrümmter Körperoberfläche die Druckspannung an der Oberfläche ab um

$$(40) \quad \Delta K = K \cdot \frac{\Delta f}{f} = K \cdot \frac{r_m}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right).$$

Es wird deshalb der Oberflächen- oder Bindungsdruck der konvex gekrümmten Oberfläche

$$(41) \quad p = K \left[1 - \frac{r_m}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \right].$$

Für $R_1 = R_2 = R$ geht diese Gleichung über in

$$(41a) \quad p = K \left(1 - \frac{r_m}{R} \right),$$

gültig für eine konvexe Oberfläche vom Krümmungshalbmesser R , deren Moleküle den mittleren Abstand $2 r_m$ (molekularer Schwingungskreisdurchmesser) voneinander haben.

Bei konkav gekrümmter Oberfläche ist in Gl. (41) R negativ einzusetzen, und es wird der Oberflächen- oder Bindungsdruck

$$(42) \quad p = K \left[1 + \frac{r_m}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \right].$$

Die Formeln (41) u. (42) gelten zunächst für die Größe des Bindungsdrucks der Oberflächenmoleküle. Die Bindungskräfte sind bei konvexer Oberfläche geringer und bei konkaver Oberfläche größer als bei ebener. Bei konvexer Oberfläche fallen Abschirmflächen aus, und der an ihre Stelle tretende Ätherdruck ΔK ist bestrebt, die Oberflächenmoleküle aus ihrem Molekülverband herauszureißen. Bei konkaver Oberfläche treten hingegen neue Abschirmflächen hinzu, die um den Betrag ΔK stärker bindend wirken.

Andererseits hat die Selleckform der zwischen den Atomkernen der Oberflächenmoleküle wirkenden Kraftlinien zur Folge, daß bei konvexer Oberfläche ein auf das Körperinnere wirkender Zusatzdruck ΔK entsteht, der den Druck im Körperinnern gegenüber dem einer ebenen Oberfläche vergrößert. Damit sich im Körperinnern hydrostatisches Gleichgewicht einstellt, ist jeder Tropfen bestrebt, Kugelform anzunehmen, weil eine Kugel wegen ihrer allseitig gleichen Krümmung gleichen Oberflächen- und demgemäß überall gleichen Innendruck hat.

Bei konkaver Oberfläche verursacht die Selleckform der Kraftlinien einen nach außen gerichteten Zusatzdruck, der den Innendruck von Luftblasen in Flüssigkeiten außer dem gewöhnlichen hydrostatischen Druck wegen $R_1 = R_2 = R$ um

$$(43) \quad \Delta K = K \cdot \frac{r_m}{R}$$

erhöht. Auf der dem Innern der Flüssigkeit zugekehrten Seite der Oberflächenmoleküle solcher Luftblasen herrscht wieder der Binnendruck K .

In einer Kapillare, in der sich unter dem Einfluß der Kapillarwandung ein konkaver Meniskus bildet, setzt sich der auf der Oberseite der Oberflächenmoleküle senkrecht zur Oberfläche herrschende Überdruck ΔK auf der Unterseite derselben Oberflächenmoleküle mit einem gleich großen Unterdruck oder Zug ins Gleichgewicht. Dieser Zug wird durch das Schwerkraft der gehobenen Flüssigkeitssäule hervorgerufen. Der Ausgleich von Druck und Zug erfolgt allein in der

obersten Molekülschicht. Damit in der Flüssigkeit hydrostatisches Gleichgewicht herrscht, muß der Zug am Meniskus überall derselbe sein, abgesehen von der aber nur bei kleiner Hubhöhe ins Gewicht fallenden verschiedenen Höhe der Flüssigkeitssäule an der Basis und am Rande des Meniskus. Diesem gleichen Zuge entspricht eine gleiche Oberflächenkrümmung, so daß auch hier wieder die Oberfläche eine Kugelfläche sein muß. Für Kapillarwandungen, deren Oberflächen- und Binnendruck annähernd wenigstens doppelt so groß ist wie der der Flüssigkeit, ist im Ruhezustand und bei voller Kapillarwirkung der Randwinkel des Meniskus gleich Null und der Meniskus selbst eine Halbkugel. Das Gewicht der gehobenen Flüssigkeitssäule je Flächeneinheit muß dann gleich dem Überdruck ΔK sein, somit nach Gl. (43)

$$(44) \quad h(s - s') = \frac{K r_m}{R},$$

worin h die Hubhöhe, s das spezifische Gewicht der Flüssigkeit, s' das der Luft und R die halbe lichte Weite der Kapillare ist. Hieraus kann man den Binnendruck K berechnen, da der Molekül- abstand in Flüssigkeiten annähernd bekannt ist.

Die Beziehung zu der in vielen Tabellen niedergelegten Oberflächen- spannung α läßt sich wie folgt ableiten: Es ist das Gewicht der gehobenen Flüssigkeitssäule gleich der Spannung α je Längeneinheit der Randlinie des Meniskus mal der Länge der Randlinie, somit

$$(45) \quad \pi R^2 h(s - s') = \alpha \cdot 2 \pi R,$$

woraus folgt

$$(46) \quad h(s - s') = \frac{2 \alpha}{R}.$$

Aus Gl. (44) u. (45) folgt

$$(47) \quad \alpha = \frac{K r_m}{2} \cdot \text{dyn/cm} \quad \text{und} \quad K = \frac{2 \alpha}{r_m} \cdot \text{dyn/cm}^2.$$

Bei bekannter Oberflächenspannung α kann auch aus dieser Gleichung der Binnendruck K leicht berechnet werden. Für Wasser ergibt sich der Binnendruck bei einem mittleren Molekül- abstande von $2,5 \cdot 10^{-8}$ cm und Zimmertemperatur

$$K = \frac{2 \alpha}{r_m} = \frac{2 \cdot 73}{1,25 \cdot 10^{-8}} = 1,17 \cdot 10^{10} \text{ dyn/cm}^2$$

oder

$$(48) \quad K = \frac{1,17 \cdot 10^{10}}{981\,000} = 11\,900 \text{ kg/cm}^2.$$

Van der Waals⁸⁾, der die Annahme machte, daß die Zustandsgleichung der Gase auch für Flüssigkeiten gelte, ermittelte daraus den Binnendruck des Wassers zu $10\,700 \text{ kg/cm}^2$.

Für Quecksilber⁹⁾ mit $\alpha = 491 \text{ dyn/cm}$ bei frischer Oberfläche und gegen Luft und $r_m = 1,55 \cdot 10^{-8}$ cm folgt als Binnendruck

$$(49) \quad K = \frac{2 \cdot 491}{1,55 \cdot 10^{-8} \cdot 981\,000} = 64\,500 \text{ kg/cm}^2.$$

Den Oberflächen werden durch Ätherstöße bewegliche Moleküle und Kolloide des umgebenden Raumes zugeführt, die sich den Molekülen der Oberfläche im Bereich ihrer molekularen Schwingungskreise anlagern. Wenn dieser Vorgang ohne Zerfall der Moleküle in Atomen vor sich geht, nennt man ihn bei festen Körpern Adsorption und bei flüssigen, bei denen durch die Beweglichkeit der flüssigen Moleküle angelagerte Gasmoleküle ins Innere der Flüssigkeit geschafft werden bzw. vordringen, Adsorption. Aus Molekülgemischen lagern sich jene Moleküle am leichtesten an, die wegen ihrer geringeren thermischen Bewegungsenergie den kleinsten Molekül- abstand benötigen, das sind im allgemeinen solche, die von ihrer kritischen Temperatur am weitesten entfernt sind. Ist der Adsorptionsdruck gleich oder größer als der bei der herrschenden Temperatur nötige Verflüssigungsdruck, so tritt Verflüssigung der adsorbierten Dämpfe und Gase ein. Flüssigkeiten werden von festen Körpern nur dann adsorbiert und verdichtet, wenn ihr Oberflächen- druck kleiner ist als der des festen Körpers; hingegen werden Dämpfe und Gase stets verdichtet, da ihr Oberflächen- druck stets kleiner ist als der von festen und flüssigen Körpern. Die adsorbierte Molekülschicht bildet ihrerseits eine freie Oberfläche, die im verdichteten Zustande die Anlagerung einer weiteren Molekülschicht zur Folge hat. So reiht sich eine adsorbierte Molekülschicht an die andere, bis der Dampfdruck der obersten Molekülschicht gleich ist dem Dampfdruck des umgebenden Raumes. Körper, die einen geringeren Oberflächen- druck haben als Wasser (siehe später Benetzungswiderstand), vermögen flüssiges Wasser nicht zu adsorbieren, wohl aber

⁸⁾ Nach O. D. Chwolson, Lehrbuch der Physik, 2. Aufl., Bd. I, 2, S. 182, Braunschweig 1918.

⁹⁾ Werte für α bei Landolt-Börnstein, Physikalisch-chemische Tabellen, I. Bd., S. 200, Berlin 1923; Werte für r_m bei A. Eucken, Lehrbuch der Chemischen Physik, S. 645, 893, 940, 967, Leipzig 1932.

können sie im genügend wasserdampfgesättigten Raume eine Molekülschicht Dampf zu Wasser verflüssigen. Mit abnehmender Dampfspannung des Raumes sinkt die Anzahl der adsorbierten Molekülschichten. Oberhalb der kritischen Temperatur des Dampfes, also bei Wasser oberhalb 365°, bei Kohlensäure oberhalb 31°, kann der adsorbierte Dampf auch bei noch so hohem Oberflächendruck des Körpers selbst im gesättigten Dampfraum nicht mehr verflüssigt werden.

Da nach Gl. (41) u. (41a) der Oberflächendruck mit zunehmender konvexer Krümmung der Oberfläche, also auch mit zunehmender spezifischer Oberfläche des Bodens abnimmt, wird die Adsorption, bezogen auf die Flächeneinheit, mit feinerem Bodenkorn kleiner. Das ist auch bei Böden bestätigt worden, denn für den Durchschnitt der mineralischen Untergrundböden Deutschlands wurde im Dampfraum über 10%iger Schwefelsäure folgende Schichtdicke der adsorbierten Wasserhülle gefunden¹⁰⁾.

Tabelle 2.

Spezifische Oberfläche $U \text{ cm}^{-1}$	1600	23 000	193 000
Dicke der Adsorptionshülle in 10^{-6} mm	23,1	13,2	3,2
Anzahl der Molekülschichten . . . rd.	110	63	16

Bei konkaver Krümmung der Oberfläche, z. B. in Gesteinsritzen oder in Riffelungen der Oberfläche, ist die Adsorption nach Gl. (42) wiederum größer als bei ebener Oberfläche. Den experimentellen Beweis dafür bieten, wie wir sehen werden, Tropfen auf geriffelten Oberflächen (Wassertropfen auf Entenfeder).

Unter Wasser adsorbiert Mineralboden etwa doppelt so viel Wassermolekülschichten als über 10%iger Schwefelsäure¹¹⁾. Da der Dampfdruck über 10%iger Schwefelsäure zwischen 0° und 20° immerhin 4 bis 5% weniger beträgt als bei reinem Wasser, andererseits erst 6 bis 12%ige Konzentrationen von Bodensalzlösungen die gleiche Dampfdruckerniedrigung hervorrufen, können die oben angegebenen hygroskopischen Schichtdicken nicht nennenswert von Bodensalzen beeinflusst worden sein.

Die Adsorption ist mit Wärmeentwicklung verbunden, die bei Benetzung völlig trockenen mineralischen Bodens mit Wasser im Mittel zu

$$(50) \quad b_h = 50 w_h \text{ cal je } 100 \text{ g Boden}$$

festgestellt wurde¹²⁾. Die Benetzungswärme dürfte auf den Anprall der flüssigen Moleküle an die Moleküle der festen Oberfläche zurückzuführen sein.

Als mittlerer Druck in den hygroskopischen Adsorptionshüllen des Bodens wurden, wie schon bei Gl. (17) erwähnt, 26 000 kg/cm^2 ermittelt. Es wäre nun wertvoll zu wissen, welchen Oberflächendruck mineralische Bodenteilchen haben. Für feste Körper fehlte bisher ein zuverlässiges Verfahren zur Bestimmung ihres Oberflächendrucks oder ihrer Oberflächenspannung. Folgende neue Ableitung des Oberflächendrucks ebener Oberflächen von festen Körpern wird gegeben.

Abb. 4 stellt den Schnitt durch einen auf einer festen Körper x aufgetragenen Flüssigkeitstropfen l mit dem Krümmungshalbmesser R und dem Randwinkel φ dar. Die Ätheratomstöße haben zur Folge, daß jeder Flüssigkeitstropfen nach einem Höchstwerte der Abschirmflächen strebt. Das wird einerseits durch einen möglichst kleinen Wert des Produktes aus Oberflächenkraft mal Oberfläche des Tropfens, andererseits durch eine möglichst große Nutzbarmachung der Grenzflächenkräfte des festen Körpers erreicht. Die Auswahl der Abschirmflächen liegt bei den beweglichen Molekülen, also hier beim Flüssigkeitstropfen, und nicht etwa bei den festen Oberflächenmolekülen. Es muß also sein

(51) $FP - F_x S_x = \text{Minimum}$,
worin F die freie Oberfläche des Flüssigkeitstropfens, P der zugehörige Oberflächendruck je Flächeneinheit, F_x die Grenzfläche des Tropfens mit der festen Oberfläche und S_x der Grenzflächendruck ist. Der Grenzflächendruck ist gleich dem Oberflächendruck des festen Körpers, bei ebener Oberfläche gleich seinem Binnendruck K_x , abzüglich dem Oberflächendruck P der Flüssigkeit, der sich hydrostatisch bis auf die Grenzfläche fortplant. Somit ist

$$(52) \quad S_x = K_x - P.$$

¹⁰⁾ F. Zunker, Das Verhalten des Bodens zum Wasser, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 74, Berlin 1930; Kulturtechniker 31, S. 537.

¹¹⁾ F. Zunker, Zeitschrift für Pflanzenernährung, Düngung und Bodenkunde A, 25. Bd., S. 8.

¹²⁾ F. Zunker, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 72, Berlin 1930; Kulturtechniker 31, S. 82.

Da die Oberfläche des Tropfens, wie nachgewiesen, eine Kugelfläche sein muß, ist ferner nach den Bezeichnungen der Abb. 4

$$(53) \quad F = (\pi a^2 + h^2) \quad \text{und} \quad F_x = \pi a^2.$$

Als weitere Bedingung tritt hinzu, daß das Flüssigkeitsvolumen V konstant bleiben muß, somit

$$(54) \quad V = \frac{\pi}{6} \cdot h (3a^2 + h^2) = \text{konstant}.$$

Nach Einsetzen der Gl. (52) u. (53) in (51) und Ausdrücken von a durch V aus Gl. (54) ist

$$(55) \quad \pi \left(\frac{2V}{\pi h} + \frac{2}{3} \cdot h^2 \right) P - \pi \left(\frac{2V}{\pi h} - \frac{h^2}{3} \right) (K_x - P) = \text{Minimum}.$$

Aus $f'(h) = 0$ folgt

$$\pi P \left(-\frac{2V}{\pi h^2} + \frac{4}{3} \cdot h \right) - \pi (K_x - P) \left(-\frac{2V}{\pi h^2} - \frac{2}{3} \cdot h \right) = 0.$$

Nach Einsetzen von Gl. (54) und Umformen wird

$$K_x = \frac{2P}{1 + \frac{h^2}{a^2}},$$

und für $\frac{h}{a} = \text{tg } \beta$ wird

$$(56) \quad K_x = \frac{2P}{1 + \text{tg } \beta^2}.$$

Ferner ist

$$\text{ctg } \varphi = \frac{R - h}{a} = \frac{1}{\sin \varphi} - \text{tg } \beta,$$

daraus

$$\text{tg } \beta = \frac{1}{\sin \varphi} - \frac{1}{\text{tg } \varphi}.$$

Durch Einsetzen in Gl. (56) erhält man als Oberflächendruck des festen Körpers

$$(57) \quad K_x = \frac{2P}{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi} - \frac{1}{\text{tg } \varphi} \right)^2}.$$

P folgt aus Gl. (41a), jedoch mit positivem Vorzeichen in der Klammer, weil hier der nach dem Flüssigkeitsinnern wirkende Druck und nicht der Bindungsdruck der Oberflächenmoleküle in Betracht kommt. Für größere Tropfen genügt es, den Oberflächendruck P durch den Binnendruck K der Flüssigkeit zu ersetzen; dann wird

$$(57a) \quad K_x = \frac{2K}{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi} - \frac{1}{\text{tg } \varphi} \right)^2}.$$

Durch Einsetzen von Gl. (47) folgt die Oberflächenspannung des festen Körpers

$$(58) \quad \alpha_x = \frac{2 \alpha r_x}{r \left[1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi} - \frac{1}{\text{tg } \varphi} \right)^2 \right]},$$

worin α die Oberflächenspannung der Flüssigkeit, r_x den Molekülstand des festen Körpers und r den Molekülstand der Flüssigkeit bedeutet.

Für den Randwinkel $\varphi = 90^\circ$, d. h. halbkugeligen Tropfen, wird

$$(59) \quad K_x = P \approx K,$$

für den Randwinkel $\varphi = 0^\circ$ wird

$$(59a) \quad K_x = 2P = 2K,$$

für den Randwinkel $\varphi = 180^\circ$, d. h. vollkugeligen Tropfen, wird

$$(59b) \quad K_x = 0.$$

Ist $K_x > 2K$, so würde die Flüssigkeit durch einseitige Abschirmung ihrer Moleküle seitens des festen Körpers stärker abgeschirmt werden als durch jede andere Tropfenform. Deshalb verläuft für $K_x > 2K$ der Tropfen ohne Randwinkelbildung und erstrebt eine einzige Moleküllage.

Aus diesen Ergebnissen ist noch zu folgern, daß sich beim Flüssigkeitsaufstieg in Kapillarröhren nur dann ein voller halbkugelförmiger Meniskus mit größtmöglicher Hubkraft ausbildet, wenn der Oberflächendruck der inneren Rohrwandung gleich oder größer ist als der doppelte Oberflächendruck der Flüssigkeit. Wo man diese bisher wenig bekannte Regel nicht beachtet hatte, wurde die Oberflächenspannung von Flüssigkeiten zu niedrig bestimmt.

Der Oberflächendruck der inneren Kapillarrohrwandung ist nach Gl. (42), wenn R_1 gleich der halben Weite R der Kapillarröhre und $R_2 = \infty$ gesetzt wird,

$$(60) \quad P = K \left(1 + \frac{r_m}{2R} \right)$$

(K = Binnendruck und r_m = halber Molekülstand in der Wandung der Röhre).

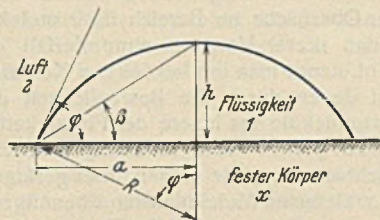


Abb. 4. Randwinkelbildung eines auf eine ebene feste Oberfläche aufgetragenen Flüssigkeitstropfens.

4. Anwendungsbeispiele.

Die Firma Fueß, Berlin-Steglitz, hat nach Angaben des Verfassers ein einfaches optisches Instrument hergestellt, das den Randwinkel von optisch vergrößerten Flüssigkeitstropfen mit einem drehbaren Fadenkreuz zu messen gestattet. In Tabelle 3 ist für feste Körper der Oberflächendruck bei Zimmertemperatur nach Gl. (57a) bestimmt worden. Als Flüssigkeiten wurden Wasser und Quecksilber gewählt, deren Binnendruck aus Gl. (48) u. (49) bekannt ist.

Tabelle 3. Oberflächendruck fester Körper.

Fester Körper	Oberflächenbehandlung	Flüssigkeit	K	Randwinkel φ	Berechneter Oberflächendruck K_x
			kg/cm ²		kg/cm ²
Spiegelglas ¹⁾	—	Wasser	11 900	4° 40'	23 800
Glas ²⁾	—	Quecksilber	64 500	128,5°	24 300
Platin ¹⁾	—	Wasser	11 900	10° 43'	23 600
Eisen ¹⁾	—	Wasser	11 900	5° 10'	23 700
Blei ¹⁾	—	Wasser	11 900	2° 36'	23 800
Feldsteine aus Feldspat, Glimmer, Grünstein	grob geschliffen	Wasser	11 900	7°	23 700
Bienenwachs	geschabte Fläche	Wasser	11 900	107°	8 400
Bienenwachs	desgl.	Quecksilber	64 500	151°	8 100
Paraffin	desgl.	Wasser	11 900	104°	9 000
Paraffin	desgl.	Quecksilber	64 500	149°	9 200
Paraffin ³⁾	—	Wasser	11 900	106° 57'	8 400
Paraffin ⁴⁾	erstarrt wie geschabt	Wasser	11 900	105°	8 800
Hexadecylalkohol ⁴⁾	erstarrt in Luft	Wasser	11 900	95°	10 900
dsgl.	geschabt	Wasser	11 900	50—75°	19 500 —15 100
dsgl.	Kristallfläche	Wasser	11 900	85°	13 000
Kleiderstoff	mit Imprägnol behandelt	Wasser	11 900	133°	3 800
Flügel einer Kreuzung der Hausente mit Wildente	—	Wasser	11 900	144°	2 270

¹⁾ Randwinkel nach Landolt-Börnstein, Physikalisch-chemische Tabellen, 1. Bd., S. 244, Berlin 1923.

²⁾ Randwinkel bestimmt von Fürth, nach H. Freundlich, Kapillar-chemie, 1. Bd., S. 229, Leipzig 1930.

³⁾ Ebenda, Randwinkel von Bosanquet und Hartley.

⁴⁾ Randwinkel nach Landolt-Börnstein, Physikalisch-chemische Tabellen, 2. Ergänzungsband, S. 171, Berlin 1931, Randwinkel von Adam und Jessop.

Die Messungsergebnisse stimmen miteinander überein. Feste Metalle, Mineralsteine und Glas haben fast den gleichen Oberflächendruck. Den geringsten Oberflächendruck hat der Benetzungsschutzstoff der Wasservögel. Geschabte Flächen haben einen höheren Oberflächendruck als glatte Flächen, was auf die vom Schaben herrührende feine Riffelung zurückzuführen ist (Gl. 60). Auf geriffelten Flächen ist deshalb auch die Tropfenform elliptisch mit der längeren Achse in Richtung der Riffelung. Kristallflächen haben einen höheren Oberflächendruck als erstarrte Flächen.

Dem Oberflächendruck entspricht im Falle einer ebenen Oberfläche der Binnendruck. Nach der Tabelle müßte eine Höchstgrenze der Festigkeit der Metalle von rd. 24000 kg/cm² zu erzielen sein. In der Tat hat man bei Eisen schon Festigkeiten bis zu 19000 kg/cm² erreicht. Die geringeren Festigkeiten sind zum Teil auf ungleiches, poriges Gefüge, zum größeren Teil auf eine mehr oder weniger große Fließbarkeit der Moleküle zurückzuführen. Wasser hat den Binnendruck 12000 kg/cm², und seine Zugfestigkeit ist trotzdem für gewöhnlich gleich Null. Immerhin hat man auch schon beim Wasser durch ein Verhindern der Einschnürung Zugfestigkeiten bis zu 300 kg/cm² beobachtet. Blei ist bekanntlich von allen Metallen besonders leicht fließbar und hat deshalb auch nur eine geringe Festigkeit. Aber die Tatsache, daß der Binnendruck der Metalle 24000 kg/cm² beträgt, dürfte doch der Metallbearbeitung und Veredelung neue Aussichten eröffnen.

Der Oberflächendruck von Feldsteinen wurde zu 24000 kg/cm² ermittelt. Das stimmt ziemlich genau mit der Höhe des mittleren Adsorptionsdruckes (Gl. 17) überein, der zu 26000 kg/cm² aus Hygroskopizität, spezifischer Gewichtszunahme und Benetzungswärme berechnet worden ist.

Es ist damit der Nachweis erbracht, daß der mittlere Adsorptionsdruck in den adsorbierten Wasserhüllen der Boden-

teilchen praktisch gleich dem Oberflächendruck ist. Daraus ist weiter zu folgern, daß die in Tabelle 2 angegebenen dicken hygroskopischen Wasserhüllen des Bodens tatsächlich auf physikalischer Adsorption ohne Molekülzerfall und nicht auf chemischen Vorgängen mit Atomumgruppierungen, Hydratbildungen und Solvationen beruhen.

Ähnlich wie die Randwinkelbestimmung ist das Verfahren mit Vergleichslösungen von bekanntem Binnendruck, von denen man Tropfen nacheinander auf die Oberfläche eines Körpers aufbringt und beobachtet, bei welcher Lösung sich gerade eine Halbkugelform des Tropfens ausbildet, was auch mit bloßem Auge zu erkennen ist. Die Vergleichslösungen dürfen mit dem festen Körper nicht chemisch reagieren oder ihn merkbar lösen. Das Verfahren empfiehlt sich besonders bei Körpern, die einen kleineren Oberflächendruck als Wasser haben, also bei den Benetzungsschutzstoffen der Natur, der Textilindustrie und der Technik. Als Vergleichslösungen kommen u. a. verschiedenprozentige Alkohole in Betracht. Wenn der Benetzungsschutzstoff porös oder geriffelt ist, machen sich sofort stärkere Haarröhrchenkräfte bemerkbar, sobald der Randwinkel kleiner als 90° wird. Die Bestimmung wird dadurch erleichtert. Der Oberflächendruck des Körpers liegt dann zwischen dem Binnendruck der Lösung, die noch eine kugelige oder halbkugelige Tropfenform bildet, und dem der anderen, die sich auf dem Körper mehr oder weniger ausbreitet oder in den Körper eindringt.

Bestimmt man auf der gleichen ebenen festen Oberfläche den Randwinkel φ_1 eines Wasser- oder Quecksilbertropfens vom bekannten Binnendruck K_1 , als auch den Randwinkel φ_2 einer beliebigen Vergleichslösung mit dem unbekanntem Binnendruck K_2 , so folgt zunächst nach Gl. (57a)

$$K_x = \frac{2 K_1}{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi_1} - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_1} \right)^2},$$

ebenso ist

$$K_x = \frac{2 K_2}{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi_2} - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_2} \right)^2}.$$

Durch Division ergibt sich der Binnendruck der Vergleichslösung zu

$$(61) \quad K_2 = K_1 \frac{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi_2} - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_2} \right)^2}{1 + \left(\frac{1}{\sin \varphi_1} - \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_1} \right)^2}.$$

Tabelle 4. Binnendruck im Äthylalkohol.

Prozentgehalt des Äthylalkohols	Binnendruck kg/cm ²
5	5760
10	3250
15	2800
20	2400
25	2100
30	1900
35	1800

Nach dieser Formel wurde mit dem Fueßschen Randwinkelmesser der Binnendruck eines Äthylalkoholgemisches mit Wasser bei 20° C wie in Tabelle 4 angegeben bestimmt.

Ist der Oberflächendruck staubförmigen Bodens zu bestimmen, so kann man den Boden auf die in ein Bechergläschen gegossenen Vergleichslösungen streuen. Auch wenn der untersuchte Staub ein höheres spezifisches Gewicht als die Lösung hat, bleibt er auf der Oberfläche schwimmen, sofern sein Oberflächendruck kleiner ist als der der Lösung. Ist der Oberflächendruck größer, so wird der Staub in die Lösung hineingezogen. Auch kann man die Lösungen auf den Boden träufeln, wobei sich eine Flüssigkeit mit höherem Binnendruck als der Boden mit Bodestaub überzieht, während eine Flüssigkeit mit kleinerem Binnendruck die Bodenteilchen in sich hineinzieht und gleichzeitig in den Boden kapillar eindringt.

In der unter einem Druck von rd. 26000 kg/cm² stehenden adsorbierten Wasserhülle der Bodenteilchen müssen sich die Bodensalze unter ganz anderen Konzentrationsverhältnissen befinden als im spannungsfreien Bodenwasser; denn Druck vergrößert die Konzentration solcher Substanzen, deren Lösung mit einer Volumenverkleinerung von Salz und Lösungsmittel verbunden ist. Von Kochsalz beispielsweise wird fast 1/2% mehr gelöst, wenn der Druck auf 121 kg/cm² gesteigert wird¹³⁾; bei linearer Zunahme der Löslichkeit mit dem Druck würden bei einer Adsorptionsspannung von 26000 kg/cm² rd. 100% Kochsalz mehr gelöst werden können. Auf diese Weise können aus schwach konzentriertem Bodenwasser bei der großen Oberflächenentwicklung des Bodens zweifellos erhebliche Mengen Pflanzennährstoffe in den verdichteten Adsorptionshüllen aufgespeichert werden. Die Sorption von Pflanzennährstoffen durch den Boden ist hauptsächlich hierauf zurückzuführen¹⁴⁾. Auch Gase wie Sauerstoff und Kohlensäure werden von den Adsorptionshüllen stärker absorbiert werden als vom spannungsfreien Bodenwasser. Je saurer der Boden ist, je mehr freie Wasserstoffionen er also enthält, desto stärker werden zwar auch elektrolytische Vor-

¹³⁾ O. D. Chwolson, Lehrbuch der Physik, 2. Aufl., Bd. I, 2., S. 238, Braunschweig 1918.

¹⁴⁾ Vom Verfasser im September 1932 in der Deutschen Bodenkundl. Gesellschaft vorgetragen.

gänge eintreten, bei denen die verschiedenartigen Bodenteilchen als Kathoden und Anoden wirken und Nährsalze auf ihren festen Oberflächen niederschlagen. Damit würde die Erscheinung, daß Pflanzen in sauren Böden leicht an Nährstoffmangel leiden, ihre Erklärung finden, denn im Gegensatz zu den in den verdichteten Adsorptionshüllen gelösten Nährsalzen sind die mit der Oberfläche der Bodenteilchen verbundenen Salze den Pflanzen nicht unmittelbar zugänglich. Erst eine Kalkung der sauren Böden vermag durch Bindung der Wasserstoffionen und Basenaustausch das festgelegte Nährstoffkapital wieder hervorzulocken.

Der Oberflächendruck der Bodenteilchen verursacht eine Reihe weiterer Erscheinungen. Die Verdichtung des adsorbierten Wassers erhöht scheinbar das in Pyknometern bestimmte spezifische Gewicht; für Mineralböden lautet die Beziehung¹⁵⁾ zwischen dem spezifischen Gewicht s und der Hygroskopizität w_h

$$(62) \quad s = 2,652 + 0,01167 w_h.$$

Das wahre spezifische Gewicht der mineralischen Untergrundböden ist also ziemlich konstant 2,65, was auf ihren großen Gehalt an Quarz als mineralischen Hauptbestandteil zurückzuführen ist.

Die verdichteten Adsorptionshüllen verengen ferner den freien Porenquerschnitt für den Durchfluß von Wasser und Luft. Das vom hygroskopischen Wasser unbeeinflusste spannungsfreie Porenvolumen der Böden ist schon in Gl. (13) angegeben.

Das Schwinden der Böden beim Trocknen, bei Drucksteigerungen durch Auflasten oder durch Grundwassersenkung infolge der damit verbundenen Verminderung des Auftriebs beruht auf Dichte- und Dickenänderungen der Adsorptionshüllen. Beim gewachsenen Boden wurde vom erdfeuchten (V_f) bis zum lufttrockenen (V_l) Volumen folgendes Schwindmaß festgestellt¹⁶⁾:

$$(63) \quad S = \frac{V_f - V_l}{V_f} \cdot 100 = 1,78 w_h \%,$$

Die Schwindung wächst hiernach verhältnismäßig der Hygroskopizität. Da Mineralböden eine Hygroskopizität bis zu etwa 19%, Moorböden wegen ihrer großen inneren Oberfläche jedoch häufig mehr als 30%, ja über 50% haben, ist die Schwindung bei den Moorböden, die man als Sackung bezeichnet, besonders stark. Ebenso sind Rutschungen auf Vorgänge in den adsorbierten Wasserhüllen, veranlaßt durch Druckentlastungen bei Grundwasserzutritt und Abgrabungen, zurückzuführen. Die größte Rutschgefahr hat der tonige Feinsand mit einer spezifischen Oberfläche von $U = 300$ bis 3000 cm^{-1} .

