DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang 19. Februar 1937 Heft 7/8

ENERGIEWIRTSCHAFT UND WASSERWIRTSCHAFTSPLANUNG.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **K. Köbler**, Karlsruhe.

Inhaltsübersicht: Es werden die Gegensätze in der Nutzung des Wassers durch Wasserkraft einerseits und durch Erfordernisse der Landwirtschaft andererseits besprochen, Ausgleichsmöglichkeiten und gemeinsame Interessen z. B. in der Schaffung von Speicherbecken aufgezeigt und die Einwirkung einer bevorzugten Zuteilung von Wasser an die Landwirtschaft auf die Energiewirtschaft geschildert.

Unter Leitung von Reichsminister Kerrl ist bekanntlich die Reichsstelle für Raumordnung geschaffen worden [1]. Sie hat gleichzeitig die Aufsicht über die Landesplanungsverbände. In dem maßgebenden Erlaß ist weiter festgelegt, daß die Sonderplanung in den einzelnen Arbeitsgebieten wie bisher Aufgabe der zuständigen Einzelstellen ist. So teilen sich in die wasserwirtschaftliche Einzelplanung der Reichs- und Preußische Verkehrsminister für die Reichswasserstraßen und der Reichs- und Preußische Minister für Ernährung und Landwirtschaft für das gesamte übrige Wasser. Bei letzterem liegt auch die Federführung, da flächenmäßig das meiste Wasser vom Minister für Ernährung und Landwirtschaft verwaltet wird.

Die wasserwirtschaftliche Sonderplanung [2] dürfte nun die Energiewirtschaft in besonderem Maße interessieren, insofern, als eine wasserwirtschaftliche Planung sich notwendigerweise irgendwie auf die Wasserkraftwirtschaft wird auswirken müssen. Die Aufgabe dieser Planung ist die Beherrschung und Bewirtschaftung des Wassers in all seinen Erscheinungsformen mit dem Ziel, die für das Gesamtinteresse bestmögliche Ausnützung zu sichern. Die Unterstellung der gesamten nicht schiffbaren Wasserläufe unter den Minister für Ernährung und Landwirtschaft zeigt, daß bei der Ordnung der Wasserwirtschaft Deutschlands die Erkenntnis der Knappheit des deutschen Lebensraumes und der Notwendigkeit, in diesem Raume die Nahrungsfreiheit zu erreichen und zu sichern und in erheblichem Maße zur Schließung unserer Rohstofflücke beizutragen, eine wesentliche Grundlage sein wird. Es wird weiter Aufgabe und Ziel sein, das Nebeneinander der Interessen dem Gesamtwohl des Volkes unterzuordnen.

Die wasserwirtschaftliche Planung muß grundsätzlich unterscheiden zwischen den Nutzungsformen des Wassers, bei denen das Wasser ersetzlich und bei denen es unersetzlich ist. Dabei ist es eine unumstößliche Tatsache, daß das Wasser in seiner Eigenschaft als Stoff unersetzlich ist, so daß allen Verwendungsarten des Wassers, die es als Stoff beanspruchen, in jedem Fall der Vorrang eingeräumt werden muß.

Der Begriff Wasserwirtschaft war zwar auch schon bisher bekannt; mit diesem Begriff verband man aber im allgemeinen nicht den Sinn einer Planung. Diese Wasserwirtschaft suchte durch überlegte Maßnahmen den natürlichen Haushalt des Wassers den Bedürfnissen des Menschen, den jeweils raumbedingten Voraussetzungen entsprechend, anzupassen. Ohne irgendeinen Vorwurf zu erheben, muß aber zugegeben werden, daß der Interessenausgleich im allgemeinen in den Wünschen des Stärkeren gefunden wurde. In einem Deutschland, das seine Stärke in seiner Industrie allein sah, gehörte zu diesen Stärkeren auch die Energiewirtschaft, die beim Ausbau von Wasserkräften ganz selbstverständlich nur die unbedingt und fast durch den Anstand gebotene Rücksicht auf andere Nutzungsformen nahm. Der andere Interessent, der dabei fast immer irgendwie in Mitleidenschaft und in Auseinandersetzungen gezogen wurde, war die Landwirtschaft.

Die Landwirtschaft beansprucht das Wasser in seiner Eigenschaft als Stoff; hier ist das Wasser unersetzlich. Die Einwirkung der Landwirtschaft auf die allgemeine Wasserwirtschaft ist noch deshalb zeitweise so bedeutend, da sie das Wasser auch verbraucht.

Wenn nun die wasserwirtschaftliche Planung den natürlichen Haushalt des Wassers den Lebensbedingungen des deutschen Volkes entsprechend, sinnvoll ordnen will, dann muß sie von den Forderungen der Landwirtschaft ausgehen und die andern Zweige der Wasserwirtschaft ein- oder nötigenfalls unterordnen. Allgemein liegt dabei die Hauptschwierigkeit eines befriedigenden Ausgleiches zwischen den einzelnen Nutzungsarten in dem Unterschied zwischen Bedarf und Angebot, in der Tatsache, daß das Wasser bald in schädlichem Übermaß, bald in einer Knappheit vorhanden ist, die den natürlichen Gegensatz der verschiedenen Wasserinteressenten besonders vertieft. Während noch im Kampf gegen das „Zuviel" Stadt und Land, Industrie und Landwirtschaft wenigstens grundsätzlich — nicht immer in der Art und Weise der Maßnahmen — einig sind, werden die Gegensätze in Zeiten der Wasserklemme besonders stark.

Die Folgen auf die Wasserkraftnutzung aus einer Ausrichtung der Wasserwirtschaft nach den Bedürfnissen der Landwirtschaft sind nun verschiedenartig.

Große Laufkraftwerke an unseren großen Flüssen und Strömen werden kaum mit dem Betrieb, dagegen mit der Gesamtanlage in Konflikt kommen können insofern, als der Stau sich unter Umständen durch zu starke Hebung des Stauwasserspiegels ungünstig auf das landwirtschaftliche Gelände auswirken kann. Im allgemeinen ist diese Gefahr klein und durch Entwässerungen, Auffüllung, schlimmstenfalls durch Pumpwerke zu beheben. Zu fordern wäre aber, daß etwaige bestimmt oder vielleicht zu erwartende Schäden nicht durch Abfindungen abgegolten werden, sondern, wie sich dieses schon seit einiger Zeit einzubürgern im Begriffe ist, daß der Schaden in allen Fällen durch das Unternehmen wirklich behoben wird und, daß man sich nicht etwa hinter sog. Wirtschaftlichkeitsüberlegungen verschanzt. Da es uns an Raum und an Boden fehlt, gibt es in solchen Fällen praktisch keine „Wirtschaftlichkeitsgrenze", von der ab eine Schadensverhütung etwa nicht mehr verantwortet werden könnte, da der Wert des im Hinblick auf ein wachsendes Deutschland unendlich kleinen vorhandenen Bodens unendlich groß ist.

Große Speicherwerke können bei der Anlage und namentlich beim Betrieb Schwierigkeiten erzeugen. Bei der Anlage durch Vernichtung landwirtschaftlichen Geländes im Gebiet des Speicherbeckens. Es kann zwar auf mehrfache Art eine Ersatzschaffung versucht werden, z. B. durch Ausholzung einer geeigneten Waldfläche, durch Meliorierung an anderer Stelle usw. Es wird von der Höhenlage des Beckengebietes abhängen, und von der Art der Nutzung, wieweit hier ein Ausgleich zu schaffen ist. Allgemein betrachtet ist der Wasserwirtschaft damit wohl am besten gedient, wenn sie über einen Teil des Beckeninhaltes verfügen kann, sowohl zur Zurückhaltung von Hochwasser als auch zur Abgabe in Wasserklemmen-Zeiten. Damit wird das Gebiet der Konfliktsmöglichkeiten beim Betrieb berührt. Es wurden bis jetzt leider viel zu wenig der erstellten Talsperrenspeicher für Kraftwerke gleichzeitig auch dahin ausgewertet, durch langfristige Speicherung des Wassers nicht nur in Bedarfszeiten der Energie,

[1] Vgl. Deutsche Landeskulturzeitung 5 (1936) S. 243.
[2] Vgl. Köbler: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. München 31 (1936) S. 195.

sondern auch in Mangelzeiten der Landwirtschaft, die nicht miteinander übereinzustimmen brauchen, namentlich in Süddeutschland bei Mangelzeitenwerken zur Ergänzung der alpinen Laufwerke auch nicht übereinstimmen, Wasser abzugeben. Es wird bald eine selbstverständliche Forderung der Wasserwirtschaft sein, bei den Genehmigungsverfahren einen bestimmten Anteil des Speicherinhaltes für Zwecke der allgemeinen Wasserwirtschaft zu beanspruchen. Es ist wahrscheinlich, daß man in Einzelfällen noch weitergehen wird und sich im Interesse des Hochwasserschutzes und einer Beherrschung des Wassers an den Kosten eines Talsperrenbaues wird beteiligen müssen gegen die Zusicherung eines bestimmten Einflusses auf die Gestaltung des Beckenwirtschaftsplanes.

In einzelnen Fällen werden neue Kraftwerke an Talsperren entstehen können, deren Speicher die Hauptaufgabe einer lang- oder kurzzeitigen Hochwasserrückhaltung hat.

In all diesen Fällen wird ein wasserwirtschaftlicher Ausgleich der etwa beeinträchtigten Krafterzeugung durch die Pumpenspeicherung oft weitgehend möglich sein und gleichzeitig zu einer weiteren günstigen Beeinflussung der allgemeinen Wasserwirtschaft beitragen können [3].

Kleine Laufwerke sind im allgemeinen die großen Feinde der Landwirtschaft mit ihrer großen, in einzelnen Tälern fast seuchenhaften Verbreitung, dienen sie entweder als reine Laufwerke oder mit kleinen, genehmigten oder ungenehmigten Abmahlmöglichkeiten ausgestattet, Mühlen, Sägewerken, Hammerwerken, kleinen Elektrizitätswerken, Industrien aller Art als Antrieb und als Grundlage ihrer Existenz.

Sie sind im allgemeinen in Anlage und Betrieb für die landwirtschaftliche Wasserwirtschaft gleich ungünstig. Sie benutzen die kleinsten Bäche und Wasserläufe, stauen diese von Natur zur Entwässerung des Geländes oft nicht ausreichenden Gerinne so hoch, daß ganze Täler und Geländeflächen versumpfen; sie sind sehr oft nachträglich an künstlich geschaffenen Entwässerungskanälen angelegt worden in einer Zeit, die in einem hemmungslosen Wirtschaftsliberalismus dem Boden und der Landwirtschaft entfremdet war. Sie verbauen schließlich mit ihren viel zu engen Durchflußöffnungen die zahlreichen hochwasserführenden Wasserläufe, haben nicht nur durch den Stau und die Einengung zu Ablagerungen, Höherbettungen und Ausuferungen geführt, sondern sie verhindern noch heute meist einen Ausbau und eine Verbesserung dieser Gewässer, wodurch diese zur Fortleitung größerer Wassermengen geeignet gemacht werden könnten. Es taucht daher bei zahlreichen Meliorationen und sonstigen Landeskulturmaßnahmen immer wieder die Forderung nach Ablösung dieser kleinen Triebwerke auf, zumal auch der Betrieb in Zeiten der Wasserklemme zu dauernden Streitigkeiten und Beschwerden wegen der Frage nach dem Vorrecht der Wassernutzung oder der Entschädigung bei Wasserentzug führt.

Man wird nun zunächst hinsichtlich des Betriebes künftig die bestehenden gesetzlichen Bestimmungen viel schärfer handhaben und wird u. U. noch Vorschriften schaffen, die die Möglichkeit sichern, in Zeiten der Wasserklemme der Landwirtschaft unter allen Umständen das ihr unersetzliche Wasser ohne Entschädigung der Triebwerksbesitzer zu liefern. Dabei ist nicht nur Wasser für Wiesenbewässerung, sondern auch für Beregnung zur Verfügung zu stellen. Namentlich die Feldberegnung wird künftig neue große Ansprüche stellen. Die Triebwerke sind heute fast alle entweder mit Ersatzkraft oder Überlandnetzanschluß ausgestattet, so daß die Krafterzeugung jedenfalls im allgemeinen in dieser Zeit grundsätzlich möglich wäre, wenn auch vielleicht zu etwas höheren Kosten. Manche kleine Werke können sich sogar bei gutem Willen diesen Erfordernissen ohne Schaden anpassen und auf Krafterzeugung verzichten.

Hinsichtlich der Tatsache des Bestehens der Anlage wird man in vielen Fällen zu dem Ergebnis kommen, daß eine Ablösung nach den heutigen Bestimmungen im allgemeinen nicht nur aus finanziellen Gründen kaum in Betracht kommt, sondern daß sie auch volkswirtschaftlich falsch wäre. Die Mühlen, Sägewerke und kleinen Industrien, selbständig auf der unversiegbaren Kraft des Wassers aufgebaut, sind bedeutende Faktoren bodenständischen Gewerbes durch Jahrhunderte hindurch gewesen. Eine Ablösung von Kleinwasserkräften mit dem Zwang zum Fremdstrombezug oder zur Eigenversorgung aus anderen Kraftquellen hätte vergleichsweise dieselbe Wirkung, wie wenn man den Landentzug bei den großen, bodenbeanspruchenden Unternehmungen mit Geld bezahlt und damit dem Einzelnen seinen zur Selbständigkeit erforderlichen Boden entziehen wollte, ein Verfahren, das man doch allgemein aufgegeben hat.

Zahlreiche Bearbeitungen großer Landeskulturunternehmungen haben nun aber gezeigt, daß es in vielen Fällen möglich ist, die im Gelände hochliegenden Werkkanäle oder gestauten Gewässerstrecken ausgezeichnet für Wässerzwecke zu verwenden oder auszubauen, wobei die Entwässerung durch ein unabhängig davon angeordnetes Netz von Vorflutern sichergestellt wird [4]. Meist sind zur Ableitung der Hochwässer besondere Flutkanäle zweckmäßiger und auch billiger als ein Ausbau der schon bestehenden alten natürlichen Wasserläufe, so daß sich die Wasserregelung sehr oft dieser drei Systeme: Werk- und Wässerkanäle, Entwässerungskanäle und Flutkanäle bedienen muß, in denen die vorhandenen Triebwerke nicht mehr zu erheblich stören. Diese Trennung der Wasserläufe nach ihren Hauptaufgaben kommt im übrigen dem Bau, der Unterhaltung und dem Betrieb der einzelnen Strecken zugute.

Die Wirkung dieser Gesamtbestrebungen auf die Energiewirtschaft wird nur in geringem Umfang dahingehen, daß Ersatzanlagen aller Art etwas stärker beansprucht werden. Da in den seltensten Fällen eine größere Ersatzleistung erforderlich werden wird, wird sich diese Mehrbeanspruchung nicht ungünstig auswirken, namentlich wenn man, als unmittelbare Wirkung und auf lange Sicht, die Landwirtschaft, besonders die geschützte und allmählich zahlungskräftig gemachte Landwirtschaft, auch als Kunden bewertet für die vielfachen Stromverwendungsmöglichkeiten, die sich einem leistungsfähigen Bauernbetrieb heute bieten.

Die Ersatzkraft in Wasserklemmenzeiten braucht nun durchaus nicht restlos in Dampfkraft- oder Dieselanlagen erzeugt zu werden, da im Zusammenhang mit der Erstellung großer Speicher für Mangelzeiten die Pumpenspeicherung zum energiewirtschaftlichen und wasserwirtschaftlichen Ausgleich einen erheblichen Teil wird beitragen können.

Die Betrachtung zeigt somit, obwohl oft tiefgehende Gegensätze zwischen Landwirtschaft und Wasserkraftnutzung vorhanden sind, daß die unbedingte Vorherrschaft der Landwirtschaft in der Nutzung des Wassers zu vernünftigen Lösungen geführt werden kann; es muß allerdings auch in der Wasserwirtschaft von den am Wasserhaushalt interessierten Nutzungsgruppen mit gegenseitiger Rücksichtnahme gearbeitet werden mit dem Ziel, das Wohl des ganzen Volkes dem einzelner Gruppen voranzustellen und an der Erreichung und Sicherung der Nahrungsfreiheit und Wehrfreiheit auch auf diesem Wege mitzuhelfen.

---

[3] Vgl. Köbler: Wasserkr. u. Wasserwirtsch., München Jg. 28 (1933) S. 265. „Nutzbarmachung großer Niederdrucklaufwerke zur Deckung von Überlandbedarf durch Zusammenarbeit mit Dampfkraft und Speicherpumpwerke".

[4] Vgl. Köbler: Dtsch. Wasserwirtsch. Jg. 31 (1936) S. 210. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. Jg. 31 (1936) Heft 20 ff.

BAUERFAHRUNGEN BEI DER HERSTELLUNG EINES KLÄRBECKENS.

Von Dr.-Ing. **H. Preß**, Berlin.

Für ein bereits vorhandenes Werk sollte als Ergänzung ein Nachklärbecken gebaut werden, das als Eisenbetonbehälter mit dem oberen Durchmesser von 9 m rund 9 m tief im Boden zu stehen kommen sollte.

Auf Grund der bei den nicht tief gegründeten Teilen der bestehenden Anlage gemachten Erfahrungen glaubte man von Untersuchungen des Baugrundes absehen zu können und begann mit dem Ausschacht der Baugrube für das Nachklärbecken unter Böschungen.

Bei den ersten Ausschachtungsversuchen zeigte sich jedoch bereits die Unmöglichkeit so weiter zu kommen, so daß man dazu überging einige Bohrungen zu machen. Infolge der Bodenaufschlüsse aus den wenigen unzureichenden Bohrungen ohne weitere Auswertung entschloß man sich das Nachklärbecken rund 23 m weit ab von den bestehenden Anlagen in einer auszubohlenden und auszusteifenden Baugrube zu errichten.

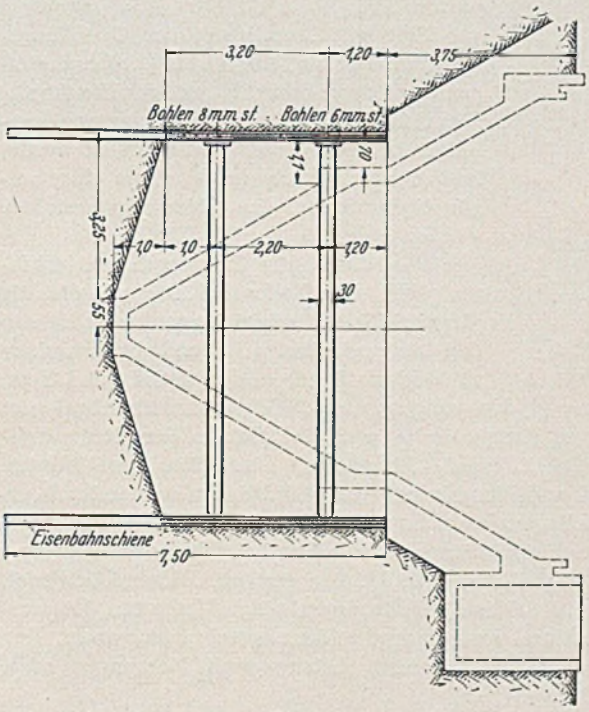

Abb. 1. Querschnitt durch die Baugrubenausführung.

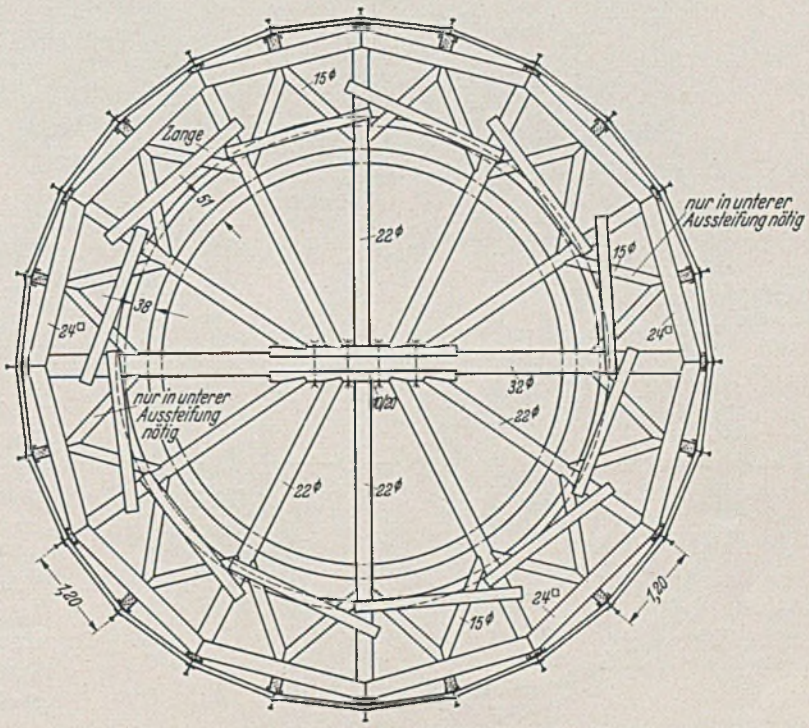

Abb. 2. Grundriß zu Abb. 1.

Es wurde die in Abb. 1 und 2 dargestellte Baugrube hergestellt, indem Schienen heruntergerammt wurden und zwischen diesen mit dem Bodenaushub Bohlen eingezogen wurden. Die Baugrube wurde dabei in der dargestellten Weise ausgesteift. Die Arbeiten gingen infolge des schweren, nassen Bodens nur sehr langsam vorwärts, sie erforderten deshalb erheblichen Lohnaufwand.

Als die Schacht- und Aussteifarbeiten bis 20 cm unter der unteren Aussteifung fertig waren, stürzte bei Beginn der zweiten Arbeitsschicht gegen 16 Uhr 30 Min. unter lautem Krachen die Baugrube ein. Von der dem Stadtsee (s. Abb. 4) abgewandten Seite her wurde die Baugrube in wenigen Minuten eingedrückt. Der Einsturz der Stadtseeseite folgte, als die Aussteifung brach, nach. Von der dem Stadtsee entgegengesetzten Seite her füllte sich die Baugrube mit Boden und Wasser.

Durch das heftige Krachen, das zunächst im unteren Teil der Baugrube verursacht wurde, konnten die Schachtarbeiter und Zimmerleute, die im Begriff waren in die Baugrube zu steigen, noch rechtzeitig gewarnt werden, so daß keiner Schaden erlitt, sondern sich alle retten konnten.

