

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

26. JAHRGANG

NOVEMBER 1951

HEFT 11

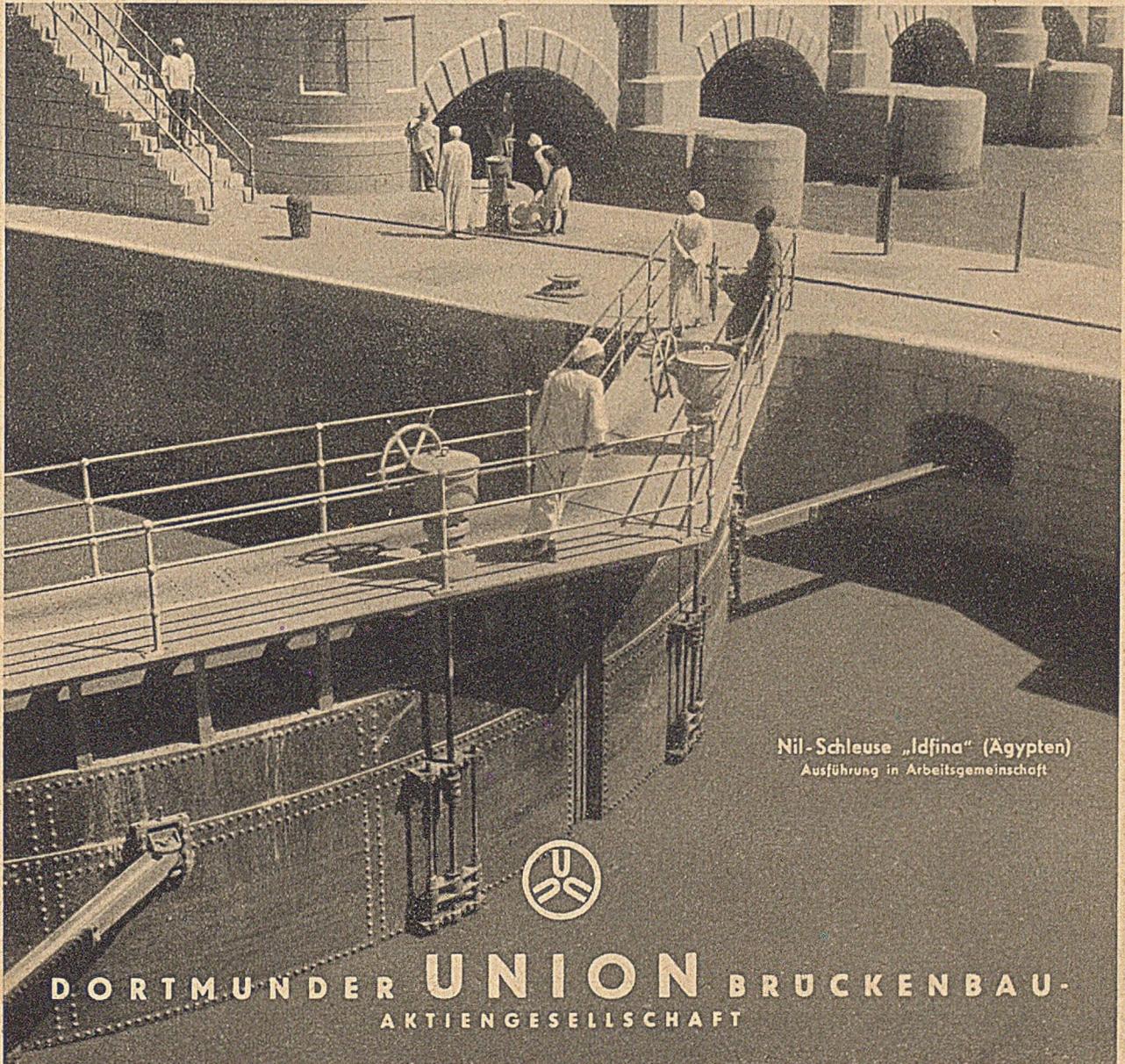
INHALT:

Modellversuche über die Spannungsverteilung in einem geschweißten Kranbahnträger für das Margam-Stahlwerk in Süd-Wales. Von Dr.-Ing. Rudolf Barbré, Dortmund 323

Der Korrosionsschutz als Bauproblem. Von Dipl.-Ing. Hans Hebberling, Obing im Chiemgau 326

Die Verbundwirkung zwischen Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton. Von Dr.-Ing. Adolf Meyer, Oberingenieur am Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Technische Hochschule Braunschweig 327
Der verdrehte Rechteckstab bei verhinderter Wölbung der Endquerschnitte. Von Dr.-Ing. Werner Säger, Nürnberg 330

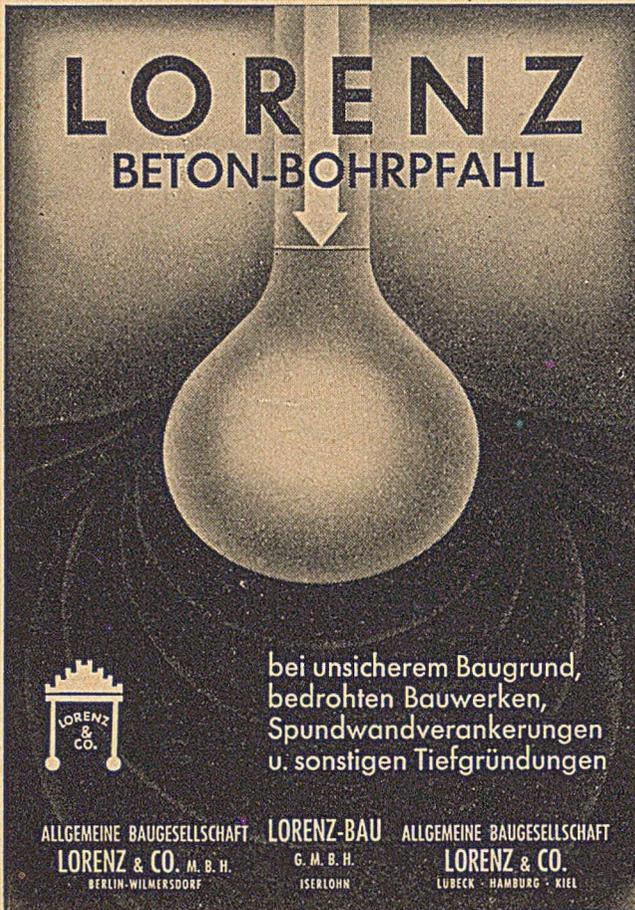
(Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses auf Seite II.)



Nil-Schleuse „Idfina“ (Ägypten)
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft



DORTMUNDER **UNION** BRÜCKENBAU-
AKTIENGESELLSCHAFT



LORENZ
BETON-BOHRPFAHL

bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

 **LORENZ & CO.**

ALLGEMEINE BAUGESellschaft **LORENZ-BAU** ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M. B. H. G. M. B. H. **LORENZ & CO.**
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LUBECK - HAMBURG - KIEL

Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I.

Kurze Technische Berichte:

Aerodynamische Theorie der Brückenschwingungen.	333
Behälter aus Spannbeton in den USA.....	336
Die Wärmedehnung von Beton.....	339
Wiederherstellung zweier wichtiger Theißbrücken in Ungarn.....	340
Einfluß der Querpressung an Tragkabeln von Hängebrücken	341
Anwendung des Spannbetons zur Hebung von Brückentürmen.....	342
Windverstreben in Stahlskelettbauten und ihre Ermittlung ohne Zuhilfenahme exakter Methoden	343
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.....	346
Verschiedenes.....	347

Momenten-Einflußzahlen für Durchlaufträger mit beliebigen Stützweiten

Von

Dr.-Ing. **H. Graudenz**Mit 80 Zahlentafeln und 14 Abbildungen
IV, 90 Seiten. 1951

DM 7,50

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



HUMBOLDT

AUFBEREITUNG für Erz, Steinkohle, Braunkohle
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser
Stahlskelette für Industriebauten
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,
Schachthallen, Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN

ZEISS
VERMESSUNGSGERÄTE

**CARL ZEISS
JENA**

Verlangen Sie bitte Auskünfte und Druckschriften unter 10/ F



Haarsträubende

Lieferfristen!

Sie haben recht!

Bei diesen Lieferfristen der eisenschaffenden und eisenverarbeitenden Industrie vergeht dem Unternehmer jede Lust am weiteren Aufbau und Ausbau seines Werkes! Viele geplante Arbeitsplätze können einstweilen nicht geschaffen werden. „Wenn der Baustahl, die Maschinen, der Apparat, das Gerät erst in Jahren lieferbar ist . . . Wer kann bis dahin planen, wer weiß, was dann ist . . . !“

Aber Sie können helfen, die Lieferfristen abzukürzen!

Es fehlt nämlich hauptsächlich an - - Schrott!

Zur Produktion von 1000 kg Stahl sind mindestens 500 kg Schrott nötig - und wir mußten und müssen noch weiterhin Schrott ausführen gegen Kredite, Rohstoffe und die notwendigsten Nahrungsmittel.

Sorgen Sie dafür, daß in Ihrem Wirkungsbereich aufgeräumt wird und jede Art und jede Menge von Eisen- und Stahlschrott schnellstens an den Schrotthändler und in den Kreislauf der Produktion gelangt.

SCHROTT IST MEHR ALS SCHROTT

. . . denn er hilft die Lieferzeiten für Eisen- und Stahlerzeugnisse verkürzen.

Großfabrikation von

Bleimennige
FÜR GRUNDANSTRICH

Bleiweiß
MARKE „WARTBURG“
FÜR DECKANSTRICH

G. SIEGLE & CO GM
BH.

Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 363

Wir planen und bauen

Stahl-Brücken

Stahl-Hochbauten

Industrieanlagen

Stahl-Wasserbauten

Großförderergeräte
und Großtransportanlagen

Weichen, Drehscheiben,
Schiebebühnen

Aufbereitungsanlagen
für Kohle und Erze

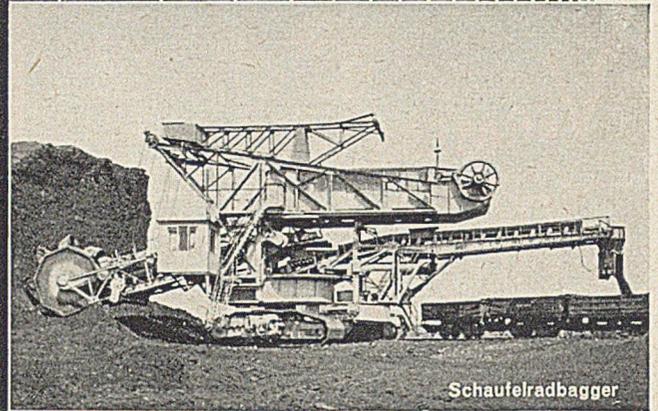
Kabel- und Verseilmaschinen

Maschinen und Einrichtungen
für Zement-, Kalk-, Gipswerke
und verwandte Industrien

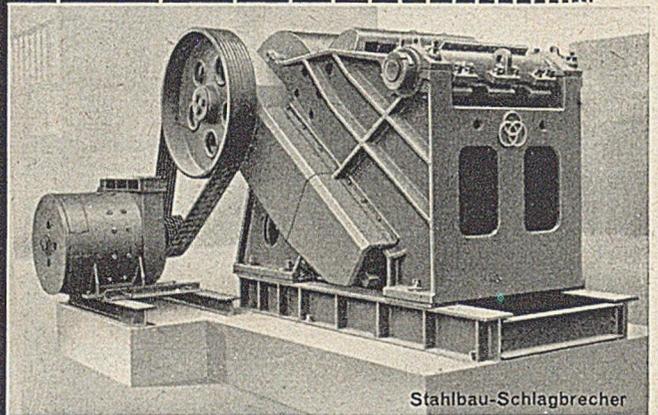
Zerkleinerungsanlagen

Apparate und Behälter

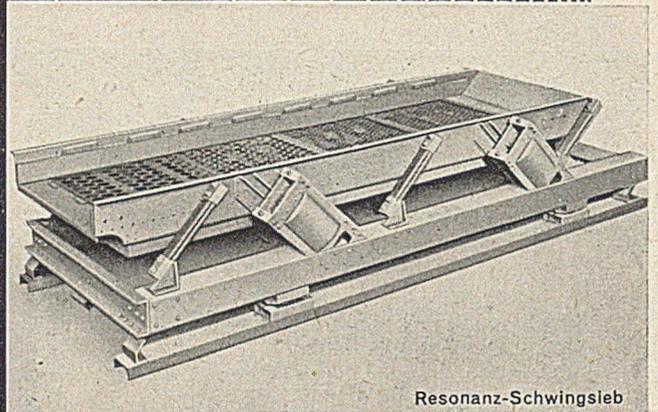
Bergbauzulieferungen



Schaufelradbagger



Stahlbau-Schlagbrecher



Resonanz-Schwingsieb



Mahlanlage in einer Zementfabrik



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernspr. Duisburg 34341 Moers 2742 · Rheinhausen 741
Fernschr. Duisburg 036838 Drahtwört Stahlbau Rheinhausen

Modellversuche über die Spannungsverteilung in einem geschweißten Kranbahnträger für das Margam-Stahlwerk in Süd-Wales.

Von Dr.-Ing. Rudolf Barbré, Dortmund.

Entwurf und Herstellung geschweißter vollwandiger Kranbahnträger von je 33,53 m Länge und 3,785 m Höhe für das Margam-Stahlwerk in Süd-Wales¹ gaben die Veranlassung zur Durchführung ausgedehnter Modellversuche, durch welche wichtige Fragen der Spannungsverteilung in geschweißten Trägern dieser Größe geklärt bzw. die Festigkeitsrechnungen kontrolliert werden sollten. Der Modellträger (Abb. 1), dessen Querschnitts-abmessungen denen des Kranbahnträgers im Maßstab 1 : 4 nachgebildet waren, hatte einen Steg, der aus drei durch Stumpfschweißung zusammengefügte Teile bestand, einem mittleren dünnen Blech (673,1 · 6,4 mm), das bei Annäherung an die Flansche in dickere Randstegstreifen (120,7 · 15,9 mm) überging. Letztere waren zur Erzielung eines stetigen Überganges der Blechstärke am Anschluß an das dünnere Mittelblech entsprechend abgearbeitet. Die Flansche hatten durchgehend konstanten Querschnitt (228,6 · 15,9 mm) und waren mit durchlaufenden Kehlnähten von 4,8 mm Dicke an die Randstegstreifen angeschweißt. Beiderseits des Steges waren in symmetrischer Anordnung I-förmige Queraussteifungen vorhanden, deren Stege an den Trägersteg angeschweißt und deren eingepaßte Enden zur Vermeidung von Flanschquernähten nur durch Längskehlnähte an den Außenseiten der Steifenflansche mit den Trägerflanschen verbunden waren.

Der Modellträger hatte folgende Querschnitts- und Festigkeitswerte:

Querschnittsfläche:	$F = 151 \text{ cm}^2$,
Trägheitsmomente:	$J_x = 231\,100 \text{ cm}^4$,
	$J_y = 3170 \text{ cm}^4$,
Torsionswiderstand:	$J_T = 97 \text{ cm}^4$,
Elastizitätsmodul:	$E = 2\,115\,000 \text{ kg/cm}^2$,
Schubmodul:	$G = 790\,600 \text{ kg/cm}^2$,
Streckgrenze:	Steg = 2870 kg/cm ² ,
	Flansche = 2960 kg/cm ² ,
Bruchgrenze:	Steg = 4470 kg/cm ² ,
	Flansche = 4580 kg/cm ² .

lesungen für den Drehwinkel bei verschiedenen Laststufen ergab sich als Torsionswiderstand nach

$$J_T = \frac{M}{G \cdot \vartheta}$$

der Mittelwert $J_T = 134 \text{ cm}^4$. Gegenüber dem durch Rechnung aus den Querschnittsmaßen gefundenen Wert $J_T = 97 \text{ cm}^4$ ist also eine nicht unerhebliche Vergrößerung des Torsionswiderstandes festzustellen, die auf das Vorhandensein der Querstreifen zurückzuführen ist.

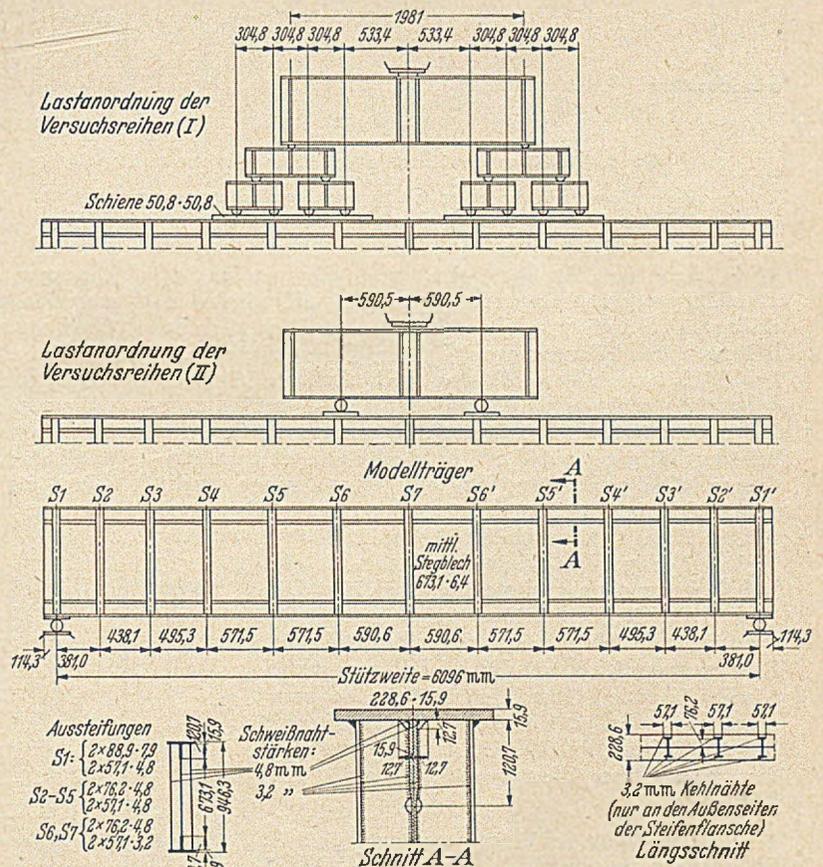


Abb. 1. Einzelheiten des Modellträgers und Lastanordnung der Versuchsreihen.]]

Die ersten Versuche galten der Kontrolle des Torsionswiderstandes. In drei Punkten der Längsachse wurde der horizontal gelegte Träger schneidenförmig, also frei drehbar, gelagert und ein Trägerende durch Unterkeilung der Flansche und Belastung der Endsteife so festgehalten, daß es sich nicht drehen konnte, die Querschnittsverwölbung dadurch aber kaum behindert war (Gabelagerung). Am anderen freien Trägerende wurde durch Querbelastung eines Flansches ein Drehmoment erzeugt. Aus den Ab-

Bei den Biegungsversuchen sind zwei Versuchsreihen zu unterscheiden (Abb. 1). Die Lastanordnung der Versuchsreihen (I) entsprach der Belastung durch Kranradrücke im endgültigen Bauwerk. Durch Zwischenschaltung von Zwillingsträgern wurde der Pressendruck der Maschine in acht gleich große Einzellasten aufgelöst, die auf den Obergriff des an den Enden frei gestützten Modellträgers wirkten. Ein Quadratstahl von 50,8 · 50,8 mm ersetzte die Kranschiene. Die Belastung der Versuchsreihen (II) bestand aus zwei gleich großen Einzelkräften, die in den Punkten S6 und S6', also unmittelbar über zwei Aussteifungen, auf den Druckflansch übertragen wurden. Bei den Versuchsreihen (I) wurden an den Auflagerpunkten entweder Gleitlager (Ia) oder Rollenlager (Ib), bei den Versuchsreihen (II) nur Rollenlager verwendet. Für die

¹ Jeder der etwa 90 t schweren Träger wurde im Herstellerwerk der Firma Dorman Long & Co., Ltd., Middlesbrough, mit Hilfe einer Drehvorrichtung vollständig zusammengeschweißt, auf besonderen Wagen zur Baustelle gebracht und mit Hilfe eines 100-t-Kranes eingebaut. Die Kranbahn ist für die Gießereihalle bestimmt und für zwei unmittelbar hintereinander stehende vollbelastete 300-t-Gießkrane bemessen.

zahlreichen Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen standen Dehnungsmesser von Tinsley, Huggenberger und elektrische Widerstandsdehnungsmesser zur Verfügung, die zum Teil gleichzeitig zur gegenseitigen Kontrolle angesetzt wurden.

auch an den Auflagerpunkten. Es ist zu bedenken, daß bei den Versuchen der Träger horizontal lag und sich beim Gleiten an den Auflagerpunkten aus der Mittellage nach unten verschieben konnte. Die zunächst naheliegende Vermutung, daß Fabrikationsungenauigkeiten beim Herstellen der Schweißnähte zwischen Flansch und Steg diese Unterschiede verursacht hätten, konnte durch sorgfältige Kontrollversuche an demselben Träger nach Lastfall (II) entkräftet werden.

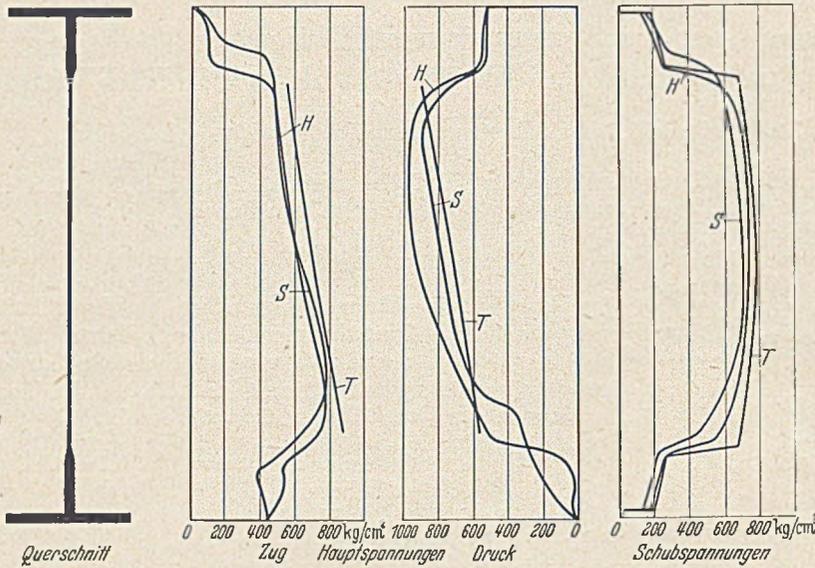


Abb. 2. Verteilung der Haupt- und Schubspannungen im Stegfeld S2-S3 bei einer Gesamtlast von 76,2 t.
H = nach Messungen mit Huggenberger-Dehnungsmessern,
S = nach Messungen mit elektr. Widerstands-Dehnungsmessern,
T = Theoretische Werte.

Die Spannungsermittlung im Steg erstreckte sich auf Biege-, Haupt- und Schubspannungen. Die Biegespannungen zeigten, über die Steghöhe gemessen, einen geradlinigen Verlauf. Zur Ermittlung der Hauptspannungen wurden in den betreffenden Punkten die Dehnungen parallel zur Trägerachse und in beiden unter 45° hierzu verlaufenden Richtungen gemessen, mit Hilfe des Mohrschen Verzerrungskreises die Hauptdehnungen und unter Verwendung der Querszahl $\mu = 0,326$ und des Elastizitätsmaßes $E = 2115000 \text{ kg/cm}^2$ die Hauptspannungen bestimmt. Vergleichsweise wurden die Hauptspannungen im mittleren Stegbereich unter der Annahme linearer Verteilung der Biegespannungen und über die Stegfläche gleichmäßig verteilter Schubspannungen ermittelt. Versuch und Rechnung zeigten keine wesentlichen Unterschiede (Abb. 2).

In den Versuchsreihen (Ia) und (II) wurden die Durchbiegungen in Trägermitte gemessen und mit den errechneten Werten verglichen. Bei den vorliegenden Belastungen und Abmessungen (Trägerhöhe : Stützweite = 1 : 6,25) konnte in der Rechnung der Einfluß der Schubverformungen nicht vernachlässigt werden. In beiden Lastfällen waren etwa 25% der jeweiligen rechnerischen Gesamtdurchbiegung auf die Schubverformungen zurückzuführen. Die gemessenen Durchbiegungen waren durchweg kleiner als die errechneten, der Unterschied betrug für die Reihen (Ia) etwa 8,5%, für die Reihen (II) etwa 1,4%. Der größere Unterschied für die Reihen (Ia) war dem entlastenden Widerstand infolge der gleitenden Reibung an den Auflagern zuzuschreiben. Wird eine Reibungskraft mit dem Reibungswert 0,3 als an den Widerlagern exzentrisch wirkende Normalkraft mit in Rechnung gesetzt, so reduziert sich die rechnerische Durchbiegung so weit, daß der Unterschied gegenüber dem gemessenen Wert von 8,5% auf 1,44% herabsinkt.

Die aus Messungen gefundenen Hauptzugspannungen waren in dem betreffenden Beispiel etwas kleiner als die errechneten, bei den Hauptdruckspannungen war es umgekehrt. Aus den beiden unter 45° gemessenen Dehnungen wurden die Schubverformungen erhalten, die zur Berechnung der Schubspannungen dienten. Der untersuchte Querschnitt in Feld S2-S3 war von den Lastangriffspunkten weit genug entfernt, so daß die theoretischen Werte auf Grund der elementaren Balkenbiegelehre mit den aus Messungen ermittelten gut übereinstimmten (Abb. 2).

Die Verteilung der Biegespannungen über die Flanschbreite, festgestellt in verschiedenen Schnitten und je Schnitt in fünf nebeneinanderliegenden Punkten, ergab im allgemeinen eine nahezu gleichförmige Spannungsverteilung sowohl im Druck- als auch im Zugflansch. Nur bei einem Versuch nach Lastanordnung (Ia) wurden Unterschiede beobachtet, die am ausgeprägtesten im Druckflansch von Feld S5-S6 auftraten, wo die Spannungswerte an den Druckgurträndern 1732 und 1087 kg/cm² betragen, während im Zugflansch desselben Querschnitts Spannungen von 1134 und 1365 kg/cm² gemessen wurden. Die Unterschiede in den Spannungsmittelwerten des Zug- und Druckflansches waren auf den vorerwähnten Einfluß der Reibungskräfte an den Gleitlagern zurückzuführen. Die weiteren beträchtlichen Unterschiede in den Randspannungen der Gurte beruhten in der Hauptsache auf geringfügigen Exzentrizitäten sowohl an den Lastangriffspunkten als

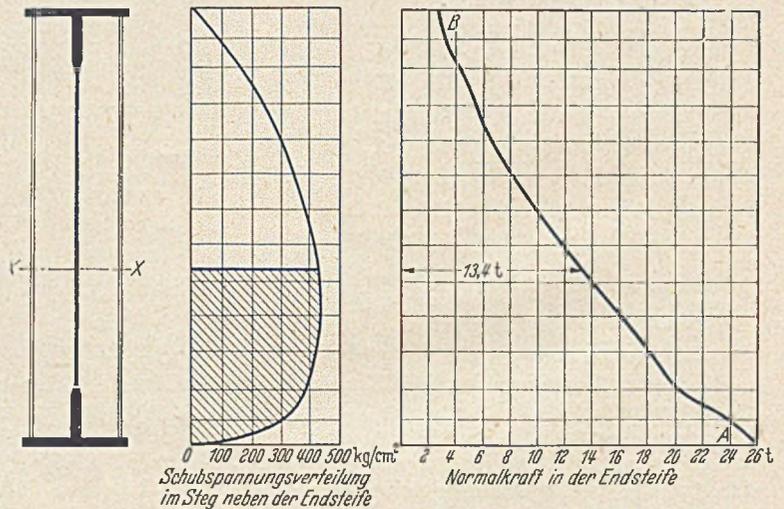


Abb. 3. Normalkraftverteilung in einer Auflageraussteifung bei einem Auflagerdruck von 38,1 t.

Eingehende Untersuchungen dienten dem Problem der Lastübertragung zwischen dem Problem der Lastübertragung zwischen Steg und Steifen. Aus den Dehnungsmessungen an der Steife über einem Endauflager wurde für Versuchsreihe (II) bei einer Gesamtbelastung von 76,2 t die axiale Steifenlast unmittelbar über dem Auflagerpunkt zu 24,0 t ermittelt. Die Differenz von 14,1 t zwischen dem Gesamtauflagerdruck von $0,5 \cdot 76,2 =$

38,1 t und dieser Steifenlast ist demnach der Lastanteil, welcher direkt in den Trägersteg übertragen wurde. Die Druckkraft in der Steife (24,0 t) entsprach einer mittleren Spannung von 1228 kg/cm². Wird, um näherungsweise die mittragende Steglänge zu ermitteln, der halbe Wert dieser Spannung als Mittelwert der Stegbeanspruchung angenommen, so werden 22,8 cm² der Stegfläche, d. h. eine

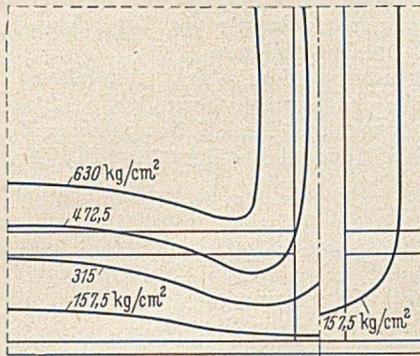


Abb. 4. Verteilung der Schubspannungen im Steg in der Nähe eines Auflagerpunktes (Gesamtauflast 76,2 t).

Steglänge von 14,35 cm oder nahezu das Neunfache der Stegdicke, bezogen auf den 15,9 mm starken Randstegstreifen, durch die anteilige Auflagerkraft beansprucht. Aus Dehnungsmessungen unmittelbar neben der Endsteife wurde die Schubspannungsverteilung nach Abb. 3 erhalten. In einem Steifenelement von der Höhe dh ist die Änderung der Steifen-Normalkraft gleich der auf die Höhe dh an das Stegblech abgegebenen Schubkraft. Mithin muß die Integration der Elemente der Schubspannungsfläche, multipliziert mit der jeweiligen Stegdicke, etwa gleich der Steifenkraft am Auflagerpunkt sein. Der durch Integration gefundene Wert von 23,4 t zeigt gute Übereinstimmung mit der maximalen Steifenlast von 24,0 t. Die Kurve A—B gibt den Normalkraftverlauf in der Steife an, sie ist ermittelt aus der Tatsache, daß in einem Schnitt X—X der schraffierte Teil des Schubspannungsdiagrammes, multipliziert mit der jeweiligen Stegdicke, gleich der von der Steife bis zu diesem Schnitt an den Steg abgegebenen Schubkraft ist. Aus dem Diagramm ist zu ersehen, daß die Kraftabgabe je Längeneinheit von der Steife an den Steg im Bereich der Randstegverstärkung des Zugbereiches am größten ist. An der Übergangsstelle zum dünneren Stegblech ist eine deutliche Neigungsänderung erkennbar. Bis über die neutrale Achse hinaus erfolgt die Kraftabgabe dann gradlinig und nimmt bei Annäherung an den Druckrand allmählich ab. Die Beanspruchungen der Schweißnähte zum Anschluß der Steife an das Stegblech sind demnach am größten im unteren Randverstärkungsteg, sie betragen hier im Maximum 360 kg/cm².

Die unmittelbar belastete Steife in Punkt S6 erhält am Lastangriffspunkt eine Kraft von 13,3 t. Es ist leicht erklärlich, daß die hier auf beiden Seiten der Steife verfügbaren Stegblechteile den größten Teil der angreifenden Last übernehmen, so daß nur etwa $\frac{1}{3}$ der Last direkt in die Steife eingeleitet wurde. An der vorerwähnten Endsteife, wo nur einseitig das Stegblech vorhanden war

— von dem kurzen Stegstück zwischen Endsteife und Trägerende wird abgesehen —; wurden etwa $\frac{2}{3}$ der Gesamlast in die Steife eingeleitet. Dementsprechend ist auch die Beanspruchung in den Schweißnähten der mittleren Steifen geringer als in den Endsteifen, so daß für die mittleren Steifen geringere Schweißnahtstärken ausreichen würden.

Ungleiche Verteilung der Druckspannungen über den Steifenquerschnitt war auf kleine Exzentrizitäten in den Rollenlagern zurückzuführen. Die Spannungsdifferenzen waren in der Grundfläche von Steife S1 erheblich, die größte Druckspannung betrug 1890 kg/cm², die kleinste dagegen nur 630 kg/cm².

In den unbelasteten Zwischensteifen waren die Beanspruchungen sehr gering. Teilweise wurde eine — allerdings geringfügige — Biegebungsbeanspruchung beobachtet, die darauf zurückzuführen war, daß bei der Verformung des Trägers vorher ebene Querschnitte nach Aufbringen der Belastung infolge der Scherverformung eine doppelt gekrümmte Form annahmen, wodurch auch die Steifen eine Querverbiegung erlitten. In einer Zwischensteife wurde eine Druckvorspannung beobachtet, die damit zu erklären ist, daß beim Anschweißen der Steife an den Steg die Schrumpfung im dünneren Stegbereich größer war als in den dickeren Randstegblechen.

Abb. 4 zeigt die Schubspannungsverteilung im Steg in der Umgebung eines Auflagerpunktes. Der Punkt der größten Schubspannung, der in größerem Abstand von der Steife etwa in $\frac{1}{4}$ der Steghöhe vom Zugflansch entfernt liegt, rückt bei Annäherung an die Steife noch dichter an den Zugflansch heran. In unmittelbarer Nähe der

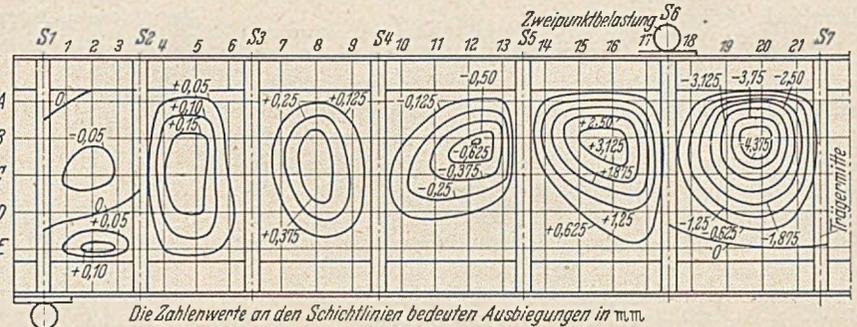


Abb. 5. Schichtlinienbild der Stegabsenkungen bei einer Gesamtlast von 111,8 t.

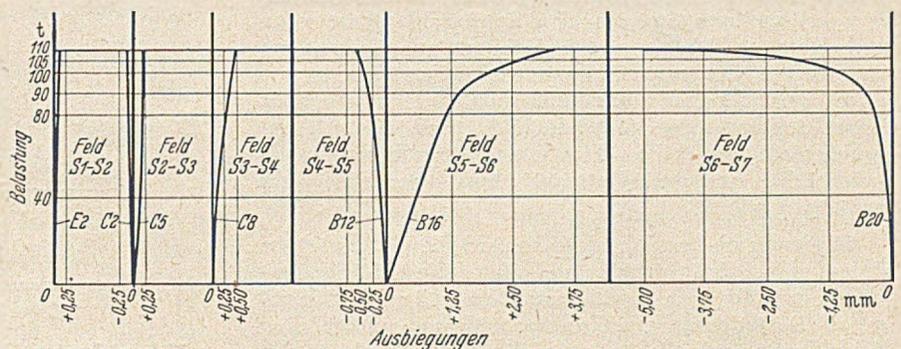


Abb. 6. Stegabsenkungen in Abhängigkeit von der Belastung (vergl. Abb. 5).

Steife nehmen die Schubspannungen wieder ab. Etwa die gleiche Tendenz haben auch die Hauptspannungen.

