

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

APRIL 1950

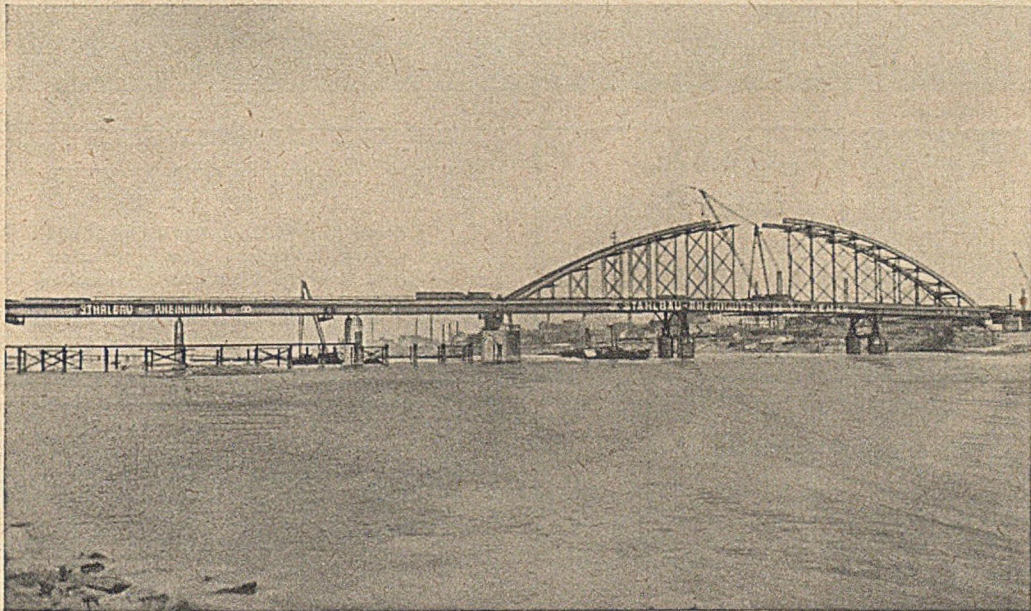
HEFT 4

### INHALT:

Internationaler Straßenbau. Von Ministerialdirigent Josef Kayser, Düsseldorf .....	113	Hängebrücken unter statischem Wind. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Waltking, Düsseldorf	133
Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte (Fortsetzung). Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe .....	115	Kurze Technische Berichte:	
Spundwand mittragend. Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Karlsruhe .....	121	Betonfahrbahnen von Straßenbrücken .....	140
Der Querkraft-Verschiebungsplan. Von Prof. Dr.-Ing. Günter Worch, München .....	121	Träger mit Sparöffnungen .....	144
Versuche mit Nietverbindungen. Von Prof. Otto Graf, Stuttgart .....	123	Güterschuppen in Paris-Tolbiac .....	144
		Rammung sehr großer Rohrpfähle im Mississippi	145
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen .....	147
		Verschiedenes .....	148
		Berichtigung .....	151
		Persönliches .....	151

### Unser Fertigungsprogramm:

**Stahl-Brückenbau · Stahl-Hochbau · Stahl-Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau  
Apparate- und Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau  
Aufbereitung für Kohle und Erz · Maschinen und Einrichtungen für Zement-,  
Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung**



**Straßenbrücke Duisburg-Rheinhausen**

Bisher größter Stabbogen von 255 m Spannweite. Gesamtlänge:  $255 + 3 \times 55 \text{ m} = 420 \text{ m}$ . Gewicht: 4200 to.  
Entwurf und technische Führung Stahlbau Rheinhausen.  
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft.



# STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen      Fernschreiber: Amt Düsseldorf 035 838  
Fernsprecher-Anschlüsse: Duisburg 343 41, Moers 27 42, Rheinhausen 741 - 45

## DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,  
(16) Darmstadt, Technische Hochschule

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung  
„DER BAUINGENIEUR“,  
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(22 a) Düsseldorf,  
Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 91 03 46) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

## SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,  
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,  
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

England: Lange, Maxwell & Springer Ltd., 41-45 Neal Street, London, W. C. 2. Frankreich: Lange, Maxwell & Springer S. A., 24, Rue des Ecoles, Paris (V<sup>e</sup>). Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A. G., Basel 15, Neuweiler Str. 53.

# ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN

Lizenz Frenkel: FAKTOR „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte BROSCHURE EF 1249 I

Schramm

LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



## Vollblech-trägerbrücke

1580 mm hoch, 10 mm stark mit  
Gehsteig 44,30 m lang, ca. 44 To.,  
bestens erhalten verkauft zu  
DM 200,00 per To.

ZIEGELEI MERKL  
Vilsack, Oberpfalz/Bayern

## STATIKER

älterer, mit großer Erfahrung in Projekt und Kalk. Stahlhoch- und Brückenbau, selbst. zuverlässige Kraft sucht sich zu verändern. West- oder Süddeutschland bevorzugt.

Offerten erbeten unter „Der Bauingenieur 66“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

## Dipl.-Ing. Fachrichtung Tiefbau

wird von bedeutender süddeutscher Firma zur Einführung und Weiterentwicklung neuer, aber bewährter Isolierverfahren und Isoliermaterialien **gesucht.**

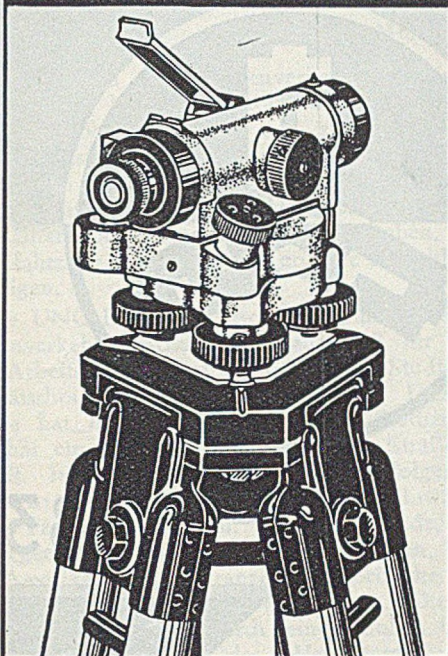
Jüngere, einsatzbereite, gewissenhafte und schöpferisch veranlagte Herren wollen ihre Bewerbung unter Beifügung eines selbstgeschriebenen Lebenslaufes, Zeugnisabschriften, Referenzen und Lichtbilder, Gehaltsansprüchen und Eintrittstermin einsenden unter „Der Bauingenieur 90“ an SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

## Bauingenieur

mit mehrjähriger Praxis im Stahlbetonbau von Großfirma Bayerns als selbständiger Bau-  
führer für Industriebauten gesucht.

Nur wirklich erfahrene und energische Kräfte wollen sich unter Vorlage von Zeugnissen bewerben unter „Der Bauingenieur 89“ an Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

# ZEISS



BAU-NIVELLIER Ni 060

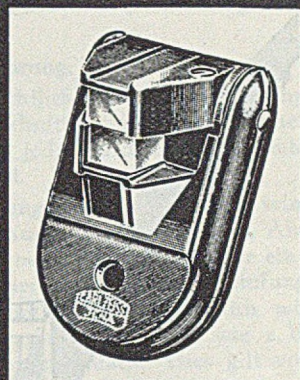
VERMESSUNGSGERÄTE  
FÜR DIE BAUSTELLE

*einfach - widerstandsfähig  
handlich - leistungsfähig*

NEUENTWICKLUNG IN  
BEWÄHRTER QUALITÄT



VERLANGEN SIE BITTE  
DRUCKSCHRIFTEN 10/6 VON  
OPTIK  
CARL ZEISS JENA  
VEB



DOPPELWINKELPRISMA

Erfahrener

## STATIKER

für Projektarbeiten des Stahlhoch- und Brückenbaues und Behälterbaues von angesehener Stahlbaufirma in der britischen Zone gesucht.

Bewerbungen mit Lichtbild, handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Referenzangaben, Gehaltsansprüchen und frühestem Eintrittstermin erbeten unter „Der Bauingenieur 92“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Von einem größeren Ingenieurbüro im Industriegebiet Westdeutschlands wird sofort (evtl. später)

## 1 DIPLOMINGENIEUR

mit mindestens 10—12 jähriger Praxis, möglichst im Stahl- und Stahlbetonbau, als Statiker gesucht. Nur erstklassige Kräfte, die große Erfahrungen in Hoch- und Industriebau haben, werden gebeten, sich zu bewerben. Der Bewerbung sind beizufügen: Zeugnisabschriften, handschriftlicher Lebenslauf, Lichtbild, Angabe von Referenzen und Gehaltsansprüchen. Bewerbungen erbeten an „Der Bauingenieur 93“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

## Dr.-Ing. oder Dipl.-Ingenieur

für die technische Oberleitung  
eines gut eingeführten Werkes für

## Stahl- und Brückenbauten gesucht.

Nur Herren mit entsprechender Erfahrung bitten wir um ausführliche Bewerbung unter „Der Bauingenieur 95“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

## Rheinbrücken-Bauleitung

Für die Leitung des Baues zweier Rheinbrücken allererste Fachkräfte (Dipl.-Ing.) mit Erfahrung in Stahlbrückenbau für sofort gesucht. Es können nur Bewerber berücksichtigt werden, die vollständige Bewerbungsunterlagen vorlegen.

Der Verkehrsminister des Landes Nordrhein-Westfalen, Abt. Straßenbau, Düsseldorf, Hansa-Haus

Fabrik chemischer Baustoffe (führende Fabrikate) sucht

## Bauingenieur

(Dipl.-Ing.) für Akquisition und Reise.

Betonfachmann bevorzugt  
(Südwestdeutschland).

Handschriftl. Angebote unter „Der Bauingenieur 82“ an den SPRINGER-VERLAG, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

# J. GOLLNOW u. SOHN

## DÜSSELDORF



G E G R . 1 8 3 3

G R O S S - B R Ü C K E N B A U



## Internationaler Straßenbau.

Von Ministerialdirigent Josef Kayser, Düsseldorf.

Der Ausbau der Straßenverkehrsnetze ist in allen Ländern stark hinter der Produktion der Kraftfahrzeuge zurückgeblieben. Auch vor dem zweiten Weltkrieg war die Leistungsfähigkeit der Straße nicht ausreichend. Hinzu kommt, daß die Zahl der Lastkraftwagen sich vervielfacht hat und daß die Personenkraftwagen, die ihre alte Bestandsziffer noch nicht wieder erreicht haben, dennoch je Einzelfahrzeug eine erheblich größere Anzahl von Fahrten zeigen.

Die UNO hat die Wirtschaftskommission für Europa, Binnentransportausschuß, Unterausschuß für Straßenverkehr Arbeitsgruppe Straßen, beauftragt, Studien über ein europäisches Straßennetz aufzustellen. Diese Arbeitsgruppe hat inzwischen umfangreiche Studien getrieben und hat ein allgemeines europäisches Straßennetz aufgestellt. In dieser Kommission waren folgende Länder vertreten: Österreich, Belgien, Tschechoslowakei, Dänemark, Frankreich, Italien, die Niederlande, Schweden, Norwegen, Polen, Schweiz, Großbritannien, Ver. Staaten von Amerika und die französische, britische und amerikanische Besatzungszone Deutschlands. Die Interessen Deutschlands wurden durch einen hohen Offizier der Transport-Kommission des Vereinigten Wirtschaftsgebietes wahrgenommen. Somit sind die Empfehlungen, die der Ausschuß der UNO gegeben hat, auch für Deutschland wohl als maßgebend anzusehen.

### Forderungen an die Straßen.

Der Kraftfahrer will überall den Verkehrsbedürfnissen entsprechende Straßen haben. Die Straßen einer Gattung wünscht er überall nach einheitlichen Normen und Grundsätzen zu finden.

Die Leistungsfähigkeit einer Straße wird überwiegend durch die Fahrbahnbreiten beeinflusst. Mitwirkend sind: die Linienführung, die Steigungen, die Ausgestaltung der Querprofile, die Überhöhungen und Verbreiterungen in den Kurven, Brücken, hinsichtlich ihrer Breite und Tragfähigkeit, die Niveau-Übergänge und Gabelungen von Straßen.

Weiter beeinflusst die Fahrfähigkeit: die Verschiedenheit der Fahrbahndecken, der Bau von Umgehungsstraßen, die Beleuchtung und die Nebenanlagen wie Rad- und Gehwege.

### Straßenbreite.

Die Breite der Straßen hat man einheitlich für eine Kategorie I mit einer Fahrbahn von 7,0 m mit 2 Spuren von je 3,50 m vorgesehen. Im Gebirge kann ausnahmsweise eine Ermäßigung auf 6,0 m erfolgen.

Eine II. Kategorie soll mit einem Mittelstreifen und 2 getrennten Fahrbahnen von je 7,0 m Mindestbreite ausgerüstet werden, so daß also jede Fahrbahn aus je 2 Spuren besteht, wo notwendig, noch mit befestigten Randstreifen.

Die Kategorie III sieht unter besonderen Umständen eine dreispurige Straße von 9,0 m bzw. 10,50 m Breite vor. Die drei Spuren sollen deutlich gekennzeichnet sein.

Die Leistungsfähigkeit einer Straße hängt von der Verkehrsdichte ab. Je größer die Geschwindigkeit der Fahrzeuge ist, desto breiter muß die Straße sein. Wie bei allen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Ingenieurbauwerken muß ein bestimmter Spitzenspitzenverkehr unter Berücksichtigung einer gewissen Häufigkeit zugrunde

gelegt werden. International wollte man dafür den 30-Stundenspitzenverkehr zugrunde legen. Das gibt leider für deutsche Verhältnisse keine Vergleichsmöglichkeit, da hier die Zählungen auf 24 Stunden aufgebaut waren. Für die Straßen der Kategorie I ist eine höchst zulässige Verkehrsdichte von 600 Fahrzeugen je Stunde festgelegt. Das ergibt eine Höchstgeschwindigkeit von 55 km/Std. Bei einem Verkehr, der über diese Dichte hinausgeht, sollen grundsätzlich Straßen der Kategorie II gebaut werden.

### Linienführung.

Ein Straßenzug kann hinsichtlich seiner Linienführung in aufeinanderfolgende Abschnitte von angemessener Länge aufgeteilt werden, deren jeder durch eine bestimmte Ausbaunorm charakterisiert ist.

Die allgemeine Linienführung soll so beschaffen sein, daß sich der Übergang der Ausbaunorm des einen Abschnittes zu der des anschließenden Abschnittes über eine begrenzte Strecke und mit einer allmählichen Abstufung vollzieht, sofern der Übergang nicht offensichtlich mit einem ausgesprochenen geographischen Punkt, wie z. B. mit einer wichtigen Stadt, zusammenfällt. Dies gilt vor allem für den Wechsel der Kurvenradien.

Die Linienführung ist in drei Klassen einzuteilen:

**Erste Klasse:** Trassierung in einfachem oder leicht gewelltem Gelände mit einigen Ortschaften und Straßenkreuzungen.

**Zweite Klasse:** Trassierung in hügeligem und unebenem Gelände.

**Dritte Klasse:** Trassierung in besonders schwierigem Gelände, z. B. im Gebirge.

Die Unterscheidungsmerkmale der drei obengenannten Klassen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefaßt:

Klasse	Reise- geschwindig- keit km/Std.	Halbmesser der horizontalen Kurven		Sichtweite auf Kuppen <sup>1</sup>		Halbmesser der vertikalen Kurven	
		Normal m	Minimum m	Normal m	Minimum m	Normal m	Minimum m
1.	100/120	500	300	270	150	5000	2500
2.	80	300	200	150	110	2500	1200
3.	60	200	100	110	60	1000	400

<sup>1</sup> Sichtweite vor Kuppen für einen Fahrer, dessen Augenhöhe 1,35 m über der Fahrbahn liegt, in bezug auf einen Gegenstand von 0,10 m Dicke, der auf der Fahrbahn liegt.

Der Ausdruck „normaler Kurvenhalbmesser“ soll das Mindestmaß darstellen, das gewöhnlich für Halbmesser von Kurven angenommen wird; als „Mindesthalbmesser“ gilt der Wert, der nicht unterschritten werden darf.

Hierbei ist zu beachten, daß für eine Strecke in ganz besonders schwierigem Gelände die Werte für Halbmesser und Sichtweite ausnahmsweise überschritten werden dürfen. In jedem Falle muß es aber möglich sein, daß zwei Fahrzeuge mit den höchstzulässigen Dimensionen auch in Kurven mit kleinstem Halbmesser sich begegnen und passieren können.

Die Steigungen bei internationalen Straßen in ebenem oder leicht welligem Gelände sollen 5 % nicht überschreiten, in Ausnahmefällen auf kurzen Strecken 6 %, in gebirgigem Gelände sollen sie 8 %, in Ausnahmefällen 10 % nicht überschreiten.

Auf geraden Strecken soll das Querprofil aus 2 Ebenen bestehen. Das Quergefälle soll nicht über 3 % sein mit Ausnahme der Ablaufrinnen, wo es bis zu 4 % ansteigen darf.

#### Überhöhungen und Verbreiterungen in den Kurven.

In Kurven mit einem Mindesthalbmesser, der etwa zwischen 1500 und 1000 m liegen kann, muß die Fahrbahn einseitig überhöht werden. Das Ausmaß der Überhöhung hängt ab von der Ausbaugeschwindigkeit, dem Kurvenhalbmesser und der Rauheit der Fahrbahnoberfläche. Bei Straßen ohne Vereisungsgefahr im Winter wurde von der Arbeitsgruppe ein Höchstmaß von 10 % für die Überhöhung von Kurven mit kleinem Halbmesser gewählt.

Um Fahrzeugen, auch mit den größten Ausmaßen, freie Fahrt beim Begegnen und Überholen zu gestatten, muß eine besondere Breite für Kurven vorgesehen werden.

#### Brücken hinsichtlich ihrer Breite und Tragfähigkeit.

Auf den Brücken und den Brückenrampen sollen die Fahrbahnen und die besonders ausgebauten Wege für Fußgänger und Fahrräder dieselben Breiten beibehalten wie auf der Straße. Wenn keine besonderen Fußgänger- und Radwege vorhanden sind, soll beiderseits der Fahrbahn ein genügend breiter Streifen (Schrammbord) angelegt werden, damit die Fahrbahn auf der Brücke in ihrer vollen Breite ausgenützt werden kann.

Die Tragfähigkeit von Brücken soll im ganzen Netz wenigstens ausreichen, um unter Zugrundelegung des von jeder Regierung bestimmten normalen Sicherheitsgrades den Verkehr von Fahrzeugen mit den zulässigen Höchstabmessungen und Gewichten zu verbürgen.

#### Niveau-Übergänge und Gabelungen von Straßen.

Beim Bau neuer internationaler Straßen sollen plangleiche Bahnkreuzungen ausgeschlossen sein. Bei bestehenden Straßen sollen sie beseitigt werden, wenn sie für den Verkehr ein erhebliches Hindernis darstellen.

Alle nicht unbedingt notwendigen Straßenkreuzungen und Zufahrten zu internationalen Straßen sind zu vermeiden. Wenn dies bei vorhandenen Straßen nicht möglich ist, so sollte jedoch versucht werden, es bei neuen Straßen durch Ableitung des Ortsverkehrs in benachbarte Straßen zu erreichen. Die Arbeitsgruppe hält es für wünschenswert, daß in jedem Land Gesetze für die Durchführung dieser Maßnahmen erlassen würden.

Bei neuen Straßen erscheint bei unvermeidbaren Kreuzungen mit anderen wichtigen Straßen die Anordnung einer Über- oder Unterführung gerechtfertigt, wenn das Produkt des gesamten durchschnittlichen Tagesverkehrs auf beiden Straßen den Wert von 3 Mio. überschreitet. Dasselbe gilt für bereits bestehende Straßenkreuzungen.

Bei plangleichen Kreuzungen muß vermieden werden, daß die Fahrzeuge auf der gekreuzten, d. h. untergeordneten Straße mit allzu großer Geschwindigkeit die internationale Straße überqueren. Plätze mit Kreisverkehr und Kreuzungen mit Lichtsignalen haben Zeitverluste zur Folge. Es empfiehlt sich deshalb, sie auf den internationalen Straßen im Rahmen des Möglichen zu vermeiden.

Vor Niveaureuzungen außerhalb von Orten wird die Anlage von sogenannten Verzögerungsstreifen längs der Fahrbahn empfohlen. Es handelt sich um gut markierte, etwa 3,0 m breite und 50—100 m lange Streifen, die dem Fahrzeugführer gestatten, die Fahrbahn ohne vorheriges Verlangsamen zu verlassen und diese dem raschen Verkehr freizugeben, wodurch die Gefahr von Zusammenstößen vermieden wird.

Außerdem wird empfohlen, bei Niveaureuzungen sogenannte Sichtdreiecke vorzusehen, deren Ausmaße von den Ausbaugeschwindigkeiten beider Straßen abhängt. Die Seitenlängen dieser Dreiecke könnten maximal längs der Hauptstraße ungefähr 150 m und längs der Nebenstraße etwa 50 m betragen.

#### Die Verschiedenheit der Fahrbahnen.

Im Hinblick auf die vielen Typen von Fahrbahnbelägen ist es nicht möglich, bestimmte Regeln für die Wahl der Beläge aufzustellen. Es wurden nur allgemeine Empfehlungen gegeben.

#### Der Bau von Umgehungsstraßen.

Die Straßen des internationalen Verkehrs sollen im allgemeinen geschlossene Ortschaften umgehen mit Ausnahme der Fälle, in denen die Ortschaften klein und der Verkehr verhältnismäßig schwach ist, oder wo die vorhandene Straße in bezug auf Breite und Linienführung ausreichend ist oder ohne Schwierigkeiten ein befriedigender Zustand geschaffen werden kann. Längs der Umgehungsstraße dürfen Bauten mit direktem Zugang zu der Straße nicht geduldet werden. Der Zugang soll nur an bestimmten, hierzu besonders ausgebauten Stellen erfolgen.

#### Beleuchtung.

Die Teile des internationalen Netzes, die Zufahrten oder Durchfahrten zu wichtigen Städten darstellen, auf denen während der Dunkelheit ein reger Fahr- und Fußgängerverkehr herrscht, müssen so beleuchtet sein, daß für alle Verkehrsteilnehmer ohne Anwendung von Scheinwerfern durch Kraftfahrzeuge genügend Sicherheit gewährleistet ist.

#### Nebenanlagen wie Radfahr- und Fußgängerwege.

Zusätzlich zu den Fahrbahnen sollen getrennte Radfahr- und Fußgängerwege vorgesehen werden, wenn die Intensität des Rad- und des übrigen Verkehrs dies erfordern.

#### Forderungen an Fahrzeuge.

Durch die Arbeitsgruppe Straßenverkehr, die wie die Arbeitsgruppe Straßen vom Unterkomitee Straßentransport eingesetzt worden ist, sind zwei Varianten über Fahrzeug-Gewichte und -Abmessungen aufgestellt worden, die in der nachstehenden Tabelle aufgeführt sind:

	Var. I m	Var. II m
Breite	2,50	2,50
Höhe	3,50	4,00
<b>Länge:</b>		
zweiachsige Fahrzeuge	10,00	11,00
Fahrzeuge mit einem Anhänger	18,00	20,00
Lastenzüge mit mehr als einem Anhänger	22,00	24,00
<b>Zulässige Höchstgewichte:</b>	t	t
Druck auf die meistbelastete Achse	10	13
zweiachsige Fahrzeuge	15	19
dreiachsige Fahrzeuge	20	26
Sattelschlepper	20	26
Gekuppelte Lastenzüge	32	40

Würde die Variante II an Stelle der Variante I gewählt, so würden für den Ausbau des Straßennetzes mehr Ausgaben entstehen.

Zusätzliche Kosten sind in der Hauptsache auf die Erhöhung des zulässigen Höchstgewichts für die schwerstbelastete Achse zurückzuführen und nicht in besonderem Maße auf größere Fahrzeug-Abmessungen. Es wird schwierig sein, Fahrzeuge von internationalen Ausmaßen auf die Straßen des Netzes zu beschränken. Werden sie aber nicht darauf beschränkt, so könnte das schließlich zu einem Ausbau von anderen Straßen führen, der in gar keinem Verhältnis zu den wirtschaftlichen Vorteilen stände, besonders wenn man die größeren Fahrzeugtypen berücksichtigen müßte.

#### Finanzierung.

Die Arbeitsgruppe hält es für unbedingt erforderlich, daß bei der Ermittlung der Kosten für den Ausbau des internationalen Netzes jedes Land von derselben Grund-

lage ausgehen muß, daß, wenn internationale Finanzierung benötigt wird, die Unterlagen ausführlich und vergleichbar sein müssen. Die Länder wurden daher angefordert, ausführliche Angaben für jeden Straßenzug zu machen. Den Kostenvoranschlägen sollen Preise vom 1. Januar 1949 zugrundegelegt werden, und die Beträge sollen in US-Dollars ausgedrückt werden. Überschläglichsollte angegeben werden, was an zusätzlichen Kosten und an Zeit benötigt wird für die Verbesserung (Um- und Ausbaumaßnahmen), durch die eine angemessene Sicherheit für die großen und schweren Fahrzeuge verbürgt wird.

#### Kennzeichnung der internationalen Straßen.

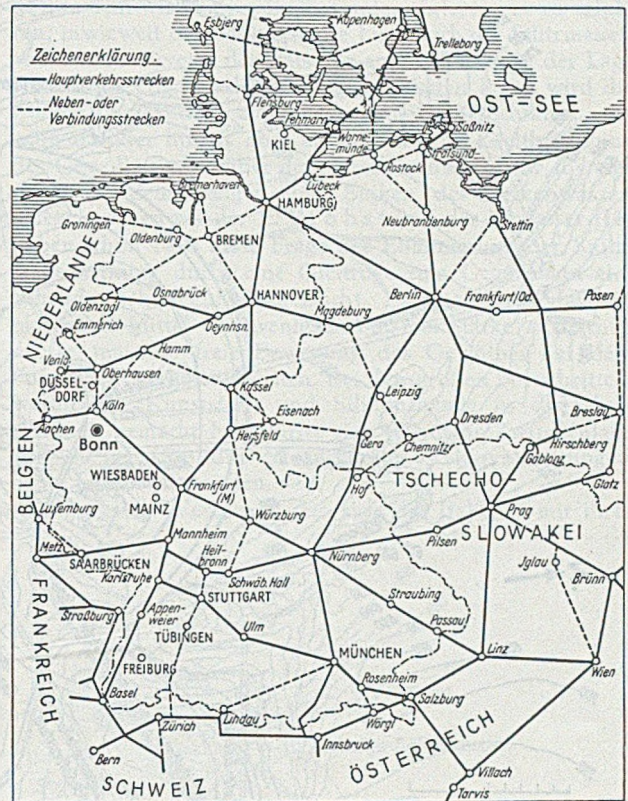
Als Kennzeichen für die Straßen des internationalen Netzes schlug die Arbeitsgruppe eine rechtwinkelige grüne Tafel mit dem Buchstaben „E“ (Europa) und nachfolgender arabischer Zahl in weißer Schrift vor. Die Zahlen 1 bis 30 sollen den Hauptlinien vorbehalten werden, während die Zahlen 31 und folgende für Abzweigungen und Verbindungsstraßen benutzt werden sollen.

#### Die Deutschland kreuzenden Straßen des internationalen Netzes.

Nachstehend werden die Deutschland kreuzenden Straßen des internationalen Netzes aufgeführt:

- E 3 Lissabon — Paris — Stockholm,
- E 4 Lissabon — Bern — Kopenhagen — Stockholm — Helsinki,
- E 5 London — Wien — Budapest — Belgrad — Alexandropolis,
- E 6 Rom — Berlin — Oslo — Skibotten,
- E 8 London — Den Haag — Berlin — Warschau — (USSR),
- E 11 Paris — Salzburg,
- E 12 Paris — Prag — Warschau — (Leningrad und Moskau),
- E 15 Hamburg — Berlin — Prag — (Budapest),
- E 22 Berlin — Breslau — Kattowitz — Krakau — Reichshof — Przemysl — USSR,
- E 35 Amsterdam — Amersfoort — Zwolle — Groningen — Winschoten — Oldenburg — Bremen — Hamburg,
- E 36 Hoek von Holland — Rotterdam — Gouda — Utrecht — Arnheim — Oberhausen — Köln,
- E 62 Hof — Chemnitz — Leipzig — Halle — Magdeburg,
- E 63 Hamm — Kassel — Herleshausen — Erfurt — Chemnitz — Dresden,
- E 64 (Berlin) — Neubrandenburg — Rostock — Warnemünde (Fähre nach Gedser) — Gedser — Nykøbing — Vordingborg — (Kopenhagen),
- E 65 Lübeck — Rostock — Stralsund,
- E 70 Winterthur — Schaffhausen — Donaueschingen — Tübingen — Stuttgart — Heilbronn — S. Hall — Würzburg — Fulda — Hersfeld — Herleshausen,

- E 71 Hannover — Bremen — Bremerhaven,
- E 72 Oldenzaal — Lingen — Bremen,
- E 73 Köln — Hamm,
- E 74 Berlin — Stettin.



Die Karte gibt eine Übersicht über den Verlauf der vorgenannten Straßen in der westdeutschen Bundesrepublik.

#### Zusammenfassung.

Zusammenfassend kann man sagen, daß die von der Arbeitsgruppe gemachten Vorschläge in den meisten Ländern wohl ohne allzu große Schwierigkeiten durchführbar sein werden, da die von der Arbeitsgruppe für einen einheitlichen Straßenausbau aufgestellten Grundsätze den Besonderheiten der einzelnen Länder gebührend Rechnung tragen.

Das ständige Anwachsen des Kraftfahrzeugverkehrs auf den Landstraßen macht die Schaffung eines internationalen Straßennetzes dringend erforderlich. Ebenso wie ein internationales Eisenbahnnetz den Verkehr auf der Schiene von Land zu Land vermittelt, muß ein nach einheitlichen Normen ausgebautes internationales Straßennetz den Verkehr mit Kraftfahrzeugen auf den Landstraßen von einem Land zum anderen ermöglichen.

## Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

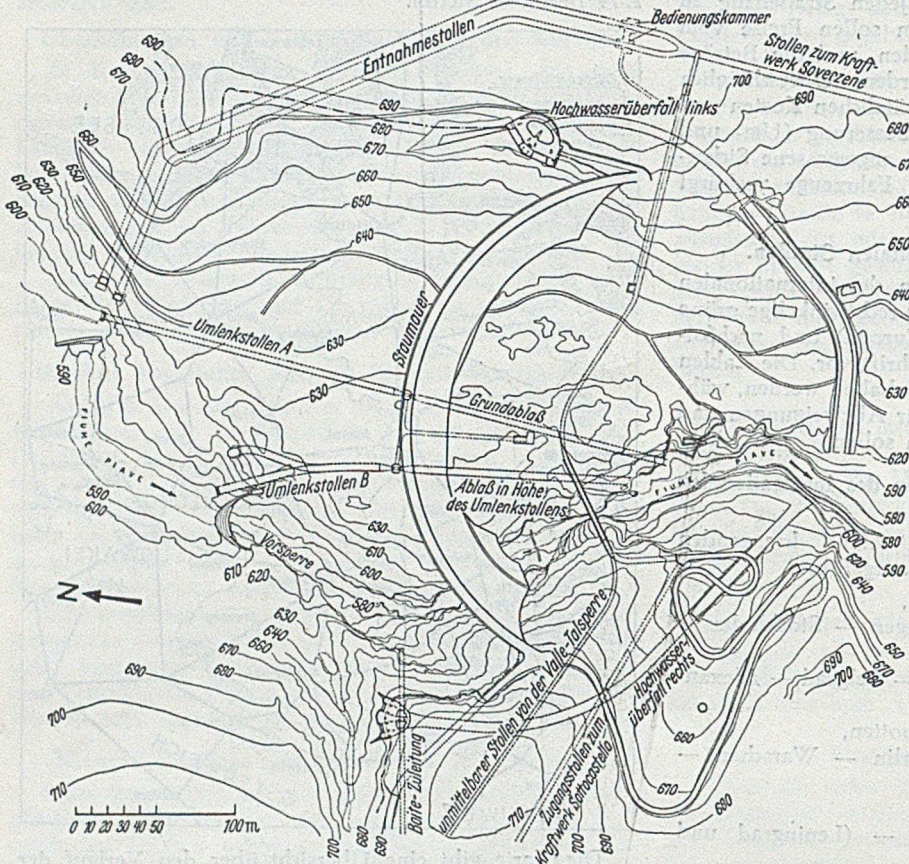
(Fortsetzung aus Heft 2.)

Neben der Steigerung der zulässigen Beanspruchung ist naturgemäß die Formgebung von größtem Einfluß auf die Verminderung von Mauerstärke und Kubatur. Von den in Abb. 15 aufgeführten acht Querschnitten entsprechen fünf der kreiszylindrischen Bogenstaumauer mit senkrechter Wasserseite, zwei der Jörgensen-Bauweise (Fabrège und Selvet) und eine der Kuppelbauweise (Conesque). Das Anwendungsgebiet der kreiszylindrischen Bogenstaumauer sind die Trogtäler, wofür die Pieve Di Cadore-Staumauer

(Abb. 18 und 19) ein typisches Beispiel liefert [8]. Die kreiszylindrische Bogenstaumauer wird aber auch oft — und insbesondere bei mittleren Mauerhöhen — für parabolische Talquerschnitte angewandt, wenn der Mehraufwand an Kubatur durch die vereinfachte Herstellung wettgemacht wird und die Mauerdicke sich ohnehin in mäßigen Grenzen hält. Wie die Rossens-Staumauer eindeutig bewiesen hat, führt die verwundene Jörgensen-Bauweise auch bei flachen Hängen zu erheblich schwächeren Querschnitten,

so daß sie von 60 m Mauerhöhe ab den Vorzug verdient. Typische Anwendungsbeispiele für diese Bauweise sind die Limberg-Staumauer (Abb. 6) und die Roß-Staumauer

58 Mio. m<sup>3</sup> Stauraum gewonnen, entsprechend einem K/V = 0,0033. Nach Abb. 15 entspricht die Wirtschaftlichkeit dieser Talsperre etwa derjenigen der Tignes-Talsperre.



Grundriß von Staumauer und Stollenanlagen

Abb. 18. Pieve Di Cadore-Staumauer (Italien) mit Entlastungs- und Stollenanlagen

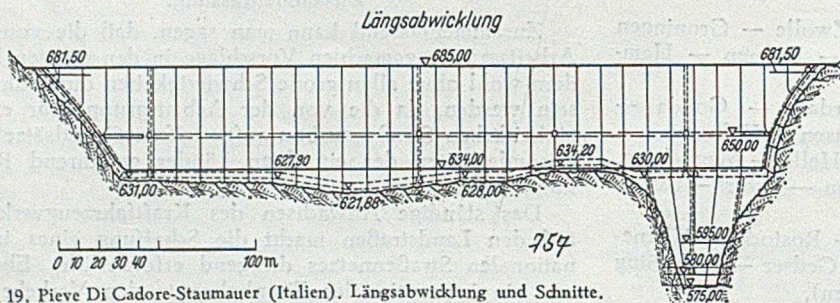


Abb. 19. Pieve Di Cadore-Staumauer (Italien). Längsabwicklung und Schnitte.

(Abb. 4). Die Gleichwinkel-Staumauer wurde in den USA auch sehr oft für Dreieckstäler (Abb. 7) zur Anwendung gebracht. Die französischen und italienischen Bogenmauerentwicklungen haben aber gezeigt, daß die Kuppelform (Marège, Abb. 20, Ceppo Morelli, Abb. 21) [9] bei Dreieckprofilen den Vorzug verdient. Neuere italienische Kuppelmauern in Dreieckstälern sind die Oviglio-Staumauer [10], die Plima-Staumauer [11] und die Val Gallina-Staumauer [12] (Abb. 22 bis 24).

Ein vorzügliches Anwendungsgebiet für die Kuppelmauer bieten auch die Steiltäler. Ein typisches Beispiel dieser Art ist die 136 m hohe Lumiei-Staumauer, die mit 0,1 Mio. m<sup>3</sup> Beton einen Stauraum von 70 Mio. m<sup>3</sup> bereitstellt, entsprechend einem K/V = 0,0014. Dieses hervorragende Verhältnis ist wesentlich auf die Kuppelform zurückzuführen, die es erlaubte, die 136 m Mauerhöhe mit einer maximalen Mauerdicke von nur 16 m zu bewältigen (Abb. 25 bis 28) [13]. Ein noch großartigeres Beispiel bietet die in Bau befindliche Vajont-Staumauer, eine 202 m hohe Kuppelstaumauer mit nur 17,5 m maximaler Mauerdicke (Abb. 29). Mit 0,19 Mio. m<sup>3</sup> Beton werden hier

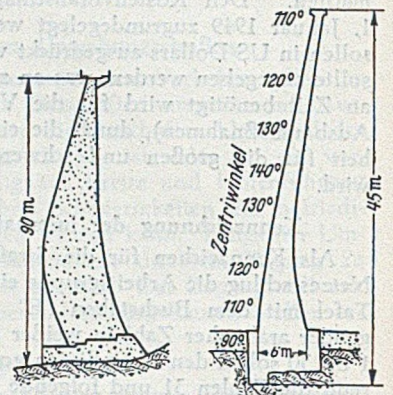


Abb. 20. Marège-Staumauer (Frankreich).  
Abb. 21. Ceppo-Morelli-Staumauer (Italien).

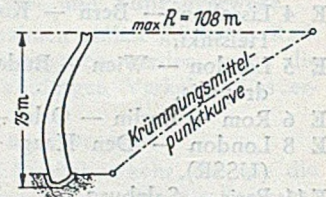


Abb. 22. Oviglio-Staumauer (Italien).