Der Oberflächendruck bestimmt ferner die Sicker-, Haft- und Kapillarwasserbewegung im Boden. Schon das Eindringen des Wassers in den Boden erfolgt weit überwiegend durch den Oberflächendruck; sein Einfluß wächst mit zunehmender spezifischer Oberfläche U . Für die kapillare Steighöhe des Wassers im Boden ergab sich die Formel¹⁷⁾:

$$(64) \quad H = \frac{6\alpha}{\gamma g} \cdot \frac{l-p}{p_0} \cdot U \text{ cm},$$

worin α die Oberflächenspannung und γ die Dichte des Wassers, g die Schwerebeschleunigung, p das gesamte und p_0 das spannungsfreie Porenvolumen ist. Bei Atmosphärendruck ist die Formel zwar nur bis $H = 7$ bis 8 m gültig, weil darüber hinaus die durch den negativen Kapillardruck ausgeschiedenen und stark sich ausdehnenden Luftbläschen die Kapillarbewegung schon erheblich hemmen.

Eine besondere Behandlung verdient der Benetzungswiderstand des Bodens¹⁸⁾ und anderer Stoffe in Natur und Technik. Körper mit Benetzungswiderstand sind mindestens im trockenen Zustande für Wasser unbenetzbar. Es beruht dies darauf, daß ihr Oberflächendruck kleiner ist als der Binnendruck des Wassers. Aus ähnlichem Grunde zeigen alle festen Körper Benetzungswiderstand gegen Quecksilber. Die verbreitete Anschauung, daß der Benetzungswiderstand darauf beruhe, daß der Boden eine größere Verwandtschaft zu Luft als zu Wasser habe, ist dahin richtigzustellen, daß die zwischen der Wölbung der Wassertropfen und der festen Oberfläche zu beobachtende silberglänzende Luft nicht die Ursache für die kugelige Tropfenform des Wassers, sondern nur eine Folge der annähernd punktförmigen Berührung des Tropfens mit der festen Oberfläche ist. Wenn sich auch Luft bei gewöhnlicher Temperatur nicht zu verflüssigen vermag, so verdichtet sie sich an Körpern mit hohem Oberflächendruck immerhin stärker als an solchen mit niederem, so daß hiernach unbenetzbare Körper von einer weniger verdichteten Lufthülle umgeben sind als benetzbare. Wenn sich Benetzungswiderstand zeigender

trockener Boden bei längerem Regen benetzt, so liegt es daran, daß durchaus nicht die ganze Oberfläche eines Bodenteilchens und alle Bodenteilchen einen geringeren Oberflächendruck haben als Wasser. In wasserdampfgesättigter Luft bildet sich außerdem auch auf Benetzungswiderstand zeigenden Flächen eine Wassermolekülschicht.

Die geringe Bildung hygroskopischer Wasserhüllen auf der äußeren, mit Benetzungsschutzstoff mehr oder weniger dicht bedeckten Oberfläche ist auch als Ursache dafür anzusehen, daß Humusböden, besonders jene mit hohem Benetzungswiderstand, eine sehr geringe Sorptionsfähigkeit für Pflanzennährstoffe zeigen.

Die Natur hat zahlreiche Benetzungsschutzstoffe gebildet, die die zu schützenden Körper in dünner Schicht überziehen. In der Pflanzenwelt haben die meisten Gräser und Klecarten sowie manche Kräuter und Feldfrüchte einen sehr wirksamen Benetzungsschutzstoff auf der Spaltöffnungsseite der Blätter, der dazu bestimmt ist, die Wasserverdunstung und die Kohlensäureatmung der Blätter sicherzustellen.

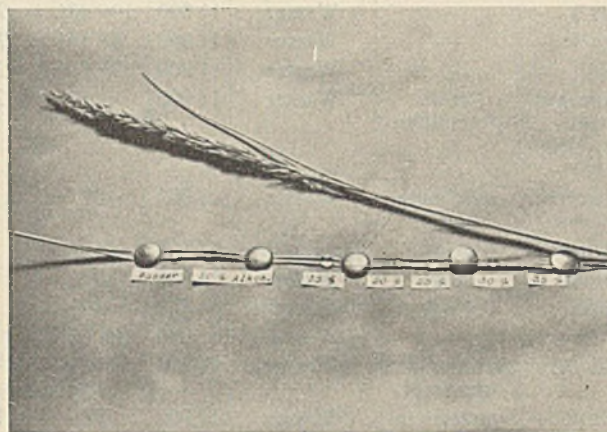


Abb. 5. Benetzungswiderstand von Strandhafer.
Auf dem Blatte sind zwischen den Reifeägelköpfen Tropfen von Wasser, ferner von 10, 15, 20, 25, 30 und 35%igem Alkohol aufgebracht, erst 35%iger Alkohol ist verlaufen.

Strandhafer (*Ammophila arenaria*), Abb. 5, hat einen besonders hohen Benetzungswiderstand, wohl um das salzige Meerwasser von den Spaltöffnungen fernzuhalten. Der Oberflächendruck auf der oberen Blattseite wurde durch Bentröpfeln mit verschiedenprozentigem Alkohol zu 1850 kg/cm^2 festgestellt. Auf der unteren Blattseite ist kein Benetzungswiderstand vorhanden. Der Benetzungswiderstand des Hafers wird bei der Bekämpfung des Hederichs, der keinen Benetzungsschutzstoff hat, vom Landwirt ausgenutzt, indem man im Morgentau Kainit auf das mit Hederich verunkrautete Haferfeld streut. Wenn ein Kainitsalzkrönchen zufällig auf einen Tautropfen des Hafers fällt, löst es sich zwar darin auf, vermag jedoch den Hafer bei der punktförmigen Berührung des Tropfens mit dem Haferblatt nicht zu schädigen. Jedoch wird jedes Salzkörnchen, das auf die breiteren und ganzflächig vom Tau benetzten Hederichblätter fällt, sich im gelösten Zustande auf der ganzen Blattseite ausbreiten und durch Eindringen in die Spaltöffnungen die Schließzellen der Blätter schädigen. Keinen Benetzungsschutzstoff haben ferner Schmiele und Rasenbinsen, die man deshalb ebenfalls mit Kainit vernichten kann. Die Behaarung der Blätter hat nichts mit dem Benetzungswiderstand zu tun. Das behaarte Honiggras zeigt auf beiden Blattseiten Benetzungswiderstand. Kohlrüben sind auf beiden Blattseiten unbenetzbar, hingegen sind Futterrüben und Zuckerrüben benetzbar. Die Tauperlen auf Rosenblättern und anderen Blättern sind allgemein bekannt. Durch das Trocknen der Pflanzen wird der Benetzungswiderstand nicht beeinflusst.

Der Benetzungsschutzstoff der Natur wird durch fettlösende Mittel, wie mehrstündiges Einlegen in Alkohol, Äther oder Benzin, durch übermangansaures Kall oder verdünnte Essigsäure und auch durch längeres Kochen in Wasser, nicht zerstört, wohl aber macht ihn schon eine schwache Base unwirksam, ein Zeichen für seine Säurenatur. Es ist anzunehmen, daß der durch große Molekülverbände hervorgerufene große Molekülabstand in erster Linie den geringen Oberflächendruck dieser Stoffe bedingt. Aus der Beständigkeit des Benetzungsschutzstoffes erklärt es sich, daß die zum großen Teil aus Gräsern hervorgegangenen kalkärmeren Riedmoore, anmoorigen Böden und auch gewisse Schichten der Braunkohlenlager ihn Jahrhunderte und Jahrtausende in kolloidaler Form bewahrt haben; denn da er die Blätter nur in äußerst dünner Schicht überzieht, muß er bei ihrem Zerfall in eine kolloidale, d. h. sehr fein verteilte Form übergehen. Infolge Adsorption überzieht er die Oberfläche der Bodenbestandteile und macht sie dadurch stellenweise unbenetzbar. Hiernach ist der Benetzungsschutzstoff des Bodens nicht oder zum mindesten nicht vorzugsweise auf nachträglich im Boden gebildete Humussäuren zurückzuführen.

¹⁵⁾ F. Zunker, Kulturtechniker 31, S. 84.

¹⁶⁾ F. Zunker, Kulturtechniker 31, S. 531 (1928); Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 85, Berlin 1930.

¹⁷⁾ F. Zunker, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 99, Berlin 1930.

¹⁸⁾ F. Zunker, Vortrag auf der Festtagung des Deutschen Ausschusses für Kulturbauwesen am 30. Oktober 1934, Handb. der Bodenlehre von Blanck, 6. Bd., S. 94, Berlin 1930.

sondern auf den in ursprünglicher Form hauptsächlich bei den Gräsern vorhandenen Benetzungsschutzstoff. Der Benetzungsschutzstoff ist wahrscheinlich ein Oxydationsprodukt des Okta-decylalkohols, während Humussäure nach Odén die Formel $H_2(C_{10}H_{18}O_2)$ hat. Boden, der Benetzungswiderstand zeigte, verlor diese Eigenschaft, als man ihn im trockenen Zustande in der Schüttelmaschine längere Zeit schüttelte, wobei sich ein feiner Staub entwickelte. Offenbar war der

und Holz Körper mit hohem Oberflächendruck sind, wird durch das Einölen oder Einseifen der Schalungen ein Körper mit geringem Oberflächendruck zwischengeschaltet, der das Ausschalen erleichtert. Öl und Seife dringen aber auch in die Poren des Betons ein und setzen seinen Oberflächendruck herab. Wenn nun ein festhaftender Teermantel über das Rohr gezogen werden soll, muß der Oberflächendruck der öl- oder seifenhaltigen Betonoberfläche größer sein als der des Teermantels. Um eine



Abb. 6. Benetzungswiderstand von Torfarten.

Unten von links nach rechts Nr. 1 bis 3, oben mit Äther ausgezogen Nr. 4 bis 6. Auf jedem Torfstück von oben nach unten Tropfen von Wasser, 5, 10, 15 und 20% igem Alkohol aufgebracht.

Benetzungsschutzstoff von der Oberfläche der Bodenteilchen abgeschüttelt worden. Braunkohlenteilchen mit Benetzungswiderstand an ihrer Oberfläche hatten keinen im Bruchquerschnitt. In Abb. 6 sind Torfstücke mit Wasser und verschiedenprozentigem Alkohol betropft. Der Oberflächendruck des Torfes ist aus nachstehender Tabelle 5 zu entnehmen:

Tabelle 5. Oberflächendruck von Torfarten.

Vorbehandlung	Hochmoor-Wollgrastorf	Kalkfreier Niederungsmoorortorf	Niederungsmoorortorf mit 3,55% $CaCO_3$
Mit Äther ausgezogen	Nr. 4 2800 kg/cm ²	Nr. 5 2250 kg/cm ²	Nr. 6 5760 kg/cm ²
Ohne Vorbehandlung	Nr. 1 8000 kg/cm ²	Nr. 2 2600 kg/cm ²	Nr. 3 8000 kg/cm ²

Der Zustand der Oberfläche, ob glatt, rau, geriffelt, faserig, porig, beeinflußt den Oberflächendruck, was auch aus Gl. (41), (42) u. (60) abgeleitet werden kann. Die Vorbehandlung beeinflußt den Salzgehalt und dadurch den Oberflächendruck des Bodens.

Für die Bautechnik hat der Benetzungswiderstand bei der Herstellung wasserdichter Straßendecken, beim Überziehen von Betonrohren mit wasserabweisenden Teermänteln u. a. m. große Bedeutung. Die Betonrohre werden in Schalungen gestampft oder geschleudert. Da Eisen, Beton



Abb. 7. Auswirkung des Benetzungswiderstandes auf der kohlenlettenhaltigen 17 Jahre alten Braunkohlenkippe Schwarzkolm.

große Haftspannung zu erzielen, wird man gut tun, die Schalung mit einer Masse zu überziehen, die nicht erst in die Poren des Betonrohres eindringt oder die von der Betonoberfläche leicht wieder durch Abwaschen entfernt werden kann. Bei all diesen Fragen ist für ein zielsicheres, erfolgreiches und schnelles Arbeiten die Kenntnis des Oberflächendrucks der verschiedenen Stoffe unerläßlich.

Bei der Kultivierung der ausgedehnten Abraumhalden in den Braunkohlengebieten spielt der Benetzungswiderstand ebenfalls eine große Rolle. Abb. 7 zeigt die schon 17 Jahre alte Kippe „Schwarzkolm“ der Grube Erika, deren kohlenlettenhaltige oberste Bodenschicht einen derart großen Benetzungswiderstand hat, daß selbst ein Regenfall von 24 mm, wie er in der Nacht vor der Aufnahme des Bildes gefallen war, nicht mehr als durchschnittlich 1 cm in den Boden eingedrungen war. Auf der Fläche findet sich kein einziger Grashalm, und Regengüsse reißen infolge der durch keine Versickerung gehemmten Schleppkraft der abfließenden Wassermassen tiefe Furchen in den Boden. Eine teilweise Aufforstung ist in Pflanzlöchern mit großen Kosten zur Ausführung gekommen. Die Bekämpfung des Benetzungswiderstandes der Fläche kann nur mit stark basischen Mitteln, wie Ätzkalk, Erfolg haben, mit denen man bei feuchter Witterung die Bodenoberfläche zu besprengen hätte.

Es sei ferner hingewiesen auf die Bedeutung des Oberflächendrucks bei den Schutzanstrichen des Eisens, in der Textilindustrie bei der Schaffung unbenetzbarer Kleiderstoffe, in der Papierindustrie bei der Herstellung tintenfester Papiere, in der Waschmittelindustrie u. a. m. Die jetzt mit einfachen Mitteln ermöglichte Bestimmung des Oberflächendrucks fester Körper eröffnet für Technik und Industrie neue Gesichtspunkte und Aussichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hochwasserschutz der Stadt Breslau.

Von a. o. Prof. Wechmann, Oberregierungs- und -baurat in Breslau.

Bei dem verheerenden Hochwasser im Juli 1903 sind an der Oder 16 Hauptdeiche und fast sämtliche Privatdeiche gebrochen. Etwa 900 km² eingedeichten Gebietes wurden dadurch unter Wasser gesetzt und allein in Schlesien ein Schaden angerichtet, dessen Höhe zu 10 Mill. M. sicherlich nicht zu niedrig geschätzt worden ist. Diese außerordentlichen Schäden und die großen Mittel, die vom Staate für ihre Beseitigung sowie für die Erhaltung der betroffenen Besitzer im Haus- und Nahrungsstände haben aufgewendet werden müssen, ließen es geboten erscheinen, Vorsorge zu treffen, daß sich derartige Unglücksfälle nicht wiederholen können. Die Grundlage hierfür gab das „Gesetz betreffend Maßnahmen zur Verhütung von Hochwassergefahren an der oberen und mittleren Oder“, das sogenannte Oderschutzgesetz vom 12. August 1905 (G. S. S. 335).

Im Rahmen der Arbeiten, die auf Grund dieses Gesetzes durchgeführt wurden, nimmt der Hochwasserschutz der Stadt Breslau eine hervorragende Stelle ein. Beim Hochwasser 1903 standen in Breslau zwar nur einige Straßenzüge unter Wasser, doch war dies nur dem Umstande zu verdanken, daß weiter oberhalb Deiche brachen und so Hochwasseraufspeicherungsraum geschaffen wurde. Andernfalls wären ganze Stadtteile unter Wasser gesetzt und unabsehbares Unheil angerichtet worden. Den Hochwasserschutz einer Großstadt von nunmehr 630 000 Einwohnern auf den möglichen

Bruch von Deichen zu gründen, wäre aber, wie ohne weiteres ersichtlich sein dürfte, unvorsichtig und mit den neueren Anschauungen über den Hochwasserschutz nicht vereinbar. Es erscheint daher wohl begründet, daß umfangreiche Maßnahmen zum Schutze der Stadt Breslau getroffen worden sind.

Die Oder teilt sich innerhalb der Stadt in die Norder- und Süderoder, die wieder durch mehrere Arme miteinander in Verbindung stehen. Kurz oberhalb der Altstadt zweigt von der Oder die Alte Oder ab, die Ende des 18. Jahrhunderts durch ein festes Überfallwehr von der Oder abgeschlossen und zur Hochwasserabführung mitbenutzt wurde. Ende des 19. Jahrhunderts wurde sie streckenweise zur Anlage einer Schiffahrtsstraße, des sogenannten Großschiffahrtsweges herangezogen.

Im Stadtgebiet mündet links die Ohle in die Oder, ein Flachlandfluß mit etwa 1000 km² Niederschlagsgebiet. Oberhalb Breslau, gegenüber vom Margareth, tritt das Hochwasser der Oder in das Ohletal über und floß früher kurz oberhalb der Stadt wieder in die Oder zurück, belastete also die Stadtoder und die Alte Oder. Diese im Ohletal abfließende Wassermenge war sehr erheblich und betrug 1300 m³/sek, also mehr als die Hälfte der gesamten Hochwasserabflußmenge von 2400 m³/sek.

Auf der rechten Seite liegt gleichlaufend mit dem Odertal in einer Entfernung von 2 bis 5 km das Tal der Weide, die erst 10 km unterhalb



Abb. 1. Lageplan.

Breslau in die Oder mündet. Auch in das Weidetal floß bei außergewöhnlich großen Hochwässern ein Teil des Oderwassers über, und zwar in einer Menge von $150 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Die Aufgabe, die für den Hochwasserschutz von Breslau zu lösen war, bestand darin, der Stadtoder nur eine so große Abflußmenge zuzuführen, wie sie ohne Gefahr abzuführen vermag. Diese Menge wurde zu $850 \text{ m}^3/\text{sek}$ festgestellt, während sie früher $1200 \text{ m}^3/\text{sek}$ betrug. Die Alte Oder war aufnahmefähig für $530 \text{ m}^3/\text{sek}$ (früher 750). Der Unterschied von $570 \text{ m}^3/\text{sek}$ mußte also von der Stadt ferngehalten und auf einem anderen Wege abgeführt werden. Hierzu kamen noch $300 \text{ m}^3/\text{sek}$, die früher durch das rechtseitige Überschwemmungsgebiet abfließen und nunmehr ebenfalls in einem ordnungsmäßigen Bett abgeführt werden sollten. Im ganzen waren somit $870 \text{ m}^3/\text{sek}$ um die Stadt herumzuleiten. Die Abflußmengen in den einzelnen Wasserläufen sind im Lageplan (Abb. 1) angegeben.

Das schädliche Wasser konnte nur dadurch von der Stadt abgehalten werden, daß das Überlaufen des Hochwassers in die Ohleniederung abgedrosselt wurde. Zu diesem Zwecke wurde an einer Engstelle bei Tschechnitz ein Sperrdeich errichtet (Punkt 1 des Lageplanes), der beiderseits an bestehende Deiche anschließt und etwa in der Mitte eine Hochwassereinlaßschleuse hat, mit der die einzulassende Wassermenge je nach der Entwicklung des Hochwassers bis zu dem Höchstwerte von $800 \text{ m}^3/\text{sek}$ geregelt werden kann. Zum Ausgleich der dadurch hervorgerufenen größeren Belastung des Oderstromes unterhalb der Sperrstelle wurde der bestehende hochwasserfreie Pleischwitz-Treschener Polder durch Einbau zweier Überläufe am oberen und unteren Ende und einer Einlaßschleuse (Punkt 2) in einen Überlaufpolder umgewandelt, der $500 \text{ m}^3/\text{sek}$ abführen kann und außerdem durch Zurückverlegen von beiderseitigen Deichen und Abgraben des Vorlandes der Hochwasserquerschnitt vergrößert.

Bot sich also für die Abhaltung des Hochwassers von der Stadt nur diese Möglichkeit, so hat seine Umleitung seinerzeit einen lebhaften Meinungsaustrausch zwischen den Beteiligten hervorgerufen, der sogar zu einem unerfreulichen Zeitungskrieg ausartete. Die einen hielten die Überleitung des Hochwassers in der Weide und deren Ausbau als Umflutkanal für richtig, die anderen waren für Anlage eines Flutkanals im Zuge des Schwarzwassers, eines kleinen, im Lageplan nicht eingezeichneten Wasserlaufes, und für Einführung des Flutkanals in die Alte Oder. Maßgebend für die letztere Ausführung war schließlich, daß im Schwarzwasserflutkanal die Abführung des Eises besser möglich war; denn auch darauf kam es an, das Eis von der Stadtoder fernzuhalten, wo infolge der geringen Flußquerschnitte und der noch bestehenden festen Wehre leicht Eisversetzungen eintreten können, deren Folgen gar nicht abzusehen wären.

Am oberen Ende wird der Flutkanal durch ein Einlaßwehr abgeschlossen (Punkt 7). Außerdem ist etwa 4 km unterhalb ein Nadelwehr errichtet worden, um im Interesse des anliegenden landwirtschaftlich genutzten Geländes einen bestimmten Wasserstand halten zu können. Dadurch ist der Flutkanal außerdem zu einer gern benutzten Regattastrecke geworden. Seine Linienführung ist gleichlaufend mit dem Umgehungskanal um Breslau, der Breitenbachfahrt, die gleichzeitig mit ihm erbaut wurde. Er hat trapezförmigen Querschnitt mit 40 m Sohlenbreite und Böschungen 1:2,5, 3,5 m

über Sohle liegen beiderseits Vorländer mit einer Gesamtbreite von 68 m, die durch Deiche begrenzt werden. HHW liegt 1 m unter Deichkrone.

An der Überlaufmenge in das Weidetal sollte zunächst nichts geändert werden. Während aber früher das Hochwasser wild über das Gelände der Weide zuströmte, wurde nunmehr ein geregeltes Bett in Gestalt einer Flutmulde von 150 m Breite geschaffen. Ihre Sohle liegt nur wenig tiefer als das anliegende Gelände, so daß eine landwirtschaftliche Nutzung noch möglich ist. Sie wird am oberen Ende durch ein festes, in Beton ausgeführtes Überlaufbauwerk abgeschlossen (Punkt 6).

Außer diesen, der Abführung des Hochwassers dienenden Bauten wurden beiderseits der Oder Deiche in einer Gesamtlänge von etwa 45 km oberhalb und unterhalb von Breslau unter teilweiser Verlegung erhöht und verstärkt. Im übrigen beschränkten sich die Maßnahmen unterhalb auf die Vergrößerung des Hochwasserabflußquerschnitts durch Vorlandabgrabungen und Anlage des Überlaufpolders Pannwitz an der Weidemündung (Punkt 10).

Infolge der Verringerung der Hochwasserabflußmenge dicht oberhalb der Stadt war es möglich, hier das Hochwasserbett einzuschränken und einen Deichzug Tschansch-Morgenau anzulegen, der ein Gebiet von 360 ha Größe hochwasserfrei eindeicht. Es handelt sich dabei weniger um Gewinnung von Baugelände, als um Anlage von Parkflächen, Sportplätzen und anderen der Erholung des Großstädtlers gewidmeten Anlagen. Dort, wo die Ohle in diesen hochwasserfreien Polder eintritt, ist sie durch eine Sperrschleuse bei Pirscham abgeschlossen (Punkt 4), die bei Hochwasser soweit geschlossen wird, daß die Ohle innerhalb des Polders nur mit der bordvollen Abflußmenge, das sind $25 \text{ m}^3/\text{sek}$, belastet wird. Eine zweite Sperrschleuse wurde für die Schalune errichtet (Punkt 3), einem kleinen Nebenlauf der Ohle, der innerhalb des neuen Tschansch-Morgenauer Polders in sie mündet. Etwa an der Stelle, an der jetzt die Ohle aus dem Polder austritt, lag bereits früher ein hölzernes Stauwehr, das Margarethenwehr, das den Zweck hatte, die Füllung der Breslauer Stadtgräben zu ermöglichen (Punkt 8). Es wurde unter Verlegung des Flußlaufes als Stau- und Sperrschleuse neu erbaut, so daß es jetzt auch das Oderhochwasser vom Polder abhalten kann.

Um eine möglichst schnelle Entleerung der Ohleniederung bei abfallendem Hochwasser zu gewährleisten und bei teilweisem Schluß der

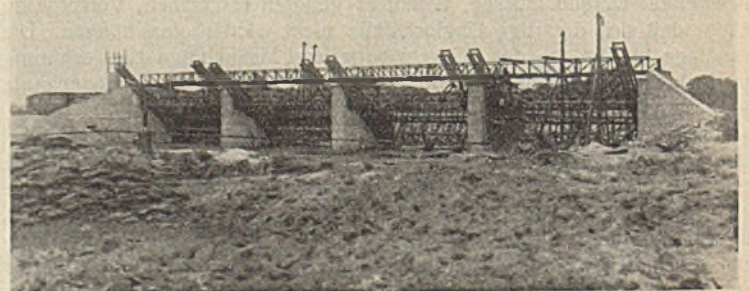


Abb. 2. Einlaßschleuse der Ohle im Sperrdeich.

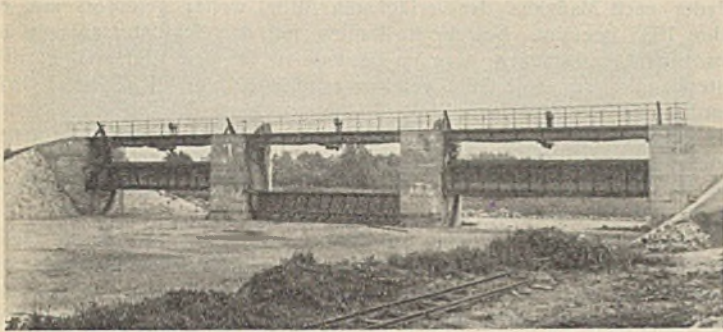


Abb. 3. Einlaßschleuse zum Überlaufpolder Pleischwitz—Treschen.



Abb. 4. Einlaßwehr zum Flutkanal.

Pirschamer Schleuse dem Ohlewasser Abfluß zu verschaffen, wurde zwischen Neuhaus und Pirscham, dort wo sich Oder und Ohle am meisten nähern, eine unterirdische Verbindungsleitung zwischen beiden angelegt (Punkt 5).

Sowohl für die Einlaßschleuse im Sperrdeich bei Tschechnitz (Abb. 2) wie für die Einlaßschleuse zum Überlaufpolder Pleischwitz-Treschen (Abb. 3) wurden Segmentverschlüsse gewählt, die ja theoretisch den Vorteil haben, daß die Mittelkraft des Wasserdrucks durch die Drehachse geht, also nur Achsreibungskräfte zu überwinden sind. Praktisch empfiehlt es sich allerdings, die Drehachse um ein geringes Maß exzentrisch zu legen, und zwar so, daß sich ein das Segment schließendes Moment ergibt, um der Gefahr vorzubeugen, daß sich das Segment bei Wasserdruck infolge nicht genauer

und kann bei HHW 500 m³/sek abführen. Der Antrieb geschieht bei beiden Schleusen von Hand. Die festen Ein- und Ausläufe zum Überlaufpolder sind ebenso wie bei den übrigen Überlaufpolders an der Oder mit flachen Böschungen 1:40 ausgebildet. Sie treten im Gelände kaum in Erscheinung und machen sich nur für einen scharfen Beobachter als sanfte Aufwölbungen bemerkbar.

Das Einlaßwehr zum Flutkanal (Abb. 4) hat drei Öffnungen mit zusammen 100 m Lichtweite. Die Mittelöffnung von 40 m Weite wird durch ein elektrisch angetriebenes Segment verschlossen, die beiden Seitenöffnungen von je 30 m haben Nadelverschlüsse mit eisernen Nadeln. Das Segment wird zur Freigabe der Öffnung versenkt, weil dies für die Eisabführung zweckmäßiger ist als das Heben des Verschlusses.

Die Sperrschleusen der Ohle und der Schalune im Tschansch-Morgener Deiche sind einfache Schützverschlüsse, ebenso das Margaretenwehr (Abb. 6), das in der Mittelöffnung zur besseren Regelung des Staus Doppelschützen hat.

Im Schöpfwerk am Margaretenwehr (Abb. 7) sind drei Kreiselpumpen in Heberanordnung aufgestellt, und zwar zwei von je 1250 l/sek und die dritte mit von 2500 l/sek Förderleistung.

Die Verbindungsleitung zwischen Ohle und Oder besteht aus vier nebeneinander liegenden, eisenbewehrten Betonrohren von 1,25 m Durchm., von denen je zwei einen gemeinsamen Schützverschluß haben.

Die Deiche haben den Regelquerschnitt der Oderdeiche erhalten bis auf den Sperrdeich bei Tschechnitz, der stärker ausgebildet ist (Abb. 5). Die Vorlandabgrabungen liegen am Strom 0,40 m über Normalstau, auf der nichtkanalisierten Stromstrecke 0,40 m über MW; sie steigen 1:200 und schließen mit einer Böschung 1:5 an das Gelände an.

Für jedes Bauwerk ist eine besondere Bedienungsanweisung erlassen, worin die Stellung der Verschlüsse bei den verschiedenen Wasserständen an den bei den Bauwerken befindlichen Pegeln genau angegeben ist. Außerdem besteht für jedes Bauwerk ein Betriebsbuch, in das jede Bewegung der Verschlüsse, die Pegelstände, etwaige besondere Anordnungen sowie die Ergebnisse der regelmäßigen Untersuchungen und Probetriebe eingetragen werden. Tritt ein Hochwasser ein, so besetzen die dafür bestimmten Mannschaften die Bauwerke, und der Hochwasserdienst beginnt.

Die Anlagen haben bereits bei mehreren Hochwässern ihre Zweckmäßigkeit bewiesen. Wenn auch ein Wasserstand wie 1903 bisher nicht wieder eingetreten ist, so konnten doch im besonderen bei dem Hochwasser vom Oktober bis November 1930, das mit einer Abflußmenge von annähernd 2000 m³/sek dem von 1903 nur wenig nachstand, die nötigen Erfahrungen gesammelt werden. Es hat sich ergeben, daß die wasser-

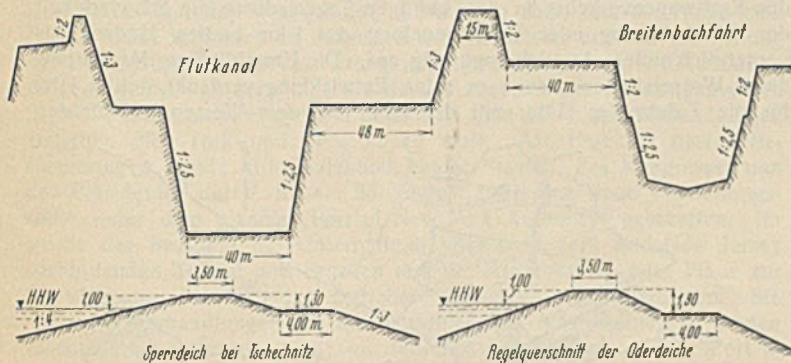


Abb. 5. Querschnitte.

Montage selbsttätig öffnet. Die Schleuse im Sperrdeich hat vier Öffnungen von je 13,75 m Lichtweite. Der Betrieb geht in der Weise vor sich, daß für gewöhnlich eine Öffnung frei ist, um der Ohle Durchfluß zu gewähren. Tritt die Oder bei Hochwasser in das Ohletal über, so wird die Schleuse zunächst geschlossen und die Ohleniederung bis zu einer Wasserführung der Oder von 630 m³/sek gegen das Eindringen des Hochwassers geschützt. Überschreitet das Hochwasser diese Grenze, so wird die Schleuse allmählich geöffnet, bis bei HHQ von 2400 m³/sek eine Wassermenge von 800 m³/sek in die Ohleniederung eintreten kann.