Die Auswertung der bei Lastanordnung (II) für eine Gesamtlast von 111,8 t gemessenen Stegabsenkungen ergab das in Abb. 5 gezeichnete Schichtlinienbild, nach welchem nur seitliche Ausbiegungen des mittleren dünnen Stegbereiches beobachtet wurden. Trotz der verhältnismäßig kleinen Ausbiegungswerte im Endfeld sind die typischen Schubbeulungsflächen deutlich erkennbar. Für Blechfelder unter reiner Schubbeanspruchung beträgt die

Halbwellenlänge nach Timoschenko $\frac{L}{2} = b \sqrt{1 + \alpha^2}$

(b =Feldlänge, α =Neigung der Nulllinie gegen die Horizontale). Mit dem aus der Abbildung gefundenen Wert $\alpha = 0,49$ ist $L/2 = 42,4$ cm fast genau gleich dem gemessenen Wert $L/2 = 44,5$ cm. Die übrigen Felder beulen in einfachen Halbwellen aus. Während in den Feldern S2—S3 und S3—S4 die maximalen Ausbiegungen jeweils etwa in Feldmitte liegen, verschieben sich diese Punkte bei Annäherung an die Trägermitte unter dem Einfluß der Biegespannungen nach dem Druckflansch hin.

In Abb. 6 sind die Stegausbeulungen in Abhängigkeit von der Belastung aufgetragen. Mit wachsender Belastung haben die Last-Ausbiegungskurven im Anfang einen etwa geradlinigen und steilen Verlauf, bis oberhalb der Belastung von 80—90 t die Ausbiegungen — hauptsächlich

in den Mittelfeldern — plötzlich sehr rasch zunehmen. Von der gleichen Belastung an war auch ein schnelleres Anwachsen der Dehnungen in den Flanschen von Feld S6—S7 sowie der Durchbiegung in Trägermitte zu beobachten. Die Grenze der Tragfähigkeit war bei einer Gesamtlast von etwa 116,8 t erreicht; hierbei betrug die größte Randspannung 2930 kg/cm². Die Blechfelder beulten einschließlich der Verstärkungsänder aus und verursachten dadurch gleichzeitig ein Verdrehen der Druckflansche in den Mittelfeldern.

Die Versuche wurden in der Versuchsanstalt des Britannia-Werks der Dorman Long & Co., Ltd., Middlesbrough, durchgeführt. [Nach S. Mackey und D. Broton in The Structural Engineer 28 (1950), Nr. 2, S. 28.]

Der Korrosionsschutz als Bauproblem.

Von Dipl.-Ing. Hans Heberling, Obing i. Chiemgau.

Übersicht: Neue Vorschriften der Bundesbahn — Vorzüge der reinen Bleimennige — Zulassung der Bleimennige-Schwerspatt-Verschnitte — Auswertung von Versuchsanschriften — Konstruktive Rostverhütung — Sonstige Vorsichtsmaßnahmen.

In früheren Veröffentlichungen, zuletzt Bauingenieur 23 (1942) S. 57 u. 266 habe ich die Gründe dargelegt, derentwegen die einschlägigen Vorschriften des einstmaligen Reichsbahn-Zentralamtes bei der Auswahl der Rostschutzmaßnahmen sowohl wie auch der dazu benötigten Werkstoffe den zuverlässigsten Wertmesser bieten. Diese Vorschriften wurden nach dem Kriege von der westdeutschen Bundesbahn zunächst im wesentlichen unverändert übernommen, in der Folgezeit jedoch teilweise neu gefaßt und inhaltlich ergänzt.

In ihrer erst kürzlich erschienenen Neuausgabe bestätigten die „Technische Vorschriften für den Rostschutz an Stahlbauten“, abgekürzt RoSt u. a. die bekannte, aber oftmals bestrittene Tatsache, daß die an dem metallischen Stahl festhaftende Walzhaut (frei von losem Walzzunder) an sich schon einen guten Schutz gegen das Rosten bildet. Letztere soll daher — nach Entfernung etwa vorhandener lockerer Stellen — erhalten bleiben, soweit sie nicht nur fest, sondern vor allem auch zusammenhängend an der Metalloberfläche haftet. Auch bezüglich der Entrostungsmethoden nehmen die neuen Vorschriften den gleichen Standpunkt wie die früheren ein: Es bleibt also dem jeweils Beauftragten überlassen, je nach Art und Umfang der vorhandenen Schäden den Sandstrahlapparat oder auch Hammer, Schaber und Drahtbürste zur Anwendung zu bringen. Die gegenwärtig in vielen Betrieben bevorzugte chemische Entrostung findet auch in der neuen RoSt keinerlei Erwähnung, wahrscheinlich, weil sie sich gegebenenfalls auf kleinere bzw. leicht abnehmbare Bauteile beschränken und daher in der Mehrzahl der Fälle nicht verlohnen würde.

Eindeutig und nachdrücklich weisen diese Vorschriften darauf hin, daß einzig und allein die Bleimennige-Grundanstriche den „wichtigsten und besten Schutz“ gegen Rostbildung gewährleisten. Ihnen zufolge sind daher freistehende Stahlteile jeglicher Art und Abmessung nach wie vor zweimal mit Bleimennige zu grundieren, wobei für den zweiten Grundanstrich eine „fette“, d. h. mehr Bindemittel verbrauchende Spezialsorte verwendet werden soll. Als Bindemittel sind neben Leinöl und Leinölfirnis neuerdings auch Lösungen von ausgewählten Phtalatharzen zugelassen. Hierzu muß bemerkt werden, daß während der Kriegs- und Übergangsjahre statt der reinen Bleimennige nur deren billige Beisorten verfügbar waren, die in je 100 Teilen Fertigware 40 Gew.-Teile Schwerspatt bzw. Eisenoxydrot beigemischt enthielten. Vor mehr als Jahresfrist sind diese Beschränkungen jedoch in Wegfall gekommen; die Bleimennige kann also wiederum wie ehemals in friedensmäßiger Qualität bezogen werden.

Von den beiden Verschnittsorten wurde jedoch die schwerspathaltige beibehalten und ebenfalls in die neue RoSt mit übernommen. Ihre Brauchbarkeit wurde durch längere Versuchsreihen unter Beweis gestellt, die weit in die Vorkriegszeit zurückreichen und in die auch eine Anzahl anderer Verschnittstoffe mit einbezogen ward. Dabei zeigte sich überraschenderweise, daß die Bleimennige bis nahezu zur Hälfte ihres Gewichts mit Schwerspatt verschnitten werden kann, ohne daß innerhalb einer etwa 4 1/2-jährigen Bewitterungsdauer ein fühlbares Nachlassen der Rostschutzwirkung zu befürchten wäre (Abb. 1). Alle anderen Zusatzstoffe wurden ausgeschieden, weil sie den gestellten Anforderungen entweder gar nicht oder nur mangelhaft entsprachen.

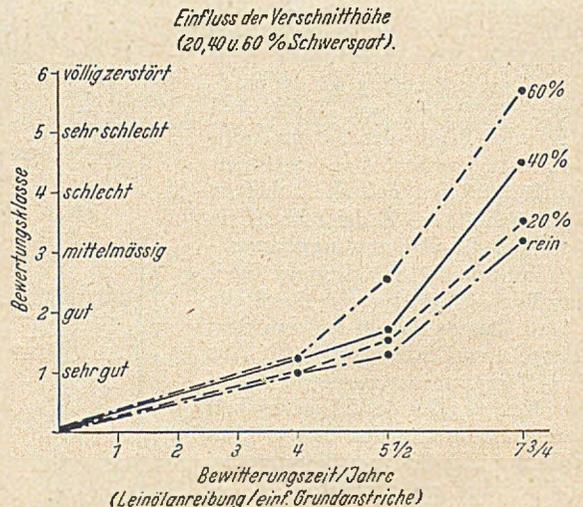


Abb. 1. Freilagerversuche mit Bleimennige-Schwerspatt-Verschnitten. [Aus Farben, Lacke, Anstrichstoffe (1949) S. 320.]

Neben den erwähnten Verschnittmitteln hat die Reichsbahn seinerzeit auch eine große Anzahl anderer Stoffe in ihre Dauerprüfungen mit einbezogen. Die diesbezüglichen Versuchsanschriften werden selbstverständlich, soweit sie sich noch im Bundesgebiet befinden, von ihrer Nachfolgerin fortlaufend überprüft und ausgewertet. Einer davon wurde bereits vor Jahren an der Eisenbahn-Rheinbrücke unterhalb Duisburg-Ruhrort angebracht in der offenkundigen Absicht, die Wetterbeständigkeit bestimmter Bitumenstoffe zu erproben. Diese Gattung von Anstrichstoffen kann nach den einschlägigen RoSt-Bestimmungen mit oder ohne Füllstoffe verwendet werden (vgl. S. 6 der neuen RoSt), letzteres allerdings nur, wenn die betr. Flächen nur wenig oder gar nicht vom Sonnenlicht

getroffen werden. Reine Bitumina werden durch kurzwellige Strahlen chemisch zersetzt. Im gegenwärtigen Fall fiel die Wahl zweifellos nur deshalb auf die Bitumenstoffe, weil das betr. Objekt der Einwirkung von Feuchtigkeit und Lokomotivdampf in besonderem Maße ausgesetzt war. Der erwähnte Brückenanstrich erhielt zunächst die vorgeschriebene Bleimennigegrundlage in einem — damals erst versuchsweise eingeführten — Phtalatharz-Bindemittel und einige Wochen später zwei metallgraue Deckanstriche auf Teerpechbasis, deren zweiter mit einem Zusatz von Aluminiumpulver versehen war. Auch die Bitumenanstriche müssen mit Bleimennige vorgründet werden, soweit zum Durchtrocknen der letzteren genügend Zeit verbleibt. Ausgenommen sind lediglich Teile, die in die Erde verlegt werden und solche, die mit der Bettung in Berührung kommen. Eine mindestens sechswöchentliche Wartezeit ist erforderlich, weil andernfalls das Lösungsmittel der folgenden Bitumenschicht die Grundierung aufweichen würde.

Ein abschließendes Urteil über diesen Anstrich kann noch nicht ausgesprochen werden. Als feststehend kann jedoch heute schon gelten, daß die Bitumenfilme so dünn wie möglich aufgetragen werden müssen, da sie in dickem Auftrag weit rascher und stärker als die Bleimennige schrumpfen und daher zu vorzeitiger Reißbildung Anlaß geben. Weiter erscheint es beachtenswert, daß sämtliche Deckanstriche ihren ursprünglichen Metallglanz trotz aller Vorsicht auch in dünner Schicht auf die Dauer nicht zu

behalten vermochten. Dies läßt mit großer Wahrscheinlichkeit darauf schließen, daß sie sich im Laufe der Alterung chemisch oder strukturell verändern.

Hier darf wiederholt darauf hingewiesen werden, daß man beim Brückenbau sowohl wie übrigens auch bei anderen Stahlbauten die Rostbildung vorweg durch geeignete Maßnahmen konstruktiver Art weitgehend behindern kann, vor allem dadurch, daß man für fortlaufende Entwässerung der gefährdeten Bauteile Sorge trägt. Man geht hierbei von der bekannten Tatsache aus, daß Regen, Schmelz- und Kondenswasser gerade ihres ungesättigten Charakters wegen besonders stark zur Aufnahme von säurebildenden Gasen und Salzen und damit zur Bildung von rostfördernden Elektrolyten neigen. Als besonders gefährlich erweisen sich in dieser Hinsicht Mörtel und Betonreste, denn sie bilden in Wasser mehr oder minder konzentrierte Laugen, die den Anstrich zerstören oder doch seiner Schutzwirkung berauben, vgl. § 21/22 der neuen RoSt!

Man muß also die Bildung von toten Winkeln und Wassersäcken möglichst zu verhindern trachten, beispielsweise indem man die Konstruktionen an geeigneter Stelle mit Abflußtüllen versieht. Neben der „konstruktiven“ Rostverhütung scheint jedoch auch eine fortlaufende Beobachtung und sorgfältige Reinhaltung der Schutzanstriche dringend geboten, da eine nachträgliche Verschmutzung mit feuchtem Flugsand und anderen klebrigen Substanzen selbst an geneigten Stellen den Farbfilm und mittelbar auch das Metall gefährdet.

Die Verbundwirkung zwischen Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton.

Von Dr.-Ing. Adolf Meyer, Oberingenieur am Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung,
Technische Hochschule Braunschweig.

1. Allgemeines.

Um das Zusammenwirken der Querschnitte mehrteiliger Stahlbetonbauglieder sicherzustellen, sind besondere Maßnahmen erforderlich. Nach DIN 4225 ist bei Balkendecken und Rippendecken aus Stahlbetonfertigteilen nachzuweisen, daß in den Anschlußfugen zwischen Fertigteilen und Ortbeton alle Schubspannungen durch Bewehrungen aufgenommen werden. In den Stahlbetonbalken sind außerdem Bügel anzuordnen. Einige Decken aus Stahlbetonfertigteilen, die aus fabrikatorischen Gründen von diesen Bestimmungen mehr oder weniger abweichen, haben sich als Geschoßdecken über Wohnungen in statischer Hinsicht gut bewährt, u. a. auch die in Abb. 1 dargestellten zwei Ausführungsformen der Marten-Schnellbau-Decke (MS-Decke). Es erschien daher angebracht zu untersuchen, ob die Einhaltung der oben erwähnten Bestimmungen in jedem Falle zu fordern ist.

Im folgenden wird auszugsweise über Versuche berichtet, die mit der MS-Decke im Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Hochschule Braunschweig durchgeführt wurden. Der Zweck der Versuche war, durch eine Versuchsreihe I an 5 verschiedenen Ausführungsformen die Größe der Verbundwirkung zwischen Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton zu ermitteln. Insbesondere sollte dabei der Einfluß von Einhängerbügeln und Knirschfugen untersucht werden. Im Anschluß daran wurde in einer Versuchsreihe II an 2 ausgewählten Ausführungsformen untersucht, ob sich das Mehrschwinden des Ortbetons auf die Größe der Verbundwirkung auswirkt.

2. Abmessungen, Herstellung und Prüfung der Versuchsbalken.

Als Versuchskörper wurden in Anlehnung an die MS-Decke 3,0 m lange Balken aus einem trapezförmigen, oben und unten bewehrten Fertigbalken und einer baustellen-

mäßig anbetonierten Druckplatte gewählt. Die Hauptabmessungen sind in Abb. 2 eingetragen.

Die Bügel der Stahlbetonfertighbalken und die bei den Ausführungsformen A, B und C (s. Tabelle 1) vorhandenen Einhängerbügel nehmen unter der zulässigen Belastung des Balkens rechnerisch alle Schubspannungen auf, wenn die

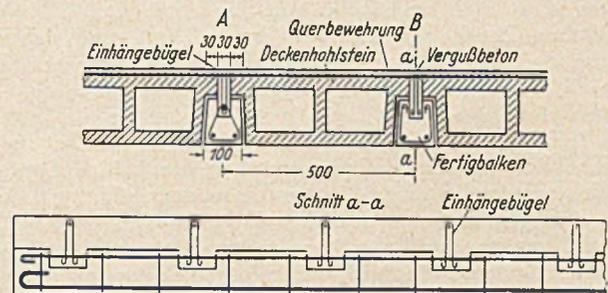


Abb. 1. Marten-Schnellbau-Decke.

bei der MS-Decke bei einer Verkehrslast von etwa $p = 500 \text{ kg/m}^2$ und einer Stützweite $l = 2,70 \text{ m}$ erforderliche Zugbewehrung von $2 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$ zugrunde gelegt wird. Um die Überschreitung der Stahlstreckgrenze der Zugbewehrung als Bruchursache auszuschalten, erhielten alle Versuchsbalken eine Zugbewehrung von $2 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm}$ (Betonstahl I).

Die in einer Betonfabrik hergestellten Stahlbetonfertighbalken lagen nach ihrer Herstellung zunächst 14 Tage unter feuchten Tüchern. Anschließend wurde ein Teil bis zum Prüftag „trocken“ aufbewahrt, d. h. in einem Raum mit etwa 65 % relativer Luftfeuchtigkeit und einer Temperatur von 20° C , und der Rest „feucht“, d. h. im gleichen Raum ständig bis zum Prüftag unter feuchtem Sand. Im Alter der Stahlbetonfertighbalken von rund 120 Tagen wurden die Druckplatten an die Fertigbalken, deren Anschlußflächen nicht besonders aufgeraut und

nur ganz leicht angenäßt waren, baustellenmäßig betoniert. Nach einer anfangs dreitägigen Lagerung unter feuchten Tüchern lagerten die Druckplatten so wie die Stahlbetonfertiggeländer, an die sie betoniert waren. Die Druckfestigkeit des für die Stahlbetonfertiggeländer und Druckplatten verwendeten Betons lag am Prüftag zwischen 180 und 220 kg/cm².

Sämtliche Balken wurden bei einer Stützweite $l = 270$ cm durch zwei Einzellasten in den Drittpunkten der Stützweiten mittels einer Prüfmaschine stufenweise bis zum Bruch belastet. Die Durchbiegung in Balkenmitte

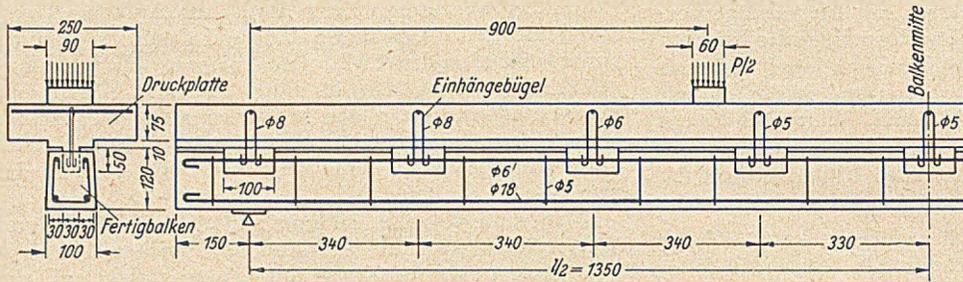


Abb. 2. Abmessungen der Versuchsbalken.

und die waagrechte Verschiebung zwischen Fertiggeländer und Druckplatte über den Auflagerpunkten ließ sich dabei durch Feinmeßuhren mit $1/100$ bzw. $1/1000$ mm Angabe feststellen.

3. Ergebnisse der Versuchsreihe I.

In der Versuchsreihe I wurden die Ausführungsformen A, B, C, D und E untersucht, deren Querschnitte in Tabelle 1, Spalte 3, eingetragen sind. Sie unterscheiden sich allein durch die zur Verbindung der beiden Querschnitte getroffenen Maßnahmen. Die Ausführungsformen A und B lehnen sich eng an die Marten-Schnellbau-Decke (s. Abb. 1) an, bei der zwischen Stahlbetonfertiggeländer Deckensteine trocken so verlegt werden, daß ihre 3 cm breiten Nasen beiderseits auf den Fertiggeländer aufliegen. Die Haftung zwischen dem Stahlbetonfertiggeländer und Druckplattenbeton ist bei diesen Ausführungsformen wie bei der MS-Decke durch die beiderseitigen Filterpapier-einlagen nur auf 3 cm Breite möglich. Bei A besteht über den Eihängebügel eine indirekte Verbindung zwischen Druck- und Zuggurt durch Bügel, und daher kann die Anschlußfuge als bewehrt bezeichnet werden. Bei B sind die Eihängebügel nur lose in die Vertiefungen des Fertiggeländers eingehängt. Es ist zwar die Fuge in Höhe der Oberkante des Fertiggeländers bewehrt, jedoch blieb die Anschlußfuge zwischen den beiden Querschnitten unbewehrt. C ist genau so ausgebildet wie B; es sind jedoch keine seitlichen Papierstreifen eingelegt, so daß der neue und alte Beton in 9 cm Breite aneinanderhaften können. Die Ausführungsform D entspricht ebenfalls der Form B; es fehlen nur die Eihängebügel. Der Fertiggeländer von E ist ohne Vertiefungen hergestellt. Die Druckplatte haftet in der 9 cm breiten unbewehrten waagrechteten Fuge an dem Fertiggeländer.

Tabelle 1 enthält neben den Versuchsbalkenquerschnitten die Einzel- und Mittelwerte der Reiß- und Bruchlasten sowie die mittleren rechnerischen Schubspannungen unter der Bruchlast, die mit $b_0 = 9,0$ cm errechnet sind. Nach DIN 4225 darf nur die Haftbreite als b_0 in Ansatz gebracht werden, bei den Ausführungsformen A, B und D also $b_0 = 3,0$ cm. Diese Abweichung von DIN 4225 ist berechtigt, weil die belasteten waagrechteten unvermörtelten, durch Papiereinlagen erzeugten Knirschfugen infolge Reibung fast voll bei der Übertragung der Schubkräfte mitwirkten, wie ein Vergleich der Bruchschubspannungen von B und C zeigt. Außerdem würde sich z. B. mit $b_0 = 3,0$ cm bei der Ausführungsform B eine Bruchschubspannung von $\tau_0 = 41,4$ kg/cm² ergeben, die bei der vorhandenen Betongüte und Bewehrung als unerreichbar zu bezeichnen ist.

Der Bruch wurde bei allen Versuchsbalken durch die Zerstörung des Verbundes zwischen den beiden Querschnitten eingeleitet. Die dadurch verursachte Verkleinerung der wirksamen Nutzhöhe führte zu einer wachsenden Durchbiegung und bei weiterer Belastung zum Bruch des Fertiggeländers durch Zerstörung seiner Druckzone oder durch klaffende Schubrisse in Auflagernähe.

Die bei der vorliegenden Betongüte und Bügelbewehrung bei einem einteiligen Versuchsbalken zu erwartende Bruchschubspannung von etwa 20–25 kg/cm² wurde bei den mit Eihängebügel bewehrten Ausführungsformen B und C in erster Linie auf Grund der strengen Versuchsbedingungen nicht erreicht. Das verhältnismäßig große Mehrschwinden der Druckplatte durch die lange trockene Lagerung der Fertiggeländer vor dem Betonieren der Druckplatte einerseits und die Belastung durch Einzellasten andererseits tragen erheblich zur Verminderung der Bruchschubspannungen bei. Die Versuchsreihe II zeigt, daß allein durch das Ausschalten des Mehrschwindens des Ortsbetons die Bruchschubspannung um 20–55 % erhöht wird (s. Tabelle 2). Versuche mit Deckenfeldern und einer gleichmäßig verteilten Belastung ergaben, daß diese Belastungsart durch die Vergrößerung der Reibung in der waagrechteten Anschlußfuge zwischen den Querschnitten zu einer Steigerung der Bruchschubspannung um

Tabelle 1. Ergebnisse der Versuchsreihe I.
Alter der Fertiggeländer am Prüftage: 180 Tage.
Alter der Druckplatten am Prüftage: 120 Tage.
Lagerung der Versuchsbalken: „trocken“.

1	2	3	4		5		8
			Einzelwerte	Mittelwerte	Einzelwerte	Mittelwerte	
Lfd. Nr.	Bez.	Versuchsbalkenquerschnitt	Reißlast P_R^1		Bruchlast P_B		Mittlere Bruchschubspannung τ_{II} ($b_0 = 9$ cm)
		mm	kg		kg		kg/cm ²
1 2 3	A		1721 1634 1961	1772	2432 2495 2704	2544	9,9
4 5 6	B		2664 2841 3017	2841	3595 3573 3528	3565	13,8
7 8 9	C		2960 3095 3210	3088	3849 3770 3892	3837	14,5
10 11 12	D		1855 1745 1745	1782	1961 1855 1745	1854	7,5
13 14 15	E		2222 1530 2075	1942	2885 1530 2075	2163	8,5

¹ Erster sichtbarer Schubriß im Fertiggeländer bzw. erster Riß in der Anschlußfuge zwischen Druckplatte und Fertiggeländer.

mindestens 30 % bei mit Einhänggebügeln bewehrten und um etwa 50 % bei nicht mit Einhänggebügeln bewehrten Deckenfeldern führen kann. Auffallend ist beim Vergleich der Ausführungsformen untereinander, daß die Ausführungsform A, obwohl bei ihr eine indirekte Verbindung von Druck- und Zugzone durch Stahleinlagen vorhanden ist, gegenüber B und C abfällt. Dieses überraschende Ergebnis ist auf das nicht satte Ausfüllen der Vertiefungen des Fertigbalkens infolge Raummangels und auf die nicht immer unmittelbare Berührung von Transportstahl und Einhänggebügel (Schlupf) bei der Ausführungsform A zurückzuführen. Beide Ursachen lassen sich bei den vorliegenden Abmessungen auf der Baustelle kaum abstellen. Die Verankerung der Einhänggebügel bei der Ausführungsform B beruht zwar nur auf einer Haftung von Beton an Beton. Sie wird jedoch durch eine gewisse Klemmwirkung verstärkt, die durch Unebenheiten in den seitlichen Begrenzungsflächen der Vertiefungen entsteht. Durch die Anordnung konischer Dübel könnte diese Klemmwirkung vielleicht noch verstärkt werden. Die Ausführungsform C zeigt, daß das Herauslassen der seitlichen 3 cm breiten Papierstreifen nur eine geringe unwesentliche Erhöhung der Bruchlast und damit der Bruchschubspannung zur Folge hat. Nicht vermörtelte Knirschfugen zwischen dem alten und frischen Beton, die durch das Eigengewicht und durch die Belastung zusammengedrückt werden, wirken also bei der Übertragung der Schubkräfte mit und können daher auch bei der Berechnung in Ansatz gebracht werden. Der reinen Haftwirkung des alten Betons an den neuen kommt im vorliegenden Falle nur eine untergeordnete Bedeutung zu.

Wird auf eine Bewehrung der Betondübel durch Einhänggebügel wie bei der Ausführungsform D verzichtet, so fällt die Bruchschubspannung im Vergleich zu der entsprechenden Ausführungsform mit Einhänggebügel B um fast 50 % ab. Die erhebliche Steigerung der Verbundwirkung durch die Einhänggebügel ist auf die durch sie erreichte Bewehrung der waagrecht Fuge in Höhe der Fertigbalkenoberkante zurückzuführen. In erster Linie wird durch die Einhänggebügel das Abscheren der Betondübel erschwert. Ihre Wirkung ist jedoch durch die schwache Verankerung in den Vertiefungen des Fertigbalkens begrenzt. Wahrscheinlich läßt sich bereits durch Einhänggebügel mit kleinerem Querschnitt die gleiche Verbundwirkung erzielen. Eine weitere Erhöhung der Verbundwirkung kann nur durch eine bessere Verankerung der Einhänggebügel erreicht werden. Wie ein Vergleich der Bruchschubspannungen der Ausführungsformen D und E zeigt, ist eine Vergrößerung der Verbundwirkung durch die Anordnung von Betondübeln allein nicht festzustellen.

Bei allen nicht mit Einhänggebügeln bewehrten Balken liegen Riß- und Bruchlast auffällig eng beieinander. Der Bruch ist also nur bei den mit Einhänggebügeln bewehrten Balken vorher durch eine Rißbildung rechtzeitig erkennbar.

4. Ergebnisse der Versuchsreihe II.

Der Einfluß des Mehrschwindens des Druckplattenbetons auf die Größe der Verbundwirkung zwischen Fertigbalken und Druckplatte wurde an den Ausführungsformen A und D (s. Tabelle 1) im Alter des Druckplattenbetons von 60 und 180 Tagen untersucht. Er ergibt sich unmittelbar aus dem Vergleich der „trocken“ und „feucht“ gelagerten Balken.

In Abb. 3 sind die mittels eines Setzdehnungsmessers auf einer Meßstrecke von 500 mm gemessenen mittleren Schwind- und Quellwerte des Fertigbalken- und Druckplattenbetons in Abhängigkeit vom Alter eingetragen.

Im Alter des Druckplattenbetons von 60 Tagen betrug also bei den „trocken“ gelagerten Versuchsbalken das Mehrschwinden des Druckplattenbetons 0,38 mm/m und

im Alter des Druckplattenbetons von 180 Tagen 0,62 mm/m. Diese verhältnismäßig großen Schwindwerte werden praktisch nur höchst selten erreicht, die Versuchsergebnisse sind daher als ungünstige Grenzwerte zu betrachten. Das geringe Mehrquellen bei den „feucht“ gelagerten Balken kann unberücksichtigt bleiben.

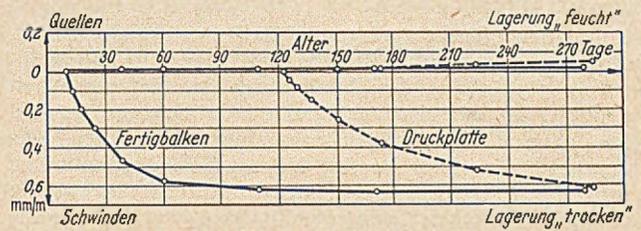


Abb. 3. Schwind- und Quellwerte.

Die Tabelle 2 enthält die Einzel- und Mittelwerte der Riß- und Bruchlasten, sowie die mittleren rechnerischen Schubspannungen unter der Bruchlast, die wie bei der Versuchsreihe I mit $b_0 = 9,0$ cm errechnet sind. Bei allen Balken wurde der Bruch auch hier durch die Aufhebung des Verbundes zwischen Fertigbalken und Druckplatte eingeleitet.

Tabelle 2. Ergebnisse der Versuchsreihe II.

Lfd. Nr.	Bez.	Alter am Pröf-tag in Tagen		Lagerung	Rißlast P_R		Bruchlast P_B		Mittlere Bruchschubspannung τ_0
		Fertigb.	Druckpl.		Einzelwerte	Mittelwerte	Einzelwerte	Mittelwerte	
					kg		kg		
1	A	60	60	"trocken"	1721	1772	2432	2544	9,9
2					1634		2495		
3					1991		2704		
4	D	180	60	"trocken"	1855	1782	1961	1854	7,5
5					1745		1855		
6					1745		1845		
7	* A ₁	300	180	"feucht"	2620	2749	3327	3411	13,1
8					2885		3955		
9					2741		2951		
10	** D ₁	300	180	"feucht"	2796	2973	2796	2973	11,8
11					3238		3238		
12					2885		2885		
13	* A ₂	300	180	"trocken"	2178	2471	2741	3004	11,5
14					2385		3094		
15					2851		3172		
16	** D ₂	300	180	"trocken"	1961	1805	1961	1805	7,4
17					1787		1787		
18					1667		1667		
19	* A ₃	300	180	"feucht"	2951	2817	3496	3545	13,8
20					2951		3766		
21					2730		3374		
22	** D ₃	300	180	"feucht"	2951	3021	2951	3021	11,9
23					2841		2841		
24					3272		3272		

* Abmessungen und Bewehrung wie A (s. Tabelle 1).

** Abmessungen und Bewehrung wie D (s. Tabelle 1).

Werden zunächst die Balkengruppen A und A₁, D und D₁, sowie A₂ und A₃ und D₂ und D₃ verglichen, so ist festzustellen, daß das Mehrschwinden des Druckplattenbetons in jedem Falle zu einer erheblichen Schwächung der Verbundwirkung führt. Obwohl theoretisch über den Auflagerpunkten durch das Mehrschwinden des Druckplattenbetons Schubkräfte entstehen, die entlastend auf die Beanspruchungen durch äußere Kräfte wirken, fällt die Bruchschubspannung der ohne Einhänggebügel ausgeführten Balken durch das Mehrschwinden des Druckplattenbetons um rd. 35 % und der mit Einhänggebügeln versehene Balken um rd. 20 % ab. Dieser Widerspruch

ist nur auf die Entstehung von Haar- und Lösungsrissen in der Anschlußfuge zwischen dem alten und neuen Beton zu erklären, die zu einer Lockerung des Verbundes führten. Es zeigt sich, daß die Bewehrung der waagrechten Fuge in Fertigbalkenoberkante mit Einhängebügeln im Hinblick auf die Beanspruchung durch das Mehrschwinden des Druckplattenbetons vorteilhaft ist.

Bei den „feucht“ gelagerten Balken steigt die Bruchschubspannung vom 1. Prüfabschnitt zum 2. Prüfabschnitt geringfügig infolge des Anwachsens der Betonfestigkeit an (vgl. A_1 mit A_3 und D_1 mit D_3). Dagegen ist bei den ohne Einhängebügeln ausgeführten „trocken“ gelagerten Balken kein Anstieg der Bruchschubspannung zu verzeichnen (vgl. D mit D_2). Bei den mit Einhängebügeln bewehrten „trocken“ gelagerten Balken tritt ein über die Steigerung der Betonfestigkeit hinausgehendes Anwachsen der Bruchschubspannung ein (vgl. A mit A_2), dessen Ursache in dem günstigen Einfluß, den das Kriechen des

Betons auf die Beanspruchung durch das Mehrschwinden hat, liegen kann.

5. Zusammenfassung.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß bei vorwiegend ruhender Belastung auch ohne durchgehende Bügel zwischen Druck- und Zugzone, die nach DIN 4225 gefordert werden, eine ausreichende schubfeste Verbindung der Einzelquerschnitte erzielt werden kann. Die einfachen konstruktiven Maßnahmen, die bei der MS-Decke angewandt werden, haben sich bewährt. Es ist jedoch notwendig, das Mehrschwinden des Ortbetons möglichst klein zu halten, weil sonst die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts erheblich absinkt. Das Mehrschwinden des Ortbetons läßt sich weitgehend ausschalten durch ein intensives Anlassen der Fertigteile vor dem Einbringen des Ortbetons und durch eine zweckmäßige auf ein kleines Schwindmaß abgestellte Zusammensetzung des Vergußmörtels.

Der verdrehte Rechteckstab bei verboterter Wölbung der Endquerschnitte.

Von Dr.-Ing. Werner Säger, Nürnberg.

(Fortsetzung aus Heft 10 und Schluß.)

Bestimmung der Konstanten.

1. Randbedingung: für $z = \infty$ müssen γ_x und γ_y endlich sein.

$$A_x = B_x = A_y = B_y = 0.$$

2. Randbedingung: für $z = 0$ ist voraussetzungsgemäß $\gamma_x = \gamma_y = 0$.

$$0 = D_x + E_x, \quad D_x = -E_x,$$

$$0 = D_y + E_y, \quad D_y = -E_y = -C_{y5} = C_{x5} = E_x = -D_x.$$

Unter Benutzung der Gl. (16) lassen sich alle Konstanten durch C_x ausdrücken:

$$C_y = -C_x \left(1 + \frac{1}{\beta}\right), \quad D_x = -C_x \cdot \alpha,$$

$$\alpha = \frac{r_3^4 (K_{1x} \cdot r_4^2 + K_{2x}) - r_4^4 (K_{1x} \cdot r_3^2 + K_{2x})}{r_3^4 (K_{1x} \cdot r_4^2 + K_{2x}) + r_4^4 (K_{1x} \cdot r_3^2 + K_{2x})}, \quad (19)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \cdot \frac{r_3^4 (K_{1x} \cdot r_4^2 + K_{2x}) + r_4^4 (K_{1x} \cdot r_3^2 + K_{2x})}{r_3^4 \cdot r_4^4}. \quad (20)$$

Damit gehen die Gl. (18) über in

$$\left. \begin{aligned} \gamma_x &= C_x [e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz + \alpha (1 - e^{-mz} \cdot \text{Cos } nz)], \\ \gamma_y &= - \\ &- C_x \left[\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz + \alpha (1 - e^{-mz} \cdot \text{Cos } nz) \right]. \end{aligned} \right\} (21)$$

Bevor weiterhin C_x bestimmt wird, soll dieses wichtige Zwischenergebnis näher erörtert werden. γ_x (γ_y) war, um es nochmal ins Gedächtnis zu rufen, der Winkel, den die Verbindungslinie der ursprünglich auf der y -(x -)Achse liegenden Querschnittelemente nach der Verformung mit der y -(x -)Achse im Querschnittsmittelpunkt bildet. Diese Winkel wurden, wie in der Elastizitätstheorie üblich, positiv gezählt, wenn die zugehörigen Verschiebungen ∂u (∂v) positiv gerichtet sind. D. h., sie sind bei gleichem Vorzeichen entgegengesetzt gerichtet. Nun enthalten γ_x und γ_y einen gleichgerichteten und gleich großen Anteil $C_x \cdot \alpha (1 - e^{-mz} \cdot \text{Cos } nz)$, der füglich als Drehung des Querschnitts aufgefaßt werden kann und daher als „Verdrehungsanteil“ von γ_x bzw. γ_y bzw. als „Drillung“ bezeichnet werden soll. Sie nähert sich asymptotisch dem Grenzwert $C_x \cdot \alpha$. Bei der Bildung der Summe $\gamma_x + \gamma_y$, die im Sinne der Drehung eigentlich eine Differenz ist, fällt dieser Verdrehungsanteil heraus. Die Restglieder liefern die Gleitung $\bar{\gamma}_{xy}$, weshalb sie als „Verzerrungsanteile“

bezeichnet werden. Diese Verzerrung verschwindet für $z \rightarrow \infty$. Aus ihr folgen alle Spannungen.