Wie die späteren Ermittlungen und Vernehmungen ergaben, waren die Aussteifungen täglich überprüft und waren auch in der nächsten Umgebung des Schachtes keinerlei Veränderungen zuvor wahrgenommen. Jedoch wurde drei Tage vor dem Einsturz bei der rund 23 m weit entfernten Tropfkörperanlage in der Sohle ein feiner Riß festgestellt, der am Tage zuvor noch nicht vorhanden war. Auf Grund dieses feinen Risses wurde sofort die gesamte Oberfläche um den Tropfkörper und um den Neubau einer eingehenden Prüfung unterzogen und die Baugrube selbst gründlichst durchgesehen, jedoch keinerlei Veränderungen oder verdächtige Merkmale ermittelt.

Nach dem Einsturz zeigte sich der bedeutend vergrößerte Riß durch die ganze Sohle des Tropfkörpers und war der der Baugrube zugewandte Teil der Tropfkörpersohle zur Baugrube hin abgesackt. Im Abstande von rund 50 m von der Baugrube zeigten sich jetzt Bodensenkungen und Risse von 80 cm Tiefe; im Abstande von 15 m war der Boden völlig eingebrochen.

Jetzt entschloß man sich die Anlage als Senkbrunnen wie Abb. 3 zeigt auszubilden. In Nähe der Einsturzstelle wurde der obere Teil des Bodens unter flacher Böschung abgetragen und ein in Mauerwerk auszuführender Senkbrunnen hergestellt. Die Stärke der Senkbrunnenwandung betrug im unteren Teil 51 cm, oben 38 cm. Der Brunnenkranz wurde der schnelleren Herstellung wegen aus Bohlen verfertigt.

Die ersten Meter senkte sich der Brunnen gut ab; dann zeigte sich jedoch ein immer stärker werdender Auftrieb von Boden und von Wasser, obwohl um den Brunnen herum eine Wasserhaltung aus sechs Rohrbrunnen betrieben wurde.

Die Bodenentnahme aus dem Senkbrunnen wurde infolge des Bodenauftriebes schließlich derart beträchtlich, wobei der Brunnen sich weiter senkte, die Bodentiefe im Senkbrunnen jedoch nur um weniges abnahm, daß man mit Recht ernste Befürchtungen für die Nachbarschaft hegte. Es wurde daher das Gelände und die bestehenden Gebäude täglich zweimal auf ihre Höhenlage hin eingemessen und das Gelände stets auf Risse hin beobachtet.

Um den Brunnen herum wurden schließlich Risse bemerkt, die sich täglich erweiterten, bis ein trichterförmiger Einbruch des Erdreiches um den Brunnen erfolgte.

Zu allem stellte sich der Brunnen nach der Stadtseeseite hin schief, doch gelang es durch einseitige Belastung und einseitigem

schnell durchgeführten Aushub den Brunnen wieder einigermaßen in Lage zu bringen.

Der Brunnen hatte bei den Arbeiten schließlich seine Solltiefe überschritten und senkte sich ohne Ballast weiter. Da der Bodenauftrieb nicht nachließ, war ein Arbeiten in Tiefe der Senkbrunnenschneide nicht mehr möglich. Es gelang kaum noch durch schnelles Ausschachten auf ein kurzes Stück für eine Stunde die Schneide vom Boden freizuhalten. Man mußte daher darauf verzichten wie vorgesehen ein Betonsohlgewölbe einzubringen. Um den Senkbrunnen zum Stehen zu bringen und den weiteren Bodenauftrieb zu unterbinden wurde in ununterbrochener Arbeit ein Rost aus alten Larssen-Spundbohlen, die sich gegen in das Mauerwerk des Brunnens eingestemmte Träger P 22 lehnten, eingebracht. Lediglich in der Mitte des Rostes wurde ein mit Bohlen eingefaßter Pumpensumpf gleichfalls als Bodenaustrittsloch belassen.

Durch diese Maßnahmen gelang es dem Auftrieb des Bodens Einhalt zu tun. Die Brunnensenkungen verlangsamten sich, so daß die weiteren Bauarbeiten vorgenommen werden konnten.

Die Abb. 3 zeigt die Bauanordnungen des Nachklärbeckens. Wie ersichtlich, wurde auf dem Larssen-Bohlenrost ein Beton als Gewicht aufgebracht. Der Pumpensumpf, in den die angeordnete Drainage einmündet, wurde durch ein Rohr verschlossen, das einen Brunnentopf erhalten hatte.

Wie die Beobachtungen, die in gleichmäßigen Zeitabständen ausgeführt werden, zeigen, setzt sich die Anlage bisher langsam weiter.

Erst mit Beendigung der Gründungsarbeiten wurden eingehende Untersuchungen des Baugrundes ausgeführt. Die Abb. 4 mit dem Profil über die Untergrundverhältnisse, das so spät erst ermittelt wurde, läßt klar erkennen, an was für einer ungünstigen Stelle das Bauwerk errichtet worden war.

Wie durch die Bohrergebnisse erwiesen, sind die Bodenschichten durch die jüngste Eiszeit gebildet worden. Die von den aufgearbeiteten Grundmoränen herrührenden Sande, Mergelsande und Tone sind hier von den aufgestauten Schmelzwassern abgelagert worden, und zwar kam je nach der Stärke der Strömungsgeschwindigkeit Sand, Mergelsand oder Ton zum Absatz. Tonmergel und Mergelsande gehen dabei oft ineinander über, oft wechsellagern sie sehr stark. Die Mergelsande sind kalkreiche, staubfeine Sande, die schon bei schwachem, inneren Wasserüberdruck leicht ins Fließen geraten. Dieser Überdruck bestand und erklärte das triebsandartige Verhalten des sandigen Tones und des Feinsandes, der angeschnitten wurde. Der Wasserandrang im Brunnen betrug nach Messungen etwa 5—8 m³/Std.

Wie dieser Fall zeigt, hat sich das Ersparenwollen von Baugrunduntersuchungen sehr gerächt. Den Beteiligten sind infolgedessen wesentliche Mehrkosten entstanden, die in keinem Verhältnis zu den geringen Kosten einer Baugrunduntersuchung standen.

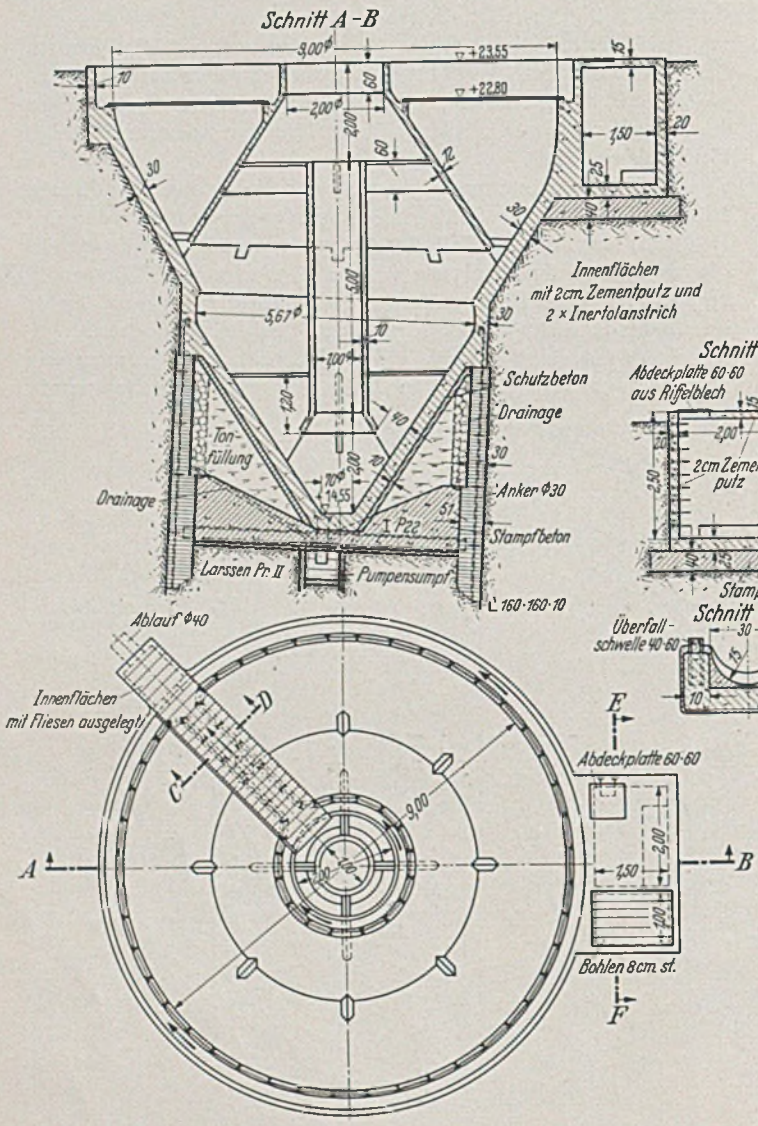

Abb. 3. Grundriß und Schnitte durch die fertige Nachkläranlage.

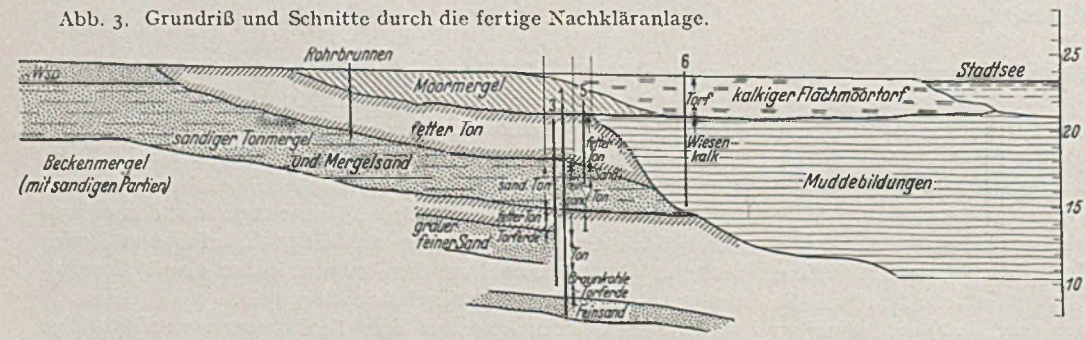

Abb. 4. Profil über die Untergrundverhältnisse.

DIE BETONARBEITEN DER TSCHUBUKTALSPERRE.

Von Regierungsbaurat Prof. Dr.-Ing. **Kunze**, Dresden.

Inhaltsübersicht: Besprechung der am 3. November 1936 vom türkischen Ministerpräsidenten feierlich eingeweihten Talsperre am Tschubuk bei Ankara vom Standpunkte des Betonbaues aus. Zuschlagsstoffe, Aufbereitung, Mischungsverhältnis, Bindemittel und Baustoffkontrolle. Bauvorgang, Rücksichten auf das Schwinden. Schließlich werden einige außergewöhnliche Verwaltungsmaßnahmen erwähnt.

Die erste große Talsperre in der Türkei, die soeben im Tschubuk bei Ankara fertiggestellt worden ist, ist nicht nur ein wasserwirtschaftlich und konstruktiv interessanter Bau, sondern sie bot den jungen türkischen Ingenieuren auch zum ersten Male im eigenen Lande Gelegenheit, Beobachtungen über Betonherstellung für Großwasserbauten zu sammeln, da es sich um über 100 000 m³ Beton handelte.

Es soll deshalb hier über die Talsperre als Betonbauwerk gesprochen werden.

An der Tschubuksperre waren zur Betonbereitung geeignete Zuschlagstoffe nicht ohne weiteres gegeben. Das Alluvium der Tschubukaue, das bei Herstellung eines Brunnens bis in größere

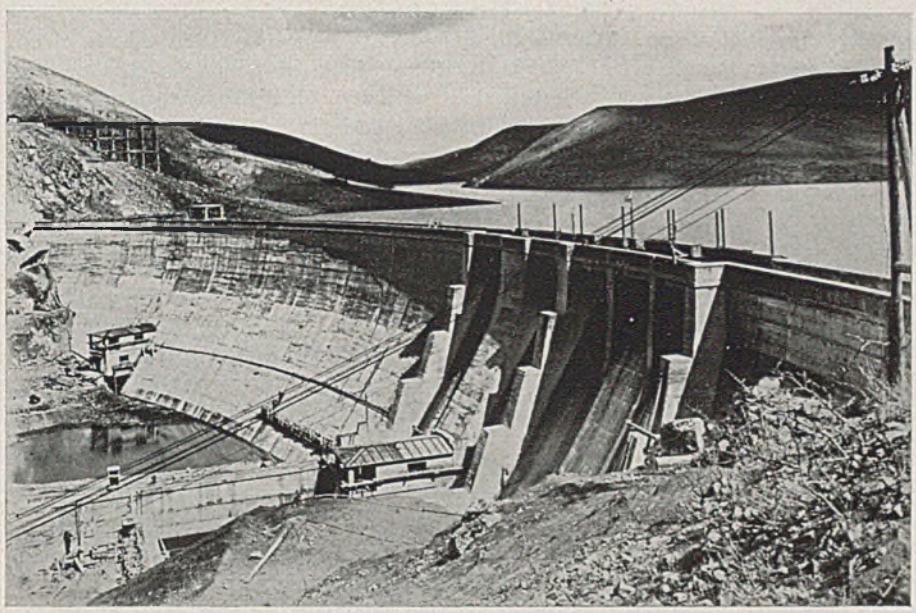

Abb. 1. Gesamtansicht März 1936.

Tiefen durchfahren worden war, hatte aber gezeigt, daß bis hinab auf den Felsen — also in etwa 16 m Mächtigkeit — Massen anstanden, aus denen geeignete Zuschlagstoffe gewonnen werden konnten. Das Material mußte gewaschen werden, und zwar nicht im Handbetriebe, da für Großbauten dabei nicht genügende Mengen geliefert werden, und da der Reinheitsgrad weder gleichmäßig noch ausreichend ist. Wie groß der Anteil von gereinigtem, für die Betonherstellung brauchbarem Material und wie groß der Anteil von Abfall sein würde, war schwer vorauszusagen. Um die auszuwaschende Menge zu vermindern, schied der Unternehmer ungeeignetes Baggergut schon beim Baggern des Rohmaterials aus, und lagerte es seitlich ab, während das zur Waschung geeignete Material mit Bauzügen in die Brech- und Waschanlage gefahren wurde.

Dieses Rohmaterial bestand aus Zersetzungsstoffen der meist quarzarmen Felsen des Gebirges. Darin befanden sich viel Lehm und Staub, aber auch feines Korn in genügend kantiger Form (jedoch sehr wenig Quarz), und weiter Steine in allen Größen, fast alle stark rollig. Die Steine waren meist aus widerstandsfähigerem Material. Sie waren aber oft von Sprüngen durchzogen und bildeten keineswegs einen idealen Betonschotter. Trotzdem erreichten auch die mürbesten Steine, wie sich später bei Abspitzarbeiten erwies, die Festigkeit des Mörtels.

Der gewaschene Sand und die Steine fielen aus den Schnauzen der Waschmaschinen bzw. aus den Löchern der Siebtrommeln in die Silozellen, getrennt nach den Korngrößen 0—7 mm, 7—15 mm, 15—25 mm, 25—35 mm, 35—100 mm. Ein Teil des groben Materials mußte nachgebrochen werden, da das gewünschte Mengenverhältnis der einzelnen Korngrößen sich nicht von selbst ergab und sonst Grobkorn als überflüssig hätte ausgeschieden werden müssen. Es wurde also ein Teil der gewaschenen Steine aus der Silozelle wieder entnommen und den Feinbrechern und Granulatoren zugeführt, die im ersten Geschosse der Aufbereitungsanlage standen. Das nachgebrochene Material wurde dann in Trockensiebtrommeln in die verschiedenen Kornarten unterteilt. Der Steinsand, der sich dabei ergab, war viel reicher an staubfeinen und auch lehmigen Stoffen, als der auf nassem Wege gewonnene Sand. Es mußte deshalb darauf geachtet werden, daß etwa auf vier Teile Waschsand möglichst nicht mehr als ein Teil Steinsand genommen wurde.

Die Kornzusammensetzung war im Lastenheft entsprechend den Vorschriften bei der Talsperre Kriebstein wie folgt verlangt:

0—7 mm	30%
7—30 mm	41%
30—60 mm	29%

Nach den ersten Versuchen wurden die verschiedenen Kornsorten (den Verhältnissen am Çubuk besser entsprechend) in folgenden Prozenten festgelegt:

0— 7 mm	38—40%	390 l
7— 15 mm	10—12%	110 l
15— 25 mm	12—14%	130 l
25— 35 mm	8—10%	90 l
35—100 mm	26—30%	180 l
Zusammen:	100%	1000 l

Wenn man die Sorten von 7—100 mm zusammenzählt, ergeben sie 610 l, wenn man sie jedoch zusammenmischt, mögen sie etwa 530 l ergeben,

d. h. Feines: Groben = 390 : 530 = 1 : 1,35.

Die „Anleitung für Mörtel und Beton" der Deutschen Reichsbahn empfiehlt für unbewehrten Beton das Verhältnis 1 Teil Sand: 1—2 Teile Grobes. Dies gilt für Gewichtsteile, aber angenähert auch für Raumteile.

Unser Verhältnis 1 : 1,35 liegt also günstig. Der etwas reichliche Gehalt an Sand ist notwendig, wenn der Beton dicht sein soll.

Die genaue Innehaltung des vorgeschriebenen Mischungsverhältnisses ist eine schwierige Aufgabe. Der Unternehmer Ibrahim Tahsin ve Kardeşi verwendete Kruppsche Schubaufgabeapparate. Ihr Prinzip ist folgendes: Unter der Siloschnauze wird eine Abstreichplatte periodisch hin- und hergeschoben, die bei jedem Schub eine bestimmte Sand- oder Steinmenge aus der Siloschnauze herausdringen läßt und auf das Transportband wirft.

Alle Schubaufgabeapparate wurden gemeinsam angetrieben, jedoch ließ sich die Schubfrequenz der einzelnen Apparate in ein beliebiges gegenseitiges Verhältnis bringen. Sie wurden also aufeinander abgestimmt und führten dem Transportbande die richtigen Raummengen der verschiedenen Kornsorten automatisch zu.

Eine große Rolle spielt bei der volumenmäßigen Aufgabe des Sandes sein Feuchtigkeitsgrad. Nasser Sand hat ein größeres Volumen als trockener. Die Unterschiede können bis zu 20% betragen.

Hat man also bei Benutzung trockenen Sandes die Apparate so eingestellt, daß sich das vorschriftsmäßige Gemisch richtig ergibt, so erhält man ein falsches Mischungsverhältnis (mit zu wenig Sand), wenn man plötzlich nässeren Sand verwendet.

Hat man jeder Mischung dieselbe Zementmenge, z. B. 162 kg, zugesetzt, so ist die Mischung bei Verwendung trokkenen Sandes magerer als bei Verwendung der gleichen Raummenge nassen Sandes.

Alle diese Schwierigkeiten wurden jedoch überwunden, nachdem sich das Personal durch fortdauernde Erfahrung den Verhältnissen anzupassen gelernt hatte.

Im Betonkübel des Kabelkranes wurde nach Einebnung der Betonoberfläche in Stichproben nachgeprüft, wieviel Liter fertiges Betongemisch entstanden waren (z. B. aus drei Mischungen mit je 162 kg Zement) und man konnte so feststellen, ob der Zementgehalt von dem durchschnittlichen in unerlaubter Weise abwich.

Andererseits wurde die Kornzusammensetzung des Gemisches durch Absieben fertiger Mischungen, denen jedoch kein Zement und kein Wasser beigegeben war, regelmäßig nachgeprüft.

Solche Siebproben sind im ganzen 41 + 14 = 55 durchgeführt worden, also auf 2000 m³ etwa eine Kontrolle, d. h. auf etwa jeden 10. Betoniertag eine Kontrolle. Zu häufigeren Kontrollen bestand leider keine Möglichkeit.

Noch wichtiger als die gröbere Kornzusammensetzung ist die Zusammensetzung des Sandes (0—7 mm). Deshalb wurde auch diese fortdauernd kontrolliert. Es wurden aus dem getrockneten Material von 0—7 mm etwa 1000 g entnommen.

Zur Sortierung dienten gelochte Siebe von 7, 3 und 1 mm Lochdurchmesser, und der Rückstand auf dem 1 mm-Sieb wurde schließlich auf dem 900-Maschensieb, d. h. einem Messingdrahtnetz von 0,2 mm Weite der quadratischen Maschen noch einmal durchgesiebt. (Siebsatz des Deutschen Betonvereins Oberkassel.)

Als Beispiel seien die Siebproben Nr. 10—12 vom Sommer 1933 angeführt:

Probe	Nr. 10	Nr. 11	Nr. 12	In Mittel
0—0,2 mm	66 g	58 g	69 g	6,4%
0,2—1,0 „	157 „	167 „	143 „	15,6%
1,0—3,0 „	460 „	467 „	497 „	47,5%
3,0—7,0 „	315 „	308 „	291 „	30,5%
	1000 g	1000 g	1000 g	100%

Es wurden 66 solche Siebproben ausgeführt.

Natürlich wurde auch kontrolliert, ob der Sand nicht zuviel lehmige Bestandteile hatte.

Nach der Anweisung für Mörtel und Beton der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hätten nicht mehr als 3% lehmige Bestandteile vorhanden sein sollen. Die — sehr primitiv — nur mit Meßgläsern durchgeführten regelmäßigen Proben zeigten viel mehr staubförmige Bestandteile im Steinsande als im Waschsande. (Man mußte deshalb darauf bedacht sein, daß niemals ein zu großer Anteil vom Steinsand in den Beton kam. Im allgemeinen durfte immer nur ein Fünftel des Sandes Steinsand sein[1]).

Der Zement wurde ebenfalls regelmäßig geprüft. Er kam in 50 kg-Säcken an und wurde in dem großen Zementschuppen standsicher und trocken gestapelt. Jeder Stapel bestand aus einer Anzahl Reihen je 40 t, die besonders markiert waren. Aus je 40 t wurde eine Zementprobe von 5 kg entnommen und zwar aus 10 Säcken, dann vermischt und benutzt zur Herstellung der Kuchen, der Abbindekegel, der Zerreißkörper und der Probewürfel (7 × 7 × 7 cm). Es wurde überall streng nach den deutschen Normen verfahren. Sehr wesentlich war die Aufrechterhaltung der daselbst vorgeschriebenen Laboratoriumstemperaturen. (Kellerraum, hölzerne Fensterläden usw., im Winter gleichmäßige Heizung bei Tag und Nacht, genaue Beobachtung an drei Thermometern.

Als Prüfsand wurde deutscher Normensand verwendet, bezogen vom Laboratorium des Vereines deutscher Portlandzementfabriken Karlshorst b. Berlin.