Bei der Einlaßschleuse zum Überlaufpolder sind drei Öffnungen von je 11 m Lichtweite vorhanden. Die Sohle liegt auf Geländehöhe, die Oberkante der Segmente auf der Kronenhöhe des anschließenden festen Überlaufes. Die Schleuse ist gewöhnlich geschlossen. Beginnt das Hochwasser über den Überlauf überzufließen, so wird sie allmählich geöffnet

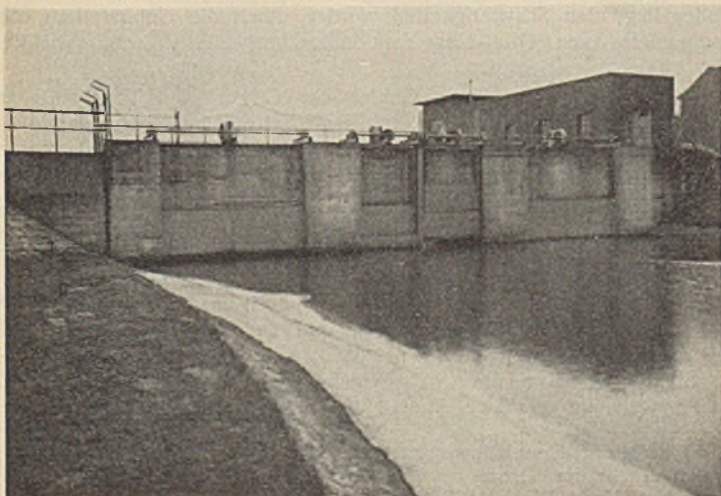


Abb. 6. Margaretenwehr.

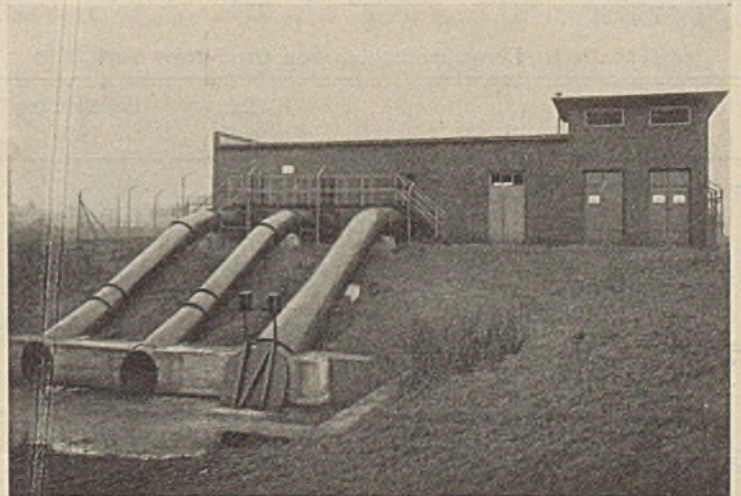


Abb. 7. Schöpfwerk am Margaretenwehr.

technischen Berechnungen des Entwurfs mit so großer Sicherheit aufgestellt waren, daß die beabsichtigte Senkung des Wasserstandes, die bei HHW an der Ohlemündung rechnermäßig 1 m betragen sollte, überschritten wurde. Daher war es möglich, den Hochwasserüberlauf zur Weide einzuschränken und damit den Bewohnern des Weidetales gegenüber dem bisherigen Zustande die schon oft gewünschte Erleichterung zu verschaffen. Zu diesem Zwecke wurden auf das Überlaufbauwerk Winkelisen angesetzt, zwischen die von einem Laufstege aus Damm-balken eingesetzt werden können. Damit ist gleichzeitig die Möglichkeit gegeben, erforderlichenfalls auch die volle planmäßige Wassermenge einlassen zu können, wenn der Schutz der Stadt Breslau dies doch einmal erforderlich machen sollte.

Mit den Bauten ist im Jahre 1912 begonnen worden. Sie wurden auch während des Krieges fortgesetzt, so daß im Jahre 1917 gleichzeitig mit der Breitenbachfahrt auch der Flutkanal betriebsfertig war. Nach dem Kriege kamen die Arbeiten zunächst ins Stocken, wurden aber dann

wieder nach Maßgabe der verfügbaren Mittel weiter gefördert und im Jahre 1933 beendet. Soweit die Bauten mit den Schiffahrtsanlagen im Zusammenhang standen, was im besonderen für den Flutkanal zutrifft, unterstanden sie der Oderstrombauverwaltung, vom 1. Oktober 1921 wurden sie der Abteilung III des Oberpräsidiums Breslau (Ausführung des Odersgesetzes) unterstellt und unter der Oberleitung des Verfassers durchgeführt. In der Ministerialinstanz ist der Preußische Landwirtschaftsminister, jetzige Reichs- und Preußische Minister für Ernährung und Landwirtschaft zuständig.

Angaben über die Kosten zu machen, wäre nutzlos, da die Geldentwertung in den ersten Jahren nach dem Kriege jeden Maßstab ausgelöscht hat.

Der Plan des großen Werkes wurde aufgestellt von dem damaligen Oderstrombaudirektor Oberbaurat Hamel und dem Ober- und Geheimen Baurat Schulte. Beide deckt schon längst der grüne Rasen, aber ihr Werk überdauert sie und zeugt von ihrer Tatkraft und ihrem weitblickenden Geiste.

Brücken- und Tunnelbauten zur Erleichterung des Kraftwagenverkehrs zwischen New York und New Jersey¹⁾.

Von Prof. Dr.-Ing. Jänecke, Technische Hochschule Breslau.

New York verdankt seine Entstehung und Entwicklung der für die See- und Binnenschifffahrt außerordentlich günstigen Lage, seinem eisfreien Hafen und der Umschließung Manhattans durch den 12 m tiefen Hudson und den 9 bis 12 m tiefen East-River. Der weit ins Innere des Landes vordringende Hudson und der schon in den Jahren 1805 und 1825 durchgeführte Ausbau des St. Erie-Kanals, der die Verbindung des Hudson mit den Großen Seen herstellte, begünstigte die Binnenschifffahrt. Bis zum 19. Jahrhundert war sie die wichtigste Verkehrsträgerin für New York. Die Schifffahrt vermittelte den Warenaustausch mit dem Auslande und zwischen dem Westen des Landes und den Neu-England-Staaten. Diese Entwicklung war ganz natürlich bis zur Entstehung der Eisenbahn im 19. Jahrhundert und des Kraftwagenverkehrs im 20. Jahrhundert. Der Bau der Bahnen brachte nun aber durch die Verbilligung und Beschleunigung des Verkehrs bei dem reichen Hinterlande New Yorks eine gewaltige Steigerung der Gütererzeugung und des Güterverbrauchs. Gleichzeitig rief sie durch die vermehrte Arbeitsgelegenheit eine starke Zunahme der Bevölkerung hervor, und damit eine weitere Verkehrssteigerung.

Die vorstehende Darstellung (Abb. 1) zeigt die gewaltige Zunahme der Bevölkerung der VStA und New Yorks mit dem Ausbau der Eisenbahn in der Zeit von 1850 bis 1930.

¹⁾ Neben örtlichem Studium stützt sich die Arbeit auf neuere amerikanische Literatur über das fragliche Gebiet: Veröffentlichungen des Port of New York Authority, des Port of Commerce Building, Regional Plan of New York, The Industrial Digest, State of New York Public Service Commission, New York Herald Tribune, Westing House New Service, The Holland-Tunnel.

Tabelle 1. Einwohnerzahlen von Groß-New York.

	Fläche in km ²	Bevölkerung 1930
Gruppe 1		
Bronx	108,6	1 265 258
Brooklyn	178,6	2 560 401
Manhattan	56,9	1 867 312
Queens	280,2	1 079 129
Richmond	148,7	158 364
Stadt New York	773,0	6 930 464
Teile des Staates		
Hudson	114,6	690 730
New Jersey	61,1	442 337
Summe	948,7	8 063 531
Gruppe 2	3 042,0	2 184 382
Gruppe 3	10 380,0	1 210 109
Gesamtsumme Groß-New York	14 370,7	11 458 022

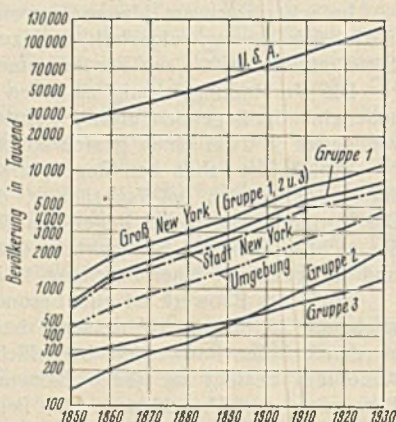


Abb. 1.

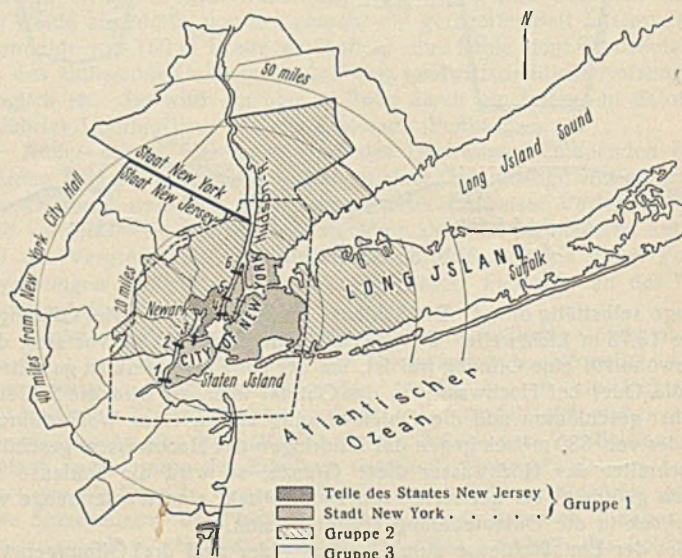


Abb. 1a.

Kraftwagenverkehr eine große Erschwernis²⁾. Diese in der Natur des Landes liegenden Schwierigkeiten wurden durch die Unterstellung des Stadtgebietes von Groß-New York unter mehrere Verwaltungsstellen (Abb. 1a) noch erschwert.

Außer dem eigentlichen Gebiet der City of New York, die im Jahre 1930 6,9 Mill. Einwohner zählte (Tabelle 1), gehören einmal zu Groß-New York noch Teile des Staates New Jersey und des Staates New York mit zusammen 4 1/2 Mill. Einwohner. Groß-New York hatte im Jahre 1930 11 1/2 Mill. Einwohner. Nicht allein technische Schwierigkeiten der Überbrückung oder Untertunnelung sind es also, die eine bessere Verbindung zwischen beiden Ufern verzögerten. Auch die verschiedenen Interessen der Stadt New York und des Staates New Jersey haben verkehrshindernd mitgewirkt. Stand doch an der Spitze der Stadt New York lange Zeit ein Demokrat und an der Spitze des Staates New Jersey ein Republikaner.

Bis vor wenigen Jahren gab es daher außer den Personenzuggleisen der Pennsylvania nur zwei Tunnel für den Großstadtverkehr zwischen

²⁾ Archiv für Eisenbahnwesen 1934, S. 761; Jänecke, Binnenwasserstraßenverkehr der V. St.

³⁾ Vgl. Verk. Woche 1935, Heft 7; Jänecke, Schwierigkeiten der Güterversorgung New Yorks.



Abb. 2. Outerbrücke.



Abb. 3. Goethalsbrücke.

New York und New Jersey. Keine Brücke und kein Tunnel war für den Kraftwagenverkehr vorhanden. Ganz anders waren dagegen die Verbindungen zwischen den durch den East River getrennten einzelnen Stadtteilen New Yorks, zwischen Manhattan und Brooklyn und Queens. Außer vier Straßenbrücken für den allgemeinen, also auch für den Kraftwagenverkehr, waren hier acht Tunnel für das einheitliche Schnellbahnnetz der Stadt New York gebaut. Wenn der East River auch nur halb so breit ist wie der Hudson, so fällt doch die wesentlich schlechtere Verbindung zwischen New York und New Jersey beim Vergleich mit den günstigen Verkehrsverbindungen zwischen den einzelnen Stadtteilen New Yorks, zwischen Manhattan und Brooklyn, auf. Sicher hat die frühere Unterstellung Groß-New Yorks unter mehrere Verwaltungsstellen hierbei ungünstig mitgewirkt. Es ist daher erklärlich, daß der Staat New Jersey nach dem starken Aufschwung der V. St. und der Stadt New York nach dem Kriege sich ungerecht behandelt fühlte. New Jersey reichte daher eine Beschwerde beim State Board of Commerce and Navigation ein. Diese Beschwerde wurde zwar von der Interstate Commerce Commission abgelehnt, diese sagte aber, daß der Hafen eine Einheit bilde und auch so behandelt werden müsse, und daß die Teilung der Gerichtsbarkeit und Verwaltung unter zwei Staaten seiner Entwicklung entgegenstehe. In der Folge wurde das Problem der Hafenorganisation in der Öffentlichkeit eingehend behandelt, und es fanden Verhandlungen zwischen New York und New Jersey statt. Als Ergebnis dieser Besprechungen wurde mit Zuziehung beider Staaten, des Kongresses und des Präsidenten der V. St. am 23. August 1921 eine neue Verwaltungsstelle unter dem Namen „Port of New York Authority“ geschaffen. Ihr wurde der Bau und die Unterhaltung aller New York und New Jersey verbindenden Tunnel und Brücken und die Ausarbeitung aller Pläne zur Erleichterung des Verkehrs zwischen beiden Staaten übertragen. Sie hatte die Verhandlungen mit den verschiedenen Interessenten, z. B. den Eisenbahnverwaltungen usw., zu führen. Das Gebiet, das der Port of Authority untersteht, ist in Abb. 1a eingetragen.

Nicht in ihr Arbeitsgebiet fallen alle Bauten, die nur im Interesse der Stadt New York oder des Staates New Jersey liegen. Diese werden von jenen selbst ausgeführt. Die Tätigkeit des Port of Authority hat sich in der Folge als sehr segensreich besonders für den Kraftwagenverkehr und den Güterverkehr zwischen New York und Manhattan ausgewirkt. Im Rahmen dieses Aufsatzes wollen wir uns mit den Verbesserungen befassen, die für den Kraftwagenverkehr geschaffen wurden. In den ersten Jahren nach Gründung der Port of Authority wurde durch die Schwierigkeiten der Geldbeschaffung für die von ihr vorgeschlagenen Bauten nicht viel erreicht. In der Folge übertrug man ihr aber den Bau von drei Brücken, von denen die Outer- und Goethals-Brücke zur Verbindung von New Jersey (Abb. 1a, 2 u. 3) und die Bayonne-Brücke (Abb. 4) zur Überbrückung des Kill van Kull und zur Verbindung der im Staate New Jersey liegenden Halbinsel Bayonne diente.

Die Abb. 2 bis 4 zeigen, um welche großartige Bauten es sich hierbei handelt. Zu diesen Bauten kam noch die größte und bedeutsamste von

allen Brückenbauten, die über den Hudson führende George-Washington-Brücke (Abb. 5)⁴⁾.

Sie stand, als ich in New York war, kurz vor ihrer Vollendung. Am 25. Oktober 1932 wurde sie dem Verkehr übergeben. Das Bauwerk mit seiner über 1 km weiten Spannweite über den Hudson macht in der Landschaft einen erhebenden Eindruck. Zahlreiche Rampenbauten verbinden die hoch über dem Fluß liegende Brücke mit den Straßen von New York und New Jersey (Abb. 5). Schon im ersten Jahre nach ihrer Fertigstellung wurde sie von nicht weniger als 5 1/2 Mill. Kraftfahrzeugen benutzt. Man sieht, welch großes Verkehrsbedürfnis zu befriedigen war. Dies zeigt auch die folgende Abb. 6, die den Ursprung und das Ziel des Kraftwagenverkehrs zwischen New York und New Jersey vor der Schaffung der George-Washington-Brücke zeigt.

Den stärksten Tagesverkehr hatte die Brücke am 13. August 1933. An diesem Tage fuhren nicht weniger als 40 408 Kraftfahrzeuge über die Brücke. Ihr Bau ist in der deutschen Literatur eingehend beschrieben, so daß ich hier nicht weiter darauf einzugehen brauche⁵⁾. Sie bietet übrigens auch die Möglichkeit, später noch im unteren Stockwerk vier Schnellbahnlinien einzubauen.

Im Jahre 1930 wurde der Port of Authority die Unterhaltung und Überwachung des Holland-Tunnels übertragen (Abb. 7), der in der Zeit von 1924 bis 1928, also schon vor Fertigstellung der George-Washington-Brücke gebaut war. Er stellt die verkehrlich wichtigste Verbindung zwischen Manhattan und New Jersey her. Auch über den Bau des Holland-Tunnels finden sich viele Angaben in deutschen Zeitschriften⁶⁾. Wir wollen uns deshalb auch hier auf einige kurze Bemerkungen beschränken.

Der Holland-Tunnel besteht aus zwei Tunnelröhren, eine für jede Verkehrsrichtung, die nördliche für den Verkehr nach dem Westen, die südliche für den Verkehr nach dem Osten. Jeder Tunnel hat zwei Fahrbahnen, auf denen verschieden schnell gefahren wird (Abb. 8). Auf der einen fahren die Kraftwagen mit einer Geschwindigkeit von 30 km/Std. und mehr und auf der anderen langsamer als 30 km/Std. Beim Bau des Holland-Tunnels rechnete man mit einer Benutzung von 15 Mill. Kraftfahrzeugen im Jahr. In Wirklichkeit wurde er schon im Jahre 1930 von 12 Mill. Kraftfahrzeugen befahren. Bei diesem gewaltigen motorisierten Verkehr spielt in Bau und Betrieb die Zufuhr frischer Luft und Absaugung der verbrauchten Luft aus dem Tunnel eine große Rolle (Abb. 8). Bei der Besichtigung des Tunnels bat ich daher den begleitenden Ingenieur, um festzustellen, wie die Luft war, bei der Fahrt des Kraftwagens im Tunnel die Fenster offen zu lassen. Selbstverständlich war der Benzingeruch deutlich zu merken, aber besondere Beschwerden bereitete er nicht. Durch eingehende ständige Überwachung der Zufuhr frischer Luft und Untersuchung über die Luftzusammensetzung im Tunnel und ärztliche Beobachtung und Untersuchung der im Tunnel tätigen Arbeiter und Angestellten ist es gelungen, die Zahl der Erkrankungen sehr gering zu halten. Die Fahrt unter dem Hudson dauert im übrigen nur 3 min.

Im Jahre 1933 wurde der Port of Authority auch der Neubau des zweiten Tunnels zwischen New York und New Jersey, des Midtown-Tunnel, übertragen. Der Entschluß, diesen schon lange geplanten Bau auszuführen, fiel im Jahre 1933. Dabei spielt die Arbeitsbeschaffung,



Abb. 4. Kill van Kull-Brücke.

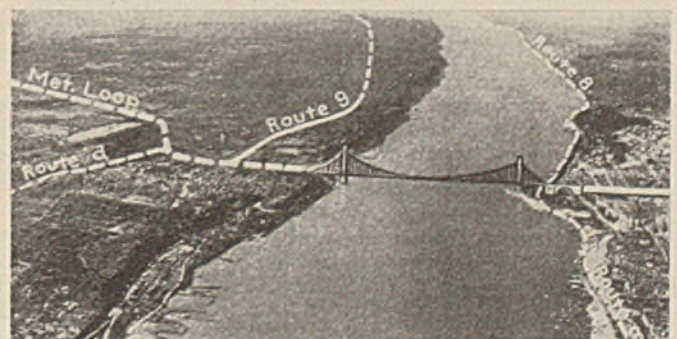


Abb. 5. George-Washington-Brücke.

⁴⁾ Bautechn. 1927, Heft 48, S. 709; Stahlbau 1929, Heft 17, S. 193. —
⁵⁾ Bautechn. 1932, Heft 2, S. 27. — ⁶⁾ U. a. Bautechn. 1925, Heft 1, S. 12; 1927, Heft 48, S. 711.

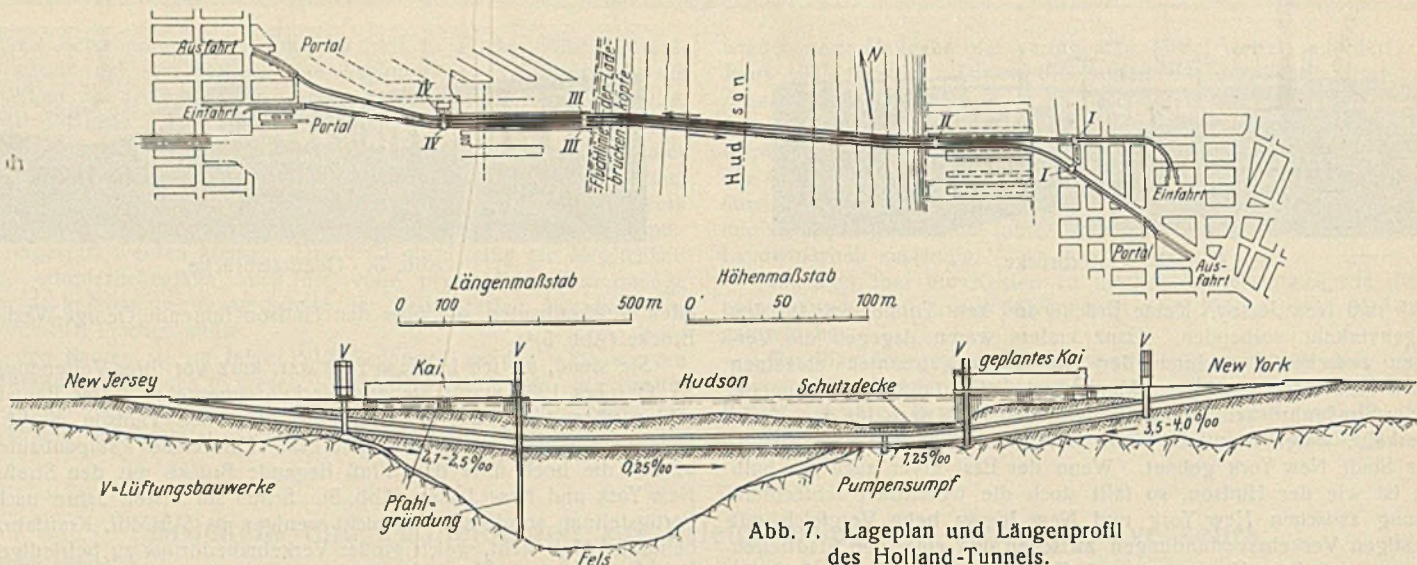


Abb. 7. Lageplan und Längensprofil des Holland-Tunnels.

wie heute bei uns in Deutschland bei vielen Bauvorhaben, eine wichtige Rolle. Wie beim Holland-Tunnel sind für den Verkehr nach endgültiger Fertigstellung zwei Tunnelröhren, eine für jede Verkehrsrichtung mit je zwei Fahrbahnen, vorgesehen. Nach dem Beschluß im letzten Jahre

2,5 km lang. Er beginnt südlich der 39. Straße in Manhattan (Abb. 9). Der Bau wird, wie beim Holland-Tunnel, zum größten Teil im Schlamm mit Schildvortrieb durchgeführt. Der Abschnitt in der Nähe der Tunnelenden an beiden Seiten liegt im Fels. Hier werden die hierfür gebräuchlichen Tunnelroste angewandt. Die Entlüftung und innere Einrichtung wird die gleiche sein wie im Holland-Tunnel (s. Abb. 8). Die Entlüftungsanlagen werden so gebaut, daß sie beim Bau des zweiten Tunnels leicht erweitert werden können. Die Einmündung des Tunnels liegt in New York, östlich der 10. Avenue und südlich der 39. Straße. Sie wird unmittelbare Verbindungen mit acht Kreuzungsstraßen durch nördliche und südliche Zufuhrstraßen erhalten, die sich von den Tunnelenden der 42. und

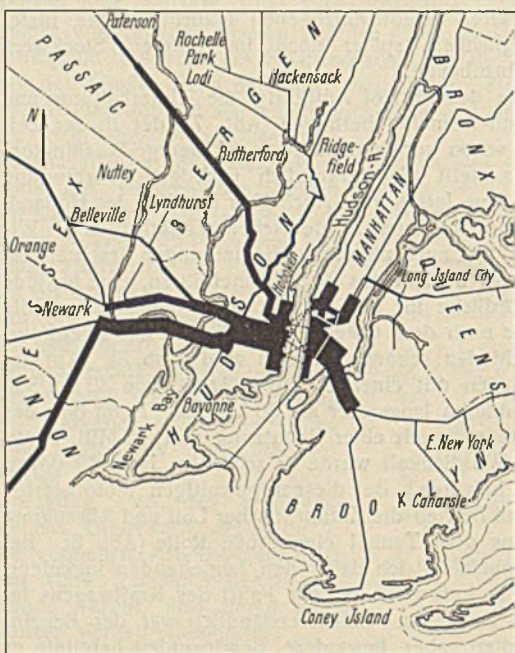


Abb. 6. Kraftwagenverkehr zwischen New York und New Jersey.

Einschränkung der Arbeitslosigkeit werden die Arbeiten möglichst beschleunigt. Bis zum Oktober 1933 wurden daher bereits Arbeiten für 2 1/2 Mill. Dollar vergeben. Beim Tunnelbau wurden 8000 Menschen beschäftigt. Sein Bau ermöglicht es außerdem, viele im Jahre 1932 entlassene und beurlaubte Ingenieure wieder einzustellen. Der Tunnel wird

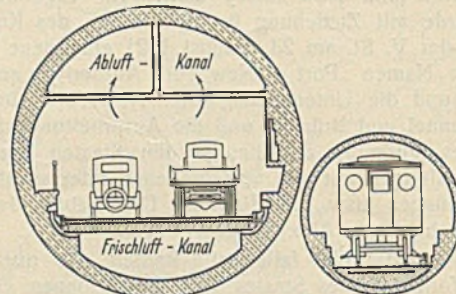


Abb. 8. Querschnitt des Holland-Tunnels und einer Untergrundbahn unter dem Hudson.

43. Straße erstrecken, parallel zur 2. und 8. Avenue. Große Plätze sind auch in New Jersey vorgesehen in Weehavken (s. Abb. 10) zur Verbindung der dortigen Wilson und Park Avenue. Die Flächen für den Grunderwerb sind bereits erworben. Der Bau soll vier Jahre dauern und der Tunnel im Jahre 1938 fertiggestellt sein.

Werfen wir nun einen Blick auf die Baukosten und die Stärke des Verkehrs auf den Brücken und Tunneln zwischen New York, Manhattan und New Jersey. Die folgende Zusammenstellung (Tabelle 2) gibt einen Überblick über diese Baukosten, Einnahmen und Ausgaben und die Stärke des Verkehrs. Über 142 Mill. Dollar (über eine halbe Milliarde RM) wurde für diese Bauten zur Erleichterung des Kraftwagenverkehrs aufgewandt.



Abb. 9. Lageplan des Midtown-Tunnels in Manhattan.



Abb. 10. Lageplan des Midtown-Tunnels in New Jersey.

Tabelle 2.

Übersicht über die Baukosten der Brücken und Tunnel zwischen New York und New Jersey bis 31. Dezember 1933.

	Kalenderjahr 1933 in Dollar
1. Outer-Brücke	9 891 442,22
2. Goethals-Brücke	7 347 718,97
3. Kill-van-Kull-Brücke (Bayonne-Brücke)	13 163 590,55
4. Holland-Tunnel	50 588 688,44
5. Midtown-Tunnel (im Bau)	5 004 229,40
6. George-Washington-Brücke	56 204 730,84
Gesamtsumme	142 200 400,42

Gesamtverkehr über die Brücken und Tunnel zwischen New York und New Jersey.

Fahrzeuggattung	1933	1932	Zu- oder Abnahme	
	Zahl	Zahl	Zahl	In %
Personenautomobile	14 888 869	15 340 560	- 451 691	2,94
Motor- und Fahrräder	30 688	31 906	- 1 218	3,82
Offene Lastwagen bis 2 t	1 316 538	1 335 920	- 19 382	1,45
Offene Lastwagen über 2 bis 5 t	595 707	622 647	- 26 940	4,33
Offene Lastwagen über 5 t	305 232	312 922	- 7 690	2,46
Auto-Trecker	114 783	79 978	+ 34 805	43,70
Omnibusse	783 871	665 620	+ 118 251	17,80
Gesamt-Fahrzeugverkehr	18 035 688	18 389 553	- 353 865	1,924
Gesamt-Fußgängerverkehr	120 131	272 500	- 152 369	55,90

Tabelle 3. Gesamteinnahmen und -ausgaben im Kalenderjahr 1933.

Einnahmen:	
1. Zölle	9 755 245,91 Dollar
2. Sonstige Einkommen	313 771,45 "
	10 069 017,36 Dollar
Ausgaben:	
1. Verkehrsausgaben	1 975 782,10 Dollar
2. Zinsen	4 998 583,34 "
3. Sonstige Ausgaben	47 318,99 "
	7 021 684,43 Dollar
Gewinn:	3 047 332,93 Dollar

Für die Benutzung der Brücken und Tunnel werden Abgaben erhoben (s. Tabelle 4).

Tabelle 4.

Abgaben für die Benutzung der Brücken und Tunnel zwischen New York und New Jersey.

Fußgänger (Kinder unter 12 Jahren sind frei, wenn sie von älteren Personen begleitet sind)	Dollar	0,05
Motorräder, Radfahrer, Pferde und Kutscher	Dollar	0,25
Pferdegezogene Wagen und Kutscher	Dollar	0,50

Wagentypen	Einzel-fahrzeug	Dollar	
		Dollar	Dollar
Auto und Chauffeur	0,50	26 Fahrten	8,00
		60 Fahrten	15,00
Durchgangsauto und Führer und 2rädr. Anhänger	0,90		
4rädr. Motorwagen mit Führer und Helfer			
unter 2 t Tragfähigkeit	0,60	100 Überfahrten	45,00
2 bis 5 t Tragfähigkeit	0,75	100 Überfahrten	60,00
5 t Tragfähigkeit und darüber	1,00	100 Überfahrten	75,00
Traktoren ohne Anhänger	0,75	100 Überfahrten	60,00
Traktoren mit 1 Anhänger	1,10	100 Überfahrten	75,00
Extra-Anhänger	0,50		
Motorwagen und Anhänger	1,50		
Autobus (4rädrig)	1,00	600 Überfahrten	360,00
Autobus (6rädrig)	1,10	600 Überfahrten	360,00

Für deutsche Verhältnisse sind die Abgaben ziemlich hoch, für einen Kraftwagen z. B. ein halber Dollar. Die Einnahmen aus diesen Abgaben stellten sich im Jahre 1933 auf 10 Mill. Dollar. Die Outer-, Goethals- und Kill-van-Kull-Brücken erfordern Zuschüsse (vgl. Abb. 1a), die aber aus den Überschüssen des Holland-Tunnels und der George-Washington-Brücke gedeckt werden. Die Betriebseinnahmen aller Brücken und Tunnel zusammen sind größer als die Betriebskosten und der Zinsendienst. So ergab sich im Jahre 1933 ein Überschuß von 3 Mill. Dollar. In diesem Jahre wurden die Brücken und Tunnel von nicht weniger als 18 Mill.

Fahrzeugen (s. Tabelle 2) benutzt. Dabei war der Verkehr insgesamt durch die Wirtschaftskrise um 2% geringer als im Jahre vorher. Am stärksten war der Rückgang bei der Outer- und Goethals-Brücke, nämlich 19%. Bei der George-Washington-Brücke, die erst im Jahre 1932 eröffnet war, hatte der Verkehr dagegen eine Zunahme von 4,7% erfahren. Durch den Holland-Tunnel, dessen Verkehr seit seiner Inbetriebnahme im Jahre 1928 bis 1930 ständig stieg, fuhren im Jahre 1933 11 Mill. Kraftwagen. Durch den wirtschaftlichen Rückgang hat der Verkehr etwas abgenommen. Er ist aber auch heute noch doppelt so stark wie über die George-Washington-Brücke. In den einzelnen Monaten ist die Belastung sehr verschieden groß, am schwächsten ist sie im Februar, am stärksten im August. Im August 1931 benutzten ihn 1 148 000 Kraftfahrzeuge. Sonntags ist der Verkehr wesentlich stärker als an Werktagen. Die Stunde des stärksten Verkehrs liegt hier in der Nacht von Sonntag zu Montag, wo bis zu 2000 Fahrzeuge in der Stunde von den Vergnügungsstätten New Yorks durch den Tunnel nach Hause zurückkehren, während werktags um die gleiche Zeit nur 300 Fahrzeuge den Tunnel benutzen. Zur Erhebung der Gebühren und Abfertigung der Fahrzeuge sind bei den Einfahrten von New York und New Jersey große Plätze geschaffen mit zahlreichen Sperren (Abb. 11).