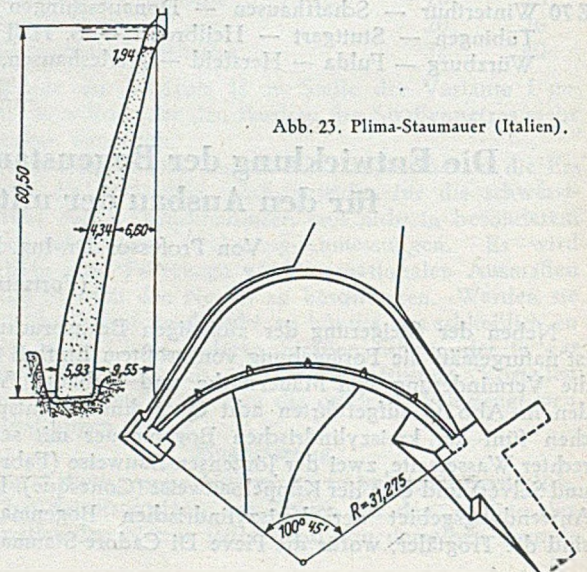


Abb. 23. Plima-Staumauer (Italien).



Die neueren hier aufgezählten italienischen Kuppelmauern besitzen sämtlich eine durchlaufende Fundamentfuge, die lediglich gedichtet ist, aber nicht ausgepreßt wird (Abb. 28). Außerdem weisen beide Randflächen eine leichte Ring- und Längsbewehrung auf (Abb. 30 und 31).

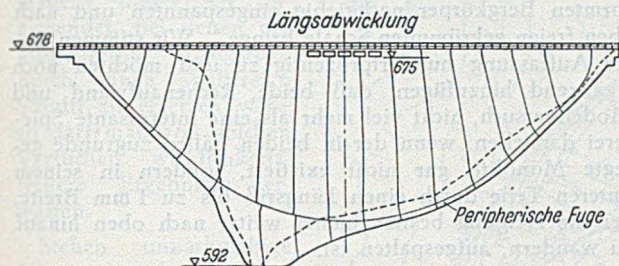


Abb. 24 a. Val Gallina-Staumauer (Italien).

Einzelheiten der Hangfuge zeigt Abb. 32, die Dichtung der Blockfuge Abb. 33. Nach Abb. 34 erfolgt das Auspressen der Blockfuge von den Stollen bzw. von der Luftseite aus. Vgl. [13].

Die italienische Kuppelmauerentwicklung, insbesondere diejenige im Zuge des Piaveausbaues (Abb. 35), ist eine der großartigsten Entwicklungen des modernen Talsperrenbaues. Bemerkenswert an ihr ist einmal die geringe Mauerstärke (z. B. 17,5 m für 200 m Mauerhöhe) und zum anderen die durchlaufende, glatte, periphere Fundamentfuge unter Bewehrung der beiderseitigen Kontaktflächen. Hierdurch hat der eigentliche Gewölbekörper die Möglichkeit,

pressens aller Fugen erhebliche Blockbewegungen festgestellt wurden, spricht dafür, daß die den peripherischen Fugen zugeordnete Aufgabe in den oberen und mittleren Mauerteilen voll, in den unteren wenigstens teilweise realisierbar sein wird. Es wäre besonders interessant zu erfahren, inwieweit die periphere Fuge auch die Stützmauerwirkung im Bereich der Talsohle auszuschalten in der Lage ist. Da die Fuge an der Wasserseite klaffen kann, wird die Stützmauerwirkung zumindest stark eingeschränkt. Es wäre darüber hinaus aber auch noch eine Gleitbewegung des Gewölbes gegenüber dem Fundament denkbar, die entsprechend dem Steigen und Sinken des Beckenwasserspiegels atmen würde. E. Probst und der Verfasser [14] haben schon 1930 diese Frage der Eliminierung der Stützmauerwirkung durch eine Gleitfuge zum Gegenstand eingehender Überlegungen gemacht. Es zeigte sich, daß ein plastisches Mittel von wenigstens 50 mm Stärke ausreichen dürfte, um eine freie Bewegung des Gewölbes auf dem Fundament zu gewährleisten. Bei den großen Fortschritten, welche die Kunststoff- und Silikonchemie in der Zwischenzeit gemacht hat, dürfte eine plastische Zwischenlage von 30 mm für die erforderlichen Relativbewegungen heute bereits ausreichen.

Das große Verdienst, das sich die Italiener mit ihrer

Querschnitt in Talmitte

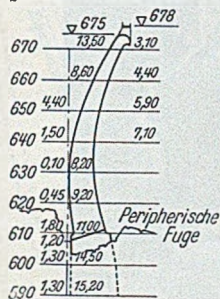


Abb. 24 b. Val Gallina-Staumauer (Italien).

sich seiner Zwängungsspannungen, unterstützt durch den Wasserdruck, zu entledigen. Da die periphere Fuge überall normal zur Gewölbeleibung liegt, können die Gewölbeverkürzungen durch Abgabe der Abbindewärme, sowie durch Schwinden und Kriechen durch eine luftseitige Bewegung des ganzen Gewölbes längs der peripherischen Fuge ausgeglichen werden, ohne daß dadurch erhebliche Zwängungsspannungen entstehen. Im Zuge der immer wieder eintretenden Auffüllung der Talsperre wird die Kraft zur Auslösung dieser kleinen Bewegungen immer wieder bereitgestellt, bis alle Volumenverkürzungen schließlich ausgeglichen sind. Man darf sehr gespannt sein, welcher Art die Erfahrungen mit diesen peripherischen Fugen sein werden. Die Tatsache, daß in der Hoover-Staumauer (221 m hohe Bogengewichtsmauer in USA) trotz Aus-

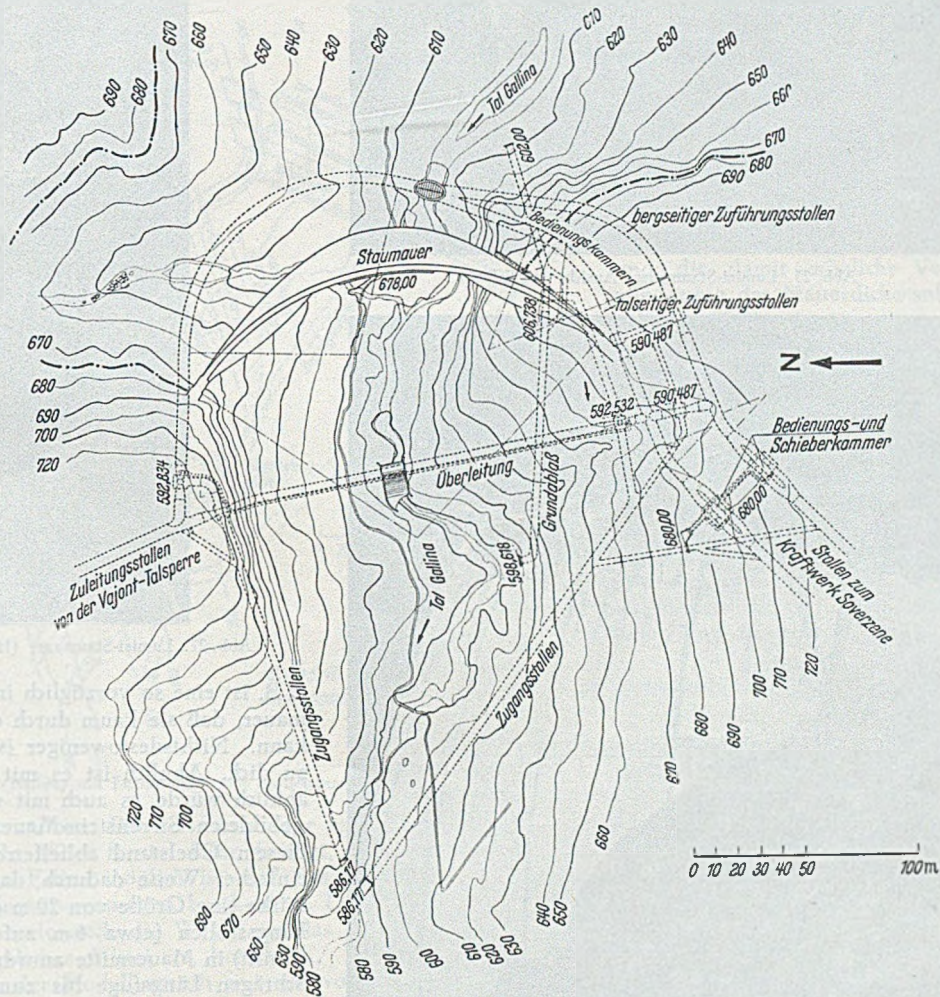


Abb. 24 c. Val Gallina-Staumauer (Italien) mit Entlastungs- und Stollenanlagen.

Kuppelmauerentwicklung erworben haben, liegt weniger in der Art der Gestaltung — so bewundernswert mir diese auch erscheint — als in der Tatsache, daß sie an einer ganzen Reihe von Beispielen bis zu 200 m Höhe gezeigt haben, daß, wenn der Wille da ist, auch ein Weg gefunden werden kann, um die größte Mauerdicke nicht über 20 m hinausgehen zu lassen. Nach dem Längsriß, der an der 24 m dicken In-den-Schlagen-Staumauer aus dem Jahre

1936 (und nicht etwa aus den Jahren des Gußbetons!) wandfrei beobachtet wurde, wäre es ein eitler Selbstbetrug, Bogenmauern mit größerer Dicke als 20 m zu erstellen,

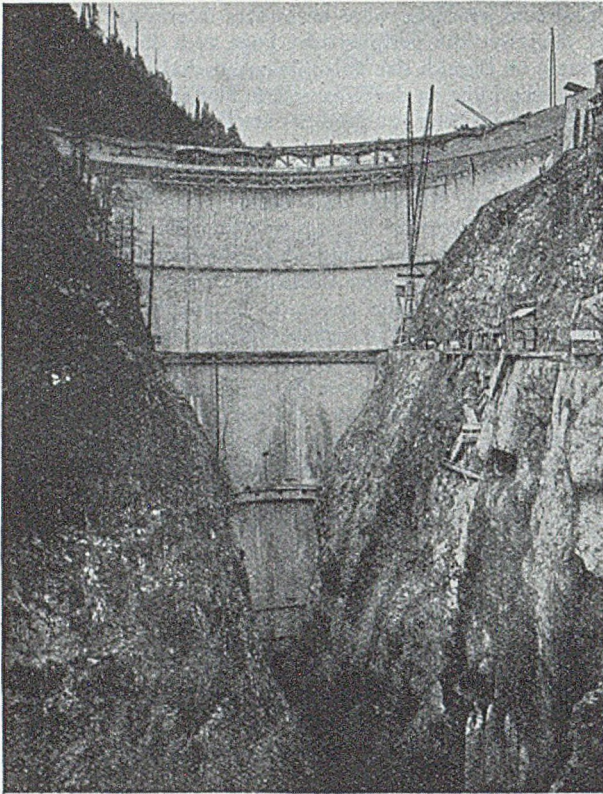


Abb. 25. Lumiei-Staumauer. Ansicht von Talseite.

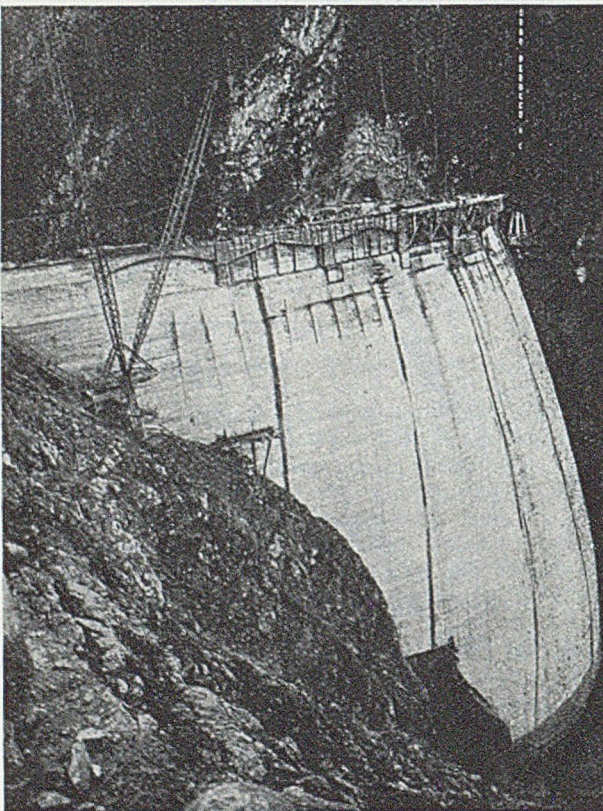


Abb. 26. Lumiei-Staumauer (Italien). Ansicht von Wasserseite.

ohne die Auswirkungen solcher Längsrisse eingehend mitzubetrachten. H. Grengg und H. Lauffer schreiben in ihrer tieferschürfenden Studie [4]: „Die Auswertung der

Ideen H. Ritters und anderer zur trial-load-method verlor sich so sehr in einen riesigen schematisierten Rechenaufwand, daß Ober ti (Mailand) mit Recht darauf hinweisen konnte, wie rationell dagegen der Modellversuch Klarheit in das Kräftespiel der in den unregelmäßig geformten Bergkörper nachgiebig eingespannten und nach oben freien gekrümmten Schale bringe.“ Wir stimmen dieser Auffassung hundertprozentig zu und möchten noch ergänzend hinzufügen, daß beide, Rechenaufwand und Modellversuch, nicht viel mehr als eine interessante Spielerei darstellen, wenn der in beiden Fällen zugrunde gelegte Monolith gar nicht existiert, sondern in seinem unteren Teile durch einen Längsriß bis zu 1 mm Breite, der die Neigung besitzt, immer weiter nach oben hinauf zu wandern, aufgespalten ist.

Um das gesteckte Ziel einer größten Mauerdicke von höchstens 20 m zu erreichen, ist es nun nicht etwa nötig, überall Kuppelmauern zu bauen. Die Rossens-Staumauer

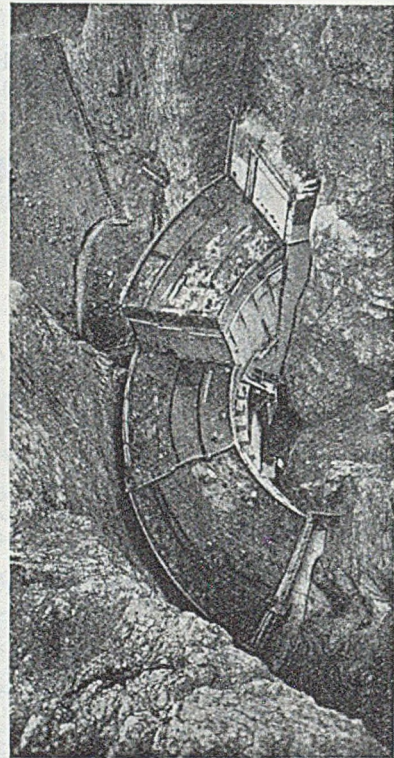


Abb. 27. Lumiei-Staumauer (Italien). Blick auf die Baugrube.

z. B. ist eine so vorzüglich ins Gelände eingefügte Bogenmauer, daß sie kaum durch etwas Besseres ersetzt werden kann. Nichtsdestoweniger ist sie mit 28 m an der Sohle zu dick. Ähnlich ist es mit der Limberg-Staumauer und ähnlich würde es auch mit einer als Bogenmauer durchgebildeten Silvenstein-Mauer sein. Wie kann man nun diesem Übelstand abhelfen? Unseres Erachtens in sehr einfacher Weise dadurch, daß man dort, wo die Mauerstärke eine Größe von 20 m erreicht hat, einen geräumigen Längsstollen (etwa 4 m auf 2 m mit elliptischem Querschnitt) in Mauermitte anordnet und von diesem mit einer schrägen Längsfuge bis zum Gründungsfelsen heruntergeht, wie es Abb. 36 für den Querschnitt der Rossens-Staumauer zeigt. Dem Stollen fällt die wichtige Aufgabe zu, eine Fortsetzung der Längsfuge als Riß im oberen Mauerteil zu unterbinden. Außerdem bietet er die Möglichkeit, die Längsfuge zu geeigneter Zeit auszupressen und damit ein sattes Anliegen beider Mauerteile herbeizuführen. Mehr ist für eine Bogenmauer nicht nötig.

Wenn gleichzeitig die zulässige Druckspannung auf etwa 70 bis 80 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert wird (längs der Gründungsfläche können deshalb ruhig 40 bis 50 kg/cm<sup>2</sup> beibehalten



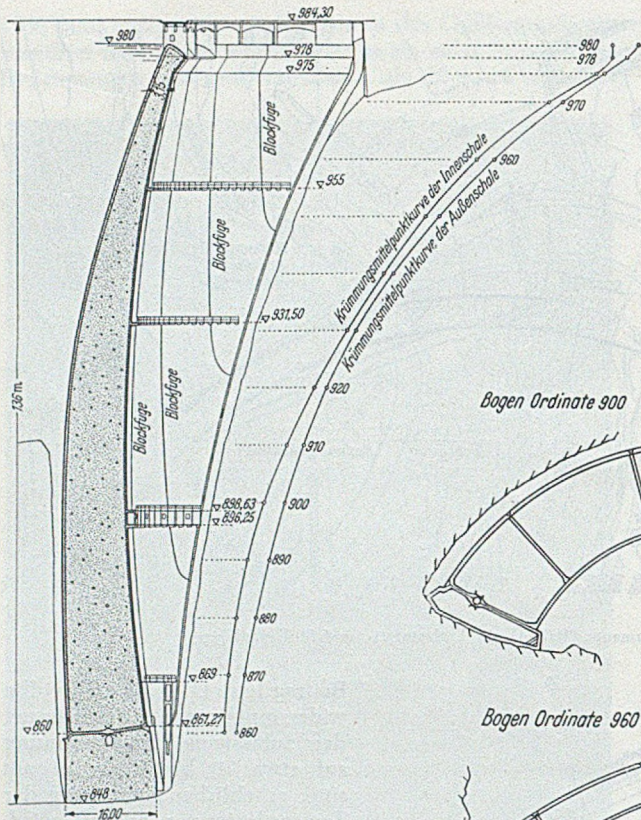


Abb. 30. Lumiei-Staumauer. Querschnittsgestaltung.

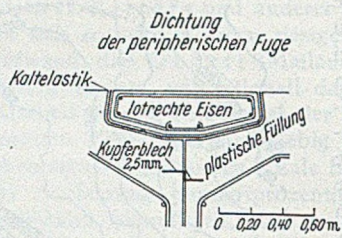
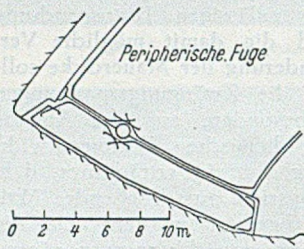


Abb. 32. Lumiei-Staumauer.

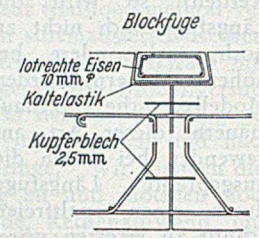


Abb. 33. Lumiei-Staumauer.

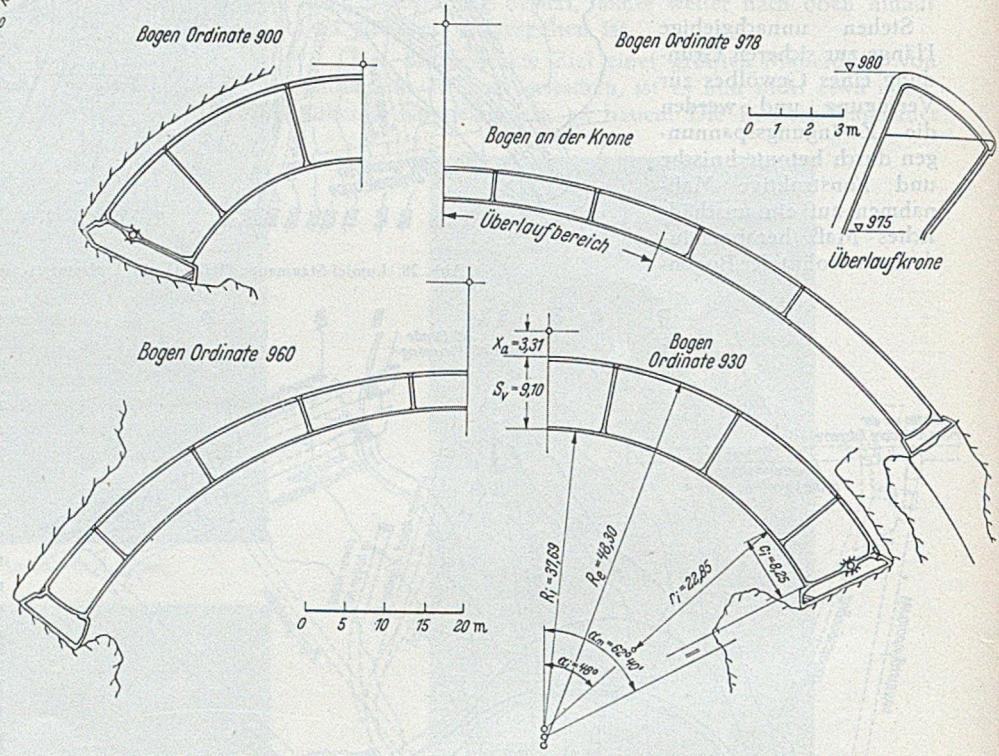


Abb. 31. Lumiei-Staumauer. Querschnittsgestaltung.

Beträchtliche Eigenspannungen erzeugt auch der Vorsatzbeton zur Sicherung der Außenflächen gegen Witterungseinflüsse. Auf der einen Seite wird der Beton durch die gesteigerte Zementdosierung wasserdichter und damit auch wetterfester, auf der anderen Seite neigt er durch die vermehrte chemische Abbindewärme stärker zu Haarrißbildung und wird damit anfälliger. Es ist bekannt, daß die Schweizer verschiedene ihrer Hochgebirgsmauern nachträglich mit einer Steinverkleidung versehen mußten, so daß sie es bei den neueren Staumauern (In den Schlägen, Abb. 9, und La Dixence, Abb. 37) [6] vorzogen, die Mauern von vornherein zu verkleiden. Damit wird aber für Bogenmauern das Problem erst recht nicht gelöst.

Beiläufig sei hier eingeschaltet, daß, wenn man eine Pfeilerkopfmauer wie diejenige von La Dixence noch an beiden Außenflächen verkleiden muß, der wirtschaftliche Vorteil, den die aufgelöste Bauweise bieten kann, nur noch sehr gering ist. Angesichts der Entwicklung, welche die Bogenmauer seit dem Bau der La Dixence-Talsperre erfahren hat und bei der völlig veränderten Sachlage, der die Pfeilermauer nach dem zweiten Weltkrieg gegenübersteht, sollte man eher versuchen, Talbreiten von 420 m wie im Falle von La Dixence durch Bogenmauern zu bewältigen, sofern die geologischen Verhältnisse es erlauben. Ein erfolversprechender Auftakt ist die vorerwähnte Limberg-

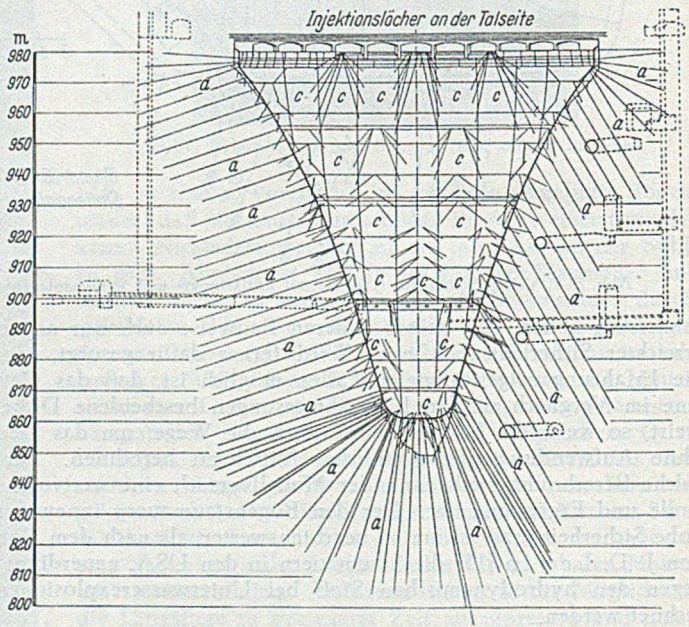


Abb. 34. Lumiei-Staumauer. Zementinjektionen.

Mauer, die ursprünglich als Pfeilerkopfmauer geplant, nun als Bogenmauer zur Ausführung kommt.

(Schluß folgt.)

## Spundwand mittragend.

Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Karlsruhe.

So wie auf anderen Gebieten des Bauingenieurwesens die Verbundwirkung der einzelnen Konstruktionsteile angestrebt und möglichst ausgenutzt wird, z. B. beim Plattenbalken oder den neueren Brückenfahrbahnen, bei denen die Fahrbahnplatte nicht nur totes Gewicht darstellt, sondern auch Druckgurt bildet, sollte man auch im Gründungswesen ganz bewußt die Spundwand nicht nur als Bauhilfsmaßnahme, als wasserkehrende Wand oder zur Herstellung von Fangedämmen usw. verwenden, sondern sie wie eine Pfahlgründung mittragen lassen. Besonders gilt dies für langgestreckte Grundrisse, wie Brückenpfeiler, bei denen die Gewölbewirkung in der Querrichtung zur Übertragung des Pfeilergewichtes auf die Spundwand ausreicht oder auch durch Stahleinlagen ein Balken hergestellt werden kann. In unseren Lehrkursen und Veröffentlichungen wurden solche Vorschläge früher bereits gemacht, z. B. Loos: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen, 3. Aufl., Berlin 1937, S. 132, Abb. 121.

Zwei Beispiele aus der letzten Zeit geben Anlaß, diese Lösung grundsätzlich noch einmal durchzusprechen und zu empfehlen (Pfeiler an einer Brücke bei Bad Pyrmont und Wehrpfeiler an der Weser). Die Anordnung empfiehlt sich auch deshalb, weil sie klarere Verhältnisse schafft, als wenn in der umspundeten Baugrube der Beton nur stellenweise durch zufällige Wandreibung die

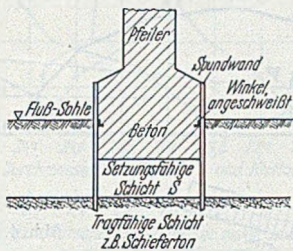


Abb. 1.

Spundwand zum Mittragen zwingt. Dann ist es schon besser, dieses Mittragen rundum durch konstruktive Maßnahmen zu bewirken.

Spundwände werden aus anderen Gründen, z. B. im Hinblick auf die Austiefung der Flußsohle durch zunehmende Erosion, die Unterläufigkeit bei Stauwehren, die Umspundung für den Bodenaushub in der Baugrube und dergleichen mehr meist so ausgebildet, daß sie in der Regel der tiefste in den Untergrund oder die sogenannte feste Schicht einbindende Teil des Bauwerkes sind. Sie stecken dann in einer festen oder undurchlässigen Schicht und können auch lotrecht in Anspruch genommen werden durch Eindringungswiderstand der Schneide und die Mantelreibung zu beiden Seiten. Wollte man in allen Fällen die „feste Schicht“ mit dem Betonklotz erreichen oder sogar in sie einbinden, dann wird das oft recht schwierig sein, außerdem auch unnötig teuer werden. In manchen Fällen befürchtet man vielleicht, daß die Schicht S (Abb. 1) unter der Bauwerkslast noch einige Setzung erfährt. Diese Setzung läßt sich für eine Flachgründung nach den Bodenuntersuchungen vorausberechnen, und

zwar nach Größenordnung und Zeitverlauf. In allen Fällen, in denen ein Pfeiler selbständiges Bauwerk ist und sich bis zur Montage des Überbaues ohne irgendwelchen Schaden um einige Zentimeter setzen kann, sind überhaupt keine besonderen Maßnahmen erforderlich. Befürchtet man ungleichmäßige Setzungen einer nicht erträglichen Größenordnung, dann kann man den Betonklotz eines solchen Pfeilers mit der Spundwand verankern oder die Spundwand durch angeschweißte Eisenstücke, Winkelstahl oder dergleichen zum Mittragen zwingen. Es wird dann innerhalb des Bodens ausgetragen, ob die Spundwandschneide ebenfalls etwas tiefer eingedrückt wird, während die Gefahr einer Hohlrumbaue unter dem Fundament nicht besteht. Konstruktiv wäre lediglich noch zu klären, ob der Fundamentbeton zwischen den Spundwänden als Gewölbe trägt oder bei größeren Abständen der Spundwand eine Stahlbetonplatte erforderlich ist. Die Vorteile der Konstruktionsweise bestehen nicht nur in einer großen Ersparnis an Fundamentbeton, sondern auch an Aushub, der meist unter Wasserhaltung vor sich gehen muß, und an zusätzlichen Aussteifungskosten; außerdem werden klare Verhältnisse geschaffen. Erfahrungsgemäß ist der Übergang von den weniger tragfähigen zu sehr tragfähigen Schichten meist nicht plötzlich. Außerdem ist der Bodenaushub bis auf die sogenannte tragfähige Schicht recht schwierig, weil man die teilweise Einspannung der Spundwand verringert oder ihrer Schneide zu nahe kommt und dann besondere Aussteifungen anbringen muß. In vielen Fällen, vor allem, wenn der Boden Findlinge oder Geröll enthält, werden sogar die unteren Teile der Spundwände aufgespalten, springen aus dem Schloß, sind jedenfalls weniger wasserdicht, so daß die Schwierigkeiten des Bodenaushubs und der Wasserhaltung mit der Tiefe unverhältnismäßig stark zunehmen.

Bei dieser Gelegenheit sei nochmals darauf hingewiesen, daß man mit Rücksicht auf die Verhältnisse im Untergrund und die Arbeitsweise mit der unteren Begrenzung massiver Fundamente nicht zu ängstlich sein soll. Wir bilden uns oft ein, die horizontale untere Begrenzung eines Pfeilers gewährleiste auch eine gleichmäßige Gründung. Das ist fast nie der Fall, und es kommt viel mehr darauf an, daß man den als tragfähig angesprochenen Baugrund überall erreicht, auch wenn dadurch die untere Begrenzung des Betonpfeilers keine waagrechte Fläche wird. Manchmal ist es sogar nötig, längs der Spundwände ein Bankett stehen zu lassen, um übermäßige Wassereinträge zu vermeiden und der Spundwand ihren Halt im Boden zu belassen. Auch weiche Tonlinsen oder durchlässige Sandeinlagerungen müssen manchmal ausgekoffert werden. Auch darauf wurde in dem oben erwähnten Buch, S. 133, Abb. 122, bereits hingewiesen.

Zusammenfassend ist zu sagen: Die vorgeschlagenen Anwendungen, von den Lasten, dem Überbau und dem Baugrund abhängig, können die Baukosten und die Bauzeit wesentlich verringern, ohne zu untragbaren Setzungen zu führen.

## Der Querkraft-Verschiebungsplan.

Von Prof. Dr.-Ing. Günter Worch, München.

Bei der Darstellung der Formänderungen eines biegefesten Stabzuges mit Hilfe eines Verschiebungsplanes wird i. a. nur der Einfluß der Momente und Normalkräfte berücksichtigt. Die von den Querkraften herrührenden Formänderungen sind demgegenüber meist klein, so daß sie vernachlässigt werden. Im Fachschrifttum finden sich daher auch nur selten Hinweise, wie dieser Querkrafteinfluß zu berücksichtigen ist.

Im folgenden wird ein einfaches Verfahren mitgeteilt, das noch nicht allgemein bekannt sein dürfte.

Dabei gehen wir von der Verschiebung aus, die ein Element eines biegefesten Stabes unter dem Einfluß der Querkraft erfährt (Abb. 1)

$$d\varrho = \frac{Q ds}{GF'}$$

$F' = F : \alpha$  bedeutet darin einen Ersatzquerschnitt, über

den die Querkraft gleichmäßig verteilt angenommen wird [1]. Bei Walzprofilen, Vollwandträgern usw. ist für  $F'$  der Stegquerschnitt  $F_s$  einzusetzen.

Bei einem Stabzug kann man ohne Einschränkung der Allgemeinheit annehmen, daß die Lasten nur in den Knotenpunkten angreifen; die Querkraft ist dann von Knoten zu Knoten (Abstand  $s$ ) konstant. Nehmen wir ferner an, daß auch die Quersteifigkeit  $GF'$  jeweils über die Länge  $s$  gleich bleibt, dann läßt sich die Integration sofort durchführen.

Ein beliebiger Stab  $(m-1), m$  des Stabzuges erfährt also die folgende Lageänderung (Abb. 2). Zunächst wird

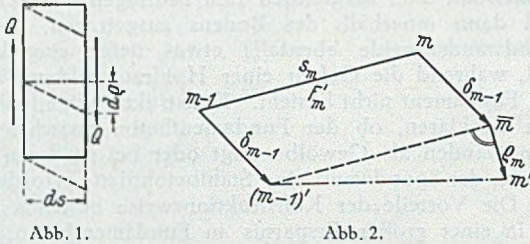


Abb. 1.

Abb. 2.

der Stab entsprechend der Verschiebung  $\delta_{m-1}$  des linken Knotenpunktes parallel verschoben nach  $(m-1)' \bar{m}$ . Infolge der Querkraft  $Q_m$  dreht sich dann die Stabachse in die neue Lage  $(m-1)'m'$ . Die Verschiebung des rechten Knotenpunktes  $m$  setzt sich also zusammen aus  $\delta_{m-1}$  und  $\varrho_m = Q_m s_m : GF'_m$ . Durch wiederholte Lösung dieser einfachen Grundaufgabe werden die Verschiebungen sämtlicher Knotenpunkte gewonnen. Die Werte  $\varrho$  werden dabei zweckmäßig in größerem Maßstab in einem besonderen Plan, dem Verschiebungsplan, zusammen-

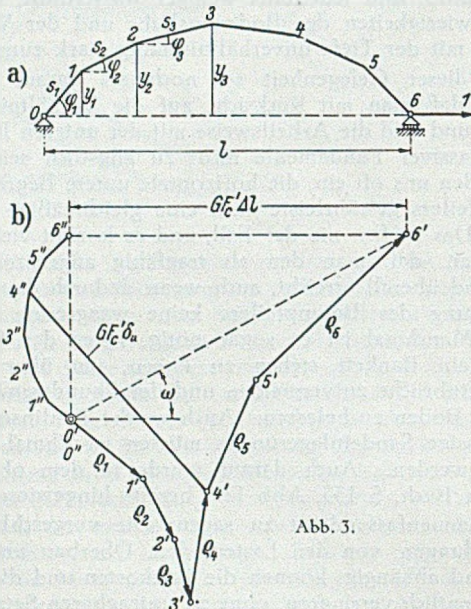


Abb. 3.

gestellt. Hierbei wird es oft ratsam sein, statt der wirklichen Werte mit den  $GF'_c$ -fachen Verschiebungen zu rechnen; man arbeitet dann mit den neuen Loten  $\varrho_m = Q_m s_m F'_c : F'_m$ .

Als Beispiel betrachten wir den Stabzug nach Abb. 3, der am beweglichen Lager eine waagrechte Einzellast 1 aufzunehmen hat. Die  $GF'_c$ -fachen Lote betragen dann

$$\varrho_1 = Q_1 s_1 \frac{F'_c}{F'_1} = \sin \varphi_1 \cdot s_1 \frac{F'_c}{F'_1} = y_1 \frac{F'_c}{F'_1};$$

$$\varrho_2 = Q_2 s_2 \frac{F'_c}{F'_2} = \sin \varphi_2 \cdot s_2 \frac{F'_c}{F'_2} = (y_2 - y_1) \frac{F'_c}{F'_2};$$

ebenso

$$\varrho_3 = (y_3 - y_2) \frac{F'_c}{F'_3} \text{ usw.}$$

Diese Strecken werden nun in den Verschiebungsplan (Abb. 3 b) aneinandergereiht. Man beginnt am Ursprung  $0'$  mit dem Lot  $\varrho_1 = 0'1'$  senkrecht zur Stabrichtung  $0-1$ . Daran schließt sich der Wert  $\varrho_2 = 1'2'$  senkrecht zur Stabrichtung  $1-2$  usw.

Nach den Auflagerbedingungen kann sich das bewegliche Lager 6 nur waagrecht verschieben. Unser Verschiebungsplan ergibt dafür jedoch eine um den Winkel  $\omega$  gegen die Waagrechte geneigte Längsverschiebung  $0'6'$ . Wir müssen also das jetzt starr gedachte Tragwerk zurückdrehen. Dies geschieht in bekannter Weise durch die Figur  $0''1''2'' \dots 6''$ , die ähnlich dem gegebenen Stabzug  $012 \dots 6$  ist und senkrecht dazu steht [2]. Der Punkt  $0''$  fällt mit  $0'$  zusammen, da das Lager im Punkte  $0'$  fest ist. Punkt  $6''$  ergibt sich als Schnittpunkt der Parallelen zur Verschiebungsrichtung des beweglichen Lagers (hier Horizontale) durch Punkt  $6'$  und der Senkrechten zur Verbindungslinie  $06$  (hier Vertikale) durch Punkt  $0'$ . Die  $GF'_c$ -fache Verschiebung irgend eines Knotenpunktes, z. B. des Punktes 4, wird dann nach Größe und Richtung durch die Strecke  $4''4'$  dargestellt; ebenso gibt die Strecke  $6''6'$  die  $GF'_c$ -fache Verschiebung des beweglichen Lagers an. Der Maßstab dieser Verschiebungen ist der gleiche, in dem die  $\varrho$ -Werte aufgetragen werden.