In der hinsichtlich z konstanten Größe C_x ist der Faktor $\bar{\varphi}_{xy}$ enthalten, den man von ihr abspalten kann:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_x &= C \cdot \bar{\varphi}_{xy} [e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz + \alpha (1 - e^{-mz} \cdot \text{Cos } nz)], \\ \gamma_y &= -C \cdot \\ &\cdot \bar{\varphi}_{xy} \left[\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz + \alpha (1 - e^{-mz} \cdot \text{Cos } nz) \right]. \end{aligned} \right\} (21a)$$

Schließlich wird C aus der dritten Randbedingung, $z = 0$, $w = -\omega \cdot y$, unter Benutzung der Gl. (5) bis (9) gewonnen

$$w = -\omega \cdot \varphi \cdot \frac{e^{-mz} m (m^2 + 3n^2) \cdot \text{Cin } nz + n (n^2 + 3m^2) \cdot \text{Cos } nz}{(m^2 - n^2)^3}, \quad (9a)$$

womit die zuerst angesetzte Funktion $h(z)$ gefunden ist. Es folgen damit die Spannungen

$$\tau_{xy} = -\frac{1}{128} \cdot \omega \cdot d \cdot E \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n (3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xy} \cdot e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz, \quad (5a)$$

$$\tau_{xz} = \frac{1}{32} \cdot \omega \cdot d \cdot E \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \frac{(m^2 - n^2) \cdot d}{n (3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xz} \cdot e^{-mz} (n d \cdot \text{Cos } nz + m d \cdot \text{Cin } nz), \quad (6a)$$

$$\tau_{yz} = \frac{1}{32} \cdot \omega \cdot d \cdot E \cdot \frac{b}{d} \cdot \frac{(m^2 - n^2) \cdot d}{n (3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{yz} \cdot e^{-mz} (n d \cdot \text{Cos } nz + m d \cdot \text{Cin } nz), \quad (7a)$$

$$\sigma_z = -\frac{1}{4} \cdot \omega \cdot d \cdot E \cdot \frac{b}{d} \cdot \frac{m^2 - n^2}{n d (3m^2 + n^2)} \cdot \varphi_z \cdot e^{-mz} [(m^2 + n^2) d^2 \cdot \text{Cin } nz + 2 m n d^2 \cdot \text{Cos } nz], \quad (8a)$$

der Schubverzerrungswinkel $\bar{\gamma}_{xy}$

$$\bar{\gamma}_{xy} = -\frac{1}{128} \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n (3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xy} \cdot e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz, \quad (16a)$$

der Verzerrungsanteil von γ_x aus Gl. (21a)

$$\gamma_{xs} = \frac{1}{128} \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{E}{G} \cdot \beta \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n (3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xy} \cdot e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz, \quad (23)$$

der Verzerrungsanteil von γ_y

$$\gamma_{ys} = -\gamma_{xs} \cdot \left(1 + \frac{1}{\beta}\right), \quad (24)$$

der Verdrehungsanteil von γ_x und γ_y bzw. die Drillung

$$\gamma_{xD} = -\gamma_{yD} = \frac{1}{128} \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{E}{G} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{b}{d}\right)^2 \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n(3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xy} (1 - e^{-mz}) \cdot \text{Co}(nz) \quad (25)$$

und die Verdrehung des im Unendlichen gelegenen Querschnitts

$$\lambda = \max \gamma_{xD} = \frac{1}{128} \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{E}{G} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{b}{d}\right)^2 \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n(3m^2 + n^2)} \cdot \bar{\varphi}_{xy} \quad (26)$$

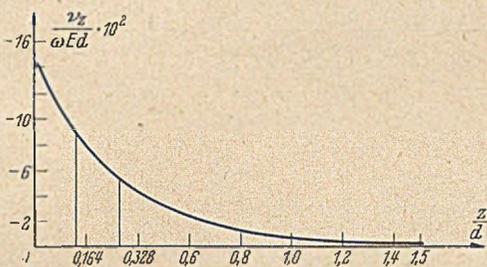
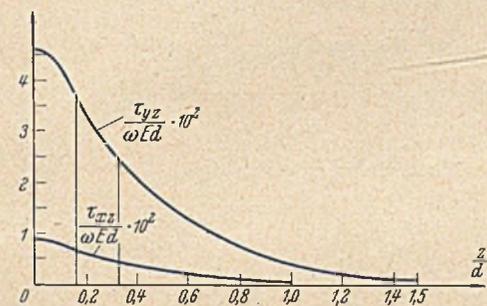
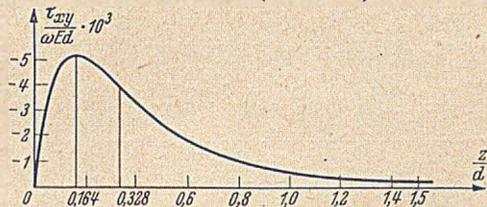


Abb. 2. Spannungsverlauf für $d/b = 4$ und $G/E = 0,5$

Damit sind die Funktionen gefunden, die die Spannungen und Formänderungen in einem hinreichend langen Rechteckstab von dem Seitenverhältnis $d/b \geq 3$ beschreiben, wenn ein Endquerschnitt die Verwölbung $w = -\omega \cdot \varphi$ erfährt.

Bevor nun die Überlagerung mit dem unter B beschriebenen Zustand vorgenommen wird, sollen die gewonnenen Funktionen in einigen Diagrammen dargestellt werden. In Abb. 2 sind die Spannungen für $d/b = 4$ und $G/E = 0,5$ aufgetragen, und zwar jeweils die Maxima innerhalb des Querschnitts, also τ_{xy} für $x = y = 0$, τ_{xz} für $x = 0$, $y = d/2$, τ_{yz} für $x = b/2$, $y = 0$, σ_z für $x = b/2$, $y = d/2$. τ_{xy} verläuft, wie man dies aus den Randbedingungen für $\bar{\gamma}_{xy}$ schon vermuten konnte, nach Art einer aperiodischen Schwingung. Die übrigen Spannungen folgen den Integralkurven. Insbesondere nimmt σ_z , der nur örtlich am Endquerschnitt angreifende, in sich im Gleichgewicht befindliche Normalspannungshügel mit wachsender Entfernung vom Ort des Angriffs so ab, wie es das St. Venantsche Prinzip aussagt. τ_{xz} ist der entsprechenden Spannung für den ersten Zustand gleichgerichtet, während die absolut größere Spannung τ_{yz} entgegengesetztes Vorzeichen hat. Alle Spannungen sind bereits im Abstand $z = 1,5d$ vom Stabende fast ganz verschwunden. Die Verschiebung $w = -\omega \cdot \varphi$ am Stabende bewirkt also nur eine rein örtliche Anstrengung. Die

vorstehenden Lösungen gelten daher für alle Stäbe von der Länge $> 1,5d$. Bei kürzeren Stäben müssen andere Randbedingungen angesetzt werden. Wird die Verschiebung $w = -\omega \cdot \varphi$ an beiden Stabenden erzwungen, so können Spannungen und Drillung nach den vorstehenden Formeln unabhängig voneinander berechnet werden, wenn der Stab mindestens dreimal so lang wie hoch ist. Das gilt auch, wenn die Stablänge im Bereich $1,5 < l/d < 3,0$ liegt, jedoch sind dann die Werte zu addieren. Insbesondere verläuft die Normalspannung σ_z für einen Stab von der Länge $l = 1,5d$ bei Verschiebung $w = -\omega \cdot \varphi$ an beiden Enden in der in Abb. 3 dargestellten Weise. Erst bei einem derart kurzen Stab also nähert sich ihr Verlauf

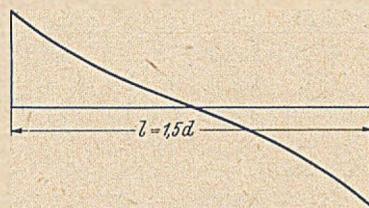


Abb. 3. Normalspannung σ_z bei Wölbverhinderung an beiden Enden bei einer Stablänge $l = 1,5d$.

demjenigen, der an einem aus dem Stab herausgeschnittenen Balken $b \cdot dy$ oder $d \cdot dx$ auftreten würde, wenn diese entsprechend den Verschiebungen durch an beiden Enden angreifende gleichgerichtete Momente gebogen wird.

Für die gleichen Verhältnisse $d/b = 4$ und $G/E = 0,5$ sind dann in Abb. 4 die Verzerrungs- und Verdrehungsanteile der γ_x und γ_y und die Gleitung $\bar{\gamma}_{xy}$ im Querschnittsmittelpunkt in Abhängigkeit von z/d aufgetragen. Wie schon bei Erläuterung der Gl. (21) angegeben, sind die Verzerrungsanteile γ_{xs} und γ_{ys} einander gleichgerichtet und wegen $\alpha < 0$ dem Verdrehungsanteil γ_D entgegengerichtet. In der Abbildung sind daher der besseren Anschaulichkeit wegen im Gegensatz zur bisher gebräuchten Vorzeichenregel der Drillung ω gleichgerichtete Drehungen nach der positiven, gegengerichtete nach der negativen Seite aufgetragen. Die γ_s sind absolut kleiner als die Drillung γ_D , verringern diese auf γ_x bzw. γ_y , verschwinden aber schon für $z = d$ fast ganz, so daß für $z > d$ die Drillung γ_D rein in Erscheinung tritt und den Grenzwert λ der Gl. (26) annimmt.

Endlich zeigt Abb. 5 die Größtwerte von γ_{xs} und γ_{ys} , ferner die in den gleichen Querschnitten z/d auftretende Drillung γ_D , dann die Größtwerte von γ_D , also λ , und schließlich die Faktoren α und $(1 + 1/\beta)$ in Abhängigkeit von d/b für $G/E = 0,5$. γ_s und γ_D wachsen mit steigendem Seitenverhältnis d/b unter Annäherung an einen Größtwert. Der Unterschied zwischen γ_{xs} und γ_{ys} , also die Gleitung $\bar{\gamma}_{xy}$ dagegen nimmt ab. Die wesentlichste Formänderung ist der Drillwinkel λ , der der Drillung ω entgegengerichtet ist. Als Vorzeichenregel gilt dieselbe wie für Abb. 4.

D. Der durch ein Drillmoment M belastete Stab bei verhinderter Wölbung der Endquerschnitte.

Durch Überlagerung der in den Abschnitten B und C angegebenen Werte erhält man nun die endgültigen Spannungen und Formänderungen. Für die ersteren ist es nicht von Belang, ob die Verwölbung an einem oder an beiden Endquerschnitten verhindert wird, wenn nur die Stablänge etwa dreimal so groß wie die Querschnittshöhe ist. Nur bei Feststellung der Drillung ist dieser Unterschied zu beachten. Im folgenden werden nur die im Bereich des Querschnitts größten Spannungen angeschrieben, wobei in die Gl. des Abschnitts C aus Gl. 1

$$\omega = \frac{M}{G J_t} = \frac{M}{G d b^3 (1/3 - \lambda b/d)}$$

eingesetzt wird. Es ist

$$\max \tau_{xy} = - \frac{M}{128 b d^3 (1/3 - \lambda b/d)} \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n (3 m^2 + n^2)} \cdot e^{-mz} \cdot \text{Cin } nz \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{4}{\pi} \right)^5 \cdot \left(\frac{b}{d} \right)^2 \cdot \sum (-1)^{K-1} \cdot \frac{\text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right] - 1}{(2K-1)^5 \cdot \text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right]} \right] \quad (27)$$

$$\max \tau_{xz} = \frac{M \cdot \eta_1}{d b^2 \cdot \eta_2} + \frac{M}{32 b d^2 (1/3 - \lambda b/d)} \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^2 \cdot d}{n (3 m^2 + n^2)} \cdot e^{-mz} (n d \cdot \text{Coj } nz + m d \cdot \text{Cin } nz) \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{4}{\pi} \right)^4 \cdot \frac{b}{d} \cdot \sum (-1)^{K-1} \cdot \frac{\text{Si} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right]}{(2K-1)^4} \right] \quad (28)$$

$$\max \tau_{yz} = - \frac{M}{d b^2 \cdot \eta_2} + \frac{M}{32 b^2 d (1/3 - \lambda b/d)} \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^2 \cdot d}{n (3 m^2 + n^2)} \cdot e^{-mz} (n d \cdot \text{Coj } nz + m d \cdot \text{Cin } nz) \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{4}{\pi} \right)^4 \cdot \left(\frac{b}{d} \right)^2 \cdot \sum (-1)^{K-1} \cdot \frac{\left\{ \text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right] - 1 \right\} \cdot \sin \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \right]}{(2K-1)^4 \cdot \text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right]} \right] \quad (29)$$

$$\max \sigma_z = - \frac{M}{4 b^2 d (1/3 - \lambda b/d)} \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{m^2 - n^2}{n d (3 m^2 + n^2)} \cdot e^{-mz} [(m^2 + n^2) d^2 \cdot \text{Cin } nz + 2 m n d^2 \cdot \text{Coj } nz] \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{4}{\pi} \right)^3 \cdot \frac{b}{d} \cdot \sum (-1)^{K-1} \cdot \frac{\text{Si} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right] \cdot \sin \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \right]}{(2K-1)^3} \right] \quad (30)$$

Wird die Verwölbung an beiden Stabenden verhindert, so ist der Drillwinkel gegeben durch

$$\vartheta = \omega \cdot l + 2 \lambda = \omega \cdot \left\{ l - d \cdot \frac{|\alpha| \cdot \beta}{64} \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \frac{(m^2 - n^2)^3 \cdot d^3}{n (3 m^2 + n^2)} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{4}{\pi} \right)^5 \cdot \frac{b^2}{d^2} \cdot \sum (-1)^{K-1} \cdot \frac{\text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right] - 1}{(2K-1)^5 \cdot \text{Coj} \left[(2K-1) \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} \right]} \right] \right\} = \omega \{ l - d \cdot \varepsilon \} \quad (31)$$

Er wird also gegenüber dem Drillwinkel bei unbehinderter Wölbung $\vartheta_0 = \omega \cdot l$ wegen $\alpha < 0$ um so viel kleiner als wäre seine Länge um den Betrag $\varepsilon \cdot d$ kürzer.

Um ein Urteil über die Größenordnung dieser Spannungen bilden zu können, werden sie auf diejenigen bei

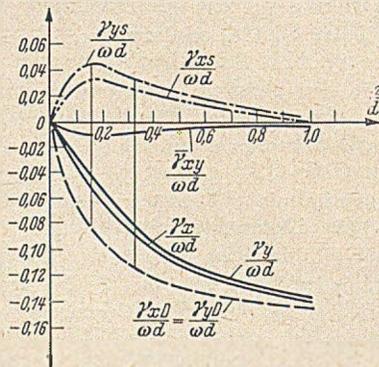


Abb. 4. Verzerrungsanteil γ_{xs} , Verzerrungsanteil γ_{ys} , Verdrehungsanteil $\gamma_{xD} = \gamma_{yD}$, Anteile γ_x und γ_y an der Gleitung $\bar{\gamma}_{xy}$ für $d/b = 4$ und $G/E = 0,5$.

unbehinderter Wölbung bezogen, und zwar $\max \tau_{xz}$ auf $\tau_{xz,0}$, $\max \tau_{yz}$, $\max \sigma_z$ und $\max \tau_{xy}$ auf $\tau_{yz,0}$ aus Gf. (2). Der Verlauf dieser bezogenen Spannungen mit z und für verschiedene Seitenverhältnisse d/b ist aus Abb. 6 zu ersehen, während ihre Maxima nochmals in Tabelle 2 angegeben sind. Ebenso wird der Drillwinkel ϑ auf den bei ungehinderter Wölbung ϑ_0 bezogen. Das umgekehrte Verhältnis ϑ_0/ϑ gibt die Vergrößerung der Steifigkeit an. Hierbei wurden die kleinen Verhältnisse $l/d = 3$ und $l/d = 6$ angenommen, da bei kürzeren Stäben der Einfluß der Rückdrehung (-2λ) fühlbarer ist. Auch ist der Faktor ε aus Gl. (31) aufgenommen. Aus

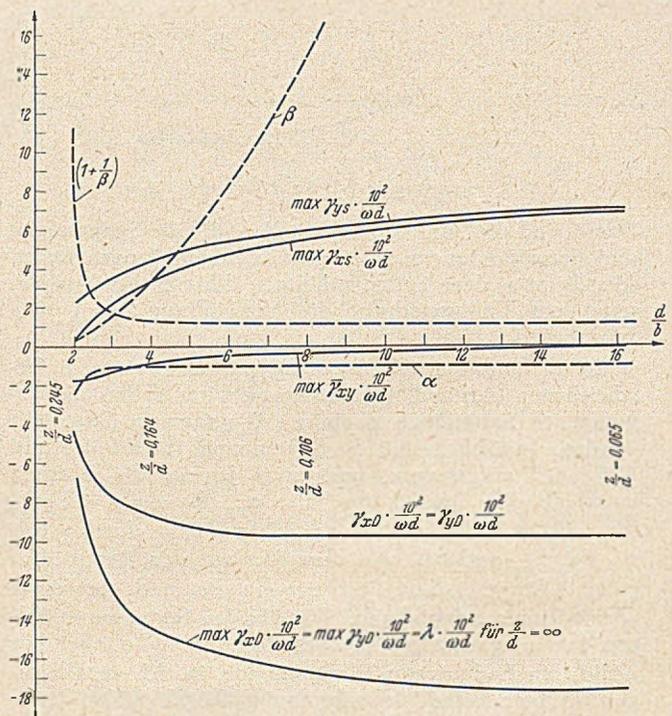


Abb. 5. Verzerrungs- und Verdrehungsanteile von $\max \gamma_x$ und $\max \gamma_y$, Gleitung $\max \bar{\gamma}_{xy}$ und Drillwinkel λ als Funktion von d/b für $G/E = 0,5$.

Abb. 6 und Tabelle 2 ist nun zu entnehmen, daß im Bereich der Endquerschnitte infolge der Verhinderung der Verwölbung derselben vor allem die größere Schubspannung am langen Querschnittsrand, τ_{yz} , eine erhebliche

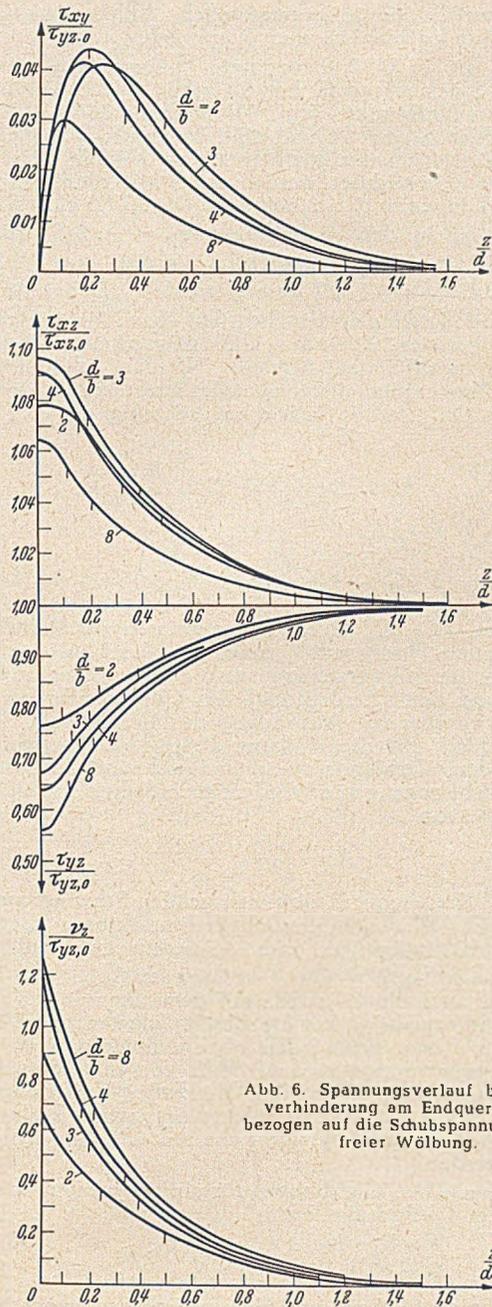


Abb. 6. Spannungsverlauf bei Wölbverhinderung am Endquerschnitt bezogen auf die Schubspannungen bei freier Wölbung.

Abminderung erfährt, während die kleinere, τ_{xz} , in nur geringem Maße ansteigt. Neu hinzu tritt die unbedeutende, die Querschnitte in ihrer Ebene verzerrende Schubspannung τ_{xy} und die Normalspannung σ_z , die im Endquerschnitt schon bei $d/b = 3$ von gleicher Größenordnung wie τ_{yz} ist. Im Bereich der Endquerschnitte wird also, besonders bei schmalen Rechtecken, ein recht beacht-

Tabelle 2.

$\frac{d}{b}$	$\frac{\tau_{xy}}{\tau_{yz,0}}$	$\frac{\tau_{xz}}{\tau_{xz,0}}$	$\frac{\tau_{yz}}{\tau_{yz,0}}$	$\frac{\nu_z}{\tau_{yz,0}}$	ϵ	$\frac{\partial_0/\partial}{l/d = 6 \quad l/d = 3}$	
2	0,0405	1,078	0,762	0,656	0,138	1,022	1,047
3	0,044	1,097	0,667	0,908	0,258	1,047	1,093
4	0,041	1,091	0,631	1,180	0,294	1,051	1,108
8	0,0294	1,064	0,556	1,230	0,336	1,059	1,127

licher Teil des Torsionsmomentes M statt durch Torsion durch Biegung abgetragen. Jedoch verschwinden diese Biegungsspannungen schon in der kurzen Entfernung $1,5d$ vom Endquerschnitt fast ganz, so daß im mittleren Bereich des Stabes von der Länge $l - 3d$ der reine St. Venantsche Spannungszustand herrscht. Deshalb wächst auch bei schlanken Balken die Steifigkeit nur ganz unbedeutend. Nur bei kurzen Balken mit hohem Seitenverhältnis d/b , die dann mehr als Platte zu bezeichnen sind, ist ein merklicher Zuwachs an Steifigkeit zu verzeichnen. Die vorstehenden Ergebnisse, die sich übrigens mit den von Reissner und Ebner für den Kastenquerschnitt ermittelten decken, bestätigen die Gepflogenheit des Konstrukteurs von Stahlbetonbauten, bei normalen Balkenproportionen der Bestimmung der Torsionsspannungen den St. Venantschen Idealzustand zugrunde zu legen. Denn dieser herrscht tatsächlich im mittleren Bereich des Balkens, während bei den Endquerschnitten die infolge der Wölbbehinderung auftretenden Zusatzspannungen unerheblich sind. Werden jedoch die Schubspannungen aus Torsion groß, oder ist der Balken kurz und hat ein stark von eins verschiedenes Verhältnis der Querschnittsseiten, so ist die Existenz von Normalspannungen im Bereich der Endquerschnitte zu beachten. Da diese wiederum nach allen Richtungen schnell abklingen, also nur in einem örtlich eng begrenzten Raum auftreten, wird man eine etwaige Überschreitung der zulässigen Druckspannung des Betons ohne Verstärkung des Querschnitts hinnehmen können, während auf der Seite der Zugspannungen eine reichliche Bemessung der Stahleinlagen angezeigt ist.

Kurze Technische Berichte.

Aerodynamische Theorie der Brückenschwingungen.

Steinman stellt „die erste ganz allgemeine Theorie des schwingenden Brückenquerschnittes zur Diskussion, eine Theorie, wie sie in ähnlicher Vollständigkeit und Allgemeingültigkeit bisher noch nicht aufgestellt worden ist“. In Transactions Amer. Soc. Civ. Eng. 110 (1945), S. 439—580, gab St. einen Weg an, näherungsweise die Steifigkeitseigenschaften der Hängebrücke als Ganzes durch eine verhältnismäßig einfache Formel zu beschreiben, und darauf aufbauend eine bestimmte Form der mathematischen Behandlung des Problems der Anfachung von Schwingungen durch Wind und der aerodynamischen Stabilität. Dabei kommt er zu der Feststellung, daß — von Sonderfällen abgesehen — die Gesamtbrücke aerodynamisch instabil ist, wenn der Brückenquerschnitt keine aerodynamische Stabilität besitzt.

Somit beschäftigt sich der neue Aufsatz fast ausschließlich mit dem Brückenquerschnitt, d. h. mit einem Längen-

element der Brücke, als Körper von zwei Freiheitsgraden (vertikal-beweglich und drehbar) betrachtet. Die grundlegenden Ansätze der Theorie sind einfach und übersichtlich: für jeden der beiden Freiheitsgrade wird einerseits ein Ausdruck für die aerodynamischen, andererseits ein solcher für die dynamischen Kraftwirkungen aufgestellt; diese Ausdrücke sind Funktionen des vertikalen Schwingungsausschlages η bzw. des Winkelausschlages α und der Ableitungen $\dot{\eta}$, $\ddot{\eta}$ und $\dot{\alpha}$, $\ddot{\alpha}$ nach der Zeit. Mit besonderer Sorgfalt strebt Steinman danach, in diesen Ausdrücken alle nur denkbaren Kraftwirkungen vollständig zu erfassen. Die Gleichsetzung der aerodynamischen und der dynamischen Kräfte liefert die ziemlich verwickelten Differentialgleichungen des Problems.

Auch ohne eine vollständige Lösung dieser Differentialgleichungen lassen sich, wie es bei den meisten Schwingungsuntersuchungen der Fall ist, mit ihrer Hilfe schon wesentliche Eigenarten der betrachteten Vorgänge erfassen. Durch Ansetzen von partikulären Integralen, Bildung von Determinanten und einige andere Operatio-

nen gewinnt St. die in erster Linie interessierenden Auskünfte: Schwingungsfrequenzen, kritische Windgeschwindigkeiten, Stabilitätsverhalten (Maß der Aufschaukelung) und Verhalten der Amplitude bei Dämpfung, und zwar einmal für die vertikalen Schwingungen, zum anderen für die Torsionsschwingungen, aber auch für gekoppelte Schwingungen aus beiden. —

Die aerodynamischen Kraftwirkungen werden als Auftrieb P bzw. Moment der Luftkräfte M zunächst angesetzt in der Form

$$P = P_0 + P(\alpha) + P(\dot{\eta}) + P(\ddot{\eta}) + P(\ddot{\alpha}), \quad (1a)$$

$$M = M_0 + M(\alpha) + M(\dot{\eta}) + M(\ddot{\eta}) + M(\ddot{\alpha}), \quad (1b)$$

worin P_0 und M_0 Auftrieb und Moment für den anfänglichen Anströmungswinkel α_0 bedeuten. Damit entsteht die Aufgabe, für die einzelnen Beiträge geeignete Ausdrücke zu finden. Dies ist bei dem eng verwandten Problem der Flatterschwingungen von Flugzeugtragflügeln weitgehend mit den Methoden der klassischen Aerodynamik möglich, beim Brückenquerschnitt ist man jedoch völlig auf Windkanalversuche angewiesen. Ste in man greift dabei vielfältig auf die Ergebnisse seiner früheren Veröffentlichungen zurück. So ersetzt er (Abb. 1 und 2) die Überlagerung der vertikalen Eigengeschwindigkeit v des schwingenden Körpers mit der Windgeschwindigkeit V durch eine Neigung des Modells um den Winkel v/V , die Überlagerung der Winkelgeschwindigkeit $2v/b$ ($b =$ Querschnittsbreite) mit V angenähert durch eine Krümmung des Modells mit einem Krümmungsradius $bV/2v$. (Die Messung an gekrümmten Modellen erfolgte erstmals 1947 auf Ste in mans Anregung; ein ähnlicher Gedanke ist 1937 schon einmal in bezug auf Luftfahrtforschungen ge-

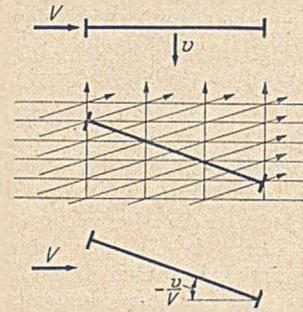


Abb. 1. Neigung des Querschnittes.

Überlagerung der vertikalen Eigengeschwindigkeit v des schwingenden Körpers mit der Windgeschwindigkeit V durch eine Neigung des Modells um den Winkel v/V , die Überlagerung der Winkelgeschwindigkeit $2v/b$ ($b =$ Querschnittsbreite) mit V angenähert durch eine Krümmung des Modells mit einem Krümmungsradius $bV/2v$. (Die Messung an gekrümmten Modellen erfolgte erstmals 1947 auf Ste in mans Anregung; ein ähnlicher Gedanke ist 1937 schon einmal in bezug auf Luftfahrtforschungen ge-

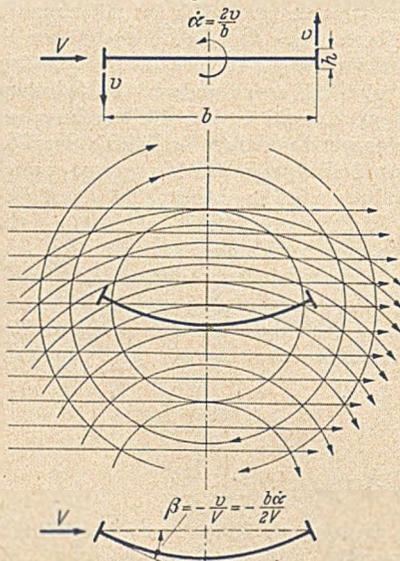


Abb. 2. Krümmung des Querschnittes.

äußert worden. Vergleichsmessungen an einander entsprechenden geraden und gekrümmten Modellen zeigen qualitativ geringe Unterschiede, die quantitativen Abweichungen haben jedoch die Richtung verstärkter Instabilität der Brücke.) In Abb. 2 sind die Beziehungen zwischen dem Winkel α bzw. der Winkelgeschwindigkeit $\dot{\alpha}$ und dem Sehnen tangentialenwinkel β am gekrümmten Modell verzeichnet.

Die Ergebnisse der Messungen werden in der üblichen Weise dimensionslos wiedergegeben durch die Auftriebszahl c_A und die Momentenzahl c_M , definiert durch die bekannten Ansätze

$$P = c_A \frac{\rho V^2}{2} b; \quad M = c_M \frac{\rho V^2}{2} b^2$$

mit $\rho V^2/2$ als Staudruck. In der Auftriebskurve und der

Momentenkurve sind die gemessenen Abhängigkeiten zwischen c_A und α bzw. c_M und β angegeben. Wenn der Querschnitt die in USA bevorzugte H-Form, d. h. eine horizontale Symmetrieachse, hat, so gehen solche Kurven durch den Nullpunkt [vgl. Bautechnik 26 (1949), S. 349/350, Abb. 6 und 7] und sind innerhalb eines gewissen Bereiches geradlinig unter einem Winkel, dessen Tangens mit s bezeichnet werden soll. Mit dieser Einschränkung können in den α -Beiträgen der Gl. (1) $c_A = s_1 \alpha$ und $c_M = s_2 \alpha$, in den $\dot{\eta}$ -Beiträgen $c_A = -s_1 \dot{\eta}/V$ und $c_M = -s_1 \dot{\eta}/V$, in den $\ddot{\alpha}$ -Beiträgen $c_A = s_3 \ddot{\alpha} = -s_3 \dot{\alpha} b/2V$ und $c_M = s_4 \ddot{\alpha} = -s_4 \dot{\alpha} b/2V$ gesetzt werden. Dabei sind s_1 und s_2 die Neigungen der Auftriebs- bzw. Momentenkurven am geraden, s_3 und s_4 die entsprechenden Neigungen am gekrümmten Modell. Werden schließlich Masse und Massenträgheitsmoment des mitbewegten Luftvolumens mit m_L und J_L bezeichnet, so gehen die Gl. (1) über in

$$P = P_0 + \frac{\rho V^2}{2} b \left[C_1 s_1 \left(\alpha - \frac{\dot{\eta}}{V} \right) - C_3 s_3 \frac{b \dot{\alpha}}{2V} \right] + m_L (V \dot{\alpha} - \dot{\eta}), \quad (2a)$$

$$M = M_0 + \frac{\rho V^2}{2} b^2 \left[C_2 s_2 \left(\alpha - \frac{\dot{\eta}}{V} \right) - C_4 s_4 \frac{b \dot{\alpha}}{2V} \right] - J_L \ddot{\alpha}. \quad (2b)$$

Darin sind C_1, C_2, C_3, C_4 Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung einer Phasenverzögerung, d. h. des Umstandes, daß eine gewisse Zeit vergeht zwischen einer Lageänderung (Verschiebung oder Verdrehung) des Querschnittes und der ihr entsprechenden Ausbildung des Kräftespiels. Es ist einleuchtend, daß die Wirkung dieser Phasenverschiebung von dem Verhältnis zwischen Geschwindigkeit der Schwingungsbewegung und Windgeschwindigkeit abhängig ist, also z. B. von

$$k = \frac{\omega b}{2V}$$

wenn ω die Kreisfrequenz des vorliegenden Schwingungsvorganges ist. Wie man diese Korrekturfaktoren C am zutreffendsten festlegt, ist nicht leicht zu entscheiden; Ste in man schlägt vor, $C = F - iG$ zu setzen ($i = \sqrt{-1}$), wobei die F und die G jeweils mit demselben Index zu versehen sind wie die C . Für die Abhängigkeiten zwischen den Größen F bzw. G und dem oben definierten Wert k gibt er Diagramme an, die er mit Hilfe von Integrationen aus im Windkanal gemessenen Druck-Sog-Verteilungskurven gewonnen hat. Mittels solcher Diagramme können in jedem Anwendungsfalle die Faktoren C zahlenmäßig bestimmt werden.

Die dynamischen Gleichungen für einen symmetrischen schwingenden Querschnitt lauten

$$P = P_0 + m \ddot{\eta} + c_1 \dot{\eta} + K_1 \eta, \quad (3a)$$

$$M = M_0 + J \ddot{\alpha} + c_2 \dot{\alpha} + K_2 \alpha. \quad (3b)$$

Darin sind m und J Masse und Massenträgheitsmoment des Brückenquerschnitts (d. h. pro Längeneinheit der Brücke), c_1 und c_2 die Dämpfungsfaktoren in den beiden Bewegungsmöglichkeiten und K_1 und K_2 eine Art Federkonstante, d. h. diejenigen Größen, die den elastischen Zusammenhang des betrachteten Längenelementes mit der ganzen Brücke beschreiben. Sind für die ganze Brücke bei ruhender Luft die Eigenfrequenzen ω_1 der Biegeschwingungen und ω_2 der Torsionsschwingungen bekannt, so gilt einfach

$$K_1 = m \omega_1^2 \quad \text{und} \quad K_2 = J \omega_2^2 \quad (4)$$

[vgl. die Bemerkung über K im Bauingenieur 25 (1950), S. 214; Ste in man pflegt K mit Hilfe von kurzen Näherungsformeln zu bestimmen].