Mit Rücksicht auf den Bau der Autobahnen in Deutschland dürfte die Abfertigung und die Stärke des hierfür tätigen Verkehrspersonals von Interesse sein. Insgesamt sind nicht weniger als 437 Menschen für



Abb. 11. Einfahrt in den Holland-Tunnel.

den Betrieb und die Unterhaltung des Holland-Tunnels erforderlich, wesentlich mehr als bei der George-Washington-Brücke. Dies ist einmal darauf zurückzuführen, daß der Verkehr hier doppelt so stark ist, zum andern aber auch, daß für die Überwachung der Frischluftzufuhr und die Beleuchtung des Tunnels eine große Zahl von Menschen erforderlich sind. Für die Erhebung der Abgaben und die eigentliche Verkehrsregelung vor und in dem Holland-Tunnel sind 195 Verkehrsbeamte angestellt. Bei der George-Washington-Brücke ist die Zahl (84 Menschen) geringer. Auf der George-Washington-Brücke ist die Zahl der Omnibusse und Lastwagen ständig gestiegen. Die Omnibusse sind sehr volkstümlich geworden und werden in steigendem Maße an Stelle der Eisenbahn benutzt. Ihre Zunahme hat dazu geführt, für sie besondere Abfertigungsstellen einzurichten, um die Abfertigung zu beschleunigen und die Störungen des übrigen Verkehrs zu vermeiden. Die Abfertigung ist nach der Südseite der Brücke, nach der 179. Straße, verlegt. Man hat dadurch erreicht, daß in der gleichen Zeit, wo früher drei Omnibusse behandelt wurden, jetzt fünf abgefertigt werden können.

Ein Vergleich der Bau- und Betriebskosten des Holland-Tunnels und der George-Washington-Brücke zeigt, daß Brückenbauten beim Kraftwagenverkehr trotz der höheren Unterhaltungskosten der Eisenkonstruktion in der Unterhaltung und dem Betrieb Tunnelbauten durch die wesentlich geringeren Betriebskosten vorzuziehen sind. Bei den Brücken entfallen eben alle Ausgaben für die Zufuhr und Überwachung der Frischluft. Bei der dichten Bebauung Manhattans und der Höhe der Brücken über den Hudson für die Durchfahrt der Seeschiffe sind Brückenbauten aber bei ihren langen Rampen hier schwer durchzuführen. Aus diesem Grunde wurde auch die neue Verbindung zwischen New York und New Jersey als Midtown- und Hudson-Tunnel gebaut.

Die Berücksichtigung von Stützensenkungen an durchlaufenden Eisenbeton-Balkenträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Berrer, Breslau.

I.

Die rechnerische Ermittlung des Einflusses von etwa möglichen Senkungen der Stützen durchlaufender Balkenträger nach der üblichen Elastizitätstheorie führt bekanntlich zu recht hohen Spannungswerten. Die aus diesem Grunde lange Zeit herrschende Ansicht über die Gefährlichkeit solcher Spannungen wird durch die häufig angeführte Äußerung Mohrs¹⁾ wiedergegeben, der glaubte feststellen zu müssen, „daß der Vorteil der kontinuierlichen Balken von Bedingungen abhängt, die praktisch unerfüllbar sind“.

Für Tragwerke aus Stahl ist die Überflüssigkeit derartiger Befürchtungen durch den Nachweis des plastischen Verhaltens des Baustoffs erwiesen worden. Es wird heute als durchaus zulässig erachtet, solche statisch unbestimmten Tragwerke auf Grund der Plastizitätslehre zu berechnen und zu bemessen, also die sogenannte Selbsthilfe (Schlauheit) des Baustoffs in Rechnung zu stellen²⁾. Erst recht ist dies der Fall mit Bezug auf allfällige Stützensenkungen³⁾, deren Gefährlichkeit — wie weiter unten eingehend dargetan werden wird — durch die nach der Elastizitätslehre ermittelten Spannungen völlig unzutreffend zum Ausdruck gebracht wird.

Die Anwendung der Plastizitätstheorie bei der Bemessung durchlaufender Träger aus Eisenbeton wird dagegen heute meist als unstatthaft angesehen, weil vor dem Eintritt der durch das Überschreiten der Streckgrenze in den Eisen hervorgerufenen großen plastischen Formänderungen in der Betonzugzone der überlasteten Trägerquerschnitte deutlich sichtbare Risse auftreten, die den Zweck des Bauwerks beeinträchtigen⁴⁾.

Bei Betrachtung des Einflusses von Stützensenkungen ist man aber auch im Eisenbetonbau gezwungen, das plastische Verhalten des Baumittels in Rechnung zu stellen. Man hat dies schon immer stillschweigend oder unbewußt getan, indem man den Einfluß der Senkungen überhaupt nicht beachtete, ihm also keine Bedeutung für die Standsicherheit des Bauwerks beigemessen hat. Hätte man sie etwa nach Mohr⁵⁾ in Rechnung gesetzt, so wäre es überhaupt kaum zu der häufigen Anordnung durchlaufender Tragwerke in Eisenbetonbauten gekommen, und die monolithische, somit im allgemeinen auf statisch unbestimmte Anordnungen angewiesene Bauweise hätte sicher nicht den Aufschwung nehmen können, den sie berechtigterweise zu verzeichnen hat.

Verantwortlich arbeitende Konstrukteure geben sich aber mit dieser negativen Begründung nicht gern zufrieden, um so mehr, als ihnen die Erfahrung, die ab und an auch Schäden feststellt, doch kein durchaus eindeutiger Wegweiser ist. Es dürfte sich daher der Versuch lohnen, etwas Klarheit in den Fragenbereich zu bringen und in die Gedankengänge ordnend einzugreifen. Dies ist um so mehr erwünscht, als doch an manchen Stellen immer noch eine gewisse Scheu vor der Anwendung durchlaufender Eisenbetontragwerke festzustellen ist, die durch den Mangel an Klarheit nur genährt wird.

Die vor einigen Jahren aufgeworfenen Fragen über das plastische Verhalten des Eisenbetons befassen sich mit zwei Eigenschaften, die nicht immer scharf auseinandergelassen werden. Einmal werden unter Plastizität die im wesentlichen durch das Erreichen der Streckgrenze in den Bewehrungseisen bedingten unelastischen Formänderungen verstanden, die gleichzeitig mit Überbeanspruchungen eintreten, zweitens die langsam wachsenden und erst im Laufe der Jahre sich bemerkbar machenden bleibenden Formänderungen des Betons, die schon bei mäßigen Beanspruchungen auftreten⁶⁾. Diese

¹⁾ Abhandlungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik, 2. Aufl., S. 334. Berlin 1914, With. Ernst & Sohn.

²⁾ Grüning, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin 1926, Jul. Springer. — Maier-Leibnitz, Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und Holz. Bautechn. 1928, S. 11. — H. Bleich, Über die Bemessung statisch unbestimmter Stahltragwerke mit Berücksichtigung des elastisch plastischen Verhaltens des Baustoffs. Bauing. 1932, S. 261. — DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau. Berlin 1934, Beuth-Verlag.

³⁾ Grüning, a. a. O., S. 22.

⁴⁾ Mörsch, Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., Bd. I/2, S. 365. Stuttgart 1929, Wittwer & Sohn. — Bortsch, Plastizität und Rostgefahr. B. u. E. 1934, S. 220. — Für eine beschränkte Anwendung der Plastizitätslehre spricht sich v. Kazinszky aus, s. B. u. E. 1933, S. 74. — In den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 2. Bd., Zürich 1933/34, entwickelt Freudenthal plastizitätstheoretische Methoden bei der Untersuchung statisch unbestimmter Tragwerke aus Eisenbeton und setzt die Grenzen für deren Anwendbarkeit fest.

⁵⁾ S. Fußnote 1.

⁶⁾ B. u. E. 1930, S. 220, Referat von Grünberger über englische Abhandlungen aus den Jahren 1927 u. 1929. — Melan, Das plastische Verhalten des Betons. B. u. E. 1932, S. 320. — Graf, Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung. B. u. E. 1934, S. 167, wo über eigene und amerikanische Versuche berichtet wird.

neuerdings mit „Kriechen“ bezeichneten Vorgänge im Beton werden zwar bei langsam fortschreitenden Senkungen der Stützen sicher schon manche Rissebildung in durchlaufenden Tragwerken verhindert haben. Ihr Einfluß kann aber bestenfalls bei der Nachrechnung älterer Bauwerke schätzungsweise Berücksichtigung finden. Für unsere Betrachtungen bleiben somit nur die erstgenannten, durch höhere Belastungen hervorgerufenen unelastischen Formänderungen zu berücksichtigen.

Um den Einfluß dieses plastischen Verhaltens auf die Bauwerksicherheit richtig einschätzen zu können, wenn es sich um die Wirkung von Stützensenkungen handelt, ist es zweckmäßig, von der sonst üblichen Ermittlung und Beurteilung der Bauwerksicherheit auszugehen.

Bei der Untersuchung der Standsicherheit wird bekanntlich eine gerissene Betonzugzone vorausgesetzt. Deutlich sichtbare Risse sind zwar nicht erwünscht, man begnügt sich aber hinsichtlich der Rissegefahr mit einer einfachen Sicherheit, deren Nachweis zudem in den meisten Fällen nicht einmal gefordert wird. Für den Fall des Eintretens unvorhergesehener außergewöhnlicher Vorkommnisse — deren Möglichkeit die Einführung einer Sicherheitszahl in der Bruchsicherheitsrechnung ja erst nötig macht — wird somit das Auftreten von mehr oder weniger ausgeprägten Rissen im Zugbeton in Kauf genommen. Darf nun der Eintritt von Stützensenkungen ebenfalls als „außergewöhnliches Vorkommnis“ im genannten Sinne gewertet werden, dann muß es berechtigt sein, auch hier von der Forderung der Rissfreiheit abzusehen und Risse in etwa gleichem Maße zuzulassen, wie sie durch eine innerhalb des Sicherheitsüberschusses der üblichen Rechnung liegende Überbelastung des Trägers hervorgerufen würden.

Die Überschätzung der Gefährlichkeit von Stützensenkungen ist ja darauf zurückzuführen, daß man sich daran gewöhnt hatte, die zahlenmäßige Höhe der errechneten Bauwerkspannungen ohne weitere Überlegung als Maßstab für die Beurteilung der Bauwerksicherheit anzusehen und ohne zu beachten, daß das übliche Vergleichen der errechneten mit den zulässigen Spannungen nur ein bequemer Ersatz für die Ermittlung des Sicherheitsgrades gegenüber dem Bruchzustand oder auch gegenüber dem Eintreten unzuträglicher Formänderungen sein soll. Die aus den Stützensenkungen errechneten Spannungen sind jedenfalls hinsichtlich der Bruchgefahr anders zu bewerten als die für Lastwirkung ermittelten. Dies leuchtet ein, wenn man die Sicherheitsforderung anders stellt, und zwar derart, daß die um den Sicherheitsgrad ν vervielfachten Einwirkungen — also einerseits die ν -fachen Lasten, andererseits die ν -fachen Einsenkungen — keine über der Bruchgrenze liegenden Spannungen hervorrufen dürfen. Man vergleiche somit nicht Spannungen, die für die einfachen Einwirkungen (wenn auch unter Zugrundelegung des Spannungsbildes im Bruchzustand) errechnet worden sind, mit den zulässigen, sondern die bei den ν -fachen Einwirkungen zu erwartenden Spannungen unmittelbar mit den Bruchfestigkeiten.

Für die nur durch Lasten beanspruchten statisch bestimmten Balkenträger stimmen die beiden Vergleichsweisen in ihrem Ergebnis überein, und auch für statisch unbestimmte ist eine genäherte, wenigstens innerhalb der gleichen Größenordnung liegende Übereinstimmung vorhanden⁷⁾. Eine Steigerung der unserer Rechnung zugrunde zu legenden Stützensenkungen auf das ν -fache Maß hat aber keineswegs eine entsprechende Vervielfachung der Momente und Spannungen zur Folge, denn nachdem die Streckgrenze an den meist beanspruchten Stellen des Trägers erreicht ist, wird eine weitere Senkung der Stützen ohne eine erhebliche Vergrößerung der Balkenmomente möglich sein. Die größten durch derart übersteigerte Senkungen erzeugten Spannungen werden also im allgemeinen weit unter der Bruchgrenze liegen, auch wenn die für die einfache Stützensenkung errechnete Spannung die „zulässige“ erreicht oder überschritten hat.

In manchen Fällen sind schon die einfachen (etwa festgestellten oder zu erwartenden) Stützensenkungen so groß, daß die hierfür auf dem üblichen Wege berechneten Eisenspannungen die Streckgrenze überschreiten. Auch diese Spannungen und die zugehörigen Biegemomente stellen dann nur Rechengrößen dar, die mit den tatsächlich durch eine solche Senkung erzeugten nicht übereinstimmen können.

⁷⁾ Die Übereinstimmung ist wegen der Plastizität des Bewehrungseisens nur genähert vorhanden, weil nämlich bei ν -facher Überbelastung in der Bewehrung der meistbeanspruchten Trägerquerschnitte die Streckgrenze längst erreicht, der für die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen maßgebende Elastizitätsmodul also gar nicht mehr im ganzen Tragwerk gleich groß ist. Vgl. Maier-Leibnitz a. a. O. Die in Zuschriften zu dieser Abhandlung in Bautechn. 1928, S. 274 ff. geäußerten Bedenken gegen ein zu starkes Verlassen auf die Selbsthilfe können hier wegen der erwähnten verschiedenen Beurteilung des Sicherheitsgrades bei Senkungseinflüssen wegfallen.

Es stellt sich somit die Frage, wie die Gefährlichkeit des etwaigen Eintretens von Stützensenkungen zu beurteilen ist. Zunächst ist zu beachten, daß die Inrechnungstellung nur „möglicherweise“ eintretender Stützensenkungen schon einen Vorsichtswert einschließt, der sonst vom Sicherheitsgrad mit berücksichtigt wird. Wesentlich ist ferner die Überlegung, welche schädigenden Folgen die Risse haben, die bei merklichen Stützensenkungen in der Betonzugzone eintreten müssen. Eine Gefährdung des Bauwerks ist vor allem durch die Möglichkeit des Rostens der Eiseneinlagen bei Auftreten stärkerer Risse bedingt, sie ist also verschieden, je nachdem ob das untersuchte Tragwerk trocken im Innern eines Gebäudes, oder der Witterung ausgesetzt im Freien, oder etwa im Erdreich eingebettet und der Überwachung entzogen liegt, oder ob etwa gar besonders schädigende chemische Einwirkungen in Betracht gezogen werden müssen. Außerdem ist in Betracht zu ziehen, ob der Träger ruhende oder bewegliche Lasten zu tragen hat, oder Erschütterungen und Stößen ausgesetzt wird. Infolge von stark wechselnden Lasten und Erschütterungen (z. B. bei Kranbahnrägern) beginnen die einzelnen Tragwerkteile nach dem Eintreten stärkerer Risse zu „arbeiten“, wodurch die Zerstörung des Bauwerks bis zur Unbrauchbarkeit beschleunigt wird.

Eine unmittelbare Bruchgefahr besteht aber noch lange nicht, auch wenn die tatsächlichen durch Lasten im Verein mit Stützensenkungen hervorgerufenen Spannungen die Streckgrenze überschreiten. Infolge der „Plastizität“ der Bewehrungseisen wird der Träger den Senkungen nachgeben, indem die Risse im Beton sich öffnen. Erst wenn der Balken zu ganz ungewöhnlich großen Formänderungen gezwungen sein sollte, wird durch weiteres Klaffen der Risse die Nulllinie so weit gegen den gedrückten Rand zu verschoben, daß die in der verkleinerten Druckzone erhöhten Spannungen die Betondruckfestigkeit erreichen und den Bruch einleiten können.

Eine übertriebene Ängstlichkeit hinsichtlich der Gefährdung der Standesicherheit ist auch bei Bauwerken im Freien nicht am Platze, selbst wenn sie Risse aufweisen und Rostgefahr besteht. Die Feststellungen im Versuchsbericht Heft 71 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton⁸⁾ beruhigen in dieser Beziehung. Es heißt dort:

„Trotz der ungünstigen Bedingungen haben die Versuche den Erweis gebracht, daß ernstliche Schäden an Betonkörpern mit Eiseneinlagen, wenn diese zehn Jahre lang den Witterungseinflüssen ausgesetzt wurden, nicht eingetreten sind, obwohl die Eisen selbst Angriffe durch Rosten erlitten.“
Ferner:

„Eine praktisch bedeutungsvolle Schwächung der Eisenquerschnitte konnte in keinem Falle festgestellt werden.“

„Trotz der stellenweise deutlichen Rostbildung an vielen Ribstellen sind in keinem Fall Abspaltungen des Betons eingetreten.“

Die Versuche waren an Balken vorgenommen worden, die mit verschiedenen Bindemitteln hergestellt, bis zur doppelten zulässigen Last belastet und teils gegen Regen geschützt, teils ungeschützt, zehn Jahre lang im Freien standen. Die höhere Rostneigung blanken und vorgereckten Stahls, auf die Bortsch aufmerksam macht⁹⁾, dürfte die Feststellungen aus Heft 71 des D.A.f.E. nicht grundsätzlich beeinträchtigen.

Diese Feststellungen sollen nicht etwa zur Außerachtlassung jeder Risse- und Rostgefahr Anlaß geben, denn sie gelten nur innerhalb der Grenzen der seinerzeit vorliegenden Versuchsbedingungen und sollen hier nur als Unterlage für unsere Beurteilung der Stützensenkungsgefahr dienen.

Verhältnismäßig einfach liegt diese Aufgabe in dem selten eintretenden Falle der Nachrechnung des Einflusses von Stützensenkungen an einem bestehenden Bauwerk, an dem solche Senkungen festgestellt sind und deren Größe gemessen worden ist.

Beim Entwurf durchlaufender Tragwerke wird, wie bereits gesagt, der Einfluß von Stützensenkungen meist völlig außer acht gelassen. Eine kurze Überlegung der Möglichkeit ihres Auftretens dürfte aber zum mindesten am Platze sein, und in wichtigen Fällen sollte auch ein rechnerischer Überschlag der Wirkung vorgenommen werden. Nun gibt es aber über das Maß der in Rechnung zu stellenden Stützensenkungen trotz der in den letzten fünfzehn Jahren erzielten Fortschritte der Baugrundforschung keine sicheren Regeln¹⁰⁾. Jedenfalls wird der Einfluß von Stützensenkungen nur als Etwafall zu berücksichtigen sein, neben der üblichen Untersuchung unter Zugrundelegung unnachgiebiger Stützpunkte.

Um die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von ungleichen Stützensenkungen bestimmter Größe einigermaßen beurteilen zu können, ist es zweckmäßig, sich im Einzelfall verschiedene Stufen dieser Wahrscheinlichkeit zu vergegenwärtigen, nämlich:

- Stufe a): ungleiche Stützensenkungen unwahrscheinlich,
- „ b): „ „ nicht unwahrscheinlich,
- „ c): „ „ wahrscheinlich.

Die Einordnung der Stützensenkungen in die drei Stufen läßt der subjektiven Beurteilung immer noch einen beträchtlichen Spielraum, doch wird der Zwang zu einer gedanklichen Ordnung die Schätzung sicher erleichtern.

Vollkommen unnachgiebig ist in Wirklichkeit kein Trägerstützpunkt. Von der meist unerheblichen Formänderung der Stützen selbst kann abgesehen werden, so daß nur die stets vorhandene (zum mindesten elastische) Nachgiebigkeit jeden Baugrundes zu berücksichtigen bleibt. Bei gutem Baugrunde und einwandfreier Gründung bleiben die Grundwerksenkungen in der Größenordnung von Millimetern oder Bruchteilen davon. Probelastungen an mehreren gleichartigen Gründungskörpern geben bekanntlich nie die gleichen Einsenkungen. Schwankungen der Messungsergebnisse um 50% des Mittelwerts sind keine Seltenheit. Daher wird man Unterschiede von 25 bis 50% der für Vollbelastung geschätzten oder auf Grund von Belastungsversuchen angenommenen gesamten Eindringtiefe auch bei durchweg gleichartigem Baugrunde als „wahrscheinlich“ bezeichnen müssen und in Stufe c einzuordnen haben.

Das Auftreten größerer Senkungsunterschiede rückt in den Bereich der Wahrscheinlichkeit, wenn der Baugrund unter den einzelnen Stützen verschieden beschaffen ist, also Verschiedenheiten in der Zusammensetzung, Schichtung oder Tiefenlage aufweist. Im allgemeinen wird man auch hier auf die Schätzung der Senkungsgrößen und der Senkungsunterschiede angewiesen sein, die in Stufe a, b oder c einzuordnen sind. Probelastungen, die hier näheren Aufschluß geben könnten, aber für den Zweck sehr umfangreich sein müßten, werden in vielen Fällen mit Rücksicht auf die Kosten nicht durchführbar sein.

Nach Festlegung der Größe der Senkungsunterschiede und deren Einordnung bezüglich der Wahrscheinlichkeit bleibt die Frage zu beantworten, wie sie rechnerisch zu erfassen und mit welchem Maßstabe sie zu beurteilen sind. Trotz des oben über die Unzulänglichkeit der üblichen Rechenweise Gesagten wird man Momente und Randspannungen nach dem gewohnten Verfahren mit unveränderlichem Elastizitätsmodul ausrechnen, da die Einführung eines mit wachsender Beanspruchung abnehmenden Elastizitätsmoduls (der dann auch in verschiedenen Querschnitten eines Trägers, ja sogar in den einzelnen Fasern jedes Querschnitts verschieden sein müßte) praktisch unmöglich ist.

Senkungsunterschiede, deren Maß in Stufe a einzuordnen, also unwahrscheinlich ist, brauchen nur wie Unfälle, also wie unvorhergesehene Vorkommnisse im eingangs angegebenen Sinne in den Bereich der Möglichkeit gezogen zu werden.

Die Forderung der Rissesicherheit würde in solchen Ausnahmefällen zu weit gehen. Die „Selbsthilfe“ des Baustoffs darf hier ruhig in Anspruch genommen werden, und es wird an Stelle einer Festigkeitsberechnung im allgemeinen höchstens in Frage kommen, auf Grund von geometrischen Betrachtungen zu überlegen, wie weit infolge der zugrunde gelegten Stützensenkungen Risse aufklaffen könnten und welche Folgen ein solches Aufklaffen im Hinblick auf den Zweck des Bauwerks haben würde.

Sind Senkungsunterschiede einer gewissen Größenordnung mit Wahrscheinlichkeit zu erwarten (Stufe c), so wird man als zulässig nur solche Gesamtbeanspruchungen erachten, bei denen die Eisenspannungen unter der Streckgrenze bleiben. Sind größere Stützensenkungen vorauszusehen, so wird natürlich auf die Anordnung der senkungsempfindlichen, statisch unbestimmten durchlaufenden Balkenträger verzichtet werden müssen. Auch für das Treffen einer solchen Entscheidung wird aber eine überschlägliche Untersuchung des Einflusses von Stützensenkungen anhand der vorstehenden Ausführungen wertvolle Anhaltspunkte geben.

Schwieriger ist die Beurteilung für Senkungen, die in die mittlere Wahrscheinlichkeitsstufe (b) einzuordnen sind, deren Eintreten nicht wahrscheinlich zu erwarten ist, aber auch nicht ganz unwahrscheinlich erscheint. Es ist dann eine verschiedene Beurteilung am Platze, je nach der Schädlichkeit der nach dem Eintreten von Rissen zu erwartenden Folgen.

Für Bauwerke im Freien, die dem öffentlichen Verkehr dienen, wird zu fordern sein, daß auch beim Eintreten von Senkungen, die zur Stufe b zu rechnen sind, sich keine deutlich sichtbaren Betonrisse zeigen. Man wird also so bemessen und bewehren, daß die ungünstigen aus Lasten und Senkungen errechneten Eisenspannungen die Streckgrenze nicht überschreiten.

Für viele Industriebauten, deren durchschnittliche Lebensdauer in vielen Fällen nicht allzu groß angesetzt zu werden braucht, vor allem für solche, die nicht unmittelbar den Witterungseinflüssen oder sonstigen schädlichen Einwirkungen ausgesetzt sind, würde eine ähnliche Forderung aber eine zu große Härte bedeuten. Dann wird die Einhaltung der Streckgrenze nur für die Eisenspannungen zu fordern sein, die für wahrscheinlich zu erwartende Senkungen (Stufe c) zusammen mit dem Ein-

⁸⁾ Versuche an Eisenbetonhohlkörpern und -balken zur Feststellung der Neigung zur Rib- und Rostbildung. Berichterstatte Krüger, Berlin-Dahlem. Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

⁹⁾ A. a. O. S. 221.

¹⁰⁾ Einen guten Überblick über den Stand der Baugrundforschung gibt Terzaghi in Bauing. 1935, S. 25.

fluß der Lasten ermittelt werden. Sollten tatsächlich nicht zu erwartende größere Senkungen der Stützen eintreten, so braucht der Träger wegen des oben besprochenen plastischen Verhaltens der Bewehrungsseisen noch keineswegs zur Erfüllung seiner Zweckbestimmung untauglich zu werden oder gar eine unmittelbare Gefährdung des Betriebes oder von Menschenleben bedeuten. Ein anschauliches Beispiel bot in dieser Hinsicht ein vom Verfasser untersuchter Fall. Auf einem von einer Maschine befahrenen durchlaufenden Eisenbetontragwerk konnte der Betrieb trotz erheblicher, sehr ungleicher Stützensenkungen bis zur Fertigstellung einer Ersatzanlage aufrechterhalten werden, obgleich die „rechnungsmäßigen“ Eisenspannungen sogar die Bruchlast um ein Vielfaches übertrafen.

II.

Eine gewisse Scheu vor der Berücksichtigung der Stützensenkungen bei durchlaufenden Trägern, besonders solchen mit zahlreichen Öffnungen, ist oft durch die Langwierigkeit der rechnerischen Untersuchungen bedingt. Die statisch unbestimmten Größen (Stützenmomente) eines Trägers über n Öffnungen müssen im allgemeinen aus $n-1$ Gleichungen mit $n-1$ Unbekannten ermittelt werden. Die Rechnung läßt sich aber erheblich übersichtlicher und einfacher gestalten und in Einzelfällen durch Anwendung von Tabellenwerten auf ein Mindestmaß beschränken. Wie bereits gesagt, kommt für die rechnerische Ermittlung nur eine Untersuchung auf Grund der Elastizitätslehre in Frage (s. S. 306).

Vielfach genügt der Nachweis, welchen Einfluß die Senkung einer einzigen Stütze hat, wenn alle übrigen Stützpunkte in ihrer ursprünglichen Lage verbleiben. Auch wenn mehrere oder alle Stützpunkte ihre Höhenlage ändern, ist es zweckmäßig, die Einflüsse der Senkung der einzelnen Stützen zunächst getrennt zu ermitteln und erst nachträglich in entsprechender Weise zusammenzuzählen. Die Aufgabe ist mit der Ermittlung der Stützenmomente gelöst, denn bei alleiniger Wirkung von Stützensenkungen verlaufen die Momentenlinien zwischen den Stützpunkten gerade. Querkräfte und Stützenwiderstände können aus den Stützenmomenten in der üblichen Weise gefunden werden.

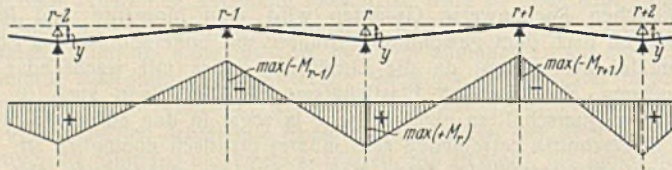


Abb. 1.

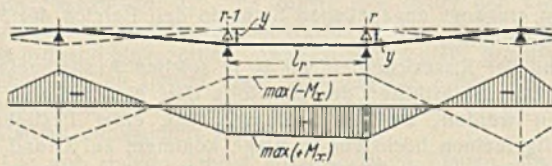


Abb. 2.

Die denkbar ungünstigsten Stützenmomente treten ein, wenn jede zweite Stütze sich senkt (Abb. 1). Die größten positiven zusätzlichen Feldmomente werden durch Senkung der beiden Nachbarstützen (Abb. 2) und weiterhin jeder zweiten Stütze hervorgerufen; die größten negativen Feldmomente im genau umgekehrten Falle. Im allgemeinen wird es genügen, jeweils nur zwei Stützensenkungen in Rechnung zu stellen und die weiter entfernt liegenden Stützpunkte als unverrückt anzunehmen.

Mitunter liegt die Aufgabe auch so vor, daß nicht die Auswirkungen einer voraussichtlichen oder möglichen Stützensenkung zu ermitteln sind, sondern daß für ein bestehendes Bauwerk, bei dem Stützpunktsenkungen festgestellt sind, die Zusatzspannungen errechnet werden sollen. Es ist allerdings selten möglich, die tatsächliche Veränderung der Stützpunkthöhen gegenüber den bei der Aufstellung des Bauwerks vorhanden gewesen genau festzustellen, da Höhenmessungen aus der Zeit während oder kurz nach der Bauausführung meist nicht vorliegen und die übliche Ausführungsungenauigkeit die gleiche Größenordnung haben kann wie kleine Stützensenkungen. Bei nachträglichen Senkungsfeststellungen ist daher mit Fehlerquellen zu rechnen.

Auch eine solche Aufgabe kann am einfachsten und zuverlässigsten durch Übereinanderlagerung der Wirkung einzelner Stützensenkungen gelöst werden. Die endgültigen Stützenmomente stellen sich dabei als Summen von teils positiven, teils negativen Einzelmomenten dar. Mit Rücksicht auf die Rechengenauigkeit (Rechenschieber genügt im allgemeinen vollkommen) ist es zweckmäßig, nicht die tatsächlichen Senkungsmaße einzuführen, d. h. nicht von der ursprünglichen Waagerechten auszugehen, sondern von einer gewählten mittleren Nullhöhe, derart, daß die Änderungen der einzelnen Stützhöhen zum Teil als positiv (Senkungen), zum Teil als negativ (Hebungen) in der Rechnung erscheinen. Die in Abb. 3a (verzerrt) dargestellten Stützhöhenänderungen können durch Aufeinanderlagerung der Fälle b, c, d usw. entstanden

gedacht werden. Die Stützenmomente für diese Einzelfälle sind viel einfacher, übersichtlicher und daher leichter fehlerfrei zu berechnen als die des Falles a.

Die nachstehenden Untersuchungen sind für Träger mit überall gleich großem Trägheitsmoment und frei drehbar gelagerten Stützpunkten durchgeführt. Da in vielen Fällen nur eine überschlägliche Ermittlung der durch geschätzte Senkungen hervorgerufenen Zusatzwirkungen angestrebt wird, so können die Ergebnisse auch näherungsweise für Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment (durch Einführung des Trägheitsmoments für einen mittleren Querschnitt) oder für Träger mit biegefest angeschlossenen Stützen verwendet werden.

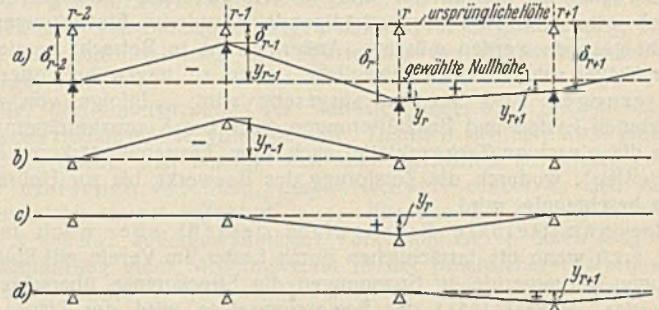


Abb. 3.