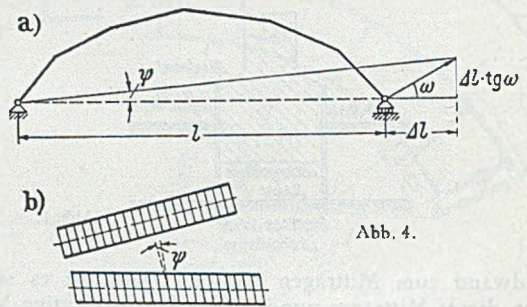


Abb. 4.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, tritt bei der Formänderung keine Drehung der Querschnitte ein — die Querschnittswölbung soll in üblicher Weise außer Betracht bleiben. Infolge der Querkraften selbst findet daher auch bei dem Stabzug kein Schiefstellen der Querschnitte statt. Lediglich bei der Drehung des gesamten Stabzuges als starre Scheibe drehen sich alle Querschnitte um den gleichen Winkel mit. Der größeren Deutlichkeit halber sind in Abb. 4 die Formänderungen verzerrt aufgetragen. Bei der Verschiebung der Knotenpunkte um den jeweiligen Wert  $\varrho$  bewegt sich das bewegliche Lager nach rechts oben; der Winkel  $\omega$  sowie die Länge  $\Delta l$  ist aus dem Verschiebungsplan bekannt. Der Winkel  $\psi$ , um den der Stabzug als starre Scheibe zurückzudrehen ist, ergibt sich aus

$$\psi \approx \text{tg } \psi = \frac{\Delta l \cdot \text{tg } \omega}{l + \Delta l} \approx \frac{\Delta l}{l} \text{tg } \omega.$$

Um den gleichen Winkel  $\psi$  drehen sich dann auch die Querschnitte, wie dies in Abb. 4 b angedeutet ist.

Bei dem Verschiebungsplan infolge der Momente und Normalkräfte arbeitet man in der Regel mit den  $EJ_c$ -fachen Formänderungen. Um die Ergebnisse der beiden Verschiebungspläne überlagern zu können, müssen die Werte aus dem Querkraft-Verschiebungsplan noch mit  $EJ_c : GF'_c$  erweitert werden.

Literatur.

1. Vgl. z. B. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, S. 169, Berlin 1949, oder Hütte, Bd. I, 27. Aufl. S. 685, Berlin 1941.  
2. H. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Aufl. S. 339, Leipzig 1925.



Anschauliche Beispiele aus den Ergebnissen der früheren Versuche sind in Abb. 1 dargestellt, gültig für Niete aus St 44 mit rd. 210 mm Klemmlänge (für 13 Bleche mit 16 mm Dicke, Nietlochdurchmesser 26 mm). Die Niete sind während 1 bis 2 Sek. mit einem Preßluftstauchhammer vorgestaucht, dann mit einem Preßlufthammer FMA N 80 geschlossen worden. Zunächst zeigt Abb. 1 links als Mittel aus 3 Versuchen die Schaftdurchmesser der Rohniete; rechts von der Mitte sind die zugehörigen Schaftdurchmesser nach dem Nieteten und nach der späteren Wegnahme der

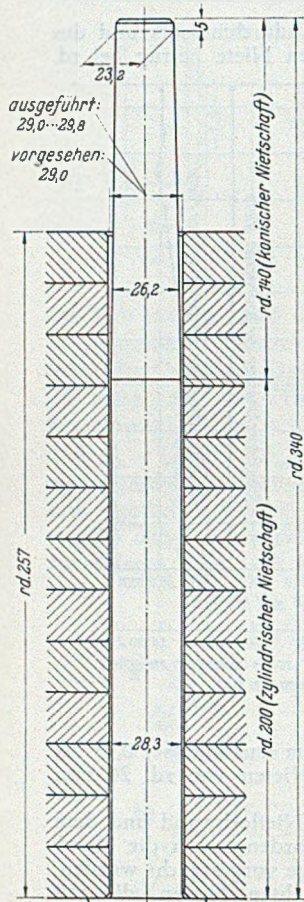


Abb. 4.

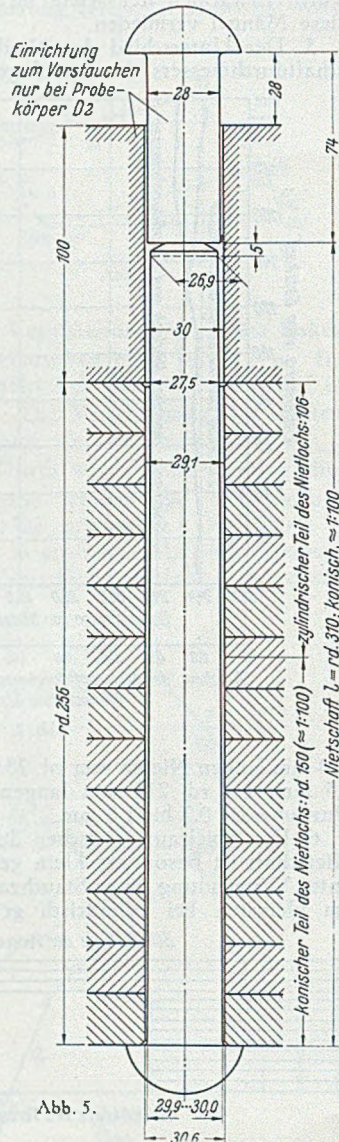


Abb. 5.

Niete 26,01 bis 26,04 mm. Links in Abb. 1 ist ferner der Spielraum zwischen der Nietlochwand und dem geschlagenen Niet gezeichnet. Im ganzen zeigt Abb. 1, daß die Verdickung des Nieten nach dem Setzkopf abnimmt. Der Spielraum zwischen Nietlochwand und dem geschlagenen Niet wächst von rd. 0,2 mm unter dem Schließkopf gegen den Setzkopf hin auf etwa 14 cm Länge bis rd. 1 mm und geht dann wieder zurück bis rd. 0,5 mm über dem Setzkopf.

In Abb. 2 sind zum Vergleich die Ergebnisse einer Nietverbindung mit gedrehten Nieten wiedergegeben. Auch hier betrug der Nietlochdurchmesser 26,01 bis 26,04 mm; der Spielraum zwischen dem gedrehten Niet und der Nietlochwand war von vornherein sehr klein, nämlich rd. 0,3 mm.

Diese Feststellungen wurden im Jahr 1940 beim Bau der Autobahnbrücke über den Rhein bei Frankenthal fortgesetzt, und zwar

a) mit Versuchen an Körpern nach Abb. 3 durch Bestimmung der Klemmkräfte in den Nieten 5 bis 8, durch Messung der Lochfüllung in den gleichen Nieten, durch Ermittlung des Gleitwiderstands und der Scherfestigkeit mit den Nieten 1 bis 4 sowie 11 und 12,

b) durch Beobachtung von Verschiebungen und Dehnungen in Nietverbindungen der Brücke während des Baus der Brücke<sup>1</sup>.

Wie früher sind die Körper zu a) von Flachstählen aus St 52 und Nieten aus St 44 gefertigt worden.

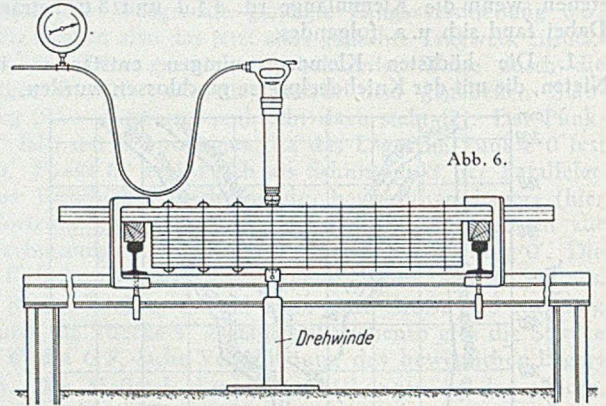


Abb. 6.

### 1. Herstellung der Körper nach Abb. 3.

Insgesamt sind 4 Körper nach Abb. 3 hergestellt worden, davon 2 im Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (Versuchskörper GA und GB) und zwei im Werk Dortmund der Dortmunder Union Brückenbau A.-G. (Versuchskörper D1 und D2). Der Nietlochdurchmesser betrug 29 mm, die Klemmlänge rd. 260 mm,  $d:l = 1:9$ .

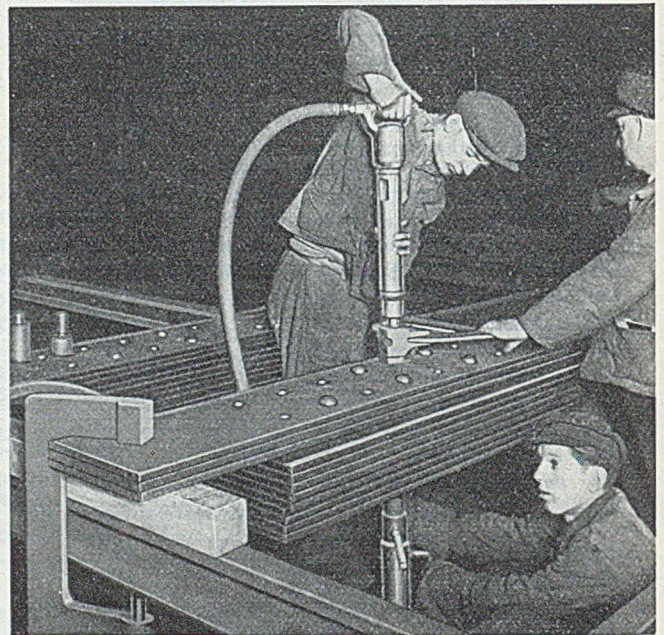


Abb. 7.

Die Versuchskörper GA und GB erhielten gemäß Abb. 4 zylindrische Bohrungen; die gedrehten Nieten waren auf die Länge von rd. 200 mm zylindrisch, an den 140 mm langen Enden konisch. Die Bohrungen der Versuchskörper D1 und D2 wurden nach Abb. 5 vom Setzkopf aus auf die Länge von rd. 150 mm konisch, im übrigen zylindrisch hergestellt; die Nieten waren durchweg konisch gedreht.

<sup>1</sup> Die Durchführung der Versuche a) besorgte Herr Obering. Münzinger; die Messungen zu b) hat Herr Ingenieur Schmid durchgeführt. Beiden Mitarbeitern sei auch an dieser Stelle für ihre wertvolle Arbeit gedankt.



Die Nietlöcher und die Niete sind wie früher ([1] S. 15) vor dem Nieten sorgfältig gemessen worden, damit später die beim Nieten eingetretenen Änderungen der Durchmesser der Nietlöcher und der Niete festgestellt werden konnten. Die Bleche waren vorher sauber entgratet und mit Leinöl gestrichen.

Die Lage der Versuchskörper *GB*, *D1* und *D2* beim Nieten ist in Abb. 6 dargestellt, für Körper *GA* in Abb. 8.

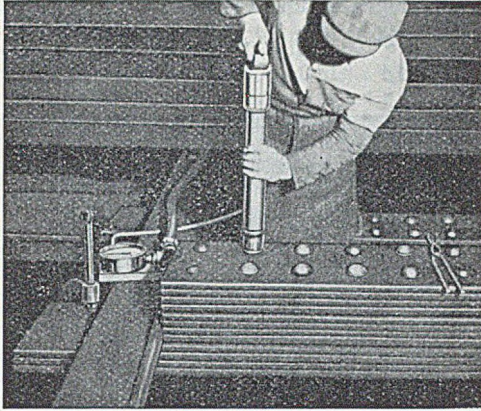


Abb. 8.

Über die Vorgänge beim Nieten gibt das folgende Beispiel, gültig für den Körper *D1*, Auskunft. Dieser Körper ist am 23. und 24. Nov. 1939 genietet worden. Zunächst sind die Niete 6, 5, 1, 9, 10 und 14 eingesetzt worden; dabei waren in die Bohrungen 2 und 13 Dorne eingetrieben und die neben 1, 2 und 14 gelegenen Bohrungen 0 mit Schrauben besetzt. Am folgenden Tag wurden die übrigen Niete eingesetzt, wobei Dorne und Heftschrauben entbehrlich waren. Die Niete sind am Setzkopf und im Schaft gelb- bis weißwarm, am Schaftende bis weiß-

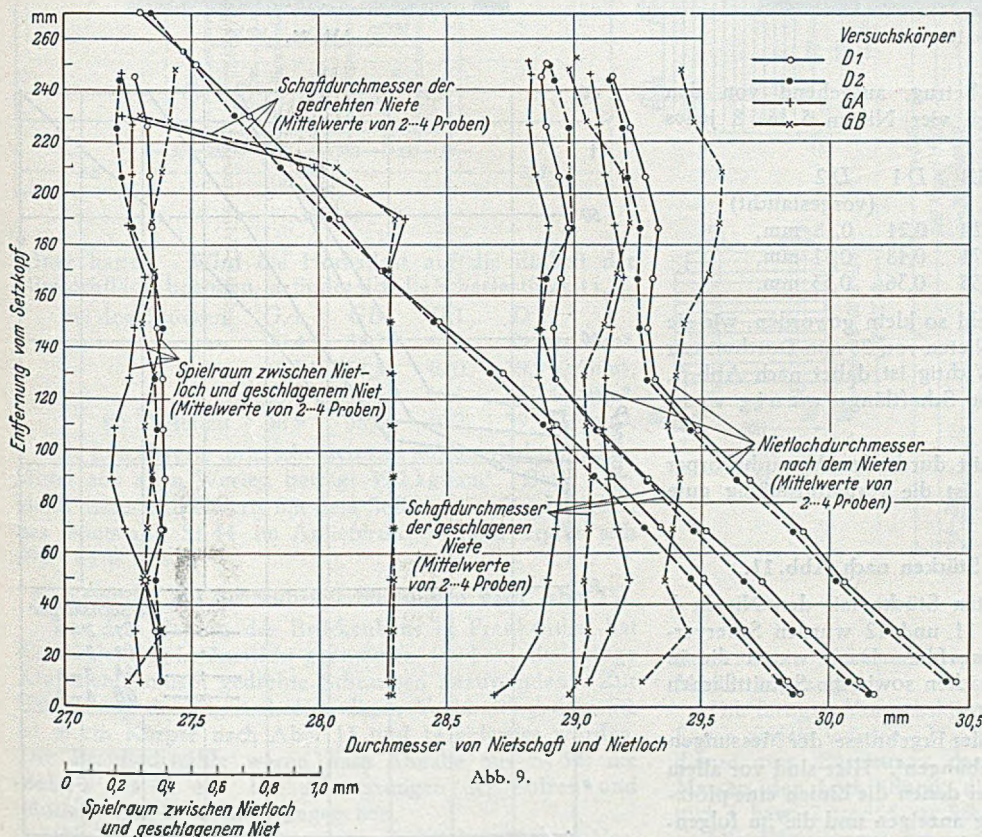


Abb. 9.

sprühend erwärmt worden. Das Schlagen der Niete geschah mit einem Preßlufthammer „Niles RN 18“, der 13 kg wog (Döppergewicht 2 kg). Die Schlagzeit betrug 38 bis 53 Sek.

Beim Versuchskörper *D2* wurden die Niete gemäß Abb. 7 während 1 bis 4 Sek. vorgestaucht, dann in 31 bis 44 Sek. fertig geschlagen.

Bei der Herstellung der Versuchskörper *GA* und *GB* wurde ein Preßlufthammer „Niles RN 20 B“ benützt (Gewicht 13 kg, Döppergewicht 1,8 kg). Die Nietfolge war ähnlich wie bei dem Versuchskörper *D1*. Die Schlagzeit war 34 bis 50 Sek. Abb. 8 zeigt den Nietler bei der Arbeit am Körper *GA*.

Später wurden alle Versuchskörper nach den Angaben in Abb. 3 durch Sägen in Stücke zerlegt.

## 2. Klemmspannungen der Niete 5 bis 8 in den Stücken nach Abb. 3.

Die nach Abb. 3 in den Brückenbauanstalten bearbeiteten Stücke mit den Nieten 5 bis 10 hatten bei der Einlieferung eine Länge von etwa 44 cm. Die Niete 5 bis 8 wurden mit Meßmarken versehen und dann in einen Meßraum bei  $19,5 \pm 0,2^\circ \text{C}$  gelagert. Später sind die Niete in bekannter Weise freigelegt und die dabei auftretenden Änderungen der Nietlängen beobachtet worden.

Damit fanden sich die Klemmspannungen der

Niete	5	6	7	8
in dem Versuchskörper <i>GA</i>	29,3	27,0	26,4	32,4
„ „ <i>GB</i>	29,7	25,8	25,0	31,2
„ „ <i>D1</i>	24,4	30,7	31,8	33,1
„ „ <i>D2</i>	32,2	32,0	32,4	32,0

Die Mittelwerte betragen

für die Versuchskörper *GA* und *GB*  $28,3 \text{ kg/mm}^2$ ,  
für die Versuchskörper *D1* und *D2*  $31,0 \text{ kg/mm}^2$ .

Der Mittelwert ist demnach bei den Versuchskörpern *D1* und *D2* etwas größer ausgefallen als bei den Versuchskörpern *GA* und *GB*. Andererseits liegen die Grenzwerte der Versuchskörper *D1* und *D2* etwas tiefer und höher als bei den Versuchskörpern *GA* und *GB*.

Bei den früheren Versuchen betrug die Klemmspannung in Versuchskörpern, die mit Preßluftschlämmern genietet waren, vgl. [1] S. 18 u. 23, in 104 mm langen Nieten nach einer Nietzeit von 13 bis 15 Sek. bei hoher Niettemperatur  $30,4$  bis  $32,4 \text{ kg/mm}^2$ , in 104 mm langen Nieten nach einer Nietzeit von 18 bis 23 Sek. bei mäßiger Niettemperatur  $14,1$  bis  $20,5 \text{ kg/mm}^2$ , in 102 mm langen Nieten nach 10 bis 11 Sek. Nietzeit bei hoher Niettemperatur  $25,6$  bis  $30,4 \text{ kg/mm}^2$ , in 213 mm langen Nieten nach 15 bis 19 Sek. Nietzeit bei hoher Niettemperatur, vgl. [1] S. 32,  $27,4$  bis  $34,1 \text{ kg/mm}^2$ .

Die oben mitgeteilten Klemmspannungen von  $24,4$  bis  $33,1 \text{ kg/mm}^2$  in etwa 260 mm langen Nieten liegen bei den früher ermittelten Werten, die nach hoher Niettemperatur entstanden<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Ob bei den hier beschriebenen Versuchen mit Körpern nach Abb. 3 durch das Zersägen in den Brückenbauanstalten ein kleiner Verlust der Klemmspannung entstand, muß dahingestellt bleiben.

3. Lochfüllung in den Stücken nach Abb. 3.

Die gemessenen Werte der Durchmesser der Schäfte und Bohrungen finden sich in Abb. 9. Wesentlich ist der nach dem Nieten verbliebene Spielraum zwischen Nietloch und

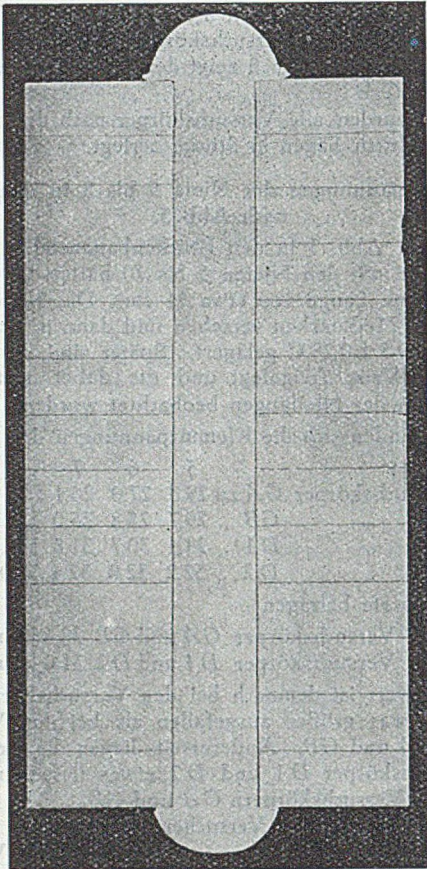


Abb. 10.

geschlagenem Niet; dieser betrug, ausgehend von den einzelnen Messungen an den vier Nieten 5 bis 8 jedes Versuchskörpers, bei

	GA	GB	D 1	D 2
			0,24	0,18 mm,
	0,14	0,20	0,48	0,51 mm,
bis	0,42	0,71	0,36	0,33 mm.
im Mittel	0,26	0,35		

(vorgestaucht)

Diese Spielräume sind wohl so klein geworden, wie sie nach sorgfältiger Arbeit bei Nieten von 28 mm Durchmesser erwartet werden können. Wichtig ist dabei nach Abb. 9, daß die Spielräume über die Schaftlänge wenig verschieden geworden sind.

Abb. 10 zeigt einen Schnitt durch den Versuchskörper D 2 beim Niet 9; auch hier ist die verhältnismäßig gute Lochfüllung erkennbar.

4. Scherversuche mit Stücken nach Abb. 11.

Die in Abb. 3 bezeichneten Stücke mit den Nieten 1 und 2, bzw. 3 und 4, bzw. 11 und 12 wurden Scherversuchen nach Abb. 10 unterworfen. Dazu waren die in Abb. 11 erkennbaren Druckflächen sowie die Schnittflächen eben gehobelt.

Abb. 12 enthält Beispiele der Ergebnisse der Messungen zur Bestimmung der Verschiebungen<sup>1</sup>. Hier sind vor allem die Lasten bemerkenswert, bei denen die Linien eine plötzliche, erhebliche Verschiebung anzeigen und die im folgenden „Gleitlasten“ genannt werden.

<sup>1</sup> Die Verschiebungen waren fast ganz bleibend, die federnden Verschiebungen unerheblich.

Die Gleitlasten betragen

bei den Stücken	GA	GB	D 1	D 2
	38,5	35,0	19,2	30,0 t
	36,0	35,2	32,5	36,2 t
	34,0	35,7	29,6	32,0 t
im Mittel	36,2	35,3	27,1	32,7 t.

Diese Gleitlasten kennzeichnen den Gleitwiderstand der Nietverbindungen. Wird dieser auf die Einheit der Nietlochflächen bezogen, so findet sich bei

	GA	GB	D 1	D 2
$\tau$	= 13,4	13,0	9,9	12,0 kg/mm <sup>2</sup> .

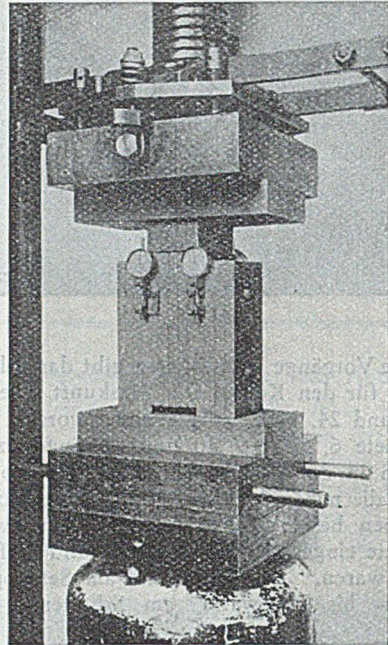


Abb. 11.

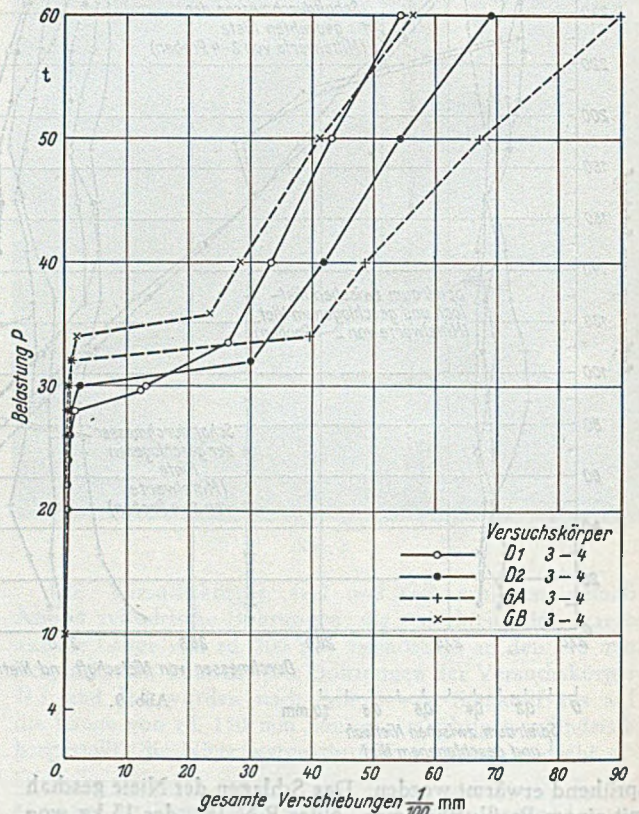


Abb. 12.

Tabelle 1. Längenänderungen der Meßstrecken nach Abb. 24 in  $\frac{1}{500}$  mm; Meßlänge 1 = 200 mm. Klemmlänge der Niete bei XVIII 62 mm, bei XIX 106 mm und bei XX 238 mm.

1	2	3						4						5						6						7						8						9						10						11						12						13						14						15						16						17						18						19						20						21						22						23					
		Meßstelle XVIII																		Meßstelle XIX																		Meßstelle XX																																																																																									
		Meßstrecke 1						Meßstrecke 2						Richtung und Größe der Verschiebungen der Punkte $a_1$						Meßstrecke 1						Meßstrecke 2						Richtung und Größe der Verschiebungen der Punkte $a_2$						Meßstrecke 1						Meßstrecke 2						Richtung und Größe der Verschiebungen der Punkte $a_3$																																																																													
E		F		E		F		E		F		Mittel		E		F		E		F		Mittel		E		F		E		F		Mittel		E		F		E		F		Mittel		E		F		Mittel																																																																															
Anbringen der Meßmarken und Urmessung auf der Baustelle																																																																																																																															
Oberer Gurt	31. 5. 1940	-7	+2	+6	-12	←	6,5	→	7	0	-17	+2	-2	-8	←	7,5	→	5	←	1	-54	-12	+1	-11	←	27,5	←	0,5	←	14																																																																																																	
	19. 7. 1940	-3	+14	+37	+15	←	20	←	0,5	←	10	-24	+10	+49	+28	←	36,5	←	9	←	23	-24	+39	+12	-12	←	18	→	25,5	→	4																																																																																																
	10. 10. 1940	+4	+18	+45	+20	←	20,5	←	1	←	10,5	-18	+13	+63	+34	←	40,5	←	10,5	←	25,5	-12	+48	+18	-12	←	15	→	30	→	7,5																																																																																																
	1. 11. 1940	+4	+19	+39	+18	←	17,5	→	0,5	←	8,5	-17	+14	+57	+33	←	37	←	9,5	←	23	-15	+48	+15	-14	←	15	→	31	→	8																																																																																																
	20. 11. 1940	+5	+19	+37	+7	←	16	→	6	←	5	-22	+11	+57	+19	←	39,5	←	4	←	22	-17	+36	+13	-22	←	15	→	29	→	7																																																																																																
Anbringen der Meßmarken und Urmessung auf der Baustelle																																																																																																																															
Unterer Gurt	31. 5. 1940	-15	-9	-11	-17	←	2	→	4	-18	-4	+1	-19	←	9,5	→	7,5	←	1	-32	+2	0	-40	←	16	→	21	→	2,5																																																																																																		
	20. 9. 1940	-28	-16	-40	-46	→	6	→	15	→	10,5	-8	+4	-65	-68	→	28,5	→	36	→	32	-46	-27	-49	-56	→	1,5	→	14,5	→	8																																																																																																
	10. 10. 1940	-33	-22	-45	-55	→	6	→	16,5	→	11	-9	-2	-72	-76	→	31,5	→	37	→	34	-51	-32	-64	-63	→	6,5	→	15,5	→	11																																																																																																
	1. 11. 1940	-31	-23	-38	-47	→	3,5	→	12	-8	-4	-2	-64	-72	→	30	→	35	→	32,5	-45	-32	-47	-59	→	1	→	13,5	→	7																																																																																																	
	20. 11. 1940	-33	-24	-31	-36	→	0,5	→	6	→	3	-3	+1	-61	-64	→	29	→	32,5	→	31	-47	-27	-41	-53	←	3	→	13	→	5																																																																																																

Wird ferner die Reibungszahl, die unter den Gleitlasten wirksam war, mit den Klemmkraften der Niete errechnet, so findet man für GA und GB D1 und D2 etwa  $\mu = 0,48$  0,44.

Unter der Höchstlast aller Stücke sind die Niete abgesichert worden, nachdem sich die Gleitfugen deutlich ge-

gut passenden und scharf angezogenen Schrauben besetzt, die andern Löcher mit rohen Schrauben. Das Aufreiben geschah mit einer elektrisch angetriebenen Aufreibmaschine. Es war jeweils nur das Loch offen, das bearbeitet wurde. Sofort nach dem Aufreiben eines Lochs ist dieses mit der Schraube nach Abb. 15 besetzt worden. Dabei wurde der

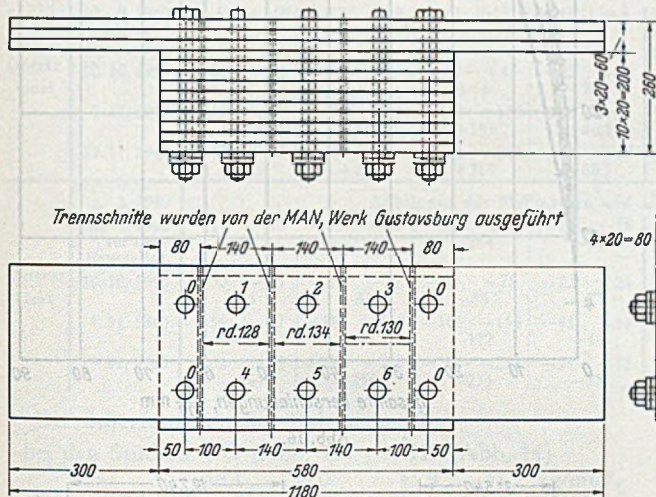


Abb. 13.

öffnet hatten. Wird die Höchstlast auf die Einheit der Nietlochfläche bezogen, so findet sich die Scherfestigkeit  $\tau_{max}$

bei den Stücken	GA	GB	D1	D2
zu	39,4	38,2	40,6	39,3 kg/mm <sup>2</sup> ,
	39,1	38,5	40,0	39,9 kg/mm <sup>2</sup> ,
	38,1	39,3	40,1	38,7 kg/mm <sup>2</sup> ,
im Mittel zu	38,9	38,6	40,2	39,3 kg/mm <sup>2</sup> .

Die Einzelwerte unterscheiden sich nur unerheblich. Das Mittel aus allen Werten beträgt 39,2 kg/mm<sup>2</sup>. Beim Vergleich dieses Mittelwerts mit dem Sollwert der Zugfestigkeit des Nietstahls St 44 im Anlieferungszustand ergibt sich  $39,2 : 44 = 0,89$ .

5. Versuche mit Schraubenverbindungen nach Abb. 13.

Vor dem Beginn des Brückenbaus in Frankenthal hat die Bauleitung in Aussicht genommen, für besonders lange Kraftniete konisch gedrehte Schrauben anzuwenden. Zur Beurteilung der Eigenschaften dieser Verbindungselemente ist je ein Körper nach Abb. 13 und 14 gefertigt worden. Die Breitflachstähle waren nach Angabe aus St 52, die Bolzen aus St 44. Die Abmessungen der Bolzen und Muttern sind in Abb. 15 angegeben.

Die Breitflachabschnitte waren wie bei den früheren Versuchen sauber geschnitten, gerichtet und mit Leinöl gestrichen, nach dem Vorbohren entgratet. Beim Aufreiben der Löcher 1 bis 6 waren die 4 Löcher „O“ mit gedrehten,

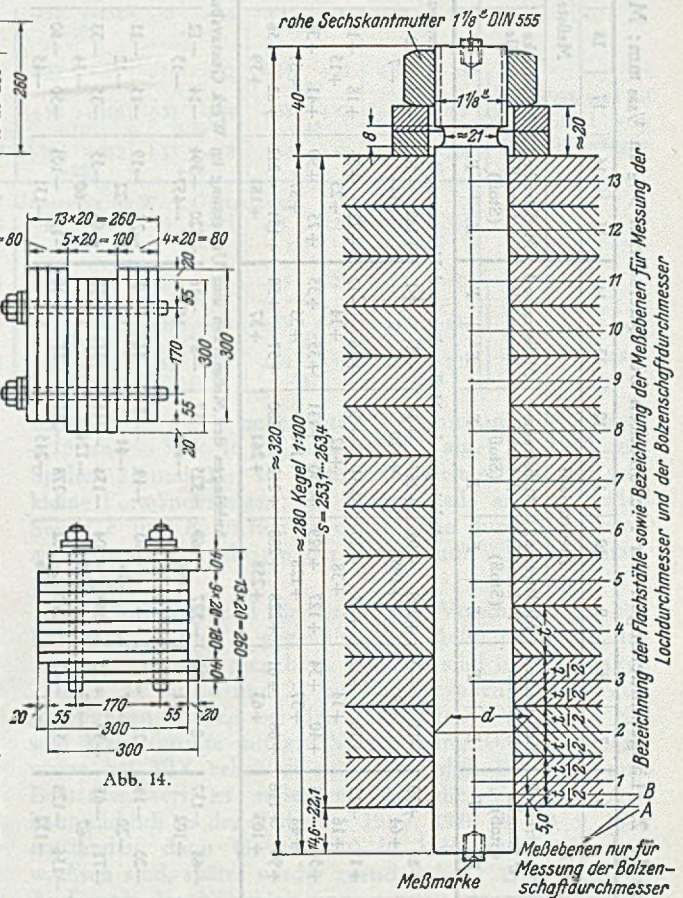


Abb. 14.

Abb. 15.

Bolzen mit Hammerschlägen festgeschlagen, dann die Mutter angezogen.

Die fertigen Versuchskörper sind gemäß Abb. 13 durch Sägen zerlegt worden. Das Stück mit den Bolzen 3 und 6 diente zum Bestimmen der Klemmspannung und zum Messen der Lochfüllung, die Stücke mit den Bolzen 1 und 4 bzw. 2 und 5 zu Scherversuchen.

Die Klemmspannungen sind mit den früher beschriebenen Vorrichtungen bei 19,2° C beobachtet worden, [1] S. 15 uf.; dabei wurden zunächst die Muttern gelöst, dann die Blechstücke.

Tabelle 2. Längenänderungen der Meßstrecken bei Querschnitt  $9\frac{1}{2}$  in  $\frac{1}{500}$  mm; Meßlänge  $l = 200$  mm. Vgl. Abb. 25.

1	2	Meßstelle I			Meßstelle II			Meßstelle III			Meßstelle IV			27									
		Meßstrecke 1 5. Lamelle (Stoß)	E	F	Meßstrecke 2 2. Lamelle (Stoß)	E	F	Meßstrecke 3 3. Lamelle (Stoß)	E	F	Meßstrecke 4 4. Lamelle (Stoß)	E	F										
Oberer Gurt	1. 5. 1940	-8	-4	+89	+39	+296	+95	+267	+74	-2	+1	+182	+107	-11	-6	+257	+100	-11	-7	+211	+138		
	20. 9. 1940 (auf der Baustelle)	-6		+64		+195		+170		0		+144		-7		+178		-7		+174			
	10. 10. 1940	+11	+8	+19	+13	+47	+30	+54	+30	+16	+12	+22	+24	+19	+15	+28	+25	+18	+16	+38	+35		
	1. 11. 1940	+35	+29	+50	+46	+127	+129	+130	+131	+35	+35	+75	+99	+44	+34	+85	+98	+44	+42	+108	+110		
Unterer Gurt	19. 11. 1940	+55	+56	+90	+116	+228	+288	+242	+280	+57	+58	+151	+212	+61	+57	+169	+218	+69	+73	+225	+501		
	1. 5. 1940	-13	-16	-68	-137	-527	-469	-525	-457	-6	-16	-520	-394	-13	-13	-535	-416	-10	-12	-537	-437		
	20. 9. 1940 (auf der Baustelle)	-14		-102		-498		-491		-11		-457		-13		-475		-11		-487			
	10. 10. 1940	-12	-9	-20	-19	-48	-30	-49	-35	-16	-9	-25	-19	-17	-10	-46	-18	-24	-14	-62	-42		
Oberer Gurt	1. 11. 1940	-35	-31	-71	-65	-138	-104	-134	-114	-35	-32	-66	-55	-37	-32	-122	-49	-42	-39	-148	-124		
	19. 11. 1940	-47	-43	-136	-128	-270	-202	-278	-215	-55	-48	-158	-101	-52	-38	-236	-76	-53	-49	-229	-222		
	1. 5. 1940	-45		-132		-236		-245		-51		-131		-45		-156		-51		-225			
	31. 5. 1940																						

Diese Werte sind  
auf den Stand vom  
20. 9. 1940 bezogen.

Diese Werte sind  
auf den Stand vom  
31. 5. 1940 bezogen.

Die Klemmspannungen, ermittelt aus den gesamten Längenänderungen der Bolzen und bezogen auf die Klemmlänge (Dicke des Blechpakets) fanden sich bei den Stücken GC (Abb. 13) GD (Abb. 14) zu 16,6 19,3 13,1 und 13,2 kg/mm<sup>2</sup> im Mittel zu 15,5 kg/mm<sup>2</sup>.

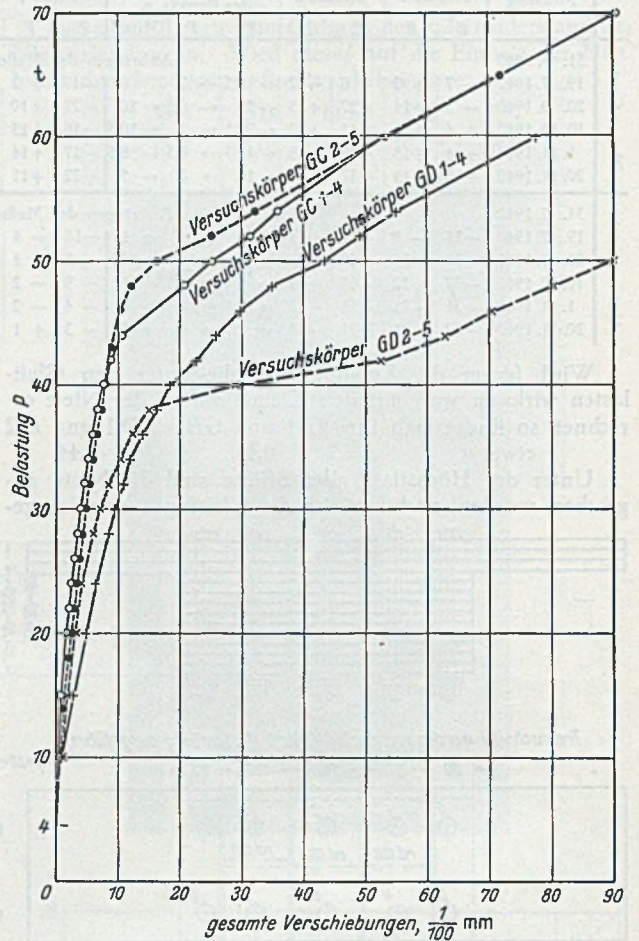


Abb. 16.