Die Differentialgleichungen des Problems entstehen durch Zusammenfügen der Gl. (2) und (3). Ste in man nimmt gleichzeitig eine Reihe von Vereinfachungen vor: Die Beiträge P_0 und M_0 verschwinden aus allen Gleichungen, wenn die Schwingungsauslässe η und α von der statischen Gleichgewichtslage, die sich bei der Windgeschwindigkeit V einstellt, aus gerechnet werden. — In den mit $\dot{\eta}$ und $\dot{\alpha}$ behafteten Ausdrücken werden m_L und J_L gegenüber m und J vernachlässigt, als Faktor von $\dot{\alpha}$ wird $m_L = \rho \pi b^2/4$ gesetzt. — Es wird $J = m r^2$, also der Trägheitsradius anstatt des Trägheitsmomentes, eingeführt. —

Es werden zwei partikuläre Integrale $\eta = \eta_0 e^{i(\omega t + \nu)}$ und $a = \alpha_0 e^{i\omega t}$ benutzt, um

$$\dot{\eta} = i\omega \eta; \quad \ddot{\eta} = -\omega^2 \eta; \quad \dot{a} = i\omega a; \quad \ddot{a} = -\omega^2 a$$

zu setzen. — Die Größen K werden durch die Gl. (4) beseitigt. — Die Dämpfungsfaktoren c_1 und c_2 werden durch die logarithmischen Dekremente ersetzt mit Hilfe der bekannten Beziehungen

$$\delta_1 = \frac{c_1 \pi}{m \omega} \quad \text{und} \quad \delta_2 = \frac{c_2 \pi}{J \omega}$$

Verwendet man schließlich noch zwei dimensionslose Hilfsgrößen $\mu = \rho b^2/m$ und $a_1 = 4r^2/b^2$, so entstehen Stei n m a n s Schlüsselgleichungen für das untersuchte Problem:

$$\frac{4}{\mu} \left[\left(\frac{\omega_1}{\omega} \right)^2 + i \frac{\delta_1}{\pi} - 1 \right] \frac{2\eta}{b} = \frac{1}{k^2} C_1 s_1 a - \frac{i}{k} C_1 s_1 \frac{2\eta}{b} + \frac{i}{k} (\pi - C_3 s_3) a, \quad (5a)$$

$$\frac{2a_1}{\mu} \left[\left(\frac{\omega_2}{\omega} \right)^2 + i \frac{\delta_2}{\pi} - 1 \right] a = \frac{1}{k^2} C_2 s_2 a - \frac{i}{k} C_2 s_2 \frac{2\eta}{b} - \frac{i}{k} C_4 s_4 a. \quad (5b)$$

Die aerodynamische Stabilität wird mit Hilfe dieser Gleichungen auf folgende Weise untersucht: Für reine Vertikalschwingungen ist $a = 0$ und $\dot{a} = 0$ zu setzen, dann lautet Gl. (5a):

$$\frac{4}{\mu} \left[\left(\frac{\omega_1}{\omega} \right)^2 + i \frac{\delta_1}{\pi} - 1 \right] = -\frac{i}{k} C_1 s_1 = -\frac{i}{k} (F_1 - i G_1) s_1.$$

Während die Gleichsetzung der reellen Ausdrücke die tatsächliche Frequenz ω in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz ω_1 liefert (die Abweichungen zwischen beiden sind übrigens geringfügig), entsteht aus der Gleichsetzung der imaginären Teile

$$\delta_1 = -\frac{\mu}{4} F_1 s_1 \frac{2V}{\omega b} = -\frac{\mu}{4} F_1 s_1 \frac{V}{n b}, \quad (6)$$

wenn statt der Kreisfrequenz die Schwingungszahl $n = 2\pi/\omega$ geschrieben wird. Wenn man davon absieht, daß die in dieser Gleichung enthaltenen Größen auf verbesserte Weise ermittelt werden, stimmt Gl. (6) überein mit einer schon früher von Stei n m a n veröffentlichten Formel [Bautechnik 26 (1949), S. 348, Gl. (2); der dort angegebene Zahlenfaktor 0,01 ist dimensionsbehaftet und ergibt sich in dieser Höhe nur bei Benutzung englisch-

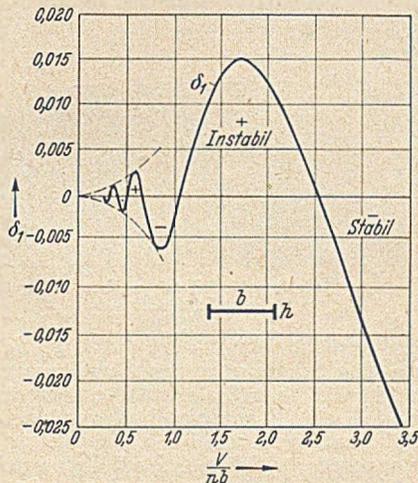


Abb. 3. Vertikale Instabilität.

amerikanischer Maße]. — Da die Dämpfungsglieder der Gl. (3) positiv eingeführt wurden, bedeutet ein positives Ergebnis für δ_1 nach Gl. (6) eine Aufschaukelung, d. h. einen nicht stabilen Brückenquerschnitt. Anstatt Dekrement hätte also eigentlich Inkrement gesagt werden müssen.

Für die Anwendung der Gl. (6) gibt Stei n m a n ein Zahlenbeispiel: Er untersucht einen H-Querschnitt, bei dem er bezüglich des Eigengewichtes und der Neigung der Auftriebskurve bestimmte Zahlenwerte zugrunde legt. Die Größe F_1 , die für sich schon mit k (anders gesagt also mit V/nb) veränderlich ist, entnimmt er seinen vorher

erwähnten F -Diagrammen und ermittelt so die Größe δ_1 in Abhängigkeit von V/nb . Das Ergebnis ist eine charakteristische Kurve (Abb. 3): für verschiedene Windgeschwindigkeiten wechseln Bereiche der Instabilität mit solchen der Stabilität ab. Der gefährlichste Instabilitätsbereich des bei hohen Windgeschwindigkeiten stabilen Querschnittes liegt zwischen $V/nb = 1,08$ und $2,57$. Bei der ursprünglichen Tacomabrücke war $h/b = 0,205$, der entsprechende Bereich lag zwischen $0,93$ und $2,35$ — ein beachtenswerter Umstand angesichts der Tatsache, daß die anfänglichen Vertikalschwingungen vor dem Einsturz der Brücke sich bei verhältnismäßig niedrigen Windgeschwindigkeiten aufschaukeln konnten.)

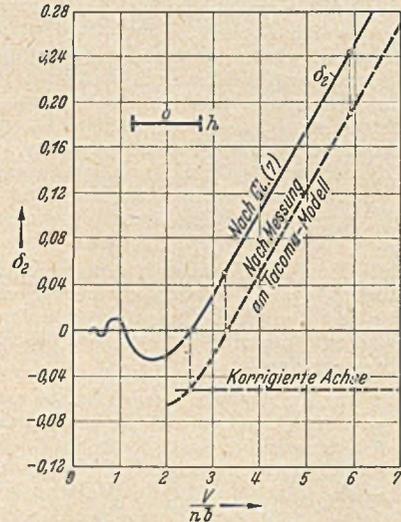


Abb. 4. Torsionsinstabilität.

Entsprechend verläuft die Stabilitätsuntersuchung für Torsionsschwingungen. Mit $\eta = 0$ wird aus Gl. (5b):

$$\frac{2a_1}{\mu} \left[\left(\frac{\omega_2}{\omega} \right)^2 + i \frac{\delta_2}{\pi} - 1 \right] = \frac{1}{k^2} C_2 s_2 - \frac{i}{k} C_4 s_4,$$

mit $C_2 = F_2 - i G_2$ und $C_4 = F_4 - i G_4$ liefern die imaginären Teile

$$\delta_2 = \frac{\mu}{2a_1} \left(\frac{G_2}{k} s_2 + k_4 s_4 \right) \frac{V}{n b}. \quad (7)$$

Diese Formel stellt eine Verfeinerung der entsprechenden früher veröffentlichten Gleichung dar. Aus der Anwendung auf das zuvor benutzte Zahlenbeispiel ergibt sich die Abb. 4, die die Torsionsinstabilität des untersuchten Querschnittes zeigt: oberhalb von $V/nb = 2,50$ ist ein unbegrenzter instabiler Bereich vorhanden. In Abb. 4 sind die Ergebnisse von unmittelbaren Messungen eingezeichnet, die 1941 an einem Querschnittsmodell der Tacomabrücke vorgenommen wurden, eine Kurve, die ihrem Charakter nach ausgezeichnet mit der gerechneten Kurve übereinstimmt, die aber nachweislich in dem Diagramm zu niedrig liegt, weil die höhere Eigendämpfung im Modell nicht richtig berücksichtigt wurde. Spätere Kontrollversuche in zwei verschiedenen Instituten zeigten den Anfang des katastrophalen Instabilitätsbereiches zwischen $V/nb = 2,43$ und $2,56$, in Übereinstimmung mit dem gerechneten $2,50$. Die gemessene Kurve in Abb. 4 müßte demnach auf die eingezeichnete „korrigierte Achse“ bezogen werden und liefert dann eine volle Bestätigung der Stei n m a n s Theorie. (Der Einsturz der Tacomabrücke erfolgte bekanntlich bei einer Windgeschwindigkeit von 18 m/sek , was einem Werte $V/nb = 3,37$ entspricht.)

Amplitudenbegrenzung. Bei der Aufstellung der aerodynamischen Gleichungen wurde der Ansatz benutzt, daß Auftriebs- und Momentenkurve innerhalb eines bestimmten Bereiches eine konstante Neigung s haben. Daraus entsteht die Notwendigkeit einer zusätzlichen Untersuchung, denn sobald sich z. B. die Schwingungen eines instabilen Querschnittes über diesen Bereich hinaus aufschaukeln, gelten die zugrundegelegten Gesetzmäßigkeiten nur noch für einen Teil jeder einzelnen Schwingungsperiode. Kehrt sich nun die Neigung der Auftriebs- oder der Momentenkurve außerhalb dieses Bereiches um (wie sich dies bei der Auftragung von Windkanalmessun-

gen sehr häufig ergeben hat), so wechseln innerhalb jeder Schwingungsperiode Teilabschnitte der Energiezufuhr mit solchen der Energieabnahme ab. Mit einem Ausgleich dieser beiden Energiebeiträge ist aber die Grenze der Aufschaukelung erreicht: die Amplitude der Schwingung kann nicht mehr größer werden.

Untersuchungen dieser Art hat Steinman ebenfalls schon früher angegeben, er wiederholt sie jetzt in einer seiner neuen Theorie angepaßten Form. Anstatt des für den engen Bereich gewählten Ausdruckes $c_A = s_1 a$ setzt er jetzt

$$c_A = A_1 a + A_2 a^2 + A_3 a^3 + \dots$$

und ermittelt durch eine Integration die Energiezunahme während einer vollen Periode. Durch Nullsetzung dieser Energiezunahme findet er sodann die Bedingung für die Amplitudenbegrenzung, die dadurch noch verbessert werden kann, daß man den Querschnitt nicht mehr isoliert betrachtet, sondern eine weitere Integration in Brückenlängsrichtung (ganz oder teilweise über die Spannweite) vornimmt. — Derartige Betrachtungen werden sowohl für die Biege- als auch für die Torsionsschwingungen angestellt, zunächst mit einem kubischen Ansatz für c_A bzw. c_M , d. h. einem Ansatz, durch den sich viele Auftriebs- und Momentenkurven in dem größeren Bereich gut wiedergeben lassen. Schließlich entwickelt St. zur Untersuchung der Amplitudenbegrenzung ein graphisches Verfahren, das also unmittelbar auf die im Windkanal gemessenen Kurven verwendbar ist.

Etwas verwickelter werden diese Überlegungen, wenn außer der negativen Dämpfung (d. h. Aufschaukelung durch Wind) eine positive Dämpfung (z. B. durch Reibung) berücksichtigt werden soll. St. gibt auch dafür — freilich nicht ohne einschneidende Vereinfachungen — eine graphische Lösung an, deren Ergebnis eine Kurve ist, die das Verhalten der Amplitude gegenüber Dämpfung zeigt.

Gekoppelte Biege- und Torsionsschwingungen behandelt Steinman wieder unter unmittelbarer Benutzung der Gl. (5), die bezüglich der Unbekannten η und α lineare, homogene Gleichungen sind. Gleichzeitige von Null verschiedene Schwingungsauslässe η und α sind also nur möglich, wenn die Koeffizientendeterminante dieser beiden homogenen Gleichungen verschwindet. Die Rechnung soll hier im einzelnen nicht wiedergegeben werden; es sei nur die Determinante aufgeführt, wobei zur Abkürzung die beiden eckigen Klammern der Gl. (5) mit Ω_1 und Ω_2 bezeichnet werden sollen:

$$\left\{ \frac{4}{\mu} \Omega_1 + \frac{i}{k} C_1 s_1 \right\} \left\{ \frac{2 a_1}{\mu} \Omega_2 - \frac{1}{k^2} C_2 s_2 + \frac{i}{k} C_4 s_4 \right\} + \frac{i}{k} C_2 s_2 \left\{ \frac{1}{k^2} C_1 s_1 + \frac{i}{k} (\pi - C_3 s_3) \right\} = 0.$$

Diese Gleichung möge zeigen, wie außerordentlich langwierig und umständlich die nachfolgende Rechnung ist: es tritt nicht nur die imaginäre Einheit i unmittelbar auf, sondern die Ω und alle $C = F - iG$ sind komplexe Größen, ferner sind die F und die G von dem Verhältnis k , d. h. von der unbekanntem Frequenz abhängig. Steinman entscheidet sich für eine Lösung durch Probieren: er führt eine Anzahl von Rechenhilfsgrößen ein, die untereinander durch verschiedene Gleichungen verknüpft sind, nimmt verschiedene Werte für die Größe k an und findet sodann durch Interpolieren denjenigen Wert k , der alle Bedingungen erfüllt. Aus denselben Hilfsgrößen setzt sich auch die Endformel für die Frequenz ω der gekoppelten Schwingungen zusammen; diese Frequenz liegt im allgemeinen zwischen den beiden Eigenfrequenzen ω_1 und ω_2 . Schließlich kann die kritische Windgeschwindigkeit aus

$$V_{\text{krit}} = \frac{\omega b}{2k}$$

ermittelt werden.

Es liegt nahe, nach Vereinfachungsmöglichkeiten dieses Rechnungsganges zu suchen. Zu diesem Zwecke wägt Steinman die Größenordnung der verschiedenen Rechenhilfsgrößen gegeneinander ab und entschließt sich zu gewissen Vernachlässigungen. Auf eine bestimmte Erkenntnis, die er mit Hilfe dieses vereinfachten Verfahrens

gewinnt, soll hier noch hingewiesen werden. Eine der vereinfachten Formeln lautet

$$k^2 \approx \frac{\mu F_2 s_2}{2(a_2 - a_1)} \left(1 + \frac{a_2 \delta_1}{a_1 \delta_2} \right),$$

darin bedeutet $a_2 = a_1 (\omega_2 / \omega_1)^2$. Wenn also die Eigenfrequenzen ω_1 der vertikalen Schwingungen und ω_2 der Torsionsschwingungen übereinstimmen, wird $a_2 = a_1$ und $k = \infty$. Dann ergibt sich aus Gl. (8), daß die kritische Windgeschwindigkeit zu Null wird: bezüglich gekoppelter Schwingungen ist eine solche Brücke bei jeder beliebigen Windgeschwindigkeit instabil. — Eine solche Feststellung ist für Hängebrücken bisher noch nicht getroffen worden, obwohl sie nicht überraschen kann, da ähnliche Verhältnisse vom Problem der Flatterschwingungen von Flugzeugtragflügeln her bekannt sind.

Das Näherungsverfahren wendet Steinman noch an, um einige Punkte eines Instabilitätsdiagrammes (entspr. Abb. 3 und 4) für gekoppelte Schwingungen zu bestimmen, das jedoch keine wesentlichen neuen Gesichtspunkte liefert. Schließlich umreißt er noch einen Ansatz für gekoppelte Schwingungen in dem Falle, daß die Schwingungsformen der Brücke für Biege- und für Torsionsschwingungen einander unähnlich sind. [Nach D. B. Steinman in Proceedings Amer. Soc. Civ. Eng. 75 (1949), S. 1147—1184.]

Walting, Düsseldorf.

Behälter aus Spannbeton in den USA.

Das Vorspannungsverfahren für Umschnürungen von zylindrischen Betonbaukörpern.

In den USA hat man sich lange für vorgespannte Balken wenig interessiert, dagegen auf dem Gebiete der zylindrischen Umschnürung von Behältern für Wasser, Brennstoffe usw. sowie der Rohre, Silos und Kuppeln die europäische Entwicklung überflügelt. Seit 1936 hat die Preload Corporation in New York hierzu geeignete Apparate entwickelt. Sie hat mit einem Wasserschloß von 12 m ϕ und 6 m Höhe begonnen und baut derzeit Tanks mit bis zu 55 m ϕ , 20 000 cbm Inhalt und 45 m größter Höhe.

Wasserbehälter.

Die Fundierung unterscheidet sich von derjenigen gewöhnlicher Behälter nur dadurch, daß sie wesentlich geringer belastet wird und daher leichter ausfällt. Die un-

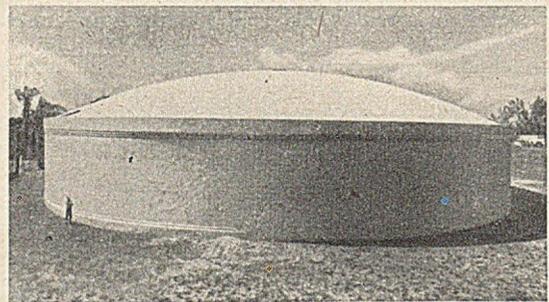


Abb. 1. Wasserbehälter für Miami: ϕ 39 m, Höhe 8,5 m, Inhalt 12 200 m³.

bewehrte zylindrische Wand wird im allg. als Torkretschale gegen eine Schalung gespritzt und nur bei größeren Wandstärken in einer Stahlschalung hergestellt. Dann wird maschinell ein Draht aus hochwertigem Stahl in endlosen Spiralen außen auf die Wand aufgewickelt und gleichzeitig angespannt. Schließlich wird eine weitere Lage Torkretmörtel zum Schutze der Bewehrung gegen Rosten aufgebracht. Wenn ein Kuppeldach vorgesehen ist, wird dieses zusammen mit der Wand ausgeführt und vorgespannt (Abb. 1).

Erst bei dieser Bauweise lassen sich Beton und Stahl voll ausnutzen: Der Beton bleibt stets, auch unter Vollast, gedrückt, der Stahl kann seiner Festigkeit entsprechend beansprucht werden. Sie ist daher der Ausführung in normalem Stahlbeton wirtschaftlich weit überlegen, da sich bei dieser nur eine stets zweifelhafte Sicherheit, verbunden mit Materialverschwendung, erreichen läßt. Dieser Vorzug kommt noch viel eindeutiger als bei auf Biegung belasteten Konstruktionen aus Spannbeton zum Ausdruck, da die Rissefreiheit bei Behältern eine

ausschlaggebende Rolle spielt und nur ein reines Zugglied vorhanden ist. Die Dichtigkeit der Wand ist vollständig, so daß ein Innenputz nur bei Behältern für aggressive Flüssigkeiten aufgebracht werden muß.

Seit einigen Jahren sind mehrere hundert Behälter für Wasser, Treibstoffe und chemische Flüssigkeiten in Amerika nach diesem Verfahren ausgeführt worden. Der bisher größte faßt 23 000 m³ und ist mit 290 km Draht ϕ 3,6 mm bewehrt (Abb. 2).

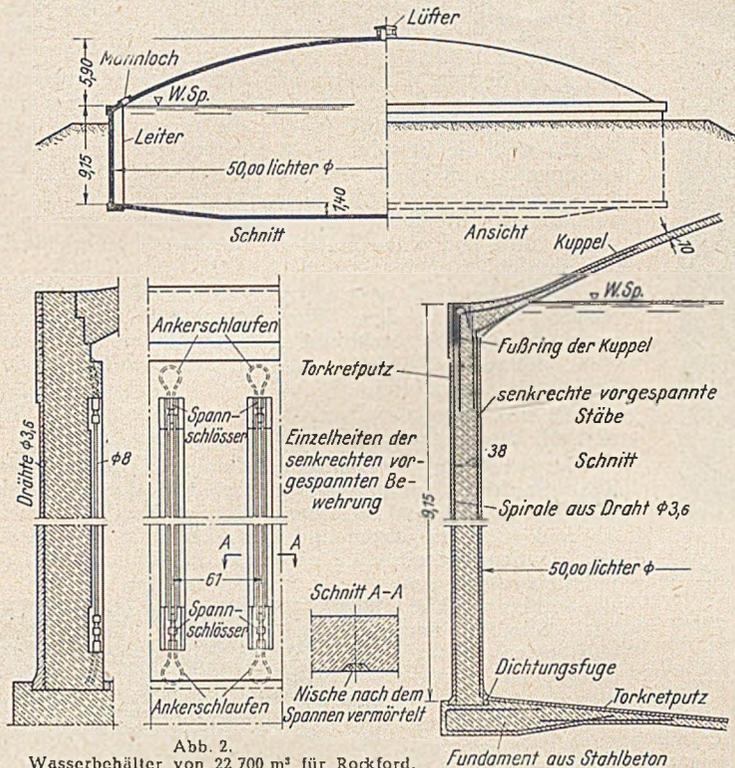


Abb. 2. Wasserbehälter von 22 700 m³ für Rockford.

Der Beton der Wand wird mit 70–85 kg/cm², der Stahl ϕ 3,6–5 mm aus St 140–165 mit 10 t/cm² beim Aufwickeln beansprucht. Nach Kriechen und Schwinden wird mit einer Drahtspannung von 7–8 t/cm² und einer Betonspannung von etwa 10 kg/cm² gerechnet. Am Beginn der Wicklung und nach jeder 5. bis 10. Windung wird der Draht mit einem Bolzen oder einer Festhalteplatte im

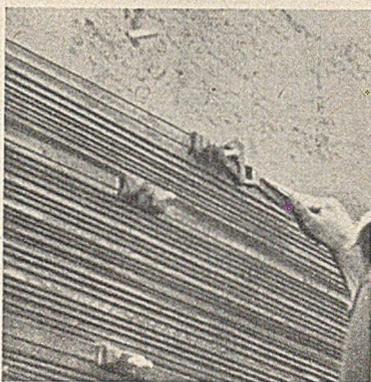


Abb. 3. Zusammenklemmen zweier Drähte.

Beton befestigt, um die Wirkung eines Drahtbruches beim Spannen zu lokalisieren. Auch das gelegentliche Verbinden zweier benachbarter Windungen mit einer Klemme dient diesem Zwecke (Abb. 3). Im Gebrauchszustand ist ein Drahtbruch praktisch ausgeschlossen, da der Zug mit der Zeit abnimmt und zudem die Torkretschale die Drähte miteinander verbindet. Sofern mehrere Bewehrungslagen nötig werden, wird jede Lage für sich vor dem Aufwickeln der nächsten torkretiert. Der Draht wird in Ringen von 1,60 m ϕ geliefert und mit einfachen Klemmhülsen gestoßen.

Die lotrechte Vorspannung ist verhältnismäßig weniger wichtig als die waagrechte und dient zur Vermeidung von Zugspannungen aus Schwinden und sekundären Spannungen beim Aufwickeln. Sie wurde früher mittels Stäben ϕ 18–25 mm aus St 70 erzeugt, die mit Schrauben auf 3,5 t/cm² angespannt und mit Schlaufen im Beton verankert wurden. Sie lagen in Nischen auf der Innenseite der Wand, die später vermörtelt wurden. Seit 1947

wird für diese Zugglieder meist der gleiche Draht wie für die horizontale Bewehrung benutzt.

Die Kuppeln aus Stahlbeton besitzen trotz geringer Stärke keine Rippen und gehen allmählich in den Zugring über. Dieser erhält im Zusammenhang mit der Wand ebenfalls eine vorgespannte Bewehrung. Die Kuppelschale wird meist ebenfalls aus Torkretmörtel auf eine Schalung gespritzt.



Abb. 4. Wickelmaschine.

Bei den Tanks mit großem Durchmesser verursacht die Vorspannung erhebliche horizontale Verschiebungen des Wandfußes. Dieser würde von der Sohle abreißen, wenn man nicht eine Gleitfuge in der Aufstandsfläche anordnete. Diese wird schließlich vermörtelt und mit Bitumen vergossen. Sie hat sich immer als vollständig dicht erwiesen.

Die durch einen Explosions- oder Druckluftmotor von 8–12 PS angetriebene Wickelmaschine ist das Ergebnis jahrelanger Entwicklung und kann bei Bedienung durch einen Mann 140–160 kg Draht/Std. (1400 m/h beim kleinen Modell; 1800–3200 m/h beim großen Modell,

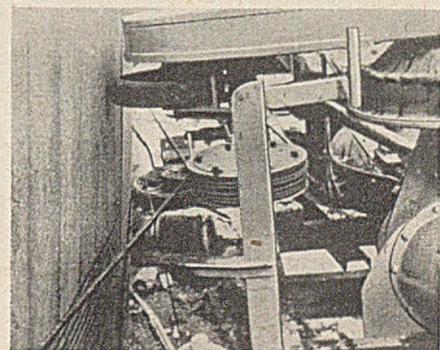


Abb. 5. Detail der Wickelmaschine.

entsprechend 0,5–1,0 m/sec Arbeitsgeschwindigkeit) verarbeiten. Die Maschinenplattform hängt an einem nicht angetriebenen, mitgeschleppten, luftbereiften Wagen, der auf dem oberen Rande der Wand läuft (Abb. 4). Die Arbeitsplattform wird von Hand oder automatisch lotrecht bewegt und hierdurch die Ganghöhe der Spirale reguliert. Zur horizontalen Fortbewegung dient ein endloses Drahtseil ϕ 18 mm, das um den Behälter herum

liegt und eine Schlaufe besitzt. Diese verläuft um ein angetriebenes Spill auf der Plattform (Abb. 5 und 6).

Die Drahtspannung wurde früher damit reguliert, daß der Draht über eine gebremste Trommel abließ. Diese Methode erwies sich jedoch als wenig genau und unregelmäßig in der Wirkung. Derzeit läßt man den Draht einfach durch eine Ziehöse aus Hartstahl, deren ϕ durch Versuche so groß gewählt wird, daß die Ziehkraft zum

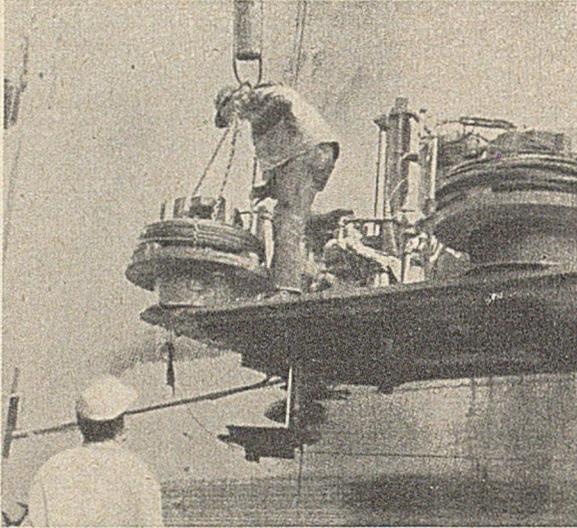


Abb. 6. Wickelmaschine von unten gesehen.

Passieren des Drahtes gleich der gewünschten Zugkraft ist. Dieses Verfahren ist durch Patent geschützt.

Dieses System hat allerdings den Nachteil eines außerordentlich großen Energieaufwandes, da hierbei die Arbeit: Spannkraft \times Länge des Drahtes verbraucht wird, während nur die Arbeit: Spannkraft \times elastische Verlängerung des Drahtes, also etwa der 200. Teil jener Arbeit, nutzbar gemacht wird. Bei billiger Energie fällt dieser Umstand jedoch nicht sehr ins Gewicht. Ihm mangelt aber außerdem noch die Möglichkeit einer dauernden Kontrolle der Zugkraft, die sich während des Ziehvorganges mit der Temperatur, der Geschwindigkeit der Maschine, dem Verschleiß der Düse usw. ändert. Man berücksichtigt diese Faktoren durch reichliche Bemessung der Anfangsspannung.

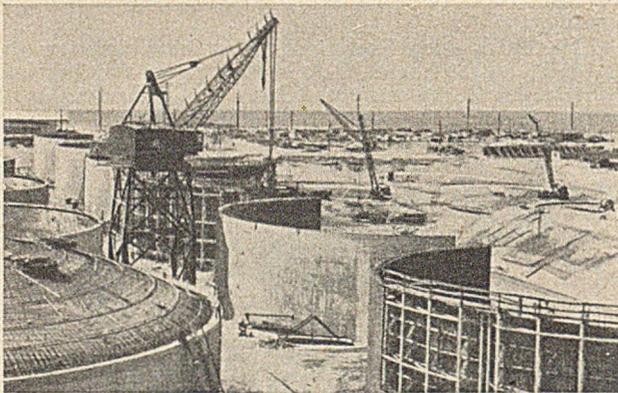


Abb. 7. Bau von 18 Behältern je 8600 m³.

Ein Preisvergleich gelegentlich einer Ausschreibung zeigt die Überlegenheit des vorgespannten Behälters neben seiner überlegenen Qualität:

	Stahlbeton	Spannbeton
lichter Durchm.	33,5 m	
Höhe	9,75 m	
Inhalt	8600 m ³	
Wandstärke unten		
bzw. oben	75	35 bzw. 15 cm
Beton	1760	1120 m ³
Stahl	290	St I + II : 100 t St 150 : 11 t

Der gleichzeitige Bau von 18 Schlammaufbereitungsbehältern dieser Größe für die Kläranlage von Los An-

geles aus vorgespanntem Stahlbeton, als Beispiel einer Großausführung, erlaubte die wirtschaftliche Anwendung von mechanischen Hilfsmitteln in großem Maßstab (Abb. 7). Nach Herstellung des Ringfundamentes für die Wände wurde das leicht nach innen zu fallende Profil der Sohle mittels eines Kettenkratzers planiert, dessen Leiter an einem Pfosten in der Achse drehbar befestigt war und mit dem anderen Ende auf dem Ringfundament rollte.

Die Wände wurden nach dem Betonieren der Sohle in einer Stahlschalung in Abschnitten von $\frac{1}{4}$ des Umfanges in ganzer Höhe betoniert. Innen- und Außenschalung bestanden aus je 3 Segmenten von etwa 9,0 m Länge, so daß sie mit einem fahrbaren Drehkran versetzt werden konnten. Ersterer wurde 18mal, letztere 24mal verwendet. Zunächst wurde jeweils die Innenschalung aufgestellt und die Bewehrung in fertigen, auf einer Lehre verschweißten Körben von 8 m Länge und 10 m Höhe aufgestellt und verschweißt. Die Außenschalung wurde an der inneren mit 3 Reihen Bolzenschrauben ϕ 35 mm oben, in der Mitte und unten befestigt, die später wiedergewonnen wurden.

Das Kuppeldach von 13 cm Dicke wurde auf Holzschalung betoniert, deren Kranzhölzer auf Stahlbindern lagen. Diese ruhten mit einem Ende auf der Wand, mit dem anderen auf einem zentralen, aus Stahlrohren geschweißten Gerüsturm.

Der Torkretputz wurde von einem versetzbaren Gerüst mit beweglichen Auslegern neu aufgebracht.

Es wurde für notwendig gehalten, die Spannung in den maschinell aufgewickelten Drähten der 18 Faulbehälter nachträglich zu kontrollieren. Sie soll zwischen 8,5 und 10,5 t/cm² liegen und darf 12,5 nicht überschreiten, da dann bereits eine nächtliche Abkühlung genügt, um die Streckgrenze des Stahles von 13,0 zu überschreiten und einen Drahtbruch zu verursachen.

Man benutzte hierzu ein elektroakustisches Gerät, mit dem die Zugkraft im Draht ohne dessen Veränderung oder Zerstörung gemessen werden kann. Um die nötige Freilage der Drähte mit genau gleicher Länge zu erreichen, wurden 27 Rahmen aus Rundeseisen ϕ 6 von 60 cm Breite vor dem Aufwickeln der Bewehrung auf der Behälterwand in verschiedener Höhe befestigt (Abb. 8) und mit je rd. 30 Drahtwindungen überwickelt.

Die Drähte wurden durch Bestreichen mit einem Dauermagneten magnetisiert und mit einem Stift von Hand einzeln angezupft. Die Eigenschwingungen wurden dann mit einer dicht daran gehaltenen Magnet-Aufnahmedose einem Kathoden-Röhren-Oszillator zugeleitet und dieser damit gesteuert. Gleichzeitig wurden der Röhrenstrahlung die geeichten, verstellbaren Schwingungen eines anderen Röhrenkreises aufgeprägt, die sich mit der ersten Schwingung auf dem Röhrenschirm überlagerten. Durch Abstimmen wurde Gleichheit beider Schwingungen hergestellt und dadurch die Frequenz der Drahtschwingungen gemessen. Die Stromimpulse der Aufnahmedose wurden außerdem verstärkt und einem Lautsprecher zugeleitet, so daß der Aufnehmende sich laufend von der richtigen Bedienung seines Gerätes überzeugen konnte.

Die Berechnung der Saitenschwingung nach der Formel

$$n = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{m}}$$

mit n = sec. Frequenz, L = freie Länge, T = Drahtzug, m = Drahtmasse je Längeneinheit, ergab bei Laboratoriumsversuchen keine genauen Resultate, da in diesen die Steifigkeit des Drahtes nicht berücksichtigt ist. Man eichte daher die Versuchseinrichtung empirisch unter Berücksichtigung der Einbauverhältnisse, wobei sich heraus-



Abb. 8. Meßbrücke und Abhördose.

stellte, daß der Drahtdurchmesser infolge des Aufwickelns von 4,1 auf 3,6 mm verringert wird. Nach erfolgreicher Prüfung der Drahtspannungen wurden die Meßbrücken mit eintorkretiert und ggf. eine weitere Drahtlage darüber gewickelt. Nur einzelne Meßbrücken wurden freigelassen, um Dauerversuche über den Einfluß wechselnder Füllung und Temperatur sowie des Kriechens und von Erdbeben anzustellen.

Vermöge ihrer Dichtigkeit können vorgespannte Behälter für Flüssigkeiten aller Art verwendet werden. Für Wasser und Schweröle erübrigt sich eine Auskleidung, für Dieselöl und Benzin erhalten sie eine aufgespritzte oder aufgestrichene, 4-6lagige Schutzschicht mit Thiokol, einer Art aufgelöstem synthetischen Gummi. Für aggressive Chemikalien verwendet man keramische Auskleidungen, die vor dem Bewickeln angebracht werden, damit sie an der Vorspannung teilnehmen.

Außer dem in der Regel geringen Preis haben die vorgespannten Betonbehälter vor den Stahlblechbehältern folgende Vorteile voraus:

- a) die Übertragung von Temperaturschwankungen ist geringer und damit die Verdunstungsverluste kleiner,
- b) die Brandgefahr ist geringer, so daß Trennwände zwischen benachbarten Behältern entbehrlich sind,
- c) sie können ganz oder teilweise in den Boden versenkt werden.

Das gleiche Herstellverfahren wurde für Gasometer mit fester und beweglicher Glocke, für Silos aller Art und auch für die Wiederherstellung eines alten, kreisrunden Behälters aus Stahlbeton von 1913 mittels einer vorgespannten Ummantelung mit Erfolg angewandt.

Wasserleitungen.

Das Vorspannverfahren wird auch zur Herstellung von Druckrohren mit großem Durchmesser angewandt. Sie sind erheblich billiger als solche aus normalem Stahlbeton für den gleichen Druck und zudem vollständig dicht. Sie sind in den USA. und Kanada bereits in großem Umfang verlegt worden. Abb. 9 zeigt eines der Rohre von 5,5 m Länge, mit 2,13 m ϕ und 12 cm Wandstärke für einen Innendruck von 3,5 at, die für eine Wasserleitung von Montreal von 2,9 km Länge bestimmt sind. Sie erhalten eine Längsvorspannung im Beton von 10 kg/cm² und im Stahl von 3,5 t/cm², die durch 12 Paare von ϕ 11,2 mm hervorgerufen wird. Diese werden mit Schrauben auf 9,4 t/cm² vorgespannt. Die Umschnürung mit Draht ϕ 3,6 mm wird mit 10,5 t/cm² vorgespannt und ruft eine Betonringspannung von 50 kg/cm² hervor. Nach Kriechen und Schwinden betragen die Gebrauchsspannungen bei Innendruck 8 t/cm² bzw. 8 kg/cm².

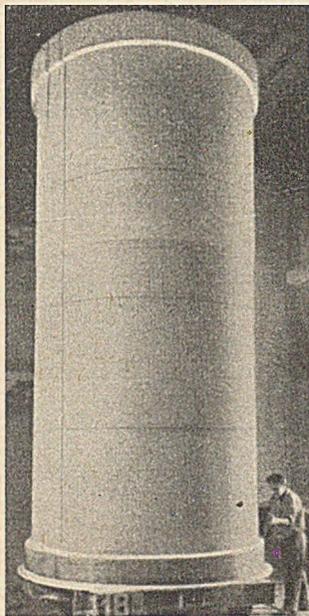


Abb. 9. Rohr auf dem Wickeltisch.