Wird eine genauere Untersuchung für solche Träger erforderlich, so ist ein entsprechendes Vorgehen mit Übereinanderlagerung der Einflüsse der einzelnen Stützensenkungen ebenfalls empfehlenswert. Bezüglich der dabei für die Einzelsenkungen anzuwendenden Rechenweisen sei auf das Werk von Mörsch über den durchlaufenden Träger¹¹⁾ verwiesen.

Einfluß der Senkung einer Stütze; ungleiche Feldweiten.

Während für die Untersuchung der durch Lasten beanspruchten durchlaufenden Balkenträger das von Mörsch auf Grund der Arbeiten von Mohr und W. Ritter ausgearbeitete zeichnerische Verfahren meist am einfachsten zum Ziele führt, ist hier der rechnerische Weg vorzuziehen.

Wird die Wirkung der Stützenverschiebungen für sich allein, also im unbelasteten Träger betrachtet, so lautet die verallgemeinerte Clapeyronsche Gleichung

$$M_{r-1} l_r + 2 M_r (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} = 6 EJ \cdot \frac{l_r + l_{r+1}}{l_r l_{r+1}} \cdot \delta_r,$$

worin δ_r die Senkung des Stützpunktes r gegenüber der Verbindungslinie der Nachbarstützen bedeutet (Abb. 4). Senkt sich nur eine einzige Stütze r um y_r gegenüber der Nulllage, so ist gemäß Abb. 5

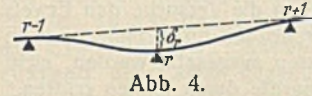


Abb. 4.

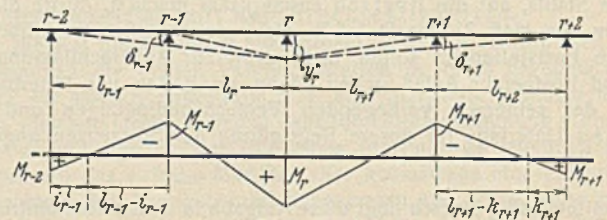


Abb. 5.

$$\delta_r = y_r, \delta_{r-1} = -y_r \cdot \frac{l_{r-1}}{l_{r-1} + l_r}, \delta_{r+1} = -y_r \cdot \frac{l_{r+2}}{l_{r+1} + l_{r+2}}.$$

Hiermit lauten die Gleichungen für die drei fraglichen Stützengruppen

$$\begin{cases} M_{r-2} l_{r-1} + 2 M_{r-1} (l_{r-1} + l_r) + M_r l_r & = -6 EJ \cdot \frac{1}{l_r} \cdot y_r, \\ M_{r-1} l_r + 2 M_r (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} & = 6 EJ \cdot \frac{l_r + l_{r+1}}{l_r l_{r+1}} \cdot y_r, \\ M_r l_{r+1} + 2 M_{r+1} (l_{r+1} + l_{r+2}) + M_{r+2} l_{r+2} & = -6 EJ \cdot \frac{1}{l_{r+1}} \cdot y_r. \end{cases}$$

Weitere Gleichungen brauchen nicht aufgestellt zu werden, da die Momentenlinie links und rechts von den allein belasteten bzw. durch Stützensenkungen beeinflussten Öffnungen durch die entsprechenden Festpunkte gehen muß. Es muß somit sein

$$\begin{aligned} M_{r-2} &= -\frac{l_{r-1}}{l_{r-1} - l_{r-1}} \cdot M_{r-1} = -\eta_{r-1} M_{r-1}, \\ M_{r+2} &= -\frac{k_{r+2}}{l_{r+2} - k_{r+2}} \cdot M_{r+1} = -\kappa_{r+2} M_{r+1}, \end{aligned}$$

¹¹⁾ Mörsch, Der durchlaufende Träger. Stuttgart 1928, Verlag Konrad Wittwer.

worin η und α Festwerte sind, die ebenso wie die Festpunktabstände i und k für jeden Träger ein für allemal ermittelt werden könnten¹²⁾. Damit gehen die drei Momentengleichungen über in

$$\begin{cases} M_{r-1}[2(l_{r-1} + l_r) - \eta_{r-1}l_{r-1}] + M_r l_r &= -\frac{1}{l_r} \cdot 6 EJ y_r, \\ M_{r-1} l_r + 2 M_r (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} &= \frac{l_r + l_{r+1}}{l_r l_{r+1}} \cdot 6 EJ y_r, \\ M_r l_{r+1} + M_{r+1}[2(l_{r+1} + l_{r+2}) - \alpha_{r+2}l_{r+2}] &= -\frac{1}{l_{r+1}} \cdot 6 EJ y_r. \end{cases}$$

Es sind also nur jeweils drei Gleichungen mit drei Unbekannten aufzulösen. Bei Senkung der Endstützen oder der äußersten Mittelstützen kommt man sogar mit einer oder zwei Gleichungen aus. Die Momente über den weiter von der gesenkten abliegenden Stützen werden berechnet aus

$$\begin{aligned} M_{r-2} &= -\eta_{r-1} M_{r-1}, & M_{r-3} &= -\eta_{r-2} M_{r-2} \text{ usw.} \\ M_{r+2} &= -\alpha_{r+3} M_{r+1}, & M_{r+3} &= -\alpha_{r+2} M_{r+2} \text{ usw.} \end{aligned}$$

worin η_{r-2} , α_{r+3} usw. in gleicher Weise wie η_{r-1} und α_{r+2} aus den entsprechenden Festpunktabständen zu ermitteln sind.

Vereinfachungen für gleiche Feldweiten.

In den meisten Fällen sind die Feldweiten gleich oder nahezu gleich. Mit meist ausreichender Näherungsgenauigkeit können für die überschlägliche Untersuchung des Einflusses von geschätzten Stützensenkungen ungleiche Feldweiten durch gleiche von mittlerer Größe ersetzt werden.

Die drei Momentengleichungen zur Ermittlung des Einflusses einer Stützensenkung y_r lauten mit $l_{r-1} = l_r = l_{r+1} = l$

¹²⁾ Ermittlung der Festpunktabstände rechnerisch oder zeichnerisch s. Mörsch a. a. O.; Beton-Kalender I, Hütte III u. a. m.

$$\begin{cases} M_{r-1}(4 - \eta_{r-1}) + M_r &= -\frac{6 EJ}{l^2} \cdot y_r = -Ky_r, \\ M_{r-1} + 4 M_r + M_{r+1} &= \frac{12 EJ}{l^2} \cdot y_r = 2Ky_r, \\ M_r + M_{r+1}(4 - \alpha_{r+1}) &= -\frac{6 EJ}{l^2} \cdot y_r = -Ky_r. \end{cases}$$

Hierin ist K für $\frac{6 EJ}{l^2}$ gesetzt. Meist wird zunächst der Einfluß einer Stützensenkung um 1 cm ($y_r = 1 \text{ cm} = 0,01 \text{ m}$) untersucht. Für Eisenbetonträger erhält man handliche Zahlengrößen für Ky_r , wenn man die Maße in m und t einführt.

Die Rechnung wird dadurch weiter vereinfacht, daß im Falle gleicher Feldweiten die verhältnismäßigen Festpunktabstände $\frac{i}{l}$ und $\frac{k}{l}$, ebenso wie die Verhältnisse η und α in den einzelnen Feldern — unabhängig von der Gesamtfelderzahl — gleich groß sind.

Es ist:

- im 1. Feld $i_1 = 0$ $\eta_1 = 0$
- im 2. Feld $i_2 = 0,200$ $\eta_2 = 0,250$
- im 3. Feld $i_3 = 0,2105$ $\eta_3 = 0,2666$
- im 4. u. jedem weiteren Feld $i_4 = i_5 = \dots = 0,2113$ $\eta_4 = \eta_5 = \dots = 0,2679$, ebenso:
- im Endfeld $k_n = 0$ $\alpha_n = 0$
- im vorletzten Feld $k_{n-1} = 0,200$ $\alpha_{n-1} = 0,250$
- im drittletzten Feld $k_{n-2} = 0,2105$ $\alpha_{n-2} = 0,2666$
- im viertletzten usw. Feld $k_{n-3} = k_{n-4} = \dots = 0,2113$ $\alpha_{n-3} = \alpha_{n-4} = \dots = 0,2679$.

Besonders einfach gestaltet sich die Ausrechnung der Stützenmomente eines Trägers mit unendlich vielen Feldern für Senkung einer

Zusammenstellung der Momente infolge der Senkung einer Stütze r um y_r .

$$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = \dots = l$$

Stützensenkung	Zahl der Felder	M_{r-4}	M_{r-3}	M_{r-2}	M_{r-1}	M_r	M_{r+1}	M_{r+2}	M_{r+3}	M_{r+4}	M_{r+5}	M_{r+6}					
$y_r = y_0$	2						-0,250										
	3						-0,267	+0,067									
	4						-0,268	+0,072	-0,018								
	5						-0,268	+0,072	-0,019	+0,005							
	6						-0,268	+0,072	-0,019	+0,005	-0,001						
	7						-0,268	+0,072	-0,019	+0,005	-0,001						
	∞						-0,268	+0,072	-0,019	+0,005	-0,001						
$y_r = y_1$	2					+0,500											
	3					+0,600	-0,400										
	4					+0,607	-0,429	+0,107									
	5					+0,608	-0,431	+0,115	-0,029								
	6					+0,608	-0,431	+0,115	-0,031	+0,008							
	7					+0,608	-0,431	+0,115	-0,031	+0,008	-0,002						
	∞					+0,608	-0,431	+0,115	-0,031	+0,008	-0,002	+0,001					
$y_r = y_2$	2					-0,250											
	3					-0,400	+0,600										
	4					-0,429	+0,714	-0,429									
	5					-0,431	+0,723	-0,459	+0,115								
	6					-0,431	+0,723	-0,462	+0,123	-0,031							
	7					-0,431	+0,723	-0,462	+0,124	-0,033	+0,008						
	∞					-0,431	+0,723	-0,462	+0,124	-0,033	+0,009	-0,002	+0,001				
$y_r = y_3$	3					+0,067	-0,267										
	4					+0,107	-0,429	+0,607									
	5					+0,115	-0,459	+0,723	-0,431								
	6					+0,116	-0,462	+0,731	-0,462	+0,116							
	7					+0,115	-0,462	+0,731	-0,464	+0,124	-0,031						
	∞					+0,115	-0,461	+0,731	-0,464	+0,124	-0,033	+0,009	-0,002	+0,001			
	$y_r = y_4$	4					-0,018	+0,072	-0,268								
5						-0,029	+0,115	-0,431	+0,608								
6						-0,031	+0,123	-0,462	+0,723	-0,431							
7						-0,031	+0,124	-0,464	+0,731	-0,461	+0,115						
∞						-0,031	+0,124	-0,464	+0,732	-0,464	+0,124	-0,033	+0,009	-0,002	+0,001		
$y_r = y_5$		5					+0,005	-0,019	+0,072	-0,268							
		6					+0,008	-0,031	+0,115	-0,431	+0,608						
	7					+0,008	-0,033	+0,124	-0,462	+0,723	-0,431						
	∞					+0,008	-0,033	+0,124	-0,464	+0,732	-0,464	+0,124	-0,033	+0,009	-0,002	+0,001	
	$y_r (r \leq 5)$	∞					+0,008	-0,033	+0,124	-0,464	+0,732	-0,464	+0,124	-0,033	+0,009	-0,002	+0,001

Multiplikator: $Ky_r = \frac{6 EJ}{l^2} \cdot y_r$

Mittelstütze. Wegen der Symmetrie ist $M_{r-1} = M_{r+1}$, ferner ist $\eta_{r-1} = \eta_{r+2} = 0,2679$. Hiermit lauten die beiden ersten Momentengleichungen

$$\begin{aligned} 3,732 M_{r-1} + M_r &= -K y_r, \\ M_{r-1} + 2 M_r &= K y_r, \end{aligned}$$

woraus

$$\begin{aligned} M_r &= +0,732 K y_r, \\ M_{r-1} = M_{r+1} &= -0,464 K y_r \end{aligned}$$

erhalten wird. Für die weiter entfernten Stützen wird bei genügend großer Felderzahl

$$\begin{aligned} M_{r-2} = M_{r+2} &= +0,124 K y_r, \\ M_{r-3} = M_{r+3} &= -0,033 K y_r, \\ M_{r-4} = M_{r+4} &= +0,009 K y_r \\ \text{usw.} \end{aligned}$$

Die zusätzlichen Momente lassen sich im Falle gleicher Feldweiten für Träger mit 2, 3, 4 usw. Öffnungen und Senkung der Stütze 0 bzw. 1, 2, 3 usw. in ähnlicher Weise, wie oben für Träger mit unendlich vielen Feldern gezeigt, ein für allemal ausrechnen. Sie sind in der vorstehenden Tafel zusammengestellt¹³⁾. Aus dieser Zusammenstellung können die Stützmomente infolge der Senkung irgendeiner Stütze r um y_r ohne weiteres entnommen werden, so daß die Aufgabe, den Einfluß einer Stützensenkung zu ermitteln, auf eine äußerst einfache Rechenarbeit zurückgeführt wird. Die Tafelwerte lassen erkennen, daß

¹³⁾ Nach Abschluß der vorläufigen Untersuchungen sind dem Verfasser Zahlentafeln bekanntgeworden, aus denen ebenfalls die Stützmomente für Senkung eines Stützpunktes, ferner auch die zugehörigen Stützdrücke und Querkräfte ermittelt werden können; s. Ostefeld, Lastverteilende Querverbände. Kopenhagen 1930, Gjellerup.

die Momente in Trägern mit größerer Felderzahl sich rasch den für unendlich viele Felder nähern, so daß überschläglich das Moment über der gesenkten Mittelstütze mit

$$M_r \approx -\frac{3}{4} \cdot K y_r = +\frac{3}{4} \cdot \frac{6 E J}{l^2} \cdot y_r$$

und das Moment über den Nachbarstützen mit

$$M_r \approx -\frac{1}{2} \cdot K y_r = -\frac{1}{2} \cdot \frac{6 E J}{l^2} \cdot y_r$$

angegeben werden kann.

Auch die Momente infolge des ungünstigsten Zusammentreffens mehrerer Stützensenkungen können ein für allemal festgelegt werden, wenn ein Teil der Stützen sich um das Maß $y = y_r$ senkt, während die übrigen in ihrer ursprünglichen Lage verbleiben. In einem Träger mit unendlich vielen Öffnungen ist das größte Stützenmoment (Abb. 1)

$$\max M_s = \pm 1,0 K y,$$

das größte positive Feldmoment (Abb. 2)

$$\max(+M_b) = +0,366 K y$$

und das größte negative Feldmoment (im genau umgekehrten Falle, wenn die in Abb. 2 stehengebliebenen Stützen sich senken und die übrigen fest bleiben)

$$\max(-M_b) = -0,366 K y.$$

In ähnlicher Weise wie hier für unendliche Felderzahl können die ungünstigsten Momente auch für Träger mit zwei, drei usw. Feldern mit Hilfe der obigen Zusammenstellung ohne weiteres ausgerechnet werden. Ein solches allerungünstigstes Zusammentreffen von Senkungen wird allerdings höchst selten in Erwägung zu ziehen sein.

Das Institut für Straßenbauforschung an der Technischen Hochschule Breslau.

Alle Rechte vorbehalten.

Seine Einrichtungen und seine Arbeiten.

Von o. Prof. Walter Hartleb, Breslau.

Das dem Lehrstuhl für Städtebau, Straßenbau und Städtischen Tiefbau angegliederte Institut für Straßenbauforschung ist Anfang 1931 aus Mitteln, die das Reich, das Land Preußen, die Provinz Niederschlesien und die Stadt Breslau zur Verfügung gestellt hatten, eingerichtet worden.

Neben Forschungsarbeiten führt das Institut für Behörden, Unternehmer und Baustoffhersteller Untersuchungen aus. Untersucht werden alle Straßenbaustoffe, z. B. Teere, Kaltteere, Teeremulsionen, Asphaltbitumina, Zement, Gesteine, ferner Teer und Asphalt enthaltende Massen, Vergußmassen für Fugen in Betondecken und Pflasterdecken, daneben auch bituminöse Anstrichmassen für Ziegelmauerwerk, Beton und Eisen zum Schutze gegen Feuchtigkeit und angreifende Wasser, Isolierpappen und Dachpappen.

Die Straßenbaustoffe werden nach den neuesten DIN-Vorschriften untersucht, deren Anwendung allen Wegebaupflichtigen und Unternehmern zur Pflicht gemacht oder dringend empfohlen ist.

Zur Untersuchung dienen neben den üblichen Einrichtungen eines chemischen Laboratoriums einige Apparate, die nach eigenen Erfahrungen hergestellt wurden. Dazu kommen die besonderen Geräte, die zur Bestimmung der chemischen und physikalischen Eigenschaften der Baustoffe notwendig sind. Zu erwähnen sind dabei die Apparate, die zur Bestimmung der Zähflüssigkeit (Viskosität) in Gebrauch sind, und zwar die Erweichungspunkt-Apparate nach dem deutschen „Krämer-Sarnow“-Verfahren und dem amerikanischen „Ring und Kugel“-Verfahren sowie der Tropfpunkt-Apparat nach Ubbelohde, in dem die Temperaturen bestimmt werden, bei denen die Stoffe tropfbar flüssig werden, und der Apparat nach Fraaß zur Bestimmung des Brechpunktes, d. h. des Verhaltens der Stoffe bei tiefen Temperaturen. Zur weiteren Kennzeichnung der Viskosität von Asphaltbitumen dient die Bestimmung der Eindringungstiefe (Penetration) mit dem Penetrometer, das den amerikanischen Vorschriften entnommen ist.

Bei Stoffen, die bei Zimmertemperatur flüssig sind, ist das Penetrometer zur Bestimmung der Viskosität nicht geeignet. In diesen Fällen wird, hauptsächlich bei Straßenbetonen, Kaltteeren und bei Verschnittbitumen, das Straßenteerkonsistometer benutzt, mit dem die Ausflußzeit von 50 cm³ des betreffenden Bindemittels bei einer bestimmten Temperatur ermittelt wird.

Zur Bestimmung der Streckbarkeit (Duktilität) von Asphaltbitumen ist ein Streckbarkeitsmesser nach Dow mit elektrischem Antrieb vorhanden.

Die Untersuchungen zur Bestimmung der übrigen physikalischen und chemischen Eigenschaften der bituminösen Bindemittel, z. B. des spezifischen Gewichtes, bei Teeren die Trennung in die einzelnen Destillate und Pech, Bestimmung des Gehaltes an Phenolen, Naphtalin, Rohanthrazen, sogenanntem freiem Kohlenstoff usw., werden nach den Methoden der analytischen Chemie ausgeführt.

Zur Prüfung von Emulsionen, Kaltteeren und anderen Baustoffen dient weiterhin das Mikroskop.

Größere Geräte als die bisher besprochenen sind bei der Untersuchung von Straßendeckenmassen erforderlich, die Teer oder Asphaltbitumen enthalten. Zur Bestimmung der Wasseraufnahme und damit der Hohlräume solcher Massen dienen Exsikkator und Wasserstrahlpumpe.

Besonders wichtig für die Prüfung von Deckenmassen im Laboratorium sind die mechanischen Prüfungen, die an der normenmäßig geformten Masse, an Normalwürfeln von 7,07 cm Kantenlänge, vorgenommen werden. Zur Herstellung derartiger Würfel dienen ein elektrisch betriebener Fallhammer mit 14 kg Bärgewicht, mit selbsttätig sich einstellender Fallhöhe und selbsttätiger Ausrückvorrichtung nach 10 oder 20 Schlägen, sowie die dazugehörigen Formen. Die geformten Normalwürfel werden bei verschiedenen Temperaturen mit Hilfe einer 10-t-Pressen auf Druckfestigkeit geprüft. Die Leistung dieser 10-t-Pressen reicht für Teer und Asphaltbitumen enthaltende Massen gewöhnlich aus; für höhere Anforderungen, z. B. für Massen, die Zement und Traß enthalten, stehen in der Technischen Hochschule Druckprüfmaschinen von 30 t, 100 t und 500 t zur Verfügung.

Für Zugfestigkeitsprüfungen dienen die achtförmigen Probekörper mit 5 cm², bei größeren Zuschlägen mit 16 cm² Zerreißquerschnitt, die im Zerreißapparat nach Frühling-Michaëlis geprüft werden.

Zur Ausführung von Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen steht eine Vorrichtung nach Burchartz zur Verfügung.

Um Straßendecken und Normalwürfel auf ihr Verhalten unter Eindrucksbelastung zu prüfen, wird ein Apparat benutzt, dessen Stempel von 1 cm² Rundfläche mit verschiedenen Gewichten bis zu 50,5 kg belastet werden kann. Die Eindringtiefe kann mit Hilfe eines Zeigers auf einer Skala auf ungefähr 1/10 mm abgelesen werden.

Neben diesen mechanischen Prüfungen der Gesamtmasse ist die Untersuchung der Einzelbestandteile, des Bindemittels und der Mineralmassen, von Wichtigkeit für die Beurteilung von Decken. Zur Trennung in die Einzelbestandteile dienen nach eigenen Erfahrungen verbesserte Extraktionsapparate. Die extrahierten Bindemittel werden mit den oben besprochenen Geräten geprüft, während zur Zerlegung der Mineralmassen in die einzelnen Korngrößen der deutsche Siebsatz nach dem Normblatt-DIN 1179 dient, der zur schnelleren und genaueren Bestimmung der Einzelkörnigkeiten in eine elektrische Siebmaschine eingespannt wird.

Das Raumgewicht von hohlraumarmen Mineralgemischen im eingerüttelten Zustande wird in Glaszylindern bestimmt, das spezifische Gewicht mit dem Gerät von Erdmenger-Mann.

Eine Haupttätigkeit des Instituts sind zur Zeit Untersuchungen von Gesteinen, die zur Herstellung von Pflastersteinen oder von Splitten usw. für bituminöse Straßendecken dienen. Die zur Ausführung der Unter-

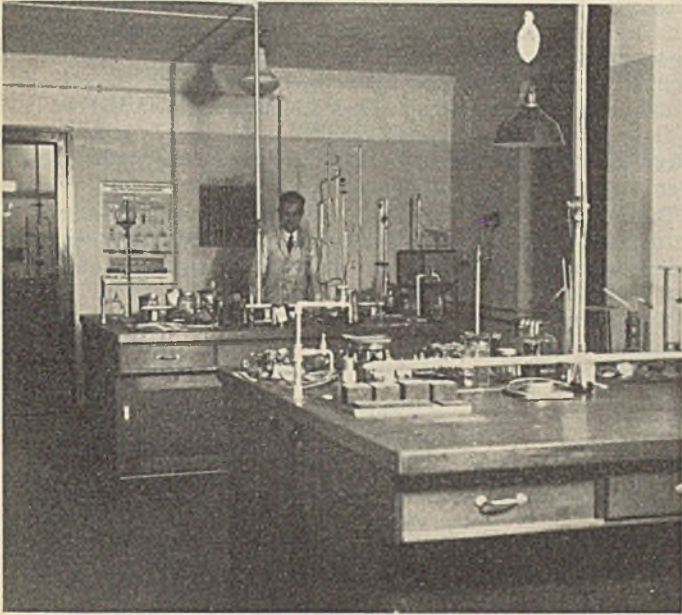


Abb. 1. Chemisches und physikalisches Laboratorium.

suchungen nach DIN DVM 2101 bis 2108 notwendigen Geräte, wie Schneidemaschine, Böhmsche Scheibe, Fallhammer u. a., sind vorhanden. Diese Untersuchungen werden in erster Linie für die „Reichsautobahnen“ ausgeführt, daneben auch für Straßenbaubehörden und für Private.

Auch die Photographie wird zu Aufklärungen und Vergleichen bei Straßenbaustoff-Untersuchungen herangezogen; die dazu notwendigen Einrichtungen, wie Aufnahmeapparate, Dunkelkammer usw., besitzt das Institut.

Abb. 1 u. 2 zeigen Institutsräume mit ihren Einrichtungen.

Mit einigen anderen Instituten besteht ein enges Zusammenarbeiten, so in Gesteinsfragen mit dem mineralogisch-petrographischen Institut der Universität Breslau (Prof. Dr. phil. Spangenberg), in Fragen des Zementbetons mit dem Betonlaboratorium der Technischen Hochschule (Prof. Dr.-Ing. Berrer).

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hangneigung in Niederschlagsgebieten.

Von Dr.-Ing. Karl Beger, o. Prof. für Wasserbau an der Technischen Hochschule Breslau.

Bei wasserwirtschaftlichen Untersuchungen spielt die Beschaffenheit der Niederschlagsgebiete eines Flusses eine große Rolle. Unter den Eigenschaften ist wiederum die Neigung der Hänge von ausschlaggebender Bedeutung für den Abfluß. Im ehrenden Gedenken an meinen verstorbenen Lehrer Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Ehr. Ehlers, Danzig, möchte ich zunächst ein Verfahren der Vergessenheit entreißen, das er uns Studierenden, wenn auch nur andeutungsweise, vorgetragen hat. Es ist meines Wissens nie veröffentlicht worden. Auch konnte ich nicht feststellen, ob Ehlers als der Urheber anzusehen ist.

Von besonderem Werte dürfte die Anwendung des Verfahrens sein, wenn es sich darum handelt, nicht nur einen einzigen Hang zu untersuchen, sondern die Gesamtheit der Hänge eines Niederschlagsgebietes, insbesondere bei verästelten Quellflüssen.

Trägt man die berechneten Ergebnisse zeichnerisch auf, und zwar in Anlehnung an die von Stecher vor 50 Jahren erdachte Darstellungsweise¹⁾, so erhält man Schaubilder, die auf den ersten Blick die Eigentümlichkeiten des Gesamtgebietes erkennen lassen.

Der Rechnungsgang selbst ist gedanklich leicht zu erfassen. Die Rechnung ist zwar umfangreich, und es dürfte sich empfehlen, sorgfältig Listen für die Zwischen- und Endergebnisse zu entwerfen und zu verwenden, um dauernd eine gute Übersicht zu behalten. Es liegt aber durchaus im Bereich der Möglichkeit, von Quellgebieten vieler Flüsse der verschiedensten Art Schaubilder herzustellen, aus deren Vergleich dann Schlüsse z. B. auf die Beziehung von Abfluß zum Niederschlag gezogen werden können.

Auch wären solche Untersuchungen besonders gut als Übungsaufgaben für die Studierenden geeignet, weil sie nach vieler Richtung hin anregend sind. Sie zwingen u. a. zu vielseitiger Arbeit auf dem Meßtischblatt. Sie verlangen, ohne übermäßig schwierig zu sein, große Sorgfalt im Hinblick auf Rechnungsanordnung und Rechnungsgang, sowie beim Aufzeichnen der Ergebnisse. Ganz besonders wird aber das körperliche Sehen und Erfassen, d. h. „darstellende Geometrie in der Natur“ geübt.

Für die nachstehende Untersuchung wurde, ohne besonders auszuwählen, ein Gebiet aus dem oberschlesischen Mittelgebirge (Meßtisch-

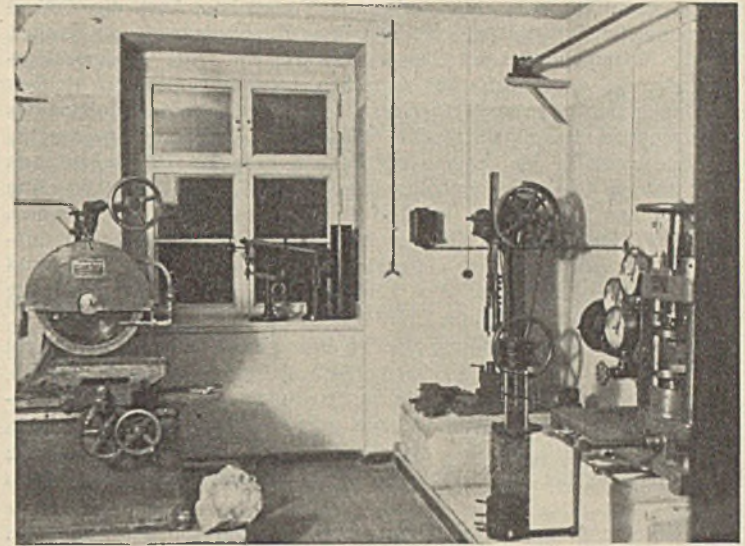


Abb. 2. Maschinenraum.

Auf dem Gebiete der Forschung hat das Institut sich bisher u. a. mit der Frage der Eignung von Braunkohlenteerpech für den Straßenbau beschäftigt. Das Ergebnis ist in der Zeitschrift *Asph. u. Teer* 1934, Heft 11 bis 13, veröffentlicht worden. Weiter sind Untersuchungen über die Eignung von Granit- und Basaltmehlen für den Straßenbau angestellt worden (*Zeitschrift Stein-Industrie und Straßenbau* 1934, Heft 17 ff.).

Zur Zeit ist das Institut u. a. mit Untersuchungen über die zweckmäßigste Zusammensetzung von Vergußmassen für die Fugen von Zementbeton-Straßendecken und über die Ausbildung dieser Fugen beschäftigt, Fragen, die für die Reichsautobahnen von besonderer Bedeutung sind.

Die ständig zunehmende Bedeutung und Entwicklung des Straßenbaues stellt die Forschung vor immer neue Fragen. Das Institut hat sich bisher mit seinen Einrichtungen dieser Entwicklung anpassen können. Hoffentlich wird es auch in Zukunft stets die dazu notwendigen Mittel zur Verfügung haben.

blatt Nr. 3384, Sauerwitz, Fluß: Troja) zugrunde gelegt. Abb. 1 zeigt das Niederschlagsgebiet mit der Flußverästelung und den Höhenlinien. Das Gesamtgebiet, das zu Punkt km 6,85 des Flusses gehört und durch eine strichpunktierte Linie umgrenzt ist, wurde durch weitere gestrichelt gezeichnete Wasserscheiden in Teilgebiete zerlegt. Entgegen der Darstellungsweise von Stecher ist die Flußteilung (Stationierung) in Richtung Mündung—

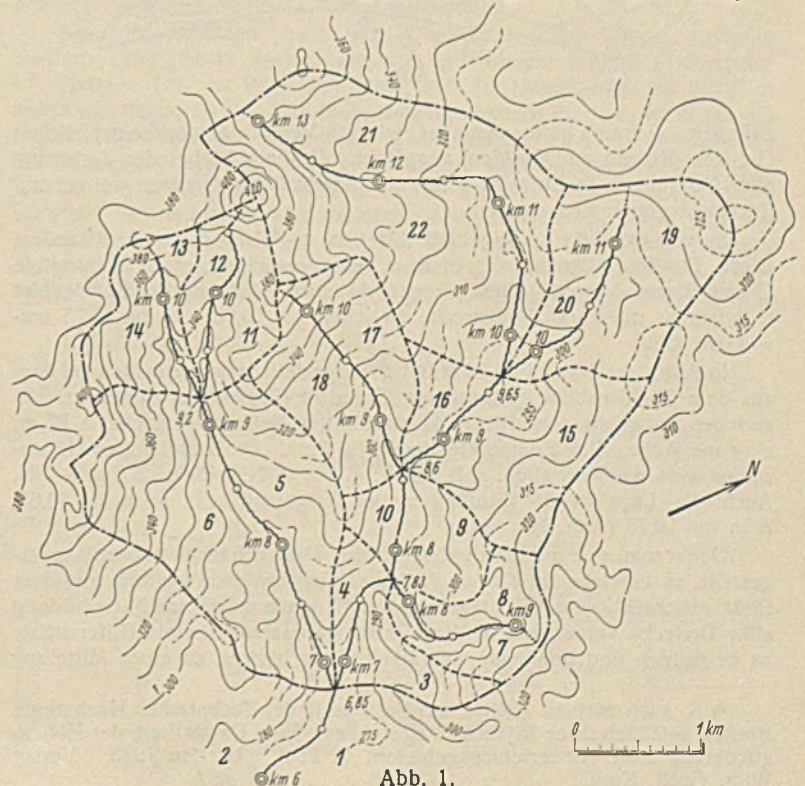


Abb. 1.