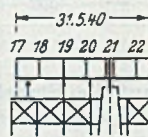


Abb. 17.

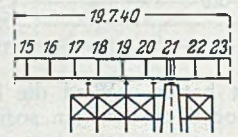


Abb. 18.

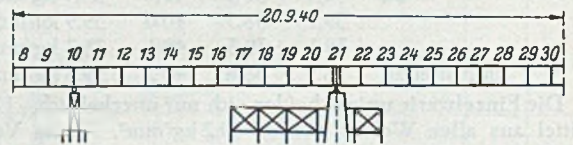


Abb. 19.

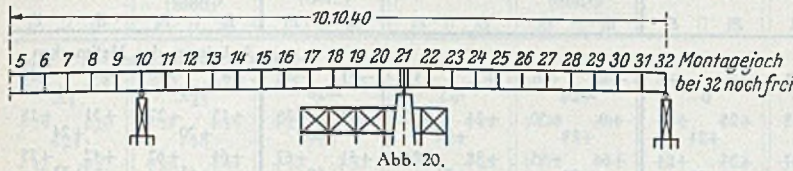
Diese Klemmspannungen sind erheblich kleiner geblieben als bei sachgemäß hergestellten Nietverbindungen, wie zu erwarten stand.

Die Lochfüllung ist an den in Abb. 15 bezeichneten 13 Meßebenen jeweils nach 2 Durchmessern gemessen worden. Der Spielraum zwischen Bolzen und Lochwand betrug

- in den Meßebenen 1 bis 8 - 0,04 bis + 0,03 mm,
- in den Meßebenen 9 bis 11 + 0,04 bis + 0,13 mm,
- in der Meßebene 12 + 0,04 bis + 0,12 mm,
- in der Meßebene 13 + 0,67 bis + 0,89 mm,
- im Mittel 0,05 mm.

Deutlich merkbare Unterschiede sind also nur in der Meßebene 13 aufgetreten.

Die Scherversuche mit den in Abb. 13 (rechts) und 14 dargestellten Stücken lieferten zunächst die in Abb. 16 dargestellten gesamten Verschiebungen; sie blieben bei den Stücken nach Abb. 13 kleiner als bei den Stücken nach Abb. 14, wohl weil die Verankerung der Bolzenenden



in zwei Flachstählen nach Abb. 14 kleiner war als in 4 Flachstählen nach Abb. 13, doch war ein Hineinziehen der Bolzenenden nicht erkennbar. Für den Körper GD 2 bis 5 ist zu beachten, daß ein Bolzen versehentlich aus gewöhnlichen Stahl gefertigt war.

7. Relative Verschiebungen der Elemente der Brückenträger.

a) Messungen im Feld 20/21, vgl. Abb. 17 bis 22. Hier handelt es sich um die Meßstrecken nach Abb. 24. Mit den Messungen bei XVIII und XIX sind die Verschiebungen zwischen den Stegblechen und den Gurtwinkeln, mit den Messungen bei XX die Verschiebungen zwischen den Gurtwinkeln und dem ersten Gurtblech beobachtet worden. Gleiche Messungen sind im oberen Gurt ausgeführt worden. Die Ergebnisse der Messungen, ausgehend vom Zustand am 31. 5. 1940 nach Abb. 17, finden sich in der Tabelle 1. Hiernach sind die Längenänderungen der Meßstrecken 1 und 2 an den beiden Seiten E und F (Spalten 3 bis 6, 10 bis 13, 17 bis 20) verschieden ausgefallen; die größten Unter-

Tabelle 3. Längenänderungen der Meßstrecken bei Querschnitt 11 1/2 in 1/500 mm; Meßlänge l = 200 mm. Vgl. Abb. 26.

1	2	Meßstelle I'								Meßstelle II'								19	
		Meßstrecke 1		Meßstrecke 2		Meßstrecke 3		Meßstrecke 4		Meßstrecke 1		Meßstrecke 2		Meßstrecke 3		Meßstrecke 4			Bemerkungen
		E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F		
1. 5. 1940		Anbringen der Meßmarken und Urmessung im Werk Gustavsburg																	
20. 9. 1940 (auf der Baustelle)		-4	+688	-57	-29	-23	-131	-11	+4	-52	-158	-2	-16	+1	-8	-18	-174	Die Werte sind auf den Stand vom 20. 9. 1940 bezogen.	
10. 10. 1940		+24	+18	+70	+25	+68	+44	+23	+18	+37	+39	+16	+22	+19	+21	+30	+35		
1. 11. 1940		+50	+37	+178	+69	+181	+129	+51	+42	+94	+106	+35	+44	+38	+42	+80	+95		
19. 11. 1940		+67	+60	+324	+219	+331	+304	+70	+67	+206	+252	+53	+68	+56	+68	+172	+224		
		+63,5		+271		+317		+68,5		+229		+60	+62		+198				
1. 5. 1940		Anbringen der Meßmarken und Urmessung im Werk Gustavsburg																	
20. 9. 1940 (auf der Baustelle)		-11	-18	-63	-242	-84	-244	-10	-18	-46	-273	-3	-22	-5	-22	-60	-305	Die Werte sind auf den Stand vom 20. 9. 1940 bezogen.	
10. 10. 1940		-30	-21	-87	-77	-89	-78	-23	-24	-41	-66	-18	-20	-25	-20	-55	-70		
1. 11. 1940		-54	-47	-183	-160	-186	-158	-45	-44	-91	-145	-34	-43	-39	-44	-117	-137		
19. 11. 1940		-62	-50	-286	-227	-290	-218	-59	-52	-140	-212	-38	-57	-39	-55	-179	-201		
		-56		-256		-254		-55		-176		-47	-47		-190				

Die Scherfestigkeit der Bolzen betrug bei den Stücken GC (Abb. 13) GD (Abb. 14) 36,1 36,0 35,9 31,2 kg/mm<sup>2</sup>.

Diese Werte liegen — abgesehen vom letzten Wert, der zu der Verbindung mit einem Bolzen aus gewöhnlichem Stahl gehört — bei den Scherfestigkeiten der Niete unter Ziffer 4.

6. Messungen beim Bau der Brücke bei Frankenthal.

Die Abb. 17 bis 22 zeigen die Bauabschnitte und die Tage, für die an zahlreichen Meßstellen bei den Querschnitten 9 1/2, 11 1/2, 17 1/2, 19 1/2, 20, 21 und 22 die Längenänderungen gegenüber dem Zustand vor bzw. beim Einbau beobachtet worden sind. Die Meßstellen lagen im Träger EF, Abb. 23; ihre Lage wird später beschrieben.

Die Messungen sind mit einem Setzdehnungsmesser ausgeführt worden; die Länge der Meßstrecke war in der Regel 200 mm, die Ableseeinheit 1/500 mm<sup>1</sup>.

Die Randspannungen der Brückenträger<sup>2</sup> sind von der M.A.N. wie folgt mitgeteilt worden:

am	Querschnitt	9 1/2	11 1/2	17 1/2	20	21	22	32 1/2	
am 19. 7. 1940 (Abb. 18)		—	—	0,32	0,15	0,11	0,09	—	t/cm <sup>2</sup>
am 20. 9. 1940 (Abb. 19)		0,05	0,02	0,61	0,62	0,62	0,62	—	t/cm <sup>2</sup>
am 10. 10. 1940 (Abb. 20)		0,25	0,45	1,26	1,01	0,96	1,01	—	t/cm <sup>2</sup>
am 1. 11. 1940 (Abb. 21)		0,80	1,01	1,24	0,87	0,81	0,85	0,12	t/cm <sup>2</sup>
am 20. 11. 1940 (Abb. 22)		1,32	1,55	1,16	0,72	0,64	0,69	0,51	t/cm <sup>2</sup> .

<sup>1</sup> Zur Berücksichtigung der Längenänderungen der Meßstrecken durch Temperaturänderungen während der vom 31. Mai bis 20. Nov. 1940 ausgeführten Messungen sind zahlreiche Kontrollstäbe aus dem Werkstoff der Brücke ausgelegt und gemessen worden.

<sup>2</sup> Mit dem nutzbaren Widerstandsmoment ermittelt. Die auf den vollen Querschnitt bezogenen Spannungen betragen etwa das 0,85-fache der angegebenen.

schiede der damit angezeigten Verschiebungen betragen ← 15 und → 31 = 46 1/500 mm bei XX am 1. 11. 1940, vgl. Spalten 21 und 22. Im Ganzen handelt es sich um sehr kleine Formänderungen; die Unterschiede an den beiden Seiten E und F dürften in erster Linie durch die unvermeidlichen Unebenheiten der Bleche und Winkel entstanden sein.

Die Richtung und die Größe der Verschiebungen der Punkte a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub> und a<sub>3</sub> gegenüber den Meßpunkten auf den anschließenden Blechen bzw. Winkeln sind in den Spalten 7 bis 9, 14 bis 16 und 21 bis 23 angegeben. Diese Verschiebungen blieben bei den Meßstellen XVIII und XX sehr klein (größte mittlere Verschiebung 14/500 mm); sie waren bei XIX erheblich größer, nämlich bis 34/500 mm. Bemerkenswert ist außerdem, daß die Verschiebungen hauptsächlich in der Zeit vom 19. 7. 1940 bis 20. 9. 1940 entstanden, dann bis zum 10. 10. 1940 noch etwas gewachsen sind, später wieder zurückgingen. Diese zeitliche Änderung der Verschiebungen ist mit der gleichzeitigen Änderung der Beanspruchungen verbunden.

b) Mit der Anordnung der Meßstellen nach Abb. 24 wurde gleichzeitig 2,2 m rechts vom Querschnitt 21 gemessen. Dabei fand sich die mittlere Verschiebung, ausgehend vom Zustand am 31. 5. 1940

	am 19. 7. 1940	20. 9. 1940	10. 10. 1940	20. 11. 1940	
					im oberen Gurt
bei a <sub>1</sub> zu	→ 4	→ 13	→ 13	→ 10	1/500 mm,
bei a <sub>2</sub> zu	→ 5	→ 23	→ 27	→ 27	1/500 mm,
bei a <sub>3</sub> zu	← 17	← 29	← 31	← 33	1/500 mm;

Tabelle 4. Längenänderungen der Meßstrecken bei Quer-

1	2	3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18	
		Meßstelle VIII																Meßstelle IX						Meßstelle X									
		Meßstrecke 1 3. Lamelle		Meßstrecke 2 4. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 3 5. Lamelle		Meßstrecke 1 3. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 2 4. Lamelle		Meßstrecke 3 5. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 1 2. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 2 3. Lamelle		Meßstrecke 1 2. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 2 3. Lamelle													
E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F				
	31. 5. 1940	Anbringen der Meßmarken																															
	19. 7. 1940	+8	-8	+3	-12	+8	-8	-47	-6	+1	-11	-41	-12	-41	-28	+8	-11																
	20. 9. 1940	0		-4		0		-26		-5		-26		-34		-1																	
Oberer Gurt	10. 10. 1940	+25	+17	+35	+35	+25	+18	+9	+50	+24	+17	+14	+38	+13	+27	+31	+18																
	1. 11. 1940	+21		+35		+21		+29		+20		+26		+20		+24																	
	19. 11. 1940	+32	+21	+72	+67	+35	+24	+66	+95	+38	+24	+51	+67	+64	+62	+42	+25																
		+26		+69		+29		+80		+31		+59		+63		+33																	
	19. 11. 1940	+29	+21	+69	+65	+30	+23	+66	+84	+32	+24	+50	+67	+61	+61	+38	+23																
		+25		+67		+26		+75		+28		+58		+61		+30																	
		+29	+17	+70	+69	+37	+20	+63	+81	+35	+22	+50	+63	+62	+59	+38	+23																
		+23		+69		+28		+75		+28		+56		+60		+30																	
	31. 5. 1940	Anbringen der Meßmarken																															
	19. 7. 1940	-12	-4	-17	-4	-13	-3	-9	-5	-14	-9	-15	-5	-7	-2	-10	-6																
	20. 9. 1940	-8		-10		-8		-7		-11		-10		-4		-8																	
Unterer Gurt	10. 10. 1940	-29	-29	-62	-60	-28	-23	-67	-59	-32	-34	-69	-65	-51	-49	-30	-33																
	1. 11. 1940	-29		-61		-25		-63		-33		-67		-50		-31																	
	19. 11. 1940	-35	-32	-106	-102	-38	-30	-110	-94	-40	-42	-95	-101	-78	-69	-41	-39																
		-33		-104		-34		-102		-41		-98		-73		-40																	
	1. 11. 1940	-35	-29	-107	-99	-37	-27	-108	-92	-38	-38	-94	-100	-76	-67	-38	-37																
		-32		-103		-32		-100		-38		-97		-71		-37																	
	19. 11. 1940	-27	-27	-98	-94	-28	-19	-99	-90	-31	-36	-89	-98	-66	-65	-31	-33																
		-27		-96		-23		-94		-33		-93		-65		-32																	

im unteren Gurt  
 bei  $a_1$  zu  $\leftarrow 4$   $\leftarrow 13$   $\leftarrow 15$   $\leftarrow 9 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_2$  zu  $\leftarrow 12$   $\leftarrow 25$   $\leftarrow 26$   $\leftarrow 24 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_3$  zu  $\rightarrow 1,5$   $\rightarrow 4$   $\rightarrow 5$   $\rightarrow 3 \frac{1}{500}$  mm.

Diese Formänderungen halten sich in den Grenzen, die in der Tabelle 1 mitgeteilt sind.

c) Weitere Messungen gleicher Art sind 0,5 m links vom Querschnitt 22 ausgeführt worden. Hier fanden sich die mittleren Verschiebungen

am 19. 7. 1940 20. 9. 1940 10. 10. 1940 20. 11. 1940

im oberen Gurt  
 bei  $a_1$  zu  $\rightarrow 17$   $\rightarrow 27$   $\rightarrow 31$   $\rightarrow 23 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_2$  zu  $\rightarrow 10$   $\rightarrow 150$   $\rightarrow 153$   $\rightarrow 151 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_3$  zu  $\leftarrow 37$   $\leftarrow 85$   $\leftarrow 93$   $\leftarrow 94 \frac{1}{500}$  mm;

im unteren Gurt  
 bei  $a_1$  zu  $\leftarrow 3$   $\leftarrow 12$   $\leftarrow 14$   $\leftarrow 9 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_2$  zu  $\rightarrow 33$   $\rightarrow 13$   $\rightarrow 10$   $\rightarrow 14 \frac{1}{500}$  mm,  
 bei  $a_3$  zu  $\leftarrow 23$   $\rightarrow 22$   $\leftarrow 21$   $\rightarrow 18 \frac{1}{500}$  mm.

Diese Zahlenreihen sind mit den in Tabelle 1, Spalten 9, 16 und 23 angegebenen zu vergleichen. Man findet dabei, daß die Verschiebungen bei  $a_2$  und  $a_3$  im oberen Gurt nahe dem Querschnitt 22 viel größer (bis  $153/500 = 0,3$  mm) ausfielen als zwischen den Querschnitten 20 und 21 ( $25,5/500 = 0,105$  mm). Bei  $a_1$  waren die Unterschiede der beiden Meßstellen klein geblieben.

d) Die Ergebnisse der Messungen

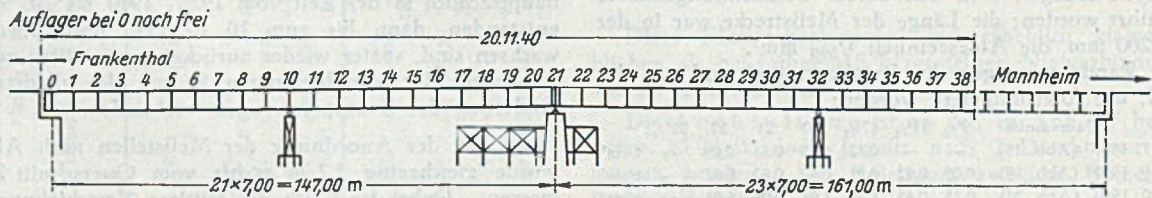


Abb. 22.

unter a) bis c) zeigen, daß die Verschiebungen der Punkte  $a_1$  auf den Stegblechen, Abb. 24, gegen die anschließenden Beilagen, ebenso der Punkte  $a_2$  auf den Beilagen gegen die Gurtwinkel und auch der Punkte  $a_3$  auf den ersten Gurtblechen gegen die Gurtwinkel in 7 von 9 Fällen sehr klein

bleiben (bis  $34/500 = 0,07$  mm), in zwei Fällen aber erheblich größer wurden (rd. 0,3 bzw. 0,19 mm). Man muß annehmen, daß entsprechende Verschiebungen in den Nietreihen auftraten. Zur Beurteilung der Größe der Verschiebungen sei auf Abb. 16 verwiesen, ferner auf die Angaben unter 3. Man kann vermuten, daß bei den zwei besonderen Fällen in den betroffenen Nietreihen die Lochfüllung und die Klemmspannung von dem Zustand der Versuchskörper abwichen.

8. Längenänderungen der Gurtbleche und Änderungen der Spaltweiten der Blechstöße in den Gurten.

a) Messungen beim Querschnitt 9 1/2 an den in Abb. 25 angegebenen Meßstellen. Hiernach sind an den Meßstellen I bis IV jeweils die Längenänderungen von einem oder zwei durchgehenden Blechen und der darunter bzw. dazwischen liegenden gestoßenen Bleche verfolgt worden. Die Ergebnisse der Messungen finden sich in der Tabelle 2. Die Meßmarken sind am 1. 5. 1940 im Werk Gustavsborg angebracht worden. Nach dem Einbau fanden sich am 20. 9. 1940 kleine

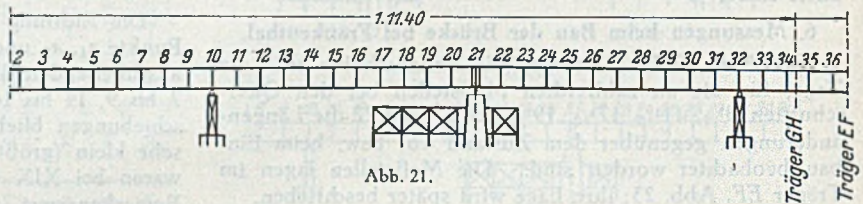


Abb. 21.

Längenänderungen der durchgehenden Bleche im oberen Gurt von  $-0$  bis  $-9$ , im Mittel zu  $-6 \frac{1}{500}$  mm auf  $l = 20$  cm, d. s.  $-0,05$  mm/m, entsprechend  $-126$  kg/cm<sup>2</sup>, und im unteren Gurt von  $-11$  bis  $-14$ , im Mittel zu  $-12 \frac{1}{500}$  mm auf  $l = 20$  cm, entsprechend  $-252$  kg/cm<sup>2</sup>.

schnitt 19 1/2 in 1/500 mm; Meßlänge l = 200 mm. Vgl. Abb. 27.

Meßstelle XI						Meßstelle XII (Winkelstoß)				Meßstelle XIII						35 Bemerkungen
Meßstrecke 1 5. Lamelle		Meßstrecke 2 6. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 3 7. Lamelle		Meßstrecke I Lasche		Meßstrecke 2 Winkel (Stoß)		Meßstrecke 1 9. Lamelle		Meßstrecke 2 10. Lamelle (Stoß)		Meßstrecke 3 11. Lamelle		
E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	E	F	
und Urmessung auf der Baustelle																
+7	-9	-20	-26	+5	-6	+14	-5	+17	+4	+8	-11	-59	-13	+8	-5	
-1		-23		0		+4		+25		-1		-36		+1		
+29	+20	+18	+19	+29	+24	+28	+21	+130	+40	+36	+19	+27	+57	+41	+25	
+24		+18		+26		+24		+85		+27		+42		+33		
+42	+27	+46	+44	+42	+33	+33	+28	+172	+55	+41	+22	+59	+83	+52	+31	
+34		+45		+37		+30		+113		+31		+71		+41		
+39	+23	+43	+41	+40	+30	+30	+27	+171	+54	+41	+23	+52	+83	+47	+30	
+31		+42		+35		+28		+112		+32		+67		+38		
+41	+27	+41	+47	+39	+28	+35	+23	+172	+53	+40	+20	+52	+84	+17	+33	
+34		+44		+33		+29		+112		+30		+68		+40		
und Urmessung auf der Baustelle																
-10	-7	+90	-4	-8	-9	-10	-12	-21	-11	-8	-9	-21	-16	-13	-10	
-8		+43		-8		-11		-16		-8		-18		-11		
-28	-31	+54	-59	-28	-33	-29	-32	-106	-60	-31	-34	-94	-95	-35	-34	
-29		-2		-30		-30		-83		-32		-94		-34		
-39	-37	+35	-93	-38	-39	-42	-44	-140	-80	-44	-42	-128	-122	-49	-43	
-38		-29		-38		-43		-110		-43		-125		-46		
-37	-36	+37	-90	-37	-36	-42	-40	-137	-68	-39	-37	-126	-119	-45	-39	
-36		-26		-36		-41		-102		-38		-122		-42		
-31	-35	+52	-88	-29	-36	-28	-38	-150	-73	-29	-35	-118	-116	-39	-37	
-33		-18		-32		-33		-101		-32		-117		-38		

Die Werte sind auf den Stand vom 31. 5. 1940 bezogen

Die Werte sind auf den Stand vom 31. 5. 1940 bezogen

Ausgehend vom Einbauzustand am 20. 9. 1940 sind die Längenänderungen bis zum 19. 11. 1940 stufenweise gewachsen, und zwar im oberen Gurt auf + 55 bis + 71 1/500 mm, im Mittel auf + 0,61 mm/m entsprechend + 1281 kg/cm<sup>2</sup> und im unteren Gurt auf - 45 bis - 51, im Mittel - 48 1/500 mm für l = 20 cm, entsprechend - 1008 kg/cm<sup>2</sup>.

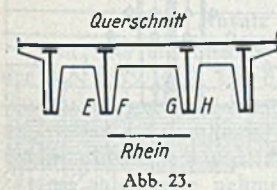
Wird die Längenänderung von der Urmessung am 1. 5. 1940 bis zur Messung am 19. 11. 1940 ermittelt, so findet sich diese im Mittel

im oberen Gurt	im unteren Gurt
zu - 0,06 + 0,61	- 0,12 + - 0,48
= + 0,55 mm/m	= - 0,60 mm/m
entsprechend + 1155 kg/cm <sup>2</sup>	- 1260 kg/cm <sup>2</sup>

gegenüber dem als Randspannung ermittelten Rechnungswert 1320 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Meßstrecken mit Stößen haben sich von der Urmessung bis zum Einbau im oberen Gurt um + 64 bis + 195 1/500 mm,

d. s. + 0,13 bis + 0,39 mm, im unteren Gurt um - 102 bis - 498 1/500 mm,



d. s. - 0,20 bis - 1 mm geändert. Dabei ist zu beachten, daß die Größtwerte im unteren Gurt schon bei der ersten Messung auf der Baustelle am 20. 9. 1940 beobachtet wurden und daß die Längenänderungen in den betreffenden Meß-

strecken bis zum 19. 11. 1940 auf die Hälfte bis ein Drittel zurückgingen (Größtwert am 19. 11. 1940 + 261 und - 245/500 mm = rd. - 0,5 mm).

b) Messungen beim Querschnitt 11 1/2 an den in Abb. 26 angegebenen Meßstellen. Die Versuchsergebnisse finden sich in Tabelle 3. Die Dehnungen der durchgehenden Bleche in den Meßstrecken I'1, I'4, II'2, II'3 betragen vom 20. 9. 1940 bis 19. 11. 1940 im oberen Gurt + 0,60 bis 0,685, im Mittel + 0,635 mm/m entsprechend + 1333 kg/cm<sup>2</sup>,

im unteren Gurt - 0,47 bis - 0,56, im Mittel - 0,51 mm/m entsprechend - 1071 kg/cm<sup>2</sup>.

c) Messungen beim Querschnitt 19 1/2 an den in Abb. 27 angegebenen Meßstellen. Die

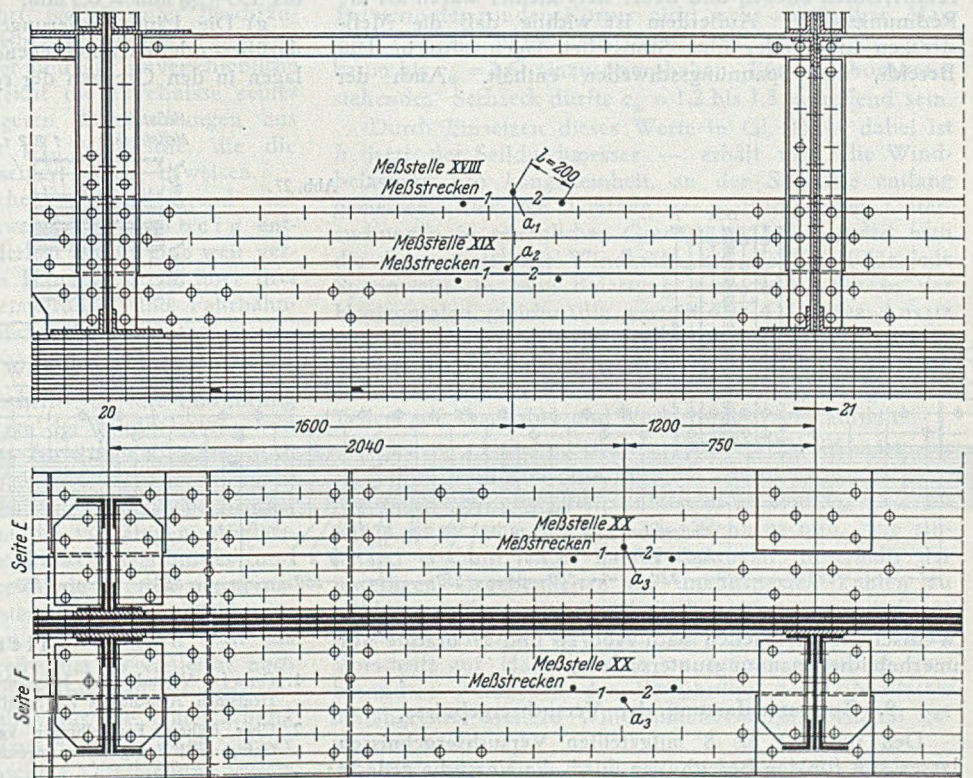


Abb. 24.

Ergebnisse der Messungen sind in Tabelle 4 wiedergegeben. Hier sei auf die Dehnungen an den Meßstellen VIII bis XI und XIII jeweils für die durchlaufenden Bleche verwiesen; diese betragen vom 31. 5. 1940 bis 19. 11. 1940 im oberen Gurt +0,23 bis +0,40, im Mittel +0,31 mm/m, entsprechend +651 kg/cm<sup>2</sup>,

a) Die Klemmspannung der langen Niete (Nietlochdurchmesser 29 mm, Klemmlänge 260 mm) fand sich zu 24,4 bis 33,1 kg/mm<sup>2</sup>. Diese Werte lagen in den Grenzen, die bei früheren Versuchen mit 104 mm langen Nietstäben nach ordentlicher Nietarbeit gemessen wurden. Vgl. unter 2).

b) Die Lochfüllung war über die ganze Schafflänge wenig veränderlich, vgl. Abb. 9. Der Nietschaftdurchmesser blieb an den in Abb. 9 gekennzeichneten Meßstellen um 0,14 bis 0,71 mm kleiner als der Lochdurchmesser. Vgl. unter 3).

c) Der Gleitwiderstand der Nietverbindungen nach Abb. 18 betrug 9,9 bis 13,4 kg/mm<sup>2</sup>. Die Scherfestigkeit ist zu 38,1 bis 40,6 kg/mm<sup>2</sup> ermittelt worden. Vgl. unter 4).

d) Die Klemmspannung in den Schraubenverbindungen nach Abb. 13 fand sich zu 13,1 bis 19,3 kg/mm<sup>2</sup>. Der Unterschied des Bolzendurchmessers gegen den Lochdurchmesser blieb in den Meßebenen 1 bis 12 sehr klein (bis 0,12 mm); er betrug in der Ebene 13 bis 0,89 mm. Die Scherfestigkeit der Bolzen war 31,2 bis 36,1 kg/mm<sup>2</sup>. Vgl. unter 5).

e) Der Vergleich der Ergebnisse unter d) mit denen unter a) bis c) zeigt keine Überlegenheit der teuren Bolzenverbindung gegen die Nietverbindung.

f) Der Schlupf der Nietverbindungen beim Bau der Brücke war deutlich abhängig von der örtlichen Beanspruchung. Vgl. unter 7). An den in Abb. 24 bezeichneten Stellen betragen die Verschiebungen in den Feldern 20 bis 22

im unteren Gurt - 0,23 bis - 0,38, im Mittel - 0,31 mm/m, entsprechend - 651 kg/cm<sup>2</sup>.

Die rechnerische Spannung war im Meßbereich rd. 800 kg/cm<sup>2</sup>.

d) Die Feststellungen unter a) bis c), sowie weitere an anderen Stellen zeigen, daß die in durchlaufenden Gurt-

blechen gemessenen Anstrengungen im Mittel nahe den rechnerischen blieben und dabei stets kleiner waren als die Rechnungswerte. Außerdem ist wichtig, daß die Meßstrecken unter oder über Stoßstellen lagen, also in dem Bereich, der Spannungsschwellen enthält. Auch der

meist weniger als  $46 \frac{1}{500}$  mm, vereinzelt mehr, und zwar bis  $153 \frac{1}{500}$  mm = 0,3 mm.

g) Die Längenänderungen der Gurtbleche im Bereich darüber- oder darunterliegender Stöße einzelner Gurtbleche lagen in den Grenzen der rechnerischen Formänderungen.

Abb. 25.

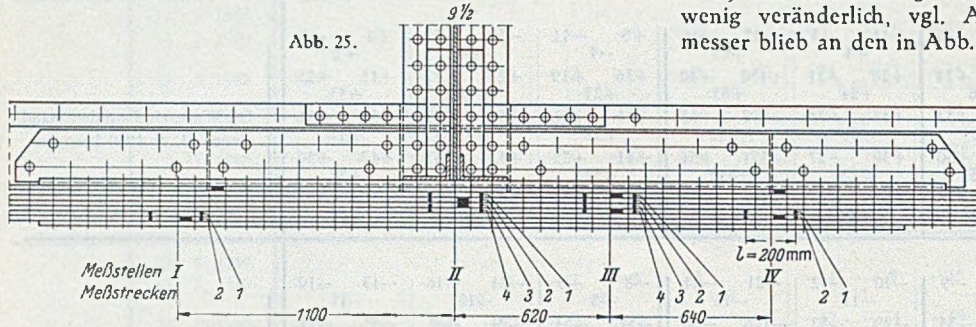


Abb. 26.

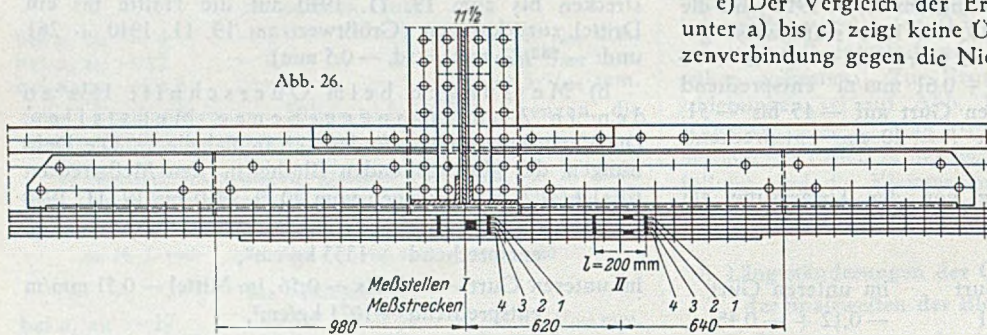
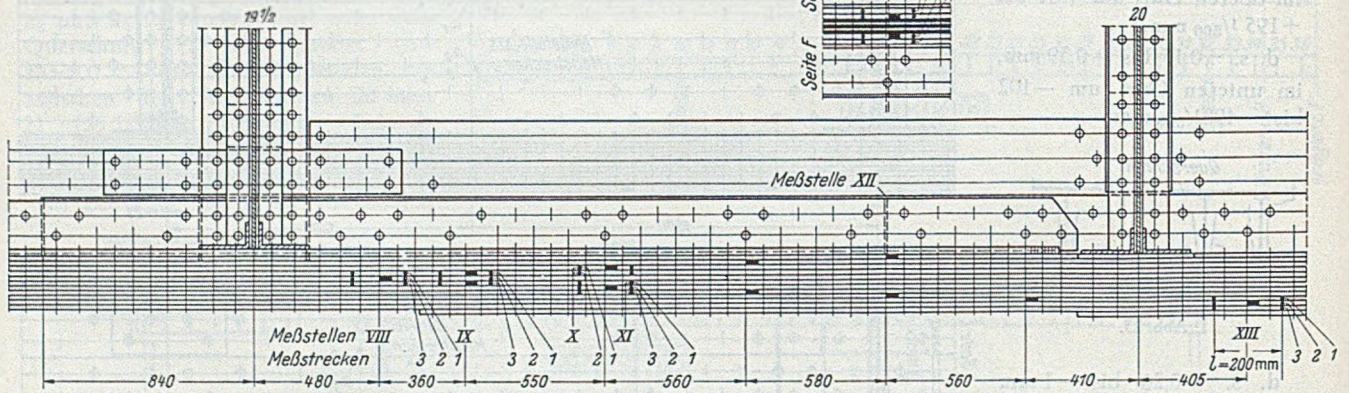


Abb. 27.



Wechsel der Stoßstellen nach Abb. 26 und 27 brachte nur unerhebliche Spannungsunterschiede.

9. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Den unter 2 bis 8 mitgeteilten Versuchsergebnissen lassen sich für den Bereich, der durch die Versuche gedeckt erscheint, folgende Feststellungen entnehmen.

Literatur:

1. Graf: Versuche mit Nietverbindungen, Heft 12 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Berlin 1941.
2. Über frühere Feststellungen vgl. Wellinger: Eigenspannung, Gefüge und Festigkeit warmgeschlagener Nieten, Berlin 1932.
3. Wilson, Bruckner und Mc. Crackin: University of Illinois 1942, Engineering Experiment Station, Bulletin 337.



## Hängebrücken unter statischem Wind.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Walting, Düsseldorf.

Übersicht: Zur Untersuchung des durch seitlichen Wind hervorgerufenen Kräftespiels im Tragwerk einer Hängebrücke wird ein vorhandenes Berechnungsverfahren weiterentwickelt für den Fall durchlaufender Versteifungsträger und verschieblicher Kabelaufhängungen. In einer Nebentherapie (vergl. Ziff. 2 und 3) werden Windkanalmessungen besprochen und Vorschläge zu einem geeigneteren Ansatz der Windkräfte gemacht. — Die Untersuchungen wurden, abgesehen von einigen Ergänzungen, durchgeführt im Stahlbau-Büro zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln-Mülheim durch die Firmen Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Klöckner-Humboldt-Deutz A.-G., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Gustavsburg, Stahlbau Rheinhausen, J. Gollnow u. Sohn, Düsseldorf.

### 1. Aufgabenstellung.

Es liegt in der Eigenart des Tragwerkes einer Hängebrücke, daß bei einem Windangriff quer zur Brücke das Versteifungssystem (Versteifungsträger mit Windverband bzw. Fahrbahntafel) im allg. eine andere seitliche Auslenkung erfährt als das Tragkabel (vgl. Abb. 5). Die Hängeseile verbleiben also nicht in ihrer lotrechten Lage, es entstehen zusätzliche Horizontalkräfte zwischen Tragkabeln und Fahrbahnkonstruktion. Die Schrägstellung der Hänger wird noch vergrößert, wenn die mittelbar und unmittelbar auf die Pylonen übertragenen Horizontalkräfte eine elastische Verschiebung der Kabelaufhängungspunkte verursachen.

Die Steifigkeitsverhältnisse der beiden Tragglieder werden auch bei vollwandigem Versteifungsträger meistens dazu führen, daß die seitlichen Auslenkungen im Tragkabel größer sind als die des Fahrbahnsystems (andernfalls ist die nachfolgende Untersuchung nicht ungültig, es ergeben sich jedoch negative Beträge für den Winkel  $\vartheta$ ). Im allgemeinen werden die Kabel entlastet, während die horizontale Belastung des Fahrbahnsystems bzw. Windverbandes vergrößert wird gegenüber der aus direktem Windangriff. Die Kenntnis der zusätzlichen Kräfte ist also einerseits wichtig für die Berechnung der als Windverband wirkenden Bauteile, andererseits ist die Entlastung der Kabel willkommen bei der Untersuchung der Pylonen, die stets gegen seitliche Kräfte empfindlich sind, gleichgültig ob es sich um zwei Pylonenrahmen oder um vier Einzelpylonen handelt. Die Ermittlung dieser Kräfte ist zwar nur eine Nebenaufgabe bei der Berechnung einer Hängebrücke, ihre Bedeutung darf aber trotzdem nicht unterschätzt werden.

Eine frühere Untersuchung dieses Problems hat A. Selberg [1] durchgeführt, jedoch unter Beschränkung auf die Mittelöffnung einer Hängebrücke mit frei aufliegendem Versteifungsträger und auf unverschiebliche Kabelaufhängungen. S. vergleicht die Ergebnisse seines Näherungsansatzes mit strengeren Untersuchungen aus der amerikanischen Literatur [2], Vergleiche, die die hervorragende Brauchbarkeit seiner Lösung beweisen.

Gestützt auf diese Tatsache soll nachfolgend eine Erweiterung der Berechnungsweise von Selberg entwickelt werden, wie sie erforderlich ist für eine weit verbreitete Ausführungsform von Hängebrücken: über drei Öffnungen durchlaufendes Versteifungs- und Fahrbahnsystem und elastisch verschiebliche Pylonenspitzen.