Die Ergebnisse waren, nachdem alle in der Versuchsdurchführung liegenden Fehlerquellen beseitigt waren, fast ohne Ausnahme genügend. Der Zement der Kartalfabrik bei Ankara erwies sich als normenmäßig. Sehr viel besser waren aber die Zemente der Marken Yunus und Arslan, aus den Fabriken in der Stambuler Gegend. Hier wurden bei Wasserlagerung gewöhnlich Normen-Druckfestigkeiten von 450—550 kg/cm² erreicht.

Im Jahre 1935/36 war auch der Ankara-Zement erheblich besser (400—450 kg/cm²).

Die Bindezeit betrug i. a. 4 ½ Stunde. Die deutschen Normen schreiben keine Bindezeit, aber den Erstarrungsbeginn (mit mindestens einer Stunde) vor.

Die Raumbeständigkeit wurde in der üblichen Weise an normenmäßigen Zementkuchen geprüft. Als Schnellprobe diente die Kochprobe. Maßgebend blieb aber der Befund an wassergelagerten Kuchen nach 28 Tagen.

Soweit Traß als hydraulischer Zuschlagsstoff zum Schutze gegen chemische Angriffe des Wassers und der Zersetzungsprodukte des Pyrits (Fe S) angewendet wurde, wurde er aus dem Rheinland bezogen. Die Vermutungen, daß man in der Türkei als einem Lande alter Vulkane, Traß im Sinne der deutschen Traßnormen finden würde, haben sich zur Zeit noch nicht bestätigt. Die zur Untersuchung nach Istambul und nach Berlin eingeschickten Proben enthielten statt der vorgeschriebenen 6—7% Hydratwasser nur etwa 1%. Man konnte daher dieses Material nicht als Traß verwenden. Es ist aber sehr wohl möglich, daß man in der Türkei noch Lagerstätten wirklichen Trasses finden wird.

Der Traß für die Tschubuksperre kam in gemahlenem Zustande in Originalsäcken auf der Baustelle an. Nachdem Stichproben in einem amtlichen deutschen Laboratorium die normenmäßige Beschaffenheit des Trasses bestätigt hatten, beschränkten wir uns darauf, die Mahlfeinheit auf der Baustelle regelmäßig zu prüfen, weniger der Mahlfeinheit selbst wegen, da diese immer weit über die Forderungen der Normen hinausging, als wegen der Feststellung, ob Klumpen oder Brocken entstanden waren, sei es durch Nässe, sei es durch Druck während des Transports.

Die Vermischung von Zement und Traß erfolgte nicht erst in der Betonmischmaschine, sondern schon vorher in einem besonderen Mischer, der die beiden meist verschiedenfarbigen Mehle zu einem gleichfarbigen Mischmehle vermengte. Dieser Traßmischer war im Zementschuppen aufgestellt. Er wurde elektrisch betrieben. Es wurden je 15 Sack Zement und 6 Sack Traß zusammengemischt.

Die normale Mischung des Betons war 216 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton. In der Gründung wurde jedoch zur Erzielung größerer Dichte und damit größeren Widerstandes gegen etwaige Angriffe von säurehaltigem Wasser fettere Mischungen angewendet, abgesehen von der Beifügung von Aquasit F (Biber, von Gustav Braun, Köln). Als in einem späteren Bauabschnitt der deutsche Traß angekommen war, wurde auf der Wasserseite (2—3 m stark) Zementtraßbeton mit 215 kg Zement und 86 kg Traß auf 1 m³ Beton verwendet.

Der Wasserzusatz wurde so dosiert, daß der Beton plastisch wurde. Als Kriterium hierfür galt, daß die mit der Verteilung und Durcharbeitung des Betons beschäftigten Leute (mit ihren Wasserstiefeln) nur bis an die Knie einsanken. Mit der Anstellung von anderen Steifigkeitsproben war bei der Grobheit des Korns nicht viel zu erreichen. Auch läßt sich aus dem kleinen untersuchten Quantum einer Probe nicht leicht und nicht immer auf den in großer Masse in der Schalung stehenden Betonbrei schließen.

Die Festigkeit des Betons ging weit über das aus statischen Rücksichten erforderliche Maß hinaus. Um die erforderliche Dichtigkeit und die Wetterbeständigkeit des Betons zu erzielen, wurde aber trotzdem die oben angegebene Zementdosierung eingehalten.

Das Raumgewicht war im Mittel (170 Würfel) 2,26 kg/dm³. Wenn man schwerere Zuschlagstoffe, wie z. B. Basalt oder Grünstein verwendet, erhält man höhere Betongewichte; in vorliegendem Falle waren die Zuschlagstoffe Andesit- und Kalksteintrümmer, die nur 2,2—2,7 kg/dm³ spez. Gewicht haben.

Der Bauvorgang.

Der Zement oder das Zement-Traßgemisch wurde nachts mit dem Kabelkran von der rechten Talseite nach dem Silo an der linken Talseite befördert, in welchem ein Bindemittelvorrat für einen Tag nebst reichlicher Reserve untergebracht werden konnte. Von dort wurde das Bindemittel durch eine etwas geneigte Transportschnecke nach dem Mischmaschinengebäude getrieben. Es gelangte in die automatische Waage, welche je nach dem vorgeschriebenen Mischungsverhältnis eine bestimmte Menge Bindemittel aufnahm und in den Trichter der Mischmaschine abkippte. Gleichzeitig förderte ein unter 21° ansteigendes Transportband Sand und Steine in die Mischmaschine. Eine bestimmte Mischdauer war nicht vorgeschrieben. Es wurde lediglich die Beschaffenheit des Betons beim Ausschütten beobachtet.

[1] Es war schwer zu trennen in lehmige und körnige Staubteile. In den vom Laboratorium angegebenen Zahlen waren also meistens neben den lehmigen noch andere staubfeine Bestandteile mit enthalten. Die regelmäßige Beobachtung diente mehr dazu, die Gleichmäßigkeit des Gehaltes an lehmigen Stoffen als ihren absoluten Wert zu bestimmen.

Das Betonanmachwasser war einwandfreies Grundwasser. Es wurde einmal auf chemische Beschaffenheit, untersucht. Da nichts Bedenkliches gefunden wurde und im Grundwasser wesentliche Veränderungen nicht stattfanden, wurde die chemische Untersuchung nicht wiederholt. Dagegen wurde die mechanische Reinheit des Wassers täglich beobachtet.

Die Mischung besorgten zwei Rex-Mischer mit je einem Trommelinhalt von 1000 l. Sie gossen in ein hölzernes Zwischengefäß aus, damit die An- und Abfahrt der Beförderungsgefäße und der Betrieb der Mischmaschinen voneinander unabhängig waren. Dieses Zwischengefäß hatte zwei Auslaufspitzen, so daß unter den einen Auslauf ein leerer Förderkübel untergefahren werden konnte, während unter dem anderen Auslauf ein Kübel gefüllt oder von dort abgefahren wurde.

Die Kübel wurden — auf Plattformwagen stehend — mittels Dampflokomotiven so verfahren, daß sie für den Kabelkran erreichbar waren. Mit wenigen Handgriffen wurde der Kübel an der Flasche des Kabelkrans befestigt, durch Steuerung vom Maschinenturm aus emporgehoben und gleichzeitig horizontal bewegt. Schließlich Absenken an der Entleerungsstelle auf der Mauer.

Abb. 2. Kabelkran-Fahrgerüst und Betonierkübel.

Die Kübel (Abb. 2) waren nach den Plänen des Unternehmer-Bauleiters Heidenberger an Ort und Stelle aus Blech und Profileisen angefertigt. Sie faßten ca. 2000 l und entleerten sich nach zwei Seiten des Bodens gleichzeitig. Es war dafür gesorgt, daß die Entleerung nicht zu rasch erfolgte, weil sonst das Tragseil und mit ihm der Kübel infolge der plötzlichen Entlastung emporschnellt und zu große vertikale Schwingungen entstehen. Es waren immer zwei Kübel in Betrieb; während der eine auf dem Wege war, stand der andere unter der Mischmaschine.

Der Kabelkran (Fa. Rudolph, Leipzig, Heckel, Saarbrücken) hat sich ausgezeichnet bewährt. Der feste Turm und die Antriebsmaschine standen auf dem linken Talhange, flußaufwärts der Mauerbaugrube; der fahrbare Turm lief auf einer Gleisbahn auf der rechten Talseite. Die Fahrgleise lagen hoch über Mauerkrone, zum Teil auf einem ausgesprengten Felsplateau, zum Teil auf einem Gerüst. (Siehe Abb. 1, links oben und Abb. 2.) Die Fahrlänge des beweglichen Turmes war bis zu 60 m.

Selbstverständlich wurde der Betrieb so eingerichtet, daß der Fahrturm nicht bei jedem Kübeltransport verfahren werden mußte. Da aber die Mauer (nach einem Radius von 220 m) gekrümmt war, mußte die Richtung des Tragseils je nach der Lage der Betonierstelle geändert werden, wenn man diese unmittelbar mit dem Kübel des Kabelkrans erreichen wollte. Nebenbei ist zu sagen, daß von einem bestimmten Bauzustande an die Kübel nicht mehr unmittelbar von den Fördergleisen abgenommen oder dort abgesetzt werden konnten, und daß sie deshalb auf einem rollenden Podium am Berghange hinauf und hinabgefahren wurden, um in die Reichweite des Kabelkrans zu gelangen.

Der Kabelkran wurde mit großem Vorteil auch zur Versetzung von Schalungen und bei der Montage aller möglichen Maschinenteile usw. verwendet. Er war, wie alle Maschinen außer dem Löffelbagger und den Dampflokomotiven, elektrisch angetrieben. Die Telgas-Ankara (Gas- und Elektrizitätswerk A.G.) hatte eine provisorische Starkstromzuleitung von etwa 10 km Länge bis zur Baustelle hergestellt (5000 V). Dort wurde der Drehstrom auf 220/380 Volt transformiert. Im ganzen waren etwa 1000 PS installiert; die maximale Ausnützung betrug jedoch nur 300 PS.

Die Betonierung wurde in Abschnitten durchgeführt, die sowohl nach Länge und Breite (je ca. 14 m) als auch nach Höhe begrenzt waren (2,00—2,50 m). Siehe Abb. 3.

Auf der Luftseite wurde hölzerne Schalung mit horizontalen Fugen verwendet. Die Bretter waren gehobelt. Die Zusammenfügung an den Stößen der Bretter ließ oft zu wünschen übrig. Die schrägstehende Schalung wurde durch eiserne Stützen gegen die Oberfläche des fertigen Betons abgestützt, andererseits aber auch mit Rundeisen an diesen zugfest angehängt.

Die wasserseitige Schalung (Abb. 3) wurde im wesentlichen aus 2 m breiten und ca. 3 m hohen festen Tafeln, die mit Blech beschlagen waren, gebildet. Die lotrechten Versteifungshölzer dieser Tafeln ragten nach unten weit herunter. Sie wurden dort unten mit Spezialschrauben angeschraubt. Die Schrauben drangen in gußeiserne, im fertigen Beton verankerte Körper ein, die mit Innengewinde versehen waren. Die hochragende Schalungsplatte wurde durch Schräganker im Beton verankert. Nach dem Abschrauben einer Schalungstafel wurde sie 2 m gehoben und in den dann bereits passend vorhandenen Mutterstücken angeschraubt. Mit der Schalung und ihrer Versteifungskonstruktion war an der Außenseite eine Standplattform verbunden (Kletterschalung). Diese Art hat sich im allgemeinen bewährt, es hat sich aber nicht immer vermeiden lassen, daß Betonmasse zwischen den Rücken der fertigen Mauer und die Schalungstafeln eindrang und dort dachziegelartig überstehende Betonwülste bildete, wie auch die Abb. 3 erkennen läßt.

Die Zwischenschalung zur Erzeugung der Betonierräume in angemessener Größe wurde aus gewöhnlichen Schalbrettern in horizontaler Lage gebildet. Die vertikalen Hölzer wurden durch hölzerne Streben gegen den fertigen Beton abgesteift.

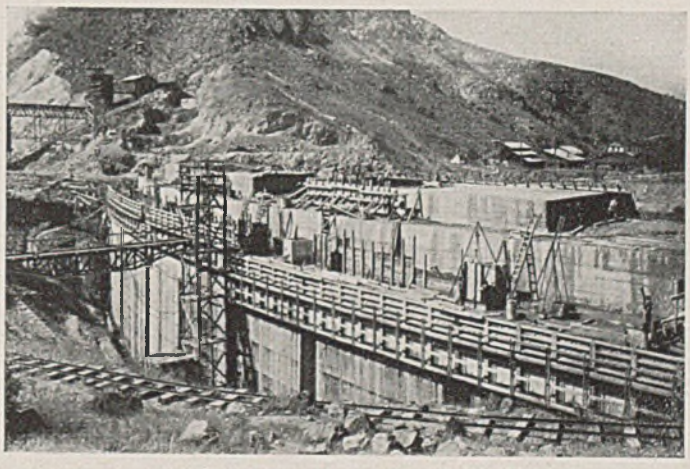

Abb. 3. Blockeinteilung und Kletterschalung.

Die Blockeinteilung wurde so gewählt, daß die vertikalen Fugen — sowohl quer zur Mauerachse wie parallel dazu — nicht übereinander zu liegen kamen. Bleibende Fugen wurden in dem unteren Teile des Fundaments nicht angelegt. Bei der starken Schwindung, die im anatolischen Klima eintritt, kam es zur Ausbildung feiner Risse, die zunächst nicht tief ins Innere hineinreichten.

Fünf m unterhalb der Geländelinie wurde mit der Ausbildung der bleibenden Fugen begonnen (Dichtung mit Kupferblech usw. wie anderen Ortes beschrieben). Damit ergaben sich von dieser Kote an von selbst brauchbare Längen für die Betonierblöcke (11—14 m). Parallel zur Mauerachse wurde durch die Schalung zur Herstellung des Vorsatzbetons (2,00—3,00 m) ein schmaler Betonierraum abgetrennt. Nur im unteren Teil der Mauer wurde außerdem noch eine weitere Zwischenschalung aufgestellt.

Die Schichtenhöhe jeder Betonierung war etwa 2,00 m. Die Blöcke wurden nicht genau bündig abgeschlossen, sondern wiesen kleine Höhenunterschiede auf (Schutz gegen Gleiten). Bemerkens-

wert ist, daß sich infolge des Setzens des Betons gewisse Rißerscheinungen zeigten, die zwar durchaus harmloser Natur sind, aber leicht falsch beurteilt werden. An allen Einbauten, welche den frisch eingeschütteten Beton durchragten, wie z. B. den Schalungen der etwa 15 Steigschächte, an den aus Lochsteinen aufgebauten Drainagesäulen usw. zeigten sich bald nach Beendigung des Betonierens Risse, weil der Beton an den Wandungen dieser Körper am Gleiten verhindert war und sich deshalb weniger stark setzte als im „unbegrenzten" Raume. Ganz bezeichnend verliefen diese Risse in der Halbierungslinie der Winkel, wie die Skizze zeigt (Abb. 4). (Die gleiche Beobachtung kann man oft im Eisenbetonbau machen; es zeigen sich dort oft über den oberen Eisen einer Plattenarmierung, meist sogar an jedem der Eisenstäbe Risse, weil der Beton neben den Stäben stärkere Setzungen vollzogen hat, als der Beton über den Stäben.) Diese Beobachtungen lehren, wie nötig es allgemein ist, dafür zu sorgen, daß an den Schalungen herab für gute Setzung des Betons gesorgt wird, wenn nicht gerade an den geschalten Flächen, also am Äußeren des Betonkörpers der Beton weniger dicht als im Innern werden soll. In jedem Falle besonders lebhaftes Stochern unmittelbar an der Schalung, oder besser Schalungsrüttelung und in besonderen Fällen glatte Schalung.

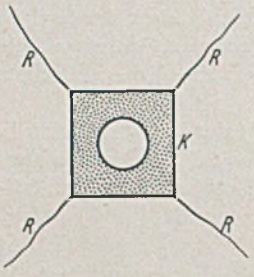

Abb. 4.
Draufsicht auf Setzrisse an den Dränagen.

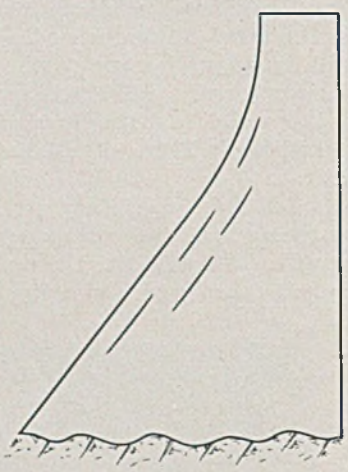

Abb. 5. Randparallele Risse.

Da täglich normalerweise 200 m³ Beton gemacht wurden, konnte meistens nur in eine Box betoniert werden. Bei den viel kleineren Betonierräumen des Vorsatzbetons wäre jedoch der Raum meist schon in wenigen Stunden gefüllt gewesen. Es wurden dann gewöhnlich zwei oder drei Boxen dieser Art, also z. B. Box 9 und 13 gleichzeitig betoniert und auf diese Weise das zu rasche Hochkommen des Betons in den einzelnen Boxen vermieden. Das ist erwünscht wegen des besseren Setzens, der geringeren Erwärmung und des geringeren Druckes auf die Schalung. Als man mit dem Fortschreiten der Betonarbeiten in immer schmalere Bereiche der Mauer gelangte, wurden auch die Betonierboxen immer kleiner. Es machte sich dann auch hier, wie beim Vorsatzbeton nötig, mehrere Boxen gleichzeitig zu füllen.

Nach dem Betonieren blieb der Beton 48 Stunden stehen, ehe weiterbetoniert wurde. Es ist nötig, den Beton erst einige Festigkeit erlangen zu lassen, ehe man ihm wieder eine Last von etwa 5 t/m² auflädt, und es ist auch erwünscht, daß die Abbindewärme wenigstens z. T. schon abgegeben ist, ehe neuer Beton, der wieder Wärme erzeugt, hinzugefügt wird.

Andere Maßnahmen zur Verminderung der Betonerwärmung während des Abbindens haben wir nicht ergriffen, abgesehen vom Naßhalten der Betonaußenflächen. Bei der großen Erhitzung durch die starke Sonnenbestrahlung und der schnellen Verdunstung des Wassers wegen der Hitze und der Trockenheit der Luft, mußte sehr viel Wasser gegeben werden. Es war deshalb sowohl auf der Luftseite wie auf der Wasserseite ein Berieselungsrohr in Betrieb. Die Horizontalflächen wurden stark besprengt sowie sie genügend erhärtet waren, und zwar noch lange Zeit nach der völligen Erhärtung.

Der Zusammenziehung des Betons trägt man bekanntlich in der Mauerlängsrichtung durch die Herstellung bleibender oder vorläufiger Fugen Rechnung. Dabei macht man neuerdings die Fugenabstände ziemlich gering [2]. Es ist schon von anderer Seite die Frage aufgeworfen worden, wie man sich denn zu der Tatsache stellen soll, daß unsere ansehnlicheren Staumauern wegen ihrer großen Höhe heute in der Querrichtung Betonstrecken von 30 m und mehr aufweisen, innerhalb deren keine Fugen vorhanden sind. Tatsächlich beobachtet man nicht selten Risse im Beton etwa parallel zu den Außenflächen, die hauptsächlich in dem Schwinden in radialer Richtung ihre Ursache haben. Für diese höchst unerfreuliche Erscheinung sind vollkommene Abhilfsmaßnahmen bisher kaum gefunden worden. Bei Mauern bis 30—40 m Stärke hat man die Frage bisher nicht besonders beachtet. Bei sehr dicken Mauern konnte man sich aber doch nicht so einfach damit abfinden. Man hat dann den Beton durch Kühlung mittels Rohren mit umlaufenden kalten Wasser vor Erhitzung und späterer Volumenverminderung zu bewahren gesucht und auch möglichst wenig schwindenden Zement und entsprechenden Beton verwendet.

Diese Maßnahmen halte ich auch für besser als ausgeklügelte Betonierblockeinteilungen mit Fugen und Verzahnungen usw., durch welche dem Beton die Eigenschaft eines einheitlichen Körpers genommen und dafür eine Menge von Vorspannungen eingepflanzt wird. Vor allem aber ist auch hier nötig, den Beton vor dem Aufbringen weiterer Schicht erkalten zu lassen.

Zur Beobachtung der randparallelen Risse hat man nur selten Gelegenheit, weil man die Staumauer gewöhnlich nicht im Querschnitt, sondern nur von der Luft- und der Wasserseite und von oben sieht (Abb. 5). Bei uns aber und überall dort, wo bis kurz vor Bauende Lücken in der Mauer offen blieben, hat man zur Auffindung solcher Risse Gelegenheit.

Zur guten Verbindung der Betonblöcke untereinander wurden die Oberflächen der fertigen Blöcke mit leichten Hacken abgepickelt (im Mittel 5 mm), so das eine sehr schöne, gesunde, rauhe Oberfläche zum Aufbetonieren entstand. Dann schütteten wir zuerst eine schwache Schicht feinen Beton auf. Tatsächlich konnte man nach dem Auffüllen des Stausees nirgends eine horizontale Sickerfuge beobachten. Hierzu hat besonders auch die sehr sorgfältige Reinigung der aufgerauten Flächen unmittelbar vor dem Betonieren beigetragen: Abspülen mit Druckwasser (60 m Druckhöhe) und Abblasen mit Druckluft.

Verwaltungstechnische Besonderheiten.

Da nach den Gesetzen der Türkei die einem Unternehmer übertragenen Arbeiten nicht über 120% der Auftragssumme hinausgehen dürfen, die Baukosten aber schon im Oktober 1933 diese Höhe erreicht hatten, als noch etwa 26 000 m³ Beton auszuführen waren, konnte eine Neuausschreibung der Restarbeiten nicht vermieden werden.

Verwaltungstechnisch war der Fall schwierig, weil der Unternehmer Ibrahim Tahsin ve Kardesi gegenüber anderen Anbietern einen sehr großen Vorsprung hatte, solange er im Besitze der gesamten Installation war. Durch Enteignung der Installation und Übernahme in das Eigentum des Staates wurde die Möglichkeit geschaffen, alle Unternehmer wenigstens hinsichtlich der Geräte, die dem Unternehmer vom Staate zur Verfügung gestellt wurden, vor gleiche Voraussetzungen zu stellen. (Hinsichtlich der speziellen Bauerfahrungen, Personal usw. blieb diese Ungleichheit natürlich trotzdem bestehen.)

Die Verhandlungen zur Enteignung des Geräts und die Neuausschreibung und Zuschlagserteilung zog sich ziemlich lange hin. Billigster Anbieter in der öffentlichen Ausschreibung, an der fast nur türkische Firmen teilnahmen, war die Firma Omsim, Istambul, Sie bot mit etwa 17% Abschlag gegen die von der Regierung aufgestellte Kostensumme an und war damit Mindestfordernde. Das ihr mit allen Ersatzteilen kostenlos zur Verfügung gestellte Gerät hatte sie nach Baubeendigung im gut erhaltenen Zustande zurückgegeben.