¹⁾ Stecher, Übersichtliche Darstellung der Flächen von Flußsammelgebieten. *Ztrbl. d. Bauv.* 1886, Nr. 8, S. 70.

Quelle durchgeführt, was offenkundig von Vorteil ist. Auch die Zahlenbezeichnung der Teilgebiete (3 bis 22) schreitet, abweichend von Stecher, gegen die Stromrichtung, und zwar zonenweise vor. Alle Niederschlags-(N-)gebiete, die an Flußstrecken zwischen zwei Gabelpunkten gleicher Rangordnung liegen, gehören zu einer Zone. Unterhalb des Flußpunktes des betrachteten Gesamtgebietes (km 6,85) liegen die irgendwie begrenzten Teilgebiete 1 und 2. Sie gehören zur Zone A. Von km 6,85 flußaufwärts gelangt man zu den beiden Gabelpunkten bei km 7,83 und km 9,20. Alle Teilgebiete der Flußstrecken km 6,85 bis 7,83 und 6,85 bis 9,20 gehören zur Zone B. Das sind die Gebiete 3—4—5—6. Es schließt sich sinn gemäß an die Zone C mit den Teilgebieten 7—8—9—10—11—12—13—14 zwischen den Gabelpunkten des Ranges C und D. Dann folgen die Zonen D (15—16—17—18) und E (19—20—21—22).

Eine solche Gruppenbildung führt zu einer guten Übersicht und macht auch die Darstellung nach Stecher (s. Abb. 4) besonders übersichtlich²⁾. Es sei auch erwähnt, daß dann alle an den linken Ufern liegenden Teilgebiete ungerade, alle rechten Gebiete gerade Zahlbezeichnung tragen.

Diese Vorbemerkung über die Gliederung der Niederschlagsgebiete war erforderlich, um eine möglichst scharfe gedankliche Grundlage zu schaffen.

Die durchschnittliche Hangneigung wird nun nach Abb. 2 u. 3 ermittelt. Als Beispiel wurde das linke Teilgebiet 19 der Flußstrecke 19/20 zwischen km 9,65 und km 11,49 gewählt. Abb. 3 zeigt oben dieses Gebiet in großem Maßstabe. Es ist wiederum in Einzelgebiete a—b—c—d—e—f, die auch von Wasserscheiden begrenzt sind, unterteilt. Man hätte statt der Wasserscheiden auch irgendwelche andere, senkrecht zu den Höhenlinien laufende Linien wählen können, die etwa alle 100 m in den Flußpunkten

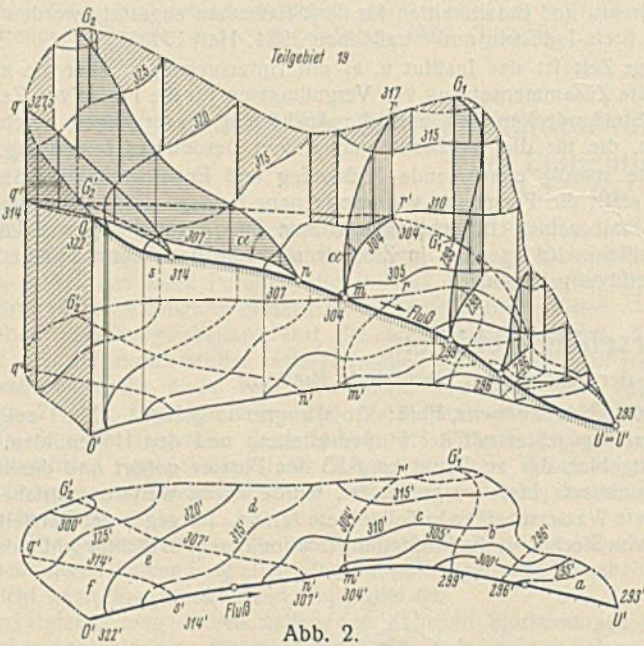


Abb. 2.

anfangen. Dadurch hätte man aber, wie ein Versuch ergab, die natürlichen Grenzen (Rippen und Mulden) verwischt. Deshalb ist bei der Zerlegung aller Teilgebiete in Einzelgebiete auf die natürlichen Grenzen weitgehend Rücksicht genommen worden.

So sind in 19 die Einzelgebiete (Streifen) a—b—c—d—e—f entstanden. Diese Streifen können, wie z. B. d, unregelmäßige, etwa fächerartige Grundrißform haben. Man erkennt da auch, daß dieses Einzelgebiet lediglich in die kurze Flußstrecke zwischen km 10,65 und km 10,75 entwässern kann.

In Abb. 2 ist das Gebiet 19 räumlich dargestellt, gewissermaßen auf dem aus dem Meßtischblatt gewonnenen Grundriß (Projektion) aufgebaut. Es springen sofort als wesentlich die geschrafften Neigungsdreiecke, z. B. m, r', r ins Auge. Ihre Fußpunkte liegen im Fluß. Die zugehörigen Höhenzahlen sind angeschrieben, z. B. für m: 304 m + NN, für n: 307 m + NN. Auch die Lage in der Flußteilung ist festgelegt, z. B. m in km 10,65, n in km 10,75 (Abb. 3).

Denkt man sich unendlich viele solcher Dreieckflächen nebeneinander gestellt, so entsteht ein Körper K, dessen Grenzen ohne weiteres aus dem Bilde ersichtlich sind. Es liegt hier der Gedanke nahe, eine Mittelbildung aller Dreiecke vorzunehmen, diese also gewissermaßen als Differentiale zu betrachten und über eine Summenbildung hinweg zu einer Mittelung

²⁾ S. auch meinen Beitrag zur Festschrift der Technischen Hochschule Breslau anlässlich ihres 25jährigen Bestehens: Eine Darstellung der Höhengliederung von Niederschlagsgebieten, S. 21 ff. Breslau 1935. Verlag Wilh. Gottl. Korn.

zu kommen. Aber bereits die erwähnte Fächerform von Einzelgebieten zeigt, daß dieser Weg falsch sein würde. Betrachtet man den Körper K im ganzen, so erkennt man, daß er jedenfalls von einer Zylinderfläche umschlossen ist, die durch die Mantelfläche des Flusses ($U = U' - O' - O$) und die der Hauptwasserscheide des Gebietes 19 ($U = U' - r' - G_2' - q' - O' - O - q - G_2 - r - G_1 - U = U'$) gebildet wird. Der Zylinder wird oben begrenzt durch die Erdoberfläche. Diese ist im Raume festgelegt durch die Höhenlinien.

Die untere, quer zum Zylinder laufende Begrenzungsfläche des Körpers wird durch die Grundrißlinien (Projektionen) der Wasserscheiden gebildet. Da diese waagrecht verlaufen, sind sie für diese Begrenzungsfläche nichts anderes als Höhenlinien. Es ist also auch diese Fläche durch Höhenlinien im Raume festgelegt.

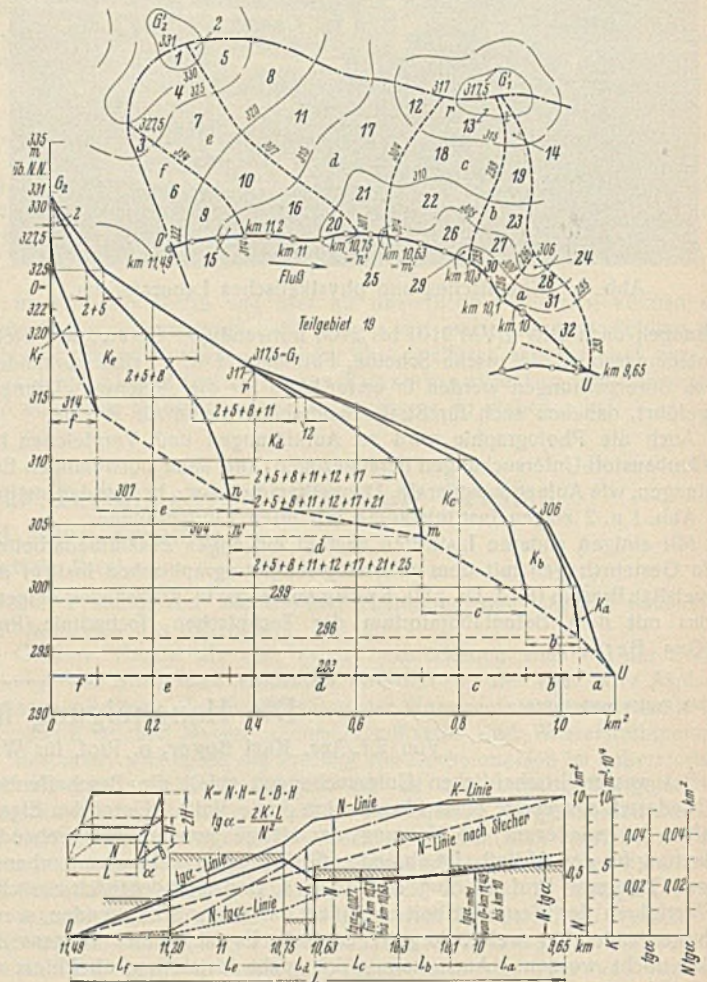


Abb. 3.

Der Körper K ist also ein aus einem geraden Zylinder, dessen Grundriß die N-Fläche ist, herausgeschnittener Teil. Die Schnittflächen sind durch ihre Höhenlinien im Raume bestimmt.

Man ermittelt nun auf die übliche Weise, wie z. B. bei der Massenermittlung von Bergen oder des Stauraumes von Talsperren über einer beliebig hoch gelegenen waagerechten Grundrißfläche, etwa über der durch $U = U'$ in Höhe 293 über NN gehenden Bezugsebene, den Inhalt des Zylinderkörpers, begrenzt durch die Erdoberfläche, und dann über derselben Bezugsebene den des Zylinderkörpers, begrenzt durch die Unterfläche ($U - r' - q' - O - s - n - m - \dots - U$), für deren Gestaltung der Fluß mit seinem Gefälle von ausschlaggebender Bedeutung ist. Der Unterschied der Inhalte beider Körper ist der gesuchte Inhalt des Körpers K.

Das Schaubild in der Mitte von Abb. 3 zeigt, wie der Körper K für das Teilgebiet 19 zeichnerisch ermittelt wurde. Für den Streifen d sind die Flächenbezeichnungen eingehend angeschrieben worden.

Es liegt in der Natur der Sache, daß es eigentlich gleichgültig ist, wie weit man das Niederschlagsgebiet betrachtet. Läßt man es — von O aus gesehen — statt bei U bereits bei m endigen, so daß die Wasserscheide mr ein Teil der Hauptwasserscheide (Umgrenzung) wird, dann braucht man das zugehörige Schaubild auch nur über Höhenlage 304 ins Auge zu fassen. Man bestimmt nur den Körper $K_f + K_e + K_d$. Es ist also möglich, nicht nur die Größe des Gesamtkörpers K, der zum Teilgebiet 19 gehört (K_{19}) zu ermitteln, sondern es ergeben sich auch die Einzelkörper K_a, K_b, K_c usw. Ja, man wird zweckmäßigerweise so vorgehen, daß man aus den Einzelkörpern durch fortschreitendes Zuzählen

den Gesamtkörper des Teilgebietes und dann immer weiter den des Gesamtgebietes anwachsen läßt. Diese gedankliche Einstellung ist wichtig für das Wesen der durchschnittlichen Hangneigung, die sich aus dem Körper entwickeln läßt.

Es ist ohne weiteres einleuchtend, daß der Inhalt des über dem Niederschlagsgebiet liegenden Körpers, dessen Unterfläche ja nicht die Grundrißfläche N selbst ist, sondern eine Fläche, die durch den Fluß bestimmt wird, mit entscheidend für die Hangneigung ist. Gibt doch der Körper K geteilt durch das zugehörige N -Gebiet bereits an, mit welcher Durchschnittshöhe H sich das N -Gebiet über dem Fluß erhebt.

Zunächst wurde der Inhalt aller zu den Teilgebieten 3 bis 22 gehörenden Körper und der Inhalt der Einzelkörper in Mill. m^3 ermittelt und in der gleichen Weise wie die Flächen nach der Darstellung von Stecher aufgetragen. Abb. 4 zeigt das Ergebnis, oben die Flächen-darstellung, unten, gewissermaßen als Spiegelbild, die Körperdarstellung.

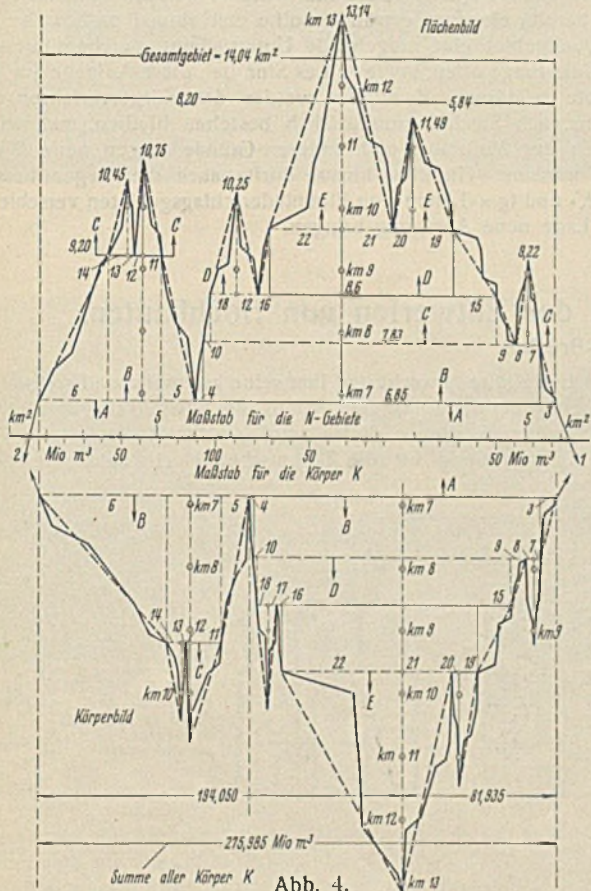


Abb. 4.

In der Flächendarstellung zeigt sich der Einfluß der Einzelgebiete, der selbstverständlich in den Quell(End-)flußstrecken am größten ist. In den Flanken (Strecke 9/10) verschwindet er allmählich, hört aber nicht ganz auf (15 und 3).

Das gegenübergestellte Körperbild zeigt bereits die Verschiebung gegenüber dem Flächenbilde. Einer guten Vergleichsmöglichkeit wegen wurden die Maßstäbe beider Bilder so gewählt, daß die Strecken (Spiegelungslinie!), die die Gesamtfläche ($14,04 \text{ km}^2$) und den Gesamtkörper ($275,985 \text{ Mill. m}^3$) darstellen, gleich ($= 1$) wurden. Man sieht z. B., daß der rechte Nebenfluß mit den Gebieten 3—11—12—13—14—6 offenbar über seinen linken Nachbar Gewicht gewinnt durch stärkere Körperbildung K . Einige Flußstrecken schrumpfen an Körperinhalt gegenüber Flächenentwicklung zusammen (17/18—7/8—19/20). Es müssen diese Gebiete also flach sein.

Im Zusammenhang mit dem Flächenbilde läßt das Körperbild also bereits Schlüsse auf die Geländegestaltung zu. Zieht man zur Beurteilung den Lageplan heran (Abb. 1), so erkennt man, geleitet durch die Eigentümlichkeiten des Körperbildes und dessen Vergleich mit dem Flächenbilde, bereits mancherlei, was sonst dem Auge leicht entgeht.

Es wurde bereits erwähnt, daß

$$\frac{\text{Körper}}{\text{zugehöriges } N\text{-Gebiet}} = \frac{K}{N} = \text{mittlere Höhe } H \text{ ist.}$$

Denkt man sich den Körper als Quader mit den Seiten L = zugehörige Flußstrecke, B = mittlere Breite des N -Gebietes und H = mittlere Höhe, dann ist

$$K = N \cdot H = L \cdot H \cdot B.$$

Da die N -Gebietsfläche aber dachförmig nach dem Fluß abfällt, muß der Körper einem liegenden Dreieckprisma gleichgesetzt werden. Ein solcher Körper ist räumlich in Abb. 3, unteres Schaubild, Seitenzeichnung dargestellt. Ohne weitere Erläuterung erkennt man leicht die Beziehung zur Berechnung des mittleren Neigungswinkels α :

$$\text{tg } \alpha = \frac{2K \cdot L}{N^2}$$

In demselben Schaubilde der Abb. 3 (unten) sind bereits die N -Linien und die K -Linien eingetragen, und zwar als Beispiel für die Herstellung der Gesamtschaubilder der Abb. 4. Jetzt kommt nun weiter hinzu die $\text{tg } \alpha$ -Linie.

Sie muß folgendermaßen verstanden werden:

Es sagt die Auftragung $\text{tg } \alpha$ als Strecke z. B. in km 10, daß für das Gesamtgebiet oberhalb von km 10, also bis 0 bei km 11,49, die mittlere Hangneigung entsprechend dieser Strecke $\text{tg } \alpha$ (Ordinate) herrscht. Würde man ein Gesamt- N -Gebiet untersuchen, das keine Nebenflüsse aufweist, so würde, weil die Hänge talabwärts meist schwächer geneigt werden und der Einfluß der Hangneigung im Quellgebiete immer geringer wird, die $\text{tg } \alpha$ -Linie zunächst immer mehr mit der Achse gleichlaufen, $\text{tg } \alpha$ würde streckenweise einen Festwert annehmen. Schließlich würde sich die $\text{tg } \alpha$ -Linie aber ständig der Flußachse nähern.

Kommt ein Nebenfluß herein, so bringt er seinen $\text{tg } \alpha$ -Wert mit und vergrößert oder verkleinert also den $\text{tg } \alpha$ -Wert, mit dem der Bruderfluß ankommt.

Abweichend von der Darstellungsweise nach Stecher muß es jetzt an den Mündungsstellen noch besondere Sprünge geben, weil nicht einfach eine Zusammenzählung stattfindet.

In Abb. 5 sind nun alle $\text{tg } \alpha$ -Linien des untersuchten Gebietes gezeichnet worden. Im Stammfluß 21/22—15/16—9/10—3/4 nimmt nach erheblichen Werten in 22 $\text{tg } \alpha_{\text{mittel}}$ rasch ab. Da die Nebenflüsse mit den Mündungen in km 9,65 und km 8,6 nur geringe $\text{tg } \alpha_{\text{mittel}}$ -Werte haben, nimmt der $\text{tg } \alpha$ -Wert im Stammfluß sprunghaft ab (von 0,095 auf 0,063 bzw. von 0,118 auf 0,095). Dagegen bringen die Nebenflüsse 7/8 und besonders 5/6—11/12—13/14 erhebliche Mittelwerte von $\text{tg } \alpha_{\text{mit}}$, die die Mittelwerte 0,053 auf 0,060 und von 0,099 auf 0,115 erhöhen.

Besonders starke Einflüsse, die also zu Vergrößerung oder Verkleinerung der Mittelwerte $\text{tg } \alpha$, somit zu Knicken in der $\text{tg } \alpha$ -Linie führen, verlangen eine schnelle Begründung. Deshalb sind neben der $\text{tg } \alpha$ -Durchschnittslinie noch die $\text{tg } \alpha$ -Werte für die Einzelgebiete (Säulendarstellung) aufgetragen worden. Auch hier zeigt zunächst das untere Schaubild in Abb. 3 genügend deutlich ein Beispiel: Es herrscht auf der Flußstrecke L_c zwischen km 10,3 und km 10,63 die durchschnittliche Neigung $\text{tg } \alpha = 0,027$. Man sieht, wie dieser Wert die vorher abgesunkene $\text{tg } \alpha$ -Linie wieder ansteigen läßt. Auch im Schaubilde Abb. 5 ist im Gebiet 6 ein Erläuterungsbeispiel angeführt. Man wird mit Leichtigkeit noch viele Eigentümlichkeiten in diesem Schaubilde feststellen können.

Besonders müßten noch die Quellmulden der Flüsse beachtet werden. Dort gibt es Kleinstwerte von $\text{tg } \alpha$ bis auf 0 herab (Teilgebiete 17—18—11—12). Es liegt dies daran, daß die Höhenlinien für den Fluß keine eigentliche Quellmulde mehr zeigen, sondern Flächen, in denen die Flußlinie gewissermaßen selbst zur Wasserscheide wird. Es würde dann das Wasser flächenhaft, etwa gleichlaufend mit der gedachten, in der Quellmulde verlängerten Flußlinie zu Tale rieseln. Diese noch zu untersuchende Unstimmigkeit wird dadurch meist ausgeglichen, daß sich gleichlaufend neben den Flüssen, aber von ihnen durch eine Rippe getrennt, Geländevertiefungen hinziehen, die bald in den Fluß einschwenken. Eine solche Mulde liegt z. B. ganz ausgeprägt im Teilgebiete 22. Sie zieht sich

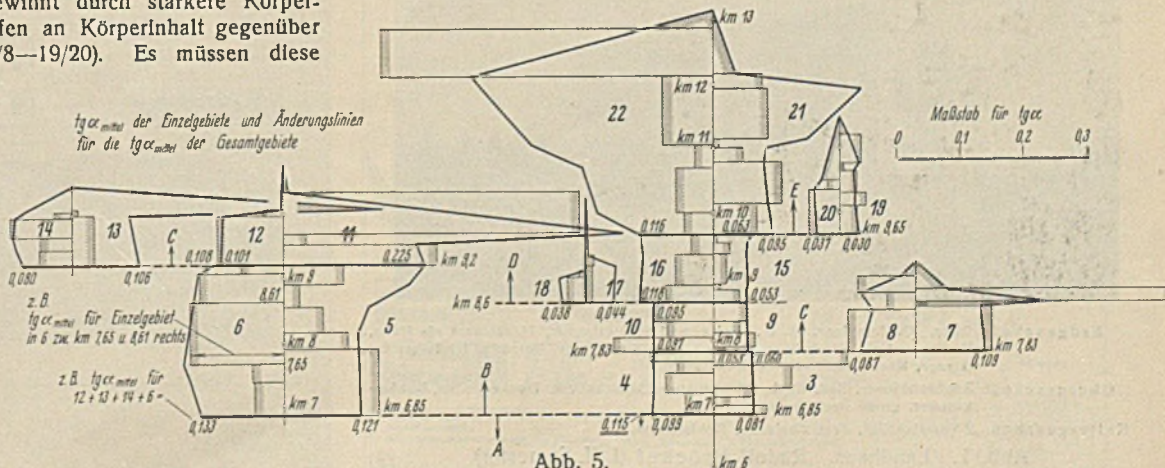


Abb. 5.

an der Wasserscheide zwischen 17 und 22 hin, schwenkt aber erst bei km 10 ein. Es liegt hier bereits der Beginn einer Nebenflußbildung vor. Im Flächenbilde Abb. 4 drückt sich dies durch den starken Anwachs der N -Linie bei km 10 aus.

Es muß noch etwas über die Mittelbildung zur Herstellung der $tg \alpha$ -Linie gesagt werden. $tg \alpha$ ist ja immer, abgesehen von den Einzelgebietsmittelwerten (Säulendarstellung in den Schaubildern), ein Mittelwert, der aber nicht gebildet wird aus Einzelwerten von $tg \alpha$, sondern aus den Gesamtkörpern heraus. Es muß immer gesetzt werden

$$\frac{\sum 2K \cdot \sum L}{\sum N \cdot \sum N} = tg \alpha_{\text{mittel}} \text{ für } \sum N.$$

Ein Nebenfluß (z. B. 17/18) kommt mit einem rechten und einem linken $tg \alpha$ -Werte an.

$$tg \alpha_{\text{links}} = \frac{\sum 2K_{\text{links}} L_{17}}{(\sum N_{\text{links}})^2}$$

$$tg \alpha_{\text{rechts}} = \frac{\sum 2K_{\text{rechts}} L_{18}}{(\sum N_{\text{rechts}})^2}$$

Beide zusammen ergeben:

$$tg \alpha_{17/18} = \frac{\sum 2K_{\text{gesamt } 17/18} L_{17/18}}{(N_{\text{gesamt } 17/18})^2}$$

Dieser Wert wird aber nicht ausgerechnet, sondern es wird sofort der $tg \alpha$ -Wert des Mündungsflusses hinzugenommen. Im vorliegenden Beispiel

entsteht der $tg \alpha$ -Wert = 0,095 bei km 8,6 (s. Abb. 5) folgendermaßen:

$$tg \alpha = \frac{(\sum 2K_{17/18} + \sum 2K_{16} + \sum 2K_{22})(2L_{17/18} + L_{16} + L_{22})}{(N_{17/18} + N_{16} + N_{22})^2}$$

Der $tg \alpha$ -Wert allein ist noch nicht entscheidend für den Abfluß. Er muß auch im Zusammenhang mit der N -Fläche betrachtet werden. Ein hoher $tg \alpha$ -Wert bedeutet nichts, wenn er nur zu einer kleinen N -Fläche gehört.

Man kann zunächst einmal den $tg \alpha$ -Wert der Fläche als Gewicht anhängen, ihn also der Fläche als Faktor begeben. Man erhält dann

$$N \cdot tg \alpha = \frac{2K}{N} \cdot L (= 2H \cdot L).$$

Diese Werte wurden auch berechnet. Die daraus entwickelte $N \cdot tg \alpha$ -Linie ist aber nur im Schaubilde Abb. 3 eingetragen. Es wurde nicht dargestellt der Verlauf aller $N \cdot tg \alpha$ -Linien. Er zeigt zunächst noch keine wesentlich neuen Erscheinungen. Die Sprünge an den Mündungsstellen, die bei der $tg \alpha$ -Linie erwähnt wurden, verschwinden fast gänzlich.

Wie bereits eingangs erwähnt, sollte erst einmal probeweise für ein kleines Quellgebiet eine eingehende Untersuchung durchgeführt werden. Es bleibt die Frage offen, inwieweit es Sinn hat, diese Aufgabe für größere Flußgebiete zu lösen. Zweifellos werden das Körperverfahren und die Auftragung nach Stecher grundsätzlich bestehen bleiben, man wird aber hinsichtlich der Maßstäbe und anderer Gründe wegen neue Wege beschreiten müssen. Hierüber hinaus dürfte auch die Gegenüberstellung der N -, K - und $tg \alpha$ -Linien von Flußniederschlagsgebieten verschiedenster Art und Lage neue Anregung bringen.

Die Einführung der Architekturstudierenden in das Entwerfen von Hochbauten.

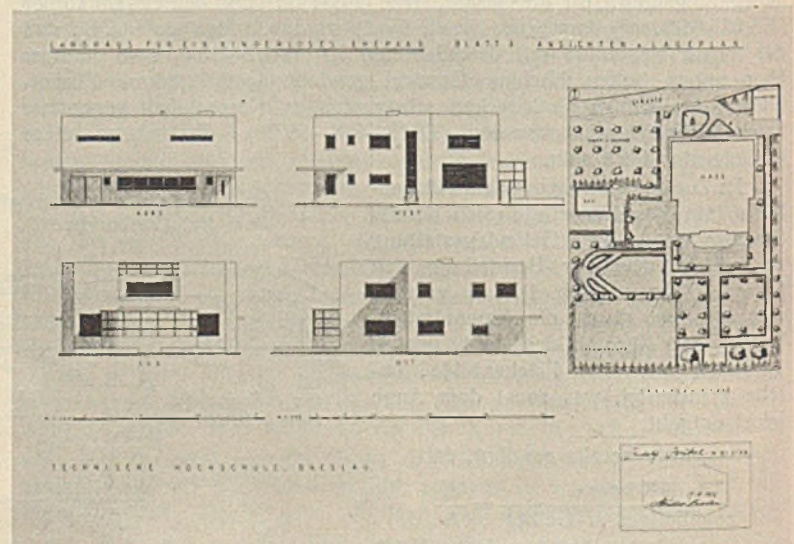
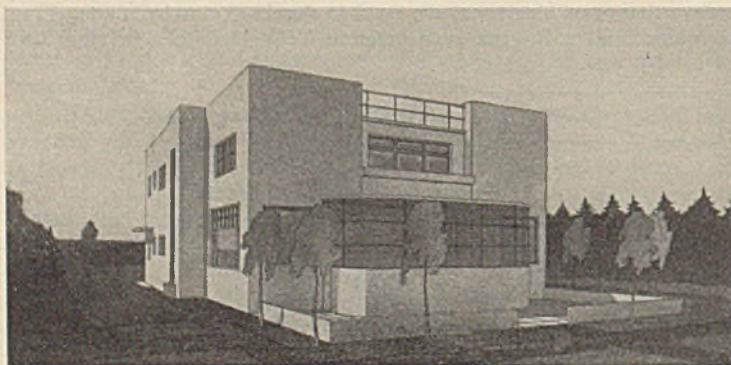
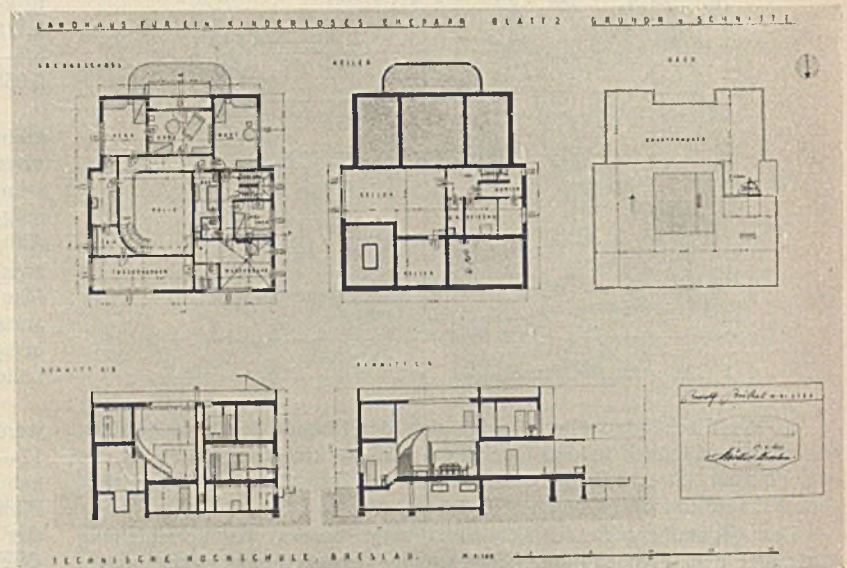
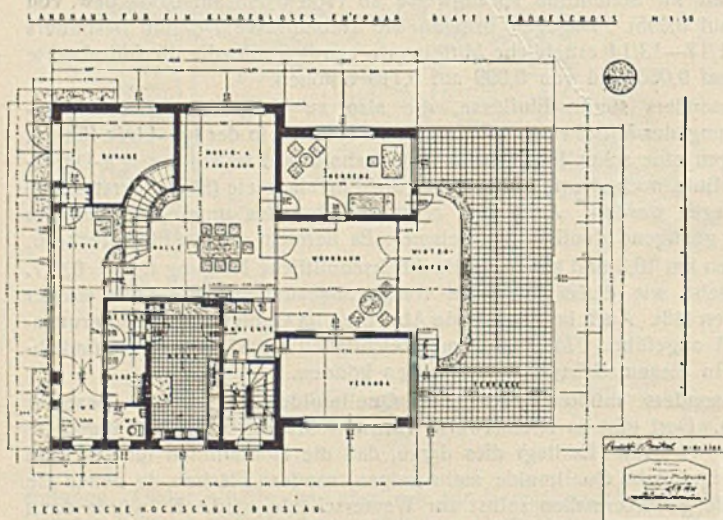
Alle Rechte vorbehalten.

Von o. Prof. Heinrich Müller-Breslau.

Der Architekturstudierende soll durch den Anfangsunterricht im Entwerfen sofort in seine gewählte Berufstätigkeit praktisch eingeführt werden, d. h. ihm sollen die Grundlagen jeglichen Bauens und die technischen Ausdrucksmittel vermittelt werden, gleichzeitig aber sollen seine

schöpferischen Kräfte geweckt und ihm seine kulturelle und soziale Verantwortung gegenüber der Volksgemeinschaft zum Bewußtsein gebracht werden.