### 2. Ansatz der Windkräfte.

Trotz der erheblichen Fortschritte, die die Einführung der DIN 1055, Bl. 4, für die Frage der Windbelastung von Bauwerken gebracht hat, gelten für Straßenbrücken noch die Belastungsannahmen nach DIN 1072 mit 250 kg/m<sup>2</sup> für die unbelastete und 150 kg/m<sup>2</sup> für die belastete Brücke. Diese Zahlenwerte nehmen auf die vielfältigen Möglichkeiten der Ausgestaltung eines Brückenquerschnittes (und die damit verbundenen Unterschiede in den aerodynamischen Kraftwirkungen) höchstens in der Form Rücksicht, daß man vorsichtshalber den ungünstigsten Fall als Berechnungsgrundlage vorschreibt, um so vielleicht noch eine Sicherheit gegenüber Nebeneinflüssen zu schaffen.

Zahlenwerte dieser Art haben für die Untersuchung der gestellten Aufgabe nur beschränkten Wert. Hier kommt es darauf an, die gegenseitige Verschiebung zweier Glieder des Bauwerks möglichst richtig zu erfassen, weil

sie das Maß für die gesuchten zusätzlichen Kräfte gibt. Aus Gründen der Vorsicht eine der äußeren Belastungen „lieber etwas zu hoch“ anzusetzen, kann aber bedeuten, daß die gegenseitige Verschiebung kleiner würde als in Wirklichkeit, wodurch sich auch die zusätzlichen Kräfte verringern würden.

Eine sorgfältige Lösung der Aufgabe verlangt also, daß man die Windkräfte auf beide Glieder des Bauwerks aerodynamisch richtig ansetzt und sich nicht auf summarische und daher weniger geeignete Zahlenangaben aus Vorschriften stützt. Mit dem Ansatz

$$w = c_w \bar{q} h \quad (1)$$

wird eine Windlast pro Längeneinheit  $w$  durch den „Staudruck“  $\bar{q}$ , vgl. [3], den Widerstands- oder Windkraftbeiwert  $c_w$  und ein charakteristisches Längenmaß der getroffenen Fläche ausgedrückt. Durch die Einführung eines für alle Bauteile einheitlichen Zahlenwertes für  $\bar{q}$  werden die aerodynamischen Bedingungen erfüllt, wenn die Beiwerte  $c_w$  richtig festgelegt sind.

Kabel. Für zylindrische Körper [4] existieren zwei Widerstandsbeiwerte: das „unterkritische“  $c_w = 1,2$  und das „überkritische“  $c_w = 0,4$ . Der kritische Grenzzustand ist für die in Frage kommenden größten Windgeschwindigkeiten bei einem Zylinderdurchmesser von etwa 10 bis 15 cm vorhanden. Für die Hängeseile ist also  $c_w = 1,2$  zu setzen.

Für die Tragkabel würde  $c_w = 0,4$  nur brauchbar sein, wenn wirklich eine glatte, zylindrische Oberfläche vorhanden ist. Abweichungen von dieser Bedingung führen zu einem höheren Beiwert, z. B.  $c_w = 0,7$  nach DIN 1055. — Werden die Einzelseile des Tragkabels in Form eines Sechsecks angeordnet, so sind die niedrigen überkritischen Beiwerte der runden Körper nicht mehr anwendbar. Man wird  $c_w = 1,2$ , unter Umständen auch noch mehr (aber kaum bis  $c_w = 1,6$ ) einzusetzen haben. Für ein „hochkantstehendes“ Sechseck dürfte  $c_w = 1,2$  bis 1,3 zutreffend sein.

Durch Einsetzen dieser Werte in Gl. (1) — dabei ist  $h$  jetzt der Seildurchmesser — erhält man die Windbelastung pro Längeneinheit, an der Seilachse entlang gemessen. Um den Umfang der nachfolgenden Untersuchungen in erträglichen Grenzen zu halten, wird man die Gesamtheit aller Windkräfte auf die Kabel für jede Spannweite in eine Belastung umrechnen, die in der Horizontalen gleichmäßig verteilt ist. Da jeder Ansatz von Windkräften unvermeidliche Ungenauigkeiten enthält, ist ein solcher Schritt unbedenklich, auch wenn man außerdem noch die Windbelastung der Hänger zu gleichen Teilen auf Tragkabel und Versteifungsträger aufteilt.

Versteifungsträger. Nach DIN 1055 ist für Fachwerk- und Vollwandträger [5] für die vordere Tragwand  $c_w = 1,6$ , für die hintere außerdem  $c_w = 1,2$  zu setzen, insgesamt also  $c_w = 2,8$ . Wenn es nun, wie einleitend erwähnt, nicht darauf ankommt, innerhalb der jeweiligen Gegebenheiten die ungünstigsten Zahlen zu wählen, sondern die physikalischen Vorgänge möglichst genau zu erfassen, wird man die Anwendbarkeit dieser Vorschrift auf Hängebrücken zu prüfen versuchen, insbesondere wenn seit der Einführung des DIN-Blattes umfangreiche weitere Windkanalmessungen bekannt geworden sind.

Diese willkommene Gelegenheit bieten die vielfältigen Versuche an Hängebrückenquerschnitten, die seit zehn

Jahren in den USA. durchgeführt worden sind. Zwar galten diese Messungen der Frage aerodynamisch erregter Schwingungen, d. h. einem Problem, das seit dem Einsturz der Tacoma-Brücke im Jahre 1940 im Vordergrund des Interesses steht. Es gibt aber keine Veranlassung, die

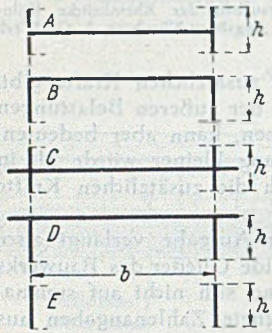


Abb. 1. Untersuchte Querschnittsformen.

Ergebnisse — soweit dazu geeignet — nicht auch zur Beurteilung statischer Windkräfte heranzuziehen. Besonders ausführlich ist eine Veröffentlichung aus dem Virginia Polytechnic Institute [6], in der u. a. die Widerstandskurven, d. h.  $c_w$  abhängig vom Anströmungswinkel, für 13 verschiedene Ausbildungsformen von Brückenquerschnitten, und jede davon wiederum für verschiedene Abmessungsverhältnisse (Höhe  $h$  der Versteifungsträger zu ihrem Abstand  $b$ ), angegeben sind. Abb. 1 zeigt einige der untersuchten Querschnitte, die vollwandige Versteifungsträger haben. Die zugehörigen  $c_w$ -Kurven die in der amerikanischen Darstellung auf die Breite  $b$  bezogen waren, mußten entsprechend Gl. (1) auf die

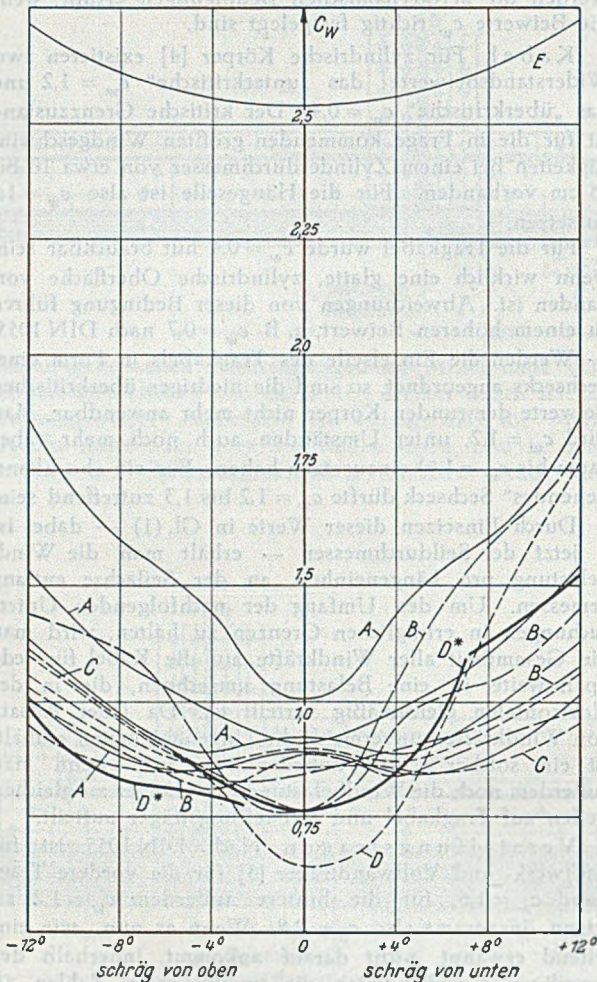


Abb. 2. Widerstandskurven von Brückenquerschnitten ( $h : b = 0,20$  bis  $0,35$ ).

Höhe  $h$  bezogen werden. Das Ergebnis der Umrechnung ist in Abb. 2 und 3 wiedergegeben, aus Gründen der Übersichtlichkeit getrennt für  $h : b$  größer und kleiner als 0,20.

Außer den amerikanischen Messungen enthält jede der beiden Abbildungen eine weitere Kurve.  $B^2$  in Abb. 3 ist

eine Messung der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen aus dem Jahre 1938 für die Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen (die Unterlagen wurden dem Verfasser freundlicherweise zur Verfügung gestellt). Die Kurve  $D^*$  in Abb. 2 wurde in den soeben abgeschlossenen Versuchen mit einem kleinen Freistrahlbläse an einem Querschnittsmodell der z.Z. im Bau befindlichen Köln-Mülheimer Hängebrücke gefunden.

Die Abb. 2 und 3 liefern eine bedeutsame Erkenntnis: der erwähnte Betrag  $c_w = 2,8$  nach DIN 1055 ist völlig berechtigt, aber nur für die Querschnittsform „E“, d. h. zwei Einzelträger ohne Verbindungsglieder. Sobald aber die Luftströmung zwischen den beiden Trägern behindert wird, sinkt der Gesamtbeiwert  $c_w$  herab, häufig sogar bis unter die Hälfte jenes Betrages. Die Abbildungen erbringen somit den eindeutigen Beweis, daß in der nach-

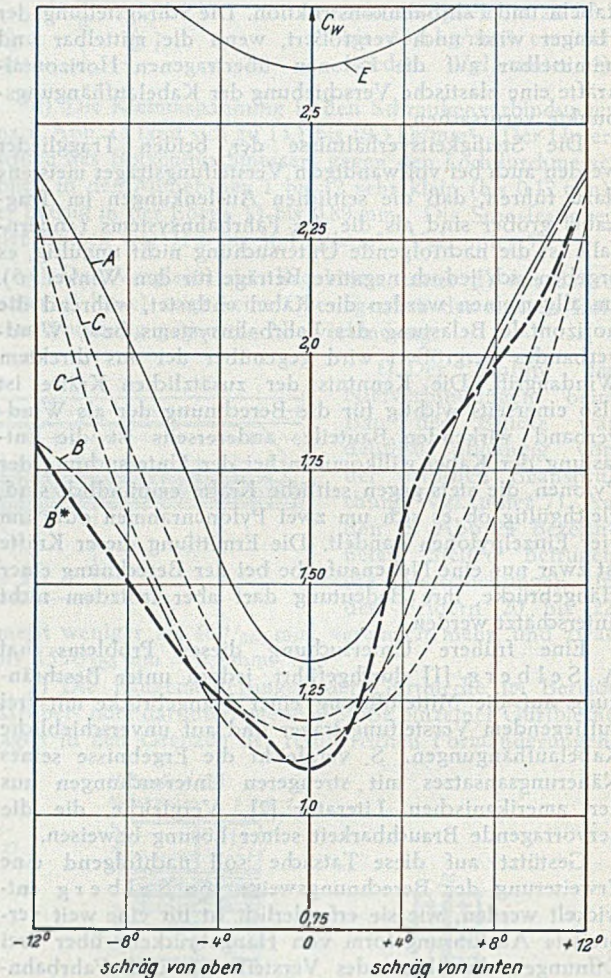


Abb. 3. Widerstandskurven von Brückenquerschnitten ( $h : b = 0,13$  bis  $0,15$ ).

folgenden Untersuchung, selbst wenn eine gewisse Abweichung der Windrichtung von der Horizontalen berücksichtigt bleiben soll, der Gesamtbeiwert  $c_w$  nicht größer als 1,2 bis 1,4 angesetzt werden darf, wenn die aerodynamischen Kraftwirkungen in zutreffender Weise beschrieben werden müssen.

Es liegt nahe, aus dieser Tatsache eine allgemeine Schlußfolgerung zu ziehen. Große Brückenbauten sind immerhin so kostspielig, daß jede Ersparnismöglichkeit zu begrüßen ist, wenn man sie nach dem neuesten Stand der Forschung verantworten kann. Das Ziel würde erreicht, wenn man der DIN 1055 Bl. 4 eine Übersicht üblicher Brückenquerschnitte hinzufügte, bei denen jeweils ein „anerkannter“ Beiwert angegeben ist, z. B. etwa  $c_w = 1,4$  oder  $c_w = 1,7$  (jedenfalls kleiner als 2,8). Soll in einem solchen Beiwert noch eine Sicherheit gegen sonstige Um-

stände eingeschlossen sein, so ist es sowieso erwünscht, diese gesondert zu erfassen. Es könnten sonst Umstände eintreten, wie sie sich an der Bronx-Whitestone-Brücke ergeben haben: Die Brücke war aerodynamisch gefährdet, aber es stellte sich heraus, daß die gemessenen Beanspruchungen aus statischem Wind nur einen Bruchteil der rechnermäßigen ausmachten [7].

Formeln. Zur besseren Übersicht kann das Ergebnis der vorausgehenden Betrachtungen noch in die Gestalt von Formeln gekleidet werden. Gl. (1) liefert für Tragkabel bzw. Fahrbahnsystem

$$w = c_{wK} \bar{q} d_K L_K / l + \frac{1}{2} c_{wH} \bar{q} d_H L_H / l, \quad (2a)$$

$$w = c_{wF} \bar{q} h_F + c_{wH} \bar{q} d_H L_H / l, \quad (2b)$$

zwei Formeln, die am besten für jede Brückenspanne einzeln angesetzt werden. Die Indizes in den Formeln weisen auf „Kabel“, „Hänger“, „Fahrbahn“ hin,  $d$  sind die Durchmesser der Seile und  $h_F$  die Höhe der vom Winde getroffenen Fahrbahnfläche, in die bei belasteter Brücke das Verkehrsband einzurechnen ist. Schließlich sind, jeweils pro Brückenöffnung betrachtet,  $l$  die Spannweiten und  $L$  die Gesamtlängen von Kabel bzw. Hänge-seilen einer Tragwand. — Der letzte Summand der zweiten Formel wird nicht halbiert, da zu einer Fahrbahn zwei Kabeltragwände gehören.

3. Erläuterung zu den Versuchsergebnissen.

Die Kurve  $D^*$  der Abb. 2 hat so auffallende Eigenarten, daß einmal mit einigen Bemerkungen über den eigentlichen Inhalt dieser Arbeit hinausgegriffen werden muß, Eigenarten, die übrigens in der hier nicht wiedergegebenen Auftriebskurve noch deutlicher erkennbar sind. An sich entspricht der Verlauf dieser Kurve allen bisherigen Messungen, aber in dem Bereich zwischen  $-2^\circ$  und  $-6^\circ$  sind zwei völlig getrennte, übereinandergreifende Zweige vorhanden. Eine ähnliche Eigenart kennt man ja bei den Luftkräften auf eine quadratische Platte. Auch hier entsteht die Erscheinung durch eine plötzliche Umlagerung des Strömungsverlaufes: im fraglichen Bereich sind zwei verschiedene Formen der Strömung möglich, die beide stabil sind; welche von ihnen jeweils zustandekommt, hängt von bestimmten Umständen ab. Oberhalb des Bereiches kann nur die eine, unterhalb davon nur die andere existieren. Die charakteristischen Unterschiede zwischen diesen beiden Strömungsformen konnten bereits definiert werden, dabei spielt der „Hohlraum“ zwischen den beiden Versteifungsträgern eine wichtige Rolle. — Bei einem Anstellwinkel von etwa  $+8^\circ$  ist ein zweites

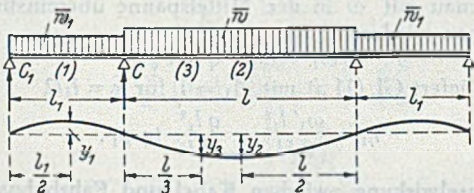


Abb. 4. Horizontale Ausbiegung der Fahrbahn.

Umschlagen zu beobachten, das einfach als „Abreißen“ der Strömung von der oberen Vorderkante des Modells gekennzeichnet werden kann. Die Kurve  $D^*$  hat an dieser Stelle einen deutlichen Knick.

Auffallend ist nun, daß viele der amerikanischen Kurven und die Rodenkirchener in denselben Bereichen eigenartige Gegenkrümmungen haben. Die Vermutung liegt nahe, daß bei jenen Versuchen dieselben kritischen Zonen vorhanden waren, daß aber vielleicht in dem Bereich von  $-4^\circ$  nicht mit der gesteigerten Sorgfalt gemessen wurde, die notwendig ist, um die beiden getrennten Zweige zu erfassen. Letztere müssen bei einem Querschnitt von der Form „A“ (Abb. 1), der zwei solche „Hohlräume“ besitzt, ja doppelt vorhanden sein, sowohl bei etwa  $-4^\circ$  als auch bei etwa  $+4^\circ$ . Die Mehrzahl der

amerikanischen Kurven hat tatsächlich an beiden Stellen Gegenkrümmungen.

Diese Erkenntnisse lassen sofort die Frage entstehen, wie weit derartige Umlagerungen im Strömungsverlauf bei der Selbsterregung von Hängebrückenschwingungen eine Rolle spielen könnten, eine Frage, mit der der Verfasser z.Z. noch beschäftigt ist. In einer Veröffentlichung über die aerodynamische Stabilität der Köln-Mülheimer Hängebrücke wird auch darüber berichtet werden. Bei gleicher Gelegenheit soll Näheres über die erwähnten Versuche im Freistrahelgebläse<sup>1</sup> mitgeteilt werden.

4. Horizontale Auslenkung der Fahrbahn.

Das Verhalten der Hängebrücke unter statischem Wind konnte schon in der erwähnten Arbeit von Selberg nicht ohne mathematische Umständlichkeiten behandelt werden. Diese vervielfachen sich noch, wenn Durchlaufträger und verschiebliche Kabelaufhängungen in Ansatz zu bringen sind. Daher soll eine naheliegende Möglichkeit zur Vereinfachung ausgenutzt werden, die sich im zahlenmäßigen Endergebnis kaum bemerkbar machen dürfte.

Wegen der verschiedenen Flächenabmessungen sind die unmittelbaren Windkräfte auf Tragkabel und auf Versteifungsträger von merklich verschiedener Größe. Die zusätzlichen Kräfte aus der Schrägstellung der Hänger ergeben sich von etwa gleicher Größenordnung wie die unmittelbaren Windkräfte auf die Kabel, jedoch wesentlich kleiner als diejenigen auf die Versteifungsträger. Letztere können als gleichmäßig verteilt angesehen werden, ein Umstand, der für einen parallelgurtigen Vollwandträger ja sowieso gültig ist. Aus dieser Betrachtung der Größenordnungen folgt, daß die gesamte Horizontalbelastung des Fahrbahnsystems sich nicht allzu weit von einer gleichmäßigen Belastung unterscheidet, eine Tatsache, die auch durch die Abb. 8 veranschaulicht wird.

Es soll nicht so weit gegangen werden, diese Gesamtbelastung auch im Endergebnis als gleichmäßig verteilt anzunehmen. Die Vereinfachung soll nur in der Annahme bestehen, daß die horizontalen Ausbiegungen des Fahrbahnsystems, die am Anfang in die Rechnung einzuführen sind, durch mittlere, innerhalb der Öffnungen gleichmäßige Belastungen erzeugt seien, deren Größen jedoch noch zu bestimmen sind.

Diese zunächst unbekanntenen waagrechten Belastungen seien mit  $\bar{w}$  in der Mittelspanne und mit  $\bar{w}_1$  in den Seitenspannen bezeichnet; berechnet man also die später benötigten Durchbiegungen  $y_1, y_2, y_3$  des Durchlaufträgers über vier Stützen (Abb. 4), so bleiben in den gefundenen Ausdrücken noch die Unbekannten  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  stehen. Im Falle eines konstanten Trägheitsmomentes ergibt sich auf einem der bekannten Wege:

$$M_s = - \frac{\bar{w}_1 l_1^3 + \bar{w} l^3}{4(2l_1 + 3l)} \quad (\text{Stützmoment}), \quad (3a)$$

<sup>1</sup> Die Planung dieser Versuche nach Art, Umfang und Zielsetzung geschah durch den Verfasser im Hinblick auf die von ihm vorzunehmende Auswertung. Die Versuche fanden im Auftrage der eingangs erwähnten Stahlbaufirmen und mit Unterstützung der Stadt Köln in der unter der Leitung von Prof. Peppeler stehenden Forschungsstelle einer der beteiligten Firmen statt. Die Durchführung lag in den Händen von Dipl.-Ing. H. Dotzauer, dessen Sorgfalt und Geschicklichkeit und dessen Ergänzungsvorschlägen entscheidende Erfolge zu verdanken sind.

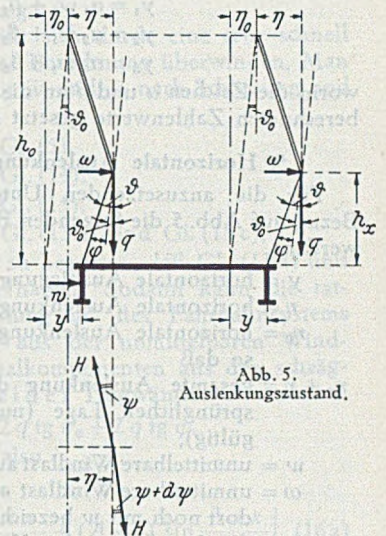


Abb. 5. Auslenkungszustand.

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{M_s}{l_1} + \frac{\bar{w}_1 l_1}{2}, \\ C &= \bar{w}_1 l_1 + \frac{l}{2} - C_1 \end{aligned} \right\} \text{(Stützkräfte).} \quad (3b)$$

Die Gleichungen der Biegelinie lauten für die Mittelspanne bzw. Seitenspanne:

$$E J y = \frac{M_s l^2}{2} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) + \frac{\bar{w} l^4}{24} \left( \frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right), \quad (4a)$$

$$E J y_1 = \frac{C_1 l_1^3}{6} \left( \frac{x_1}{l_1} - \frac{x_1^3}{l_1^3} \right) - \frac{\bar{w}_1 l_1^4}{24} \left( \frac{x_1}{l_1} - \frac{x_1^4}{l_1^4} \right). \quad (4b)$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen können die Durchbiegungen  $y_1$  für  $x_1 = l/2$ ,  $y_2$  für  $x = l/2$  und  $y_3$  für  $x = l/3$  schnell ermittelt werden, eine Berechnung, die man im Anwendungsfalle sofort zahlenmäßig durchführen wird. Das Ergebnis hat äußerlich die Form

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \alpha_1 \bar{w}_1 + \beta_1 \bar{w}, \\ y_2 &= \alpha_2 \bar{w}_1 + \beta_2 \bar{w}, \\ y_3 &= \alpha_3 \bar{w}_1 + \beta_3 \bar{w}, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

worin die Zeichen  $\alpha$  und  $\beta$  an die Stellen der dann bereits berechneten Zahlenwerte gesetzt sind.

5. Horizontale Auslenkung des Tragkabels.

Für die anzusetzenden Untersuchungen sollen mit Bezug auf Abb. 5 die folgenden Bezeichnungen eingeführt werden:

- $y$  = horizontale Ausbiegung des Fahrbahnsystems,
- $\eta$  = horizontale Auslenkung des Kabels,
- $\eta_0$  = horizontale Auslenkung der Pylonenspitzen, so daß
- $\eta_0 + \eta$  = gesamte Auslenkung des Kabels aus der ursprünglichen Lage (nur in der Mittelöffnung gültig),
- $w$  = unmittelbare Windlast auf die Fahrbahn, Gl. (2 b),
- $\omega$  = unmittelbare Windlast auf ein Kabel [s. Gl. (2 a), dort noch mit  $w$  bezeichnet].  $w$  und  $\omega$  schließen die Anteile aus den Hängeseilen ein.
- $H$  = Horizontalzug im Kabel,
- $q$  = vertikale Belastung einer Tragwand,
- $h_x$  = veränderliche Höhe der Hängeseile,
- $h_0$  = Höhe der Pylonen,
- $\vartheta$  = Neigungswinkel der Hängeseile gegenüber dem Lot,
- $\vartheta_0$  = desgl. im Pylonenquerschnitt, so daß:

$$\text{tg } \vartheta_0 = \eta_0 / h_0, \quad (6)$$

$\psi$  = Neigungswinkel der Kurve  $\eta = \eta(x)$  in der Draufsicht, also

$$\text{tg } \psi = \frac{d\eta}{dx}.$$

An einem Längenelement  $dx$  des Kabels entstehen durch den Zustand der Auslenkung horizontale Kraftkomponenten quer zur Brückenachse. Diejenige aus dem Horizontalzug  $H$  des Kabels ist

$$-H \text{tg } \psi + H \text{tg } (\psi + d\psi) = H \text{tg } d\psi = H \frac{d^2 \eta}{dx^2} dx,$$

eine Kraft, die zusammen mit der Horizontalkomponente  $-q \text{tg } \vartheta dx$  aus den Hängeseilen und der Windlast  $\omega dx$  die Bedingung für das Gleichgewicht eines Tragkabels liefert:

$$H \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\omega + q \text{tg } \vartheta.$$

Selberg nähert die Lösung dieser Differentialgleichung durch eine Sinusreihe für  $\text{tg } \vartheta$  an. Um hier ähnlich vorgehen zu können, muß eine Zerlegung

$$\vartheta = \vartheta_0 + \varphi \quad \text{bzw.} \quad \text{tg } \vartheta = \text{tg } \vartheta_0 + \text{tg } \varphi \quad (7)$$

vorgenommen werden, so daß

$$H \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -(\omega - q \text{tg } \vartheta_0) + q \text{tg } \varphi,$$

$$H \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\omega' + q \text{tg } \varphi. \quad (8)$$

wenn zur Abkürzung

$$\omega' = \omega - q \text{tg } \vartheta_0 \quad (9a)$$

geschrieben wird.

Durch diese Zerlegung ist die Lösung mit Hilfe einer Sinusreihe möglich geworden, eine solche ist nunmehr für den Differenzwinkel  $\varphi$  ansetzbar:

$$\text{tg } \varphi = \text{tg } \varphi_2 \left( A \sin \frac{\pi x}{l} + B \sin \frac{3\pi x}{l} \right), \quad (10a)$$

worin  $\varphi_2$  der entsprechende Sonderwert aus dem Neigungswinkel  $\vartheta_2$  des Hängeseiles in Brückenmitte,  $x = l/2$ , ist:

$$\text{tg } \vartheta_2 = \text{tg } \vartheta_0 + \text{tg } \varphi_2.$$

Daraus folgt sofort, daß

$$\text{tg } \varphi_2 = \text{tg } \varphi_2 \left( A \sin \frac{\pi}{2} + B \sin \frac{3\pi}{2} \right),$$

$$B = A - 1$$

ist. Selberg hat die Reihe zunächst mit drei Gliedern angesetzt, dann aber durch sorgfältige Vergleichsrechnungen festgestellt, daß auch die Berücksichtigung nur zweier Glieder genügend genaue Ergebnisse liefert.

Die Differentialgleichung (8) erhält durch Einführung von Gl. (10 a) die Form

$$H \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -\omega' + q \text{tg } \varphi_2 \left( A \sin \frac{\pi x}{l} + B \sin \frac{3\pi x}{l} \right),$$

ihre Integration liefert mit  $\eta = 0$  für  $x = 0$  und  $\frac{d\eta}{dx} = 0$  für  $x = l/2$ :

$$\eta = \frac{\omega' l^2}{2H} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) - \frac{q l^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_2 \left( A \sin \frac{\pi x}{l} + \frac{1}{9} B \sin \frac{3\pi x}{l} \right),$$

so daß in der Mittelspanne der Brücke für  $x = l/2$  bzw.  $x = l/3$  wird:

$$\eta_2 = \frac{\omega' l^2}{8H} - \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_2 (8A + 1); \quad (11a)$$

$$\eta_3 = \frac{\omega' l^2}{9H} - \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{q l^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_2 \cdot A. \quad (11b)$$

In der Seitenspanne soll, da die Verformungen wesentlich kleiner sind, ein einfacher Sinusansatz als ausreichend angesehen werden, also

$$\text{tg } \varphi = \text{tg } \varphi_1 A_1 \sin \frac{\pi x}{l}, \quad (10b)$$

worin  $\vartheta_1 = \vartheta_0 + \varphi_1$  die Neigung des mittleren Hängeseiles der Seitenspanne ist. Setzt man  $x = l_1/2$  und  $\varphi = \varphi_1$ , so folgt  $A_1 = 1$ . Die Windlast  $\omega_1$  in der Seitenspanne wird nicht genau mit  $\omega$  in der Mittelspanne übereinstimmen. Führt man wieder

$$\omega_1' = \omega_1 - q \text{tg } \vartheta_0 \quad (9b)$$

ein, so liefert Gl. (11 a) mit  $A_1 = 1$  für  $x = l_1/2$

$$\eta_1 = \frac{\omega_1' l_1^2}{8H} - \frac{q l_1^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_1. \quad (11c)$$

6. Wechselwirkung zwischen Kabel und Fahrbahnsystem.

Das Zusammenwirken beider Konstruktionsteile ist in jedem beliebigen Punkt der Brücke darstellbar durch die Beziehung (Abb. 5):

$$y + h_x \text{tg } \vartheta = \eta_0 + \eta$$

oder unter Beachtung der Gl. (6) und (7):

$$\text{tg } \varphi = \frac{1}{h_x} [\text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_x) + \eta - y]. \quad (12)$$

Wenn die Lösung streng richtig wäre, müssen für jeden Punkt die beiden nach Gl. (10) und Gl. (12) errechneten Beträge übereinstimmen. Der Grundgedanke der Näherungslösung von Selberg ist der, die Sinusreihe mit so viel Gliedern anzusetzen, daß durch die entsprechende Festlegung der Konstanten  $A, B$  usw. die Übereinstimmung der Gl. (10) und (12) für eine hinreichende Anzahl von Punkten herbeigeführt wird. Sieht man es für die

praktische Anwendung als ausreichend an, für die Mittelspanne zwei und für die Seitenspanne nur ein Glied der Reihe beizubehalten, so muß die Gleichsetzung der Gl. (10) und (12) für insgesamt drei Punkte erfolgen. Gewählt wurden dafür, wie in Ziff. 4 und 5 schon vorbereitet, die Punkte  $x = l_1/2$ ,  $x = l/2$  und  $x = l/3$ .

Aus diesen Überlegungen lassen sich, getrennt für die Mittelspanne und die Seitenspanne der Brücke, die nachfolgenden Gleichungen entwickeln, auf die sich die zahlenmäßige Durchführung der Lösung stützen muß.

Mittelspanne. Für  $x = l/2$  folgt aus Gl. (12) unter Benutzung von Gl. (11 a):

$$\begin{aligned} \text{tg } \varphi_2 = & \frac{1}{h_2} \left[ \text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_2) + \frac{\omega' l^2}{8H} - \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_2 (8A + 1) - y_2 \right] \\ \text{oder} & \end{aligned}$$

$$\text{tg } \varphi_2 = \frac{\text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_2) + \frac{\omega' l^2}{8H} - y_2}{h_2 + \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H} (8A + 1)} \quad (13a)$$

Für  $\text{tg } \varphi_3$  ergibt sich mit  $x = l/3$  aus Gl. (12) und (11 b):

$$\text{tg } \varphi_3 = \frac{1}{h_3} \left[ \text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_3) + \frac{\omega' l^2}{9H} - \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{q l^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_2 A - y_3 \right]$$

und aus Gl. (10 a):

$$\text{tg } \varphi_3 = \text{tg } \varphi_2 \frac{\sqrt{3}}{2} A.$$

Setzt man beide Ausdrücke für  $\text{tg } \varphi_3$  einander gleich und löst nach  $\text{tg } \varphi_2$  auf, so erhält man

$$\text{tg } \varphi_2 = \frac{\text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_3) + \frac{\omega' l^2}{9H} - y_3}{\frac{\sqrt{3}}{2} A \left( h_3 + \frac{q l^2}{\pi^2 H} \right)} \quad (13b)$$

Nummehr sind Gl. (13 a) und (13 b) einander gleichzusetzen, wobei zur Abkürzung geschrieben werden soll

$$\lambda = \frac{\text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_2) + \frac{\omega' l^2}{8H} - y_2}{\text{tg } \vartheta_0 (h_0 - h_3) + \frac{\omega' l^2}{9H} - y_3} \quad (14)$$

Dann ist

$$\lambda \frac{\sqrt{3}}{2} A \left( h_3 + \frac{q l^2}{\pi^2 H} \right) = h_2 + \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H} (8A + 1),$$

folglich

$$\begin{aligned} A = & \frac{h_2 + \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H}}{\lambda \frac{\sqrt{3}}{2} \left( h_3 + \frac{q l^2}{\pi^2 H} \right) - \frac{8}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H}} \\ = & \frac{h_2 + \frac{1}{9} \frac{q l^2}{\pi^2 H}}{\lambda \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot h_3 + \frac{q l^2}{\pi^2 H} \left( \lambda \frac{\sqrt{3}}{2} - \frac{8}{9} \right)} \quad (15) \end{aligned}$$

(Da der Verhältniswert  $\lambda$  nur wenig größer als 1,00 sein wird, verlangt der rechts in Klammern geschlossene Ausdruck eine gewisse Schärfe der Rechnung.)

Seitenspanne. Der Ausdruck für die Gesamtauslenkung des Tragkabels aus seiner ursprünglichen Lage lautet für die Seitenöffnung etwas anders als für die Mittelöffnung. Wenn der Kabelendpunkt im Widerlager keine seitliche Verschiebung erfährt, gilt für einen beliebigen Punkt die Gesamtauslenkung  $\eta_0 x/l_1 + \eta$ , also wird

$$y + h_x \text{tg } \vartheta = \eta_0 \frac{x}{l_1} + \eta$$

und anstatt Gl. (12)

$$\text{tg } \varphi = \frac{1}{h_x} \left[ \text{tg } \vartheta_0 \left( h_0 \frac{x}{l_1} - h_1 \right) + \eta - y \right] \quad (12a)$$

Für  $x = l_1/2$  und unter Einsetzen von Gl. (11 c) folgt daraus

$$\text{tg } \varphi_1 = \frac{1}{h_1} \left[ \text{tg } \vartheta_0 \left( \frac{h_0}{2} - h_1 \right) + \frac{\omega' l_1^2}{8H} - \frac{q l_1^2}{\pi^2 H} \text{tg } \varphi_1 - y_1 \right]$$

und

$$\text{tg } \varphi_1 = \frac{\text{tg } \vartheta_0 \left( \frac{h_0}{2} - h_1 \right) + \frac{\omega' l_1^2}{8H} - y_1}{h_1 + \frac{q l_1^2}{\pi^2 H}} \quad (13c)$$

### 7. Durchführung der Rechnung.

Sobald die Zahlenwerte für  $\text{tg } \varphi_1$  und  $\text{tg } \varphi_2$  nach Gl. (13 c) und (13 a) gefunden sind, ist die Aufgabe im wesentlichen gelöst. Vorläufig enthalten diese Gleichungen jedoch noch die Ausbiegungen  $y_1, y_2, y_3$ , d. h. entsprechend Gl. (5) die unbekanntenen Mittelwerte  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  der Fahrbahnwindbelastung.

Diese Schwierigkeit läßt sich durch eine sehr schnell konvergierende schrittweise Berechnung überwinden. Man wählt die Zahlenwerte für  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  nach Schätzung und berechnet nacheinander

$$\begin{aligned} y_1, y_2, y_3 & \text{ nach Gl. (5),} \\ \lambda & \text{ nach Gl. (14),} \\ A & \text{ nach Gl. (15),} \end{aligned}$$

$$\text{tg } \varphi_2, \text{tg } \varphi_1 \text{ nach Gl. (13 a) und Gl. (13 c),}$$

wobei es zweckmäßig ist, zu beachten, daß Gl. (13 a) und (14) den gleichen Zähler haben. Sodann kann die tatsächliche Horizontalbelastung  $w^*$  des Fahrbahnsystems zusammengesetzt werden aus der unmittelbaren Windlast  $w$  und den Horizontalkomponenten aus den schräggestellten Hängeseilen beider Tragwände:

$$w^* = w + 2q \text{tg } \vartheta = w + 2q \text{tg } \vartheta_0 + 2q \text{tg } \varphi.$$

Für die Mittelspanne ist also

$$w^* = w + 2q \text{tg } \vartheta_0 + 2q \text{tg } \varphi_2 \left[ A \sin \frac{\pi x}{l} + (A - 1) \sin \frac{3\pi x}{l} \right] \quad (16a)$$

und für die Seitenspanne

$$w_1^* = w_1 + 2q \text{tg } \vartheta_0 + 2q \text{tg } \varphi_1 \sin \frac{\pi x}{l_1} \quad (16b)$$

Die Mittelwerte  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  aus diesen veränderlichen Belastungen ergeben sich durch einfache Integrationen:

$$\begin{aligned} \bar{w} = & w + 2q \text{tg } \vartheta_0 \\ & + 2q \text{tg } \varphi_2 \frac{1}{l} \int_0^l \left[ A \sin \frac{\pi x}{l} + (A - 1) \sin \frac{3\pi x}{l} \right] dx, \\ \bar{w} = & w + 2q \text{tg } \vartheta_0 + \frac{4q}{3\pi} \text{tg } \varphi_2 (4A - 1), \quad (17a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{w}_1 = & w_1 + 2q \text{tg } \vartheta_0 + 2q \text{tg } \varphi_1 \frac{1}{l_1} \int_0^{l_1} \sin \frac{\pi x}{l_1} dx, \\ \bar{w}_1 = & w_1 + 2q \text{tg } \vartheta_0 + \frac{4q}{\pi} \text{tg } \varphi_1. \quad (17b) \end{aligned}$$

Mit den Gl. (17) kann also die anfängliche Schätzung von  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  überprüft werden; eine Wiederholung der Rechnung liefert sodann die verbesserten Ergebnisse. (Bei dem nachfolgend behandelten Zahlenbeispiel ist in keinem Falle mehr als eine Wiederholung notwendig gewesen.)