[2] Am Tschubuk habe ich schon 1931 sehr geringe Fugenabstände (durchschnittlich 12 m) vorgesehen, während bei den bis dahin anderwärts ausgeführten Mauern die Fugenabstände i. a. viel größer waren.

Die Übernahme des Geräts von den ersten Bauunternehmern an den Staat war nicht einfach, weil seine Beschaffungskosten einschließlich Frachten und Zöllen für jedes Stück festgestellt werden mußten, und weil andererseits gar kein Anhalt dafür vorhanden war, welcher Anteil der Anschaffungskosten durch die Herstellung und Verarbeitung von etwa 75 000 m³ Beton getilgt sein konnte. Man ging dabei von den mutmaßlichen Anteil für Geräteamortisation am Betonpreise aus, durfte aber nicht außer acht lassen, daß in diesem auch die Geräte-Unterhaltung und die Verzinsung des aufgewendeten Anlagekapitals enthalten war. Nach langer Berechnung war man schließlich doch auf einen Vergleich angewiesen. Es ist verständlich, daß durch den Wechsel des Unternehmers, insbesondere also durch die Geräteübernahmeverhandlungen und durch die Neuausschreibung und Neuvergebung der Arbeiten ein erheblicher Zeitverlust (ca. 9 Monate) entstanden ist.

Über die hydrologischen Verhältnisse und die Staumauer und ihre baulichen Einzelheiten ist in den Veröffentlichungen des Verfassers in der Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1935 Heft 11 und 13 sowie 1936 Heft 8 Näheres zu finden.

DIE FESTIGKEITSRECHNUNG BEI ÜBERSCHREITUNG DER STRECKGRENZE.

Von Prof. **P. Stephan**, Altona.

1. Vorbemerkungen.

Es gibt bereits viele Fälle der technischen Praxis, in denen die übliche, an sich bis ins feinste durchgebildete Festigkeitslehre versagt bzw. versagen muß. Zwar liegen für den Fall, daß eine größere Streckung ohne Spannungserhöhung nach dem Überschreiten der Streck- oder der Fließgrenze auftritt, Rechnungsvorschriften vor, bei denen der Betrag des Trägheitsmomentes des rechteckigen oder kreisförmigen Stabquerschnittes entsprechend der Größe der Streckung abgeändert wird [1]. Wenn jedoch die unelastische Streckung sogleich mit einer Spannungserhöhung verbunden ist oder teilweise in diesen Bereich hineinfällt, fehlen genauere, sofort verwendungsfähige Rechnungsunterlagen noch gänzlich [2]. Im folgenden wird eine solche Rechnungsunterlage für beide Fälle gegeben, die gegenüber den bisherigen Versuchen zwei Vorteile bietet, einmal den, daß von der geläufigen Rechnung im rein elastischen Bereich ausgegangen wird, und dann den anderen, daß sie für jede zur Biegungsachse symmetrische Querschnittsform anwendbar ist.

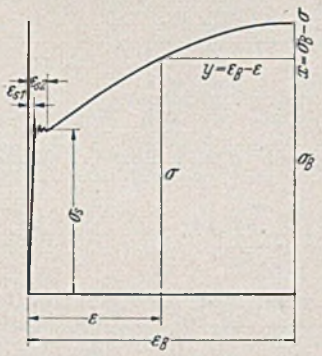

Abb. 1.
Dehnungs-Schaubild von St 42.

2. Mathematische Vereinfachung des Dehnungs-Schaubildes.

Die Abb. 1 gibt das Dehnungs-Schaubild eines Flußstahles 42 mit den üblichen Bezeichnungen wieder; es ist nur bis zur Stelle der höchsten auf den ursprünglichen Querschnitt bezogenen Spannung gezeichnet. Um eine möglichst einfache Rechnung für die drei Hauptphasen zu erhalten, wird die rein elastische Dehnung mit gleichbleibender Dehnungsziffer bis zum Mittelwert σ_s der Streckgrenze gerechnet, also

$$\varepsilon_{s1} = \frac{1}{E_1} \cdot \sigma_s \tag{1}$$

mit E_1 als Youngscher Elastizitätsziffer, die darauf folgende Streckung als ohne Spannungsänderung vor sich gehend angenommen und schließlich der gewölbte Teil der Dehnungskurve als allgemeine Parabel mit dem Scheitelpunkt an der durch σ_B und ε_B festgelegten Stelle angesetzt. Es ergibt sich gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Kurven aller überhaupt hier in Frage kommenden Baustoffe, wenn der Exponent der Parabel durchweg zu 10/3 gewählt wird, also

$$(\varepsilon_B - \varepsilon)^{\frac{10}{3}} = \frac{1}{E_2}(\sigma_B - \sigma). \tag{2}$$

Daß für alle hierher gehörigen Baustoffe derselbe Exponent hinreichend genau gilt, ist für die folgende Entwicklung von besonderer Bedeutung. Die Zahlentafel 1 bringt die zugehörigen Zahlenwerte bei [3].

Zahlentafel 1.

Baustoff	Stahl 37	Stahl 42	Stahl 52	Stahlformguß weich	gewalztes Kupfer
σ_B	4 200	4 450	5 450	4 265	2 380 kg/cm²
ε_B	19,0	22,0	20,5	21,4	36,0 %
E_2	503 000	380 000	400 000	420 000	54 500 kg/cm²
$\varsigma_S = \frac{\sigma_s}{\sigma_B}$	0,75	0,65	0,64	0,51	0,25
ε_{s1}	0,127	0,135	0,166	0,140	0,035 %
ε_{s2}	3,0	2,0	0,25	1,0	0,035 %
E_1	2 150 000	2 150 000	2 100 000	1 500 000	1 700 000 kg cm²

3. Die Dehnungsarbeiten.

Im Bereich der rein elastischen Dehnung (bis zur Streckgrenze) ist die Dehnungsarbeit bekanntlich

$$A_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma \cdot \varepsilon \tag{3a}$$

mit dem Höchstwert

$$A_{1max} = \tfrac{1}{2}\,\sigma_s \cdot \varepsilon_{s1}. \tag{3b}$$

Während der Streckung ohne Spannungserhöhung ist

$$A_2 = \sigma_s \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{s1}) \tag{4a}$$

mit dem Höchstwert

$$A_{2max} = \sigma_s \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1}). \tag{4b}$$

Im Bereich der Streckung mit Spannungserhöhung ist

$$A_3 = \int_{\sigma_s}^{\sigma} \sigma \cdot d\varepsilon = \int_{\sigma_s}^{\sigma} \sigma \cdot \frac{3}{10} \cdot \frac{1}{E_2} \cdot \frac{d\sigma}{(\varepsilon_B - \varepsilon)^{7/3}} = \frac{3}{10} \cdot \frac{1}{E_2} \cdot \int_{\sigma_s}^{\sigma} \frac{\sigma \cdot d\sigma}{\left(\frac{\sigma_B - \sigma}{E_2}\right)^{7/10}}$$

$$A_3 = \sigma_B^{1,3} \cdot E_2^{-0,3} \cdot \left\{ \frac{0,3}{1,3} \left[\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^{1,3} - \left(1 - \frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right)^{1,3} \right] - \left[\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^{0,3} - \left(1 - \frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right)^{0,3} \right] \right\}$$

oder schließlich

$$A_3 = \frac{\sigma_B^{1,3}}{E_2^{0,3}} \left[f\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right) - f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right) \right] \tag{5a}$$

---

[1] Vgl. r. B. Stephan: Techn. Mech., Bd. IV. S. 171 ff. Berlin: Julius Springer.

[2] Eine rohe Annäherung, s. z. B. Fußnote 1 S. 178/9.

[3] Spalte 1 und 3 nach eigenen Aufnahmen, Spalte 2 und 4 nach Bach, Z. VDI 1902 Tafel 34 bzw. 1903 S. 1763, Spalte 5 nach Stribeck, Z. VDI 1903, S. 565.

mit der Abkürzung

$$f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right) = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^{0,3} \cdot \left(0,7692 + 0,2308\,\frac{\sigma}{\sigma_B}\right). \tag{6}$$

Der Höchstwert beträgt

$$A_{3max} = \frac{\sigma_B^{1,3}}{E_2^{0,3}} \cdot f\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right). \tag{5b}$$

Eine Reihe der Werte von Formel (6) und ihres Hauptgliedes enthält die Zahlentafel 2, die entsprechende zeichnerische Auftragung die Abb. 2. Selbstverständlich kann man in der Ausgangsformel für A_3 auch ε als unabhängige Veränderliche behandeln, nur wird die Endformel für den praktischen Gebrauch etwas umständlicher.

Zahlentafel 2.

$\frac{\sigma}{\sigma_B}$	$f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right)$	Δ	$\left(1-\frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^{0,3}$	Δ
0,0	0,7692		1,0	
0,10	0,7677	0,0015	0,9689	0,0311
0,20	0,7626	0,0051	0,9353	0,0336
0,25	0,7586	0,0040	0,9173	0,0180
0,30	0,7534	0,0052	0,8985	0,0188
		0,0064		0,0197
0,35	0,7470		0,8788	
0,40	0,7391	0,0079	0,8579	0,0209
0,45	0,7312	0,0089	0,8358	0,0221
0,50	0,7185	0,0127	0,8123	0,0235
0,55	0,7053	0,0132	0,7870	0,0253
		0,0157		0,0273
0,60	0,6895		0,7597	
0,65	0,6709	0,0186	0,7298	0,0299
0,70	0,6486	0,0223	0,6968	0,0330
0,75	0,6217	0,0269	0,6598	0,0370
0,80	0,5886	0,0331	0,6170	0,0428
		0,0422		0,0510
0,85	0,5464		0,5660	
0,90	0,4896	0,0568	0,5012	0,0648
0,95	0,4024	0,0872	0,4071	0,0941
1,0	0,0		0,0	

Vorteilhaft ist für die Rechnung die Zahlentafel 3, aus der man ersieht, daß häufig die Arbeit der rein elastischen Dehnung vernachlässigt werden kann und daß die kleinen in Absatz 2 erörterten Vereinfachungen für das Ergebnis ganz belanglos sind.

Zahlentafel 3.

Baustoff	Stahl 37	Stahl 42	Stahl 52	weicher Stahlformguß	gewalztes Kupfer
$E_2^{0,3}$	51,3	46,8	47,9	48,8	26,3
$\sigma_B^{1,3}$	51 310	55 320	71 830	52 350	24 520
$\frac{\sigma_B^{1,3}}{E_2^{0,3}}$	999,4	1 181	1 499	1 072,5	933
$\frac{\sigma_B^{0,3}}{E_2^{0,3}}$	0,238	0,265	0,275	0,2515	0,392
A_{1max}	1,73	1,95	2,89	1,51	0,104 $\frac{cmkg}{cm^3}$
A_{2max}	80,2	55,8	2,93	18,7	0 ,,
A_{3max}	621	792	1 011	768	708 ,,
$\xi = \left(2\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s1}} - 1\right)^{1/2}$	6,725	5,345	1,414	3,645	1,00

4. Die Umrechnung von der rein elastisch gedachten auf die wirkliche Beanspruchung.

Man setzt vorläufig einmal rein elastische Formänderung voraus und berechnet in üblicher Weise eine Spannung σ', der die Dehnung $\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E_1}$ entspricht. Die wirklich auftretende Spannung σ und Dehnung ε folgt dann aus der Bedingung, daß die Formänderungsarbeiten, also die schraffierten Flächen der Abb. 3, einander gleich sein müssen. Demnach gilt mit Addition der Formeln (3, 4, 5)

$$A = \frac{1}{2}\,\sigma' \cdot \varepsilon' = \sigma_s \cdot \left(\varepsilon_{s2} - \frac{1}{2}\,\varepsilon_{s1}\right) + \frac{\sigma_B^{1,3}}{E_2^{0,3}} \cdot \left[f\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right) - f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right)\right],$$

woraus folgt

$$f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right) = f\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right) - \frac{E_2^{0,3}}{2\,E_1 \cdot \sigma_B^{1,3}} \cdot \left[\sigma'^2 - (\sigma_s \cdot \xi)^2\right], \tag{7}$$

worin der dem Baustoff zugehörige Wert ξ der Zahlentafel 3 zu entnehmen ist. Der Kurvenzug der Abb. 2 bzw. die Zahlentafel 2 ergibt dann das entsprechende σ und Formel (2) das zugehörige ε:

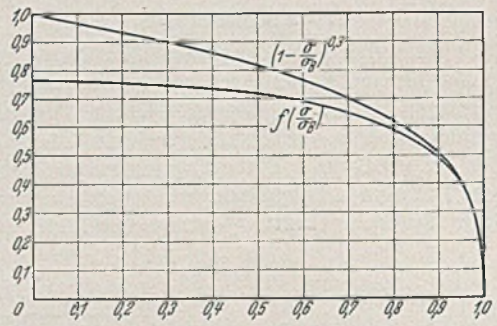

Abb. 2. Funktionsverlauf der Arbeitsgleichung.

$$\varepsilon = \varepsilon_B - \left(\frac{\sigma_B}{E_2}\right)^{0,3} \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^{1,3}. \tag{2a}$$

Die Rechnung vereinfacht sich, wenn $\varepsilon_{s1} < \varepsilon < \varepsilon_{s2}$ bleibt. In dem Fall ist

$$A = \frac{1}{2}\,\frac{\sigma'^2}{E_1} = \sigma_s \cdot \left(\varepsilon - \frac{1}{2}\,\varepsilon_{s1}\right),$$

also

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} + \frac{\sigma'^2}{2\,E_1 \cdot \sigma_s} = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \left[1 + \left(\frac{\sigma'}{\sigma_s}\right)^2\right] = \frac{\sigma'^2 + \sigma_s^2}{2\,E_1 \cdot \sigma_s}. \tag{8}$$

Welcher der drei vorstehenden Ausdrücke für ε gewählt wird, ist mehr oder weniger Neigungssache des Rechners. Die praktische Anwendung möge das folgende Beispiel erläutern.

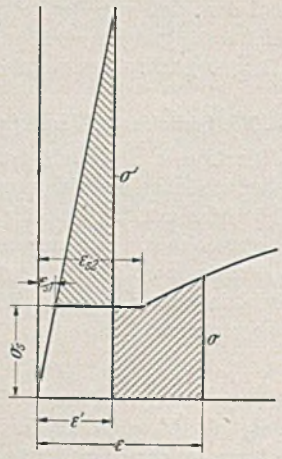

Abb. 3. Gleiche Formänderungsarbeiten.

5. Spannung und Dehnung des eingespannten Trägers mit Einzellast.

Ein I 18 mit den Querschnittsgrößen

$h = 18$ cm, $F = 27{,}9$ cm², $W = 161$ cm³, $J = 1446$ cm⁴

sei an einem Ende eingespannt und im Abstand $l = 180$ cm von

der Einspannung mit der senkrecht dazu wirkenden Kraft P belastet (Abb. 4), Baustoff sei Stahl 42.

Aus der bekannten Formel $\sigma_b' = \frac{P \cdot l}{W}$ berechnet man die zweite Zeile der Zahlentafel 4 für die verschiedenen Lasten P der ersten Zeile. Damit ist für die erste Spalte, wo $\sigma_b' < \sigma_s$ ist, auch die wirkliche Spannung σ_b gegeben, und Formel (1) in der Form $\varepsilon_{max} = \frac{\sigma_b}{E_1}$ liefert die zugehörige Dehnung der höchstbeanspruchten Faser, die in der vierten Zeile steht.

Für die Spalten 2—4 ist $\sigma_b = \sigma_s$, und die zugehörige größte Dehnung folgt am einfachsten aus der mittleren Formel (8).

In der letzten Spalte ist gemäß Zahlentafel 1 $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{s2}$, die Spannung σ_b folgt demnach aus Formel (7) mit Benutzung der Zahlentafel 2 bzw. der Abb. 2 und die zugehörige größte Dehnung aus Formel (2 a) wieder mit Benutzung von Zahlentafel 2 bzw. Abb. 2.

Man entnimmt dem Beispiel, daß wenn der Baustoff überhaupt eine größere Streckung ohne Spannungserhöhung besitzt, die meisten Fälle der Praxis innerhalb dieser Streckung bleiben

Zahlentafel 4.

P	=	2	5	10	13	15 t
σ_b'	=	2 237	5 592	11 184	14 539	16 776 kg/cm²
σ_b	=	2 237	2 670	2 670	2 670	2 810 kg/cm²
ε_{max}	=	0,00104	0,00336	0,01158	0,01913	0,02350 cm/cm

6. Die Neigung des freien Trägerendes.

Innerhalb des rein elastischen Bereiches gilt für die Neigung des freien Trägerendes gegen die Einspannungsrichtung die bekannte Formel

$$\varphi = \frac{P \cdot l^2}{2 E_1 \cdot J} = \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{max} . \tag{9}$$

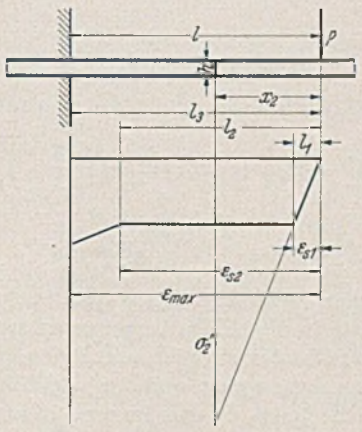

Abb. 4. Eingespannter Träger.

Erreicht die Beanspruchung von einer bestimmten Länge l_1 an (Abb. 4) die Streckgrenze und bleibt sie auf der Restlänge in diesem Bereich, so gilt Formel (9) nur innerhalb der Strecke l_1 in der Form

$$\varphi_1 = \frac{l_1}{h} \cdot \varepsilon_{s1} \tag{9 a}$$

mit

$$\frac{l_1}{l} = \frac{\sigma_s}{\sigma_b'} , \tag{10}$$

gemäß der in Abb. 4 aufgetragenen Spannungsverteilung über die ganze Trägerlänge, also

$$\varphi_1 = \frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_b'} . \tag{9 b}$$

Für die Restlänge $l - l_1$ gilt

$$\varphi_2 = \frac{1}{\frac{1}{2} h} \cdot \int_{l_1}^{l} \varepsilon_x \cdot dx ,$$

worin für ε_x der zweite Ausdruck der Formeln (8) eingesetzt wird. Damit und mit

$$\sigma_x' = \sigma_b' \cdot \frac{x}{l}$$

wird

$$\varphi_2 = \frac{\frac{1}{2} \varepsilon_{s1}}{\frac{1}{2} h} \cdot \int_{l_1}^{l} \left[1 + \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \cdot \frac{x}{l} \right)^2 \right] \cdot dx ,$$

also

$$\varphi_2 = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left\{ 1 - \frac{l_1}{l} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{l_1}{l} \right)^3 \right] \right\} ,$$

worin der Wert von $\frac{l}{l_1}$ der Formel (10) zu entnehmen ist. Hiermit folgt dann als Gesamtneigung

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left[1 + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 - \frac{1}{3} \frac{\sigma}{\sigma_b'} \right] . \tag{12 a}$$

Nach der Entlastung tritt eine elastische Rückfederung ein um den Betrag

$$\varphi_1' = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{l}{h} ; \tag{9 c}$$

es bleibt also nur die Restneigung bestehen

$$\varphi_r = \frac{\varepsilon_{s1}}{3} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left[\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 - \frac{\sigma_s}{\sigma_b} \right] . \tag{12 b}$$

Liegt die Höchstbeanspruchung σ_b bei der Einspannungsstelle im Gebiet der unelastischen Streckung mit Spannungserhöhung, so gilt für den Trägerteil unmittelbar hinter der Belastung P wieder Formel (9 b). Die Formel (8) nimmt dementsprechend die Form an

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \left(1 + \left(\frac{\sigma_{l2}'}{\sigma_s} \right)^2 \right)$$

mit

$$\sigma_{l2}' = \sigma_b' \cdot \frac{l_2}{l} .$$

Hieraus folgt

$$\frac{l_2}{l} = \frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'} . \tag{13}$$

Jetzt ist anzusetzen

$$\varphi_2 = \frac{1}{\frac{1}{2} h} \cdot \int_{l_1}^{l_2} \varepsilon_{x2} \cdot dx = \frac{\frac{1}{2} \varepsilon_{s1}}{\frac{1}{2} h} \cdot \int_{l_1}^{l_2} \left(1 + \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \cdot \frac{x}{l} \right)^2 \right) dx ,$$

also

$$\varphi_2 = \varepsilon_{s1}' \cdot \frac{l}{h} \cdot \left\{ \frac{l_2}{l} - \frac{l_1}{l} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left[\left(\frac{l_2}{l} \right)^3 - \left(\frac{l_1}{l} \right)^3 \right] \right\} . \tag{14}$$

Schließlich wird entsprechend

$$\varphi_3 = \frac{1}{\frac{1}{2} h} \cdot \int_{l_2}^{l} \varepsilon_{x3} \cdot dx$$

mit

$$\varepsilon_{x3} = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{x}{l_2} ,$$

also

$$\varphi_3 = \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\varepsilon_{s2}}{l_2} \cdot \left(1 - \left(\frac{l_2}{l} \right)^2 \right) .$$

Hieraus folgt mit Formel (13)

$$\varphi_3 = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left(\frac{\sigma b}{\sigma_s \cdot \xi} - \frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'} \right) . \tag{15}$$

Durch Addition der Beträge (9 b), (14), (15) wird die Gesamtneigung mit Benutzung des Wertes ξ aus Zahlentafel 3

$$\varphi = \frac{l}{h} \left[\frac{\varepsilon_{s1}}{3} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_b'} \cdot \left(3 \xi + \xi^3 - \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 \right) + \varepsilon_{s2} \cdot \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s \cdot \xi} - \frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'} \right) \right] . \tag{16a}$$

In manchen Fällen kann es zweckmäßiger erscheinen, statt ε_{s2} den Wert ε_{max} in die zugehörigen Formeln einzuführen. Dann tritt an Stelle des zweiten Summanden in der eckigen Klammer der folgende Ausdruck:

$$+ \varepsilon_{max} \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'} \right)^2 \right) . \tag{16 b}$$

Soll die nach der Entlastung verbleibende Restneigung bestimmt werden, so ist hiervon wieder Formel (9 c) abzuziehen:

$$\varphi_r = \frac{l}{h} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{s1}}{3} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_b'} \left(3 \xi + \xi^3 - 3 \frac{\sigma_b'}{\sigma_s} - \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s} \right)^2 \right) + \ldots \right] . \tag{16 c}$$

7. Die Durchbiegung des freien Trägerendes.

Die Durchbiegung f an der Belastungsstelle des Trägers berechnet sich entsprechend dem Vorstehenden, indem unter den Integralen durchweg der Faktor x zugesetzt wird.