Die Erreichung dieses Zieles wird erschwert durch die veraltete Diplomprüfungsordnung für die Technischen Hochschulen, in der zum

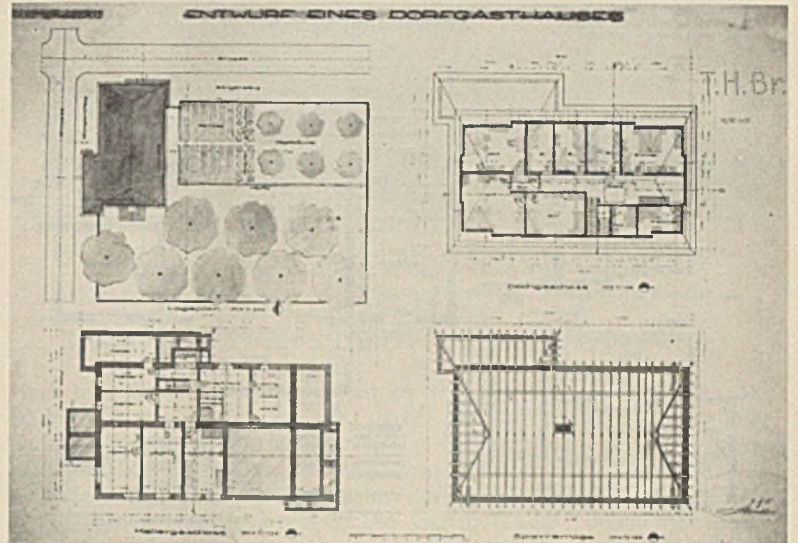
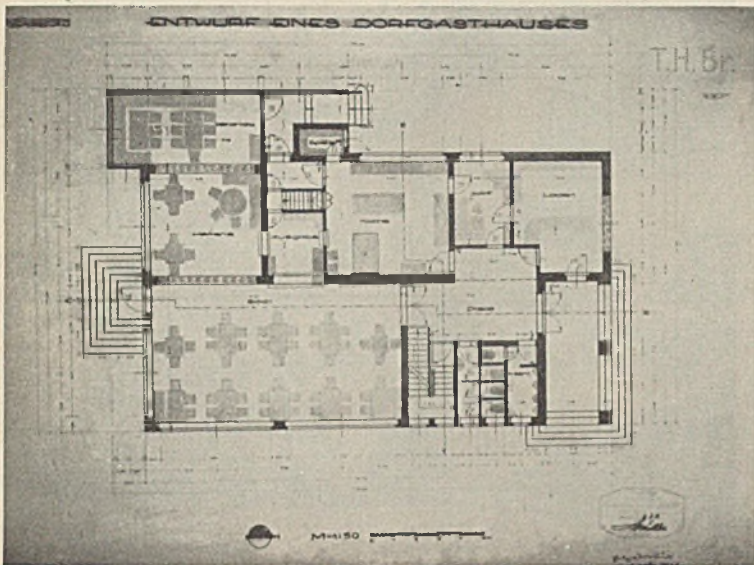


Erdgeschoß: Diele, Kleiderablage, W. C., Wohn- und Speisezimmer, Hauptraum als Halle, Musik- und Gesellschaftsraum durch zwei Stockwerke, Veranda, Wintergarten, Garage, Küche, Anrichte, Speisekammer.

Obergeschoß: 3 Schlafzimmer, Bad, W. C., Mädchenstube, Waschküche, Trockenboden, Dunkelkammer, große Dachterrasse.

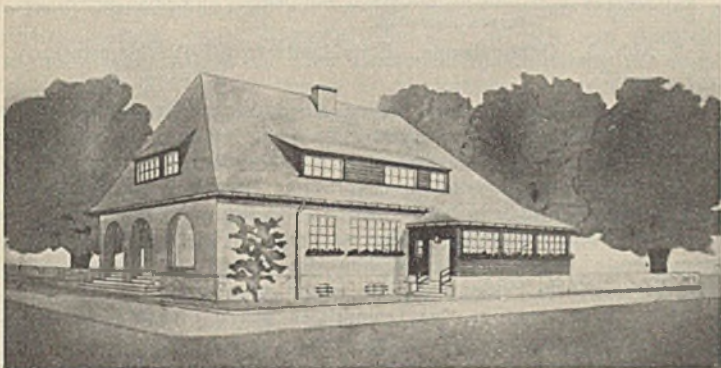
Kellergeschoß: 2 Vorratskeller, Zentralheizung, Kohlenraum.

Abb. 1. Landhaus. Rudolf Bröckel (I./II. Semester).



ENTWURF EINES DORFGASTHAUSES

T.H.Br.



Untergeschoß: Vorhalle, Diele mit Klosetanlagen und Zugang zum Laden, großes Gastzimmer (6:11 m), kl. Gaststube (5:5 m), Versammlungszimmer mit besonderem Zugang (3:6 m), Bfifetraum, zentral gelegen mit Ausgabe nach den Gastzimmern und Verbindung zur geräumigen Küche (6:6 m), Spisekammer, Bürozimmer des Wirtes zwischen Küche und Laden, der auch von der Vorhalle zugänglich sein soll.

Obergeschoß: Gastzimmer, zwei 1bettige, ein 2bettiges, Bad, W.C., Mädchenkammer, Wohnung des Wirtes: 1 Wohnzimmer, 2 Schlafzimmer.
Kellergeschoß: Geräumige Vorratskeller, Zentralheizung mit Kohlenraum, Waschküche, Roll- mit Plättstube.

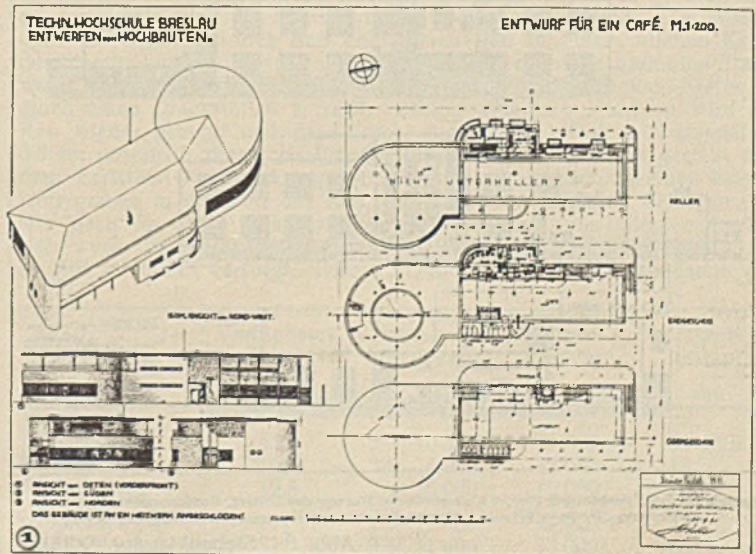
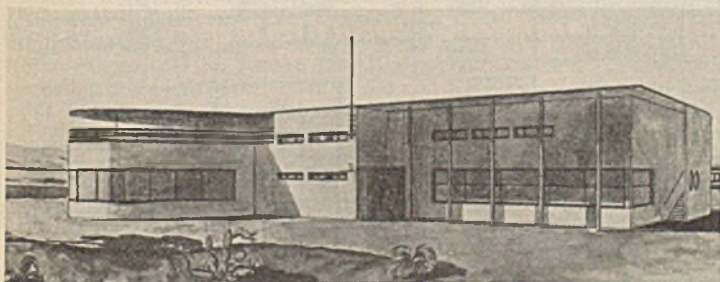
Abb. 2. Dorfgasthaus. Helga Trauer (I./II. Semester).

Vorexamen nur ein kleiner Entwurf verlangt wird, bei dem man zumeist den Hauptwert auf die Durchbildung der konstruktiven Einzelheiten legt, während die wesentlichen Dinge, die erst den Architekten ausmachen, als nebensächlich betrachtet werden.

An der Technischen Hochschule Breslau, an der bis 1934 noch keine Oberstufe bestand, wurde mit dem Entwerfen bereits im 1. Semester begonnen, denn die Studierenden kommen infolge ihrer vor dem Studium abgelegten praktischen Tätigkeit ganz anders vorgebildet als früher zur Hochschule. M. E. kann mit diesem Arbeiten nicht früh genug begonnen werden, denn das umfangreiche Gebiet baulichen Gestaltens muß in einem genügend langen Zeitraum aufbauend langsam entwickelt werden, wenn man zudem bedenkt, daß zum gesamten Studium der Architektur, deren Tragweite und Bedeutung für das Gesamtleben eines Volkes ich in Fachkreisen wohl nicht zu betonen brauche, nur acht Semester zur Verfügung stehen.

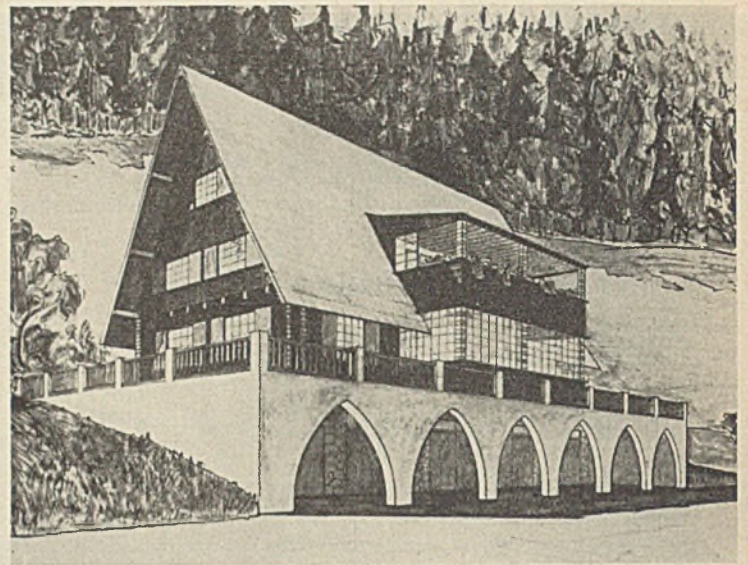
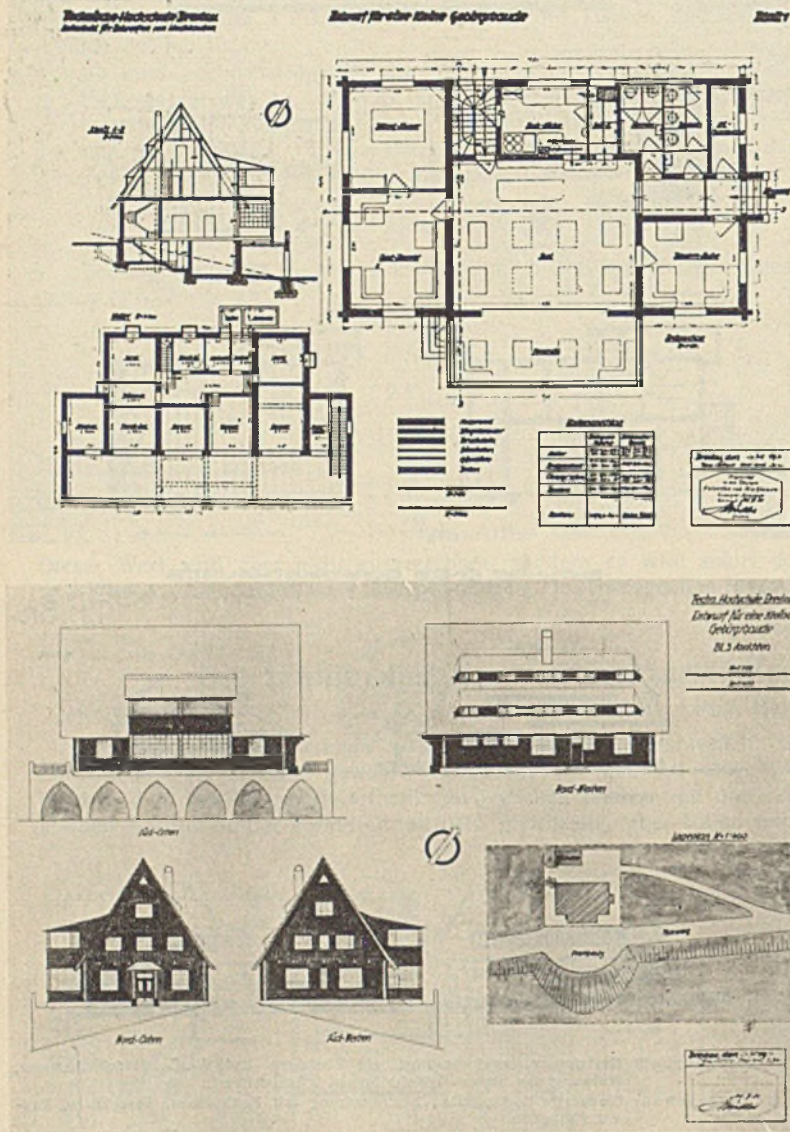
Der Unterricht umfaßt im 1. Semester ein Einführungskolleg (2 Wochenstunden) und Übungen (4 Wochenstunden), während im 2. Semester nur noch Übungen (4 Wochenstunden) abgehalten werden. Es besteht dadurch die Möglichkeit, daß im 3. und 4. Semester wenig arbeitende Studierende ihren Entwurf fertigstellen und die fleißigen und begabten sich in der zur Verfügung stehenden Zeit an einer selbstgewählten Aufgabe weiterentwickeln können.

Durch den Vortrag im 1. Semester werden die feststehenden Grundsätze in technischer, hygienischer, wirtschaftlicher und formaler Hinsicht gegeben, die sofort an einem gemeinsam zu bearbeitenden Stegreif-



Erdgeschoß: Kaffeeraum durch zwei Geschosse (mit Bar), anschließend Tanzdiele, Toiletten, Büro, Anrichte mit Ausgabe, Kleiderablage.
Obergeschoß: Außenterrassen, Innenempore, Aufzüge, Ausgabe, Toiletten.
Kellergeschoß: Vorratskeller, Zentralheizung, Küche, Anrichte.

Abb. 4. Strandkaffee. Rainer Seidel (III./IV. Semester).



Erdgeschoß: Saal (7,5:8 m) mit Olsveranda, Gaststube, Bauernstube, Billardzimmer, Küche mit Ausgabe, Spülküche, Klosetanlage, Skiraum.
 Obergeschoß: Fremdenzimmer, Wohnung des Wirtes.
 Dachgeschoß: Trockenboden, Leutezimmer.
 Kellergeschoß: Vorratskeller, Waschküche, Zentralheizung mit Kohlenraum, 3 Garagen, Schuppen, Pferdestall.

Abb. 3. Gebirgsbaude. Egon Ludwig (III./IV. Semester).

Eigenheim gewohnt hat, sie restlos zu erfüllen. Es gehört eine anstrengende Denkarbeit dazu, einen allen Anforderungen gerecht werden den klaren Grundriß zu formen, der die Grundlage für die Schönheit des Gesamtbauwerks bereits in sich birgt. Läßt man die Studierenden hierbei in leichtfertiger Unbekümmertheit arbeiten und wird nur Gewicht auf die formale Gestaltung gelegt, so erziehen wir Architekten, die in ihrem Berufe versagen, das Ansehen des Standes schädigen und sich vom Laien größte Fehler vorhalten lassen müssen.

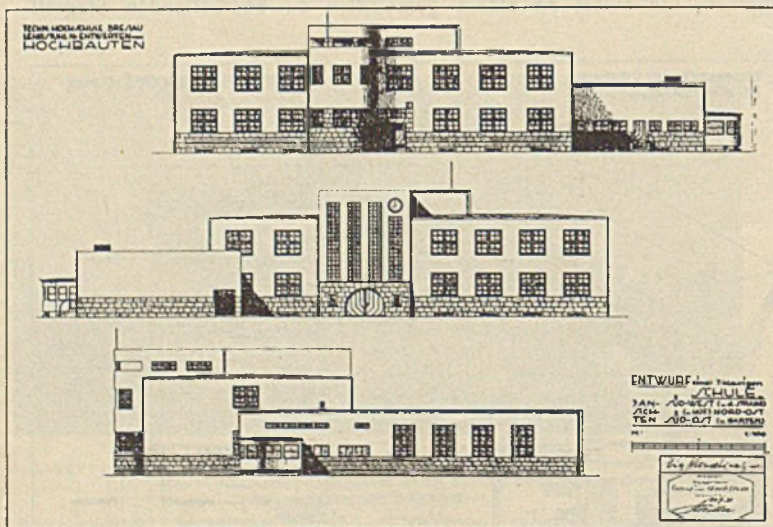
Bei der Entwicklung des Grundrisses wären folgende hygienische, wirtschaftliche und technische Forderungen zu beachten:

1. Stellung des Hauses auf dem Grundstück (ferner Grundrißformen: Zentral-, Winkel-, langgestreckter Grundriß).
2. Die richtige Lage der Räume zu den Himmelsrichtungen.
3. Zusammenfassung bestimmter Räume je nach ihrem Zweck zu Raumgruppen (Wohnen, Wirtschaften, Schlafen).
4. Einfachste Bewirtschaftungsform und gute Belichtung (Erzielung kurzer Laufwege durch zweckmäßige Anordnung der Einrichtungsgegenstände, Anlage der Türen, Fenster und Treppen).
5. Konstruktive Forderungen: (Wanddicke, Lage der Schornsteine, Zusammenfassung der Wasserstränge, günstige Formung der Treppen u. dgl.).

Die eigenschöpferische Arbeit des Studierenden muß bewußt beschränkt werden durch den Hinweis auf die unbedingte Erfüllung berechtigter Wünsche des Bauherrn, bedingt durch dessen Lebensstil. Ebenso wichtig ist es aber, dem Architekten einzuprägen, fehlerhaften

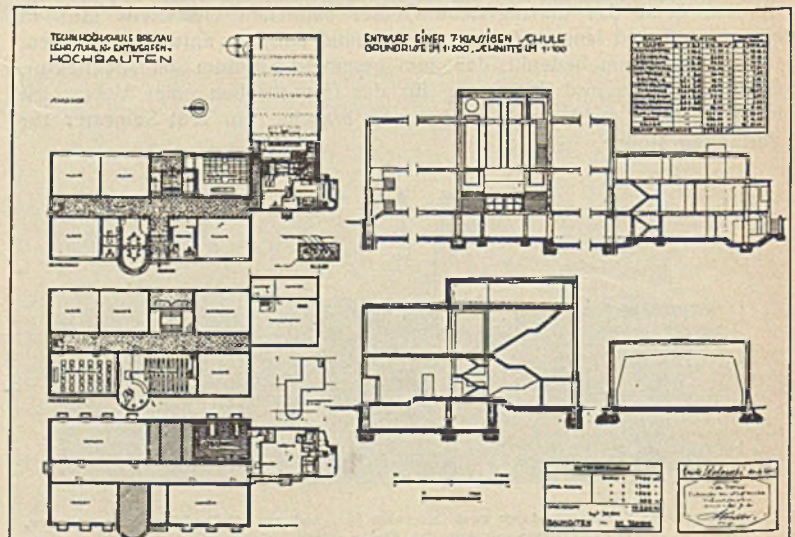
entwurf zur Anwendung gelangen. Sodann wird jedem Studierenden die Aufgabe „Entwurf eines freistehenden Landhauses“ gestellt mit verschiedenen Zweckbestimmungen (Haus des Künstlers, des Arztes u. a.), weil ein solcher Bau zunächst die geringsten Schwierigkeiten in bezug auf Belichtung bietet. — Gegeben wird nur das Bauprogramm. —

Bei der Grundrißgestaltung muß der Lehrer strengstens darauf halten, daß von den vorgetragenen Grundsätzen nicht abgewichen wird, denn so einfach und selbstverständlich diese uns erscheinen mögen, so schwierig ist es für den Anfänger und besonders für den, der nie im



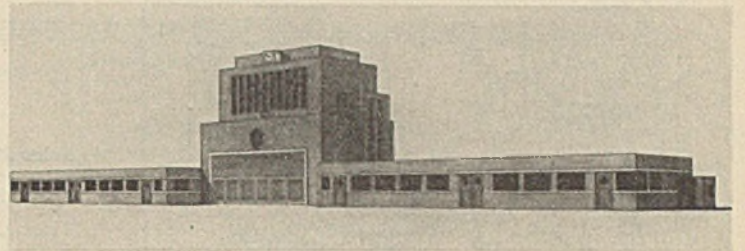
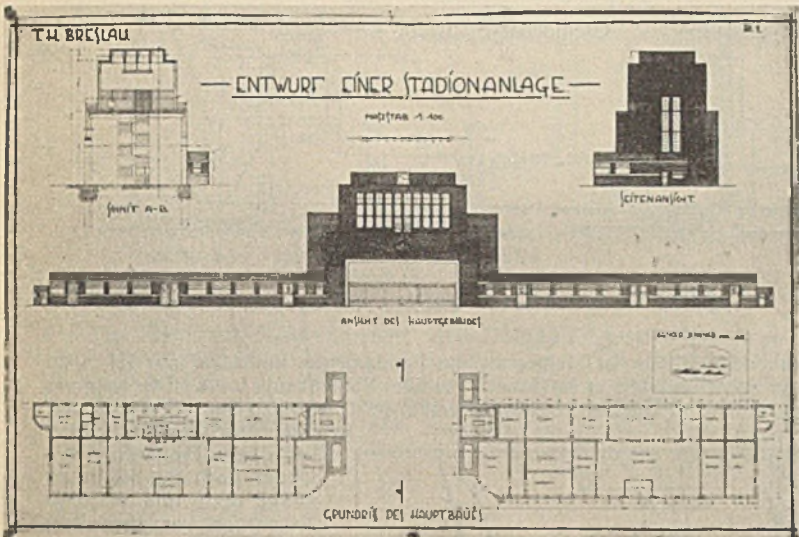
Erdgeschoß: geräumiger Flur, 4 Klassenräume, Zimmer des Leiters, Konferenzzimmer, Kartenraum, Physikzimmer, Turnhalle mit Umkleideraum, Wohnung des Hauswarts.

Abb. 5. Siebenklassige Schule. Erich Wolowski (III./IV. Semester).



Obergeschoß: 3 Klassenräume, Werkraum, Zeichensaal, Aula (Musiksaal).
 Kellergeschoß: Vorratsräume, Zentralheizung mit Kohlenraum, Speiseraum, Waschküche.

Abb. 5. Siebenklassige Schule. Erich Wolowski (III./IV. Semester).



Auf einer Seite Männerraum mit Kiederablagen, Waschraum und Klosets, Massageraum, Raum für Sportlehrer, Geräteraum, Platzverwalter, Verwaltungsräume.

Auf der anderen Seite: Frauenraum, Kiederablagen, Klosets, Massageraum, Presseraum. In der Mitte große Durchfahrt, darüber Turnhalle.

Abb. 6. Stadionanlage. Arnold Jenkner (III./IV. Semester).

Ansinnen des Bauherrn in technischer und künstlerischer Beziehung oder solchen, die den Pflichten gegenüber der Allgemeinheit widersprechen, energisch entgegenzutreten.

Aus der inneren Bedingtheit des Grundrisses entwickelt sich organisch die Form des Äußeren, und der Student kommt hiermit folgerichtig zur formalen Lösung seines Bauwerks, bei der er sich nun Ausgleich erkämpfen muß, will er zu einer harmonischen Gestaltung der Außenflächen gelangen. Und so kommt er zwangsläufig zu einem Schönheitsbegriff, der mit veralteten Anschauungen unwahrer symmetrischer Außenfassaden bricht und die wahre Sachlichkeit zum Ausdruck bringt. Im übrigen soll man aber dem Studierenden bei der Formgebung des Entwurfs die Freiheit lassen, seine Handschrift zu zeigen, und ihm nicht die des Lehrers aufzwingen, weil man sonst gerade in jungen Menschen das Eigenschöpferische für eine ganze Zeit ersticken würde.

Zur Nachprüfung der äußeren Raumgestaltung ist sofort eine perspektivische Darstellung zu fordern, die durch ein Modell wertvoll ergänzt wird, um hiernach etwaige Fehler des Raumgebildes zu berichtigen. Hierbei kann gegebenenfalls ein Zusammenarbeiten mit anderen Hochschullehrern (darstellende Geometrie, Freihandzeichnen, Aquarellieren, Modellieren) für den Studierenden förderlich sein.

Außer Grundrissen, Ansichten, Schnitten (mit Einzeichnung konstruktiver Einzelheiten) wird noch ein Lageplan verlangt, in dem auch die Anlage des Gartens darzustellen ist, wobei natürlich im Vortrag gartenarchitektonische und gartentechnische Grundsätze vermittelt werden müssen, da heute mehr denn je die berechtigte Forderung gestellt wird,

Haus und Garten zu einer Einheit zu verschmelzen. Im Interesse der Wirkung seines Bauwerks, die durch eine richtige Gartengestaltung noch gesteigert werden kann, muß der Architekt den Bauherrn davon abhalten können, diese Planung dem Gärtner zu überlassen, da dieser nur zu häufig größte Fehler in technischer und besonders in künstlerischer Hinsicht begeht. Die Gartenbaukunst beschreitet heute bereits andere Wege als früher; sie geht von der starren Form mit Wegen und Blumenbeeten immer mehr zur freien, künstlerischen Gestaltung über in Anlehnung an die große Lehrmeisterin Natur.

Nach Fertigstellung des baureifen Entwurfs werden ferner verlangt: eine eingehende Baubeschreibung unter Angabe der zu verwendenden Baustoffe sowie ein Kostenüberschlag nach Kubikmetern umbauten Raumes (nach DIN).

Ich habe in 25 jähriger Hochschultätigkeit die Erfahrung gewonnen, daß durch diese systematische Form des Unterrichtes in den Studierenden die Freude an ihrer Berufsarbeit so belebt wird, daß sie meist über die Forderungen der Prüfungsbestimmungen hinaus freiwillig im 3. und 4. Semester noch eine selbstgewählte Aufgabe bearbeiten.

Hierbei werden natürlich schwierigere Anforderungen gestellt mit Hinsicht auf:

- gegebenes Gelände,
- Eingliederung in die Landschaft und Umgebung,
- Berücksichtigung heimatischer Bauweise und heimatischer Werkstoffe.

Auch die Darstellung der Aufgabe kann nun in freierer Form erfolgen.

Unterstützt wird der Unterricht durch eine reichhaltige, neuzeitliche Handbücherei und eine umfangreiche Baustoffsammlung.

Mit diesem Rüstzeug versehen kann der Lehrer wohl mit gutem Gewissen die Studierenden der Oberstufe übergeben, denn sie werden dann in der Lage sein, größere Bauaufgaben zu bewältigen und neue Ideen zu entwickeln, die uns zum neuen deutschen Bauausdruck führen können.

Vermischtes.

Die Eisenbahnüberführung über die Dammer Straße bei Stettin. Zu diesem in Bautechn. 1935, Heft 20, S. 240 erschienenen Aufsatz von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. H. Wolf teilt uns der Verf. ergänzend noch mit, daß der Mittenabstand der Hauptträger 2 m beträgt und daß das Stahlgewicht jeder der beiden aus St 37 hergestellten Brücken 90 t ist. Bei den Schweißarbeiten wurden Kjellberg- und Elin-Schweißapparate mit umhüllten Kjellberg-Elektroden in 4 und 5 mm Stärke verwendet.

Die schottischen Anlagen der Galloway-Wasserkraft-Gesellschaft nutzen nach einem Bericht in Engng. 1934 vom 14. September das in Süd-schottland gelegene 115 km² große Gebiet der Flüsse Ken und Dee aus. Da es aus wirtschaftlichen Gründen nicht möglich war, die Anlagen gemeinsam als Grundlast-Kraftwerke auszubauen, wurden sie nach eingehender Bearbeitung als Spitzenlastspeicher-Kraftanlagen errichtet, die mit den Anlagen des Central Electricity Board zusammenarbeiten. Die Aufteilung geschah, wie Abb. 1 zeigt, in eine Reihe größerer und kleinerer Stauanlagen, die im ganzen fünf Kraftwerke versorgen. Von diesen verarbeiten drei Kraftwerke, nämlich die von Kendoon, Carsfad und Earlstoun, das Wasser vom Loch Doon und der Flüsse Deugh und Ken mit ihren Zuläufen von den Flüssen Bow Burn, Carsphairn Lane und Blackwater Burn. Von den beiden übrigen Kraftwerken verarbeitet das von Glenlee das Wasser der Clatteringshaws Talsperre mit den Zuläufen vom Pullaugh Burn und vom Blackwater of Dee, während das Kraftwerk von Tongland das Wasser der übrigen Kraftwerke einschließlich des Wassers des gestauten Loch Ken und der Zuflüsse des Flusses Dee verarbeitet. Bis jetzt sind die Anlagen der Kraftwerke von Glenlee und Tongland fertig, die übrigen Anlagen noch im Bau. Die Größe der einzelnen Werke ergibt sich aus nebenstehender Tabelle.

In dem 115 km² großen Gelände mit Erhebungen bis 845 m ü. M. fallen jährlich 1015 bis 1524 mm Regen. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, wird Loch Doon durch einen Staudamm abgeschlossen und zu einem Stausee mit 80 Mill. m³ Inhalt umgewandelt. Dem Stausee wird auch

das Wasser des Bow Burn und das des Oberlaufs des Deugh zugeleitet. Zu diesem Zweck wird der Bow Burn gestaut in den Deugh geleitet und das Wasser von dort durch einen Druckstollen dem Loch Doon zugeleitet.

Mit dem Druckstollen ist eine Heberanlage verbunden, die das in der Regenzeit gespeicherte Wasser des Loch Doon dem Carsphairn Lane und durch diesen dem Unterlauf des Deugh zuführt, 4,6 bzw. 6,1 km unterhalb der Stadt Carsphairn werden Deugh und Ken so gestaut, daß an der Vereinigung ein Stausee mit 1,12 Mill. m³ entsteht. Das Wasser wird am Staudamm des Ken entnommen und in einem offenen Kanal der Einmündungsstelle des in seinem Oberlauf ebenfalls gestauten Blackwater Burn in den Ken geleitet, von wo es dem Kendoon-Kraftwerk durch einen Druckstollen zufließt. 2,2 km unterhalb Kendoon wird der Ken wieder gestaut und das Wasser dem Carsfad-Kraftwerk zugeleitet. 3,5 km unterhalb dieses Kraftwerks wird der Ken nochmals gestaut und dem Earlstoun-Kraftwerk zugeleitet, von wo es durch einen kurzen Untergraben in das Bett des Ken gelangt. Diese Anlagen befinden sich alle noch im Bau. Das fertiggestellte Kraftwerk von Glenlee in der Nähe von Earlstoun wird aus dem Clatteringshaws-Staubecken mit 34 Mill. m³ Inhalt versorgt. Dieses Staubecken wird vom Staudamm des

Kraftwerk	Verfügbares Gefälle	Leistung der Maschinen	Gesamtleistung	Jahresleistung	
	m	kW	kW	kWh	
im Bau	Kendoon . .	45,7	2 × 10 500	21 000	36 Mill.
	Carsfad . .	19,5	2 × 6 000	12 000	18 "
	Earlstoun . .	19,8	2 × 6 000	12 000	20 "
fertig	Glenlee . .	111	2 × 12 000	24 000	40 "
	Tongland . .	311	3 × 11 000	33 000	68 "

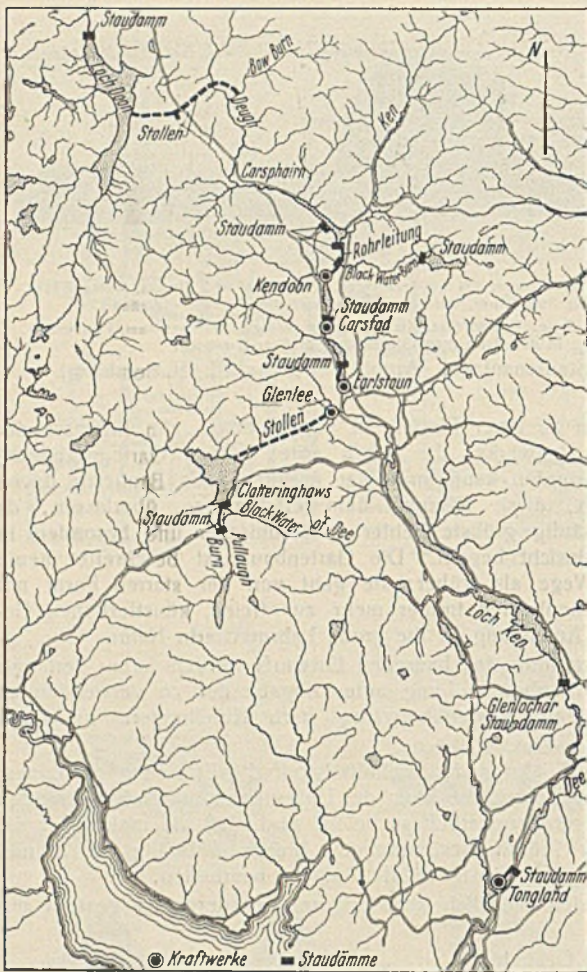


Abb. 1.