Der Berechnung der Fahrbahntafel bzw. der als Windverband wirkenden Konstruktionsteile hat man sodann die Belastungsgesetze Gl. (16 a) und (16 b) zugrunde zu legen, falls man es nicht doch für ausreichend hält, auch in diesem Falle den wesentlich einfacheren Berechnungsweg nach Ziff. 4 zu wählen.

Für die Berechnung der Pylonen sind diejenigen Kraftwirkungen von Bedeutung, die vom Kabel auf die Pylonenspitze übertragen werden, d. h. die horizontalen Stützkkräfte aus der horizontalen Gesamtbelastung des Kabels. Addiert man die Anteile aus der halben Mittel-

spanne und aus der halben Seitenspanne, so ergibt sich

$$P_0 = \int_0^{l_1/2} (\omega - q \operatorname{tg} \vartheta) dx + \int_0^{l_1/2} (\omega_1 - q \operatorname{tg} \vartheta) dx - H \frac{\eta_0}{l_1}$$

Der letzte Summand ist nach Abb. 6 die zusätzliche Komponente aus der Schrägstellung der Verbindungsgeraden vom Widerlager zur Pylonenspitze. Setzt man die Gl. (7) für  $\vartheta$  und Gl. (10 a) bzw. (10 b) für  $\varphi$  in obige Gleichung ein, so liefert diese schließlich

$$P_0 = (\omega_1 - q \operatorname{tg} \vartheta_0) \frac{l_1}{2} - \frac{q l_1}{\pi} \operatorname{tg} \varphi_1 + (\omega - q \operatorname{tg} \vartheta_0) \frac{l}{2} - \frac{q l}{3\pi} \operatorname{tg} \varphi_2 (4A - 1) - H \frac{\eta_0}{l_1} \quad (18)$$

Dieses Ergebnis kann — wenn auch nur unwesentlich — verfeinert werden, wenn man berücksichtigt, daß in den Seitenspannen die Länge der Hänger ungefähr linear zunimmt, so daß von ihrem Windkraftanteil nicht die Hälfte, sondern zwei Drittel auf die Pylonenspitze übertragen werden. Bezeichnet man mit  $\omega_H$  den Mittelwert der Windbelastung auf die Hänger einer Seitenöffnung [in Gl. (2 a) also den zweiten Summanden], so ist in Gl. (18) bereits ein Anteil  $\omega_H l_1/2$  enthalten. Will man ihn im Sinne der angedeuteten Verfeinerung durch  $\frac{2}{3} \omega_H l_1$  ersetzen, so wäre dem aus Gl. (18) errechneten Ergebnis noch

$$\frac{2}{3} \omega_H l_1 - \frac{1}{2} \omega_H l_1 = \frac{\omega_H l_1}{6} \quad (19)$$

hinzuzufügen.

### 8. Ergänzung: Rückhaltekraft.

Bei der Berechnung einer Hängebrücke kann die Frage interessieren, welche rückhaltende Kraft vom Tragkabel auf die Pylonenspitze ausgeübt wird, wenn diese durch eine beliebige Ursache (nicht durch Wind) eine Auslenkung  $\eta_0$  quer zur Brückenachse erfährt. Diese Aufgabe kann ebenfalls mit Hilfe der vorausgehenden Ansätze gelöst werden.

Zunächst soll eine einfache Näherungsformel gezeigt werden: sie entsteht, wenn man das Fahrbahnsystem als starr betrachtet, wenn also die Fußpunkte sämtlicher Hängeseile einer Tragwand stets auf einer Geraden liegen. Dann bleibt bei einer Verschiebung  $\eta_0$  aller vier Pylonenspitzen jede Tragwand eine Ebene, alle Hänger bleiben einander parallel und haben den gemeinsamen Neigungswinkel  $\vartheta_0$ , für den wieder Gl. (6)  $\operatorname{tg} \vartheta_0 = \eta_0/h_0$  gilt. Wenn die Hänger eine gleichmäßige vertikale Belastung  $q$  pro Längeneinheit zu übertragen haben, so entsteht durch die Schrägstellung eine über die ganze Brücke gleichmäßige Horizontalbelastung  $q \operatorname{tg} \vartheta_0$  auf jedes Kabel; an jeder Pylonenspitze muß also eine horizontale Gegenkraft

$$-q \operatorname{tg} \vartheta_0 \frac{l_1}{2} - q \operatorname{tg} \vartheta_0 \frac{l}{2} = -\eta_0 \frac{q(l_1 + l)}{2h_0}$$

wirken. Hinzuzufügen ist wiederum die in Abb. 6 er-

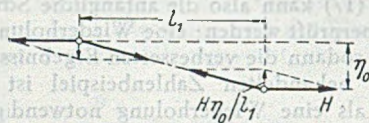


Abb. 6. Zusätzliche Komponente an der Pylonenspitze.

läuterte Komponente aus der Schrägstellung der Kabelsehne in der Draufsicht, so daß insgesamt wird:

$$P_0 = -\eta_0 \left[ \frac{q(l_1 + l)}{2h_0} + \frac{H}{l_1} \right] \quad (20)$$

Genauere Berechnung: Der zu untersuchende Sachverhalt ist vorhanden, wenn die direkten Windkräfte  $\omega$  und  $w$  in Gl. (2 a) und (2 b) zu Null werden. In Gl. (9 a) und (9 b) wird dann

$$\omega' = \omega_1' = -q \operatorname{tg} \vartheta_0,$$

ferner gehen Gl. (17 a) und (17 b) über in

$$w = +2q \operatorname{tg} \vartheta_0 + \frac{4q}{3\pi} \operatorname{tg} \varphi_2 (4A - 1)$$

$$\bar{w}_1 = +2q \operatorname{tg} \vartheta_0 + \frac{4q}{\pi} \operatorname{tg} \varphi_1$$

Diese Belastungen  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  sind zunächst wieder zu schätzen, aus ihnen  $\lambda$ ,  $A$ ,  $\operatorname{tg} \varphi_2$ ,  $\operatorname{tg} \varphi_1$  zu berechnen und gegebenenfalls die Schätzung zu verbessern. Mit den schließlich gefundenen Zahlenwerten ist sodann die vereinfachte Gl. (18):

$$P_0 = -q \left[ \frac{\operatorname{tg} \vartheta_0}{2} (l_1 + l) + \frac{l_1}{\pi} \operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{l}{3\pi} \operatorname{tg} \varphi_2 (4A - 1) \right] - H \frac{\eta_0}{l_1}$$

$$P_0 = -\eta_0 \left[ \frac{q(l_1 + l)}{2h_0} + \frac{H}{l_1} \right] - q \left[ \frac{l_1}{\pi} \operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{l}{3\pi} \operatorname{tg} \varphi_2 (4A - 1) \right] \quad (21)$$

Bei der Anwendung dieser Formel auf das nachfolgend behandelte Zahlenbeispiel wurde für die belastete Brücke ein Ergebnis

$$P_0 = -\eta_0 \cdot 1,25 \text{ t/cm}$$

für jede Pylonenspitze gefunden; die Abweichung zwischen Gl. (20) und Gl. (21) betrug dabei 1,4 %.

### 9. Allgemeine Ergänzungsbemerkungen.

Die vorausgehenden Untersuchungen wurden nicht ohne Absicht in der Weise durchgeführt, daß zwischen Ziff. 4 bis 7 und Ziff. 2 nur eine lockere Verbindung besteht. Dadurch wurde erreicht, daß dieselben Ansätze auch heute benutzbar sind, solange die Belastungsannahmen nach DIN 1072 (vgl. Ziff. 2, erster Absatz) beachtet werden müssen.

Wegen dieser Rücksichtnahme ist darauf verzichtet worden, die Untersuchung nach einer bestimmten Richtung hin weiter zu vertiefen. Wenn man nämlich die Verschiebung  $\eta_0$  der Pylonenspitzen in lineare Abhängigkeit vom Staudruck  $\bar{q}$  gesetzt hätte<sup>2</sup>, würde sich Gl. (14) umschreiben lassen in eine Form

$$\lambda = \frac{f_2 (\eta_0/\bar{q}) + C_2}{f_3 (\eta_0/\bar{q}) + C_3} \quad (22)$$

worin  $C_2$  bzw.  $C_3$  Konstante sind und  $f_2$  bzw.  $f_3$  zwei bestimmte Funktionen des Quotienten  $\eta_0/\bar{q}$ , in denen auch Anteile aus den letzten beiden Summanden in Gl. (14),  $y_2$  und  $y_3$ , enthalten sind. Ohne diese Anteile würden statt  $f_2$  und  $f_3$  einfache lineare Abhängigkeiten von  $\eta_0/\bar{q}$  eingeführt werden können, mit ihnen sind unwesentliche Abweichungen von der Linearität vorhanden. — Die Form der Gl. (22) läßt einen Umstand verständlich werden, der bei der Zahlenrechnung in Erscheinung tritt und auf den nachfolgend im Zusammenhang mit Gl. (23) noch näher eingegangen wird: Das Verhältnis  $\lambda$  hat einen nahezu unveränderlichen Betrag; selbst erhebliche Änderungen des Parameters  $\eta_0/\bar{q}$  führen zu nur unbedeutenden Änderungen von  $\lambda$ . Diese Feststellung hat nach Gl. (15) zwangsläufig auch für die Integrationskonstante  $A$  Gültigkeit.

Verfolgt man die Untersuchungen in diesem Sinne weiter, so ergibt sich ein bemerkenswerter Einblick in die Abhängigkeit der übrigen Ergebnisse von den Parametern  $\eta_0$  und  $\bar{q}$ , die jetzt wieder getrennt (und nicht nur als Quotient  $\eta_0/\bar{q}$ ) zu betrachten sind. Die fragliche Abhängigkeit hat stets die Form

$$a \bar{q} + b \eta_0,$$

d. h. die Neigungen  $\operatorname{tg} \varphi_2$  und  $\operatorname{tg} \varphi_1$ , die wirklichen Horizontalbelastungen  $w^*$  und  $w_1^*$ , die mittleren Belastungen

<sup>2</sup>  $\eta_0$  kann niemals allein vom Staudruck abhängig sein, denn bei einer beliebigen Querverschiebung der Pylonenspitze entsteht aus der großen Vertikalkraft im Pylon (der Stützkraft des Tragkabels) ein Biegemoment, durch das die anfängliche Querverschiebung vergrößert wird bis zum Betrage  $\eta_0$ . — Dieser Umstand hat jedoch bei der hier gewählten Form der Behandlung des Problems keine entscheidende Bedeutung.

$\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  und schließlich die Kraft  $P_0$  auf eine Pylonenspitze sind einerseits linear abhängig von  $\bar{q}$ , andererseits linear abhängig von  $\eta_0$ . Diese Feststellung hat für die Seitenspanne wegen des einfachen Sinusansatzes volle Gültigkeit, während in der Mittelspanne die Koeffizienten  $a$  und  $b$  noch Funktionen von  $\eta_0/\bar{q}$  sind, jedoch von einer so geringfügigen Veränderlichkeit, daß dies in der Zahlenrechnung kaum bemerkbar ist. (Durch Beachtung der hier geschilderten Abhängigkeiten kann man sich übrigens die in Ziff. 7 erwähnte anfängliche Schätzung der Belastungen  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  erheblich erleichtern.)

Bei der Anwendung der Gleichungen auf den Sonderfall Ziff. 8 werden, da  $\bar{q} = 0$  ist, die Größen  $\lambda$  und  $A$  völlig unveränderlich, daher liefert Gl. (21) eine genau lineare Abhängigkeit von  $\eta_0$ . Es besteht in diesem Falle die Möglichkeit, die schrittweise Berechnung von  $\bar{w}$  und  $\bar{w}_1$  zu vermeiden. Die damit verbundenen Umstellungen der Formeln würden jedoch den Rahmen überschreiten, der für jene Ergänzungsuntersuchung gedacht war. —

Unabhängig von den vorstehenden Betrachtungen soll noch auf einen anderen Umstand hingewiesen werden, der ebenfalls an Hand der Gl. (14) erläutert werden kann. Wenn man nicht mit Gl. (9a) eine Abkürzung  $\omega'$  eingeführt hätte, würde Gl. (14) lauten

$$\lambda = \frac{\operatorname{tg} \vartheta_0 \left( h_0 - h_2 - \frac{q l^2}{8 H} \right) + \frac{\omega l^2}{8 H} - y_2}{\operatorname{tg} \vartheta_0 \left( h_0 - h_3 - \frac{q l^2}{9 H} \right) + \frac{\omega l^2}{9 H} - y_3}$$

Für die unbelastete Brücke ist aber der Kabeldurchhang in Brückenmitte  $\frac{q l^2}{8 H}$ , im Drittpunkt  $\frac{q l^2}{9 H}$ . Das gilt auch

für die belastete Brücke, wenn sie nicht nach der Theorie II. Ordnung gerechnet würde. Mit jenen Ausdrücken für den Kabeldurchhang werden beide Klammern in obiger Gleichung zu Null, es bleibt:

$$\lambda = \frac{\frac{\omega l^2}{8 H} - y_2}{\frac{\omega l^2}{9 H} - y_3} \quad (23)$$

eine Vereinfachung, die sich auch in anderen Gleichungen auswirkt. Wenn jedoch ein einheitlicher Berechnungsweg für unbelastete und belastete Brücke (mit Theorie II. Ordnung) erstrebt wird, kann von dieser Möglichkeit kein Gebrauch gemacht werden.

In Gl. (23) sind die ersten Summanden im Zähler und Nenner natürlich nichts anderes als die horizontalen Auslenkungen des freien Kabels gegenüber einer um den Winkel  $\vartheta_0$  geneigten Ebene. Erstens werden nun diese Auslenkungen sehr viel größer sein als die Ausbiegungen  $y_2$  und  $y_3$  der Fahrbahn. Zweitens entstehen  $y_2$  und  $y_3$  aus den Belastungen  $\bar{w}$  nach Gl. (17), bei denen der erste Summand  $w$  aus direktem Wind wesentlich größer ist als die übrigen Summanden aus der Schrägstellung der Hänger, d. h. als die Anteile, die auch von  $\eta_0$  abhängig sind. Es folgt, daß in Gl. (22) die Konstanten  $C_2$  und  $C_3$  erheblich größer sind als die Funktionen  $f_2$  und  $f_3$ , womit die geringe Empfindlichkeit von  $\lambda$  gegenüber den Änderungen von  $\eta_0$  nachgewiesen ist. — Bei einer Berechnung nach der Theorie II. Ordnung sind die Unterschiede

zwischen dem Kabeldurchhang und den Ausdrücken  $\frac{q l^2}{8 H}$  und  $\frac{q l^2}{9 H}$  nicht so stark, daß jene Tatsache eine wesentliche Änderung erführe.

### 10. Zahlenbeispiel.

Um die zahlenmäßige Anwendung des in Ziff. 4 bis 7 entwickelten Berechnungsweges zu zeigen, steht das Beispiel der z. Z. im Neuaufbau befindlichen Hängebrücke

über den Rhein bei Köln-Mülheim zur Verfügung. Sie hat eine Spannweite von  $l = 315$  m in der Mittelöffnung und  $l_1 = 85$  m in jeder der beiden Seitenöffnungen. Die Höhe der Pylonen  $h_0 = 39,96$  m über der Oberkante des Versteifungsträgers. Mit der Kabelhöhe  $h_2 = 3,80$  m in Brückenmitte ergeben sich Zwischenhöhen  $h_3 = 7,86$  m und  $h_1 = 18,23$  m.

Zu Ziffer 2. Obwohl das Bauwerk mit der überwiegenden Mehrzahl seiner Teile weniger als 20 m über Gelände (vgl. DIN 1055, Bl. 4) bzw. über dem Wasserspiegel liegt, sollen für die unbelastete Brücke ein Staudruck  $\bar{q} = 110$  kg/m<sup>2</sup>, für die Brücke mit voller Verkehrsbelastung ein solcher von  $\bar{q} = 80$  kg/cm<sup>2</sup> angesetzt werden. Diese beiden Staudrücke entsprechen Windgeschwindigkeiten von 36 m/s bzw. 42 m/s. Mit Bezug auf die Betrachtungen in Ziff. 2 wurden folgende Widerstandszahlen festgelegt:

Tragkabel („Hochkant“-Sechseck)	$c_w = 1,3$ ,
Hängeseile	$c_w = 1,2$ ,
Fahrbahnsystem einschl. Versteifungsträger	$c_w = 1,4$ .

Weitere Abmessungen und sonstige Daten für die Brücke waren aus den anderen Teilen der statischen Berechnung zu übernehmen. Sie stammen z. T. aus Vorberechnungen, so daß kleine Abweichungen gegenüber den endgültigen Maßen vorhanden sein können. Dasselbe gilt auch für die weiteren, nachfolgend unter „zu Ziff. 5 und 6“ angegebenen Zahlenwerte.

Der Zahlenrechnung wurden zugrunde gelegt: die im Bogen gemessene Länge des Tragkabels  $L_K = 1,033$  l für die Mittelspanne,  $L_K = 94$  m für jede Seitenspanne; Gesamtlänge aller Hängeseile einer Tragwand  $L_H = 428$  m (Mitte),  $L_H = 132$  m (jede Seite); Kabeldurchmesser  $d_K = 45$  cm, Hängerdurchmesser im Mittel  $d_H = 7,4$  cm; vom Winde getroffene Höhe des Fahrbahnsystems  $h_F = 4,0$  m für die unbelastete,  $h_F = 5,55$  m für die belastete Brücke (darin ist die Versteifungsträgerhöhe mit 3,30 m enthalten).

Mit diesen Zahlenwerten lieferte Gl. (2 a) für das Kabel

$$\begin{aligned} \omega &= 53,17 \text{ kg/m} & [73,11 \text{ kg/m}] \\ \omega_1 &= 57,27 \text{ kg/m} & [78,75 \text{ kg/m}] \end{aligned}$$

und Gl. (2 b) für die Fahrbahn

$$\begin{aligned} w &= 631,3 \text{ kg/m} & [629,3 \text{ kg/m}] \\ w_1 &= 632,6 \text{ kg/m} & [631,2 \text{ kg/m}] \end{aligned}$$

Dabei gelten die erstgenannten Zahlen jeweils für die belastete, die in eckige Klammern geschlossenen für die unbelastete Brücke. (Die weitgehende Übereinstimmung zwischen den  $w$ -Lasten links und rechts ist eine Folge des Umstandes, daß bei der kleineren Angriffsfläche und dem größeren Staudruck die Produkte aus diesen beiden Größen zufällig einander gleich sind.)

Zu Ziffer 4. Wenn für jede Tragwand ein  $EJ = 6,3 \cdot 10^3$  tm<sup>2</sup> vorhanden ist, lauten die Gl. (5):

$$\begin{aligned} y_1 &= - ( 5,022 \bar{w} - 0,981 \bar{w}_1 ) \cdot 10^{-3} \\ y_2 &= + ( 65,52 \bar{w} - 2,714 \bar{w}_1 ) \cdot 10^{-3} \\ y_3 &= + ( 54,21 \bar{w} - 2,413 \bar{w}_1 ) \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Zu Ziffer 5 und 6. Für die belastete Brücke wurden pro Tragwand als Vertikalbelastung  $q = 14,06$  t/m und als Horizontalkomponente des Kabelzuges  $H = 4795$  t eingesetzt. Die entsprechenden Zahlen für die unbelastete Brücke waren  $q = 8,12$  t/m und  $H = 2877$  t.

Die Zahlenrechnung wurde in einer Rechentabelle durchgeführt für eine Reihe von unabhängig gewählten Pylonenausbiegungen von  $\eta_0 = 0$  bis  $\eta_0 = 10$  cm. Von den Zwischenergebnissen seien die folgenden genannt:

aus Gl. (14):  $\lambda = 1,090$  bis  $1,086$ ; [1,1120 bis 1,1117]

aus Gl. (15):  $A = 0,7829$  bis  $0,7945$ ; [0,7188 bis 0,7195]

aus Gl. (13 a):

$$10^3 \cdot \operatorname{tg} \varphi_2 = 3,446 \text{ bis } 3,234; [10,809 \text{ bis } 10,815]$$

aus Gl. (13 c):

$$10^3 \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 = 0,665 \text{ bis } 0,569; [1,360 \text{ bis } 1,271]$$

(jeweils erster Wert für  $\eta_0 = 0$ , zweiter für  $\eta_0 = 10 \text{ cm}$ ; dasselbe für unbelastete Brücke in eckigen Klammern).

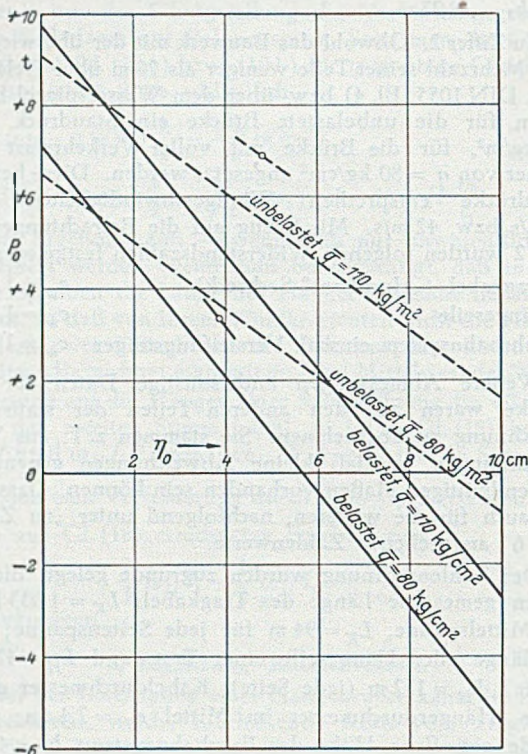


Abb. 7. Abhängigkeit zwischen Kraft und Auslenkung an der Pylonenspitze.

Zu Ziffer 7. Für die Mittelwerte der horizontalen Gesamtbelastung des Fahrbahnsystems ergaben sich aus Gl. (17 a) und (17 b):

$$\bar{w} = 0,675 \text{ bis } 0,744 \text{ t/m} \quad [0,699 \text{ bis } 0,740]$$

$$\bar{w}_1 = 0,645 \text{ bis } 0,713 \text{ t/m} \quad [0,645 \text{ bis } 0,684],$$

als erste Schätzung war jeweils etwa 5% Zuschlag zu  $w + q \operatorname{tg} \varphi_1$ , also  $\bar{w} = 1,05 (w + q \operatorname{tg} \varphi_1)$ , angesetzt worden. Schließlich ergab sich für die Horizontalkraft auf eine Pylonenspitze

$$P_0 = +7,10 \text{ bis } -5,40 \text{ t} \quad [+9,06 \text{ bis } +1,62].$$

In Abb. 7 ist dieses letztgenannte Ergebnis in Kurvenform dargestellt, ergänzt durch zwei weitere Linien für andere

Staudrücke. Die Tatsachen, daß die Kurven geradlinig und daß sie bei gleichen Belastungszuständen einander parallel sind, entsprechen den Erörterungen in Ziffer 9. Die Abb. 7 enthält außerdem zwei Einzelpunkte, deren Zuordnung zu den übrigen Linien durch kurze Parallelstriche gekennzeichnet ist. Diese Punkte sind Ergebnisse aus der eigentlichen Berechnung der Köln-Mülheimer Hängebrücke, bei der für vorgegebene Auslenkungen  $\eta_0$  die Kraftbeträge  $P_0$  unter Beachtung der DIN 1072 zu berechnen waren. Die Lage des oberen der beiden Punkte zeigt, wie stark das Ergebnis durch den Ansatz von  $250 \text{ kg/m}^2$  Flächenbelastung eingestellt wird.

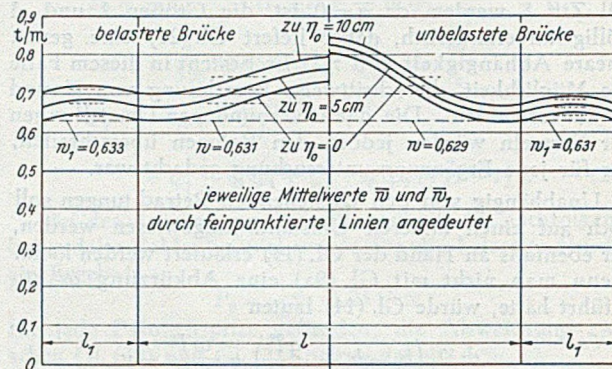


Abb. 8. Tatsächliche Belastungen  $w^*$  und  $w_1^*$ .

Endlich ist in Abb. 8 der tatsächliche Belastungsverlauf  $w^*$  bzw.  $w_1^*$  am Fahrbahnsystem für belastete und unbelastete Brücke nach Gl. (16 a) und (16 b) aufgetragen, übereinander für die Auslenkungen  $\eta_0 = 0$ ,  $\eta_0 = 5 \text{ cm}$  und  $\eta_0 = 10 \text{ cm}$  der Pylonenspitze. Die Erhöhung gegenüber der direkten Windbelastung  $w$  ist immerhin nicht unbedeutend; die Abweichungen von den errechneten mittleren Belastungen  $\bar{w}$  erreichen jedoch im ungünstigsten Falle kaum 10%, ein Hinweis darauf, wie weit — insbesondere für die belastete Brücke — die hier entwickelte Berechnungsweise gerechtfertigt ist.

Literatur:

1. A. Selberg: Stahlbau 14. (1941) S. 106.
2. L. S. Moiseiff u. F. Lienhard; Proceedings Amer. Soc. Civ. Eng. 58 (1932) S. 301.
3. Stahlbau im Hochbau, 11. Aufl. Düsseldorf 1948, S. 102, Absatz III.
4. „Hütte I“, 27. Aufl. Berlin 1948, S. 495, Abb. 71.
5. DIN 1055, Bl. 4 (z. B. in [3], S. 100). Zum Unterschied von einer vertikalen Belastung  $q$  soll hier der Staudruck mit  $\bar{q}$  bezeichnet werden.
6. Maher, Frederick u. Estes: Wind Tunnel Tests of Suspension Bridge Models. Bulletin Nr. 69 of the Virginia Polytechnic Institute, Vol. XXI, No. 6. September 1948.
7. A m m a n n : Civil Engineering 16 (1946) S. 101.

Kurze Technische Berichte.

Betonfahrbahnen von Straßenbrücken.

Im Rahmen des in Heft 3 besprochenen amerikanischen Versuchsprogrammes wurden auch die Fahrbahnplatten und deren lastverteilende Wirkung untersucht.

Da sowohl das Verhalten der Fahrbahnplatten bei niedrigen Laststufen (Stadium I) wie auch nach der Rissebildung (Stadium II) und beim Bruch (Stadium III) interessierte, mußten die Lasten langsam gesteigert und — um bewegliche Verkehrslasten darzustellen — von Punkt zu Punkt bewegt werden. Zu diesem Zwecke wurden fahrbare Stahlrahmen verwendet, welche die teilweise sehr breiten Modelle umfaßten (Abb. 1). Die Messungen wurden mit den üblichen mechanischen und elektrischen Meßgeräten durchgeführt.

Die zweiseitig gelagerte Fahrbahnplatte.

Die Versuche mit zweiseitig gelagerten Platten von 2 m Spannweite und 6,1 m Breite bei einer Stärke von 16,5 cm mit einer Einzellast in Plattenmitte ergaben im

allgemeinen eine gute Übereinstimmung mit der Theorie der unendlich breiten Platte. Unter der Last, die mit einer Kreisfläche bis zu 15 cm  $\varnothing$  wirkte, lagen die gemessenen Spannungen etwas höher. In den Stahleinlagen erreichten dagegen die gemessenen Spannungswerte bei allen Laststufen nur etwa 80% der theoretischen Werte, im Bereich der Last waren noch größere Abweichungen zu verzeichnen. Der Bruch trat nach Rissebildungen im Beton und nach Überschreiten der Streckgrenze in Form von einem Durchstanzen der Lastfläche ein. Die Lage der Last hatte dabei nur geringen Einfluß. Die gleiche Erscheinung konnte auch später bei allen Versuchen beobachtet werden. Um den Einfluß der Belastungsfläche zu untersuchen, wurden Versuche mit verschiedener Lastflächengröße und -form durchgeführt mit dem Ergebnis, daß bei einer Verteilungsfläche von 5 cm bis 25 cm  $\varnothing$  die Spannungswerte nur unter der Last geringfügige Unterschiede aufwiesen. Dadurch waren Zweifel über die Anwendbarkeit einer konzentrierten Belastung in Form von runden Lastscheiben als Ersatz für



die tatsächlichen Radlasten beseitigt. Im übrigen ergaben Versuche an den im Maßstab 1 : 4 verkleinerten Modellen die gleichen Ergebnisse.

Eine Versuchsreihe an Platten mit Pflasterbelag ergaben Aufschlüsse über die Größe der mittragenden Breite und bestärkten die bisher gefundenen Ergebnisse, daß die genaue Form der Belastungsfläche nicht von allzu großer Bedeutung ist, das Verhältnis von mittragender Fläche zur Plattenstärke jedoch größeren Einfluß besitzt. Die Stützungsart hat auf die Spannungen in Nähe der konzentrierten Last geringeren Einfluß. Die Wirkung

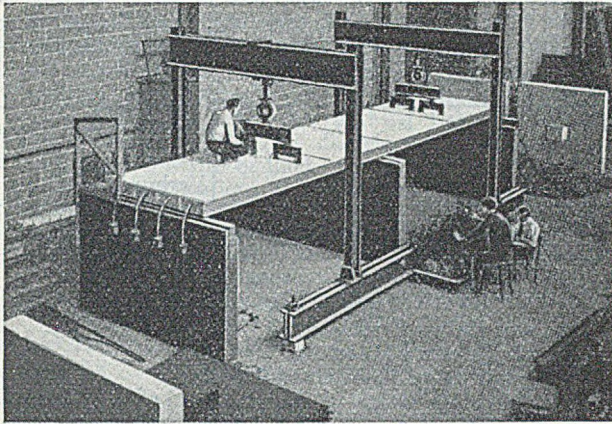


Abb. 1. Versuchsanordnung für eine über zwei Felder durchlaufende Plattenträgerbrücke.

einer Last in Nähe der Auflagerung ist bei der Platte jedoch wesentlich größer als beim Balken.

Der Typ der Betonfahrbahn mit Randverstärkung ist in USA sehr gebräuchlich, so daß über diese Plattenart eine größere Versuchsreihe gerechtfertigt erschien. Das wichtigste Ergebnis war die Tatsache, daß die Streckgrenze bei diesen Platten erst bei dem 4- bis 5fachen Wert der Verkehrslast erreicht wurde, wobei die Versuchsplatten genau einer Fahrbahnplatte für den Lastzug H 20 der AASHO nachgebildet waren, mit einer Betonfestigkeit von 246 bis 280 kg/cm<sup>2</sup> und einem Stahl von mittlerer Qualität. Darüber hinaus ergab sich eine weitere Reserve von rd. 25 %. Derartige Brücken haben offenbar einen hohen Grad von Sicherheit.

Auch über die schiefe Platte wurden Versuche angestellt. Besonders erwähnenswert waren drei Versuche mit Platten von 45° Schiefe mit verschiedenen angeordneten Bewehrungen. Bei der Platte mit Hauptbewehrung in Fahrtrichtung trat die Streckgrenze bei der 3,5fachen Verkehrslast ein, während bei Anordnung der Hauptbewehrung senkrecht zu den Widerlagern eine Erhöhung bis auf das 4fache eintrat, wobei allerdings die Bewehrung im ersten

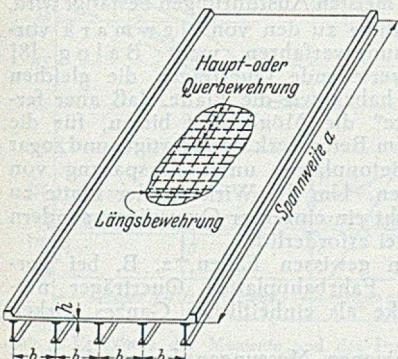


Abb. 2. Schemaskizze einer Plattenträgerbrücke („slab and stringer bridge“).

Falle doppelt so stark war. Ein Versuch mit einer dritten Platte mit der gleichen Bewehrungsanordnung wie bei der ersten Platte, jedoch mit einer geringeren Bewehrung ergab nur die 2,4fache Verkehrsbelastung bei Eintritt der Streckgrenze. Der Bruch trat dementsprechend bei 7,5-, 7,25- und 4,7facher Verkehrslast ein. Daraus geht die Überlegenheit der Platte mit einer Bewehrung senkrecht zum Widerlager hervor.

#### Plattenträgerbrücken.

Eine der weitestverbreiteten Bauarten für Straßenbrücken von 6 bis 24 m Spannweite in USA ist die Stahlbetonplatte auf mehreren Stahllängsträgern, die sog.

„slab and stringer bridge“, im folgenden kurz „Platten-trägerbrücke“ genannt (Abb. 2). Die theoretischen Untersuchungen über diese Bauart wurden von Newmark 1938 begonnen, 1942 wurden bereits vereinfachte Bemessungsverfahren veröffentlicht und nunmehr in Verbindung mit den Versuchsergebnissen neu bearbeitet [2].

#### Lastverteilende Wirkung der Platte.

Vor allem interessiert die Frage der lastverteilenden Wirkung der Betonplatte sowie der Beanspruchung der Platte. Bei den hier betrachteten Brücken handelt es sich

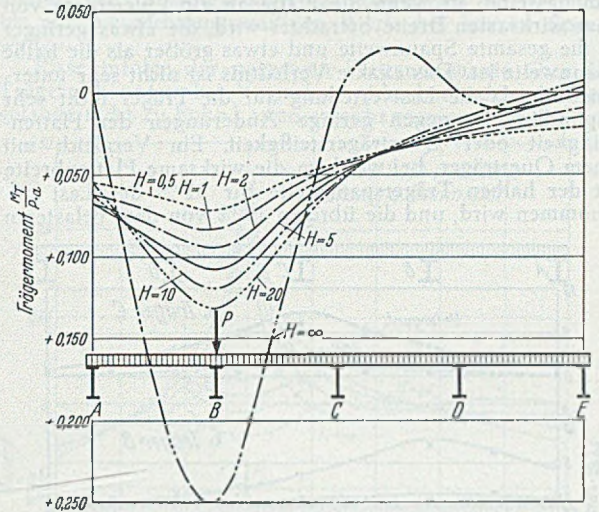


Abb. 3. Einfluß der Plattensteifigkeit auf die Trägermomente ( $b/a = 0,1$ ).

im allgemeinen um Bauwerke mit vier oder mehr Längsträgern von konstantem Trägheitsmoment  $J_T$  und einem Trägerabstand  $b = 1,5$  bis 2,4 m. Um das Verhältnis der Steifigkeit zwischen Platte und Träger zu erfassen, wird von Newmark die Hilfsgröße

$$H = \frac{E_T \cdot J_T}{a \cdot E_{Pl} \cdot J_{Pl}}$$

eingeführt mit dem Trägheitsmoment  $J_{Pl}$  der Platte auf die Längeneinheit bezogen. Mit  $a$  wird die Spannweite bezeichnet. Die Werte  $H$  liegen z. B. bei einer Spannweite von 18,3 m in der Größenordnung von

$H = 3$  bis 8 für Träger ohne Verbund,

$H = 3$  bis 15 für Verbundträger,

$H = 15$  bis 30 für Plattenbalken aus Beton.

Der Einfluß der Plattenstärke  $h$  ist groß, jedoch für einen gegebenen Typ nicht von ausschlaggebender Bedeutung. Abb. 3 zeigt die lastverteilende Wirkung der Platte für ver-

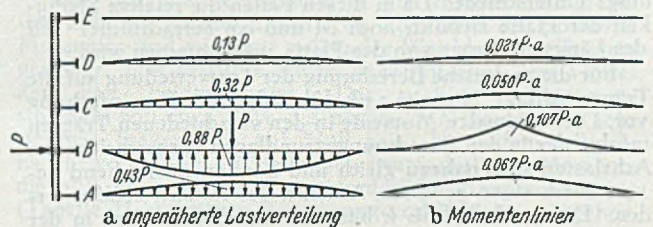


Abb. 4. Lastverteilende Wirkung der Platte und Momentenlinien infolge einer Einzellast ( $H = 5$  und  $b/a = 0,1$ ).

schiedene Werte von  $H$  bei einer Fünfträgerbrücke mit  $b/a = 0,1$ . Für  $H = \infty$  erhält Träger B das Moment  $0,250 \cdot P \cdot a$  und für  $H = 0,5$  das Moment  $0,071 \cdot P \cdot a$ .