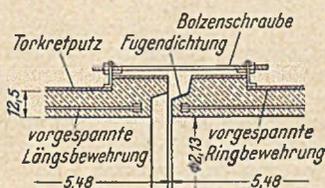


Abb. 10. Fuge zwischen zwei Rohrschüssen.

Die Rohre werden in einer Fabrik hergestellt. Zunächst wird der Betontubus in einer mehrteiligen Metallschalung betoniert, in der die Längsstäbe aufgespannt sind. Nach ausreichendem Erhärten wird das Rohr ausgeschalt, in einer Dampfkammer nachgehärtet und die Ringbewehrung unter Spannung aufgewickelt. Hierbei wird es im Gegensatz zur Behälterstellung auf einem angetriebenen Tisch drehbar befestigt, während der Wickelapparat feststeht. Die Zug-

kraft wird wieder mit einer Ziehdrüse geregelt. Schließlich erhalten die Rohre einen Torkretüberzug von 12-25 mm Stärke. Abb. 10 zeigt die Fugenausbildung.

Kuppeln.

Die Vorspannung des Fußringes ermöglicht den Bau weitgespannter Kugelsegmentkuppeln zur Überspannung großer Räume. In den USA. sind sie mehrfach als Dächer für Warenhäuser ausgeführt worden. Derzeit befindet sich eine solche mit 67 m Spannweite in Beverly (Mass.) im Bau.

[Nach La Technique des Travaux 25 (1949) S. 17; Construction Methods 31 (1949), Maiheft 1949, S. 36; Eng. News-Record 143 (1949) Nr. 14 vom 6. Oktober 1949, S. 33].
Gotth. Franz, Bad Vilbel.

Die Wärmedehnung von Beton.

Für die Wärmedehnung von Beton werden im Schrifttum für 1° C Werte von $10 \cdot 10^{-6}$ bis $12 \cdot 10^{-6}$ auf Grund früherer Forschungen angegeben. Zur Klarstellung führte die Building Research Station in England zahlreiche Messungen an verschiedenen Zuschlagstoffen und Zementen allein, sowie an Beton von verschiedenen Mischungsverhältnissen, Alter und Feuchtigkeitsgraden aus.

Die Dehnungen wurden in Temperaturen von 0° bis 40° C an Zylindern von 7,6 cm Durchmesser und 15,2 cm Länge gemessen. Die Zuschlagstoffe stammten aus englischen Gesteinen. Ihre durchschnittlichen Wärmedehnzahlen waren:

10⁶-fache Dehnung für 1° C.

	trocken	wassergesättigt
Quarzit	11,7	11,0
Sandstein	10,1	9,9
Hochofenschlacke	7,9	7,9
Dolerit	7,8	7,4
Granit	5,8	5,4
Kalkstein	4,5	4,0
Portlandstein	4,3	3,8

Die Werte für die Zuschläge hängen auch von ihrer Herkunft ab.

Die Wärmedehnung von reinen Zementen, gemessen 3 Monate nach dem Abbinden, verläuft nicht geradlinig. Die Werte gelten deshalb für den Durchschnitt von 0° bis 40° C.

10⁶-fache Dehnung für 1° C von reinem Zement.

	trocken	wassergesättigt
Hochofenzement	23,2	19,2
Portlandzement	22,6	14,8
Hochwertiger Zement	14,2	12,1

Die Dehnwerte von 3 Monate altem Beton mit Portlandzement vom Mischungsverhältnis 1 : 6 nach Gewichtsteilen wurden gemessen, indem der Beton entweder in Luft von 65 % relativer Feuchtigkeit oder in Wasser aufbewahrt wurde.

10⁶-fache Dehnung für 1° C von Beton 1 : 6 mit Portlandzement.

Zuschläge	luftfeucht	wassergesättigt
Kies	13,2	12,2
Quarzit	12,8	12,2
Porige Schlacke	12,0	9,2
Sandstein	11,7	10,0
Hochofenschlacke	10,6	9,2
Dolerit	9,5	8,4
Granit	9,5	8,6
Kalkstein	7,4	6,1
Portlandstein	7,4	6,1

Die Wahl des Zementes hat geringen Einfluß auf die Wärmedehnung des Betons, wie folgende Tafel zeigt:

10⁶-fache Dehnung für 1° C von Kiesbeton 1 : 6.

Zement	luftfeucht	wassergesättigt
Hochofenzement	14,2	12,4
Portlandzement	13,1	12,2
Hochwertiger Zement	13,5	10,6

Ein höherer Zementgehalt erhöht die Wärmedehnung zwar, aber nicht wesentlich.

Die Wärmedehnung von luftfeuchtem Beton wächst gering bis zum Alter von 3 Monaten, nimmt dann aber wieder ab. Wassergesättigter Beton zeigt mit dem Alter keine wesentliche Änderung. Wird Beton, der lange Zeit der Luftfeuchtigkeit ausgesetzt war, mit Wasser voll gesättigt, so nimmt seine Wärmedehnzahl ab. Wird aber umgekehrt mit Wasser gesättigter Beton getrocknet, so ändert sich die Wärmedehnzahl nicht. Beton, der feuchter Luft ausgesetzt ist, deren Sättigungsgrad zwischen 30 und 90 % wechselt, hat eine höhere Wärmedehnzahl als Beton, der ständig feucht ist.

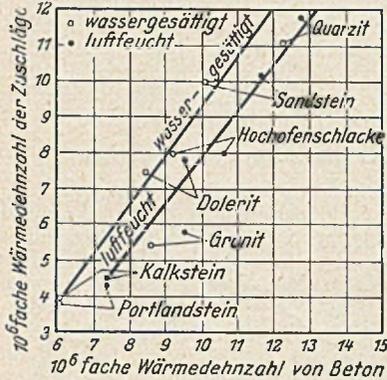


Abb. 1.

abhängig, so daß die Abb. 1 benutzt werden kann.

Die Werte für feuchten Beton können für Wasserbauten oder Bauten im Grundwasser eingesetzt werden. Die Werte für lufttrockenen Beton gelten für nicht dem Wetter ausgesetzte Bauten, doch muß bedacht werden, daß nach dem Betonieren anfangs das Schwinden größeren Einfluß hat als die Wärmeänderungen. Jedoch wird wiederum z. B. in geteerten Dachplatten, die die Wärme der Sonnenstrahlen stark aufsaugen, die Wärmedehnung überwiegen.

Bei Bauten, die dem Wetter ausgesetzt sind, überlagern die Bewegungen durch das abwechselnde Feucht- und Trockenwerden die Bewegungen infolge Wärme, hauptsächlich in Abhängigkeit von der Jahreszeit. [Nach Journal Inst. of Civil. Eng. 33 (1950) S. 320.]

Wilh. Ihlenburg, Frankfurt a. M.

Wiederherstellung zweier wichtiger Theißbrücken in Ungarn.

Nachdem im „Bauingenieur“ 24 (1949), S. 158 bereits ein Überblick über die Wiederherstellung der Theißbrücken in Ungarn gegeben war, sollen ergänzend dazu zwei durch die Art der Montage bemerkenswerte Bauausführungen näher beschrieben werden.

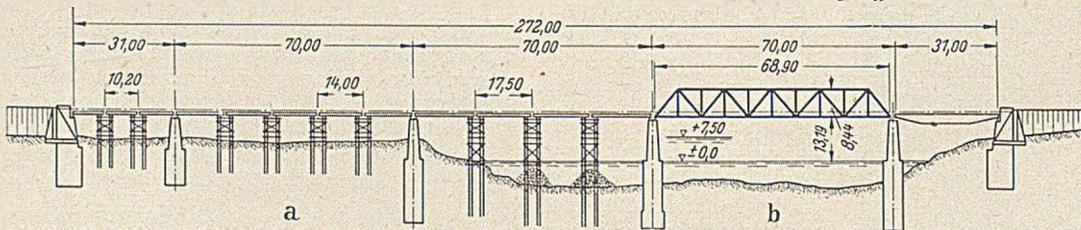


Abb. 1. Aufriß der Theißbrücke bei Tiszafüred.

a (links) Teilstück der Behelfsbrücke.

b (rechts) Teilstück der endgültigen Brücke.

1. Theißbrücke bei Tiszafüred.

Bei Tiszafüred führte eine ältere Eisenbahnbrücke über die Theiß, die im Kriege als Straßenbrücke verwendet und durch eine danebenliegende stärkere Brücke (für den deutschen Lastenzug N) ergänzt werden sollte. Nach Fertigstellung der neuen Pfeiler und Anlauf der Werkstattarbeiten für die Überbauten 1943 wurde der Montagebeginn 1944 durch die Kriegereignisse verhindert. Die fertigen Bauteile für die drei Stromüberbauten von je 70 m Stützweite und zwei Landüberbauten von je 30 m blieben in der Werkstatt der MAVAG liegen.

Die alte Brücke wurde im Herbst 1944 durch Luftangriff schwer beschädigt und wenig später vollkommen gesprengt. Die sowjetischen Truppen erbauten noch im gleichen Jahr auf den unbeschädigt gebliebenen Pfeilern

der projektierten neuen Brücke und dazwischen gerammten Gerüstpfeilern eine Behelfsbrücke, deren Bestand aber trotz Eisbrechern von Anfang an so gefährdet war, daß sehr bald ein endgültiges Dauerbauwerk in Angriff genommen wurde. Von den fertigen, bei der MAVAG liegenden Überbauten waren die beiden 30-m-Tragwerke vernichtet worden, ein 70-m-Tragwerk provisorisch bei der Südbrücke in Budapest eingebaut. Somit standen nur die beiden anderen 70-m-Brücken zur Verfügung.

Da die Behelfsbrücke die neuen Pfeiler benutzt hatte und der Verkehr nicht unterbrochen werden sollte, wurde folgender Bauvorgang gewählt: Zunächst wurde in der Achse unterhalb der Behelfsbrücke ein Gerüst von 12,5 m Breite auf Pfählen errichtet. Da die neue Brücke einen größeren Hauptträgerabstand hatte, konnten ihre Hauptträger auf diesem Gerüst beiderseits der Behelfsbrücke

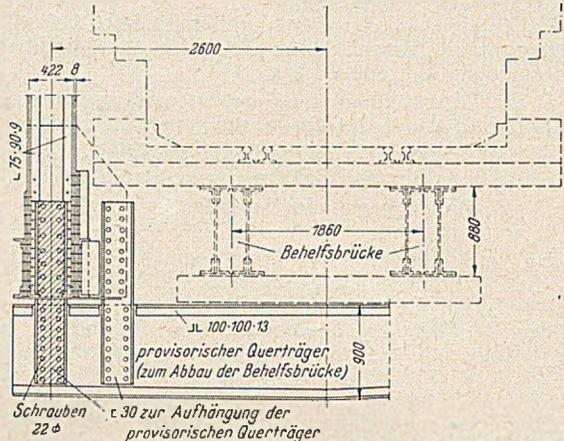


Abb. 2. Teildarstellung des Querschnittes. Die Behelfsbrücke wird auf Bauelemente der herangebauten neuen Brücke abgesetzt.

montiert, anschließend die Windverbände und Querriegel eingebaut werden. Vom unteren Windverband wurden Teile, die durch die Pfahljoche der Behelfsbrücke behindert waren, zunächst ausgelassen. Zur Beschleunigung wurden alle Verbindungen verschraubt. Nach dem Einbau von unter der Behelfsbrücke durchgezogenen provisorischen Querträgern sollte die Behelfsbrücke unter Verwendung einer Hartholzzwischenlage auf die neue Brücke abgesetzt und damit alle Lasten auf die Massivpfeiler übertragen werden.

Die eigentliche Montage des ersten 70-m-Überbaues war am 12. November 1945, also in recht später Jahreszeit begonnen. Noch bevor dieser auf seine Lager abgesenkt, das Gerüst und die Pfahljoche der Behelfsbrücke entfernt waren, setzte schwerer Eisgang ein, der alles fortzureißen

drohte. Glücklicherweise führte eine gleichzeitig einsetzende scharfe Kälteperiode sehr rasch zum Eisstand, so daß die Montage ohne Gefährdung beendet und die Brücke vom Gerüst getrennt werden konnte. Als am 22. Dezember nach Milderung der Kälte das Eis in Bewegung kam, gelang es, Gerüst und Pfahljoche durch Eis-sprengungen vor Beschädigungen zu bewahren.

In der zweiten Stromöffnung setzte der Eisgang erst am 12. Februar 1946 ein. Da alle Gerüste entfernt waren, konnte das Eis unbehindert abziehen. Ab 8. März 1946 wurde, nachdem das Wasser oberstrom eisfrei war, dieser zweite Überbau ohne besondere Erschwernisse in gleicher Weise wie der erste montiert und am 29. Juni soweit fertiggestellt. Bis zum Herbst 1946 wurden dann in den beiden Stromöffnungen die Behelfsbrücken und alle pro-

visorischen, nur für den Bauvorgang montierten Elemente abgebaut und durch die endgültigen Längs- und Querträger ersetzt, eine Arbeit, die im einzelnen sehr sorgfältig vorbereitet sein mußte, da, um den Verkehr nicht allzusehr zu behindern, jeweils nur 12stündige Verkehrspausen zur Verfügung standen.

Im Jahre 1947 sind dann der dritte 70-m-Überbau sowie die beiden Landbrücken ohne weitere Besonderheiten ausgeführt worden.

2. Theißbrücke bei Algyö.

Eine Gesamtansicht der zerstörten und wiederhergestellten Brücke wurde bereits im Bauingenieur 24 (1949), S. 159, gegeben.

Diese Brücke war 1902 erbaut; sie hatte einen Stromüberbau (Gitterträger) von 104,4 m, sechs Vorlandöffnungen (einfache Fachwerke) von je 51,4 m und eine weitere von 41,4 m Stützweiten. Die Brücke war 1912 und 1935 verstärkt worden. Durch die Sprengung am Ende des Krieges waren die Pfeiler und Vorlandtragwerke nur geringfügig beschädigt, so daß letztere, die zu 85 % erhalten geblieben waren, leicht gehoben (bis Ende 1945) und in ihrer früheren Form wieder hergestellt werden konnten (bis September 1946). Der Stromüberbau war einseitig abgestürzt und hierbei gebrochen. Das abgestürzte Ende des einen etwa 75 m langen Teilstückes lag in etwa 20 m Wassertiefe, das andere abgebrochene Reststück von 25 m Länge war völlig überflutet. Untersuchungen durch Taucher ergaben, daß diese Trägerstücke noch zu verwenden waren. Damit lag eine Wiederherstellung der Brücke in ihrer früheren Form fest; sie wurde im Sommer 1945 begonnen.

Zum Heben des großen Trägerstückes war ein Hubgerüst von etwa 36 m Höhe erforderlich. Hierfür fehlte aber geeignetes Bauholz; nur Stahlrohre von 250 und 300 mm \varnothing und 25 m Länge standen zur Verfügung. Man entschied sich unter Verwendung dieser Rohre für ein Hubgerüst aus Stahlbeton, das aus je drei Tragsäulen

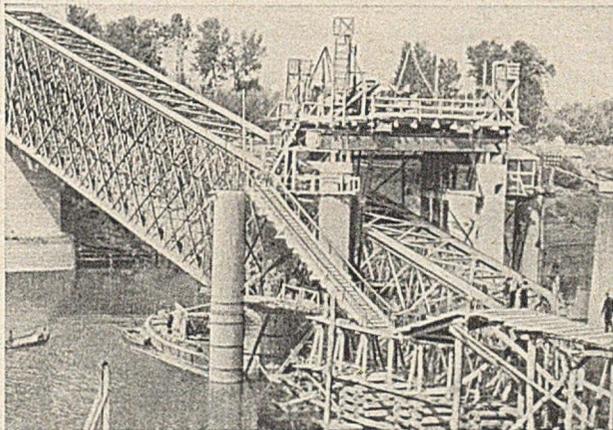


Abb. 3. Hubgerüst der Theißbrücke bei Algyö.

beiderseits der Brückentrümmer gebildet wurde. Die Tragsäulen von je 2 m \varnothing waren mit den erwähnten Stahlrohren und Schienen bewehrt und durch Stahlträger in Dreiecksverband verbunden. Über beide Säulengruppen wurden zweimal fünf stählerne Traversen gelegt, auf die sich die Hubgeräte mit Verteilungsträgern und Pendelgelenken abstützten.

Das Heben ging in drei Etappen vorstatten. Nach Sicherung des Überbaus gegen Abrutschen vom Pfeiler durch Befestigen am nächsten Tragwerk wurde zunächst der Obergurt an vier Knotenpunkten gefaßt und der Träger bis zum Anschlag an die Traversen, d. h. bis etwa 12 m unter seine endgültige Lage gehoben. Nachdem der naturgemäß etwas versandete Träger aus dem Strombett freigekommen war, waren für das Eigengewicht des Überbaus nur noch sechs der zehn Traversen erforderlich. Die jetzt überzähligen vier Träger wurden paarweise unterm Untergurt durchgezogen und durch kurze Trägerstücke, in deren Mitte je ein weiterer Aufhängepunkt geschaffen wurde, verbunden. Nun konnte der Überbau an den somit neu geschaffenen, am Untergurt angreifenden 2 mal 3 Punkten aufgehängt werden. Nach Abbau der dadurch

überflüssig gewordenen Obergurtaufhängungen und der Traversen am Kopf des Hubgerüsts konnte der Überbau bis etwa 1 m unter seine endgültige Höhenlage gehoben und durch Querverschieben um etwa 2,5 m in seine richtige Achse gelegt werden, während Streben und Pfosten an den neuen Stützpunkten über dem Hubgerüst verstärkt wurden. Im dritten Bauabschnitt wurde der Überbau mit hydraulischen Pressen in seine planmäßige Lage gehoben, die beschädigten Trägerenden gerichtet und verstärkt und für das fehlende Brückenstück behelfsmäßig vier Träger

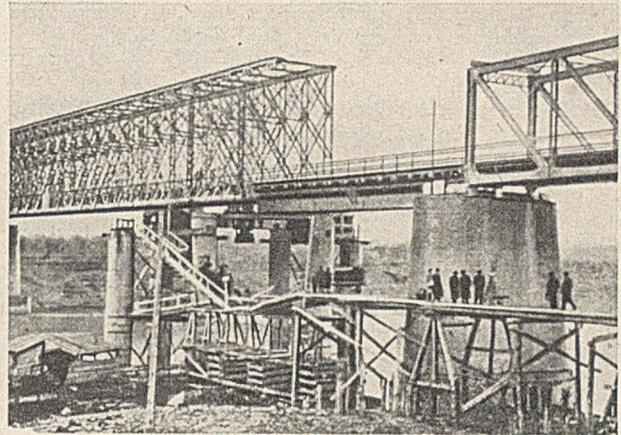


Abb. 4. Ansicht der Theißbrücke bei Algyö nach ihrer provisorischen Wiederherstellung (Bauzustand November 1946).

IP 100 von 25 m Länge eingebaut, die einerseits an den gehobenen Überbau angehängt, andererseits auf den nächsten Strompfeiler gelegt wurden. Zum Höhenausgleich der Fahrbahn wurde auf dem Behelfsbrückenstück ein Trägerrost aufgebracht. In diesem Bauzustand wurde nach sorgfältigen Belastungsversuchen der Verkehr am 10. November 1946 wieder aufgenommen, wobei zunächst die ständige und Nutzlast von den Hubtürmen getragen wurden.

Im Jahre 1947 wurde dann das im Strom liegende 25 m Brückenstück von einem hierzu erstellten Gerüst aus gehoben und an Stelle des Behelfsbrückenstückes eingebaut, eine Arbeit, die am 19. November 1947 beendet war. Den Abschluß bildete die Beseitigung der Stahlbeton-Hubtürme. [Nach L'Ossature Métallique 13 (1948), S. 236 und 416.]
Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Bonn.

Einfluß der Querpressung an Tragkabeln von Hängebrücken.

Im Bereich der Pylonensattelager erhalten Tragkabel von Hängebrücken außer der Zugbeanspruchung Querpressungen, die längs der Berührungslinien bzw. -punkte der Seile übertragen werden und denen in erster Linie die unten liegenden Seile ausgesetzt sind. Die zulässige Querpressung ist von Bedeutung für die Festlegung des Krümmungsradius der Kabelumlenkung und bestimmt daher Größe und Gewicht des Sattelagers. Um den Einfluß der Querpressung auf die Zugfestigkeit festzustellen, hat die Bethlehem Steel Comp., veranlaßt durch den Bau der Chesapeake-Bay-Brücke, mit der in Abb. 1 schematisch dargestellten Anordnung Versuche ausgeführt. Gegen das in die Prüfmaschine eingespannte mittlere Seil, das Zugkräfte von bekannter Größe erhält, werden mittels einer hydraulischen Pressenvorrichtung kurze Stücke von Seilen in einer der Wirklichkeit entsprechenden Anordnung angepreßt. Während das zu prüfende Seil in der äußeren Drahtlage rechtsgängig ist, sind die angepreßten Seilstücke linksgängig, so daß längs der Berührungslinien die Drähte parallel miteinander verlaufen. Kritische Pressungen sind daher längs dieser Berührungslinien nicht zu erwarten, sie treten vielmehr innerhalb der einzelnen Seile auf, da die einzelnen Drahtlagen im Aufbau des Seiles

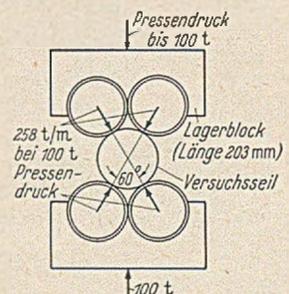


Abb. 1. Schematische Versuchsanordnung.

abwechselnd rechts- und linksgängig sind, so daß sich die Drähte zweier benachbarter Lagen unter einem spitzen Winkel kreuzen.

Bei den Versuchen wurden die Belastungen bis zum jeweiligen Bruch von Einzeldrähten gesteigert, wobei — kurz zusammengefaßt — festgestellt wurde, daß bei Pressungen von 145—180 t/m (Pressung je Berührungslinie) die normale Zugfestigkeit der Seile bis auf etwa 92 % absank. Bei einer Zugkraft von 88,3 % der Bruchlast wurde der Versuch abgebrochen, nachdem eine Pressung von 253 t/m erreicht war, ohne daß bis dahin Drähte gebrochen waren. Die Drahtfestigkeit betrug 140 kg/mm². [Nach Civil Engineering, 20 (1950) S. 660—661.]

R. Barbré, Dortmund.

Anwendung des Spannbetons zur Hebung von Brückentürmen.

Die 1329 gebaute sog. „Löcherbrücke“ über die Schelde in Tournai hat weniger die Überführung eines Verkehrsweges, als vielmehr einen Teil der mittelalterlichen Stadtbefestigung dargestellt und sollte erhalten bleiben, als die Schelde um 2,4 m angestaut und für 600-t-Schiffe benutzbar gemacht wurde (Abb. 1). Die Zerstörung der Mittelloffnung im Kriege war daher nur der letzte Anlaß, die alte Brücke abzureißen und mit vergrößerter mittlerer

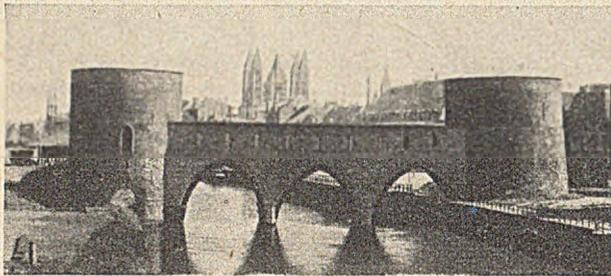


Abb. 1. Brücke im alten Zustand.

Spannweite in der alten Art wieder aufzubauen. Die beiden Flankierungstürme von 12 m ø und 13 m Höhe sollten jedoch im ganzen erhalten bleiben und nur um 2,4 m gehoben werden.

Da das Mauerwerk der Türme sich in schlechtem Zustand befand, mußte es auf der ganzen Grundfläche durch einen Rost von Trägern abgefangen (Abb. 2 u. 3) und mit hydraulischen Pressen gleichmäßig angehoben werden. Da diese Träger nur abschnittsweise hergestellt werden konnten, schied normaler Stahlbeton hierfür aus. Er hätte zudem wesentlich stärkere Abmessungen erfordert als vorgespannter Beton. Auch stählerne Träger hätten sich nur schwer einbauen lassen und nicht die gleiche Steifigkeit wie Spannbetonträger besessen, außerdem eine größere

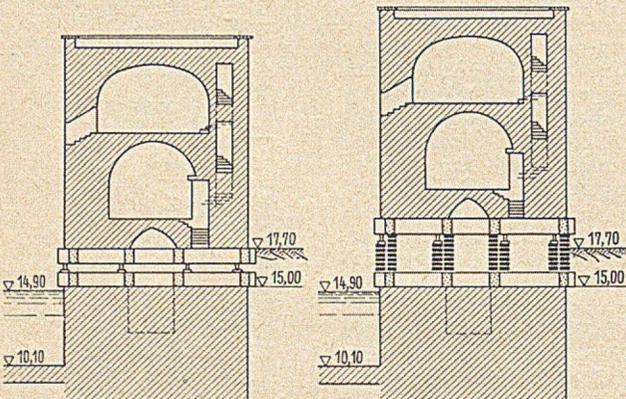


Abb. 2. Schema des Hubvorganges: links vor, rechts nach der Hebung.

Ausbruchhöhe erfordert, da die Hubpressen in die Betonträger eingelassen werden konnten. Schließlich ließ sich die gesamte vorgespannte Bewehrung nach Beendigung der Hebung zurückgewinnen, wodurch erheblich an Kosten gespart wurde. Der Hauptvorteil einer Unterfangung mit Spannbeton besteht jedoch darin, daß diese Träger durch das Vorspannen formtreu gehalten werden

können, d. h., daß sie unter einer bestimmten Last die gleiche Form besitzen wie im spannungslosen Zustand, so daß die Hebungskräfte dann vollkommen gleichförmig auf das Mauerwerk übertragen werden und dieses daher frei von Rissen bleibt.

Die Unterfangungsbalken besitzen einen Querschnitt von 60 · 100 cm und werden mit max. 150 kg/cm² bean-

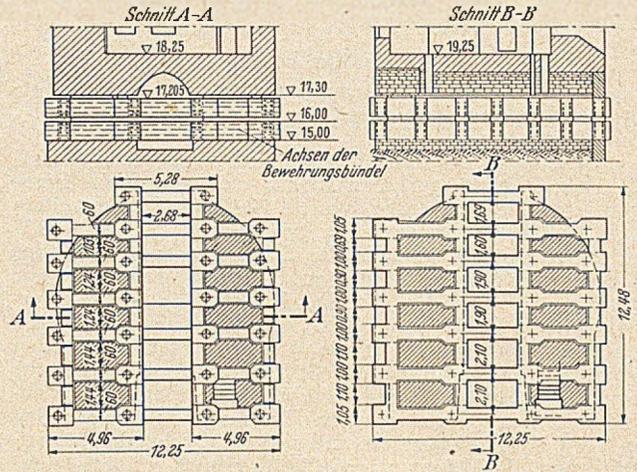


Abb. 3. Die beiden Roste aus Spannbetonbalken; links obere, rechts untere Lage.

sprucht. Die Vorspannbewehrung besteht aus Drähten ø 5 mm (240 Stück längs, 256 Stück quer) aus St 150, der mit 10,0 t/cm² vorgespannt und im Gebrauchszustand mit 8,5 t/cm² beansprucht wird. Sie werden nach der belgischen Bauweise von Prof. Magnel in Stahlgußplatten mit Keilen verankert.

Die 26 eingebauten hydraulischen Pressen mit 35 cm Hub und 250 t Tragkraft genügten reichlich zur Hebung der Türme mit je 2700 t Gewicht. Sie wurden von einer zentralen Pumpe aus gespeist und durch Verteilventile einzeln, gruppenweise oder alle gleichzeitig so betätigt, daß jeweils der Turm genau unter seinem Schwerpunkt gestützt wurde. Die Pressen besaßen aus Sicherheitsgründen Stellringe, die mit der Hebung laufend nachgedreht wurden, und Rückzugfeldern.

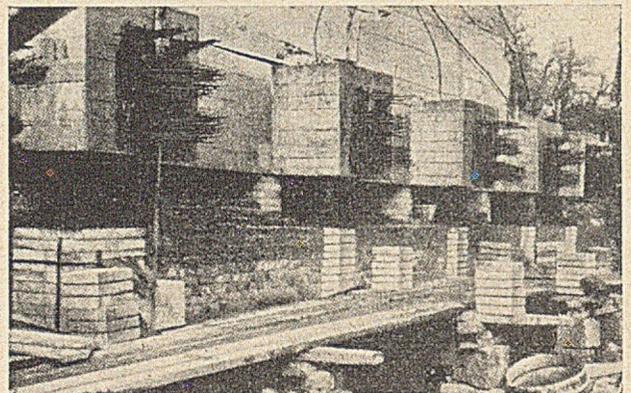


Abb. 4. Hubvorgang.

Die Arbeit begann mit dem Ausbrechen der Stollen für die Querbalken einen um den andern. In diesen wurden zunächst die unteren Balken an Ort betoniert und die Blechhüllen für die Längs- und Querbewehrungsbündel eingelegt. Der Beton wurde vom Mauerwerk durch Bitumenpappe sorgfältig getrennt, um Haftkräfte zu vermeiden, die das Vorspannen behindert hätten. Anschließend wurde die obere Querbalkenlage aus einzelnen Fertigteilen eingebracht und der Hohlraum gegen die Decke sorgfältig ausgemörtelt. Dann wurden die Längsbalken stückweise sowie die Pressen eingebaut. Nach dem Anspannen der Bewehrung stemmte man die restlichen Mauerpfiler durch, so daß der Turm dann vermittels der Pressen vollständig auf dem Trägerrost ruhte.

Der Hubvorgang wurde entsprechend dem Pressenhub in 12 Abschnitte zu je etwa 20 cm zerlegt. Nach jedem

Hub wurde der Turm auf Stapel aus Betonsteinen 30 · 30 · 6,5 cm mit Insulit- und Filzzwischenlagen abgesetzt, die Pressen nachgelassen und unterbaut (Abb. 4). Ferner wurde zwischen den provisorischen Stützen das endgültige Mauerwerk hochgezogen und nach dem letzten Hub der Turm hierauf abgesetzt. Zum Schluß wurden

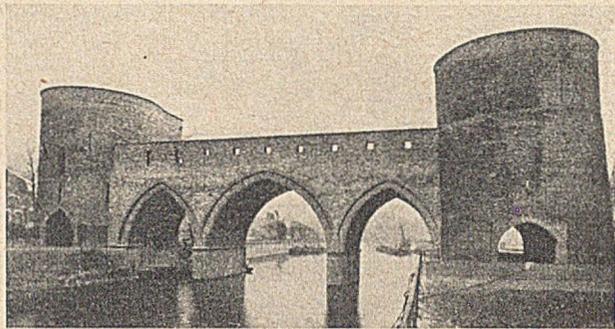


Abb. 5. Brücke im neuen Zustand.

die Pressen, die provisorischen Stapel, die Vorspannbewehrung und Teile des oberen Trägerrostes ausgebaut, die Lücken mit Beton ausgefüllt und mit Naturstein verkleidet (Abb. 5). [Nach La Technique des Travaux 25 (1949) S. 47.]

Dr.-Ing. G. Franz, Bad Vilbel.

Windverstrebnungen in Stahlskelettbauten und ihre Ermittlung ohne Zuhilfenahme exakter Methoden.

In der englisch-amerikanischen Praxis ist es üblich, die Berechnungen der Windspannungen in vielgeschossigen Skelettbauten unter der stillschweigenden Annahme halbsteifer Rahmen ohne Zuhilfenahme der Elastizitätstheorie durchzuführen. Die neuesten Berechnungsvorschriften (1948) erlauben dies unter vereinfachenden Annahmen. Ein Vergleich mit den Ergebnissen genauerer Berechnungen ergab keine nennenswerten Unterschiede.

Für die vereinfachte Berechnung werden vorausgesetzt, daß

1. die Windlasten durch die Decken auf das Gerüst und von da auf den Grund übertragen werden,
2. die Verbindungen zwischen Trägern und Säulen als halbsteif anzusehen sind,

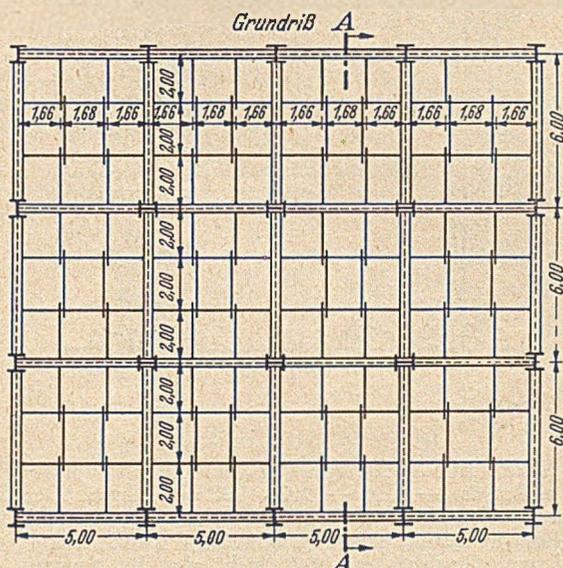


Abb. 1. Grundriß.

3. die waagrechten Kräfte sich bei gleichen Querschnittsformen der Säulen gleichmäßig, sonst entsprechend deren Trägheitsmomenten, verteilen,

4. die Momentennullpunkte in den Säulen in der Mitte der Geschosshöhe liegen,

5. die Längskräfte in den Säulen sich aus den Momentengleichungen in bezug auf den Schwerpunkt einer Buchtenreihe ergeben.

In Abb. 1, 2 und 3 ist ein vielgeschossiges Kanzleigebäude dargestellt, welches sowohl in der Front als auch in der Flanke gleichmäßig dem Winde ausgesetzt ist.

Rechnungsvorgang.

I. Querkräfte in den Säulen. Wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, sind die Windkräfte auf die als gleichstark angenommenen Säulen gleichmäßig verteilt, die Momentennullpunkte liegen in Säulenmitte. Die Deckenträger übertragen die horizontale Querkraft felderweise (s. Tabelle 1, Spalte 1).

II. Säulenmomente. Die Momente an beiden Enden der Säulen ergeben sich aus der in der Mitte angreifenden Windkraft und sind einander gleich (Abb. 3 und Tabelle 1, Spalte 3).