Bei rein elastischer Beanspruchung über die ganze Trägerlänge ist bekanntlich

$$f = \frac{P \cdot l^3}{3\,E_1 \cdot J} = \frac{2}{3}\,l \cdot \varphi = \frac{2}{3}\,\frac{l^2}{h} \cdot \varepsilon_{max}\,. \tag{17}$$

Bleibt die größte Beanspruchung an der Einspannungsstelle innerhalb der Streckung ohne Spannungserhöhung, so wird

$$f = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \left[1 + \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2 - \frac{1}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^2\right]. \tag{18 a}$$

Die Restdurchbiegung nach der Entlastung beträgt

$$f_r = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \left[-\frac{1}{3} + \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_s}\right)^2 - \frac{1}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^2\right]. \tag{18 b}$$

Liegt die größte Dehnung des Einspannungsendes im Bereich der Streckung mit Spannungserhöhung, so wird

$$f = \frac{l^2}{h} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2}\,\xi^4 + \xi^2 - \frac{1}{6}\right) + \frac{2}{3}\,\varepsilon_{s2} \cdot \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s \cdot \xi} - \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'}\right)^2\right)\right]. \tag{19a}$$

An Stelle des zweiten Summanden der eckigen Klammer kann auch gesetzt werden

$$+\,\frac{2}{3}\,\varepsilon_{max} \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'}\right)^3\right). \tag{19 b}$$

Die Restdurchbiegung nach der Entlastung wird erhalten, indem man den Summanden

$$-\frac{4}{3}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2 \tag{19 c}$$

in der runden Klammer des ersten Gliedes von Formel (19 a) zusetzt.

Zahlenmäßig ergibt sich hiermit für das in Absatz 5 gerechnete Beispiel die Zahlentafel 5.

Zahlentafel 5.

Belastung P =	2	5	10	13	15 t
Neigung φ = .	$\frac{1}{96{,}15}$	$\frac{1}{34{,}80}$	$\frac{1}{11{,}83}$	$\frac{1}{7{,}40}$	$\frac{1}{6{,}76}$
Durchbiegung f = ...	1,25	3,54	10,97	17,77	28,15 cm
Bereich . . .	rein elastisch	Streckung ohne Spannungserhöhung			Streckung mit Spannungserhöhung

8. Der Freiträger unter gleichmäßig verteilter Belastung.

Bei einer gleichmäßig über die ganze Länge l des Freiträgers verteilten Belastung Q erhält man die folgenden Formeln.

Im rein elastischen Bereich:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\sigma_b}{\sigma_1} = \frac{Q \cdot l}{2\,E_1 \cdot W} \text{ (größte Dehnung)}, \tag{20}$$

Dehnung an beliebiger Stelle

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_1} = \frac{Q}{2\,l} \cdot \frac{x^2}{E_1 \cdot W} = \varepsilon_{max} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2, \tag{20 a}$$

Neigung des freien Endes

$$\varphi = \frac{Q \cdot l^2}{6\,E_1 \cdot J} = \frac{2}{3}\,\frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{max}\,, \tag{21}$$

Durchbiegung des freien Endes

$$f = \frac{Q \cdot l^3}{8\,E_1 \cdot J} = \frac{3}{4}\,l \cdot \varphi = \frac{1}{2}\,\frac{l^2}{h} \cdot \varepsilon_{max}\,. \tag{22}$$

Bleibt die größte Dehnung im Bereich der Streckung ohne Spannungserhöhung, so ist der ideelle Höchstwert der Spannung an der Einspannungsstelle $\sigma_b' = \frac{Q \cdot l}{2\,W}$ und an einer Stelle im Abstande x vom freien Ende $\sigma_x' = \sigma_b' \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2$.

Für die Stelle, wo die Streckgrenze des Baustoffes erreicht wird, ist $x = l_1$ und $\sigma_x' = \sigma_s$, also

$$\frac{l_1}{l} = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^{1/2}.$$

Damit wird

$$\varphi = \frac{2}{3}\,\frac{l_1}{h}\,\varepsilon_{s1} = \frac{2}{3}\,\frac{l}{h} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^{1/2}, \tag{23}$$

$$f_1 = \frac{1}{2}\,\frac{l_1^2}{h} \cdot \varepsilon_{s1} = \frac{1}{2}\,\frac{l^2}{h} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\,. \tag{24}$$

An der Einspannungsstelle ist wieder

$$\varepsilon_{max} = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \left(1 + \left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2\right)$$

und an beliebiger Stelle x zwischen l_1 und l ist

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \left(1 + \left(\frac{\sigma_x'}{\sigma_s}\right)^2\right).$$

Damit wird

$$\varphi_2 = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left[1 - \frac{6}{5}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^{1/2} + \frac{1}{5}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2\right], \tag{25}$$

$$f_2 = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \left[1 - \frac{4}{3}\,\frac{\sigma_s}{\sigma_b'} + \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2\right], \tag{26}$$

also durch Addition

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{l}{h} \cdot \left[1 - \frac{8}{15}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^{1/2} + \frac{1}{5}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2\right], \tag{27}$$

$$f = f_1 + f_2 = \frac{\varepsilon_{s1}}{2} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{3}\,\frac{\sigma_s}{\sigma_b'} + \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_s}\right)^2\right]. \tag{28}$$

Die nach Entlastung verbleibende Restneigung bzw. Restdurchbiegung wird erhalten, indem man die Formeln (21) bzw. (22) hiervon abzieht nach Ersetzung von ε_{max} durch ε_{s1}.

Ist $\varepsilon_{max} > \varepsilon_{s2}$, so wird

$$\frac{l_2}{l} = \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'}\right)^{1/2}$$

und damit

$$\varphi = \frac{l}{h} \cdot \left[\varepsilon_{s1} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b'}\right)^{1/2} \cdot \left(\xi^{1/2} + \frac{1}{5}\,\xi^{5/2} - \frac{8}{15}\right) + \frac{2}{3}\,\varepsilon_{max}\left(1 - \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'}\right)^{3/2}\right)\right], \tag{29}$$

$$f = \frac{1}{2}\,\frac{l^2}{h} \cdot \left[\varepsilon_{s1} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_b'} \cdot \left(\frac{1}{3}\,\xi^2 + 1\right) + \varepsilon_{max} \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_s \cdot \xi}{\sigma_b'}\right)^2\right)\right]. \tag{30}$$

Hiermit sind auch die Formeln für andere Trägersysteme gegeben, die durch einfache Schnitte in die beiden berechneten zerlegt werden können. Sind mehrere Lasten zugleich vorhanden, so ist von der Gesamtmomentenkurve auszugehen und für jede Ecke derselben das zugehörige ε_x zu berechnen, da das Superpositionsgesetz nur im rein elastischen Bereich gilt.

9. Die Spannung bei gegebener Dehnung.

Die in Abschnitt 3 hergeleitete Umrechnung trifft nicht zu, wenn man von vornherein von der Dehnung ausgeht, wie etwa bei einem über die Scheibe gebogenen Riemen oder dem Draht eines Seiles u. dgl. Hier ist die Krümmung $\frac{1}{\varrho}$ vorgegeben, und man berechnet daraus für den Riemen oder Draht von der Stärke δ die in der äußersten Faser durch die Biegung entstehende Dehnung

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{\varrho} \cdot \frac{\delta}{2}. \tag{31}$$

Gewöhnlich drückt man sie durch die zugehörige Spannung aus:

$$\sigma_b' = \frac{\varepsilon_{max}}{E_1},$$

was zutrifft, solange $\varepsilon_{max} < \varepsilon_{s1}$ ist.

Geht σ_b' über σ_s hinaus (Abb. 5), so hat man wieder auf die Gleichheit der Dehnungsarbeiten zu achten. Man erhält dann innerhalb des Bereiches der Streckung ohne Spannungserhöhung

die ideelle, rein elastische Formänderung voraussetzende Biegungsspannung aus

$$\frac{1}{2}\frac{\sigma_b''}{E_1} = \sigma_s \cdot (\varepsilon_{max} - \tfrac{1}{2}\,\varepsilon_{s1}),$$

also

$$(32) \qquad \sigma_b'' = \sqrt{2\,E_1 \cdot \sigma_s \cdot (\varepsilon_{max} - \tfrac{1}{2}\,\varepsilon_{s1})} = E_1 \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \xi\,.$$

Reicht die Dehnung in den Bereich der Streckung mit Spannungserhöhung hinein, so gilt entsprechend

$$(33) \qquad \sigma_b'' = \left\{ (E_1 \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \xi)^2 + \frac{2\,E_1 \cdot \sigma_B^{1,3}}{E_2^{0,3}} \cdot \left[f\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_B}\right) - f\left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right) \right] \right\}^{1/2},$$

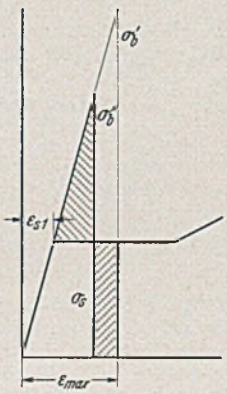

Abb. 5.
Spannungsumrechnung bei gleicher Dehnungsarbeit.

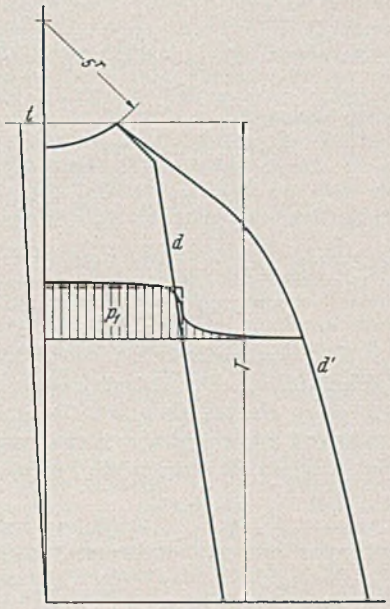

Abb. 6. Druckverlauf bei der Brinellprobe.

worin der dem ε_{max} zugeordnete Wert von $\frac{\sigma}{\sigma_B}$, also der wahren Biegungsspannung aus Formel (2) bestimmt wird:

$$(34) \qquad \frac{\sigma}{\sigma_B} = 1 - \frac{E_2}{\sigma_B} \cdot (\varepsilon_B - \varepsilon_{max})^{10/3}.$$

Obwohl es meist wenig angebracht erscheint, von einer wahren Spannung σ auf eine ideelle σ_b'' zurückzugehen, ist das doch vorteilhaft, wenn zu dieser Spannung noch andere treten, weil für die ideelle Spannung das Superpositionsgesetz gilt.

10. Die Brinellprobe.

Die vorstehenden Rechnungen gelten naturgemäß nur für den einachsigen Spannungszustand. Bei zwei- und dreiachsigen Spannungszuständen arbeitet man vorteilhaft mit den ideellen Spannungen, für die alle Regeln der rein elastischen Festigkeitslehre zutreffen, und rechnet die so erhaltenen Schlußergebnisse mit den vorstehenden Formeln um. Oft wird nur die eine Spannung über die Streckgrenze hinausgehen, so daß der Einfluß der anderen ihr gegenüber gering bleibt. In dem Fall können bisweilen erhebliche Vereinfachungen der Rechnung stattfinden, wie das folgende Beispiel erkennen läßt.

Föppl[1] stellt die Formeln zusammen, die für den Halbmesser der Eindruckfläche, die Eindrucktiefe und den Flächendruck in der Mitte der Eindruckfläche der Brinellprobe aus der exakten Elastizitätstheorie gewonnen werden. Die zahlenmäßige Ausrechnung lehrt aber, daß diese Formeln mit den praktisch aufgemessenen Werten auch nicht annähernd zusammenstimmen; außerdem sind darin von den Festwerten der Baustoffe nur der Youngsche Modul E_1 und die Querzahl μ enthalten. Die letztere ist für die meisten Metalle ungefähr dieselbe und der erstere für alle Stahlsorten. Dagegen kommt die bekannte, aus der praktischen Erfahrung festgestellte Abhängigkeit von der Zerreißfestigkeit σ_B in den Formeln nicht vor. Es müssen hier also Fehler im Ansatz vorliegen. Der Hauptfehler ist sicher der, daß die für rein elastische Formänderungen geltende Rechnung hier auf solche angewendet ist, die davon weit entfernt sind. Weiter ist zu beachten, daß die Querdehnungen, die in der Elastizitätstheorie eine große Rolle spielen, bei einer ausgedehnten Platte durch das äußere, fast starre Material sehr schnell abgebremst, wenn nicht ganz aufgehoben werden.

Um auch verschiedene Zufallsbeobachtungen an kleinen Prüfstücken klarzustellen, wurde ein Paket Dynamobleche von je 0,50 mm Stärke und der, wie sich zeigte, etwas zu geringen Breite 3 cm der gebräuchlichen Brinellprobe mit der Kugel von D = 10,0 mm und der Belastung P = 3000 kg unterworfen, nachdem zwischen die Bleche noch dünne Aluminiumblättchen gelegt waren, die die Druckstellen erheblich deutlicher machten. Die nachfolgenden Zahlenangaben sind Mittelwerte von 3 an demselben Prüfstück hergestellten Eindrücken:

Eindruckdurchmesser $d_0 = 5{,}86$ mm,
berechnete und gemessene Eindrucktiefe $t_0 = 0{,}94$ mm,
Kalottenfläche des Eindruckes $F = \pi \cdot 10 \cdot 0{,}94 = 29{,}53$ mm²,
Brinellhärte = mittlerem Flächendruck $p_m = \frac{P}{F} = 101{,}5$ kg/mm².

Daraus folgt die Zugfestigkeit mit dem üblichen Umrechnungsfaktor $\sigma_B = 0{,}360 \cdot p_m = 36{,}5$ kg/mm².

Infolge der gehinderten Querausdehnung ist also die Druckfestigkeit des Materials das $\frac{1}{0{,}360} = 2{,}78$fache der gewöhnlichen. Dieser Wert stimmt mit der bekannten Erfahrung überein, daß bei gehinderter Querausdehnung die Druckfestigkeit bei weichen Baustoffen das 2¾fache und bei harten das 3fache der gewöhnlichen beträgt.

Die nach dem Rand der Eindruckfläche gezogenen Kugelhalbmesser bilden mit der Druckachse den Winkel $\alpha_1 = 36^\circ\,20'$. Die Kurve d der Abb. 6 zeigt nun den an den einzelnen Blechen bzw. Aluminiumblättchen gemessenen Verlauf des Eindruckdurchmessers. Er folgt in den ersten Lagen genau dem Neigungswinkel $\alpha_2 = 45^\circ\,0'$ bis zum Durchmesser 8,77 mm = 1,50 d_0 in der Tiefe 1,4 mm ~ 1,5 t_0. Von da ab nimmt er nur noch wenig zu bis zum Durchmesser 10,95 mm = 1,87 d_0 in der Tiefe T = 19 mm = 20 t_0, wo die durch den Kurvenzug t dargestellte Eindrucktiefe in geradlinigem Verlauf auf 0 gesunken ist. Leider bogen sich die zu schmalen Bleche unter der Kraft P seitlich auf, und die Eindrucktiefen sind an den wieder eben gerichteten Blechen gemessen worden. Der mittlere Eindruckdurchmesser im Blechpaket ist $d_m = 9{,}68$ mm = 1,653 d_0 in der Tiefe 9,5 mm ~ 10 t_0.

Jene unelastischen Formänderungen werden umgeben von einem Hof elastischer, deren ungefähre Begrenzung durch den Kurvenzug d′ wiedergegeben wird. Er ist im oberen, ziemlich dicht an die unelastische Vertiefung herangehenden Teil unter dem Winkel $\alpha_3 = 53^\circ$ gegen die Drucksache geneigt und hat in der Tiefe T den Durchmesser 25,75 mm ~ 4,4 d_0.

Die Druckverteilung über einen Mittelschnitt der Kalottenfläche F folgt nach Föppl-Hertz einer Ellipse, die Brinell für seine Zwecke, offenbar mit nur kleinem Fehler, durch eine gleichmäßige Verteilung ersetzt hat. Verfasser nahm probeweise für alle Querschnitte bis zur Tiefe T die in Abb. 6 an der Stelle d_m eingetragene Verteilung an: rechnerisch gleichmäßig mit der Spannung σ verlaufend über die senkrecht zur Kraftrichtung stehende Projektion der Eindruckfläche, freilich am Rande mit einer Abrundung auf $\frac{1}{3}\sigma$ heruntergehend und in der Mitte zum Ausgleich etwas ansteigend, über dem Durchmesser der elastischen Hofdruckfläche nach einer Parabel von $\frac{1}{3}\sigma$ auf dem Durchmesser d abnehmend bis 0 auf dem Durchmesser d′. Für die vorliegende Überlegung kann dann genau genug der mittlere Druck auf die Ringfläche $\frac{\pi}{4} \cdot (d'^2 - d^2)$ zu $\frac{1}{9}\,\sigma$ angesetzt werden, und es gilt so die Gleichung

$$P = \frac{\pi}{4}\,d^2 \cdot \sigma + \frac{\pi}{4}\,(d'^2 - d^2)\,\frac{1}{9}\,\sigma$$

[1] Föppl, Drang und Zwang, I. Aufl Bd. 2 S. 246.

oder

$$P = \frac{\pi}{4} \cdot \tfrac{1}{9}\, \sigma \cdot (8\, d^2 + d'^2)\,. \tag{35}$$

Man erhält damit die im Auszug wiedergegebene Zahlentafel 6.

Zahlentafel 6.

t mm	d mm	d' mm	$\frac{\pi}{4} d^2$ mm²	$\frac{\pi}{4} d'^2$ mm²	σ kg/mm²
0	5,86	—	26,17	—	111,3
0,5	6,90	7,25	37,39	41,28	79,3
1,0	7,95	8,65	49,64	58,77	59,2
1,4	8,77	10,10	60,41	80,12	47,9
2,0	8,85	11,45	61,51	102,97	45,4
4,0	9,10	16,10	65,04	203,58	37,3
9,5	9,68	21,80	73,59	373,25	28,1
10,0	9,80	22,20	75,43	387,08	27,3
15,0	10,47	24,95	86,10	488,91	22,9
19,0	10,95	25,75	94,17	520,77	21,2

Ihre letzte Spalte lehrt, daß die hohe Druckfestigkeit an der Oberfläche schon in der Tiefe 4,3 t_0 auf die normale Festigkeit σ_B herabgesunken ist. Die letzte Ziffer dieser Spalte stellt die untere Streckgrenze des Baustoffes dar: $21{,}2 = 0{,}581 \cdot \sigma_B$; es liegt also gute Übereinstimmung der probeweise angenommenen Verteilung mit der Wirklichkeit vor. Selbstverständlich ist die äußere Abgrenzung der elastischen Druckfläche wenig zuverlässig zu bestimmen, aber selbst größere Fehler darin können keinen erheblichen Einfluß auf das Ergebnis haben.

Eine weitere Kontrolle liefert die Arbeitsgleichung. Die Arbeit der von 0 auf P anwachsenden Kraft ist bei der Lage des Schwerpunktes der Eindruckkalotte auf der Höhe $\frac{1}{2}\, t_0$ gegeben zu

$$A' = \zeta_0 \cdot P \cdot \tfrac{1}{2}\, t_0\,, \tag{36}$$

worin ζ_0 ein vorläufig noch unbekannter Zahlenfaktor ist, der von dem Verlauf der Kraft P abhängig und nur bei geradlinigem Anstieg den Wert $\frac{1}{2}$ hat. Ferner gilt für die unelastische Dehnung einschließlich der elastischen

$$A'' = V \cdot \sigma_m \cdot \varepsilon\,,$$

worin V das Volumen des betreffenden Körperstückes bezeichnet. Die Gleichung geht über in

$$A'' = \frac{\pi}{4} d_m^2 \cdot T \cdot \sigma_m \frac{\frac{1}{2}\, t_0}{T} \tag{37}$$

mit dem in der Zahlentafel 6 bei $t = 9{,}5$ mm gegebenen Wert $\sigma_m = 2810\ \mathrm{kg/cm^2} = 0{,}755 \cdot \sigma_B$. Zahlenmäßig ergibt sich hieraus $A'' = 97{,}20$ cmkg.

Durch Gleichsetzen mit dem vorstehenden Arbeitsausdruck folgt

$$\zeta_0 = \frac{97{,}20}{3000 \cdot 0{,}047} = 0{,}67,$$

also, wie zu erwarten war, parabelförmiger Anstieg der Druckkraft.

Schreibt man jetzt

$$A' = \zeta_0 \cdot \pi\, D \cdot t_0 \cdot p_m \cdot \tfrac{1}{2}\, t_0$$

und setzt hierin aus der Herleitung der Formel für t_0

$$D \cdot t_0 = \frac{d_0^2}{4} + t_0^2 = \frac{d_0^2}{4}\left(1 + \left(\frac{2\, t_0}{d}\right)^2\right),$$

so wird aus $A' = A''$

$$\zeta_0 \cdot \pi \frac{d_0^2}{4}\left(1 + \left(\frac{2\, t_0}{d_0}\right)^2\right) \cdot p_m \cdot \tfrac{1}{2}\, t_0 = \frac{\pi}{4} d_m^2 \cdot \sigma_m \cdot \tfrac{1}{2}\, t_0\,.$$

Diese Gleichung geht mit $d_m = 1{,}653\, d_0$ und $\sigma_m = 0{,}755 \cdot \sigma_B$ über in

$$\sigma_B = \frac{p_m \cdot \left(1 + \left(\frac{2\, t_0}{d_0}\right)^2\right) \cdot 0{,}67}{1{,}653^2 \cdot 0{,}755} = 0{,}325 \cdot p_m \cdot \left(1 + \left(\frac{2\, t_0}{d_0}\right)^2\right) = \zeta \cdot p_m\,. \tag{38}$$

Für verschiedene Eindruckdurchmesser d erhält man so die Zahlentafel 7. Der beschriebene einfache Versuch verbunden mit einer ebenso einfachen Rechnung gestattet demnach, den bekannten Umrechnungsfaktor ζ von der Brinell-Härte p_m auf die Zugfestigkeit σ_B rechnerisch herzuleiten.