Die Platte wirkt ähnlich wie ein lastverteilender Querträger, allerdings mit dem Unterschied, daß der Querträger im wesentlichen eine konzentrierte Last auf die benachbarten Träger überträgt. Die Form der Lastverteilung und der Momentenlinien infolge der kontinuierlichen Fahrbahnplatte ist in Abb. 4 dargestellt. Bei den Trägern A, C, D, E kann sowohl für die Momentenlinie wie auch für den Verlauf der Belastung mit ausreichender Genauigkeit ein sinusförmiger Verlauf angenommen werden, die Belastung des Trägers B setzt sich zusammen aus der Einzellast  $P$  und einer durch

die benachbarten Träger hervorgerufenen, sinusförmig verlaufenden Entlastung

Die lastverteilende Wirkung der Platte kann folgendermaßen analysiert werden: Für eine annähernd sinusförmig verteilte Last über die gesamte Länge hin wirkt die Platte wie ein Querträger mit einer wirksamen Breite, die praktisch gleich dem Trägerabstand ist. Für eine konzentrierte Last in Brückenmitte gibt bei einer Sinusreihenentwicklung nach F o u r i e r das erste Glied rd. 81 % des Momentes an. Die restlichen 19 % verteilen sich auf verschiedene Art mit unterschiedlichen Breiten der Platte. Das Ergebnis ist praktisch dasselbe, als wenn die Platte als ein Querträger von einer wirksamen Breite betrachtet wird, die etwas geringer als die gesamte Spannweite und etwas größer als die halbe Spannweite ist. Das exakte Verhältnis ist nicht sehr unterschiedlich, da die Lastverteilung auf die Träger nicht sehr empfindlich ist gegen geringe Änderungen der Plattensteifigkeit oder Querträgersteifigkeit. Ein Vergleich mit einem Querträger, bei welchem die wirksame Plattenbreite mit der halben Trägerspannweite für 81 % der Last angenommen wird, und die übrigen 19 % von dem belasteten

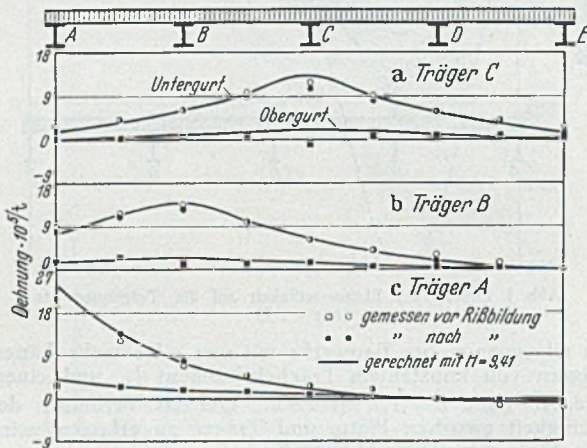


Abb. 5. Einflußordinaten für die Trägerdehnungen in Brückenmitte. (Modell von 4,57 m Spannweite mit Verbundwirkung.) (Längung und Verkürzung sind nach oben aufgetragen.)

Hauptträger aufgenommen werden, liefert Ergebnisse, die auf der sicheren Seite liegen und in guter Übereinstimmung mit den theoretischen Untersuchungen stehen.

Da die Platte einen sehr wirksamen Querträger darstellt, ist es nicht notwendig, zusätzliche Querverbindungen anzuordnen, außer im Falle einer sehr dünnen Platte.

Die hierüber durchgeführten Versuche zeigen eine gute Übereinstimmung mit der Theorie, wie dies z. B. aus Abb. 5, in welcher gemessene und gerechnete Ergebnisse gegenübergestellt sind, zu ersehen ist.

Bei kleineren Spannweiten bis zu 6 m ergeben sich allerdings Unterschiede. Da in diesen Fällen die relative Steifigkeit der Platte ziemlich hoch ist und ein beträchtlicher Teil des Längsmomentes von der Platte aufgenommen wird.

Für die praktische Berechnung der Lastverteilung auf die Träger schlägt N e w m a r k [2] folgende Vereinfachung vor. Die maximalen Momente in den verschiedenen Trägern infolge der in den Berechnungsgrundlagen vorgeschriebenen Achslasten sind nahezu gleich und können ausreichend genau durch einen gewissen Anteil  $k$  der Radlast erfaßt werden. Dieses Verhältnis  $k$  hängt von  $a$ ,  $b$  und  $H$  ab in der

Form  $k = \frac{b}{s}$ , wobei  $s$  als empirischer Wert aus mehr als

50 Brückenentwürfen mit verschiedenen Spannweiten, Trägerabständen und Steifigkeitsverhältnissen für die Brückenmitte bestimmt ist zu:

$$s = 1,4 + 0,04 \frac{a}{\sqrt{H}}$$

Ferner muß die Ungleichung erfüllt sein

$$k \geq \frac{\sum P}{n}$$

worin  $n$  = Zahl der Radlasten  $P$ , die auf einen Brückenquerschnitt entfallen.

In Tabelle 1 sind die für die üblichen amerikanischen Verhältnisse in Frage kommenden  $s$ -Werte wiedergegeben.

Die Berechnung der Träger für Eigengewicht bzw. für gleichmäßig verteilte Last bringt keine Schwierigkeiten. Das Verhältnis von Eigengewicht zur Verkehrslast ist je nach Spannweite verschieden.

Für  $a = 14$  m ist  $M_g \approx 0,5 M_{qp}$ ,

$a = 20$  m „  $M_g \approx 1,0 M_{qp}$ ,

$a = 26$  m „  $M_g \approx 1,2 M_{qp}$ .

Jedoch spielt die Plattenstärke eine wesentliche Rolle, einmal im Hinblick auf das Steifigkeitsverhältnis und damit auch verbunden auf die Lastverteilung, zum anderen infolge der Gewichtserhöhung, welche das Moment aus Eigengewicht in dem Träger stark beeinflußt. Eine Verstärkung der Platte um 2,5 cm bedingte eine Änderung des Eigen-

Tabelle 1.

	Werte von $s$ [m]	
	ohne Verbund	mit Verbund
1) Für den Entwurf maßgebend eine Radlast von 40 % des Gesamtgewichtes eines Standard-Lastwagens H einschließlich Stoßzuschlag ..	1,74	1,62
2) Für den Entwurf maßgebend die nur 6 t schwere Radlast des Standard-Lastwagens H 20 einschließlich Stoßzuschlag .....	1,68	1,59

Anmerkung: Die unter 1) angegebenen Werte können verwendet werden, wenn die Platte für eine Radlast von 8 t zuzüglich Stoßzuschlag bemessen ist. Diese Forderung soll im Interesse einer ausreichenden Lastverteilung eine angemessene Steifigkeit der Platte sicherstellen, um aus den dadurch verringerten Momenten aus Verkehrslast Vorteile zu gewinnen.

gewichtetes bereits um 15 %. Das Eigengewicht der gesamten Brücke kann gleichmäßig auf die Zahl der Träger verteilt werden, wobei die Belastung je Träger nicht geringer sein sollte als das Trägereigengewicht, Gewicht des auf ihn entfallenden Plattenstreifens und des etwa vorhandenen Fahrbahnbelags.

Die Wahl des geeigneten Trägerabstandes ist ein wichtiger Punkt, auf den T a c h a u [6] hinweist. T a c h a u kommt auf Grund von Vergleichsrechnungen zu dem Ergebnis, daß in bezug auf Gesamtgewicht (Beton und Stahl) der günstigste Trägerabstand bei 1,2–1,5 m liegt. Wird jedoch das Beton- und Stahlgewicht gesondert betrachtet — unter Berücksichtigung der verschiedenen Kosten der beiden Baustoffe —, so liegt das Kostenminimum bei 1,5 bis 2,4 m, was durch die meisten Ausführungen bestätigt wird.

In einer Stellungnahme zu den von N e w m a r k vorgeschlagenen Berechnungsverfahren weist B a l o g [8] darauf hin, daß lastverteilende Querträger die gleichen günstigen Wirkungen haben wie die Platte, daß aber ferner diese „Trägerroste“ die Möglichkeit bieten, für die Fahrbahnplatte in einem Betonwerk vorgefertigte und sogar u. U. vorgespannte Betonplatten unter Einsparung von Schalung zu verwenden. Um die Wirkung der Platte zu ersetzen, ist jedoch nicht ein einzelner Querträger, sondern es sind mindestens drei erforderlich.

Allerdings sind in gewissen Fällen, z. B. bei vorgespannten einzelnen Fahrbahnplatten, Querträger notwendig, um die Brücke als einheitliches Ganzes wirken zu lassen.

Auf Grund von eigenen Messungen kommt B a l o g zu der Feststellung, daß die von N e w m a r k vorgeschlagene Berechnung zwar eine Verbesserung jedoch noch keine ausreichende Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse darstellt. B. kommt jedoch zu seinen unterschiedlichen Ergebnissen auf Grund eines Irrtums bei der Betrachtung der Lastverteilung einer Einzellast.

Da die Längsverteilung der Lasten bei den einzelnen Trägern verschiedene Form annimmt, sind die Durchbiegungen nicht proportional den Momenten, insbesondere für die Einzellast. Abb. 6 zeigt das Verhältnis von Moment und Durchbiegung bezogen auf Maximal- und Durchschnittswerte. Die Momente verteilen sich auf die Träger ungleichmäßiger als die Durchbiegungen. Für mehrere Lasten ist der Unterschied naturgemäß geringer. Die 1946 veröffentlichten Versuche über diesen Punkt zeigen eine gute Übereinstimmung mit diesen Annahmen.

Platte.

Für das Verhalten der Platte sind folgende Zustände zu unterscheiden, wobei ein Plattenfeld von der Spannweite  $b$  betrachtet wird:

1. Verhalten als einfach gelagerte Platte von der Spannweite  $b$  mit unendlicher Breite,
2. Wirkung der Kontinuität ohne Berücksichtigung der elastischen Stützung, Abminderung der nach 1. berechneten Momente um etwa 20 %,
3. Wirkung der elastischen Stützung, die positiven Momente wachsen im allgemeinen etwa in der Größenordnung der Abminderung von 2. wieder an.

In Abb. 7 ist dieser Zusammenhang für eine Last in Plattenmitte dargestellt. Das Moment für die einfache Platte ist mit der Querdehnungszahl  $\mu = 0$  berechnet. Die Wirkung der Kontinuität allein wird durch die Kurve  $H = \infty$  dargestellt. Der Unterschied bei den anderen Werten von  $H$  wird durch die elastische Stützung der durchlaufenden Platte bedingt.

Der rechnermäßige Wert der Momente in Quer- und Längsrichtung der einfachen Platte unmittelbar unter der Last  $P$  kann näherungsweise angegeben werden in Querrichtung mit

$$M_q = 1,16 \frac{P}{3 + 10c/b}$$

und in Längsrichtung mit

$$M_l = M_q - 0,08 \cdot P$$

wobei  $c$  der Durchmesser der der Lastverteilungsfläche gleichwertigen Kreisfläche ist. Für die Radlast des Lastenzuges  $H$  15 und  $H$  20 beträgt  $c$  rd. 38 cm.

Im allgemeinen liegen die Momente unter Berücksichtigung der vorher erwähnten Einflüsse bei den üblichen Ausführungen in der Größenordnung von:

$$M_q = 0,20 \text{ bis } 0,28 \cdot P$$

$$M_l = 0,12 \text{ bis } 0,20 \cdot P$$

Die Versuche ergaben stets geringere Spannungen in der Bewehrung im Bereiche der konzentrierten Last. Diese Tatsache erklärt sich daraus, daß die vereinfachte Berechnung für die Spannungsspitze unter der Last für gerissenen Stahlbeton nicht direkt anwendbar ist.

Da es unmöglich war, die einzelnen Einflüsse bei den Versuchen zu trennen, konnte nicht festgestellt werden, ob die Einzelwirkungen der Kontinuität und elastischer

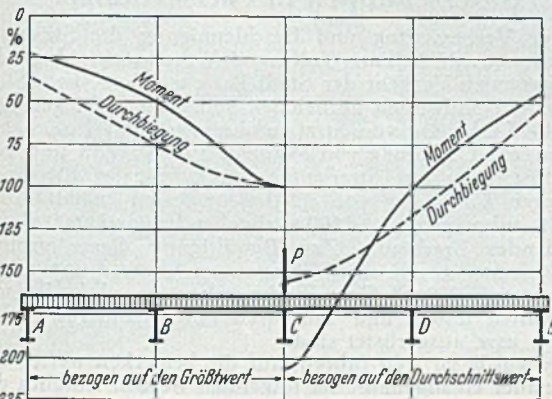


Abb. 6. Verhältnis der Momente und der Durchbiegungen der Träger infolge einer Einzellast in Brückenmitte ( $H = 5$  und  $b/a = 0,1$ ).

Stützung durch die Theorie richtig erfaßt werden. Da jedoch andererseits die Versuchsergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den theoretischen Trägermomenten aufwiesen, kann angenommen werden, daß zumindest qualitative Übereinstimmung besteht.

Die Spannungen in der Bewehrung sind nach den Messungen immer beträchtlich geringer als theoretisch er-rechnet, außer bei Brücken geringerer Spannweiten. Bei den letzteren erreichen die Spannungen nach deutlich auf-tretenden Rissen die theoretischen Werte.

In diesem Falle ist die Längssteifigkeit der Fahrbahn-platte relativ hoch, und die Platte übernimmt einen größe-ren Teil der Längsmomente. Dieser Anteil läßt sich z. B. für eine Brücke aus fünf Trägern mit vier Plattenfeldern von der Breite  $b$  angeben zu:

$$r = \frac{4 \cdot b \cdot E_{Pl} \cdot J_{Pl}}{4 b \cdot E_{Pl} \cdot J_{Pl} + 5 E \cdot J} = \frac{1}{1 + \frac{5}{4} \cdot \frac{a \cdot H}{b}}$$

Für die untersuchten kurzen Spannweiten liegt  $r$  in der Größe von 0,23 bis 0,07, während für größere Spannweiten  $r = 0,02$  oder noch weniger beträgt. Treten bei kurzen Spannweiten Risse infolge dieser Beanspruchung auf, so übernehmen die Träger zwangsläufig ein größeres Moment, und die Platte erhält infolge ihrer größeren last-verteilenden Wirkung in Querrichtung auch größere Mo-mente. Die Tatsache erklärt das Anwachsen der Momente bis auf die rechnermäßigen Werte bei kurzen Span-nweiten.

Risse infolge der negativen Plattenmomente über den Trägern konnten bei Versuchen nicht beobachtet werden, solange nicht zu hohe Lasten erreicht wurden.

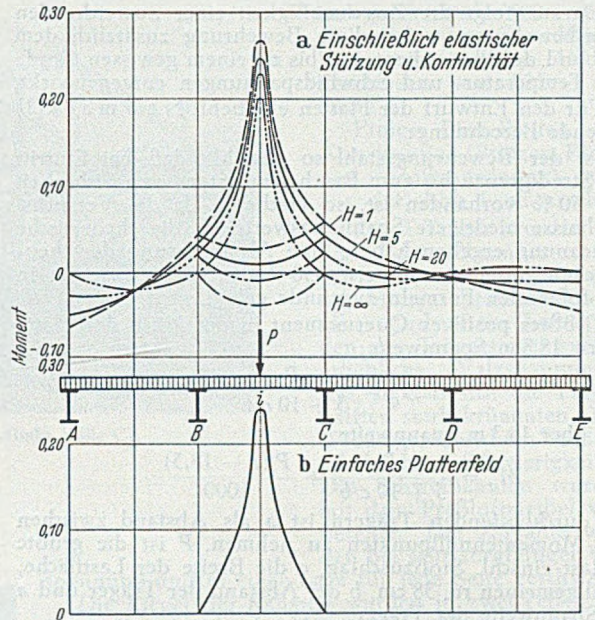


Abb. 7. Einflußlinie für das Plattenmoment im Punkt  $i$  in Brückenmitte.

Weiterhin zeigten die Versuche, daß die entwickelten Bemessungsverfahren auf der sicheren Seite lagen. Der Bruch trat erst ein, wenn in der Nähe der Last die Streckgrenze erreicht wurde, und zwar in Form eines Durch-stanzens der Platte. Dabei war eine Laststeigerung vom Beginn der Streckgrenze ab von 50 bis zu 100 % zu beob-achten. Aus diesem Grunde wird eine Abminderung um etwa 30 % der theoretisch errechneten Momente vor-geschlagen, wie dies im Hochbau bei gleichmäßig verteilten Lasten bereits durchgeführt ist.

Das negative Feldmoment in Plattenmitte beträgt bei den üblichen Ausführungen etwa ein Viertel des positiven Momentes und wird mit steigender Weichheit des Trägers geringer. Das negative Stützmoment ist etwa drei Viertel des max. Feldmomentes. Das positive Stützmoment schwankt von etwa 50 % des negativen Momentes bei sehr weichen Trägern bis auf Null bei sehr steifen Trägern. Es ist zweckmäßig, an Stelle dieser veränderlichen Momente die auf die in Plattenmitte erforderliche Hauptbewehrung (Tabelle 2) bezogenen Bewehrungsverhältnisse anzugeben.

Tabelle 2. Bewehrung der Betonplatte.

	Querbewehrung		Längs-bewehrung über die gesamte Plattenbreite
	in Mitte des Plattenstreifens	über den Trägern	
Untere Bewehrung	1,0	0,4	0,5 <sup>2</sup>
Obere Bewehrung	0,2	0,7 <sup>1</sup>	0,2

<sup>1</sup> Dieser Wert gilt für einfache Spannweiten und für den Bereich der positiven Momente von durchlaufenden Brücken. Im Bereich der negativen Momente ist der Wert auf 0,8 zu erhöhen.

<sup>2</sup> Für Verbundträger und für alle schiefen Brücken sollte die Bewehrung nicht unter 0,5 % des wirksamen Betonquerschnittes betragen.

Das Moment in Längsrichtung im Bereich einer konzentrierten Last beträgt etwa zwei Drittel des Momentes in Querrichtung. Dieses Moment wird durch die Durchbiegungen der Träger erhöht und nur leicht durch die Kontinuität abgemindert. Die Versuche haben jedoch gezeigt, daß die zur Deckung dieser theoretischen Momente erforderliche Bewehrung ohne ernsthafte Schäden für das Bauwerk verringert werden kann.

Versuchsplatten mit 1,05 %, 0,59 % und 0,20 % Längsbewehrung in Plattenmitte ohne Verbundwirkung ergaben keine großen Änderungen in den Spannungen, andererseits verschlechtert sich durch das Fehlen einer Längsbewehrung die verteilende Wirkung der Platte. Bei der Platte mit nur 0,20 % Längsbewehrung entstanden in der Querrichtung weitklaffende Risse, wogegen bei der Platte mit 1,06 % Bewehrung die Risse zahlreicher, aber relativ feiner waren mit mehr zufälligem Verlauf.

Daraus folgt die Zweckmäßigkeit einer ausreichenden Längsbewehrung, wobei diese Bewehrung zusätzlich dem Verbund der Platte dient und bis zu einem gewissen Grade den Temperatur- und Schwindspannungen entgegenwirkt.

Für den Entwurf der Platten empfiehlt Ne w m a r k [2] folgende Berechnung:

Ist der Bewehrungsstahl so gewählt, daß bei Eintritt der Streckgrenze bis zum Bruch mindestens eine Sicherheit von 50 % vorhanden ist, so erscheint, da die Versuchsergebnisse niedrigere Spannungswerte als die theoretische Berechnung ergeben haben, eine Abminderung der theoretischen Momente um etwa 30 % vertretbar, wie sie in den folgenden Formeln zugrunde gelegt wird.

Größtes positives Quermoment in der Mitte der Platte bis zu 18,3 m Spannweite:

$$M_q = \frac{P}{3 + 10 c/b}$$

und über 18,3 m Spannweite

$$M_q = \frac{P}{3 + 10 c/b} + \frac{P(a - 18,3)}{1000}$$

Bei durchlaufenden Trägern ist  $a$  als Abstand zwischen den Momentennullpunkten zu nehmen,  $P$  ist die größte Radlast einschl. Stoßzuschlag,  $c$  die Breite der Lastfläche, im allgemeinen rd. 38 cm,  $b$  der Abstand der Träger und  $a$  die Spannweite der Träger.

Das positive Moment aus gleichmäßig verteilter Last  $w$  ist mit

$$M_{qw} = \frac{1}{8} w b^2$$

anzunehmen. Bei vorgesehener Verbundwirkung sowie bei Betonbalken können diese Momente um rd. 10 % verringert werden. Aufbiegungen über den Trägern sollten in höchstens 0,25  $b$  Abstand von der Trägermitte entfernt liegen.

[Literatur vgl. den ersten Bericht Bauingenieur 25 (1950) S. 110.] Herbert Fröhlich, Offenbach/M.

### Träger mit Sparöffnungen.

Die Mr. Boyd geschützten I-Träger mit Sparöffnungen (castellated beams = mit „Türmchen und Zinnen“ versehene Träger) werden seit kurzem auch in England angewendet. Über die Herstellung vgl. den vorstehen-

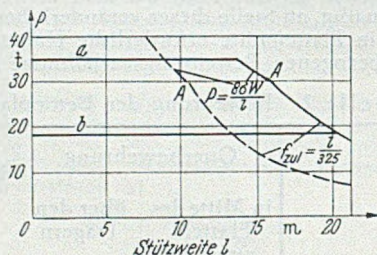


Abb. 2. Zulässige Belastungen für einen Träger I 56 (BS 22" · 7") mit vollem Steg und für den entsprechenden Träger mit Aussparungen (waagrechte Linien a und b: Begrenzung der zul. Belastung durch die Schubbeulung des Steges).

den Bericht. Die Abb. 1 zeigt einen solchen Träger auf dem Schweißstisch, wobei die Trägerhälften mittels zweier Verstärkungsbalken gut verspannt sind, um ihre Verbiegung beim Schweißen zu vermeiden.

Die Kurven von Abb. 2 geben die zulässigen Belastungen  $P$  für das Beispiel eines vollen Trägers I BS 22" ( $h = 559$  mm,  $b = 178$  mm), sowie des entsprechenden Trägers mit Aussparungen. Das Diagramm zeigt, daß  $P_{zul}$  bei gleicher Stützweite  $l$  im Vergleich zum gewöhnlichen Träger mit vollem Steg erheblich zunimmt, wenn die Steifigkeit bzw.  $f_{zul}$  ausschlaggebend ist und nicht die Randspannung  $\sigma_{max}$ . In Abb. 2 bezeichnet die waagrechte Linie „a“ den Wert  $P$  mit Rücksicht auf die Stegbeulung, wenn die Endfelder des Steges voll sind, und die Linie „b“ desgl., wenn auch die Endfelder offen sind. „A“ ist die Belastung, bei welcher in der Randfaser  $\sigma_{zul} = 1,575$  t/cm<sup>2</sup> erreicht wird.

Für größere Stützweiten als entsprechend  $A$  wird die größte Durchbiegung maßgebend, die mit  $f_{zul} = l/325$  angenommen ist. (Über die Beulberechnung ist in der Quelle nichts Näheres angegeben. Hinsichtlich der zulässigen Belastungen wäre noch festzustellen, daß bei der Bemessung nur die Biegerandspannungen  $\sigma = M/W$  berücksichtigt sind, während die Zusatzspannungen infolge der Rahmenwirkung offenbar unbeachtet blieben. Nach meinen eigenen Untersuchungen an ähnlichen Trägern ist dies Vorgehen jedoch nicht immer ausreichend, d. h. die Vergleichsbasis für in Abb. 2 verglichenen Balken ist nicht ganz die gleiche. Bem. des Bearbeiters.)

Als Vorteil der Träger mit Sparöffnungen wird, außer der Gewichts- und Kostenersparnis, noch hervorgehoben, daß es dabei möglich ist, mit einer viel geringeren Zahl von Walzprofilen auszukommen. [Nach Engineering 168 (1949) Nr. 4368, S. 391.] F. Schleicher, Düsseldorf.

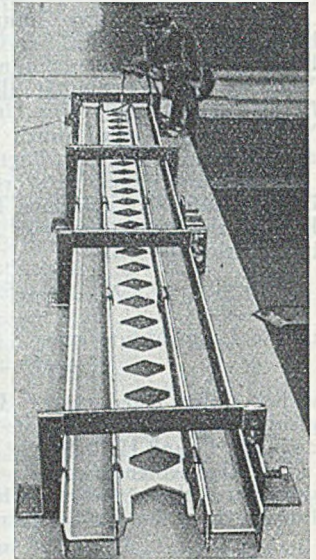


Abb. 1. Träger mit Aussparungen auf der Schweißbank.

### Güterschuppen in Paris-Tolbiac.

Zur Verbesserung und Beschleunigung des Stückgutverkehrs wurde in Paris-Tolbiac eine Anlage errichtet, die den gesamten Verkehr der Stadt Paris von bzw. nach Südosten und Südwesten aufnehmen soll. Sie ist eingerichtet für die Verladung von Straßenfahrzeugen auf Eisenbahnwagen, die Umladung von Wagon auf Wagon und von der Eisenbahn auf Straßenfahrzeuge. Sie ist für einen täglichen Umschlag von 3200 t bemessen, nämlich für 1100 t ankommendes, 1500 t abgehendes und 600 t umzuladendes Frachtgut. Zur Bewältigung dieser großen Umschlagmenge ist eine Gruppe von Güterschuppen mit insgesamt 56 000 m<sup>2</sup> Grundfläche erbaut worden, die mit zahlreichen festen und fahrbaren Förderbändern, Hebezeugen usw. ausgerüstet sind.

Es würde zu weit führen, auf die bemerkenswerte Anlage näher einzugehen. Im folgenden werden lediglich die 3 nebeneinander liegenden Hallen (A, B, C) betrachtet, in denen die abgehenden Eisenbahnwagen beladen werden. Die Binder der Hallen A, B, C haben 16,5 m bzw. 16,6 m bzw. 16,5 m Spannweite, die Hallen sind 220 m lang. Abb. 3 zeigt eine Innenansicht der fertigen Halle C.

Der Bauplan sah sehr knappe Termine vor; für den ersten Bauabschnitt, bestehend aus den drei Hallen A, B, C und Teilen von drei weiteren Hallen, standen nur 180 Tage zur Verfügung. Diese kurze Bauzeit hat die Konstruktion stark beeinflusst und ist für deren Eigenart wesentlich mitbestimmend gewesen. Bei Baubeginn (März 1948) stand den Konstrukteuren nämlich nur eine kleine Auswahl von Walzmaterial zur Verfügung; es fehlten insbesondere kleine Winkelstähle, die damals nur mit langen Lieferfristen erhältlich waren. Die Rahmenbinder wurden deshalb aus I-Trägern hergestellt, von denen große Mengen vorrätig waren. Der Steg der I-Träger wurde nach einer Zickzacklinie aufgeschnitten und dann wieder

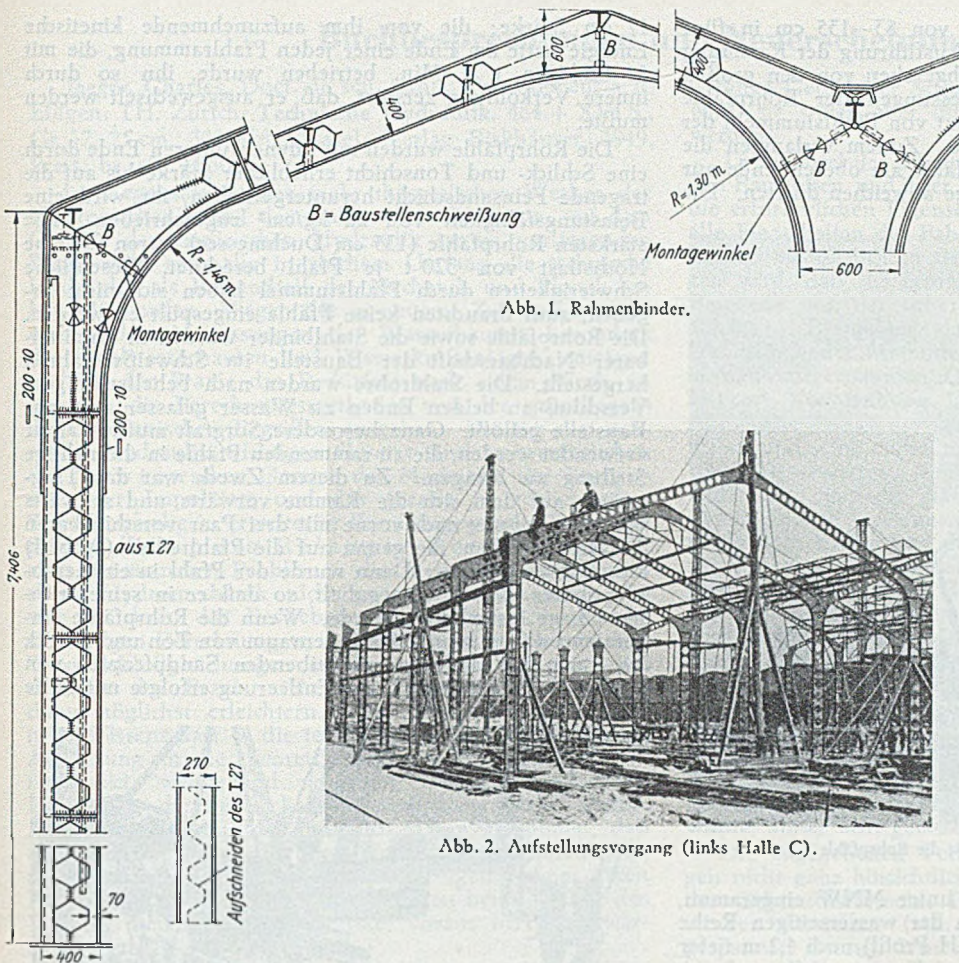


Abb. 1. Rahmenbinder.

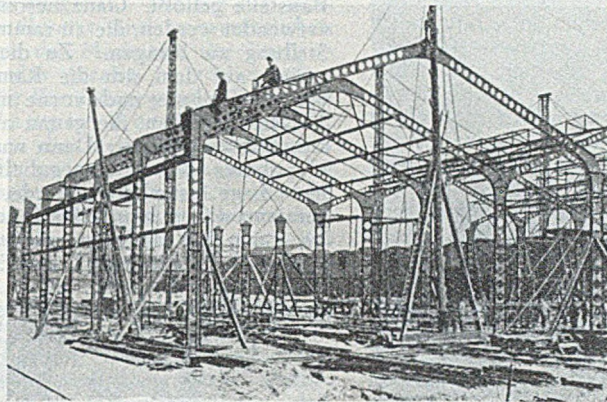


Abb. 2. Aufstellungsvorgang (links Halle C).

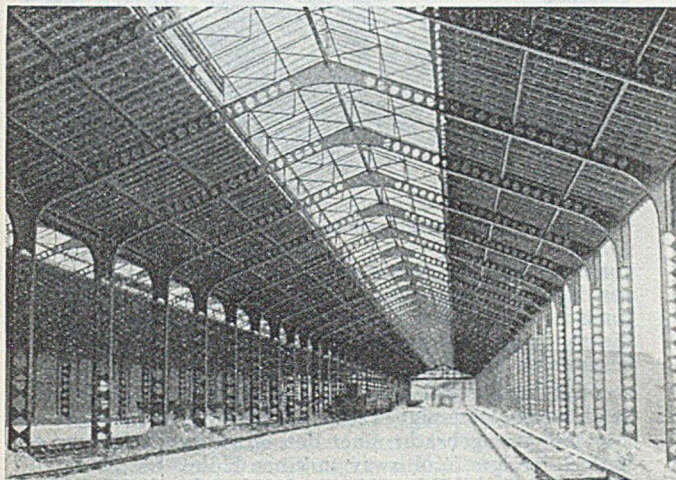


Abb. 3. Innenansicht der fertigen Halle C.

verschweißt, vgl. Abb. 1. Die so entstehende Konstruktion erschien für die vorliegenden Hochbauten besonders gut brauchbar, weil hier nur kleine Querkräfte aufzunehmen sind; die Schweißnähte können größtenteils in der Werkstatt ausgeführt werden, die Baustellenarbeit ist auf die Herstellung weniger Stöße beschränkt. Der Preis der Stahlkonstruktion für die Hallen A, B, C stellte sich sogar noch etwas günstiger als für die üblichen leichten Fachwerkbinder. Man hatte damit vor allem den Vorteil, daß die langen Lieferfristen für Winkelstahl vermieden werden konnten, die andernfalls eine große Verzögerung der ganzen Bauausführung mit sich gebracht hätten.

Für die Binder wurden parallelflanschtige I-Träger von 270 mm Höhe benutzt und nur für die inneren Stützen solche von 360 mm Höhe. Die I 27 wurden durch Aufschneiden und Verschweißung nach Abb. 1 auf eine Höhe von 400 mm gebracht, wobei das Widerstandsmoment von

515 auf 768 cm<sup>3</sup> stieg. Im oberen Teil der äußeren Stützen sind noch Gurtplatten 200 · 10 aufgeschweißt. Die I 36 wurden auf eine Höhe von 600 mm gebracht, wodurch sich ihr Widerstandsmoment von 1090 auf 1748 cm<sup>3</sup> vergrößerte.

Die Stützen haben nur kleine Lasten aufzunehmen, nämlich etwa 6 t bei den äußeren und 13 t bei den inneren Stützen. Auf die Hallenlänge von 220 m sind jeweils 43 Binder vorhanden. Die Stahlkonstruktion wiegt im ganzen rd. 500 t oder 47 kg/m<sup>2</sup> der Grundfläche. Verbraucht wurden 110 000 Elektroden von 3,25–4 mm Dicke.

Einige Einzelheiten der Konstruktion (Stützen, Riegel und Stoßanordnung) sind aus der Abb. 1 zu ersehen.

Die I-Träger wurden mit dem Schweißbrenner aufgeschnitten, der längs einer Schablone automatisch geführt wurde. Beim Aufschneiden der Trägerstege wurden erhebliche Walzspannungen frei, so daß sich die Trägerhälften stark krümmten. Das Wiedergaderichten bereitete erhebliche Schwierigkeiten. Die Schweißkanten wurden mit dem Pressluftmeißel vorbereitet. Die X-Nähte wurden bei sehr sorgfältiger Ver-

spannung und in einer Lage für jede Seite geschweißt.

Die Riegel der Rahmen wurden in zwei Teilen zur Baustelle gebracht, der Mittelstoß am Boden zusammengeschweißt. Die Riegel wurden im ganzen hochgezogen und mit den aus Abb. 1 ersichtlichen Montagewinkeln vorläufig befestigt. Ein fahrbares Rohrgerüst diente zur Erleichterung der Schweißarbeiten. Die Abb. 2 zeigt den Montagevorgang, im Vordergrund einige fertig aufgestellte Binder, im Hintergrund die Stützen; rechts vorne ist das fahrbare Rohrgerüst zu erkennen.

Die Werkstattarbeit wurde im März 1948 begonnen und im Mai beendet; die Aufstellung wurde am 15. Juli abgeschlossen, die Ausbauarbeiten im August 1948.

Es ist bemerkenswert, daß die später erbauten Hallen, deren Stützweiten 30 bis 35 m betragen, nicht die gleiche Bauweise besitzen, sondern die üblichen Fachwerkbinder erhalten haben. Die Normalkräfte in den Stützen erreichen bei diesen Hallen nämlich Werte bis zu 72 t, so daß bei gleicher Bauart sehr schwere Träger notwendig gewesen wären. Diese Konstruktion wäre aber nach dem Bericht soweit aus dem üblichen Rahmen gefallen, daß man ihre Herstellung und Handhabung als unwirtschaftlich ablehnte. Man griff deshalb auf die üblichen, aus leichten Winkelstählen zusammengesetzten Fachwerkbinder zurück. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 119.]

F. Schleicher, Düsseldorf.

### Rammung sehr großer Rohrpfähle im Mississippi.

Zum Ersatz einer 1946 abgebrannten hölzernen Pieranlage für eine große Zuckerraffinerie unweit New Orleans (USA) wird zur Zeit eine Kaianlage auf Stahl-Rohrpfählen fertiggestellt. Die Kaifläche erhält die Länge von 300 m bei 25 m Breite, die 20 cm starke Stahlbetondecke ruht auf 51 geschweißten Stahlbindern, die auf gerammten mit Beton gefüllten Rohrpfählen ruhen. Diese in drei Reihen zu je 51 stehenden Pfähle sind durch ihre außergewöhnlichen Abmessungen bemerkenswert. Bei einer Länge von

27,5 m weisen sie Durchmesser von 83–135 cm in fünf Abstufungen auf. Planung und Ausführung der Rammung boten manche Schwierigkeiten; abgesehen von den großen Gewichten (8–10 t) und Abmessungen der Rohrpfähle war der Baugrund noch durchsetzt von Pfahlstummeln der 35 Jahre alten zerstörten Anlage. Zudem verlangten die Baubedingungen, daß die Stahlpfähle am oberen Ende nur 7,5 cm von der plangemäßen Lage abweichen durften. Die

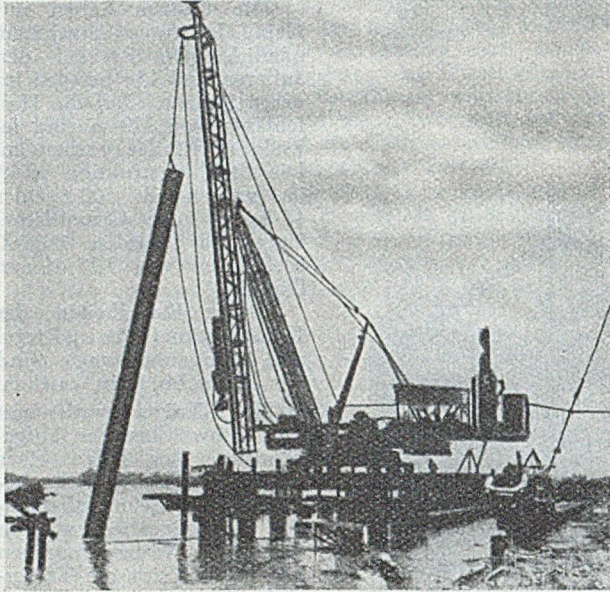


Abb. 1. Sonderramme für die Rohrpfähle.

Rohrpfähle wurden 24,5 m tief unter MNW eingerammt, während in 4,5 m Abstand von der wasserseitigen Reihe eine Front von 95 Stahlpfählen (H Profil) noch 4,2 m tiefer gerammt werden mußte.