III. Längskräfte in den Säulen. Durch geschosshweise Aufstellung von Momentengleichungen in bezug auf den Schwerpunkt des Geschosses (Abb. 2, Punkte I—VIII) errechnen sich die Längskräfte in den Säulen. Die Momentengleichung für das oberste Geschosß läßt sich in allgemeiner Form schreiben: Momentenpunkt VIII (Abb. 2)

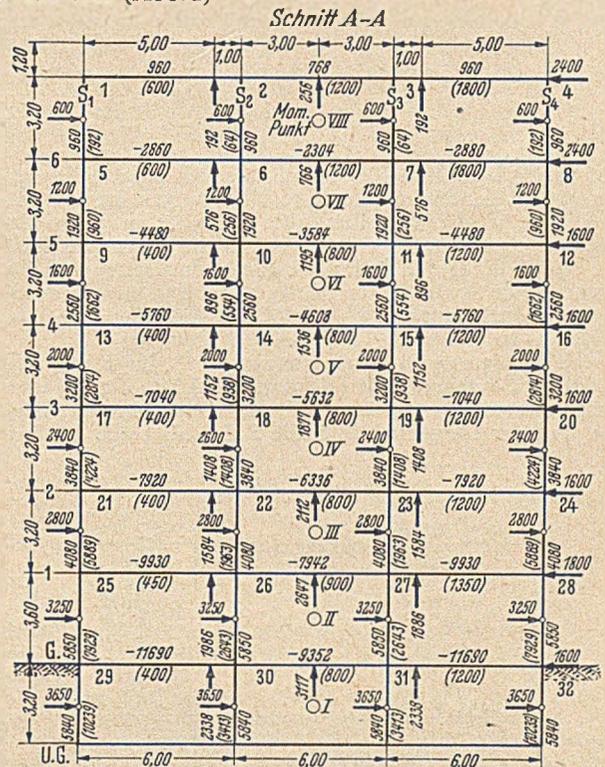


Abb. 2. Schnitt A-A.

$$(Q_{VIII} \cdot h_6/2) = S_1 \cdot (L_1 + L_2/2) + S_2 (L_2/2) - S_3 (L_2/2) - S_4 (L_3 + L_2/2). \quad (1)$$

Da in unserem Falle die Buchtängen L_1, L_2, L_3 alle gleich L und alle Geschosshöhen, mit Ausnahme eines Geschosses, ebenfalls gleich sind, vereinfacht sich die Rechnung wesentlich. Gl. (1) kann vereinfacht geschrieben werden:

$$(Q_{VIII} \cdot h/2) = S_1 (3L/2) + S_2 (L/2) - S_3 L/2 - S_4 (3L/2), \quad (2)$$

woraus zu folgern ist, daß $S_1 = -S_4 = 3S_2 = -3S_3$ ist oder $S_1 = 3S_2$. Führt man diesen Wert in Gl. (2) ein, so erhält man

$$S_2 (20L/2) = Q_{VIII} \cdot h/2. \quad (3)$$

Im angenommenen Falle ist $L = 6\text{ m}$ und $h = 3,2\text{ m}$, so daß geschrieben werden kann:

$$S_2 = \frac{2400\text{ kg} \cdot 1,6\text{ m}}{60\text{ m}} = 64\text{ kg}; \quad S_1 = 3 \cdot 64 = 192\text{ kg}. \quad (4)$$

Tabelle 1. Querkräfte, mittl. Längsspannung in den Säulen, Säulen- und Trägermomente.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
Windkraft in Mitte des Feldes für eine Bucht	Knotenpunkt	Säuleneinspannmoment aus Windkraft „W“ $W \cdot h_x/2$	Knotenpunkt	Trägermoment Summe der Momente: $M_{S_x} + M_{S_{x-1}}$	Abstand des Momentennullpunktes vom Trägerende aus Moment durch Achskraft: $M : S_x$	Querkräft in L_1 o: L_3 aus $M : x$	Trägereinspannmoment in Mittelstütze	Querkräft in L_2 aus: $M : x_2$	Säulenkraft „S“ aus Momentengleichung in bezug auf Momentenpunkt des Geschosses VIII, VII, VI, V, IV, III, II, I $S_1(L_1 + L_2/2) + S_2(L_3/2) - S_3(L_2/2) - S_4(L_2/2 + L_3) = Q_n \cdot h_n/2 \cdot (L_1 = L_2 = L_3 = L)$ $S_1 = -S_4 = 3 S_2 = -3 S_3$, daher $S_2 \left(\frac{20 \cdot L}{2} \right) = Q_n h_n/2$.	Summe der Momente aus $Q : h$ ΣM	$S_2 = S_3$	$S_1 = -S_4 = 3 S_2$					
kg	Nr.	Produkt	kgm	Nr.	kgm	Nr.	m	Nr.	m	kg	kgm	kg	Mom.-punkt	$Q_n \cdot h_n/2 + Q_{n-1} \cdot h_{n-1} + h_n/2 + \dots$	kg	kg	kg
600	1	600 · 1,6	960	1, 4	960+0= 960	1, 4	5,00	2, 3	3,00	192	768	256	VIII	3,84 =	3,84	64	192
1200	5	1200 · 1,6	1920	5, 8	960 + 1920= 2880	5, 8	5,00	6, 7	3,00	576	2304	766	VII	3,84 + 11,52 =	15,36	256	960
1600	9	1600 · 1,6	2560	9, 12	1920 + 2560= 4480	9, 12	5,00	10, 11	3,00	896	3584	1195	VI	2,56 + 11,52 + 19,2 =	33,28	554	1662
2000	13	2000 · 1,6	3200	13, 16	2560 + 3200= 5760	13, 16	5,00	14, 15	3,00	1152	4608	1536	V	2,56 + 7,68 + 19,2 + 26,88 =	56,32	938	2814
2400	17	2400 · 1,6	3840	17, 20	3200 + 3840= 7040	17, 20	5,00	18, 19	3,00	1408	5632	1677	IV	2,56 + 7,68 + 12,8 + 26,88 + 34,56 =	84,48	1408	4224
2800	21	2800 · 1,6	4080	21, 23	3840 + 4080= 7920	21, 24	5,00	22, 23	3,00	1584	6336	2112	III	2,56 + 7,68 + 12,8 + 17,92 + 34,56 + 42,24 =	117,76	1963	5889
3250	25	3250 · 1,6	5850	25, 28	4080 + 5850= 9930	25, 28	5,00	26, 27	3,00	1986	7944	2647	II	3,24 + 8,00 + 13,12 + 18,24 + 23,36 + 42,24 + 50,4 =	158,60	2643	7929
3650	29	3650 · 1,6	5840	29, 32	5850 + 5840= 11693	29, 32	5,00	30, 31	3,00	2338	9352	3117	I	2,56 + 8,32 + 13,44 + 18,56 + 23,68 + 28,80 + 50,8 + 58,50 =	204,80	3413	10239

Die Gl. (4) kann nun für jedes Stockwerk aufgestellt werden, wobei der Nenner für alle Gleichungen die Zahl 60 bleibt, da ja die Verteilung der S-Kräfte in allen Geschossen gleich ist. In Tabelle 1 sind die Werte des Zählers von Gl. (4) für jedes Geschoss eingesetzt und die Momente in Spalte 15 errechnet. Die Teilung durch 60 ist in Spalte 16 durchgeführt, und der Wert $S_1 = 3 S_2$ aus Spalte 17 zu ersehen.

IV. Trägereinspannmoment. Im Knoten ① greift das Säulenmoment (Kopfmoment) an. Das Trägereinspannmoment ist gleich groß und entgegengesetzt. Aus ihm und der Längskraft in Säule I errechnet sich die Ent-

fernung des Momentennullpunktes im Träger ①—② im Knoten ② beträgt daher $192 \text{ kg} \times 1,00 \text{ m} = 192 \text{ kgm}$. Damit bestimmt sich auch das Moment im Mittelträger, welches sowohl links wie rechts gleich groß sein muß, und aus dem Unterschied des Säulenmomentes

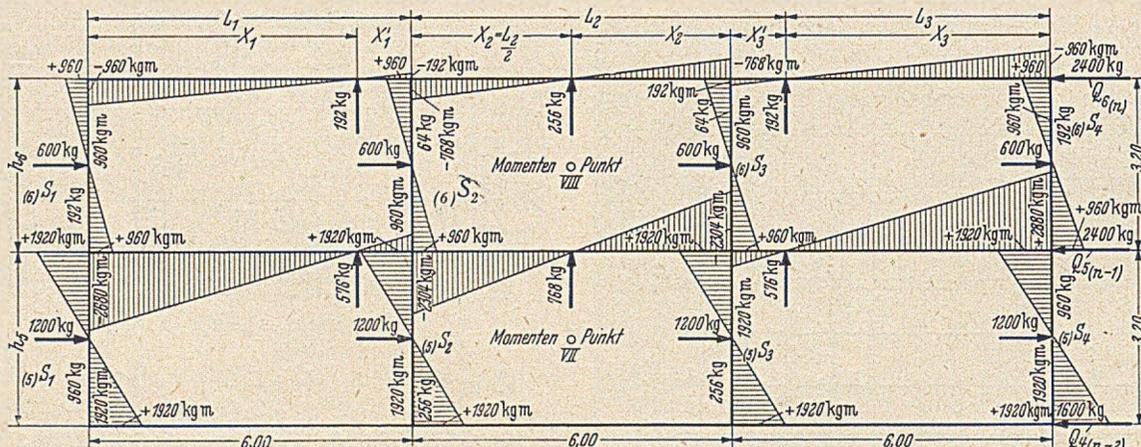


Abb. 3 Momente, Quer-, Vertikal-Kräfte.

fernung des Momentennullpunktes im Träger ①—② mit $960/192 = 5,00 \text{ m}$. Würde bei dieser Teilung ein größerer Wert als 6 m (die Stützweite des Trägers) herauskommen, so wäre das Verfahren nicht anwendbar, da ja der Momentennullpunkt nicht außerhalb des Trägers fallen kann. In diesem Falle müßte eine andere Verteilung der Windkräfte auf die Säulen erfolgen. In der Praxis trifft dies für Gebäude mit mehr als vier Buchten meist zu. Man ermittelt dann das Verhältnis der Aufteilung der Windkraft auf die Säulen ihrem Trägheitsmoment entsprechend und erhält dann den Nullpunkt der Momentenlinie innerhalb des Trägers.

der Säule (Abb.3) 960 kgm und des Momentes von 192 kgm zu bilden ist — also — $960 + 192 = 768 \text{ kgm}$. Der Momentennullpunkt in allen Mittelträgern liegt in Feldmitte.

Das Trägereinspannmoment des Knotens ⑤ im nächsten Geschoss ermittelt sich als die Summe des Säulenfußmomentes der Säule ①—⑤ vom Obergeschoß und des Säulenkopfmomentes der Säule ⑤—⑨ des nächst tieferen Geschosses (Tabelle 1, Spalte 6) mit $960 + 1920 = 2880 \text{ kgm}$.

Aus ihm und der Entfernung des Momentennullpunktes bestimmt sich die Querkräft V mit 576 kg, welche, wie oben erwähnt, numerisch gleich ist mit dem Träger-

einspannungsmoment an der rechten Stütze mit $1,00 \text{ m} \times 576 \text{ kg} = 576 \text{ kgm}$. Zieht man dieses vom Trägermoment 2880 kgm ab, so erhält man das resultierende Trägermoment des Deckenträgers der Mittelbucht ⑥—⑦ mit 2304 kgm . Ganz analog errechnen sich alle anderen Trägereinspannmomente (s. Abb. 1 und Tabelle 1). Die Quer(vertikal)kraft am Mittelbuchtträger ergibt sich aus den Trägermomenten (Tab. 1, Spalte 12) und der halben Trägerlänge $L/2 = 3,00 \text{ m}$ mit $768 : 3 = 256 \text{ kgm}$ usf. für alle anderen Geschosse.

Damit sind alle Windkräfte bestimmt. Es hängt nun von der Lage des Gebäudes, seiner Höhe und von der Bauweise (ob Vernietung oder Schweißung seiner Verbindungen) und von dem durch die architektonische Ausgestaltung bestimmten Raumbedarf sowie der Mauerwerksgestaltung ab, in welcher Weise die Einspannmomente in Windversteifungen aufgenommen werden sollen.

Bei einigen der höchsten Stahlskelettbauten der Welt (Empire State Building, Singer Tower in New York) ge-

Tabelle 2. Winddruckspannungen (Frontseitenrichtung).

Winddruck	Waagrechte Querkraft	Bieg.-Mom. in Stütze	Bieg.-Mom. in Deckenträger	Knoten-zahl	Bieg.-Mom. in jeder Verbindung
kg	kg	kgm	kgm	Zahl	kgm
6400			10 240	16	650
6400	6 400	10 240	30 720	16	1920
6400	12 800	20 480	51 200	16	3200
6400	19 200	30 720	81 920	16	5100
6400	25 600	40 960	92 160	16	5730
6400	32 000	51 200	113 340	16	7050
6800	38 800	62 080	138 400	16	8650
6800	42 400	76 320	149 920	16	9350
3600	46 000	73 600			

schah die Versteifung durch Diagonalkreuze, die in den äußeren Felderbuchten durchgehend vom Grundgeschoß bis zu den Dachgeschossen reichen, während alternierend in Zwischenbuchten außerdem noch Rahmenzwischenkreuze nach Art einer Portalverstrebung angebracht sind. Bei weniger hohen und weniger dem Winde ausgesetzten Gebäuden und Fronten begnügt man sich mit Kniestreben oder Rahmenversteifungen und in den einfachsten Fällen

Tabelle 3. Winddruckspannungen (Flankenrichtung).

Winddruck	Waagrechte Querkraft	Bieg.-Mom. in Stütze	Bieg.-Mom. in Deckenträger	Knoten-zahl	Bieg.-Mom. in jeder Verbindung
kg	kg	kgm	kgm	Zahl	kgm
5760			9 216	15	630
5760	5 760	9 216	27 648	15	1840
5760	11 520	18 432	46 080	15	3080
5760	17 280	27 648	64 512	15	4300
5760	23 040	36 864	82 944	15	5500
5760	28 800	46 080	101 376	15	6800
6120	34 560	55 296	128 520	15	8550
3240	40 680	73 224	143 496	15	9400
	43 920	70 272			

mit einfachen konsolenartigen, dreieckigen Anschlußblechen und Winkeln.

Die Berechnung der Verstreibungen erfolgt nach denselben Grundsätzen, wie sie beim Brückenbau und Fachwerkbau für die Übertragung von Querkraft und Moment bei Anschlüssen üblich ist und als bekannt vorausgesetzt werden kann.

Bei der zweiten Art der Berechnung (Abb. 4 und 5) wurde als Beispiel ein ebenfalls vielgeschossiges Kanzlei-

gebäude mit vier Front- und drei Seitenbuchten zu $5,00$ und $6,00 \text{ m}$ Buchtlänge gewählt. Als Windkraft wurden 100 kg/m^2 angenommen und der Winddruck für die Gesamtfrontbreite in einem genommen.

Es wirken für die Hauptfront:

$$3,2 \text{ m} \cdot 20,00 \text{ m} \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 6400 \text{ kg},$$

$$\left(\frac{1}{2} \cdot 3,2 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 3,6 \text{ m}\right) \cdot 20,00 \text{ m} \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 6800 \text{ kg}$$

und für die Nebenfront:

$$3,2 \text{ m} \cdot 18,00 \text{ m} \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 5760 \text{ kg},$$

$$\left(\frac{1}{2} \cdot 3,2 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 3,6 \text{ m}\right) \cdot 18,00 \text{ m} \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 6120 \text{ kg}.$$

I. Querkräfte: Die waagrechte Querkraft summiert sich von Geschoß zu Geschoß und ist der Tabelle 2 und 3 aus Spalte 2 zu entnehmen.

II. Säuleneinspannungen: Das Biegemoment (Nullpunkte der Momente in halber Höhe angenommen) ergibt sich aus:

$$W \cdot h/2 = 6400 \text{ kg} \cdot 1,6 \text{ m} = 10 250 \text{ kgm}$$

für die Haupt- und

$$W' \cdot h/2 = 5720 \text{ kg} \cdot 1,6 \text{ m} = 9216 \text{ kgm}$$

für die Seitenfrontsäulen.

III. Das Biege(einspann)moment der Träger (Tabelle 2 u. 3, Spalte 4) ergibt sich aus den Biegemomenten der Säulen durch Überlagerung der an den Träger anschließenden Säulenköpfe bzw. Füße und kann direkt abgelesen werden. Der oberste Dachträger hat dasselbe Moment wie die an ihm angreifende Stütze (Spalte 4

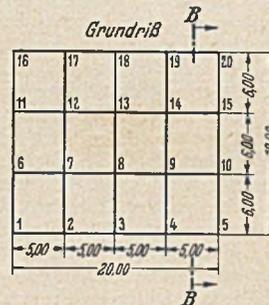


Abb. 4. Grundriß.

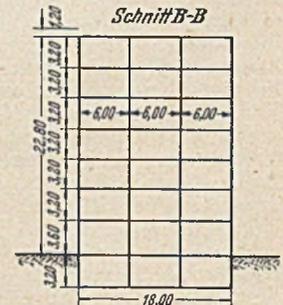


Abb. 5. Schnitt B-B.

der Tabellen: $10 240 \text{ kgm}$ bzw. 9216 kgm). Alle anderen Momente sind durch Addition der Nachbarmomente zu bilden.

IV. Einzelmomente. Um zu entscheiden, wie groß das Biege(einspann)moment in den einzelnen Säulen oder Trägern ist, müssen die Knoten und ihre Gesamtzahl bestimmt werden, welche die Momente aufnehmen sollen. In unserem Fall ist angenommen, daß in Richtung Front-Rückenfront die Reihen (Abb. 4 und 5) der Knoten 1—16, 2—17, 4—19 und 5—20, im ganzen also 16 Knotenpunktverbindungen, befähigt werden müssen, die Windkraftmomente aufzunehmen. In Richtung Seitenfront sind die Reihen 16—20, 11—15 und 1—5, im ganzen 15 Verbindungen, dazu gewählt worden, das Gesamtbiegemoment jedes Geschosses zu übertragen. Aus der Teilung des Gesamtmomentes mit der Ziffer der Knotenpunkte ergibt sich jeweils das an den einzelnen Knoten wirkende Moment.

Damit ist auch hier die Hauptrechenarbeit getan. Alle anderen Einzelberechnungen lassen sich aus den bisherigen Berechnungen leicht ableiten und werden als bekannt vorausgesetzt.

Schl u ß w o r t. Die vereinfachte Berechnung, wie sie oben gezeigt wurde, gestattet es, rasch zu Ansätzen für den Zeichentisch zu gelangen, sie erleichtert auch die Überprüfung der Richtigkeit.

J. Gustav T a n n, Singen/Hohentwiel.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Langenscheidts Taschenwörterbuch der Englischen und der Deutschen Sprache: I. Teil. Englisch-Deutsch von Prof. Edmund Klatt, XVI u. 560 S. II. Teil. Deutsch-Englisch von Dr. Wilhelm Moslé, XVI u. 548 S. Gr. 15,5 · 10,5 cm. Unter Berücksichtigung der amerikanischen Umgangssprache. Neubearbeitung 1951, Berlin-Schöneberg, Langenscheidt KG. 1951. Preis: jeder Teil in Ganzleinen geb. DM 6,45, beide Teile in einem Band DM 12,—.

Diese Taschenwörterbücher sind völlig neubearbeitet und wesentlich erweitert. Sie bringen etwa 65 000 Stichwörter mit Angabe der Aussprache in der bekannten Toussaint-Langenscheidt-Lautschrift und mit all den Ergänzungen und Erklärungen, welche die Langenscheidtschen Taschenwörterbücher von jeher auszeichnen. Der Text ist der neueren Entwicklung gemäß ganz in Antiqua gesetzt, Fraktur ist nur noch für die Lautschrift verwendet worden. Die beiden Bände sind auch für den Bauingenieur ein wertvolles Hilfsmittel, da die allgemeinen Grundlagen der Technik in ausreichendem Maße berücksichtigt sind. Neu sind die Zusammenstellungen von Eigennamen sowie der immer mehr um sich greifenden Abkürzungen. Das neue Taschenwörterbuch wird von allen Liebhabern der Langenscheidtschen Bücher freudig begrüßt werden: Es ist tatsächlich noch vieles besser als bisher geworden. Ferd. Schleicher, Dortmund.

Graudenz, Dr.-Ing., H.: Momenteneinflußzahlen für Durchlaufträger mit beliebigen Stützweiten. 90 S., Gr. 8° mit 80 Zahlentafeln und 14 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag 1951. Preis geh. 7,50 DM.

Der Durchlaufträger ist wie kein anderes statisches System so häufig tabelliert, daß man die Frage des Bedürfnisses nach einem neuen Tabellenbuch verneinen zu müssen glaubt. Indessen kommt es in der Praxis doch öfters vor, daß für den vorliegenden Fall keine der vorhandenen Tafeln ausreicht. Im Verhältnis zu den möglichen Fällen ist eben der Bereich der mit den bisherigen Tafeln erfaßten, zumeist nur symmetrischen Stützweitenverhältnisse beschränkt. Demgegenüber lassen sich die Tafeln von Graudenz, die Einflußzahlen für den Balken über 2, 3 und 4 Felder enthalten, auch für ganz unregelmäßige Stützweitenfolgen im ganzen Bereich der praktisch auftretenden Fälle verwenden. Die Einflußzahlen beziehen sich auf 496 verschiedene Verhältnisse der reduzierten Stützweiten in einer solchen Abstufung, daß der Einfluß der Stützweitenverhältnisse stetig erfaßt wird.

Die Tafelwerte geben nicht sofort die Endmomente für alle Querschnitte des Balkens an, sondern Einflußzahlen, die, mit der Differenz der Stützenmomente bei voller Einspannung multipliziert, die jeweiligen Stützenmomente liefern. Lediglich für gleichmäßig verteilte Belastungen sind die Stützenmomente unmittelbar angegeben.

Mithin stellen die Einflußzahlen die Tabellierung der bei der Anwendung des Cross'schen Verfahrens zu bestimmenden Verteilung der unausgeglichenen Stabendmomente dar. Graudenz hat seine Einflußzahlen auch nach Cross berechnet. Die Tafeln zeigen, daß sich durch eine zweckmäßige Kombination von Tabellierung und Rechnung der Anwendungsbereich von Zahlentafeln wesentlich erweitern läßt. Ph. Stein, Aachen.

Horn, Hans A., Oberingenieur, Berlin: Brennschneiden (Autogenes und elektrisches Schneiden) VI u. 161 S., Gr. 8° mit 174 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag 1951. Preis DM 12,60 geh.

Das Zertrennen der Metalle, insbesondere des Eisens, mit Hilfe der schneidenden Flamme ist auch für den Bauingenieur von Bedeutung. Bei seinen Stahlbauten, sowohl in der Errichtung wie in der Demontage, ist der Schneidbrenner ein unentbehrliches Werkzeug. Der Verfasser, ein in der Schweiß- und Schneidtechnik wohl bekannter Fachmann, hat es unternommen, alles was über diese Technik bisher im Schrifttum verstreut oder noch gar nicht veröffentlicht war, übersichtlich zusammenzutragen. Das Buch enthält Grundsätzliches über Brennschneiden und Brennschnitte, über die Schneideinrichtungen wie Brenner und seine vielen Arten wie Handgeräte, Motor-

und Maschinenschneidgeräte, Technik des Brennschneidens und seine Metallurgie, Sonderschneidverfahren wie elektrisches Brennschneiden, Pulverbrennschneiden, Fugenhobler, Unterwasserschneiden u. a. m. Tabellen über Leistungen und Verbrauch erhöhen den Wert des Buches. Bebilderung und Ausstattung des Buches sind tadellos. Ein ausgezeichnetes Handbuch.

O. Wunderam, Hamburg.

Neumann, Erwin, Dr.-Ing., Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: Der neuzeitliche Straßenbau, Aufgaben und Technik. Dritte, umgearbeitete und verbesserte Aufl., XV und 445 S., Gr. 4°, mit 330 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag, 1951. Preis Ganzl. DM 42,—.

19 Jahre nach der 2. Auflage ist die 3. Auflage dieses Standardwerkes des Straßenbaues erschienen. Beim Vergleich erkennt man die starke Entwicklung auf dem Gebiete des Straßenbaues besonders deutlich. Für Landstraßen und Autobahnen sind die Erkenntnisse zum großen Teil bereits in Richtlinien und Anweisungen niedergelegt. Im Stadtstraßenbau hingegen ist die Entwicklung noch nicht abgeschlossen. Um den Umfang des Buches beibehalten zu können, konnten manche Gebiete, so dasjenige des Straßenverkehrs, nur gestreift werden. Dadurch ergab sich aber die Möglichkeit, beim Bau der Autobahnen neu entwickelte Arbeitsgebiete mit zu behandeln.

Dr.-Ing. Freysing steuerte einen Abschnitt „Die Bildwirkung der Straßen“ und Dr.-techn. Jelinek ein Kapitel „Die Tragfähigkeit des Untergrundes“ bei. Dr. Krenkler hat den Abschnitt über den Aufbau der Bitumen durchgesehen.

Im ersten Abschnitt werden die Straßenverkehrsmittel behandelt. Abmessungen und Fahreigenschaften der Fahrzeuge sowie die Wechselwirkung zwischen Rad und Fahrbahn sind für Trassierung und Fahrbahn grundlegend. Der zweite Abschnitt befaßt sich mit der wirtschaftlichen und technischen Linienführung von Stadt- und Landstraßen sowie von Autobahnen. Anschlußstellen und Knotenpunkte der Autobahnen werden ebenso wie die landschaftliche Ausgestaltung besonders beschrieben. Im dritten Kapitel findet man Angaben über den Untergrund und die Verfahren zur Bodenverdichtung, über Erdstraßen und den Oberbau der Straßen aller bedeutsamen Bauweisen. Über die Straßenbaumaschinen wird ein guter Überblick gegeben. Neu ist der letzte Abschnitt über die konstruktive Gestaltung und den Betrieb der Straßentunnel. Eine Zusammenstellung der für den Bau und die Unterhaltung aller Straßenarten wichtigen Merkblätter; der Deutschen Normen und der gebräuchlichsten Siebssysteme sowie ein Schrifttums- und ein Sachverzeichnis beschließen das Buch.

Dieses kritisch und souverän geschriebene Werk Neumanns gehört zunächst in die Hand jedes Praktikers, weil hier unter Berücksichtigung der Erfahrungen des Auslandes ein umfassender Überblick gegeben ist, man aber auch auf bestimmte einzelne Fragen eine klare Antwort bekommt. Wegen seines systematischen Aufbaues wird man das Buch auch gern für den Unterricht und die Ausbildung von Straßenbau- und Verkehrsfachleuten verwenden. Der Springer-Verlag hat das Buch vorzüglich ausgestattet.

J. Schlums, Hannover.

Finter, Dr.-Ing. A., berat. Ingenieur: Statische Tabellensammlung und Auszüge aus DIN-Vorschriften für die Bauwirtschaft. Mit Anhang: Formeln, Tabellen und Darstellungen aus dem Wasser- und städtischen Tiefbau. 6. Aufl. 58.—63. Tausend. 287 S., Gr. 8°, Düsseldorf, Werner-Verlag G. m. b. H., 1951. Preis Halbl. DM 11,50.

Das Buch enthält allgemeine Zahlentafeln, Statische Tabellen (im wesentlichen für Träger mit einer Öffnung und durchlaufende Balken), Zahlentafeln für den allgemeinen Hoch- und Massivbau, für den Stahlbau (insbesondere Profiltafeln), für den Beton- und Stahlbetonbau und für den Holzbau. Eine Zusammenstellung von DIN-Vorschriften bietet meist Auszüge. Den Abschluß bildet

eine kleine Sammlung von Formeln usw. aus dem Wasser- und städtischen Tiefbau.

Bei Tabellenwerken von begrenztem Umfang ist es unvermeidlich, daß die Auswahl des gebotenen Stoffes mehr oder minder willkürlich stattfindet. Die vorliegende Sammlung kommt den Bedürfnissen der Praxis offenbar in besonders hohem Maße entgegen, wie die starke Verbreitung beweist, die dieses Buch in kurzer Zeit finden konnte.

F. Schleicher, Dortmund.

Dittus, Dr. Wilhelm, Bonn: Entwurf zu einem Baugesetz für die Bundesrepublik Deutschland. 108 S., Gr. DIN A 4. Kassel. Druckerei Gebr. Müller KG., 1950. Preis geh. 3,50 DM.

Der Entwurf ist in 225 Paragraphen aufgliedert, die in 10 Teile zusammengefaßt sind:

1. Die Planung §§ 1—30.
2. Die Baulandumlegung §§ 31—50.
3. Die Zusammenlegung von Grundstücken §§ 51—80.
4. Die Landbeschaffung §§ 81—100.
5. Bodenbewertung und Bodenverkehr §§ 101—110.
6. Erschließung §§ 111—140.
7. Die Bebauung §§ 141—170.
8. Bauliches Nachbarrecht §§ 171—180.
9. Gemeinsame Vorschriften §§ 181—217.
10. Übergangs- und Schlußbestimmungen §§ 218—225.

Aus dem Entwurf werden zwei besonders wichtige Fragen ersichtlich:

a) Zuständigkeiten. Die im Baugesetz-Entwurf vorgeschlagene Zusammenfassung von Landesplanung und Ortsplanung und die Verminderung der Zahl der aufzustellenden Pläne und die durch das Instrument des Bauungsplanes endlich erreichte Zusammenfassung der flächenmäßigen und kubischen Stadtplanung wird vom Deutschen Verband für Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung grundsätzlich begrüßt. Es ist aber zu befürchten, daß die Trennung von Raumforschung nebst Raumordnung, die als unmittelbare Aufgabe der Landesregierung gesehen werden, von der — überwiegend baulich gesehen — technischen Landesplanung, wie sie Dittus sieht, auf lebhaften Widerstand stoßen wird.

Es ist verständlich, daß über die Verteilung der Aufgaben zwischen Staat und Selbstverwaltung in dem Baugesetz-Entwurf noch keine befriedigende Lösung gefunden ist. Ebenso unklar ist die weitergehende Frage der Zuständigkeit des Bundes und der Länder auf dem Gebiet des Planungs-, Bau- und Bodenrechtes.

b) Entschädigung. Als zweite wichtige Frage kann man die Bewertungsfrage ansprechen. Das Bonner Grundgesetz hat das bisherige Recht hinsichtlich der Entschädigung inhaltlich nicht geändert, das Gebot „angemessener“ Entschädigung nicht gemindert oder abgeschwächt. § 103 des Baugesetz-Entwurfes sieht in Abs. 1 vor: „Die Werte sind nach dem Verkehrswert im Zeitpunkt der Ermittlung (§ 104 Abs. 1 und 2) zu bemessen (Ausgangswert).“ Diese „Ausgangswerte“ sollen von einer „Baubehörde“ im Benehmen mit der Gemeinde ermittelt werden (§ 104).

Besser wäre es, eine Bewertungsgrundlage zu wählen, die nicht von einzelnen Verkäufen ausgeht, sondern die

Preis- und Wertbildung von dem wirtschaftlichen Erfolg des Ansiedlungsorganismus her betrachtet, dessen kleinerer Teil nur ein Einzelgrundstück ist. Der Bodenverkehr sollte von Beschränkungen befreit werden, ohne die Interessen der Allgemeinheit zu verletzen.

Man kann der Ansicht sein, daß die Bewertungsfrage wohl am besten in einem besonderen Gesetz behandelt wird. Im Rahmen des Baugesetzes (Teil 5) ist dies nicht mit der erforderlichen Gründlichkeit möglich. Das Preuß. Schätzungsamtsgesetz und die jahrzehntealten, guten Erfahrungen in Bremen sind ausbaufähige Ansätze.

Rung e, Frankfurt/M.

Schenk, W., Der Rammpfahl. Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis. VIII und 98 S., 80 Abb. Gr. DIN A 5. Berlin: Ernst & Sohn, 1951. Preis: geh. 11,— DM, geb. 13,50 DM.

In der gutausgestatteten und durch Tabellen und klare Abbildungen erläuterten Schrift sind besonders nützlich die Darstellungen über Probelastungen von Pfählen und ihre Auswertung (Abschn. C), die Besprechung des neueren, besonders auch ausländischen Schrifttums und die Beschreibung der f-Methode und ihrer Anwendungen, in der die Trennung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung der eingebrachten Pfähle abgeleitet und erläutert wird. Beim Schrifttum fehlt u. a. die Angabe der Arbeit von Rud. Müller, die die m. W. ersten Versuche enthält, Spitzenwiderstand und Mantelreibung zu trennen („Modellversuche über das Zusammenwirken von Mantelreibung, Spitzenwiderstand und Tragfähigkeit von Pfählen“, Veröff. d. Inst. d. Degebo-Berlin, Heft 7, Springer-Verlag, Berlin). Folgerungen über die Verteilung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand, die Schenk aus einem Versuch mit Druck- und Zugpfählen zieht, können wegen der Wechselwirkung von Druck- und Zugpfahl auf begrenztem Raum nur bedingt gewertet werden (Abschn. F). Aus der richtigen Bemerkung von Schenk, daß die Beschaffenheit des Baugrundes für die verschiedenen Pfahlarten eine sehr große Anzahl von Kombinationen ermöglicht, ergibt sich auch die Ablehnung einer bindenden Formel, die alle diese Möglichkeiten erfassen könnte. — Die Arbeit von Schenk stellt einen wertvollen Hinweis auf die Vorgänge im Baugrund dar. Für die Praxis ist es wichtig zu wissen, daß Schlüsse aus den Probelastungen wenigstens zu Annäherungswerten für die Planung führen können.

W. Loos.

Kleinlogel, A., Prof. Dr.-Ing., Dozent an der Techn. Hochschule Darmstadt: Baustoffverarbeitung und Baustellensprüfung des Betons. 2. neubearb. und erw. Aufl. Sammlung Götschen, Band 978. 126 S., DIN A 6, mit 35 Abb. Berlin. Walter de Gruyter & Co., 1951. Preis geh. DM 2,40.

Bittner-Klotz: Furniere, Sperrholz, Schichtholz. (= Werkstattbücher, Herausgeber Dr.-Ing. H. Haake, Heft 76 und 77.) I. Teil von Joachim Bittner, Ingenieur: Technologische Eigenschaften; Prüf- und Abnahmevorschriften; Meß-, Prüf- und Hilfsgeräte. 2. verb. Aufl. 58 S., Gr.-8° mit 96 Abb. II. Teil von Ludwig Klotz, Ingenieur, Metzinger/Württ.: Aus der Praxis der Furnier- und Sperrholzherstellung. 2. verb. Aufl. 56 S., Gr.-8° mit 86 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag, 1951. Preis je Heft geh. 3,60 DM.

Verschiedenes.

Neufassung von DIN 1054: Gründungen, Zulässige Belastung von Flächen- und Pfahlgründungen*.

Neuere Forschungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik und des Grundbaues haben eine Neufassung der im Jahre 1940 erschienenen 2. Ausgabe von DIN 1054, Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen, notwendig gemacht. Wenn auch im Kreise der Mitglieder des hierzu eingesetzten Arbeitsausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund im Deutschen Normenausschuß e. V. über diese Notwendigkeit völlige Einigkeit bestand, so bedurfte es doch jahrelanger Verhandlungen, um die Neufassung den Erkenntnissen der Wissenschaft, aber auch den Anforderungen der Praxis, der Behörden und der auf dem Gebiete der bodenmecha-

nischen und erdstatischen Untersuchungen tätigen Versuchsanstalten anzugleichen. Vor allem galt es, in geeigneter Weise dem technischen Fortschritt dadurch Raum zu geben, daß die in der neuen Fassung von DIN 1054 angegebenen zulässigen Grenzwerte dann überschritten werden können, wenn dies auf Grund geeigneter und ausreichender Untersuchungen und Berechnungen als unbedenklich nachgewiesen wird.

Es erschien im Hinblick auf die noch oft festzustellenden Unklarheiten über wichtige Begriffe der Baugrundwissenschaft notwendig, die Neufassung durch einen Abschnitt zu ergänzen, der in gedrängter Form die wichtigsten Grundbegriffe der Bodenmechanik zusammenfaßt und erläutert. Um den Umfang der neuen Norm nicht zu sehr anschwellen zu lassen, sollen darüber hinaus

* DIN 1054 Entwurf Juli 1951. Einsprüche bis 15. 1. 1952, möglichst in zweifacher Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin W 15, Uhlandstraße 175.

einige wichtige Ergänzungen und Erläuterungen in gesonderten Anmerkungen mit dem endgültigen Normblatt zusammen veröffentlicht werden.

Auch der Titel von DIN 1054 wurde zur Verbesserung des Verständnisses geändert, wobei an Stelle des bisher üblichen Ausdruckes „Flachgründungen“ die richtigere Bezeichnung „Flächengründungen“ gewählt wurde als Gegensatz zu den Pfahlgründungen. Tiefgründungen, z. B. Senkkastengründungen, gehören ebenfalls zu den Flächengründungen; es entspräche aber nicht dem Sprachgebrauch, sie als Flachgründungen zu bezeichnen.

Die bisherigen Angaben über die notwendige Bohrtiefe wurden geändert, weil diese bisher nur von den Abmessungen des Bauwerks, nicht aber von seiner Belastung abhängig gemacht worden war.

Es erschien unzumutbar, in der Neufassung wiederum 2 Tafeln über die zulässige Belastung des Baugrundes in einfachen Fällen anzugeben. Die neue Fassung enthält nur eine Tafel, die aber im Gegensatz zur bisherigen Tafel 1 den Einfluß von Bauwerksbreite und Gründungstiefe auf die zulässige Bodenpressung weitgehend berücksichtigt. Neue Angaben beziehen sich auf die Mindestabstände von Bohrungen zu Bodenuntersuchungszwecken sowie auf die Sicherheit des Bauwerkes gegen Kippen, Gleiten und Grundbruch. Es wurde für notwendig gehalten, für diese Beanspruchungen feste kleinste Sicherheitsbeiwerte vorzuschreiben.