Zahlentafel 7.

d_0 mm	t_0 mm	$\frac{2\, t_0}{d_0}$	$1 + \left(\frac{2\, t_0}{d_0}\right)^2$	ζ	p_m kg/mm²	σ_B kg/mm²
2,5	0,159	0,127	1,016	0,330	601,0	198
3,0	0,230	0,153	1,0235	0,333	415,5	138
3,5	0,314	0,1795	1,032	0,336	304,0	102
4,0	0,420	0,210	1,044	0,339	227,6	77,1
4,5	0,535	0,238	1,0565	0,344	178,7	61,5
5,0	0,670	0,268	1,072	0,349	142,6	49,8
5,5	0,824	0,2995	1,090	0,354	116,0	41,1
6,0	1,00	0,333	1,111	0,361	95,6	35,5

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Dauerfestigkeiten von Stahldrähten.

Über die Ursache der Drahtbrüche beim Bau amerikanischer Hängebrücken.

Der Mißerfolg in der Anwendung gehärteter Stahldrähte anstatt der tausendfach erprobten kaltgezogenen Drähte beim Bau von zwei amerikanischen Hängebrücken ist aus dem Fachschrifttum bekannt[1]. Im Jahre 1929 wurde in den Paralleldrahtkabeln der Mount Hope-Brücke in Rhode Island und der Ambassador-Brücke in Detroit eine große Anzahl von Drahtbrüchen aufgefunden, die dazu zwangen, die bereits begonnene Montage der Versteifungsbalken abzubrechen und die Kabel beider Brücken ganz durch neue aus den auf die übliche Weise kalt gezogenen Drähten zu ersetzen.

Eine Erklärung für diese überraschenden Brüche während der Montage fehlte zunächst ganz, so daß das Bureau of Standards mit der eingehenden Untersuchung des Problems beauftragt wurde. Nach sechsjähriger Forschungsarbeit werden jetzt die Ergebnisse dieser Untersuchungen mitgeteilt. Dieser Bericht läßt die großen Schwierigkeiten in der Lokalisierung der Bruchursachen erkennen. Verschiedene der Feststellungen verdienen ganz allgemeines Interesse, weshalb nachstehend kurz darüber berichtet werden soll.

Die Untersuchungen wurden nur an den Drähten der Mount Hope-Brücke durchgeführt. Die der Ambassador-Brücke wurden um die gleiche Zeit im gleichen Werk hergestellt, so daß die Ergebnisse auch für diese Drähte gelten.

Die Untersuchung ließ zunächst verschiedene Möglichkeiten als Ursachen der Brüche offen. Diese konnten sowohl in den Eigenschaften der gehärteten Drähte, wie auch in den besonderen Verhältnissen der Brückenmontage liegen. Die gehärteten Drähte haben eine besonders hohe Elastizitätsgrenze und sind daher sehr steif. Aus diesem Grunde wurden die Drähte beim Kabelspinnen an den Ankerstühlen vorgebogen. Um das Ergebnis vorweg zu nehmen: Diese Vorkrümmung war jedoch nicht sehr genau, so daß während der Aufstellung neben den wechselnden Zugspannungen auch hohe Biegespannungen auftreten mußten. Diese Biegespannungen, welche gerade bei kleinen Zugkräften im Kabel am größten waren, führten zusammen mit den Kerben in der Drahtoberfläche zu den zahlreichen Dauerbrüchen.

Die betreffenden Drähte wurden aus basischem Martinstahl hergestellt. Zunächst wurden 102 mm dicke Quadratstäbe gewalzt, die wieder erhitzt in 5,7 mm starke Runddrähte gewalzt und schließlich auf 4,9 mm Durchmesser kalt gezogen wurden. Die gewünschte Festigkeit wurde am Schluß durch eine besondere Wärmebehandlung erzielt.

Die Zusammensetzung des verwendeten Stahles war die auch bei kalt gezogenen Drähten übliche. Die fertigen Drähte wurden in Säure gereinigt und liefen dann zum Rostschutz durch ein Zinkbad. Die wichtigsten Eigenschaften des gehärteten Drahtes und der auf übliche Weise kalt gezogenen Drähte sind in nachstehender Zahlentafel 1 gegenübergestellt.

[1] Man vgl. dazu: Bauing. 10 (1929) S. 322 und 432; Engng. News Rec. 102 (1929) S. 602 und 103 (1929) S. 562; Bauing. 17 (1936) S. 61.

Zahlentafel 1.

	gehärteter Draht		Ausschreibungsbedingung	kalt gezogener Draht	
	Vor der Wärmebehandlung	Nach dem Verzinken		Vor dem Verzinken	Nach dem Verzinken
Zerreißfestigkeit t/cm²	10,7	15,6	15,5	17,4	15,6
Fließgrenze (bei $\varepsilon = 0{,}75\,\%$) in t/cm²	—	13,3	13,3	—	12,8
Proportionalitätsgrenze t/cm² .	—	7,0	—	—	5,9
Bruchdehnung in % auf 50 mm Meßlänge	2	6	4	3	6
Einschnürung in %	20	38	30	41	40
Härte (Rockwell C)	27	46	—	40	41

Bei der Herstellung wurden ungefähr $^1/_7$ aller Drahtringe zurückgewiesen, davon rund die Hälfte wegen Mängel in der Verzinkung und die andere Hälfte, weil die geforderten Festigkeitseigenschaften nicht erreicht waren. Bemerkenswert ist, daß in zahlreichen Drahtringen kurz nach Abschluß der Wärmebehandlung Brüche ohne Quereinschnürung vorkamen; 337 solcher Brüche wurden erst entdeckt, als die Drahtringe auf die Baustelle versandt werden sollten. Aus diesem Grunde wurden die Drähte vor dem Versand nochmals geprüft, indem sie eine Richtmaschine durchliefen. Dabei wurden noch weitere 20 Brüche entdeckt.

Als nächste Bruchursache kam die Behandlung der Drähte bei der Aufstellung der Brücke in Betracht. Es konnten jedoch bald alle Arbeitsvorgänge ausgeschlossen werden, ausgenommen die an den Verankerungen. Wegen der hohen Elastizitätsgrenze konnten die Drähte nämlich nicht einfach um die Ankerschuhe gelegt werden, ohne daß die Fließgrenze erreicht wurde. Wie bereits erwähnt wurden daher alle Drähte vorgebogen, so daß sie sich theoretisch o h n e Biegungsspannungen um den Anker legen sollten.

Nun traten aber fast alle Drahtbrüche in den fertig gesponnenen Kabeln und in der Nähe der Ende dieser Krümmung auf, und zwar während des Anhängens des Fahrbahnrostes und des Versteifungsbalkens. Unter einer durchschnittlichen Zugspannung im Kabel von 2,2 t/cm² brachen 402 Drähte, davon $^3/_4$ in zwei von den 14 Drahtlitzen. Schlechter Stahl konnte daran nicht die Schuld sein, die Bruchursache war entweder in der Vorbiegung der Drahtschleifen an den Ankern oder in besonders großen Bewegungen dieser beiden Litzen bei der Regulierungsarbeit zu suchen.

Mehrere hundert Zugproben, aus den gerissenen und aus den nicht gerissenen Drähten entnommen, ergaben durchaus übereinstimmende Eigenschaften. Auch ein Vergleich der Härte und der Verdrehungssteifigkeit ergab keine feststellbaren Unterschiede zwischen den gebrochenen und den ganz gebliebenen Drähten.

Bei Proben fiel jedoch auf, daß unter 7—10 Drähten immer einer ohne Einschnürung des Bruchquerschnittes zerriß, während nach den Ausschreibungsbedingungen mindestens 30% Einschnürung verlangt war. Die Ursache dieses Verhaltens lag ausschließlich in der Beschaffenheit der Oberfläche der Drähte, da immer die normale Einschnürung erreicht wurde, wenn die äußerste Schicht der Drähte abgedreht wurde.

Statische Zugproben, bei denen der Draht ähnlich den Verhältnissen an den Verankerungen um eine Rolle gebogen war, ergaben praktisch keine Unterschiede, ob die Drähte der Krümmung entsprechend vorgebogen waren oder nicht. Nur wenige Drähte zerrissen unter etwas kleineren Spannungen als die Zerreißspannung im gestreckten Zustand. Der kleinste überhaupt beobachtete Wert war noch immer das Vierfache der Spannung, unter der die Brücke auf der Baustelle eingetreten ist. Unter ruhender Belastung waren demnach die Biegungsspannungen ohne größeren Einfluß, die Ursache war in ihrem Wechsel zu suchen.

Es wurde daher eine große Anzahl von Dauerversuchen ausgeführt. Verdrillungsversuche wie Versuche mit wechselnden Zugspannungen zeigten, daß abgedrehte und polierte Drähte von beiden Drahtsorten im wesentlichen die gleichen Eigenschaften aufweisen. Die Ergebnisse der Dauerversuche mit schwellenden Z u g spannungen sind in Abb. 1 dargestellt. Dort sind die Bereiche der veränderlichen reinen Zugspannungen für verschiedene Werte der Grundspannungen aufgetragen. Die Schwingungsfestigkeit der auf 3,8 mm Durchmesser abgedrehten Drähte beträgt danach etwa 8 t/cm², d. h. rund die Hälfte der statischen Zerreißfestigkeit. Im Anlieferungszustand besaßen die Proben aus den gebrochenen Drähten jedoch nur etwa 3,5 t/cm² Dauerfestigkeit, womit in drastischer Weise bewiesen war, daß die Beschaffenheit der Drahtoberfläche als Ursache der geringen Dauerfestigkeit zu gelten hat.

Bei der Drahterzeugung wurden die kaltgezogenen Drähte fünfmal durch Zieheisen gezogen. Sie hatten folglich eine viel glättere Oberfläche als die wärmebehandelten Drähte, welche weitgehend warmausgewalzt und nur zweimal gezogen wurden. Bei einer mittleren statischen Zerreißfestigkeit von 15,6 t/cm² betrug die Schwingungsweite bei den Dauerversuchen jedoch für galvanisierte Drähte beider Sorten bei mittleren Zugspannungen (Grundspannung) von 3,5—10,5 t/cm² gleichmäßig nur etwa 3,5 t/cm².

Der gehärtete Draht unterscheidet sich nach Abb. 1 in seiner Dauerfestigkeit unter schwellenden Zugspannungen kaum von den kaltgezogenen Drähten, trotzdem seine Oberfläche viel stärkere Kerben aufweist. Die Werte für die Drähte mit und ohne Zinküberzug sind dabei ungefähr gleich groß.

Nach diesen Feststellungen wurde die Aufmerksamkeit dem verschiedenen Verhalten der Drähte gegen die Biegungen an den Verankerungen zugewendet. Die Untersuchung von ungefähr 1200 Drahtschleifen von den Ankerschuhen zeigte, daß k e i n e r der Drähte die vorgesehene Krümmung aufwies. Viele zeigten Gegenkrümmung oder gar scharfe Knicke: Die Vorbiegung der Drähte für die Auflagestelle an der Verankerung hatte ihren Zweck vollständig verfehlt. Die Abweichung von der theoretischen Form war bei den gehärteten Drähten im Durchschnitt etwas größer als bei gleichartig behandelten kaltgezogenen Drähten.

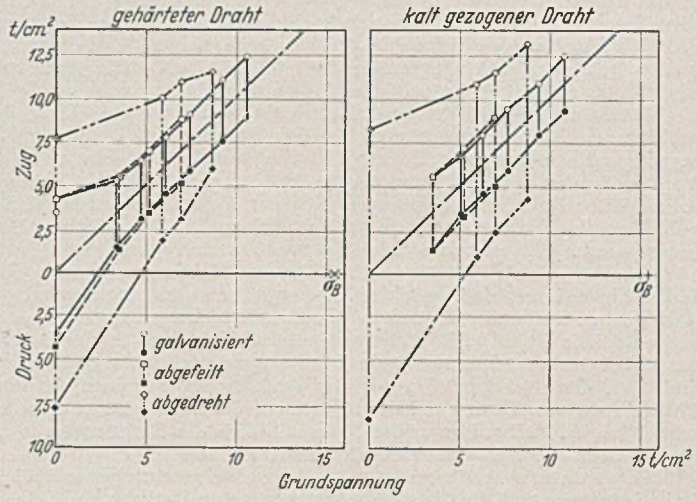

Abb. 1.

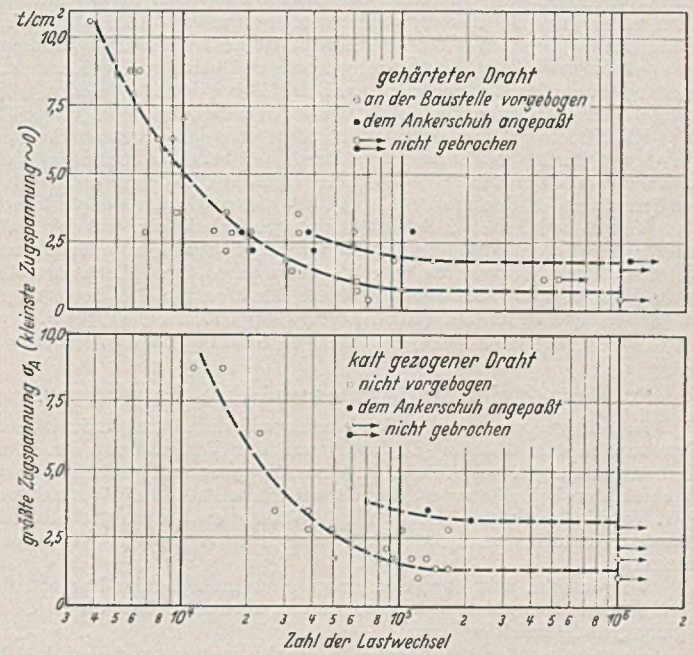

Abb. 2.

Da die vorgebogenen Drähte an den Kabelschuhen auch nicht angenähert die theoretische Form hatten, mußten bei jeder Schwankung des Kabelzuges auch entsprechende Änderungen der Biegungsspannungen eintreten. Versuche, die solche während des Kabelspinnens vorkommende veränderliche Biegungen unter wechselnden Zugspannungen nachahmten, ergaben ganz überraschend niedrige Werte der Dauerfestigkeiten. Die aus den abgetragenen Kabeln entnommenen, vorgebogenen Drahtschleifen wurden um Rollen geschlungen und wechselnden Zugspannungen unterworfen.

Bei dem Wechsel der Zugkraft zwischen der Höchstlast und fast vollständiger Entlastung wurden die Drähte in der Nähe der Ankerschuhe bei dieser Versuchsanordnung ihrer unvollkommenen Vorbiegung gemäß auch in gewissem Maße elastisch hin- und hergebogen. Die erhaltenen Werte entsprechen also etwa der sog. Ursprungsfestigkeit. Sie sind in Abb. 2 dargestellt.

Drähte mit einer statischen Zugfestigkeit von 15,6 t/cm² brachen bei diesen, allerdings auch mit größeren Biegungsspannungen verbundenen Dauerversuchen bereits bei mittleren Zugspannungen von weniger als 1 t/cm². Danach erscheint das schlechte Vorbiegen der

Drahtschleifen als Ursache der Brüche. Infolge der Abweichungen von der Form der Kabelschuhe mußten bei jeder Veränderung der Zugkraft wechselnde Biegungsspannungen auftreten, denen die gehärteten Drähte nicht gewachsen waren. Die bei diesen Versuchen erhaltenen Dauerbrüche hatten gleiches Aussehen, wie die an der Brücke eingetretenen. Diese Empfindlichkeit gegen ungenaues Vorbiegen beweist auch, daß Drähte von so großer Steifigkeit auf der Baustelle gar nicht genügend zuverlässig und ohne Beschädigung vorgebogen werden konnten.

Die kalt gezogenen Drähte zeigten bei diesen Versuchen ebenfalls eine überraschende niedrige Ursprungsfestigkeit. Durch sehr sorgfältiges Vorbiegen konnte diese aber bis auf etwa 3,2 t/cm² gehoben werden. Dieser Wert entspricht ungefähr dem bei den reinen Zugversuchen beobachteten Bereich des Spannungswechsels. Schließlich wurden die vorgebogenen Drähte noch so eingespannt, daß fast keine Biegungen eintreten konnten. Die Folge war, daß die gleichzeitig mit den Biegungsspannungen ertragene Ursprungsfestigkeit auch bei den gehärteten Drähten bis auf etwa 2,8 t/cm² gehoben wurde.

Damit ist nach dem Bericht erwiesen, daß in erster Linie die wechselnden Biegungsspannungen an den Verankerungen infolge der ungenügend vorgebogenen Drähte Ursache der Brüche gewesen sind: Auch unter den geringen zur Zeit der Brüche in den beiden Brücken vorhandenen Kabelkräften konnten nach den Versuchsergebnissen sehr wohl Dauerbrüche eintreten, da an den Ankerschuhen erhebliche Biegungsspannungen von wechselnder Größe vorhanden waren.

In einem an den Bericht anschließenden Meinungsaustausch wird darauf hingewiesen, daß verschiedene Fragen noch nicht genügend geklärt worden sind und anderseits einige Punkte nicht genügend beachtet worden seien: Es sei z. B. nicht bewiesen worden, daß in der Brücke tatsächlich so beträchtliche Wechsel der Zugspannungen vorgekommen sind. An den Kabelschellen für die Aufhängung sei ebenfalls eine größere Zahl von Drahtbrüchen eingetreten, die nicht geklärt wurden. Schließlich sei auch nicht erklärt, weshalb sich die Brüche gerade an zwei von den Ankerschuhen besonders stark anhäuften.

Es würde zu weit führen auf diese Fragen weiter einzugehen. Wichtig ist jedenfalls, daß die Oberfläche der gehärteten Drähte sich in einem für die Dauerfestigkeit erstaunlich ungünstigen Zustand befand. Außer zahllosen kleinen Unebenheiten der Oberfläche waren in den Drähten auch tiefer gehende Kerben vorhanden, welche die Stahldrähte ohne Einschnürung brechen ließen. Schließlich ist nochmals darauf hinzuweisen, daß bei der Werkabnahme der gehärteten Drähte 17% als Ausschuß zurückgewiesen wurde, gegenüber z. B. 1,5% bei den im gleichen Werk kaltgezogenen Drähten für die Delaware River-Brücke.

Nicht ohne weiteres verständlich ist es uns, daß ein neuer Baustoff verwendet wurde, bei dem ein so großer Anteil bei der Abnahme zurückgewiesen werden mußte. Hier liegt unzweifelhaft eine der Hauptursachen für den Kummer, den die Beteiligten mit diesen Drähten erlebt haben.

Von den praktischen Schlußfolgerungen ist wichtig, daß der Halbmesser der Verankerungen so groß als möglich und alle Halter und Verankerungen so steif als es geht sein müssen, wie überhaupt alles getan werden muß, um auch während der Montage die Bewegungen möglichst klein zu halten. [Nach Engng. News Rec. 117 (1936) S. 217.]

Ferd. Schleicher, Hannover.

Preßluftschleier im Wasser und ihre Anwendung.

A. Allgemeines. In Verbindung mit dem Problem der inneren Spannungen des Wassers (Zugkraft) und der Veränderung der Oberflächenspannungen bei Wehren ist eine Anregung aus russischen Institutsberichten bemerkenswert, die darauf hinweist, daß die Vernichtung bzw. Verminderung der Kohäsion des Wassers auch dazu geeignet sein könnte, die auf ihr beruhende Wellenenergie zu vernichten bzw. zu vermindern.

Vorversuche mit Preßluft, ausgeführt im Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, haben die Richtigkeit dieser Überlegung grundsätzlich erwiesen.

Es wäre nun in genaueren Untersuchungen festzustellen, welche wertmäßigen Zusammenhänge zwischen Luftdruck, Luftmenge, Austrittsöffnung (Poren, Löcher, Düsen), Rohrquerschnitt, Wellenhöhe, Wellenlänge, Wassertiefe, bestehen, um die Möglichkeiten einer wirtschaftlichen Nutzung für die nachstehend angeführten Anwendungsgebiete zu prüfen.

Diese Untersuchungen wären von grundlegender Bedeutung, weil auf diesem Gebiet noch sehr viele Fragen offen sind, und würden allen in den Anwendungsbeispielen genannten Fällen zugute kommen. Die Anordnung besteht aus einer Preßlufterzeugungsanlage und aus einer Rohrleitung mit geeigneten Austrittsöffnungen, die in bestimmter Tiefe, bzw. auf der Hafensohle verlegt ist.

Der Vorgang ist folgender: Preßluft wird in die Rohrleitung hineingeschickt und tritt unter bestimmtem Druck und bestimmter Verteilung aus. Die Preßluft-Wasser-Mischung über der Rohrleitung stellt eine Zone verminderter Kohäsion und verminderten Raumgewichts dar, in die sozusagen die Energie der Wellen hineinstürzt. Wieweit hierbei physikalische Vorgänge molekularer Art eine Rolle spielen, ist noch zu klären. Durch die aufsteigende Preßluft wird außerdem über dem Rohrstrang ein Wellenberg erzeugt, der nach beiden Seiten abfließt. Auf dieser Folgeerscheinung beruht die Anwendung Beispiel 1 und 2.

Da Preßluft nicht billig zu liefern ist, kommen im Augenblick die Anwendungen aus Beispiel 1 und 2 allein zur ernsthafteren Prüfung in Frage, während die Vernichtung der Wellenenergie noch eine wesentlich weitergehende Laboratoriums- und Versuchsarbeit im natürlichen Maßstab verlangt.

Zu überprüfen ist hierbei auch die Frage, ob Naturkräfte, die bei Wellengang ohnehin vorhanden sind, zur Preßlufterzeugung ausgenutzt werden könnten (Windkraft).

Für alle diese Fragen gilt es, die geeigneten Versuchsanordnungen zu planen, zu beschaffen und die Versuche folgerichtig durchzuführen.

B. Anwendungsgebiete. 1. Feuerschutz. Brennende Wasserflächen sind der Schrecken der Häfen. Man legt deshalb die Ölhäfen außerhalb und unterhalb der übrigen Häfen an. Im Tidegebiet kann man aber trotzdem nicht verhindern, daß die Strömung die Brandgefahr in die anderen Becken überträgt. Man hat daher als Abschluß der Ölhäfen einen Schlengen-Verschluß ständig in Bereitschaft liegen, der im Falle eines Brandes den Hafen absperrt.

Nachteile dieser Absperrung sind: Schwerfälligkeit in der Anwendung, ständige Bereitschaft von Fahrzeug und Besatzung, Brandgefahr (Verbeulung, Risse, Sinkgefahr), Absperrung jeglicher Verkehrsmöglichkeit (flüchtende Schiffe können nicht mehr heraus oder zerstören die Schlengenreihe), teure Anlage (für Überholung muß Ersatz bereit liegen) und die Betriebsbereitschaft muß geübt werden.