Blackwater of Dee gebildet und außerdem von dem gestauten Pullaugh Burn versorgt. Das Wasser wird vom Staudamm auf 5,3 km langem Weg durch einen Druckstollen dem Kraftwerk zugeleitet und gelangt von dort in den Ken und das anschließende Loch Ken. Loch Ken wird durch das Glenlochar-Stauwerk gestaut, das Wasser fließt in den Dee, der 10,6 km unterhalb der Staumauer bei Tongland wieder durch eine Staumauer gestaut wird. Ein Druckstollen führt von da das Wasser dem

Tongland-Kraftwerk zu, von dem aus es durch einen Untergraben dem Dee kurz vor seiner Einmündung ins Meer zugeleitet wird.

Das Glenlochar-Stauwerk hebt den Spiegel des Loch Ken von 1,6 m ü. M. auf 45,1 m ü. M. und staut dadurch rd. 9 Mill. m³ an. Das gestaute Wasser treibt die Turbinen des Tongland-Kraftwerks 3 bis 4 Stunden lang, früh und abends. Die Anlage besteht, wie Abb. 2 bis 5 zeigen, aus acht Betonpfeilern, deren Fundamente durch den aus Sand, Lehm und Steinen bestehenden Untergrund des Flußbetts bis zum gewachsenen Felsen aus Grauwacke heruntergezogen sind. Die Fundamente sind 8,2 m lang und 1,98 m breit. Der untere Teil der auf den Fundamenten

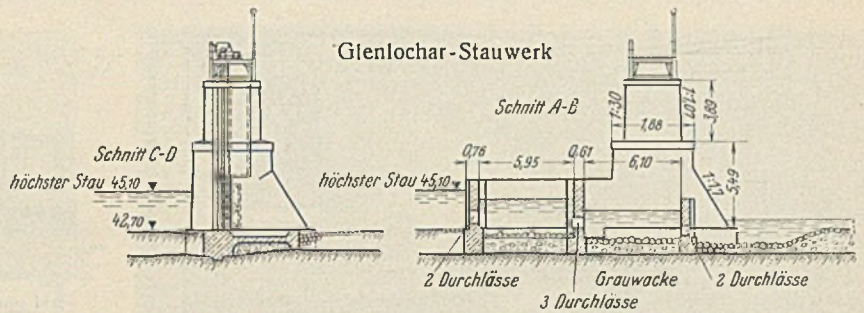


Abb. 4.

Abb. 5. Fischtreppe.

ruhenden Pfeiler ist kleiner als die Fundamente, und zwar nur 7,1 m an der Sohle und 4,88 m in Höhe 5,5 m über Sohlenkante breit. Die Neigung der unteren Pfeilerteile beträgt stromauf 1:30, stromab auf 1,8 m 3:5 und daran anschließend 1:1,07.

Der obere Pfeilerteil, der 3,89 m hoch ist, ist unten 3,58 m breit und verjüngt sich auf 3,36 m an der Spitze, bei einer Neigung von 1:30. Die Pfeiler sind untereinander durch eine gewölbte Betonschwelle verbunden. An der Ostseite der Anlage befindet sich ein Überfallrohr mit einem betonierten Überlaufkanal. Die Westseite der Anlage ist als Erddamm mit einer Stahlspundwand als Kern ausgebildet. Die ganze Länge der Anlage beträgt 103 m, die Höhe 10,675 m; es sind sechs Durchlässe von je 13,725 m Breite vorgesehen, die in zwei Gruppen zu je drei angeordnet sind, zwischen denen sich eine Fischtreppe von 6,1 m Breite befindet, deren Durchlässe

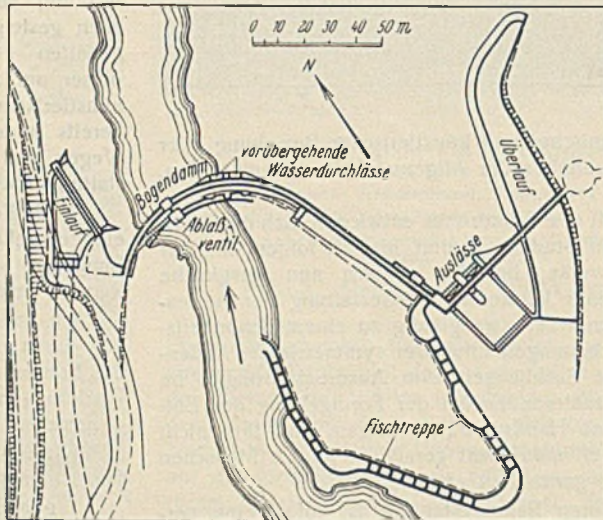


Abb. 6. Tongland-Staumauer.

unter Wasser liegen (Abb. 5). Die Durchlässe werden von drei 3050 mm hohen und drei 2745 mm hohen Schützen verschlossen. Die Schütze werden elektrisch ferngesteuert bedient, doch ist auch Handbedienung vorgesehen. Die Stellungen der Schütze werden, wie der Wasserstand, auf elektrischem Wege im Kraftwerk kenntlich gemacht. Die Fischtreppe besteht aus zwei hintereinanderliegenden Becken. Das erste ist 6,1 x 6,1 m groß und 1,83 m tief und wird von der zwischen den Pfeilern liegenden, mit zwei

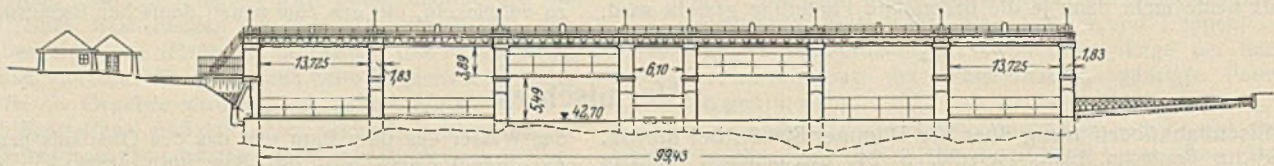


Abb. 2. Glenlochar-Stauwerk.

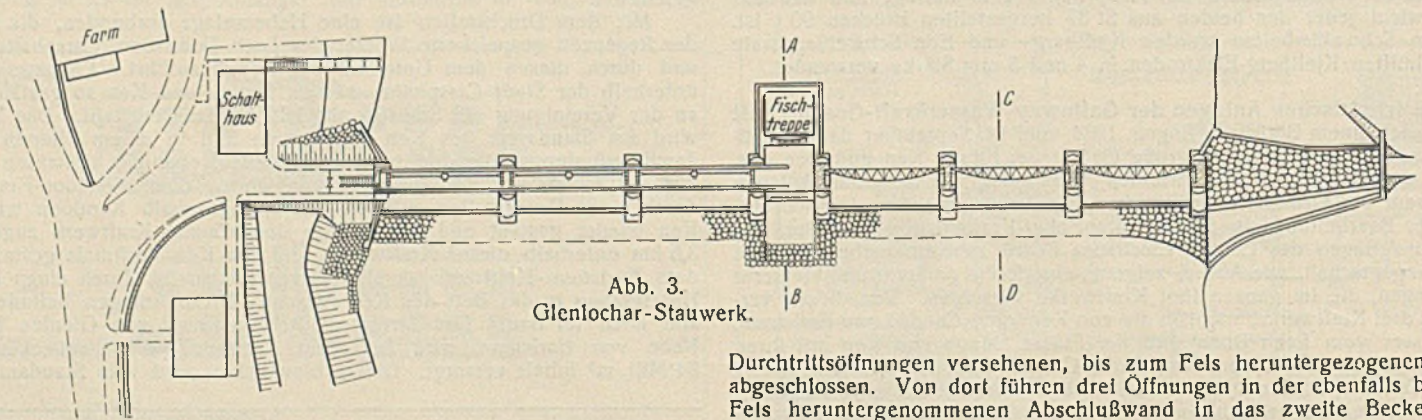
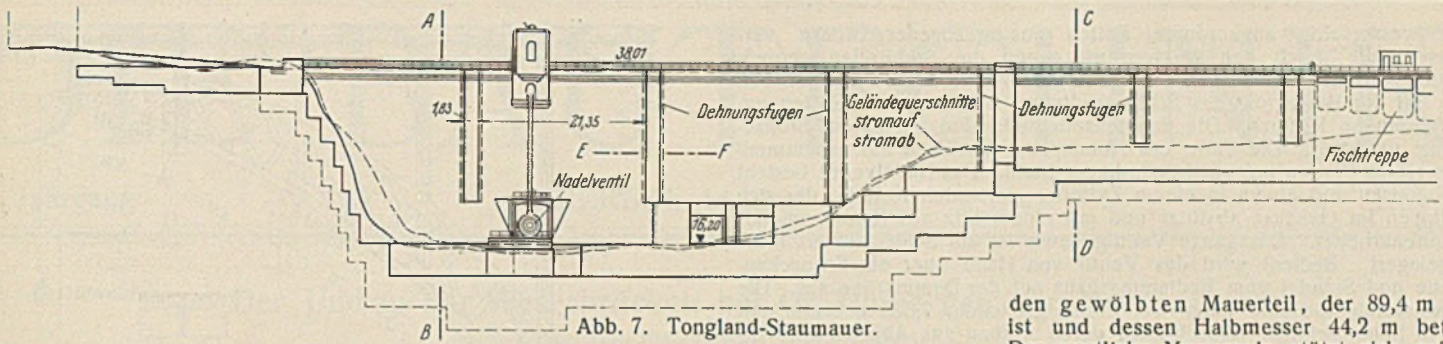


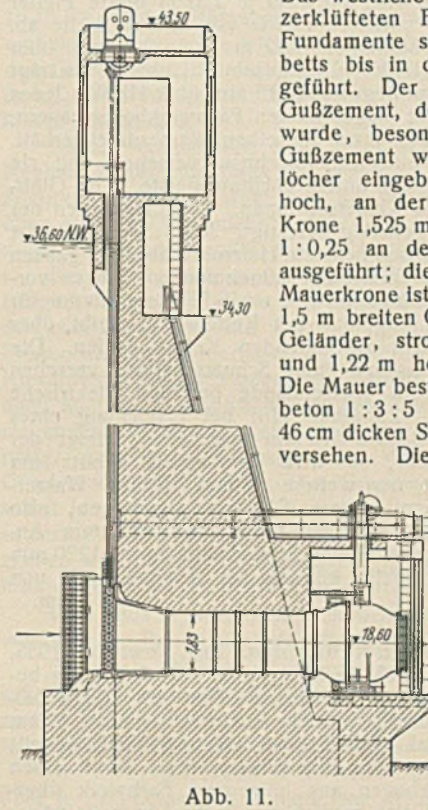
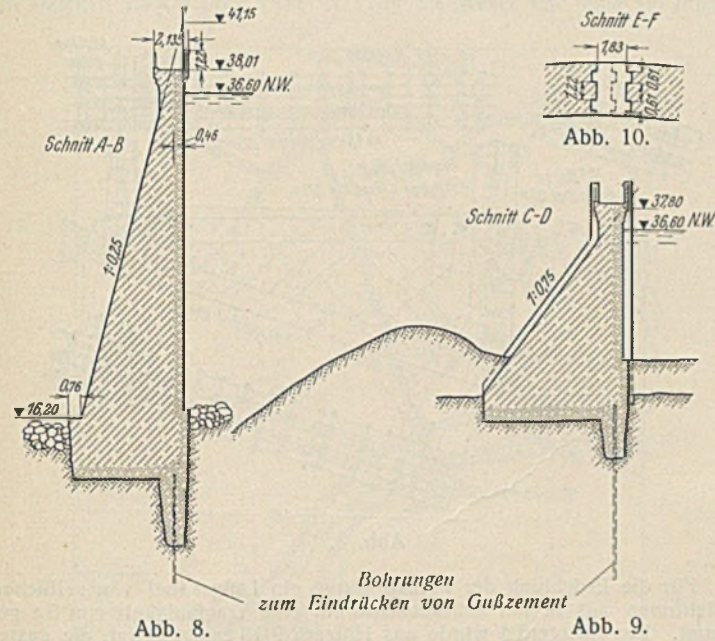
Abb. 3. Glenlochar-Stauwerk.

Durchtrittsöffnungen versehenen, bis zum Fels heruntergezogenen Wand abgeschlossen. Von dort führen drei Öffnungen in der ebenfalls bis zum Fels heruntergenommenen Abschlußwand in das zweite Becken, das 5,95 x 6,10 m groß und 2,14 m tief ist. Dessen ebenfalls bis zum Fels herabgezogene Abschlußwand hat zwei Durchtrittsöffnungen nach dem Stausee. Beim Bau des Stauwerks wurden 1836 m³ Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1:2:3 verbraucht. Die Ufer des Stausees sind mit einer sowohl an der Luft wie unter Wasser wachsenden Grasart begrünt.

Die Tongland-Staumauer (Abb. 6) liegt 10,6 km unterhalb des Glenlochar-Stauwerks und ist quer über das in einem tiefen felsigen Einschnitt liegende Bett des Dee gebaut. Sie bildet den Abschluß eines 868 000 m³ fassenden Beckens, das als Tagesspeicher dient und sein Wasser



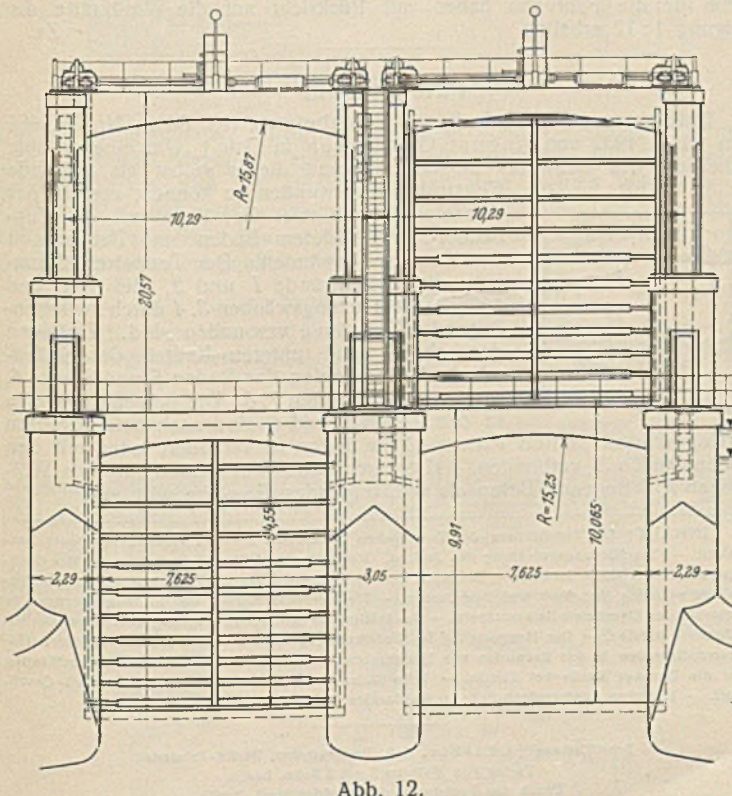
von dem Glenlochar-Stauwerk erhält. Abb. 7 bis 13 zeigen den Aufbau und einige Einzelheiten der Anlage. Die Staumauer ist in dem den Fluß überquerenden Teil gewölbt; an diesen Teil schließt sich ein südöstlich verlaufender gerader Teil an. Der geradeverlaufende Mauerteil überbrückt das alte Flußbett, an sein Ende ist eine große Fischtreppe angeschlossen. An den geraden Mauerteil schließt rechtwinklig ein weiterer,



den gewölbten Mauerteil, der 89,4 m lang ist und dessen Halbmesser 44,2 m beträgt. Das westliche Mauerende stützt sich auf den zerklüfteten Felsen des Flußtals ab. Die Fundamente sind durch den Grund des Flußbetts bis in den gewachsenen Felsen hineingeführt. Der zerklüftete Felsen wurde durch Gußzement, der unter 14 at Druck eingepreßt wurde, besonders sorgfältig verfestigt. Der Gußzement wurde durch 1,525 m tiefe Bohrlöcher eingebracht. Die Mauer ist 21,35 m hoch, an der Sohle 6,405 m, unterhalb der Krone 1,525 m dick mit einer Neigung von 1:0,25 an der stromabwärts liegenden Seite ausgeführt; die Wasserseite ist senkrecht. Die Mauerkrone ist etwas verbreitert und trägt einen 1,5 m breiten Gehweg, der stromab mit einem Geländer, stromauf mit einer 23 cm dicken und 1,22 m hohen Schutzmauer versehen ist. Die Mauer besteht aus nicht bewehrtem Stampfbeton 1:3:5 und ist wasserseitig mit einer 46 cm dicken Schutzschicht aus Beton 1:1,5:2,5 versehen. Die Mauer ist in Stahlschalung errichtet und in einzelne Abschnitte aufgeteilt, zwischen denen 1,83 m breite Trennfugen verbleiben. Die Trennfugen sind schwalbenschwanzförmig ausgebildet (Abb. 10) und werden nachträglich mit dem gleichen Beton ausgefüllt. Beim Bau der Mauer wurden zunächst zur Abführung des Wassers besondere Durchlaßöffnungen freigelassen, die später verschlossen wurden. — Der gerade Mauerteil ist 61 m lang, sein Querschnitt ist aus Abb. 9 ersichtlich. Die Mauer ist auch hier wasserseitig senkrecht, an der Außenseite mit einer Neigung von 1:0,75 hergestellt. Auch sie besitzt wie der übrige Mauerteil eine verbreiterte Krone mit einem Gehweg. An der Stelle, wo dieser Mauerteil den Grund zwischen neuem und altem Flußbett überquert, ist sein Fundament treppenstufenartig verbreitert. Wie beim übrigen Mauerteil sind auch hier in gleicher Weise in die ausgehauenen Fundamentgräben Löcher gebohrt, durch die Gußzement eingepreßt wurde. — Der bogenförmige Mauerteil besitzt etwa in der Mitte einen Auslaß, der wasserseitig mit einem Rollschütz verschließbar ist, das den Ablaßkanal mit 1,83 m Durchm. abschließt. Am Ende des nach der Wasserseite zu erweiterten, aus Rohren bestehenden Ablasses sitzt ein Nadelventil von 1,83 m Länge und 1,525 m Durchm. 3,75 m über dem Ablaß ist ein aus einem 610 mm Gußeisenrohr bestehender zusätzlicher Auslaß vorgesehen, der wasserseitig von einem Schieber verschlossen werden kann und am Austrittsende einen Strahlzerstäuber von 610 × 461 mm aufweist. Das den Hauptablaß abschließende wasserseitige Rollschütz (Abb. 11) ist 1,83 m breit und 2,23 m hoch. Es besteht aus Stahlrollen, die in einem Weich-eisenrahmen gelagert sind. Die Fugen zwischen den Stahlrollen werden

das Tal abschließender Teil an, in dem sich die Hochwasserablässe mit dem von einer Fußgängerbrücke überspannten Ablaßkanal befinden. Die Staumauer ist 289,7 m lang, ihre Krone liegt 21,3 m über dem Flußbett. Abb. 7 bis 10 zeigen die Ausführung und die Querschnitte durch

das Tal abschließender Teil an, in dem sich die Hochwasserablässe mit dem von einer Fußgängerbrücke überspannten Ablaßkanal befinden. Die Staumauer ist 289,7 m lang, ihre Krone liegt 21,3 m über dem Flußbett. Abb. 7 bis 10 zeigen die Ausführung und die Querschnitte durch



Tongland-Staumauer. Schütze der Hochwasserablässe.

durch wasserseitig angeordnete Rollen aus gezogener Bronze verschlossen, die durch den Wasserdruck gegen die Stahlrollen gepreßt werden. Auf diese Weise soll eine sehr gute Abdichtung erzielt werden sein. Bei der Bewegung des Schützes drehen sich sämtliche Rollen um ihre Achsen im Rahmen. Die Rahmenseitenteile sind mit einem Bronzeüberzug versehen. Die Teile des Ablaufrohres bestehen aus zusammengeschweißten Platten aus rostbeständigem Stahl. Das Nadelventil besteht aus Gußeisen und einem in einem Zylinder gleitenden Kolben, der sich auf Rippen im Gehäuse abstützt und mit einem Sitz aus Kanonenmetall zusammenarbeitet. Das ganze Ventilgehäuse ist auf Schienen verschiebbar gelagert. Bedient wird das Ventil von Hand über ein Schneckengetriebe und Spindel vom Bedienungshaus auf der Dammkrone aus. Die Hochwasserablässe sind durch auf Rollen gleitende, 7,625 m breite und 9,455 m hohe Schütze verschlossen, deren Aufbau aus Abb. 12 u. 13 ersichtlich ist. Die Schütze stützen sich auf zwei je 2,31 m breite Pfeiler rechts und links und auf einen mittleren Pfeiler von 3,05 m Breite ab. Geschlossen liegen die Schützeoberkanten 1,22 m bzw. 305 mm über Wasseroberkante bei MW bzw. HHW. Die gesamte Hubhöhe beträgt 10,065 m, und die Schützeunterkante liegt dann 915 mm über HHW. Jedes Schütz besteht aus 11 waagrecht angeordneten Fachwerkbogenträgern, die so ausgebildet sind, daß jeder etwa denselben Wasserdruck erhält. Wasserseitig sind die Träger mit einer Stahlblechhaut versehen, und sie besitzen eine aus Gummi bestehende untere Dichtungsleiste. Die Gleitrollen für die Schütze liegen in Gußeisennischen. Die Laufplatten der Schütze sind an den Endträgern gelenkig befestigt. Jedes Schütz besitzt gußeiserne Gegengewichte. Elektrisch beheizte Heizrohre über der ganzen Schützhöhe sind in jeder der die Gleitrollen aufnehmenden Nischen vorgesehen. Zur Bedienung der Schütze wird je ein 6-PS-Elektromotor für 400 V verwendet, der über ein Vorgelege das Kettenrad antreibt, über das die Schütz- und Gegengewicht verbindenden Ketten laufen. Die Schütze, deren Antrieb mit Überstrom- und Schutzschaltern versehen ist, werden selbsttätig durch vom Wasserstande betätigte elektrische Steuerungen in Betrieb gesetzt. Zunächst wird bei Erreichung eines bestimmten Wasserstandes ein Schütz 610 mm angehoben; steigt der Wasserspiegel um weitere 75 mm, so wird das zweite Schütz um ebensoviel geöffnet. Bei einem um weitere 75 mm höheren Wasserstand wird das erste Schütz um weitere 610 mm angehoben, also im ganzen um 1220 mm geöffnet, bis schließlich, bei weiterem Ansteigen des Wassers um 75 mm, das zweite Schütz ebenso um 1220 mm im ganzen geöffnet wird. Im Notfall können die Schütze auch von Hand bedient werden. Schm.

Hölzerne Landstraßenbrücke in Kalifornien. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 5 vom 31. Januar, S. 147, berichtet über den Bau einer bemerkenswerten Landstraßenbrücke in Holzkonstruktion mit Ringdübelverbindungen. Die Brücke liegt im Zuge einer Küstenstraße etwa 80 km südlich von Monterey im Dolantal. Das Tal hat einen tiefen Einschnitt und ist in einer Höhe von 130 m über dem Wasserspiegel durch einen 55 m weit gespannten Dreigelenkbogen aus hölzernem Fachwerk überbrückt. An den Bogen schließen sich seitlich vier Fachwerkparallelträger von je 11,6 m Stützweite an, weiterhin folgen insgesamt 13 Balkenträger von je 5,75 m Stützweite (Abb. 1).

Mit Ausnahme von vier Zügen stählerner Längsträger in der Brückendecke besteht die ganze Konstruktion aus Rottanne. Die Auswahl des Baustoffes geschah mit Rücksicht auf die von der Baustelle weit entfernte Eisenbahnstation der genannten Stadt. Die Kämpfer des in Abb. 2 dargestellten Dreigelenkbogens ruhen auf Betonsokkeln in Kugelgelenken mit Rücksicht auf die Möglichkeit der freien Wahl der Aufstellung, für die jedoch später ein festes Holzgerüst benutzt wurde. Das gesamte Bauholz sowie auch die Arbeitskräfte mußten nach dem Vertrag aus dem Staate gewählt werden, in dem die Brücke liegt. Die Herrichtung der Hölzer einschließlich des Zuschnitts, des Bohrens der Bolzenlöcher und des Einarbeitens der Ringnuten geschah in der Nähe der Stadt, worauf die Einzelteile nach Auseinandernehmen der Konstruktion zur Baustelle gefördert wurden. Außer den bekannten Ringdübeln wurden besonders an den schwierigen Anschlüssen am Scheitelpunkt Rohrbohlen verwendet. Einzelheiten eines Bogenträgers am Scheitel zeigt Abb. 3.

Für das Einarbeiten der Ringnuten wurden teils von Hand, teils durch Druckluft angetriebene Nutenschnneider verwendet.

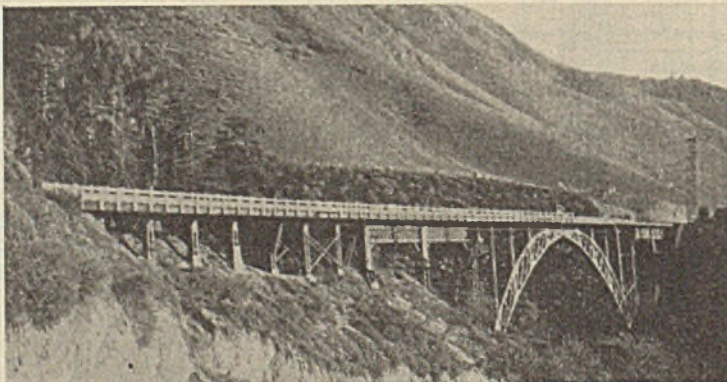


Abb. 1.

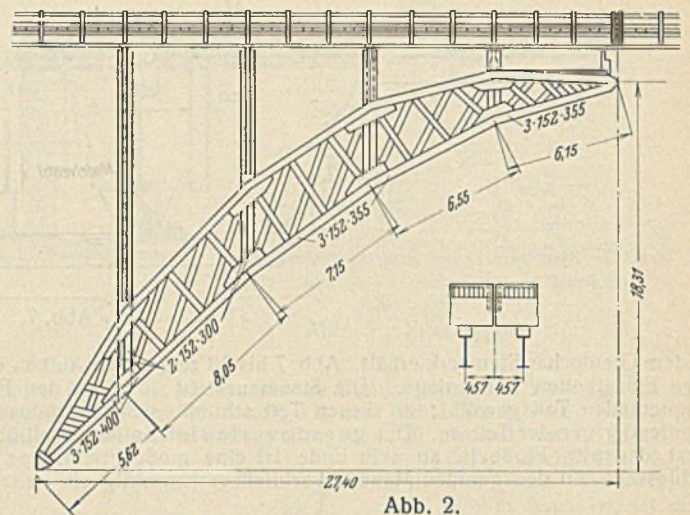


Abb. 2.

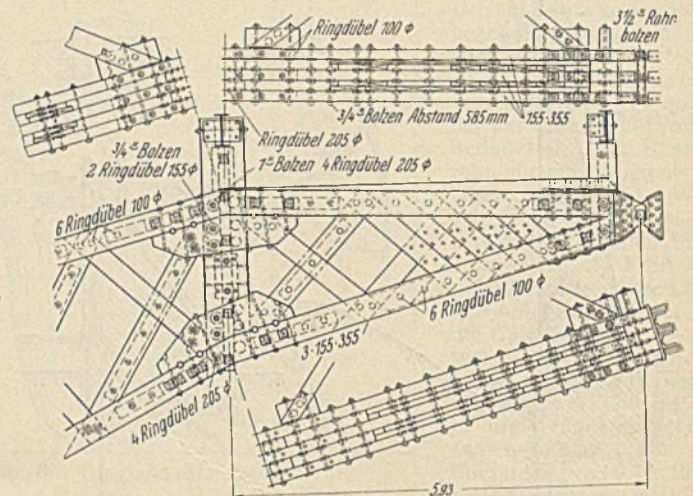


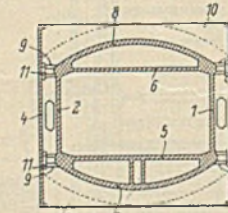
Abb. 3.

Für die Errichtung der Brücke wurde ein Längskabel von seitlichen Holztürmen aus in der Brückenachse für eine Tragfähigkeit von 5 t gespannt. Das Holzgerüst wurde aus Hölzern 9/18 cm gefertigt, die später als Brückenbelag verwendet wurden. Hierbei wurden die Pfosten aus je vier solcher Stäbe gebildet. Nach der Aufstellung des Gerüsts folgte die Förderung der einzelnen Fachwerkstäbe bzw. Teile des Gelenkbogens durch den Kabelkran, wobei von beiden Widerlagern aus vorgegangen wurde. Sowohl die Bogenrippen wie auch die darauf sich stützenden Joche für die Fahrbahn haben mit Rücksicht auf die Windkräfte die Neigung 1:12 erhalten. Zs.

Patentschau.

Unterwassertunnelschuh aus Eisenbeton. (Kl. 84 c, Nr. 590 465 vom 23. 6. 1932 von August Gundersen in Oslo.) Um eine erhöhte Sicherheit des Bauwerks zu erzielen und dieses selbst als tragende

Konstruktion verwenden zu können, besteht das Tunnelprofil aus zwei Gewölben mit als Zugbänder ausgebildetem Boden und Decke und aus zwei Seitenwänden. Der Tunnelschuh umfaßt die Seitenwände 1 und 2, die mit den äußeren Begrenzungswänden 3, 4 durch zwischenliegende Tragwände verbunden sind. Zwischen den oberen und unteren Kanten der Seitenwände 1, 2 verlaufen der Boden 5 und Decke 6, sowie die Wölbungen 7, 8. Die Bewehrungsseile in den Teilen 5 und 6 sind nach beiden Seiten verlängert und mittels Platten 10 im Beton 10 verankert oder mit den Außenwänden 3 verbunden. Hierdurch wird der außerhalb der Wölbungen 7, 8 liegende Beton als voll tragendes Gewölbe wirksam.



INHALT: Die Entwicklung der Technischen Hochschule Breslau, insbesondere ihrer Bauakademie. — Oberflächenentwicklung des Bodens, Gravitation und Oberflächenkräfte. — Der Hochwasserschutz der Stadt Breslau. — Brücken- und Tunnelbauten zur Erleichterung des Kraftverkehrs zwischen New York und New Jersey. — Die Berücksichtigung von Stützensenkungen an durchlaufenden Eisenbeton-Balkenträgern. — Das Institut für Straßenbauvorsorge an der Technischen Hochschule Breslau. — Die Hangneigung in Niederschlagsgebieten. — Die Einführung der Architekturstudierenden in das Entwerfen von Hochbauten. — Vermischtes: Eisenbahnüberführung über die Dammer Straße bei Stettin. — Schottische Anlagen der Galloway-Wasserkraft-Gesellschaft. — Hölzerne Landstraßenbrücke in Kalifornien. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.