In dem Abschnitt über Pfahlgründungen sind ebenfalls in umfangreichem Maße als bisher Grundbegriffe erläutert und allgemeine Richtlinien gegeben. Die zahlenmäßigen Angaben beschränken sich im wesentlichen auf Rammfahlgründungen, wobei die zulässigen Belastungen in einfachen Fällen auf Grund umfangreichen Erfahrungsmaterials etwas erhöht wurden. Für Zugpfähle sind für einfache Fälle feste Reibungswerte angegeben. Sofern die zulässige Pfahlbelastung aus Probebelastungen bestimmt wird, sind 50% der Grenzlast zulässig statt früher 40%; dies wurde auf Grund vieler Veröffentlichungen über ausgeführte Probebelastungen als zulässig angesehen. Der Gültigkeitsbereich von Rammformeln wurde stark eingeeengt. Für die Ermittlung der zulässigen Belastung von Ortpfählen wurde die Verwendung der sogenannten Erddruckformeln ausgeschaltet, das Hauptgewicht auf die Probebelastungen gelegt und für ihre Durchführung eingehende Richtlinien angegeben. Der in der bisherigen Fassung enthaltene § 6, Einfluß von Erschütterungen, ist fortgelassen worden. Eine erschöpfende Fassung würde den Rahmen des Normblattes sprengen, ein kurzer Text aber könnte Anlaß zu irreführenden Auffassungen geben. Deshalb soll diese Frage systematisch und gründlich an anderer Stelle behandelt werden.

Schneller als auf anderen Gebieten des Ingenieurbauschreitet jetzt die lange vernachlässigte Erkenntnis der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk voran. Deshalb ist anzunehmen, daß zu gegebener Zeit eine weitere Neufassung von DIN 1054 notwendig werden wird. Bis dahin dürfte die vorliegende Norm den Wünschen der Praxis und der Aufsichtsbehörden entsprechen und den Wissenschaftler insofern befriedigen, als die darin enthaltenen Angaben den heutigen Erkenntnissen nicht widersprechen und die Möglichkeit bieten, neue Erkenntnisse nutzbar zu machen.

Prof. Dr. Lorenz; Dr. Ebert.

1. Zweck der Richtlinien.

Die Richtlinien geben an, wie weit der Baugrund belastet werden darf, damit keine schädlichen Setzungen und Verschiebungen des Bauwerks unter Einwirkung der Lasten oder bei Erschütterungen eintreten.

Die im Normblatt angegebenen Grenzen für die zulässige Belastung des Baugrundes dürfen überschritten werden, wenn auf Grund genauer Feststellung der Beschaffenheit des Baugrundes und sorgfältiger Berechnung nachgewiesen wird, daß die Standsicherheit des Bauwerkes gesichert und die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind. Wegen Einzelheiten vgl. Abschnitt 4.31 und 5.372.

2. Grundbegriffe.

2.1 Die als Baugrund in Frage kommenden Bodenarten verhalten sich gegenüber Bauwerkslasten verschieden. Es werden 3 Hauptgruppen unterschieden:

2.11 nichtbindige Böden (Sand, Kies, Geröll und ihre Mischungen),

2.12 bindige Böden (Schluff, Ton und ihre Mischungen, auch mit nichtbindigen Bodenarten, wie sandiger Ton, Lehm, Mergel),

2.13 sonstige Böden

2.131 Fels,

2.132 organische Böden (Torf),

2.133 Aufschüttungen.

2.2 Der Baugrund wird durch Eigengewicht und Verkehrslasten des Bauwerkes, durch die Herstellung der Baugrube und durch Änderungen des Grundwasserstandes beansprucht. Die Belastung des Baugrundes kann vorwiegend ruhend sein oder sich häufig wiederholen. Grundwassergefälle, das oft von der Wasserhaltung bei der Bauausführung herrührt, verursacht einen Strömungsdruck auf den Boden.

2.3 Bei Belastung des Baugrundes durch ein Bauwerk wird dieses durch unzulässige Setzungen, Grundbruch, Gleiten und Kippen gefährdet.

2.31 Setzungen entstehen dadurch, daß sich die Bodenschichten unter der aufgebrachten Last dichter lagern, wobei die Gründungssohle nachgibt. Bindige Bodenarten geben dabei einen Teil des Porenwassers ab. Beliebige gerichtete Lasten erzeugen nicht nur Setzungen, sondern auch waagerechte Verschiebungen.

2.32 Grundbruch entsteht dadurch, daß die Scherfestigkeit (Reibung + Kohäsion) des Baugrundes längs gekrümmter Gleitflächen überschritten wird, wobei sich der Boden seitlich verschiebt und das Bauwerk plötzlich einsinkt. Die Grundbruchgefahr wächst mit abnehmender Bauwerksbreite und Gründungstiefe, bei nichtbindigen Böden außerdem mit der Zunahme des Fein- und Körnigehaltes (d. h. mit abnehmendem Reibungswinkel).

2.33 Das Bauwerk gleitet, wenn die waagerechten Kräfte größer werden als die Reibung an der Bauwerkssohle oder als die Scherfestigkeit der Bodenschicht unter der Sohle oder als der Erdwiderstand vor den Seitenflächen des Bauwerkes oder als die Summe der gleichzeitig wirkenden widerstehenden Kräfte.

2.34 Beim Kippen neigt sich das Grundbauwerk um eine Fundamentkante oder um eine andere meist unter Fundamentsohle liegende Drehachse.

2.4 Die zulässige Belastung des Baugrundes hängt nicht nur von seiner Beschaffenheit ab, sondern auch von Art, Größe und Gewicht des Bauwerkes, seiner Gründungstiefe und vor allem von seinem Verwendungszweck und seiner Empfindlichkeit gegen Setzungen (Steifigkeit). Gleichmäßige Setzungen gefährden die Standsicherheit eines Bauwerkes im allgemeinen nicht, wohl aber stark ungleichmäßige Setzungen. Die obere Grenze der zulässigen Baugrundbelastung richtet sich entweder nach den zulässigen Setzungen oder Setzungsunterschieden (Krümmung der Gründungssohle) oder nach der Grundbruchgefahr. Die zulässige Baugrundbelastung darf nicht mit aus Handbüchern entnommenen Bettungsziffern ermittelt werden.

3. Feststellen der Schichtenfolge und Beschaffenheit des Baugrundes.

3.1 Möglichst vor endgültiger Wahl der Baustelle, bei ausgedehnten Baustellen vor dem Aufstellen des Bauwerksplanes, jedenfalls aber rechtzeitig, ehe die Gründungstiefe, die Gründungsart und die Abmessungen der Gründungskörper festgelegt werden, muß die Tragfähigkeit des Bodens unterhalb der Gründungssohle, bei Pfahlgründungen unterhalb der Pfahlspitzen, ausreichend bekannt sein. Diese Untersuchungen sind vor Beginn der Entwurfsarbeiten und vor Vergebung der Bauarbeiten vorzunehmen.

3.2 Geben die örtlichen Erfahrungen keinen ausreichenden Aufschluß, so sind Art, Beschaffenheit, Aus-

dehnung, Lagerung und Mächtigkeit der Bodenschichten durch Schürfe oder Bohrlöcher festzustellen (vgl. hierzu:

- DIN 4021: Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben,
- DIN 4022: Einheitliches Benennen der Bodenarten und Aufstellen der Schichtenverzeichnisse,
- DIN 4023: Zeichnerische Darstellung des Untergrundes für bautechnische Zwecke, Entwurf).

Für die Mindestzahl der Aufschlüsse (meist Bohrungen) gelten folgende Richtlinien:

3.21 Erkundungsbohrungen sind regelmäßig verteilt anzuordnen, etwa auf den Schnittpunkten eines Quadratnetzes mit 50 m Seitenlänge. Sie geben Aufschluß über die Hauptschichten und ihre Gleichmäßigkeit, Bodenbeschaffenheit, Mächtigkeit und Neigung. Die Bohrtiefen sind den örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Etwa 70 % der Bohrungen sollen auf mindestens 10 m Tiefe, etwa 20 % auf mindestens 15 m, die restlichen 10 %, darunter vor allem diejenigen an den Ecken und in der Mitte der Gesamtfläche, auf mindestens 25 m Tiefe unter Gelände niedergebracht werden. Die Bohrtiefen sind im übrigen so zu wählen, daß mindestens die tiefsten in den tragfähigen Baugrund oder überall in eine bekannte, mächtig anstehende Schicht einbinden. Erkundungsbohrungen sind entbehrlich, wenn der Bepbauungsplan eindeutig festliegt, wenn es sich um Gründungen vereinzelter Bauwerke (z. B. Brückenpfeiler) handelt oder wenn ein gleichwertiger Aufschluß bereits vorliegt.

3.22 Bohrungen für einzelne Bauwerke sind innerhalb und in nächster Umgebung der Grundfläche des geplanten Bauwerkes niederzubringen. Sind vorher Erkundungsbohrungen durchgeführt, so richten sich Lage, Tiefe und Anzahl nach ihrem Ergebnis, sonst nach Form und Größe des Bauwerksgrundrisses, seiner Last und seiner Lage zu benachbarten Bauwerken und der Regelmäßigkeit der Bodenschichtung; ein Größt- abstand von 25 m ist dann innezuhalten. Die Bohrungen sind so tief zu führen, daß alle Schichten erfaßt werden, die die Setzungen des Bauwerkes oder seiner Teile wesentlich beeinflussen können. Sie sind um so tiefer zu führen, je größer die mittlere Bauwerkslast (s. unten) ist. Im allgemeinen genügt es, in gewachsenem, nicht-felsigem Baugrund die Mindestbohrtiefe, von der Gründungssohle ab gemessen, nach der Gleichung $t = p \cdot b$ zu bestimmen; darin ist:

t die Mindestbohrtiefe in Metern,

b die Länge der Schmalseite des Bauwerkes in Metern,

p die auf die gesamte Grundfläche des Bauwerkes bezogene Last des Bauwerkes (mittlere Bauwerkslast) in kg/cm^2 .

Die Bohrtiefe muß außerdem mindestens gleich der Bauwerksbreite und nicht weniger als 6 m sein; im allgemeinen braucht sie nicht größer zu sein als 3 b.

Bei aufgelösten Grundbauwerken ist die Mindestbohrtiefe sowohl aus der gesamten überbauten Grundfläche und der auf sie bezogenen durchschnittlichen Boden- druckung als auch aus der Länge der Schmalseite des ungünstigsten Grundkörpers und seiner mittleren Boden- druckung zu ermitteln. Der größere Wert von beiden ist maßgebend.

3.23 Die Bohrungen und Schürfungen sind tiefer zu führen als unter 3.21 und 3.22 angegeben, wenn die geologischen Verhältnisse es verlangen, namentlich wenn damit gerechnet werden muß, daß in tieferem Untergrund sich weiche bindige Schichten (Torf, Faulschlamm u. dgl.) oder andere Fehlstellen (Hohlräume, auswaschbares Ge- stein) befinden.

3.24 Bei nachweislich regelmäßigem Schichtenverlauf genügt es, von den notwendigen Bohrungen und Schür- fungen nur einen Teil bis zur angegebenen Tiefe zu führen, während die übrigen weniger tief, aber mindestens 6 m tief, geführt werden dürfen.

3.25 Für die Bemessung der Bohrtiefen bei Pfahl- gründungen ist von der Pfahlspitzebene an zu rechnen. Da diese Gründungsfläche verhältnismäßig tief liegt, darf die in 3.2 vorgeschriebene Bohrtiefe um etwa $\frac{1}{3}$ ermäßigt werden.

3.3 Liegen vor Durchführung der Bohr- oder Schürf- arbeiten Ergebnisse geophysikalischer Untersuchungen,

d. s. Messungen der Ausbreitung einmaliger Erschütte- rungen (seismische Untersuchungen), von Dauerschwin- gungen (dynamische Untersuchungen) oder der Leitfähig- keit elektrischer Ströme im Boden (geoelektrische Unter- suchungen) oder eindeutige geologische Aufschlüsse vor, so kann die Anzahl der Bohrungen oder Schürfungen, in Sonderfällen auch ihre Tiefe, verringert werden, sofern die geophysikalischen oder geologischen Untersuchungen ausreichende Aufschlüsse über den Schichtenverlauf und seine Gleichmäßigkeit und Angaben über die Eigen- schaften der einzelnen Schichten ergeben haben.

Untersuchungsergebnisse, die mit der Wünschelrute oder dem siderischen Pendel gewonnen wurden, dürfen nicht als Unterlage für die Bemessung von Bauwerks- gründungen verwendet werden.

3.4 Die Lage der Schürfe oder Bohrlöcher ist im Grundriß und in den Quer- und Längsschnitten der Gründung einzutragen (siehe DIN 4023) und auf einen gesicherten Festpunkt, möglichst auf NN, zu beziehen. In den Quer- und Längsschnitten ist auch die Schichtenfolge einzuschreiben. Der mutmaßliche Verlauf der Schichten ist jedoch nur in ganz klaren Fällen darzustellen.

4. Zulässige Belastung von Flächengründungen.

4.1 Allgemeine Richtlinien.

4.11 Lage und Ausbildung der Grün- dungssohle.

4.111 Die Gründungssohle muß frostfrei liegen, min- destens aber 80 cm unter Gelände.

4.112 Der Baugrund muß gegen Auswaschen oder Ver- ringerung seiner Lagerungsdichte durch strömendes Wasser gesichert sein.

4.113 Bei ausmittiger Belastung der Grundkörper muß die Mittelkraft mindestens um $\frac{1}{6}$ der Grundkörper- abmessung in Richtung der Ausmittigkeit von der ge- drückten Kante entfernt bleiben.

4.12 Lastannahmen.

Bei der Bemessung mittig und ausmittig beanspruchter Grundkörper sind außer den dauernd wirkenden Lasten auch vorübergehend wirkende voll, jedoch ohne Ausgleichszahlen, Schwingbeiwerte, Stoßzuschläge, in Rechnung zu stellen; ferner sind der Auftrieb und seine Schwankungen zu berücksichtigen.

4.13 Gleitsicherheit.

Treten in der Gründungssohle eines Bauwerkes waage- rechte Kräfte auf, die ein seitliches Verschieben verur- sachen können, so ist nachzuweisen, daß der Gleitver- stand zwischen Baugrund und Gründungssohle minde- stens das 1,5fache der waagerechten Lasten beträgt. Günstig wirkende Verkehrslasten dürfen nicht berück- sichtigt werden. Der Erdwiderstand darf nur in Rechnung gestellt werden, wenn das Bauwerk ohne Gefahr eine Verschiebung erfahren kann, die hinreicht, den erforder- lichen Erdwiderstand wachzurufen, und wenn gewähr- leistet ist, daß der den Erdwiderstand erzeugende Boden weder dauernd noch vorübergehend entfernt wird.

4.14 Kippsicherheit.

Im allgemeinen ist bei rechteckigen Gründungsflächen durch die Vorschrift der Ziffer 4.113 eine 1,5fache Kipp- sicherheit gewährleistet. Im übrigen darf die Kippsicher- heit nur dann durch einfache Gegenüberstellung der Dreh- momente um die äußerste Grundwerkskante nachgewiesen werden, wenn sichergestellt ist, daß der Baugrund im- stande ist, die hierdurch entstehenden hohen Kanten- druckungen ohne nennenswerte Setzung aufzunehmen. Anderenfalls ist eine 1,5fache Kippsicherheit nach dem Kreyschen Verfahren mittels zylindrischer Gleitflächen um den Schwerpunkt des Grundkörpers nachzuweisen.

4.2 Zulässige Bodenpressungen in einfachen Fällen.

4.21 Zulässige Bodenpressungen nach Tafel I.

Wenn bei Flächengründungen die Bodenschichten gleichmäßige tragfähig und annähernd waagrecht sind, wenn ferner keine ungünstigen Erfahrungen an benach- barten Bauwerken vorliegen und die Spannungsfläche in der Bodenfuge geradlinig begrenzt angenommen wird, dürfen die in nachstehender Tafel angegebenen Boden- druckungen zugelassen werden.

Tafel 1.

Gründungstiefe unter Gelände	Zulässige Bodenpressung in kg/cm ²							
	Fein- bis Mittelsand ¹⁾				Grobsand bis Kies ¹⁾			
	0,4 m	1 m	5 m	10 m	0,4 m	1 m	5 m	10 m
bis 0,5 m	1,5	2,0	2,5	3,0	2,0	3,0	4	5
bis 1 m	2,0	3,0	4	5	2,5	3,5	5	6
bis 2 m	2,5	3,5	5	6	3,0	4,5	6	8

1. Angeschütteter, nicht künstlich verdichteter Boden, je nach Alter der Schüttung und unter der Voraussetzung, daß die gewachsene Gründungsschicht größere Festigkeit hat, 0—1

2. Gewachsener, offensichtlich unberührter Boden

2.1 Schlamm, Torf, Moorerde: im allgemeinen 0

2.2 Nichtbindige, ausreichend fest gelagerte Böden:

Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden.

Bei Streifenfundamenten der üblichen Hochbauten dürfen auch dann, wenn die Fundamentunterkante weniger als 1 m unter Kellerfußboden liegt, die für 1 m Gründungstiefe angegebenen Werte angenommen werden, sofern das Ausweichen der Fundamente nach innen durch die üblichen Kellerquerwände oder einen massiven Kellerfußboden verhindert ist.

2.3 Bindige Böden²⁾ kg/cm²

2.31 breiig 0

2.32 weich 0,4

2.33 steif 1,0

2.34 halbfest 2,0

2.35 hart 4,0

2.4 Fels mit geringer Klüftung in gesundem, unverwittertem Zustand und in günstiger Lagerung (bei stärkerer Zerklüftung oder ungünstiger Lagerung sind die nachstehenden Werte um die Hälfte zu ermäßigen)

2.41 in geschlossener Schichtenfolge 15

2.42 in massiger oder säuliger Ausbildung 30

4.22 Erhöhung der Tafelwerte.

4.221 Werden bei der Berechnung der Kantenpressungen auf gewachsene nichtbindige Böden alle Belastungseinflüsse berücksichtigt, so dürfen die Tafelwerte um 30% erhöht werden. Die Druckspannung im Schwerpunkt der gedrückten Fläche darf aber die Tafelwerte nicht überschreiten.

4.222 Liegt die Gründungssohle tiefer als 2 m unter Gelände, so darf die in der Tafel unter 2.2 für 2 m Gründungstiefe angegebene zulässige Bodenbeanspruchung um die Pressung erhöht werden, die der Baugrund — bei Berücksichtigung des Auftriebes — durch die dauernd oberhalb der Bauwerkssohle liegenden Bodenmassen erfährt, wobei die niedrigste Höhe des den Gründungskörper umgebenden Bodens maßgebend ist.

4.23 Ermäßigung der Tafelwerte.

Die Werte der Tafel 1 sind zu ermäßigen,

4.231 wenn der Baugrund nennenswerten Erschütterungen ausgesetzt ist,

4.232 bei bindigen Böden dort, wo besonders hohe Lasten auf kleine Flächen zusammengedrängt auftreten,

4.233 bei nichtbindigen Böden, sofern der Abstand zwischen Grundwasserspiegel und Fundamentunterkante geringer ist als die Fundamentbreite; in diesem Falle ist die aus der Tafel entnommene Bodenpressung um 0,5 kg/cm² zu ermäßigen.

4.3 Ermittlung der zulässigen Bodenpressung auf Grund von Untersuchungen über die Setzungen und die Grundbruchgefahr.

1) Die Körnungen sind in DIN 1179 — Körnungen für Sand, Kies und zerkleinerte Stoffe — angegeben. Enthalten Sand oder Kies so viel tonige Bestandteile, daß sie die Zustandsformen bindigen Bodens (Fußnote 2) annehmen, so gelten für sie die Werte unter 2.3: Enthalten sie humose Beimengungen, so ist die zulässige Bodenpressung je nach dem Grade der Beimengung zu ermäßigen.

2) Die Zustandsform eines bindigen Bodens ist durch die Lage seines natürlichen Wassergehaltes zu dem Wassergehalt der Schrumpf-, Ausroll- und Fließgrenze gekennzeichnet, wobei der natürliche Wassergehalt an ungestörten und vor allem Verdunsten geschützten Bodenproben bestimmt wird.

Als Behelfsregel gilt:

Breiig ist ein Boden, der in der geballten Faust gepreßt zwischen den Fingern hindurchquillt.

Weich ist ein Boden, der sich leicht kneten läßt.

Steif ist ein Boden, der nur schwer knetbar ist, sich aber in der Hand zu 3 mm dicken Walzen ausrollen läßt, ohne zu reißen oder zu bröckeln.

Halbfest ist ein Boden, der beim Versuch, ihn zu 3 mm dicken Walzen auszurollen, zwar bröckelt und reißt, der aber doch noch feucht ist und deshalb dunkel aussieht.

Hart ist ein Boden, der ausgetrocknet ist und deshalb hell aussieht und dessen Schollen in Scherben zerbrechen.

4.31 Voraussetzungen.

Die in Abschnitt 4.2 (Tafel 1) als zulässig angegebenen Bodenpressungen dürfen überschritten werden, wenn die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind und die Sicherheit des Bauwerkes gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch auf Grund sorgfältigster Baugrunduntersuchungen rechnerisch nachgewiesen wird. Erfahrungen an benachbarten Bauwerken dürfen bei gleichem Baugrund verwertet werden.

4.32 Ermittlung der Setzungen.

4.321 Die nach den folgenden Angaben ermittelten Setzungen und Setzungsunterschiede dürfen das für das Bauwerk zulässige Maß nicht überschreiten. In Zweifelsfällen ist nachzuweisen, daß die Spannungen, die sich im Bauwerk aus den Setzungsunterschieden ergeben, die zulässigen Werte nicht überschreiten oder durch bauliche Maßnahmen (z. B. Trennfugen, Gelenke o. dgl.) unschädlich gemacht werden. Beim Festlegen der zulässigen Setzungen oder Setzungsunterschiede sind die Betriebsbedingungen des Bauwerkes zu berücksichtigen, da Setzungen, die für die Standsicherheit des Bauwerkes selbst unschädlich sind, unter Umständen für den Betrieb untragbar werden können.

4.322 Es empfiehlt sich, für die Setzungsberechnung vor allem Untersuchungsergebnisse heranzuziehen, die von anerkannten Untersuchungsstellen ermittelt worden sind. Bei der Aufstellung der Setzungsberechnung¹ soll der Entwerfende stets die Stelle, die die Bodenuntersuchungen vorgenommen hat, heranziehen, damit deren Ergebnisse richtig ausgedeutet werden.

4.323 In bindigen Böden können kurz wirkende Verkehrslasten bei der Setzungsberechnung unberücksichtigt bleiben, wenn feststeht, daß die Zeit ihrer Einwirkung klein ist gegenüber der Setzungsdauer des Bodens.

4.324 Ausmittige Beanspruchungen sind bei nachgiebigen Schichten bis zu einer Tiefe gleich der Bauwerksbreite zu berücksichtigen. In größeren Tiefen genügt es, von der mittleren Sohlpressung auszugehen.

4.325 Als Unterlagen für die Berechnung oder Schätzung der voraussichtlichen Setzungen sind zu benutzen

4.325.1 bei nichtbindigen Böden: Bestimmung der Kornverteilung, Lagerungsdichte, Verdichtungsfähigkeit, Untersuchung möglichst ungestörter Bodenproben, Auswerten der Druckporenziffer- oder Drucksetzungslinien, Probebelastungen.

4.325.2 bei bindigen Böden: Untersuchung ungestörter Bodenproben, Auswerten der Druckporenziffer- oder Drucksetzungslinien, Feststellen der Konsistenzgrenzen, Probebelastungen (siehe jedoch Ziffer 4.326.4).

4.326 Für Probebelastungen als Grundlage für Setzungsberechnungen gilt:

4.326.1 Probebelastungen dürfen nur in Zusammenhang mit Bodenuntersuchungen nach Ziffer 3 vorgenommen werden. Ihr Ergebnis ist um so unsicherer, je ungleichmäßiger der Boden ist; nur bei etwa gleichmäßigen Bodenverhältnissen ist ein Schluß auf das Verhalten des Bauwerkes möglich.

4.326.2 Probebelastungen bieten in der Regel nur einen Vergleich zwischen der Zusammendrückbarkeit der oberen Teile einer Schicht an verschiedenen Stellen, lassen aber nicht ohne weiteres auf die voraussichtlichen Setzungen des Bauwerkes schließen, weil ihre Tiefenwirkung geringer ist als die des Bauwerkes und damit auch die unter ihnen entstehenden Setzungen bei gleicher Einheitsbelastung kleiner sind. Bei kleinen Lastflächen ist das seitliche Ausweichen des Bodens zu berücksichtigen.

4.326.3 Werden Probebelastungen durchgeführt, so sind Größe und zeitlicher Verlauf der Setzungen bei Belastung und Entlastung festzustellen.

4.326.4 Probebelastungen bei bindigen Böden sind nur in den seltenen Fällen brauchbar, in denen der Endzustand der lang dauernden Setzungen abgewartet werden kann.

¹ Richtlinien für vereinfachte Setzungsberechnung mit ausreichender Genauigkeit werden von der Arbeitsgruppe Baugrund im Deutschen Normenausschuß herausgegeben.

4.327 Die Spannungsverteilung unter der Sohle darf bei Ermittlung der Setzungen im allgemeinen geradlinig angenommen werden. Die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Gründungskörper infolge der Ausbreitung der Bodenpressungen mit der Tiefe ist zu berücksichtigen.

4.33 Sicherheit gegen Grundbruch.

Für kreisförmige Gleitflächen nach Krey ist 1,3fache Sicherheit nachzuweisen. Hierbei ist der ungünstigste Lastfall ohne Ausgleichszahlen, Schwingbeiwerte und Stoßzahlen, aber unter Berücksichtigung auch der nur kurze Zeit wirkenden Lasten, in Rechnung zu stellen. Für das Raumgewicht des Bodens, für den Winkel der inneren Reibung und die Haftung, deren Auftreten unter allen möglichen Belastungszuständen (Porenwasserdruck) sicher gestellt sein muß, sind die ungünstigsten Werte einzusetzen.

Die Sicherheit gegen Grundbruch ist stets nachzuweisen, wenn in geringer Gründungstiefe große Bodenpressungen entstehen oder wenn Bauwerke an einer Böschung oder einem Geländesprung errichtet werden.

5. Zulässige Belastung von Pfahlgründungen.

5.1 Grundbegriffe.

5.11 Bei Pfahlgründungen unterscheidet man:

5.111 **Stehende Pfahlgründungen**, bei denen die Bauwerkslasten durch die Pfähle auf tiefer liegende, tragfähige Bodenschichten übertragen werden.

5.112 **Schwebende Pfahlgründungen**; diese übertragen die Bauwerkslast nicht unmittelbar auf den tiefer liegenden tragfähigen Baugrund, sondern zunächst auf weniger tragfähige Schichten. Schwebende Pfahlgründungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Sie können oft zweckmäßig durch Flächen Gründungen ersetzt werden und sind nur dann anzuwenden, wenn zwar unter bindigen zusammendrückbaren Schichten der tragfähige Baugrund so tief liegt, daß er mit wirtschaftlichem Aufwand von den Pfahlspitzen nicht erreicht werden kann, jedoch die bindigen Schichten mit zunehmender Tiefe allmählich fester, d. h. weniger zusammendrückbar werden, so daß geringere Setzungen zu erwarten sind als bei einer Flächen Gründung. Dabei ist die Setzung, die aus der Zusammendrückung der unterhalb des Pfahlrostes liegenden bindigen Schichten zu erwarten ist, wie bei einer Flächen Gründung zu ermitteln (siehe 2.31 und 4.32).

5.113 Nicht zu den hier behandelten Pfahlgründungen gehören die mit **Verdichtungspfählen**, die lockeren, verdichtungsfähigen Baugrund unter einer Flächen Gründung verdichten sollen. Eine Verbindung solcher Pfähle mit dem Bauwerk ist unzweckmäßig, da sie die Druckausbreitung im Baugrund beeinträchtigt

5.12 Pfahlarten.

5.121 Nach der Art, wie die Pfahl lasten auf den Baugrund überleitet werden, unterscheidet man **Reibungspfähle**, die die Bauwerkslast vorzugsweise durch Mantelreibung am Pfahlumfang auf die tragfähigen Schichten übertragen (hierzu gehören stets Zugpfähle);

Spitzendruckpfähle, bei denen die Pfahl last vorwiegend durch Spitzendruck und durch Mantelreibung in unmittelbarer Nähe der Spitzen auf den Baugrund übertragen wird, während die Mantelreibung im höher liegenden Teil des Pfahles keine oder nur eine geringe Rolle spielt (vergleiche aber 5.33).

5.122 Die verschiedenen Pfahlarten unterscheiden sich außerdem durch das Herstellungsverfahren (Fertigpfähle und Ortpfähle), die Pfahlform, den Pfahlbaustoff und dadurch, daß der den Pfahl umgebende Boden durch den Arbeitssvorgang entweder verdichtet oder aufgelockert wird.

5.2 Allgemeine Richtlinien für Entwurf und Bemessung von Pfahlgründungen.

5.21 Pfahlgründungen sind so zu bemessen, daß die Pfähle allein die Last des Bauwerkes (für die Lastannahmen gilt Abschn. 4.12) auf den Baugrund übertragen. Wesentliche waagerechte Kräfte sind sicher aufzunehmen, z. B. durch Schrägpfähle, Pfahlböcke, Ankerplatten oder Ankerwände. Bei der Ermittlung der auf die einzelnen Pfähle eines statisch unbestimmten Pfahlrostes wirkenden Kräfte ist der Einfluß der Formänderungen der Pfähle und des Baugrundes zu berücksichtigen.

Die Überleitung der Pfahlkräfte in das Bauwerk ist nachzuweisen; besonders sorgfältig ist die Verankerung von Zugpfählen im Bauwerk auszubilden.

5.22 Die Tragfähigkeit des Baugrundes unter den Pfahlspitzen ist nach den in Abschn. 3 und 4 gegebenen Richtlinien zu beurteilen, wobei von der Erhöhung der zulässigen Bodenpressung mit zunehmender Tiefe unter Gelände nach 4.222 Gebrauch gemacht werden darf. Die Summe der Pfahlkräfte darf den Baugrund i. M. nicht höher beanspruchen, als für Flächen Gründungen zulässig wäre. Dabei ist die Gründungsfläche in Höhe der Pfahlspitzen anzunehmen und durch eine Linie zu umgrenzen, die im halben Pfahlabstande außerhalb der Randpfähle verläuft.

5.23 Die Pfähle müssen ausreichend tief im tragfähigen Boden stehen, z. B. bei festgelagerter Kies- und Sandboden im allgemeinen etwa 3 m, sofern nicht aus anderen Gründen ein höheres Maß erforderlich oder z. B. bei Rammpfählen in sehr festen Böden ein geringeres Maß ausreichend oder empfehlenswert ist.

5.24 Maßgebend für die zulässige Belastung einer Pfahlgründung ist ferner die Empfindlichkeit des zu gründenden Bauwerkes gegen die zu erwartenden Setzungen und Setzungsunterschiede. Diese hängen ab von der Zusammendrückung der Pfähle unter der Last, von dem Eindringen der Pfähle in den Baugrund unter der Last und von der Zusammendrückung der Bodenschichten unter den Pfahlspitzen. Der letzte Beitrag errechnet sich so, als ob die Bauwerkssohle in der Höhe der Pfahlspitzen läge.

5.25 Die Pfähle sollen möglichst in Richtung ihrer Achse belastet werden.

5.26 Freistehende Pfähle sind auf Knicksicherheit zu untersuchen, wobei darauf zu achten ist, daß Knicklängen und Auflagerungsbedingungen richtig angenommen werden. Auch breiige Bodenschichten verhindern das Ausknicken.

5.27 Bei Bauwerken, die an einem Geländesprung (Böschung) errichtet werden, ist die Sicherheit des gesamten Bauwerkes einschließlich des Pfahlrostes gegen Grundbruch, gegebenenfalls auch gegen Gleiten und Kippen, nachzuprüfen, wobei die Bestimmungen unter 4.4 bis 4.6 sinngemäß anzuwenden sind.

5.3 Zulässige Belastung von Pfählen und Pfahlgründungen.

5.31 Maßgebende Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Pfähle.

Die zulässige Belastung der Pfähle wird in erster Linie durch die Beschaffenheit des Baugrundes, bei Spitzendruckpfählen vor allem vom Baugrund neben und unter den Pfahlspitzen, und dadurch bestimmt, wie der Baugrund durch das Einbringen der Pfähle verändert wird. Sie wird aber auch durch Gestalt und Baustoff der Pfähle und ihre Herstellungsweise beeinflusst; beispielsweise hängt sie davon ab, ob der Pfahl gerammt oder gebohrt wird, welche Länge, welche Form und welchen Querschnitt er hat, ob er glatt oder rau ist, welche Rammarbeit angewendet wird, ob und in welcher Weise der Pfahlfuß verbreitert wird, ob und in welchem Ausmaß eine Pfahlhülse (Vortreibrohr) wieder gezogen wird.

5.32 Einzelpfahl und Pfahlgruppe.

Die Setzung einer Pfahlgruppe ist größer als die eines Einzelpfahles bei gleicher Pfahl last; dementsprechend ist die zulässige Belastung der Pfähle in der Gruppe, soweit sie aus den zulässigen Setzungen bemessen wird, geringer als die des einzeln stehenden Pfahles. Dies gilt besonders bei engem Abstand der Pfahlspitzen (weniger als 1 m oder der dreifache mittlere Pfahldurchmesser). Bei verdichtungsfähigem Boden sind Ausnahmen möglich.

5.33 Abnahme der Tragfähigkeit von Pfählen durch negative Mantelreibung.

Die Tragfähigkeit eines Pfahles kann im Laufe der Zeit abnehmen, wenn die oberen Bodenschichten sich setzen und so die Pfähle durch Reibung belasten (negative Mantelreibung). Die negative Mantelreibung kann durch entsprechende Ausbildung der Pfähle und durch Vergrößerung ihres Abstandes vermindert werden.

5.34 Zulässige Pfahlbeanspruchungen bei einfachen Verhältnissen für stehende Pfahlgründungen.

5.341 Bei einwandfrei festgestellten Bodenverhältnissen können folgende Erfahrungswerte für die zulässige Belastung eines eingerammten Pfahles von 5 m Mindestlänge zugrunde gelegt werden, wenn der Pfahl genügend tief in eine tragfähige Bodenschicht reicht und keine nennenswerten Erschütterungen (siehe 4.12) auftreten:

für runde Holzpfähle (Mindestzopfdurchmesser 25 cm)

von 30 cm mittlerem Durchmesser	33 t
von 35 cm mittlerem Durchmesser	38 t
von 40 cm mittlerem Durchmesser	45 t

für quadratische Stahlbetonpfähle

von 30 cm voller Seitenlänge	40 t
von 35 cm voller Seitenlänge	48 t
von 40 cm voller Seitenlänge	55 t

5.342 Für diese zulässige Belastung ist vorausgesetzt

- bei Holzpfählen, daß, bei einem Gewicht des Rammhärens ungefähr gleich dem Gewicht des Rammpfahles, der Pfahl unter der Schlagarbeit von 1,5 m für jeden Schlag einer langsam schlagenden Ramme¹ im Mittel der letzten drei Hitzten von je 10 Schlägen nicht mehr als 40 mm je Hitze zieht;
- bei Stahlbetonpfählen, daß, bei einem Gewicht des Rammhärens ungefähr gleich dem Gewicht des Rammpfahles, der Pfahl unter der Schlagarbeit von 2 m für jeden Schlag einer langsam schlagenden Ramme¹ im Mittel der letzten drei Hitzten von je 10 Schlägen nicht mehr als 30 mm je Hitze zieht.

Das Erreichen der angegebenen Maße beweist allein nicht, daß die Pfahlspitzen den tragfähigen Baugrund erreicht haben und daß sich unter ihnen nachgiebige Schichten nicht mehr befinden. Ziehen die Pfähle weniger als 40 bzw. 30 mm, so darf ihre Belastung nicht etwa entsprechend erhöht werden.

5.343 Bei jeder Gründung mit Rammpfählen ist für die letzten drei Hitzten von je 10 Schlägen das Ziehen der Pfähle zu messen und die Schlagarbeit festzustellen. Dabei dürfen Rammschläge, die aus beliebigen Gründen weniger wirksam sind, nicht gewertet werden. Damit die so gewonnenen Werte vergleichbar sind, soll vor der Messung keine Rammpause liegen.