Demgegenüber ist die Preßluftabsperrung, die nur ein perforiertes Rohr auf der Hafensohle verlangt, in jeder Weise vorteilhafter: Ohne Verzug nach Feuermeldung einzuschalten und stets betriebsbereit, kann vom Pförtner bedient werden, sie erfordert keine Bereitstellung besonderer Belegschaft, die Anlage kann durch den Brand nicht beschädigt werden, der Verkehr flüchtender Fahrzeuge geht glatt durch den Preßluftschleier hindurch, billige Anlage, die leicht ersetzt werden kann, Betriebsproben können täglich ohne wesentliche Kosten vorgenommen werden.

Allgemein ist zu bedenken, daß die Betriebskosten einer solchen Anlage im Brandfalle keinesfalls eine Rolle spielen können. Auch Häfen oder Hafenbecken, an deren Kai irgendwo ein einzelner Tank steht, können mit Vorteil durch eine solche Rohrleitung „eingedeicht" werden oder der Hafen vor dem Tank beiderseits durch eine oder je zwei Rohrstränge unterteilt werden.

2. Reinigung von Wasserflächen. Man klagt vielfach über Verschmutzung unserer modernen Häfen durch Ölreste. Man könnte durch zwei Fahrzeuge, zwischen denen ein belasteter Schlauch an Schwimmern hängt, die wesentlichsten Teile vom Hafenbecken „abkehren" und die Öl- und Schmutzschicht in einem beliebigen Teil des Hafens zusammentreiben und sie dort verbrennen oder abfischen. Vielleicht lohnt sich teilweise deren Wiederverarbeitung, wie sich zum Beispiel im Wilhelmsburger Hafengebiet eine Anlage gelohnt hat, die Abfallöle aus den Abscheidern der Tankstelle wieder verarbeitet.

3. Schwächung von Wellenenergie. Wenn sich die Anwendungen 1 und 2 dadurch bemerkenswert machen, daß sie Nutzmaßnahmen darstellen, die man rechnerisch bewerten kann, so trifft das für die Anwendung des Luft-Wasser-Schleiers zur Vernichtung der Wellenenergie nicht mehr zu. Trotzdem können die Anwendungsgebiete durchaus mit realem Nutzen verknüpft sein. Ihr Wesen ist die Vernichtung der im elastischen Medium des Wassers wirksamen Energien, die die Wasserteilchen in den Rhythmus der Wellen zwingen, der Energien, die Ufermauern und Molen umwerfen bzw. mit sich ziehen und Betonblöcke von 600 t Eigengewicht und mehr verschieben. Wenn es gelingt, diese Energien, die ja nur zeitweise auftreten, zu bannen, dann sind die Anwendungsgebiete mehr als nutzbringend:

Hafeneinfahrten, die bei bestimmten Winden schlechte Wellenverhältnisse haben, können verbessert werden. Leuchtfeuerschiffe können bei starkem Seegang vor den größten Brecherwellen geschützt werden. Rettungsmaßnahmen können durch vorherige Wellenschwächung erleichtert werden. Gefährdete Kais, Molen mit senkrechten Wänden, Strandböschungen usw. können besser gehalten werden. Bei geeigneten Verhältnissen können die Buhnenbauten teilweise ersetzt bzw. ergänzt werden durch Rohrleitungen, deren Wirksamkeitsbereich einen größeren Buhnenabstand als bisher gestattet.

C. Schlußbemerkung. Abgesehen von diesem praktischen Wert der Untersuchungen dürften die Erscheinungen auch dazu beitragen, die Kenntnis der Gemische und ihrer Eigenschaften zu vertiefen und auf benachbarte Gebiete, die mit gleichen Prinzipien arbeiten (Wasserstrahlpumpe, Mammutpumpen) anregend zu wirken.

Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Versteifungsträger der Zwillingshängebrücken im Brückenzug San Francisco—Oakland.

Als Ergänzung zu den in dieser Zeitschrift schon mehrfach veröffentlichten Berichten[1] über die neuen großen Hängebrücken von San Francisco (Brücke über das Goldene Tor mit 1261 m und zwei Hängebrücken von je 704 m Mittelstützweite im Brückenzug San Francisco—Oakland) seien im folgenden noch einige Angaben über Entwurf und Aufstellung des Versteifungsträgers des letztgenannten Bauwerkes mitgeteilt.

Dem Bauwerk ist eine verhältnismäßig große „Weichheit" eigen, die ihre Ursache einmal in den großen Stützweiten der Seitenöffnungen und zum andern in dem hohen Verhältnis von Verkehrslast zu Eigengewicht findet. Die Stützweite der Seitenöffnungen ist die größte aller

[1] Ausführliche Literaturangaben s. Bauing. 17 (1936) S. 423.

derartigen Brücken. Mit 354 m übertrifft sie selbst diejenige der Brücke über das Goldene Tor (343 m). Wegen des sehr lebhaften Schiffsverkehrs in der Bucht von San Francisco hatten die Behörden eine Schiffahrtsöffnung von mindestens 300 m Breite vorgeschrieben. Das hohe Verhältnis von Verkehrs- zu Eigenlast (1 : 2,67; bei der Brücke über das Goldene Tor 1 : 5,23), das gleichzeitig ein Beweis für die wirtschaftliche Bauweise der Brücke bedeutet, ergibt sich aus der Anordnung von zwei Fahrbahnen übereinander. Während die untere Fahrbahn den schweren Lastwagenverkehr und die Schnellbahn überführt, dient die obere hauptsächlich dem normalen Kraftwagenbetrieb.

Abb. 1. Zusammenbau des Versteifungsträgers.

Diese „Weichheit" ist jedoch für das Bauwerk als Ganzes bedeutungslos. Es ergaben sich lediglich Schwierigkeiten baulicher Art bei der Ausbildung der Fahrbahnunterbrechungen.

Kabel, Pylone und Verankerungen sind für eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 10,42 t/m Brücke entworfen. Für die beiden Fahrbahnen galten folgende Belastungsannahmen: 10 t-Wagen für die obere, 30 t-Wagen und 70 t-Schnellbahnwagen für die untere Fahrbahn, Stoßzahl 1,33. Die Schnellbahn liegt zum Brückenquerschnitt unsymmetrisch, daher erhält der eine Hauptträger des Versteifungsbalkens eine größere Belastung. Beide Träger werden jedoch gleichartig ausgebildet. Die Hauptträger werden belastet mit 2,23 t/m über die ganze Stützweite und mit ebenfalls 2,23 t/m in jeweils ungünstigster Stellung, dazu Temperatureinfluß und Wind. Die klimatischen Verhältnisse gestatteten die Annahme einer Temperaturschwankung von nur $\pm 17^\circ$ C.

Die Berechnung des Hauptträgers erfolgte in erster Annäherung mit Hilfe der Elastizitätstheorie. Eine genauere Ermittlung der Momente und Querkräfte ermöglichte die „deflection theory"; durch ein besonders entwickeltes Verfahren, das zum ersten Male beim Bau der Delaware River-Brücke benutzt wurde, konnte der Einfluß der Hängeseilverlängerung, der Turmsteifigkeit usw. verfolgt werden. Die Rechenergebnisse wurden am Modell geprüft.

Der Hauptträger ist ein Fachwerkbalken mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben. Die Pfosten sind von untergeordneter Bedeutung. Ihr Material ist daher weicher Kohlenstoffstahl wie für alle weniger wichtigen Bauglieder. Gurtungen, Streben und Querträger sind zusammengesetzte Querschnitte aus Siliziumstahl. Längsträger und Pfosten bestehen aus einfachen Walzprofilen (Abb. 2).

Die Weichheit der Brücke verursacht verhältnismäßig große Bewegungen an den Auflagerpunkten. Die Verbindung zwischen Hauptträger und Pylon bzw. Verankerung übernimmt in lotrechter Richtung eine Pendelstütze, die mit Gelenkbolzen am Untergurt und am Pylon (Verankerung) angeschlossen ist.

Ein K-Fachwerk als Windverband liegt in der Ebene des Untergurtes. Sein letztes Feld endet am Pylon in einem Stahlkörper, der zwischen zwei am Querriegel des Pylons befindlichen Bronzeplatten mit Spiel gleitet. Hier werden die seitlich auf den Träger wirkenden Windkräfte abgegeben.

In allen Öffnungen laufen durch Hand betriebene Besichtigungswagen. Sie dienten während des Kabelspinnens als Querverbindung zwischen den beiden Laufstegen.

Die Bauteile wurden, nachdem sie im Werk zu acht Feldern zusammengebaut und aufgerieben waren, auf dem Wasserwege zu einem Bauplatz in der Nähe der Brückenbaustelle gebracht. Nach dem Reinigen mit dem Sandstrahlgebläse und Streichen wurden sie zu Einheiten zusammengestellt. Jede Einheit bestand aus zwei Feldern des Versteifungsbalkens mit den Querträgern der unteren Fahrbahn und einem Feld des Windverbandes, sowie einigen Längsträgern. Bei den leichteren Einheiten wurden noch Querträger der oberen Fahrbahn und Längsträger hinzugefügt, bis das zugelassene Gewicht voll ausgenutzt war.

Zwei Derricks von 30 bzw. 65 t Tragkraft bauten die Einheiten zusammen, und zwar so, daß jede der vier Ecken einer Einheit sich auf einen Eisenbahnwagen abstützte. Zwei Gleise mit 20,1 m Mittenabstand — dem Brückenquerschnitt entsprechend — führten zum Ufer und auf einem Pfahlgerüst ins Meer.

Nach dem Zusammenbau durch die beiden Derricks wurde die Einheit eine Strecke verfahren, um Platz für die Aufstellung der nächsten zu schaffen. Die Stöße konnten nun ebenso sorgfältig wie im Werk vernietet werden, worauf das zum Einbau fertige Stück bis an das Ende des Pfahlgerüstes gefahren wurde. Ein Prahm hob dann durch Abpumpen des Wasserballastes die Einheit von den Wagen und brachte sie zur Brücke.

Innerhalb von zwölf Stunden wurden bis zu drei Einheiten im Gewicht von je 175 t zusammengebaut und verschifft. Der Zusammenbau des Versteifungsträgers wurde im allgemeinen sonst von einem auf der Fahrbahn aufgestellten Derrick besorgt, der Stab für Stab einzeln einsetzte. Außer dem hohen Gewicht des Derricks war hierbei die große Zahl der Baustellenniete besonders unerwünscht. Deswegen erscheint das hier gewählte Verfahren, bei dem zwei volle Felder des Versteifungsbalkens als Ganzes eingebaut werden — mit Ausnahme einiger Teile der Fahrbahntafel — als recht vorteilhaft.

Die Hubseile wurden an den vier Ecken der Einheit befestigt. Sie liefen über Rollen, die sich in zwei leichten Fachwerkbrücken zwischen den Hauptkabeln befanden, zum Querriegel des Pylons und von dort zu den am Pylonenfuß aufgestellten vier Winden mit den Antriebsmotoren. Die Fachwerkbrücken konnten mit Holzrollen längs der Kabel verschoben werden. Zum Anheben der Einheiten wurden die Brücken mit je acht Seilen von 38 mm Durchmesser am Hauptkabel aufgehängt, wobei Stahlplatten das Kabel vor Beschädigungen schützten. Die Enden der Brücken waren zum Einziehen in das Mittelstück eingerichtet, so daß die Hängeseile des Versteifungsträgers beim Verfahren der Hubeinrichtung nicht störten. Ein Verkanten der Einheiten beim Heben wurde durch ein Pendel vermieden, daß beim Schiefstellen der Ladung elektrische Signale auslöste.

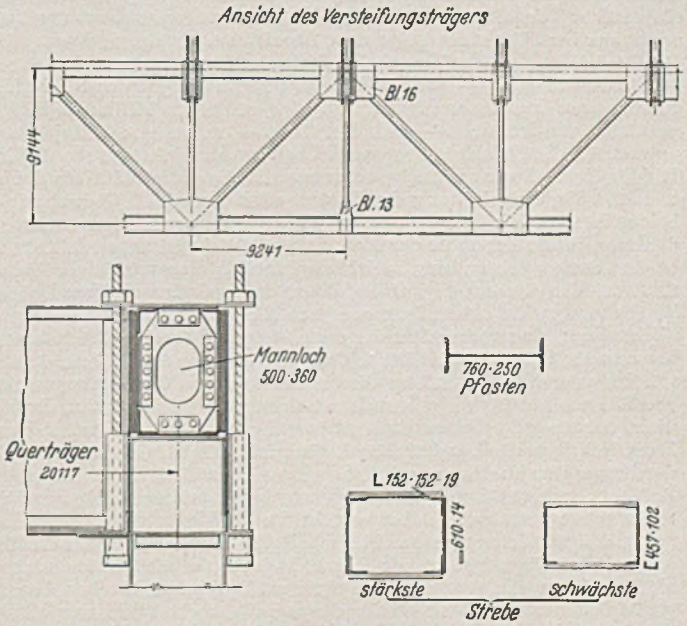

Abb. 2. Einzelheiten des Versteifungsträgers.

In den Seitenöffnungen konnte der Prahm nicht unmittelbar unter die Einbaustelle fahren. Die Einheiten bestanden dann nur aus zwei Feldern eines Hauptträgers (ohne Querträger). Sie wurden von einer Rollenvorrichtung, die am Kabel befestigt war, vom Prahm gehoben und in der Luft, frei von Behinderungen, an eine zweite Rollenvorrichtung abgegeben, die sich genau über der Einbaustelle befand.

Die vielartigen Beanspruchungen des Bauwerkes beim Einbau des Versteifungsträgers wären rechnerisch wohl kaum zu verfolgen gewesen. Man begnügte sich daher mit Modellversuchen, deren Ergebnisse am Bauwerk überprüft wurden. Die Ergebnisse des Modellversuches wurden hierbei weitgehend bestätigt gefunden.

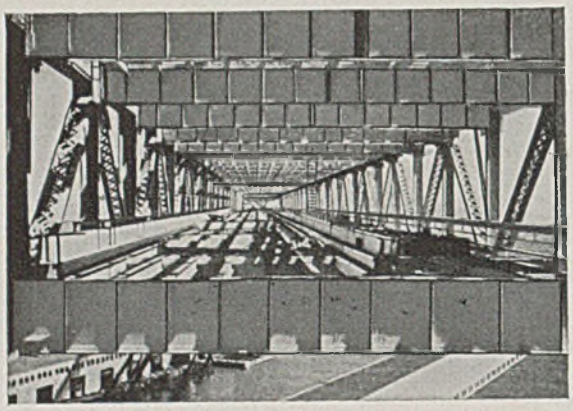

Abb. 3. Ansicht der unteren Fahrbahn.

Ein leichter Derrick baute die noch fehlenden Fahrbahnteile ein, und zwar so schnell, daß mit dem Nieten kaum Schritt gehalten werden konnte. Über 540000 Niete wurden auf der Baustelle geschlagen.

Die Zweckmäßigkeit der gewählten Lösung für den Einbau des Versteifungsträgers wurde durch eine beträchtliche Verkürzung der Bauzeit bewiesen. So konnte das Bauwerk zwei Monate früher als ursprünglich vorgesehen im November 1936 dem Verkehr übergeben werden. Die gesamte Bauzeit seit dem ersten Spatenstich im Juli 1933 betrug somit rund drei Jahre und vier Monate. [Nach Engng. News Rec. 117 (1936) S. 255 u. f.] Dipl.-Ing. W. Burchard, Hannover.

Straßenausbau als Grundlage der Motorisierung.

Durch das „Gesetz über die einstweilige Neuregelung des Straßenwesens und der Straßenverwaltung" vom 26. März 1934 ist einmal eine einheitliche Verwaltung erreicht worden, zum andern hat auch die Trägerschaft der Straßenbaulast eine neue Ausrichtung erfahren. Wenn für die Reichsstraßen, zu deren Unterhaltung der leistungsstärkste Kostenträger — das Reich selbst — bestellt ist, nach Ermittlungen des Statistischen Reichsamtes im Rechnungsjahr 1934/35 rd. 163,7 Millionen RM aufgewendet wurden und — nach Dr. Todt — mit einem Zehnjahresprogramm für die Reichsstraßen zu rechnen ist, das jährlich 180 Millionen RM für diesen Zweck vorsieht, so waren allerdings die Mittel für den Ausbau und die Unterhaltung der Landstraßen I. und II. Ordnung in den beiden letzten Jahren sehr beschränkt, obwohl gerade diese in ihrer Bedeutung für die Zunahme der Motorisierung nicht zu unterschätzen sind. In der Baugewerbezeitung berichtete kürzlich eine preußische Provinz, daß auf den laufenden km Landstraßen I. Ordnung Unterhaltungskosten von 53 RM einem Satz von 5000 RM je km Reichsstraßen gegenüberstehen; eine andere Provinz errechnete den durchschnittlichen Ausbausatz für ihre Landstraßen I. Ordnung mit nur 850 RM pro km. Gewiß ist es erfreulich, daß zu diesen Beträgen ein Zuwendungssatz von 700 RM pro km für diejenigen Landstraßen I. Ordnung tritt, die bisher nicht Staats- oder Provinzialstraßen waren; aber trotzdem stehen die Baupflichtigen der Landstraßen I. Ordnung und II. Ordnung zuerst vor der Frage, was überhaupt mit den vorhandenen Mitteln geschehen kann: Soll hochwertig und verhältnismäßig wenig gebaut oder billiger und dafür mehr gebaut werden? Dabei besteht für die Verwaltungen die Überlegung, daß mit dem rascheren Fortschritt des Straßenausbaues die Unterhaltungslast für ungenügende Fahrbahndecken erheblich abnimmt. Für sie hat daher die Auswahl verhältnismäßig billiger Decken besonders große Bedeutung, wobei man allerdings die Wirtschaftlichkeit nicht durch ungenügende Fahrbahnen mit niedrigen Anlegekosten in Frage stellen darf. Es müssen vielmehr solche Straßendecken zum Ausbau kommen, deren laufende Kosten (Unterhalt und Abschreibung) während ihrer wirtschaftlichen Lebensdauer am niedrigsten sind. Das sind für einen sehr großen Teil des Straßennetzes die mittelschweren Decken (z. B. Teertränk- und Streumakadam, Teermischmakadam und Teerbeton in dünner Schichtstärke).

Überhaupt kommt den mittelschweren Decken beim weiteren Ausbau des deutschen Straßennetzes eine steigende Bedeutung zu. Führende Männer des deutschen Straßenbaues sind zu der Erkenntnis gekommen, daß es eine verfehlte Kapitalanlage ist, auf Straßen mittleren oder gar schwachen Verkehrs kostspielige Dauerdecken zu legen. Die schwersten und teuersten Bauweisen, wie Beton und Pflaster, sind nur noch auf den höchst belasteten Straßen über 4000 t Tageslast notwendig. Dabei ist es wesentlich, daß die Verkehrsbeanspruchung allein nicht die Straßendecke bestimmen soll, sondern erst die Zergliederung der Tonnenbelastung nach der Art des Verkehrs. Es ist verständlich, daß die Beanspruchung der Straße durch den langsamen Kraftverkehr sich anders auswirkt, als die des schnellen und elastischen Kraftverkehrs. In diesem Zusammenhang verdient die Tatsache Beachtung, daß der Anteil des Fuhrwerksverkehrs am Gesamtverkehr immer mehr zurückgeht und kaum noch — von einigen Provinzen mit stärkerem landwirtschaftlichen Verkehr abgesehen — 10% des Gesamtverkehrs beträgt. Der Bauamtsvorstand muß sich daher von der Erwägung leiten lassen, ob auf einer Straße starker und schwerer Verkehr liegt, oder zwar sehr starker aber nicht sehr schwerer Verkehr. Im Herbst 1933 waren 40,6% aller Staats- und Provinzialstraßen mit Oberflächenschutzschichten versehen, 12,3% mit mittelschweren Decken und 17,7% mit schweren Decken aller Art. Da der Anteil der Verkehrsbelastung über 4000 t heute und auch in absehbarer Zeit viel geringer ist (Belastung der Staats- und Provinzialstraßen mit 3000—5000 t 1,35%, mit über 5000 t: 0,37%), darf man wohl von einem großen Vorrat an schweren Fahrbahndecken sprechen.

Überhaupt ist die Zunahme der Straßenbeanspruchung in den letzten Jahren wesentlich geringer gewesen, als die Steigerung des Kraftfahrzeugbestandes, einmal durch die Verbesserung der Kraftfahrzeuge und ihrer Bereifung (zunehmende Gummibereifung der Lastkraftwagen) und zum anderen dadurch, daß innerhalb der Zahl der neu zugelassenen Kraftwagen im allgemeinen die Kleinfahrzeuge am stärksten zugenommen haben. Zu dieser trotz der zunehmenden Motorisierung im allgemeinen nicht ungünstigen Entwicklung der Straßenbeanspruchung kommt für die nächsten Jahre noch ein äußerst wichtiger Umstand hinzu, nämlich die Verkehrsabwanderung des schweren Durchgangsverkehrs von den früheren Fernverkehrsstraßen — jetzigen Reichsstraßen — auf die Reichsautobahn. Gründliche Verkehrsbeobachtungen bei den bereits im vergangenen Jahre übergebenen Strecken, z. B. der Reichsautobahn Frankfurt a. Main—Darmstadt—Heidelberg haben zu dem überraschenden Ergebnis geführt, daß bereits nach wenigen Wochen der Verkehr auf den parallel verlaufenden Reichsstraßen bis zur Hälfte abgenommen hat und selbst mit einem Umweg auf die neue Reichsautobahn wanderte. Diese Umlagerung wird noch stärker in Erscheinung treten, je mehr zusammenhängende und größere Strecken fertiggestellt und in Betrieb genommen sein werden. Das Ergebnis dieser Verkehrsabwanderung von den Reichsstraßen dürfte wohl ein Beweis für die Richtigkeit der Autobahn sein, gleichzeitig aber auch für die weitere zukünftige Entlastung der Reichsstraßen. Die zunehmende Motorisierung dürfte sich hauptsächlich in eine allseitige Zunahme des Nahverkehrs auf allen Straßen auswirken, wodurch die Bedeutung der Straßen I. und II. Ordnung steigen wird. Sie dürften immer mehr als Zubringerstraßen für die Verkehrsentwicklung auf den Reichsautobahnen Bedeutung bekommen.