Soll jedoch gemäß 5.342 aus dem Ziehen der Pfähle auf die zulässige Belastung geschlossen werden und stehen die Pfahlspitzen in wassergesättigtem Sand, so ist nach einer Rammpause von mehreren Stunden oder Tagen nochmals zu messen. Ziehen dann die Pfähle weniger, so kann das kleinere Maß zugrunde gelegt werden.

5.344 Feste Werte für Stahlrammpfähle, wie unter 5.341 und 5.342 für andere Pfähle wiedergegeben, lassen sich wegen der Mannigfaltigkeit der Pfahlformen nicht angeben.

5.345 Für Bohrpfähle lassen sich wegen der großen Verschiedenheit der Herstellungsverfahren und der damit verbundenen weitgehenden Unterschiede der Tragfähigkeiten keine festen Werte angeben. (Siehe auch 5.36.)

5.346 Gerammte Zugpfähle dürfen, soweit sie mindestens 5 m tief in Sand- oder Kiessandschichten stehen, in diesen Schichten mit einer Reibungskraft am Pfahlumfang von 2,0 t/m² belastet werden, sofern keine nennenswerten Erschütterungen auf den Pfahl einwirken.

5.35 Ermittlung der zulässigen Belastung von Rammpfählen aus Rammformeln.

Die zulässige Belastung von Rammpfählen darf aus Rammformeln nur in nichtbindigen Böden und nur dann ermittelt werden, wenn die Rammformel auf Grund örtlicher Erfahrungen von der Baupolizeibehörde unter genau festgelegten Voraussetzungen zugelassen ist oder im Einzelfalle auf Grund von Probebelastungen als zuverlässig nachgewiesen wird.

5.36 Ermittlung der zulässigen Belastung von Pfählen auf Grund von Erd-druckbeiwerten.

Die zulässige Belastung von Pfählen darf nicht ermittelt werden, indem die Mantelreibung und der Spitzenwiderstand lediglich mit Hilfe der Beiwerte des Erd-druckes und des Erdwiderstandes errechnet werden.

5.37 Ermittlung der zulässigen Pfahlbeanspruchungen aus Probebelastungen.

5.371 Da bei stehenden Pfahlgründungen in manchen Fällen die unter 5.34 angegebenen Pfahlbelastungen oder das zulässige Ziehen ohne Gefährdung des Bauwerkes überschritten werden können, empfiehlt es sich bei größeren Bauten, die zulässige Pfahlbelastung durch Probebelastungen nach Abschnitt 5.4 zu ermitteln. In Zweifelsfällen kann die Baupolizei Probebelastungen verlangen. Wenn das Bauwerk die zu erwartenden Setzungen ohne Schaden ertragen kann, gilt als zulässige Belastung die Hälfte der bei den Probebelastungen gefundenen Grenzbelastung oder der höchsten erreichten Last. Die Grenzbelastung ist die Last, bei der das Versinken des Pfahles beginnt. Wird die Probebelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt sie eine höhere Grenzbelastung, so gilt diese.

5.372 Werden durch mehrere Probebelastungen und durch genaue Bodenuntersuchungen die Tragfähigkeit und die voraussichtlichen Setzungen der Pfähle des Bauwerkes zuverlässig ermittelt und werden bei Feststellung der größten Pfahllasten die ungünstigsten Lastfälle berücksichtigt, so können höhere Pfahlbelastungen als unter 5.371 angegeben zugelassen werden, wenn die voraussichtlichen Setzungen für das Bauwerk unschädlich sind. Stark wechselnde Pfahlbelastungen oder wesentliche Erschütterungen können zu größeren Setzungen führen.

5.373 Wird die Tragfähigkeit von Zugpfählen durch Probebelastungen ermittelt und werden bei Feststellung der größten Zugkräfte die ungünstigsten Fälle berücksichtigt, so können die Zugpfähle mit 50 % der Zugbelastung oder der höchsten erreichten Zuglast beansprucht werden.

5.374 Bei schwebenden Pfahlgründungen und in geringerem Maße auch bei stehenden Pfählen auf bindigem Boden (steifer Ton, Geschiebemergel) stellen sich die Setzungen sehr langsam ein; die Probebelastung gibt also bei der üblichen Versuchsdauer keinen ausreichenden Anhalt über die zu erwartenden Setzungen. Sie ist zu ergänzen durch eine Setzungsberechnung der durch die Pfähle belasteten zusammendrückbaren Bodenschichten in gleicher Weise wie bei Flächengründungen.

5.38 Bei Bauten für vorübergehende Zwecke, z. B. Lehrgerüste, Behelfs- oder Baubrücken, dürfen die nach 5.34 oder 5.371 ermittelten zulässigen Belastungen um 20 % erhöht werden, sofern die Vorschriften der Abschn. 4.12 und 5.21 innegehalten werden.

5.4 Probebelastung von Pfählen.

5.41 Anwendung.

Durch die Probebelastung soll die zulässige Belastung der unter gleichen Bedingungen stehenden Tragpfähle des Bauwerkes ermittelt werden. Deshalb müssen dabei die Bodenverhältnisse, die Rammtiefe und die Ausbildung der Probepfähle den tatsächlichen Verhältnissen beim Bau entsprechen.

Durch die folgenden Richtlinien soll erreicht werden, daß die Ergebnisse von Probebelastungen untereinander und mit den später zu beobachtenden Setzungen der Bauwerke leicht verglichen werden können.

5.42 Zahl der Probepfähle.

Die Zahl und der Abstand der Probepfähle voneinander richten sich nach der Gestalt des Bauwerkes und der Beschaffenheit des Baugrundes. Bei wichtigen Bauten sollen — auch bei gleichmäßigem Baugrund — möglichst zwei Probepfähle belastet werden. Der Abstand der Probepfähle soll 3 m möglichst nicht unterschreiten.

5.43 Vorbereitung der Probebelastung.

Vor der Probebelastung ist die Beschaffenheit des Baugrundes nach 3 und 4.325 festzustellen. Bei gerammten Pfählen ist während der gesamten Rammtdauer des Probepfahles sein Eindringen bei jeder Hitze von 10 oder 20 Schlägen zu messen; dabei sollen Ramm-pausen mög-

¹ Als langsam schlagende Rammen gelten hier Rammen, deren Bär weniger als 60 Schläge in der Minute ausführt.

licht vermieden werden und mindestens die drei letzten Hitzten aus je 10 Schlägen bestehen. Mit der Probelastung soll in nichtbindigen Böden frühestens 2 Tage, in bindigen Böden so spät als möglich, frühestens 3 Wochen nach dem Einrammen des Pfahles begonnen werden. Der Probelastung sind Erschütterungen aller Art, auch die durch den Verkehr, laufende Maschinen oder Rammarbeiten, fernzuhalten; auch die gegenseitige Beeinflussung zweier Probelastungen ist zu vermeiden.

5.44 Belastungsvorrichtung.

Die Belastung ist so aufzubringen, daß sie möglichst genau in der Längsachse des Pfahles wirkt, während des Versuches nicht schwankt und gegen Kippen gesichert ist. Beim Auf- und Abbauen der Last sind Stöße und Erschütterungen unbedingt zu vermeiden. Werden Wasserdrukpressen, Öldruckpressen, Schraubenspindeln oder Belastungshebel verwendet, so ist darauf zu achten, daß ihre Gegengewichte und Verankerungen so anzuordnen sind, daß der Probepfahl durch die Veränderung ihrer Beanspruchungen nicht beeinflusst werden kann. Werden Zuggpähle als Gegengewicht benutzt, so soll ihr Mittenabstand vom Probepfahl mindestens 1,6 m betragen, wenn irgend möglich 2,5 m oder mehr. Dasselbe Maß gilt für den Abstand der Druckpähle von einem probebelasteten Zuggpahl.

Die Pumpen der Druckpressen müssen so leistungsfähig sein, daß sie den Druck möglichst ohne Schwankungen halten können, weil anderenfalls das Setzungsbild verändert wird. Vor und nach dem Versuch ist zu prüfen, ob die Druckmesser richtig anzeigen.

5.45 Verlauf der Probelastung.

Die Probelastung ist möglichst bis zum Bruch oder bis zum Versinken des Pfahles durchzuführen. Die zugehörige Last wird als Grenzbelastung bezeichnet. Die Last ist stufenweise, anfangs zur Erkennung von etwaigen Mängeln der Anordnung in besonders kleinen Stufen, zu steigern. Die Laststufen sind so zu wählen, daß die Lastsetzungslinie sich deutlich zeichnen läßt. Jede Laststufe soll so lange unverändert gehalten werden, bis der

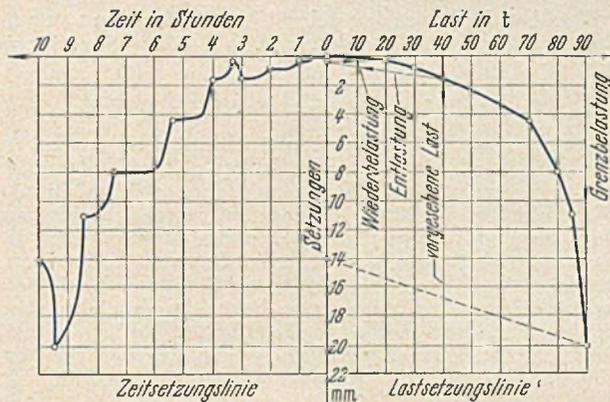


Abb. 1.

Pfahl nicht mehr meßbar nachgibt. Dies ist besonders deutlich aus der Zeitsetzungslinie zu erkennen. Sobald die Setzungen stärker werden, sind die Laststufen zu verkleinern, um zu schnelles Absinken des Pfahles zu verhindern.

Um das Eintreten bleibender Setzungen besser zu erkennen, sind einige Zwischenentlastungen vorzunehmen, was sich bei Verwendung von hydraulischen Pressen leicht durchführen läßt. Nach Erreichen der für das Bauwerk vorgesehene Pfahllast und nach dem Überschreiten der Versinkungsgrenze ist die Hebung des Pfahles bei der Entlastung (Entlastungslinie) aufzuzeichnen; sie ergibt die bleibende Setzung. Diese ist von wesentlicher Bedeutung

Fr. Wernecke †.

Am 11. Oktober 1951 verstarb in Kempfenhausen bei Starnberg Oberbayern, kurz vor Vollendung des 80. Lebensjahres, Herr Geh. Regierungsrat Friedrich Bernhard Hugo Wernecke, weiland Direktor beim Reichspatentamt.

für die Beurteilung des Baugrundes und der zu erwartenden Setzung des Bauwerkes, insbesondere bei stark wechselnden Pfahlbelastungen.

5.46 Messungen.

Beim Messen der Setzungen des Pfahles dürfen weder die Meßgeräte noch die zum Vergleich benutzten Festpunkte durch die Bewegung der Last, des Probepfahles oder der Gegengewichte oder der Verankerungen der Last beeinflusst werden. Empfohlen wird, die Setzungen gleichzeitig in verschiedener Weise zu messen, z. B. durch Meßuhren und durch Nivellieren. Es sind Meßgeräte mit möglichst weitem Meßbereich zu verwenden, um ein Umsetzen während des Versuches zu vermeiden. Nullmessung vor Aufbau der Versuchseinrichtung und Anschluß der Messung an einen weiter entfernten Festpunkt ist vorzuziehen.

5.47 Zugversuch.

Für auf Zug beanspruchte Pfähle sind Zugversuche zu empfehlen, die sinngemäß vorzunehmen und auszuwerten sind.

5.48 Aufzeichnungen.

Die Aufzeichnungen über die Probelastung sollen folgende Angaben enthalten:

5.481 eine Lageplanskizze des Bauwerkes und der Probepfähle;

5.482 Boden- und Grundwasserverhältnisse, Wasserstände, Ergebnisse benachbarter Bohrungen und etwa ausgeführter bodenmechanischer Untersuchungen;

5.483 Herkunft, Baustoff, Abmessungen und, soweit festgestellt, Festigkeitseigenschaften der Probepfähle, bei Stahlbetonpfählen Art und Zeit der Herstellung, Betonmischung, Zementart und Bewehrung;

Gestalt und Abmessungen der Pfahlenden;

5.484 genaue Aufzeichnungen über das Einbringen des Pfahles, also z. B. bei Rammpfählen Tag und Stunde des Beginns und des Endes der Proberammung, Angaben über etwa notwendig gewordene Rammphasen, Rammlisten und Rammkurven der Probepfähle mit Angaben über Art, Gewicht, Fallhöhe und Schlagzahl des verwendeten Rammhämmer oder der Rammenergie je Schlag, bei Rammhämmer über Art, Gewicht, Abmessungen und Ausfütterung der verwendeten Rammhauben, Arbeitsaufwand beim Rammen, Ziehen der Pfähle bei jeder Hitze, Höhenlage von Kopf und Fuß der eingerammten Pfähle, Beschädigungen der Pfähle infolge des Rammens;

bei Ortpfählen Aufzeichnungen über den zeitlichen Verlauf der Pfahlherstellung, Art und Abmessungen der verwendeten Geräte, die durchfahrenen Bodenschichten, die etwa gefördert Bodenmengen und die eingebrachten Betonmengen, Beobachtungen über Wasserstände und Wasserandrang im Pfahlschacht, Höhenlage von Kopf und Fuß der fertigen Pfähle, Witterungs- und Temperaturangaben;

5.485 Tag und Stunde des Beginns und des Endes der Probelastung, Witterung und Temperatur während der Belastung;

5.486 Beschreibung der Belastungs- und Meßvorrichtungen unter Beigabe von Zeichnungen, Beschreibung des Auf- und Abbringens der Last, Nachweis der amtlichen Prüfung der Druck- und Dehnungsmesser;

5.487 die Lastsetzungslinie und die Zeitsetzungslinie mit sämtlichen gemessenen Zahlenwerten in der in Abb. 1 wiedergegebenen Anordnung;

5.488 besondere Ereignisse während der Belastung z. B. Störungen an den Belastungs- und Meßvorrichtungen, Umsetzen der Meßuhren, Veränderungen der Bodenoberfläche neben dem Probepfahl, Lageänderungen der Gegengewichte und Verankerungen;

5.489 Angaben über das Ausziehen der Probepfähle, Zugkraft, Versuchsdauer und -verlauf, Ziehgerät.

W. hat von der Begründung des Bauingenieur ab regelmäßig an der Zeitschrift mitgearbeitet, er war viele Jahre lang Bearbeiter der Patentberichte, er hat bis in die letzten Jahre auch andere Beiträge zum Bauingenieur beigesteuert. Der BAUINGENIEUR bedauert den Heimgang eines seiner treuesten Mitarbeiter und Freunde.

F. Schleicher.

Stand der Technik:

Sein schneller Nachweis ist Rationalisierung der Geistesarbeit.

Jeder Geistesarbeiter ist sich darüber klar, daß seine Arbeit ohne den Stand der bisherigen Erkenntnisse, also ohne Wissen um das, was bisher erdacht wurde, zur Fruchtlosigkeit verurteilt ist. Seiner Arbeit würde einmal der Boden fehlen, auf dem er sie aufbauen kann, und außerdem liefe er Gefahr, das unter Aufwand an Energie zu erdenken, was andere bereits vor ihm erdacht haben. Sofern er also seine Geisteskräfte wirklich produktiv ausnützen will, ist es seine unabdingbare Aufgabe, sich zunächst umfassend und lückenlos über den bisherigen Stand der Erkenntnisse zu informieren.

Das technische Schrifttum gibt den Stand an, auf den die Technik jeweils in ihrer Entwicklung gelangt ist. Dieser sogenannte „Stand der Technik“ ist der unentbehrliche Ausgangspunkt für jeden Fortschritt. Der Forscher bei seinen Laboratoriumsarbeiten, der Unternehmer bei seinen Planungen, der Ingenieur bei seinen Konstruktionen, der Erfinder bei seinen Erfindungen, der Hochschullehrer bei seinem Unterricht, sie alle, die mit ihrer Geistesarbeit einen Beitrag zur technischen Entwicklung liefern, müssen sich zur Lösung ihrer Aufgaben in erster Linie über den Stand der Technik informieren, um ihn durch ihre Geistesarbeit auf eine höhere und damit fortschrittlichere Ebene zu heben.

Nur dies letztere ist, kulturell und privatwirtschaftlich betrachtet, die Aufgabe, der sie sich zu widmen haben und der allein sie ihre schöpferischen geistigen Kräfte zur Verfügung stellen sollen. Außerdem bringt es die Technik mit ihren in den meisten Kulturstaaten gesetzlich geregelten, dem einzelnen verliehenen Vorrechten gegenüber der Allgemeinheit mit sich, daß auch der auf dem Gebiet des gewerblichen Rechtsschutzes tätige Richter bei seiner Urteilsfindung, sowie die streitenden Parteien sich des Standes der Technik bedienen müssen. Der jeweilige Stand der Technik ist das einzig Maßgebende für die Entscheidung und Festsetzung des Umfangs einer Erfindung.

Schließlich muß der Geistesarbeiter in kürzester Zeit möglichst umfassend den Stand der Technik kennenlernen. Was nutzt es einem planenden Unternehmer, einem mit einem Problem beschäftigten Erfinder oder einem konstruierenden Ingenieur, wenn er die Unterlagen für seine schöpferische Geistesarbeit erst nach Jahr und Tag erhält, zu einer Zeit vielleicht, in der der aktuelle Charakter seiner beabsichtigten geistigen Schöpfung sich bereits gemindert hat. Es ist also der Faktor „Zeit“ bei der Feststellung des Standes der Technik insofern von entscheidender Bedeutung, als die schnellste Feststellung im allgemeinen auch die wertvollste sein wird.

Die großen Erfolge, die mit der systematischen Anwendung des Prinzips der Arbeitsteilung bei dem Fertigungsverfahren, d. h. bei der technischen „Behandlung des Stoffes“, erzielt wurden, haben sonderbarerweise auf dem Gebiet der geistigen Arbeit keineswegs ausreichende Beachtung gefunden. Gewiß spezialisiert sich auch der Geistesarbeiter für ein bestimmtes Gebiet, und zwar schon einfach deshalb, weil zumeist die Fülle der unerläßlichen grundlegenden Kenntnisse ihn zur Abgrenzung seines Arbeitsgebietes zwingt. Aber die Arbeitsmethoden und die Beschaffung der Arbeitsmittel sind nach wie vor mehr oder weniger Sache der Persönlichkeit geblieben, in weitem Umfange abhängig von Veranlagung, Erfahrung und Willen. Der Geistesarbeiter muß zur Auffindung der für ihn wichtigen Schrifttumsstellen Energie und Zeit aufwenden. Dabei muß er stets in großem Umfang von Dingen Kenntnis nehmen, die für ihn ohne jedes Interesse sind, so daß er also gezwungenermaßen eine beträchtliche Leerlaufarbeit leistet. Daß ein solches Verfahren unrationell ist, liegt auf der Hand.

Bei dieser Sachlage ist die Forderung nach rationeller Ausgestaltung des Nachforschungswesens durchaus verständlich. Die Mittel, die hier angewandt werden müssen, um mit den vorhandenen Kräften ein Höchstmaß von Effekt zu erzielen, sind grundsätzlich die gleichen wie auf dem Gebiete der Fertigung. In erster Linie ist auch hier wieder die weitergetriebene Arbeitsteilung das Mittel zur Steigerung des gesamten Nutzeffektes, also die Aufteilung eines Komplexes von Arbeitsvorgängen in seine Einzelteile und die Behandlung dieser Einzelteile durch besonders dafür geschulte Fachkräfte. Wie jede Arbeit, hat auch die Nachforschungsarbeit ihren eigenen Charakter, ihre günstigste Arbeitsbedingung und ihre vorteilhafteste Ausführungsform. Die zielbewußte Ermittlung dieser Grundlagen und ihre Ausnutzung zur Steigerung der Produktivität ergibt eben die angestrebte Rationalisierung.

Der produktive Geistesarbeiter erhält dann das technische Schrifttum, dessen er bedarf, zur Verfügung gestellt, er kann also seiner eigentlichen Arbeit, nämlich der Schaffung neuer Erkenntnisse, seine ganze Kraft widmen, ohne sie bei dem Suchen nach dem bisherigen Stande der Erkenntnisse in oft unzweckmäßiger Form zu vergeuden.

Der bei der Treuhandstelle Reichspatentamt, Berlin SW 61, Gitschiner Str. 97—103 (Amerikanischer Sektor), bestehende

Auskunftsdienst für den Stand der Technik

ist eine Kultureinrichtung, die im Herbst 1949 ins Leben gerufen ist und die dem ausschließlichen Zweck dient, die vorhandenen geistigen Kräfte mit dem größtmöglichen Nutzeffekt zur Wirkung kommen zu lassen. Die immer steigende Inanspruchnahme dieses Auskunftsdienstes ist ein Beweis dafür, daß die Vorteile, die er mit sich bringt, erkannt worden sind und daß er ein Bedürfnis befriedigt, das vielleicht schon seit langem bestanden hat, das aber erst durch die Not der Zeit an die Öffentlichkeit gelangt ist. [Aus Dr. B. Czolbe: „Rationalisierung der Geistesarbeit“. „Juristische Rundschau“ (1951), S. 295—297.]

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Die Firma Albert Nestler A.-G. in Lahr stellt wieder den bewährten Rechenschieber Nr. 43 a System Dr. Schäfer für Stahlbetonbau in alter Qualität und Präzision her. Neben dem zur Zeit lieferbaren Modell für $\sigma_c = 1400$ und 1800 ist ein weiteres für $\sigma_c = 2000$ und 2400 vorgesehen. Der Taschenrechenschieber Nr. 11 B $\sigma_c = 1400$ ergänzt die Serie für dieses Fachgebiet.

Bei der Bedeutung des Säureschutzes in allen Zweigen der Industrie interessieren die Schutzmittel und -einrichtungen aus dem Arbeitsprogramm der Chemieschutz Ges. für Säureschutz m. b. H., Bensheim a. d. Br., besonders. Sie können hier nur summarisch erwähnt

werden: Für die chemische Industrie und Textilindustrie: alle dort notwendigen säurefesten Bodenbeläge, Wand-, Gruben-, Kanal-, Rohr- und Behälterauskleidungen. — Für die Nahrungs- und Genussmittelindustrie: hygienische Anlagen aller Art, Behälter, Gefäße bis zu den größten Hochdrucktanks mit „Antikor“-Spezienschutzschicht. — Für die Metallurgische Industrie und viele andere Industriebetriebe: säurebeständige Anlagen aus den erprobten „Antikor“-Spezienschutzmitteln.

Unter der Bezeichnung „Chemitex“ führt die gleiche Firma auch Fußbodenbeläge für Wohnräume, insbesondere für Büros, Kinos, Hotels usw. aus. Bei diesem Verfahren handelt es sich um einen fugenlosen, linoleumartigen Belag von sehr hoher Beanspruchbarkeit, der sich durch Schalldämpfung und Fußwärme auszeichnet.

In allen
Schmierungsfragen: **SHELL**
TECHNISCHER DIENST



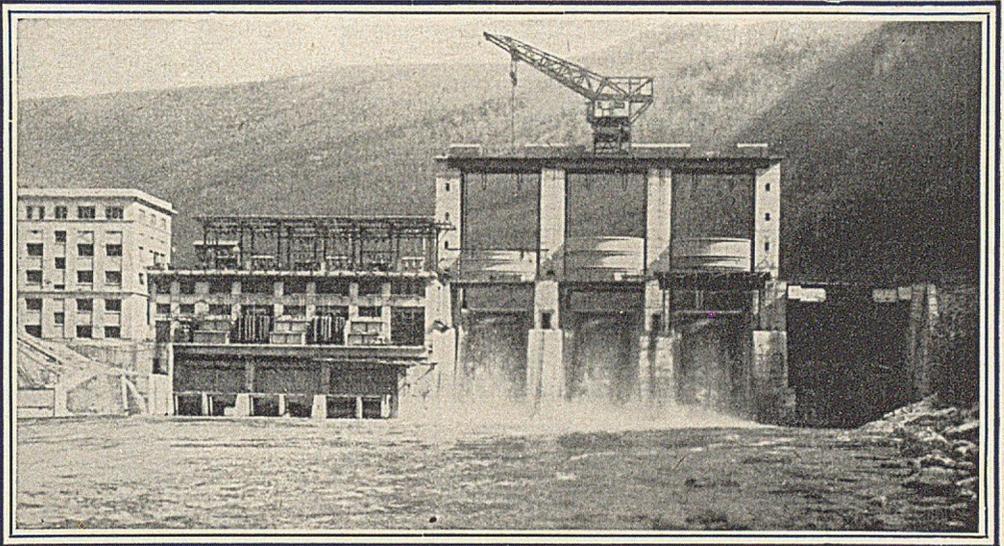
DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN

- BERLIN
- BREMEN
- DÜSSELDORF
- FRANKFURT/M
- HAMBURG
- HANNOVER
- KÖLN
- LUDWIGSHAFEN
- MÜNCHEN
- NÜRNBERG
- STUTTART

EISENBAU **WYHLEN** AKT.-GES.
WYHLEN • BADEN
WEHRANLAGEN

Jahrzehntelange
Erfahrungen
im Bau von
Wehranlagen

Fernerstellen wir her:
Hoch- und
Brückenbauten
Komplette
Krananlagen
Kessel und
Apparate



Stauwehranlage Cize-Bolozon in Frankreich

Bimsbaustoffe
aller Art
BIMSDIELEN
HOHLBLOCKSTEINE
DECKENHOHLKÖRPER
T-STEINE
usw.

HEIMBACHWERKE GEGR. 1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M.B.H. NEUWIED

Wir führen aus:

Säurefeste Fußbodenbeläge, Wand-Verkleidungen, Behälter- und Kanalauskleidungen, Wand-, Decken- und Konstruktionsanstriche säurefest in allen Farben

Chemitex-Fußbodenbeläge
linoleumartig, fugenlos

Wir liefern:

Säurefeste Platten u. Formsteine, Säuremörtel, Säure- u. Rostschutzfarben, Transportable Säure- u. Laugenbehälter

CHEMIESCHUTZ

Gesellschaft für Säurebau mbH



BENSHEIM/BERGSTR. - Tel. 30 95

STELLENANGEBOTE

Größere Bauunternehmung sucht zum sofortigen Eintritt

jungen Statiker, perfekt in Aufstellung aller statischen Berechnungen,

Dipl.-Ing.u. Bauingenieur, verhandlungsgewandt für Werbung und Bürotätigkeit,

Bau-Ingenieur als Bauführer für Stollen-, Tunnel- und Schachtbau.

Bewerbungen nur erstklassiger Kräfte mit langj. Unternehmerpraxis unter Beifügung von Zeugnissen über bisherige Tätigkeit, Gehaltsforderung, Lebenslauf usw. sind einzureichen unter „Der Bauingenieur 378“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Stellenausschreibung

Bei der Stadtverwaltung Wiesbaden — Bauaufsichtsbehörde — ist zur Prüfung statischer Berechnungen die Stelle eines Diplom-Ingenieurs — Fachrichtung Bauingenieurwesen — sofort zu besetzen. Vergütung erfolgt nach TO. A III.

Bewerber mit besonderen Erfahrungen bei der Prüfung von Stahl-, Stahlbeton- und Holzkonstruktionen werden gebeten, ihre Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Diplom- und Zeugnisabschriften bis spätestens 14 Tage nach Erscheinen dieser Anzeige einzureichen.

Bewerber, bei denen die Voraussetzungen des Gesetzes zur Regelung der Rechtsverhältnisse der unter Artikel 131 des Grundgesetzes fallenden Personen vorliegen, erhalten bei gleicher Befähigung den Vorzug.

Wiesbaden, den 9. Oktober 1951.

Der Magistrat
Personalamt

Wir suchen für die obere Leitung unserer Bauberatung und für die Leitung von Bauberatungsstellen

Dipl.-Ing. des Bauingenieurwesens

Vorbedingung ist mehrjährige Baupraxis, insbesondere auf den Gebieten moderner Zementverwendung, im Stahlbeton- und Straßenbau. Erwünscht, aber nicht Bedingung, ist der Nachweis einer Lehrtätigkeit an einer Technischen Hochschule.

Bewerbungen unter Beifügung eines Lebenslaufes, Lichtbildes und Zeugnisabschriften mit Angabe der Gehaltsansprüche an den

Fachverband Zement E. V., Köln, Riehlerstr. 8

Vorstellung ohne Aufforderung ist zwecklos.

Angesehene, industrielle Bauunternehmung sucht

für Kalkulation und Bauleitung

erfahrenen Bauingenieur

(Dipl.-Ing. oder HTL-Abschluß)

Bewerber müssen mehrjährige selbständige Praxis im Hoch-, Tief- und Industriebau nachweisen können.

Bewerbungen unter Beifügung der erforderlichen Unterlagen sind zu richten unter N. L. 8508 an SCHATZANNONCEN, DUISBURG, Hindenburgstraße 28

Oberingenieur

Dipl.-Ing. oder Bauingenieur

aus dem Hoch- und Ingenieurbau für verantwortliche Stellung nach Hannover gesucht.

Es wollen sich nur Bewerber melden, die nachweislich selbständig bei Großfirmen gearbeitet haben und besondere Erfahrungen in der Kalkulation und Bauleitung besitzen. Bewerbungen unter HR 20301 an William Wilkens Werbung, Hannover, Jordanstraße 11

Große und allbekannte Bau-AG. sucht:

a) 1 Leiter (Akademiker)
für ihre Niederlassung im Rheinland

b) 2 erste Bauleiter

für große Ingenieur- und Tiefbaustellen
im In- und Ausland.

Es finden nur Herren Berücksichtigung, die als Persönlichkeit und gediegene Ingenieure neben hohen charakterlichen Werten nachweislich über die technischen Kenntnisse und Erfahrungen für die vorgesehene Tätigkeit verfügen.

Unterlagen bitte unter „Der Bauingenieur 387“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20, einzusenden.

An der Tiefbau-Abteilung des Staatstechnikums Karlsruhe ist die Stelle eines

Fachdozenten

für das Gebiet Stahlbau und einschlägige technische Grundfächer zu besetzen. In Frage kommen Diplomingenieure des Bauingenieurwesens mit mindestens 5 Jahren entsprechender Praxis und Begabung für den Lehrberuf. Alter der Bewerber möglichst nicht über 45 Jahre. Besoldung zunächst als Angestellter nach TO. A. III mit Aussicht auf planmäßige Übernahme als Baurat im technischen Schuldienst. Schriftliche Bewerbungen mit ausführlichem Werdegang bis 15. 12. 1951 an die Direktion in Karlsruhe (Baden), Moltkestraße 9

Tiefbauingenieur (HTL)

bis zu 45 Jahre alt, mit langjähriger Baustellenerfahrung in Kanalisations- und Straßenbauarbeiten (Teer- und Betonstraßenbau) für Nähe Braunschweig zu sofort gesucht. Bewerber muß außerdem in der Lage sein später einer Zweigniederlassung vorzustehen.

Bewerbungen mit kurzem bisherigen Tätigkeitsbericht und Lichtbild, sowie Gehaltsansprüche unter „Der Bauingenieur 364“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENGESUCHE

BAUINGENIEUR

31 Jahre, in ungekündigter Stellung, sucht sich als Statiker im Stahlbeton- oder Holzbau zu verändern. Süddeutschland bevorzugt.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 369“ an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

BAUINGENIEUR

(Fach- und Hochschule, Schweißfachingenieur)

32 Jahre, erfahrener Statiker und Konstrukteur im Industrie-Hallen und Hochbau, sucht ab 1. 1. 1952 neuen Wirkungskreis in Mittel-, Süd- oder Westdeutschland.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 370“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Lieferfirmen der Bauindustrie

Wirtschaftliches Betonieren mit:

CEROC
BETON
Belüftungsmittel

NOVOC
BETON
Verflüssiger

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE
G.M.B.H. UNNA i.W.



GEBR. KNAUF
Westdeutsche Gipswerke
IPHOFEN/M.F.R.

Betonschutz durch

IMOGEN
FROSTSCHUTZ-
MITTEL

FLUATOL
SCHALUNGS-
MITTEL

ORKIT
SCHUTZANSTRICH

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Neue
**Geschäfts-
Verbindungen**

knüpfen Sie durch Anzeigen in
unsere Zeitschrift
„DER BAUINGENIEUR“
SPRINGER-VERLAG
Anzeigenabteilung
BERLIN W 35
Reichpietschauer 20
Tel. 24 92 51

Tricosal S III

**Abbindebeschleuniger
für Zement**

Macht Mörtel wasserdicht
u. ölfest. Eilige Montagen
u. Estrich-Reparaturen über
Nacht möglich.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Jilertissen, Bayern

Schleusen- und Hafenausrüstungen

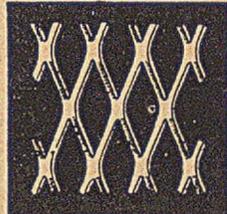
Wir liefern nach eigenen Konstruktionen und Patenten:
Haltekreuze für Betonschleusen, 3/30 t Trossenzug,
Haltekreuze für Spundwandenschleusen,
Halteringe bis 30 t Trossenzug,
Haltepoller, Schwimmpoller, Steigeleitern, Kantenschutzseilen.

Allein von den Haltekreuzen Bauart „Oblonga“ (DRP) wurden
bis jetzt über 5000 Stück eingebaut. Fordern Sie bitte Prospekt
und Preise an. — Zahlreiche Referenzen stehen zur Verfügung.

G. L. REXROTH
Lohr/Main, Lohrer Eisenwerk G.m.b.H.

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Schutz von Mörtel u. Beton, Stein, Eisen u. Holz
gegen
Zerstörung durch aggressive Wässer,
Laugen, Säuren; Öle und dergl.

durch unsere bewährten und bekannten
Baufenschutzmittel

**SIKA, BETONPLAST, IGOL, IGAS
PURIGO-FLUAT**



SIKA G.m.b.H. / Chemische Fabrik
Dürmersheim b. Karlsruhe / Ruf: 14

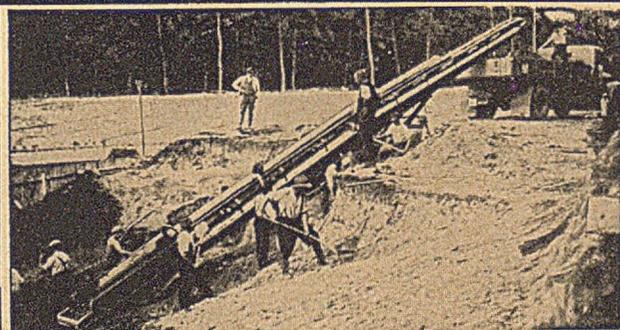


J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

STÖHR-FÖRDERBÄNDER



WILHELM STÖHR
OFFENBACH-MAIN



SPEZIALFABRIK FÜR
TRANSPORTANLAGEN

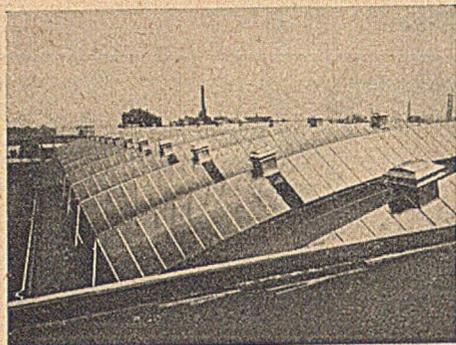
Schliemanns Homogen-Asphaltplatten

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag
trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse
> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.

Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.
Hannover-Linden • Bauweg 34
Fernruf: 4 19 44/45 • Drahtwort: Bimex



Kittlose Glasdächer



Jahrzehntelange Erfahrung

Eickelkamp & Schmid

Glasdachwerk „Standard“

Düsseldorf / Hohenzollernwerk

MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**

NACH DEM ROTTEDRUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE

JOHANN KELLER
GEGR. 1860
FRANKFURT A. M. HAMBURG

RENCHEN-BD.

Umhüllte

SCHWEISS-ELEKTRODEN SCHWEISS-TRANSFORMATOREN

mit stufenloser Regelung



SCHORCH

Schorch-Werke A.G. Rheydt

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Klepper-Werke, Rosenheim/Bayer. Alpen, des Hermann Luchterhand Verlages Berlin-Frohnau und Neuwied/Rhein, sowie des Springer-Verlages, Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.