Insbesondere bei den Landstraßen II. Ordnung ist es mit dem Zustand der Fahrbahn in vielen Fällen schlecht bestellt. Einmal ist die Breite des Straßenkörpers unzureichend, weil sie im allgemeinen 4—5 m beträgt. Die befestigte Fahrbahn hat selten mehr als 3,50 m, häufig jedoch nur 2,50—3 m Breite. Ein ordnungsmäßiger Unterbau ist gewöhnlich nicht oder nur mangelhaft vorhanden. Die Fahrbahndecken sind häufig aus minderwertigem Kleinschlag; mittelschwere Decken oder auch Oberflächenbehandlung kommen kaum vor, nur hier und da in den Ortslagen, wo sich meistens auch, wenn überhaupt, ein schlechtes Pflaster findet. Hier einen Ausbau vorzunehmen, ist mehr als dringend. Vor dem weiteren Verfall sind diese Straßen durch schnelles Teeren zu retten. Z. B. hat im Jahre 1935 ein Straßen- und Flußbauamt viele Bezirksstraßen übernehmen müssen, deren schlechter Erhaltungszustand befürchten ließ, daß sie den Winter nicht überstehen würden. Die fortgeschrittene Jahreszeit zwang zu sofortigem Handeln unter Verzicht auf manche Dinge, die an sich erwünscht wären. Durch Ausbesserungen der Schlaglöcher und Auflage einer Schicht geteerten Schotters hat man den weiteren Verfall verhindert und im Sommer d. Js. wurden die so geretteten Strecken mit einer Oberflächenteerung versehen. Überhaupt ist es am billigsten und wirtschaftlichsten zu bauen, ehe überhaupt eine für den Verkehr bemerkbare Zerstörung eintritt oder gar ein Schlagloch entsteht. Wo Schlaglöcher sind, da ist in der Unterhaltung schon etwas versäumt worden. Sobald die geschlossene Teerdecke an einer Stelle rauh wird, empfiehlt sich ein leichtes Anspritzen mit Kaltteer und Abdecken mit Sand oder Feinsplitt. Damit wird der Angriffspunkt zu einer weiteren Zerstörung beseitigt. Selbst Schlaglöcher sind heute mit Hilfe von Kaltteer leicht zu flicken.

In bezug auf die Anlagekosten ist eine Oberflächenschutzschicht als Befestigung einer Neuschüttung zwar billiger als eine Tränkung oder eine Streudecke. Aber bei einer täglichen Belastung, die über 1200 t hinausgeht, muß eine solche dünne Schutzschicht zu oft nachbehandelt und zu früh erneuert werden. Von dieser Verkehrsbelastung an wird eine mittelschwere Teerstraßendecke wirtschaftlicher, weil ihre etwas höheren Anlagekosten lange nicht soviel ausmachen wie die erhöhten Unterhaltungskosten für Oberflächenbehandlungen.

Zur Verminderung der Verkehrserschütterungen und des Straßenlärms können Pflasterdecken in Ortslagen entweder eine Oberflächenteerung bei gleichzeitiger Fugenausfüllung erhalten, oder mit einem Teerteppich versehen werden. Durch Aufbringen eines Teerteppichs wird eine wesentliche Verbesserung schadhaften Pflasters erzielt, wobei be-

achtenswert ist, daß veraltete Profile bei dieser Arbeit den Ansprüchen des heutigen Verkehrs angepaßt werden.

Die Gesamtheit unserer über 2 Millionen Köpfe zählenden Kraftfahrer braucht überall möglichst gute Straßen. Die Betriebskosten des Kraftverkehrs sind in starkem Maße abhängig vom Zustand des Straßennetzes. Je besser seine Fahrbahnen sind, um so niedriger sind die Betriebskosten des Verkehrs. Gerade der Zustand der Straßen beeinflußt den Kraftverkehr in gutem und schlechtem Sinne weshalb die Frage der Straßendecken eine Lösung finden muß, die den Verkehrsanforderungen vollauf entspricht. Im Hinblick auf die Beschleunigung des Straßenausbaues müssen solche Decken ausgewählt werden, die bei verhältnismäßig geringen Ausbaukosten gleichzeitig möglichst niedrige Jahreskosten je Flächeneinheit erfordern. Man muß stets berücksichtigen, daß letzten Endes der Straßenbau die ausschlaggebende Möglichkeit einer allgemeinen zeit- und raumverkürzenden Leistungssteigerung der breiten Verkehrsmittelmasse des Kraftverkehrs in sich trägt.

Dr. Flemming, Düsseldorf.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Luftschutz auf der Leipziger Frühjahrsmesse.

Der Luftschutz hat die Bauwirtschaft vor eine neue große Aufgabe gestellt. Es ist darum außerordentlich bedeutungsvoll, daß die Baumesse in Leipzig (vom 28. Februar bis zum 8. März 1937) nicht nur in die Propaganda für den Gedanken des Luftschutzes eingeschaltet ist, sondern in einer umfänglichen Sonderschau in Halle 20, in der Halle Stahlbau und auf dem benachbarten Freigelände zeigen wird, welche baulichen Maßnahmen gegen die der Zivilbevölkerung bei Fliegerangriffen drohenden Gefahren zu treffen sind. Die Sonderschau wendet sich keineswegs nur an die Architekten und Baumeister; sie will weiteste Kreise, insbesondere auch die Bauherren und Hausbesitzer über die einschlägigen Fragen anschaulich unterrichten.

Es handelt sich bei den baulichen Schutzmaßnahmen, wie die Messe dartut, um ein Doppeltes: einmal gilt es, die Zivilbevölkerung gegen Splitterwirkungen und Kampfstoffe zu sichern, zum andern will man den durch Brandbomben an Gebäuden zu erwartenden Schaden auf ein Geringstmaß einschränken. Der persönliche Schutz erfordert die Schaffung von Luftschutzräumen, der Brandgefahr wird durch zweckentsprechende bauliche Vorkehrungen und Ordnungsmaßnahmen in den Dachgeschossen unserer Häuser und durch einen organisierten aktiven Brandschutz begegnet. Abgesehen von direkten Volltreffern schwerer Sprengbomben, gegen die nur ganz besondere Vorkehrungen Schutz gewähren können, vermag die Bautechnik den Forderungen des Luftschutzes schon jetzt mit verhältnismäßig einfachen Mitteln weitgehend gerecht zu werden.

Zum größten Teil wird sich das Interesse der Messebesucher auf den Einbau von behelfsmäßigen Schutzräumen in den Kellergeschossen der Altbauten richten. Hier geht es zunächst um die Tragfähigkeit von Decken und Mauern, die unter Umständen die Trümmerlast des zusammenstürzenden Hauses tragen müssen, sodann aber um die Frage, ob Mauern und Decken gegen Kampfstoffe hinreichend dicht sind und auftreffenden Splittern genügend Widerstand entgegensetzen. An zahlreichen Beispielen wird die Sonderschau „Luftschutz" klarlegen, wie Schutzräume zu bauen und auszustatten sind und etwaige Verstärkungen und Abdichtungen mit Hilfe von Eisen, Holz, Beton, Erdaufschüttungen und anderen Mitteln ausgeführt werden können. Größte Sorgfalt ist auf die Abdichtung von Fenstern und Türen der Schutzräume und der zugehörigen Gasschleusen zu legen, wofür verschiedene technische Lösungen gegeben werden.

Günstiger als bei Altbauten liegen die Verhältnisse des Schutzraumbaues bei Neuanlagen. Stahl und Beton erweisen sich dabei als die hauptsächlichsten Baustoffe, mit deren Hilfe die Bauindustrie eine ganze Reihe zweckentsprechender Konstruktionen entwickelt hat. Hier verdient die Verwendung von Stahllamellen, Stahl-Kastenspundbohlen, Stahl-Pokaleisen besondere Erwähnung. Auch Wellbleche haben sich für diesen Zweck als treffliches Baumaterial erwiesen. Manches ist bei diesen Bauweisen aus den Erfahrungen des Bergbaues genommen. Stahlbleche mit zwischengelagerten lockeren Füllstoffen, die übrigens nicht nur für die Schutzräume des Kellers in Betracht kommen, können unter Umständen sogar unmittelbar auftreffende Bomben unschädlich machen.

Mit dem Bau von Schutzräumen im Keller muß die Sicherung des Hauses gegen Brandgefahr zusammengehen. In Altbauten wird man das Schwergewicht auf Schutz des vorhandenen Holzwerkes gegen Feuerwirkung und Schaffung übersichtlicher Räume, in Neubauten auf Bevorzugung unverbrennlicher Baustoffe legen.

Selbstverständlich ist die Sonderschau „Luftschutz" damit bei weitem nicht erschöpft. Die zahlreich beteiligten führenden Firmen zeigen in gleicher Weise wie die baulichen Anlagen auch deren Ausstattung, sowie die Ausrüstung der Luftschutz-Hauswarte, der Hausfeuerwehren, Meldegänger usw. In einer besonderen Abteilung werden die Hilfsmittel des aktiven Brandschutzes vorgeführt. Daran schließen sich praktische Versuche mit dem Schaumlöschverfahren auf dem Freigelände. Kurz, es ist eine ebenso zeitgemäße wie notwendige und umfassende Schau, die in Verbindung mit der Großen Technischen Messe und Baumesse über das Gesamte des Luftschutzes in diesem Frühjahr geboten werden wird.

Hinweisschilder für Versorgungsleitungen.

Änderung und Erweiterung der Normen.

Auf Anregung des Reichsministers für Luftfahrt hatte vor über einem Jahr der Deutsche Normenausschuß, als die zusammenfassende Stelle für alle deutschen Vereinheitlichungsarbeiten, in Gemeinschaft mit Behörden und Industrie, Normblätter über Hinweisschilder für Versorgungsleitungen (Feuerwehr, Gas, Wasser, Abwasser) aufgestellt. Feuerwehr und Luftschutz müssen auch außerhalb ihres Standortes unbedingt reibungslos eingesetzt werden können: Hinweisschilder für Hydranten, Brunnen, Absperrschieber usw. sollen in ganz Deutschland durch einheitliche Formen, Farben und Beschriftungen leicht zu unterscheiden sein.

Die Erfahrungen eines Jahres haben zu kleinen Änderungen und Ergänzungen geführt; so sind Bezeichnungsrichtlienien zwekmäßiger gestaltet und drei wichtige Schilder neu aufgenommen worden. Einzelheiten sind zu ersehen aus den zweiten Ausgaben der Normblätter[1] für Hinweisschilder:

DIN 4066 Feuerwehrleitungen,
DIN 4067 Wasserleitungen,
DIN 4068 Abwasserleitungen,
DIN 4069 Gasleitungen.

Ganz neu ist das Normblatt[1] DIN 4065 Hinweisschilder für Ferngasleitungen, denn es hatte sich die Notwendigkeit ergeben, Hoch- und Niederdruck-Gasleitungen zu unterscheiden.

Schließlich sind Ende 1936 in einer Besprechung Entwürfe für eine Reihe weiterer für die Feuerwehr wichtiger Schilder vorbereitet worden, über die zu gegebener Zeit noch berichtet wird.

Tagesordnung der 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)

am 3., 4. und 5. März 1937 in Berlin:

3. März 1937, 14 Uhr

1. Begrüßung durch den Vorsitzenden. — 2. 14,30 Uhr: Herr Reg.-Baumeister a. D. E. Bornemann, Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, Berlin:
„Aus der Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1936" (mit Lichtbildern);

3. 15,20 Uhr: Herr Ministerialrat Professor Dr.-Ing. Bachér, Reichs- und Preußisches Ministerium für Wissenschaft, Erziehung und Volksbildung, Berlin:
„Ausbildung zum technischen Beruf";

4. 16,30 Uhr: Herr Dr. iur. Birkenholz beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Berlin:
„Arbeitslager beim Bau der Reichsautobahnen" (mit Lichtbildern);

5. 17,20 Uhr: Herr Regierungs- und Baurat Hampe, Elbstrombauverwaltung, Magdeburg:
„Das Betonieren der Doppelschleuse Allerbüttel" (mit Lichtbildern).

4. März 1937, 9,15 Uhr

6. 9,15 Uhr: Herr Dr.-Ing. Kiehne, Direktor i. Fa. Bauunternehmung Heinrich Butzer, Niederlassung Kiel:
„Französische Eisenbetonbrücken" (mit Lichtbildern);

7. 10,05 Uhr: Herr Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. K. Schächterle, Direktion der Reichsautobahnen, Berlin:
„Die Gestaltung der Eisenbetonbrücken und Bauwerke der Reichsautobahnen" (mit Lichtbildern);

8. 11,30 Uhr: Herr Reichsbahn-Oberrat Staudinger, Oberste Bauleitung für Kraftfahrbahnen, Nürnberg:
„Die Verwendung von Natursteinen bei den Brücken der Reichsautobahnen" (mit Lichtbildern).

Pause: 12,30 bis 14,30 Uhr.

9. 14,30 Uhr: Herr Direktor Dr.-Ing. Enzweiler, i. Fa. Siemens-Bauunion, Berlin:
„Bauverfahren in den Vereinigten Staaten" (mit Lichtbildern und Film)

10. 15,00 Uhr: Herr Professor Dr.-Ing. G. Garbotz VDI, Technische Hochschule, Berlin:
„Reiseeindrücke vom amerikanischen Straßen- und Erdbau" (mit Lichtbildern und Film);

11. 15,40 Uhr: Herr Professor O. Graf, Technische Hochschule, Stuttgart:
„Reiseeindrücke zu materialtechnischen Fragen des Betonbaus, insbesondere des Betonstraßenbaus" (mit Lichtbildern).

[1] Zu beziehen durch die Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses, den Beuth-Verlag, Berlin SW 19, Dresdener Str. 97. Die Normblätter kosten je Stück (ausschl. Versandkosten): DIN 4065 RM 1,50; DIN 4066 RM 0,75; DIN 4067—4069 je RM 1,—.

5. März 1937, 10 Uhr

12. 10,10 Uhr: Herr Dr.-Ing. K. Lenk, Vorstandsmitglied der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.:
„Herstellung und Anwendung von Spannbeton" (mit Lichtbildern);

13. 11,00 Uhr: Herr Oberregierungs- und -Baurat B. Wedler, Berlin:
„Neue Brandversuche mit Eisenbetonbauteilen und Steineisendecken". Ausgeführt im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (mit Lichtbildern);

14. 11,50 Uhr: Herr Hofrat Professor Dr.-Ing. R. Saliger VDI, Technische Hochschule, Wien:
„Der elastische und plastische Bereich im Eisenbeton" (mit Lichtbildern);

15. 13,00 Uhr: Herr Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Emschergenossenschaft und Lippeverband, Essen:
„Über Bergschäden und ihre Vermeidung" (mit Lichtbildern).

Deutscher Beton-Verein (E. V.),
Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Vorsitzender.

NEUERSCHEINUNGEN.

Deutscher Reichsbahn-Kalender 1937. Format 26×16 cm. Leitwort: Die Reichsbahn im Jahreslauf. Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahn. Leipzig 1937. 160 Bl. mit Abb. Preis RM 3,20.

Zemlin, W.: Die Steuern der freien technischen Berufe. Berlin: VDI-Verlag GmbH 1937. 52 S. DIN A5. Preis brosch. RM 2,— (VDI-Mitglieder RM 1,80).

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 21. Januar 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 a, Gr. 7. B 171 591. John W. Brantly, Avenal, Kalifornien, Amerika; Vertr.: Dr.-Ing. H. Scheidegger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Nachlaßvorrichtung für Tiefbohranlagen. 30. X. 35. V. St. Amerika 8. XII. 34.

Kl. 5 a, Gr. 23/10. P 71 044. Preußische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Zweigniederlassung Erdöl und Bohrverwaltung, Schönebeck, Elbe. Blattmeißel für Rotary-Bohren; Zus. z. Anm. P 69 585. 30. VI. 34.

Kl. 5 c, Gr. 9/01. U 12 931. Unnaer Eisenhütte Carl Michel, Unna i. W. An den Teilen eines Türstockrahmens befestigter Schuh zur Abstützung von in der Rahmenebene angebrachten Streben. 5. IV. 35.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 45 995. August Thyssen-Hütte Akt.-Ges., Duisburg-Hamborn. Nachgiebiger eiserner Grubenausbau. 12. XI. 35.

Kl. 5 c, Gr. 9/20. G 88 408. Karl Gerlach, Moers. Zum Zwecke einer leichten Raubmöglichkeit mit zweiteiligen Bewehrungen versehener Grubenausbau. 10. VII. 34.

Kl. 5 c, Gr. 9/30. Z 22 272. Maria Zürn, geb. Kesseler, Gelsenkirchen. Elastischer aus einer Blechplatte gebogener Kappschuh. 14. II. 35.

Kl. 19 a, Gr. 4. E 46 301. Albert Eschenauer, Falkensee b. Berlin. Träger mit Fahrschiene für Straßenfertiger zur Herstellung von Straßendecken aus Beton, Asphalt o. dgl. 23. XI. 34.

Kl. 37 a, Gr. 4. F 79 799. Dipl.-Ing. Karl Friedrich, Celle. Fachwerkwand; Zus. z. Pat. 629 018. 9. VIII. 35.

Kl. 37 a, Gr. 7/01. C 49 994. Dr. Georg Colmant, Bendorf a. Rh. Verfahren und Vorrichtung zum Aufbringen von heißflüssigen bituminösen Massen zu Schutzüberzügen von Bauwerken. 14. XII. 34.

Kl. 37 f, Gr. 2/02. C 49 096. Dipl.-Landwirt Wilhelm Conin, Ravensburg. Blechabdeckung für Gärfutterbehälter. 7. IV. 34.

Kl. 37 f, Gr. 2/02. H 143 445. Hüttenwerke Siegerland Akt.-Ges., Siegen i. W. Stoßverbindung für aus Einzelteilen aufgebaute Silos oder ähnliche Blechbehälter. 15. IV. 35.

Kl. 37 f, Gr. 7/01. W 87 353. Wilhelm Weber, Celle. Aus Pfosten zusammengesetztes Bauwerk mit Querankern. 27. X. 31.

Kl. 37 f, Gr. 8. G 88 606. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Obere Führung für Hallentore. 10. VIII. 34.

Kl. 38 h, Gr. 2/01. G 91 056. Dr.-Ing. Hermann Gewecke, Nowawes b. Potsdam. Verfahren zum Imprägnieren von Holzmasten. 21. VIII. 35.

Kl. 45 f, Gr. 19. D 71 713. Erich Deffner, Berlin. Baumfällvorrichtung. 17. XII. 35.

Kl. 80 b, Gr. 1/05. C 50 659. Chemische Fabrik Grünau Landshoff & Meyer Akt.-Ges., Berlin-Grünau. Verfahren zur Verbesserung von Zement, Zementmörtel und Beton. 25. VI. 35.

Kl. 80 b, Gr. 21/03. B 171 714. Wilhelm Bock, Berlin. Mauerstein, insbesondere für Hochbauzwecke. 9. XI. 35.

Kl. 80 b, Gr. 22/02. D 70 463. Duisburger Kupferhütte, Duisburg-Hochfeld. Verfahren zur Herstellung von Hochofenschwemmsteinen o. dgl.; Zus. z. Anm. D 70 141. 8. VI. 35.

Kl. 85 d, Gr. 12. P 70 383. Firma Polte, Magdeburg. Wasserpfosten mit Frostschutzmantel. 30. XI. 34.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 28. Januar 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. M 132 715. Dipl.-Ing. Josef Meiser, Dortmund. Verbindung für die Ausbauteile nachgiebiger, bogenförmiger oder ringförmiger Grubenausbaurahmen. 23. XI. 35.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. Sch 102 679. Hermann Schwarz Komm.-Ges., Wattenscheid. Nachgiebiger Grubenstempel. 17. XI. 33.

Kl. 19 a, Gr. 11. P 69 339. Lajos Péter, Budapest; Vertr.: E. Hoffmann u. Dr.-Ing. E. Hoffmann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Schienenbefestigung mittels schwingend gelagerter Klemmplatte und Spannkeil. 25. IV. 31.

Kl. 19 a, Gr. 13. I 51 677. Eduard Ihmels, Hannover. Durch Unterlagschienen gegen Verwerfen gesichertes Doppelschienengleis. 15. II. 35.

Kl. 19 a, Gr. 16. H 137 924. Friedrich Hettinger, Freiburg i. Br. Schienenauszugsvorrichtung, ausgebildet als schräger Blattstoß für Gleise mit durchgehend verschweißten Schienen. 30. X. 33.

Kl. 19 c, Gr. 6/20. Sch 103 989. Dr.-Ing. Rudolf Schenck, Berlin-Charlottenburg. Metallstraße. 13. IV. 34.

Kl. 19 e, Gr. 1. M 126 602. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona. Fahrbare Stampfmaschine, insbesondere zur Verdichtung von Boden. 23. II. 34.

Kl. 35 b, Gr. 1/06. D 70 428. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verriegelung an Laufbahnübergängen für Einschienenhängekatzen. 29. V. 35.

Kl. 37 d, Gr. 32/02. L 88 506. Paul Lorenz, Kamenz i. S. Mörtelspritzgerät mit auf einer drehbaren Walze sitzenden federnden Wurforganen. 25. VII. 35.

Kl. 45 f, Gr. 15/01. K 140 876. Artur Viktor Rudolf Karlsson, Langemala, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Guthknecht, Pat.-Anw., Dortmund. Vorrichtung zum Einführen von Stangen in den Boden. 27. I. 36.

Kl. 80 a, Gr. 49. T 43 438. The Trussed Concrete Steel Company Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger u. Dipl.-Ing. F. Hahne, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Formeinrichtung zum Herstellen von Formstücken aus Beton o. dgl., insbesondere für Bauzwecke. 2. I. 34. Großbritannien 6. I. 33.

Kl. 80 b, Gr. 1/03. H 144 967. Henkel & Cie., G. m. b. H., Düsseldorf. Putzmörtel. 14. IX. 35.

Kl. 81 e, Gr. 127. L 198. 30. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abraumgewinnungs- und Förderanlage für Braunkohlentagebaue; Zus. z. Anm. L 76 770. 29. III. 30.

Kl. 84 a, Gr. 1. A 71 095. Allgemeine Baugesellschaft Lenz & Co., Berlin. Traggerüst für kraftangetriebene Felsmeißel. 4. VIII. 33.

Kl. 84 c, Gr. 2. Sch 107 707. Johann Keller offene Handelsgesellschaft, Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen und Betonpfeilern im Wasser. 10. VIII. 35.

Kl. 84 c, Gr. 3. G 90 708. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Druckluftsenkkasten; Zus. z. Pat. 618 095. 24. VI. 35.

Kl. 84 c, Gr. 4. C 51 377. Dipl.-Ing. Hugo Cordes, Altona. Dieselschlagbär mit Stufenkolben; Zus. z. Pat. 639 407. 26. II. 36.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 84 419. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Dreipunktförmig abgestütztes, kurvenbewegliches Zweischienenfahrgestell für Bagger, Absetzer, Abraumförderbrücken und ähnliche schwere Geräte. 6. IX. 33.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 87 839. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abstützung des in waagerechter Ebene schwenkbaren Oberteils von Baggern, Absetzern, Kranen o. dgl. auf dem nichtschwenkbaren Unterbau. 4. IV. 35.

Kl. 85 c, Gr. 3/01. E 43 642. „Deak" Abwasser-Klärung G. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf. Biologisches Filter für Kläranlagen. 8. XII. 32.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Hannover. Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.