Diese Rammarbeit konnte nur mit einem besonders darauf eingerichteten Baugerät ausgeführt werden. Die dazu verwendete Universalramme (Abb. 1) hatte einen 32 m langen Mäkler, der an einem Ausleger mit 11,3 m Radius in Stellung gebracht werden konnte. Fünf Seiltrommeln dienten zur Bewegung des Auslegers, des Mäklers, der Pfahlwinde und eines Greiferwindwerkes. Die Antriebskraft lieferte ein Dampfkessel für 70 PS,

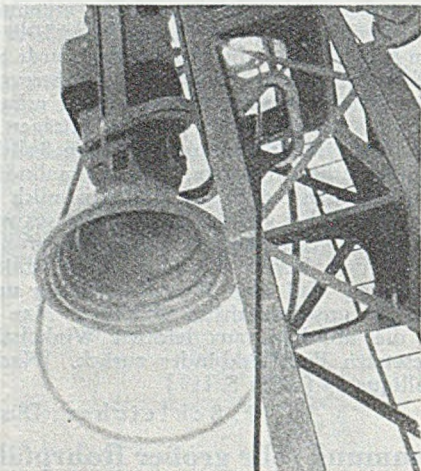


Abb. 2. Schlaghaube für verschiedene Rohrdurchmesser.

gleichzeitig auch den Dampf für den Dampfbarren mit 4,4 t Schlaggewicht bei einer Schlaghöhe von rd. 1 m. Zur Übertragung der Energie des Schlagkörpers auf die oberen Rohrenden wurde eine Stahlguß-Schlaghaube (900 kg) verwendet, die entsprechend den verschiedenen Rohrdurchmessern fünf konzentrisch eingedrehte Rillen an ihrer Unterseite (Abb. 2) aufwies. An der Oberseite trug die Schlaghaube einen auswechselbaren Hartholz-Klotz von

17 cm Stärke; die von ihm aufzunehmende kinetische Energie hatte am Ende einer jeden Pfahlrammung, die mit 50 Schlägen i. d. Min. betrieben wurde, ihn so durch innere Verkohlung zerstört, daß er ausgewechselt werden mußte.

Die Rohrpfähle wurden mit offenen unteren Ende durch eine Schlick- und Tonschicht erheblicher Stärke bis auf die tragende Feinsandschicht heruntergetrieben, ihr wird eine Belastungsfähigkeit von 22 kg/cm<sup>2</sup> zugeschrieben. Die stärksten Rohrpfähle (135 cm Durchmesser) waren für eine Höchstlast von 320 t je Pfahl berechnet. Wesentliche Schwierigkeiten durch Pfahlstummel haben sich nicht ergeben, auch brauchten keine Pfähle eingespült zu werden. Die Rohrpfähle sowie die Stahlbinder wurden in unmittelbarer Nachbarschaft der Baustelle im Schweißverfahren hergestellt. Die Stahlrohre wurden nach behelfsmäßigem Verschluss an beiden Enden zu Wasser gelassen und zur Baustelle geflößt. Ganz besondere Sorgfalt mußte darauf verwendet werden, die zu rammenden Pfähle in die richtige Stellung zu bringen. Zu diesem Zweck war das Traggerüst, auf dem sich die Ramme vorwärts und seitwärts bewegen konnte, nach vorne mit drei Paar verschiebbaren Trägern versehen, die genau auf die Pfahlreihen (Abb. 3) ausgerichtet wurden. Dann wurde der Pfahl in ein herabklappbares Gestell eingegabelt, so daß er in seiner richtigen Lage festgehalten wurde. Wenn die Rohrpfähle eingerammt waren, wurde ihr Innenraum von Ton und Schlick bis einen am Boden sitzenbleibenden Sandpfropfen von 2,50 m Höhe entleert. Diese Entleerung erfolgte mit Hilfe

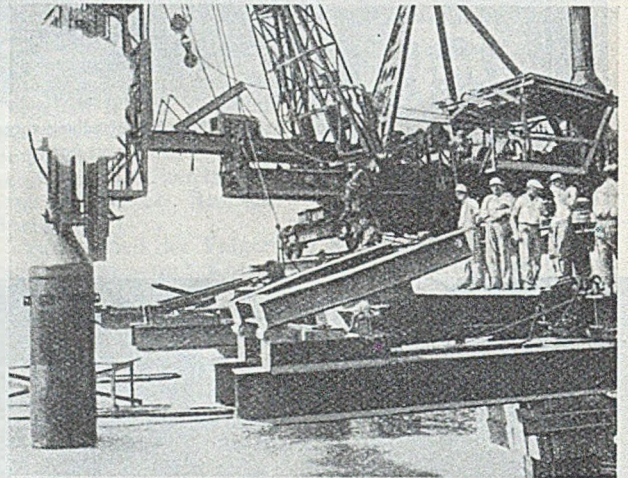


Abb. 3. Einstellvorrichtung für die Rohrpfähle.

von Ejektoren, die den Ton und Schlick aufwirbelten, und von Hochdruckluftpumpen (rd. 10 atü), die dies Schlammgemisch über den Rohrrand hinausprudeln ließen. Ejektor- und Kompressorwirkung folgten abwechselnd in bestimmten Abständen.

Nachdem die Rohre innen bis auf den stehengebliebenen Sandpfropfen gereinigt waren, wurde eine Lage Kies von 1 m Höhe eingebracht, über den dann die Einfüllung des Betons erfolgte, und zwar in einer Höhe, bis zu der die Stiele der Stahlbinder 4,20 m hinabreichen. Nach Aufrichten der Stahlbinder wurden dann die Stiele in den Rohrpfählen mit Beton vergossen. Windverband und Steifigkeit gegen den Druck anlegender Schiffe ist somit gewährleistet. Die Übertragung der Vertikaldrücke erfolgt teils durch die äußere Rohrreibung, teils unmittelbar durch den Betonkern auf den Untergrund.

Zur weiteren mechanischen Ausrüstung der Baustelle gehörte noch ein 30 t-Drehkran auf dem Rammgerüst und ein schwimmender Derrickkran, welche zum Versetzen der Ejektorpumpen, der Luftkompressoren, der Betonpumpen und zu schweren Hebearbeiten benötigt wurden. Der Betonmischer für den Pumpbeton stand an Land. Der Werkplatz zur Herstellung der 153 Rohrpfähle, der 93 Profilpfähle und der 51 Binder, die je 23 m lang und 9 m hoch waren, war mit modernen Schweißeinrichtungen versehen und glich in mancher Hinsicht einer kleinen Werft. [Nach Eng. News-Record 142 (1949) Nr. 19, vom 12. Mai 1949, S. 61.]

O. W u n d r a m, Hamburg.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Jaeger, Charles, Doct. de sc. techn., Privatdozent a. d. Eidgen. TH. Zürich: Technische Hydraulik. 464 + XVI S., Gr. 17 · 25 cm, 303 Abb., Basel: Verlag Birkhäuser, 1949, Preis: br. sfr. 44,50.

Im Gegensatz zu den mehr theoretischen Werken der Hydromechanik und dem zahlreichen Schrifttum auf dem Gebiete der empirischen Hydraulik ist im vorliegenden Werk wohl erstmalig in solchem Umfang die technische Hydraulik als Bestandteil der Mechanik und Physik behandelt worden. Wegen der in neuerer Zeit immer mehr wachsenden Abmessungen der Wasserbauten, besonders der Stahlwasserbauten und Wasserkraftanlagen, entstand auch in der Praxis das Bedürfnis nach einem Werk, in welchem die Berechnungsmethoden von den grundlegenden mechanischen Begriffen ausgehen. Die für die technische Hydraulik wichtigen Gesetze sind im wesentlichen die Newton'schen Gesetze der Mechanik, der Energiesatz, der Impulssatz und das gerade in vorliegendem Werk erstmalig in erweiterter Form angewandte Extremalprinzip (Prinzip von Bélanger-Böss). Wenn sich auch bei manchen Problemen die Methoden der theoretischen Hydromechanik nicht ganz vermeiden lassen, so war es doch das Bestreben des Verfassers, auch die schwierigen Berechnungen, z. B. die Druckstoßtheorie und Wasserschloßgleichungen so darzustellen, daß sie auch dem in der Praxis stehenden Ingenieur die Anwendung möglichst erleichtern. Ganz allgemein sucht diese neue Wissenschaft — die technische Hydraulik — stärkste Anlehnung an die theoretische Hydromechanik und entfernt sich weitgehend von der statistisch-empirischen Hydraulik, die heute keine Berechtigung mehr besitzt. Auch der Hydrauliker muß sich daran gewöhnen, daß alle Bewegungsvorgänge des Wassers nach einheitlichen und bestimmten Grundgesetzen erfolgen, ohne deren Kenntnis die vielfältigen Erscheinungen beim Abfluß des Wassers niemals verstanden oder voraus berechnet werden können.

Das Buch gliedert sich in folgende 4 Hauptabschnitte:

A. Physikalische Grundlagen, in dem auch die Grundbegriffe erläutert werden.

B. Stationäre Strömungen einschl. der Grundgleichungen der Hydromechanik, des Bernoulli-Satzes, des Impulssatzes und des Extremalprinzips der Hydraulik.

C. Nicht stationäre Strömungen (Wasserschloß-, Druckstoß- und Schwallproblem).

D. Grundwasserströmung. Dieser Abschnitt wird besonders von den Kulturingenieuren begrüßt werden, da die moderne Theorie der Grundwasserströmung in sehr anschaulicher Form dargeboten wird. In einem Anhang werden Erfahrungswerte für die Berechnung von Rohren und Rohrverzweigungen auf Grund neuer Versuche mitgeteilt.

Das Werk stützt sich auf eine reiche Versuchserfahrung des Verfassers und auf die in der Fachliteratur der letzten Jahre erschienenen wissenschaftlichen Veröffentlichungen aller Länder. Neben den Berechnungsverfahren wird weitgehend von graphischen Verfahren Gebrauch gemacht. Die zeichnerischen Darstellungen sind übersichtlich und ohne jedes überflüssige Beiwerk.

Dem vorliegenden Werk möchte man größte Verbreitung wünschen, denn es wird allen Bau- und Maschineningenieuren, die sich mit Strömungsvorgängen zu befassen haben, von größtem Nutzen sein.

Paul Böss, Karlsruhe.

Lichtner, Kurt und Jung, Erich: Stahlsaitenbeton. Eine Unterrichtung über das Gebiet des Stahlsaitenbetons. Hsg. vom Techn. Büro für Betonsteinerzeugung, Berlin-Wilmersdorf. 1. Folge 67 S., 2. Folge 76 S., 3. Folge 79 S., Gr. DIN A 5. Mit zahlr. Abb. u. Tafeln. Berlin u. Hannover: Regeliens Verlag, 1949. Preis: brosch. 1. u. 2. Folge je 8,60 DMark, 3. Folge 6,00 DMark.

Der Stoff dieser Einführung in die Herstellung von Stahlsaitenbeton ist derart auf die Hefte verteilt, daß jedes Abschnitte sowohl über die Praxis des Bauverfahrens als auch über die Berechnung enthält. Sie sind daher im jetzigen Umfang noch unvollständig, da z. B. das

wichtige Gebiet der Schubspannungen noch nicht erörtert wird, sie sollen aber durch weitere fünf Folgen ergänzt werden.

Drei Viertel des Inhalts der vorliegenden drei Hefte sind den Baustoffen und ihrer Verarbeitung gewidmet, wobei auf die erforderlichen Eigenschaften und deren Prüfung sowie alle Einzelheiten der Fabrikation von Platten und kleinen Balken ausführlich in der richtigen Erkenntnis eingegangen wird, daß die erfolgreiche Anwendung einer neuen Bauweise von der sicheren Beherrschung aller Details abhängt. Besonders dankenswert ist die ausführliche Darstellung der Methoden zur Messung der Spannungen in den vorgespannten Drähten ( $\varnothing 1-2,5$  mm, Festigkeit  $24 \text{ t/cm}^2$ , Vorspannung  $13,5 \text{ t/cm}^2$ ). Leider wird der entscheidende Punkt der Haftverankerung nur belläufig erwähnt und seine endgültige Klärung erst durch zukünftige Versuche erwartet. Erstaunlicherweise wird die irrierte Auffassung, daß die Haftverankerung an den Enden für dünne Drähte geeigneter sei als für starke, auch hier wiederholt. Es leuchtet doch unmittelbar ein, daß, gleiche geometrische Verhältnisse (Haftlänge  $l = nd$ ) vorausgesetzt, eine gegebene Zugspannung in der Bewehrung eine bestimmte Haftspannung hervorruft, die unabhängig vom absoluten Wert des Stahldurchmessers  $d$  ist. Der starke, gewalzte Stab befindet sich sogar im Vorteil, da er eine rauhere Oberfläche besitzt als der dünne, gezogene, aaglatte Draht, und zudem nicht so hoch beansprucht werden kann wie dieser. Ferner wird das Kriechen des Stahls, das bei den gezogenen Drähten mit hochliegender Streckgrenze schon weit unterhalb von dieser eine erhebliche Rolle spielen dürfte, wie neuerdings festgestellt wurde, außer acht gelassen.

Die angegebenen Verfahren der Berechnung befriedigen nicht ganz hinsichtlich der Klarheit und Handlichkeit der Gebrauchsformeln. Die Zusammenhänge lassen sich straffer darstellen (vgl. z. B. Ritter-Lardy: Vorgespannter Beton). Unter den Beispielen vermißt man den häufigen Fall eines Trägers mit zwischen  $M_g$  und  $M_{g+p}$  wechselnden Momenten, während andererseits mit der Diskussion eines durchlaufenden Trägers über die angeführten Zulassungsbedingungen hinausgegangen wird. Bei der Errechnung der Bewehrung eines Zugstabes ist ein Fehler unterlaufen, durch den allerdings das Ergebnis auf der sicheren Seite liegt. Wie erwähnt, enthalten die drei Hefte noch keinen Nachweis der Hauptzugspannungen, die beim Stahlsaitenbeton durch die Einleitung der vollen Vorspannkraft am Auflager Werte annehmen dürften, die in vielen Fällen vermutlich dort eine Verstärkung des Steges erfordern. Die angekündigten Folgen müßten diese Fragen noch klarstellen, wobei die Ergebnisse von Belastungs- und Bruchversuchen, die letzten Endes über alle Einwände entscheiden, hoffentlich noch mitgeteilt werden.

Die vorliegenden drei Hefte sind als Werbeschrift für eine Bauweise aufzufassen, die im Krieg unter dem einseitigen Gesichtspunkt der Stahlkontingenteinsparung ausgebaut worden ist, aber unter den heutigen veränderten wirtschaftlichen Verhältnissen sich erneut durchsetzen müssen, was angesichts der außergewöhnlich hochwertigen Baustoffe nicht leicht sein wird.

Dr.-Ing. Franz, Frankfurt a. M.

Ricken, Theodor, Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Das Schweißen der Leichtmetalle. (= Heft 85 der Werkstattbücher, Herausgeber Dr.-Ing. H. Haake, Hamburg.) 2. verb. Aufl. 64 S., Gr. 8°, 156 Abb. u. 21 Tab. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949, Preis: kart. DMark 3,60.

Die zweite Auflage hat sich gegenüber der ersten (1941) durch Heranziehung der neuen Literatur erweitert; die Gliederung des Inhalts sowie die Behandlung der einzelnen Gebiete blieben jedoch unverändert: Nachdem das Wesentliche über die Eigenschaften der Leichtmetalle gesagt ist, werden die in Frage kommenden Schweißverfahren (Gasschmelzschweißung, elektr. Schmelzschweißverfahren, Hammer- und Druckschweißung, und elektr. Widerstandsschweißung) eingehend besprochen, wobei

gleichzeitig ein erfreulicher Überblick über die Untersuchungen der verschiedenen Forscher gegeben wird. — Im letzten Drittel des Büchleins wird das Löten von Aluminium und Al-Legierungen behandelt und dann auf Entwurf, Berechnung und Gestaltung geschweißter Leichtmetallteile eingegangen. Den Abschluß bilden die Prüfungen von Leichtmetallschweißungen und Hinweise auf die Schweißer Ausbildung. — Das kleine Werk gibt einen guten Überblick über den derzeitigen Stand der Leichtmetallschweißung. O. Steinhart, Karlsruhe.

Weimar, Hellmut, Dipl.-Ing.: Grundzüge der Algebra. Einführung in das Anwendungsgebiet der gewerblich-technischen Praxis. Mit Übungsspielen und Aufgaben

nebst Lösungen (= Gewerblich-technische Lehrbücher). 302 S., Gr. 17×24 cm, 82 Abb. Karlsruhe: Verlag C. F. Müller, 1949, Preis: kart. 9,— DMark.

Publicaciones del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. Nr. 74 Eduardo Torroja: Determinación de esfuerzos en vigas simples y trianguladas. (III. und IV. Kapitel) 45 S. Preis 25 Pes. geh. Nr. 75 Fr. Garcia Monge: Placas rectangulares sometidas a flexión por cargas normales a su plano. 49 S. Preis 20 Pes. geh. Nr. 76 J. M. Eymar: Colección de cerchas de hormigón armado. 22 S. Preis 20.— Pes. geh. — Gr. 21,5×27 cm mit zahlr. Abb. Madrid 1949.

## Verschiedenes.

### Zuschrift

zu dem Aufsatz F. Dischinger: „Weitgespannte Tragwerke“ im Bauingenieur 24 (1949) Heft 10.

Die in Abb. 29 und 30 des oben erwähnten Aufsatzes dargestellten Hängebrücken gehören zu dem von mir entwickelten Typ der Mittelträgerbrücke. Dieser neue Brückentyp wurde, außer in den Patentschriften, zum ersten Male in meinem Aufsatz: „Die Mittelträgerbrücke, eine neue Brückenform für den neuzeitlichen Schnellverkehr“, Bautechnik 25 (1948) Heft 2 und 3, veröffentlicht. Außerdem haben zahlreiche andere in- und ausländische Zeitschriften, darunter Engineering News-Record und die Fachblätter der Schweiz, Italiens und Hollands eingehend darüber berichtet.

Es besteht selbstverständlich kein Zweifel daran, daß Herr Prof. Dischinger die in seinem Aufsatz gebrachten Entwürfe unabhängig von meinen Arbeiten aufgestellt hat und er hat sich zweifellos ein großes Verdienst dadurch erworben, daß er die Ausführungsmöglichkeit der neuen Brückenform in Stahlbeton nachgewiesen hat.

Willy Haupt, Dortmund.

Herr Prof. Dischinger, dem diese Zuschrift vorgelegen hat, verzichtet auf eine Erwiderung.

### Zuschrift

zu dem Aufsatz von W. Loos und H. Breth: Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes. Bauingenieur 24 (1949). S. 129—135.

Die Modellversuche sollen die Abschätzung des Gebirgsdruckes auf Stollen veranschaulichen. Die Verfasser ziehen die Folgerung, daß meine Ausführungen über Gebirgsdruck, bzw. die Auffassung von Andreae im Gegensatz zu den Ergebnissen dieser Versuche stehen. Diese Folgerung scheint mir ein Trugschluß zu sein, da man von einem ersten Belastungsfall, dem „Ruhedruck“, ausgeht, der durch das Gewicht der Sandfüllung erzeugt wird, und danach die Drücke bei der Stollensenkung als Druckminderungen beurteilt. Der Ruhedruck ist wohl im ruhenden, unberührten Gebirge vorhanden, beim Stollenabbau kommt er aber nicht zur Wirkung, wie die Praxis des Tunnelierens beweist und die Theorie über die Veränderung des Spannungszustandes im Berg bestätigt.

Da die mit der Schüttungshöhe wachsende Ruhedruckkurve somit wegfällt, wird in Abb. 7 der Koordinaten-Nullpunkt in den Anfang der Stollensenkungskurven zu legen sein und die Zusammendrückungen der Gummiauflage sind als positive Koordinaten zu betrachten. Die gezeichneten Kurven stellen dann das Anwachsen des Gebirgsdruckes dar, wie es der Wirklichkeit entspricht. Sie haben die gleiche Charakteristik, wie die von mir gegebenen Kurven in Abb. 10.

Ich habe die Erfahrungen bei rd. 10 000 m Stollenvortrieb in verschiedenen Querschnitten im märkischen Sand, einem Material, ähnlich dem der Versuchsanordnung, sammeln können. Bei vorsichtigem Vortrieb mit der Kunz'schen Rüstung waren infolge der geringen Firstsenkungen keine oder nur geringe Drücke zu beobachten. Bei größeren Firstsenkungen zeigten sich Erscheinungen, wie sie in den Abb. 3—6 des genannten Aufsatzes dargestellt sind. Eine rechnerische Erfassung der Drücke war

nicht möglich. Dem Praktiker genügte aber die Tatsache, daß sich Firstsenkungen rasch bis an die Oberfläche der 30—40 m betragenden Überlagerung auswirkten und Drücke auslösten, die den zeitweiligen Einbau und die arbeitenden Mineure in äußerst gefährliche Situationen brachten und verschiedentlich auch zu Niederbrüchen führten. Die Feststellung, daß die Drücke bei Firstsenkungen ein gewisses Maximum nicht übersteigen und einem Grenzwert zustreben, dürfte theoretisch richtig sein. In der Praxis wird aber dieser Grenzwert sehr variieren, da meistens Sickerwasser die hierzu notwendige Gewölbebildung im gestörten Berg ungünstig beeinflusst. Bei Firstsenkungen, die dem Grenzwert entsprechen, wird aber der Einbau in den meisten Fällen zusammenbrechen. Die vielen Tunnelleinstürze und Gewölbezerstörungen sind dafür ein sinnfälliger Beweis.

Die Belastung des fertigen Tunnelgewölbes, also der „Ruhedruck“, wenn ich bei der Bezeichnung bleiben darf, bildet die Endphase in der Auffahrung eines Stollens. Seine Größe kann durch spannungstheoretische Betrachtungen beurteilt werden. Der Erfahrung nach nimmt er ab, sobald das durch den Vortrieb immerhin bewegte Gebirge wieder zur Ruhe gekommen ist. Es können deshalb Strecken, in denen starke Einbauten zerdrückt wurden, später ohne Schwierigkeit aufgeföhren werden. Meistens hat man dann aus den Fehlern gelernt und arbeitet vorsichtiger oder ändert die Bauweise (vgl. Engeltunnel).

Die Versuchsanordnung wird die Druckabnahme bzw. die Bildung des bleibenden Spannungszustandes kaum wiedergeben können, da sich der gepreßte Gummi ohne Absenkung des Stollenmodelles nicht wieder ausdehnen kann.

Die Anregung, daß nachgiebiger Einbau oder Hohlräume zwischen Berg und Gewölbe die Belastung der Stollengewölbe günstiger gestalten, dürfte durch die vorstehenden Betrachtungen widerlegt sein. Während bei starren Gewölben, satt in den Berg eingespannt, der bleibende Spannungszustand ohne gefährliche Druckerscheinungen erreicht wird, ruft das Abwarten des Spannungsausgleiches nach der vorgeschlagenen Methode Zwischenbeanspruchungen der Gewölbe hervor, denen diese meist nicht gewachsen sind, wie die zahlreichen zerstörten Gewölbe der Eisenbahntunnel und deren kostspielige Ausbesserung beweisen.

Abschließend möchte ich deshalb jeden Berufskollegen warnen, der einen Tunnel oder Stollen zu bauen hat, sich durch solche Spekulationen verleiten zu lassen, den Berg mutwillig in Bewegung zu bringen. Die Theorie der nachgiebigen Einbauten und der gelenkten Auslösung von Gebirgsbewegung und Druck gehört in das Gebiet des Bergbaues. Dort mögen die Bedürfnisse und Voraussetzungen für solche Überlegungen gegeben sein, da durch den konzentrischen Abbau ständig neue Gebirgsbewegungen ausgelöst werden. Beim Tunnelbau dagegen bringt die Bewegung des Gebirges nur Gefahren für das Bauwerk und für die arbeitenden Mineure, abgesehen von den oft recht erheblichen Mehrkosten. Der bewegliche Einbau als bleibende Tunnelauskleidung würde den Berg solange nicht zur Ruhe kommen lassen, bis seine Beweglichkeit erschöpft ist und er dann auch als starrer Einbau wirkt.

Dr.-Ing. Karl Wiedemann, Stuttgart.



### Erwiderung.

Die vorst. Bemerkungen nahmen wir mit großem Interesse zur Kenntnis. Herr Dr. W. bezweifelt die bei unseren Modellversuchen gemachte Feststellung, daß in rolligem Lockergestein der Gebirgsdruck auf das Firstgewölbe abnimmt, wenn dem Gebirge eine Bewegungsmöglichkeit gegeben wird, Herr Dr. Wiedemann vertritt die Auffassung, daß der Gebirgsdruck gleich Null ist, solange das Gebirge sich nicht bewegt und der Berg sich dem neuen Spannungszustand angleicht, ohne Druckkräfte auf die Stolleneinbauten auszuüben. Diese Auffassung steht im Gegensatz zu den allgemein anerkannten Gesetzen der Mechanik und Festigkeitslehre. Im unberührten Erdinneren herrscht in der Tiefe  $h$  der lotrechte Druck  $\gamma h$ , wenn  $\gamma$  das Raumgewicht des Lockergesteins bezeichnet. Würde der Hohlraum ohne Änderung des Spannungszustandes im Erdinneren ausgebildet werden können, dann müßte die Stollenwandung den ursprünglichen Druck und im First das Gewicht der Überlagerung  $p = \gamma h$  aufnehmen ( $h$  = Überlagerungshöhe). Praktisch tritt aber durch jeden Eingriff im Gebirge eine Spannungsverlagerung ein, die aber nur nach vorangegangener Verformung der umliegenden Gebirgsmasse erfolgen kann. Beiderseits der Ulmen erhält das Gebirge erhöhten Druck, während sich über dem First, infolge der dort auftretenden Zugspannungen ein keilförmiger Druckkörper bildet, wie ihn z. B. von Rabcewicz [1] in homogenen Sanden beobachten konnte. Mit der Spannungsverlagerung und den Formänderungen wird im Grenzstand die innere Reibung der Gebirgsmasse geweckt, wodurch der Druck auf den Stollenfirst abnimmt. Dieselben Vorgänge und Gesetzmäßigkeiten bewirken, daß der Erddruck einer Sandhinterfüllung gegen eine Stützmauer, solange die Wand nicht nachgibt, zunächst größer ist und mit dem Nachgeben der Wand und der Auslösung des Reibungswiderstandes auf den unteren Grenzwert, den „aktiven“ Erddruck, absinkt. Wie uns bekannt wurde, erhielten Schleusner [2], Kienzl und Fiebinger [3] bei ihren Versuchen ähnliche Ergebnisse wie wir. Schleusner führte in der Nähe von Berlin in einem grundwasserfreien Sandberg in 40 m Tiefe Großversuche in einem 2,20 m hohen und 1,60 m breiten Stollen und in einer zimmergroßen Stollenerweiterung durch. Er konnte beim Absenken einer 2·3 m großen, auf Pressen abgestützten Firstfläche um 2 cm einwandfrei das Abnehmen des Gebirgsdruckes nachweisen. In seiner theoretischen Auswertung findet er bei Anwendung des Kötterschen Ansatzes, daß der durch das Nachgeben der Stempelfläche ausgelöste aktive Gebirgsdruck einem unteren Grenzwert zustrebt. Kienzl und Fiebinger fanden, daß der Erddruck auf eine Bodenklappe abnimmt, wenn diese nachgibt, dann aber wieder zunimmt, sobald sich über der Platte ein sog. „Kamin“ bildet, der Sand ausfließt und dann ähnliche Verhältnisse wie bei der Siloentleerung herrschen. Lufft [4] beschreibt diese Vorgänge wie folgt: „Im Augenblick der Bewegung der Platte fällt der Druck zum Minimaldruck ab. Bei weiterer Entleerung erfolgt rascher Druckanstieg bis zum Höchstwert, der dann bei neuerlichem Schließen der Öffnung wieder auf den unteren Grenzwert zurückgeht“.

Auch Herr Dr. Wiedemann hat die Erfahrung gemacht, daß der Gebirgsdruck, sobald das durch den Vortrieb bewegte Gebirge zur Ruhe gekommen ist, abnimmt, so daß Strecken, in denen zuerst starke Einbauten zerdrückt wurden, später ohne Schwierigkeiten angefahren werden können. Es sind somit zu unterscheiden: der Ruhedruck im ungestörten Gebirge, der aktive und minimale Gebirgsdruck auf die nachgiebige Stollenkalotte und der Silodruck bei Kaminbildung und Ausfließen der Sandmasse. Solange die Einbauten soweit nachgiebig sind, um die Reibungskräfte im Gebirge zu wecken, vermindern sie den aktiven Erddruck auf die Stollenwandung. Sobald andere Bodenarten, Grundwasser und örtlich bedingte Verhältnisse anders als die beschriebenen angetroffen werden, sind unsere Ausführungen selbstverständlich nur bedingt gültig.

Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Karlsruhe,  
und Dr.-Ing. Herbert Breth, Belgrad.

### Literatur:

1. v. Rabcewicz: Gebirgsdruck und Tunnelbau, Wien 1944.
2. Schleusner: On a problem in the theory of earth pressure. Contributions to applied mechanics. I. W. Edwards, Ann. Arbor, Michigan 1949. Eine Beschreibung der Versuche folgt im Journal of applied mechanics.
3. Fiebinger: Dissertation, T. H. Wien 1956.
4. Lufft: Druckverhältnisse in Silozellen, Berlin 1920.

### Zuschrift

zum Aufsatz H. Sauer: Die Gründung von Maschinen. Bauingenieur 24 (1949) S. 97.

Im obigen Aufsatz sind die Vorzüge der Stahlkonstruktion gegenüber dem Stahlbeton für Turbinenfundamente etwas einseitig herausgestellt. Im Interesse einer gerechteren Beurteilung sei folgendes mitgeteilt:

Schlanke Stützen sind für den Maschineningenieur zweifellos willkommen, da er Platz gewinnt zur Unterbringung der Rohrleitungen und Apparate. Geringe Stützenabmessungen lassen sich aber nicht nur in Stahlkonstruktion, sondern auch in Stahlbeton herstellen, wie es das vom Unterzeichneten entworfene Fundament Abb. 22 im Aufsatz Sauer zeigt. Diese Stahlbetonfundamente für Aggregate von je 35 000 kW Leistung stellen m. W. die erste Großausführung dieser Art dar, und ich möchte darauf hinweisen, daß Herr Baudirektor a. D. Schönburg der Reichs-Elektrowerke Berlin als Bauherr den Mut gehabt hat, diesen verhältnismäßig dünnbeinigen Turbinenfundamenten zur Ausführung zu verhelfen. Bei Verwendung von schlanken Stützen ist das Turbinenfundament in lotrechter Richtung tief abgestimmt, seine Eigenschwingzahl befindet sich unter der Maschinen-drehzahl. Obwohl die tiefe Abstimmung in schwingungstechnischer Hinsicht Vorteile bieten kann, wurde sie wenig verwendet, da sie wegen der Durchfahrresonanz und Schwingungsmöglichkeiten der Tischplatte nicht die Sicherheiten bietet wie ein hoch abgestimmtes Turbinenfundament. Auch die Maschinenlager dürften bei der hohen Abstimmung eher geschont werden als bei tiefer Abstimmung, da im letzteren Falle die Tischplatte etwas stärker schwingen wird. Da bei tief abgestimmten Turbinenfundamenten die Schwingungsmöglichkeiten der Tischplatte meist nicht restlos übersehen werden können, empfiehlt es sich, von vornherein Maßnahmen zu einer nachträglichen Verstimmung vorzusehen. Maßnahmen dieser Art (Änderung der Massen oder der Steifigkeit) können bei einem Stahlfundament leichter vorgenommen werden, als bei einem Stahlbetonfundament; eine nachträgliche Verstimmung ist aber oft ein Probieren mit unbestimmtem Erfolg und muß u. U. wiederholt werden. Es ist auch mit Betriebsstörung verbunden.

Die Eigenschwingzahl in waagrechtter Richtung befindet sich auch bei lotrecht hoch abgestimmten Fundamenten unter der Betriebsdrehzahl (tiefe Abstimmung), das Durchfahren der Resonanz ist aber unbedenklich, wenn das Rahmenwerk waagrecht genügend widerstandsfähig ist und die Tischplatte in waagrechtter Richtung eine starre Scheibe bildet (vgl. „Richtlinien für Dampfturbinenfundamente“ A 2 und B 3 b). Das ist der Grund, weshalb waagrecht unbedenklich tiefe Abstimmung möglich ist, lotrecht aber nicht. Die Ausbildung einer in waagrechtter Richtung starren Tischplatte dürfte allerdings in Stahlbeton leichter zu erreichen sein als in Stahlkonstruktion.

Es ist richtig, daß die Erschütterungsübertragung in den Untergrund (und in die Umgebung) bei tiefer Abstimmung geringer ist als bei hoher Abstimmung, doch ist bei einem nicht zu festen Baugrund und einer Betriebsdrehzahl von 3000/min auch bei hoher Abstimmung keine erhebliche Schwingungsübertragung in die Umgebung zu erwarten, da die Eigenschwingzahlen des am Baugrund federnd gelagerten Gesamtfundamentes tief unter der Betriebsdrehzahl liegen.

Turbinenfundamente haben in der Regel eine verwickelte Formgebung. Der überaus anpassungsfähige Stahlbeton ist in dieser Beziehung im Vorteil gegenüber der Stahlkonstruktion. Nach allen drei Raumrichtungen angeordnete Rundstahlbewehrungen im Stahlbeton gewährleisten ferner kraftschlüssige Verbindungen. Beim Stahlbau werden so innige Verbindungen der einzelnen Konstruktionsteile kaum herstellbar sein, da Schweißraupen nicht überall angebracht werden können.

Turbinenfundamente sind wichtige Ingenieurbauwerke. Werden dabei die besonderen Anweisungen der Stahl-

betonvorschriften bezüglich Unternehmerauswahl, Baustoffgüte usw. beachtet, so dürfte die Güte der Herstellung gewährleistet sein und es ist dann auch nicht mit einer erheblichen Schwankung des Elastizitätsmaßes zu rechnen. Bei Stahl ist das  $E$ -Maß eindeutig, die Berechnung wird aber auch bei dieser Bauart in der Regel nicht exakt sein können wegen Unregelmäßigkeiten der Form, Wahl der Einspanngrade der Bauteile u. dgl.

Temperatur verursacht im Stahlbeton-Rahmenwerk oft unerwünscht hohe Beanspruchungen und dementsprechend starke Bewehrungen. Die hierdurch bedingten Verformungen sind jedoch geringfügig. Es entsteht hieraus auch keine Unsicherheit in den Schwingungseigenschaften, da gute Stahlbeton-Turbinenfundamente praktisch rissfrei bleiben. — Ein Stahlrahmenwerk wird durch Wärmewirkung nicht hoch beansprucht. Durch verschiedene Erwärmung der einzelnen Stahlteile können aber stärkere Verformungen des Rahmenwerkes und hierdurch Verschiebungen oder Verkantungen der Maschinenlager eintreten. Soweit ich unterrichtet bin, war das der Grund dafür, daß in USA die Stahl-Turbinenfundamente nachträglich durch Beton ummantelt wurden, wie das auch Herr Dr. S. erwähnt. Es wäre wichtig, die in USA gemachten diesbezüglichen Erfahrungen näher kennenzulernen.

Bei Stahlfundamenten ist die einheitliche Schlosserarbeit für Rahmenwerk und Maschine gewiß verlockend. Ich glaube jedoch, daß die Aufstellung der Maschine auf eine Stahlbeton-Tischplatte ebenso gut gelöst werden kann, sowohl hinsichtlich der Gleitsicherung wie auch der Verankerung. — Einwirkung von Schmieröl kommt m. W. bei Turbinenfundamenten kaum in Betracht, der Beton kann dagegen geschützt werden. Schäden dieser Art habe ich bei Turbinenfundamenten noch nicht beobachtet. — Ob die Bauzeit eines Stahlfundamentes erheblich kürzer ist als die eines Stahlbetonfundamentes, wird erst die Erfahrung zeigen. Ein geringer Zeitunterschied dürfte in der für die Aufstellung eines Aggregates erforderlichen

Gesamtzeit kaum ins Gewicht fallen. — Zu einem Kostenvergleich zwischen einem Turbinenfundament in Stahlbeton und Stahl habe ich keine Unterlagen. Die Unterschiede können auch hier nicht so groß sein, daß sie bei den Gesamtkosten und in Anbetracht der Wichtigkeit der Anlage eine Rolle spielen. — Bei Herstellung eines Erweiterungsbaues ist der Betonstaub zweifellos von Übel für die bestehende Anlage, es muß daher eine dichte Staubwand errichtet werden. Das wird sich auch bei Stahlfundamenten nicht vermeiden lassen, da deren Grundplatten sowie die anschließenden Decken- und Wandarbeiten Betonherstellung bedingen. — Daß eine Maschine im Falle eines Stahlrahmenwerkes mit weniger Unkosten durch eine andere Maschine ersetzt werden kann als bei einem Stahlbetonrahmenwerk, ist wahrscheinlich. — Ersparnisse in den benachbarten Fundamenten und Baustützen sind nicht zu erwarten. Störende Setzungen oder Verkantungen des Turbinenfundamentes infolge Bergschäden können normalerweise durch Neu-Ausrichtung der Maschine am Fundament behoben werden; zur Umgebung sind breite Fugen vorzusehen.

Ernst Rausch, Lünen.

### Entgegnung

auf die Zuschrift des Herrn Prof. Rausch zu meinem Aufsatz „Die Gründung von Maschinen“, im „Bauingenieur“, 1949 Heft 4.

Was Herr Prof. Rausch an guten Eigenschaften des Stahlbetons besonders hervorhebt, kann ich aus meiner Praxis nur bestätigen. Über einige strittige Punkte und Vergleiche mag die Praxis entscheiden. So wäre auch die Zuschrift aufschlußreicher geworden, wenn Herr Prof. Rausch das Mannheimer Stahlfundament zuvor besichtigt und mit seinen reichen Erfahrungen hätte vergleichend beurteilen können. Es geht grundsätzlich, und in meinem Aufsatz sichtbar vorangestellt, um die Förderung der weichen Aufstellung von Maschinen jeglicher Art, nicht nur der großen Turbosätze. Zwar ist hier angesichts der Zuverlässigkeit der üblichen Betonfundamente sowie der Kostbarkeit der Objekte die Verantwortung bei Einführung einer neuartigen Aufstellungsart besonders groß. Aber auch der größte Turbosatz wird, falls mit geringem Massenaufwand zusammengefaßt, gewissermaßen wie eine Handbohrmaschine in den Händen eines Riesen zwangloser laufen, als wenn er unnötig steif an seinen Fundamentblock gefesselt ist.

Die von Herrn Prof. Rausch gewünschten Erfahrungen über das amerikanische Stahlfundament zeigen, soweit mir solche in Zeichnungen und kritischen Betrachtungen vorliegen, daß diese „Stahlfundamente“ eigentlich nur Betonfundamente mit innenliegender Stahlkonstruktion sind. Turbotisch und Sohlplatte sind dabei durch sperrige Stahlkonstruktion möglichst steif

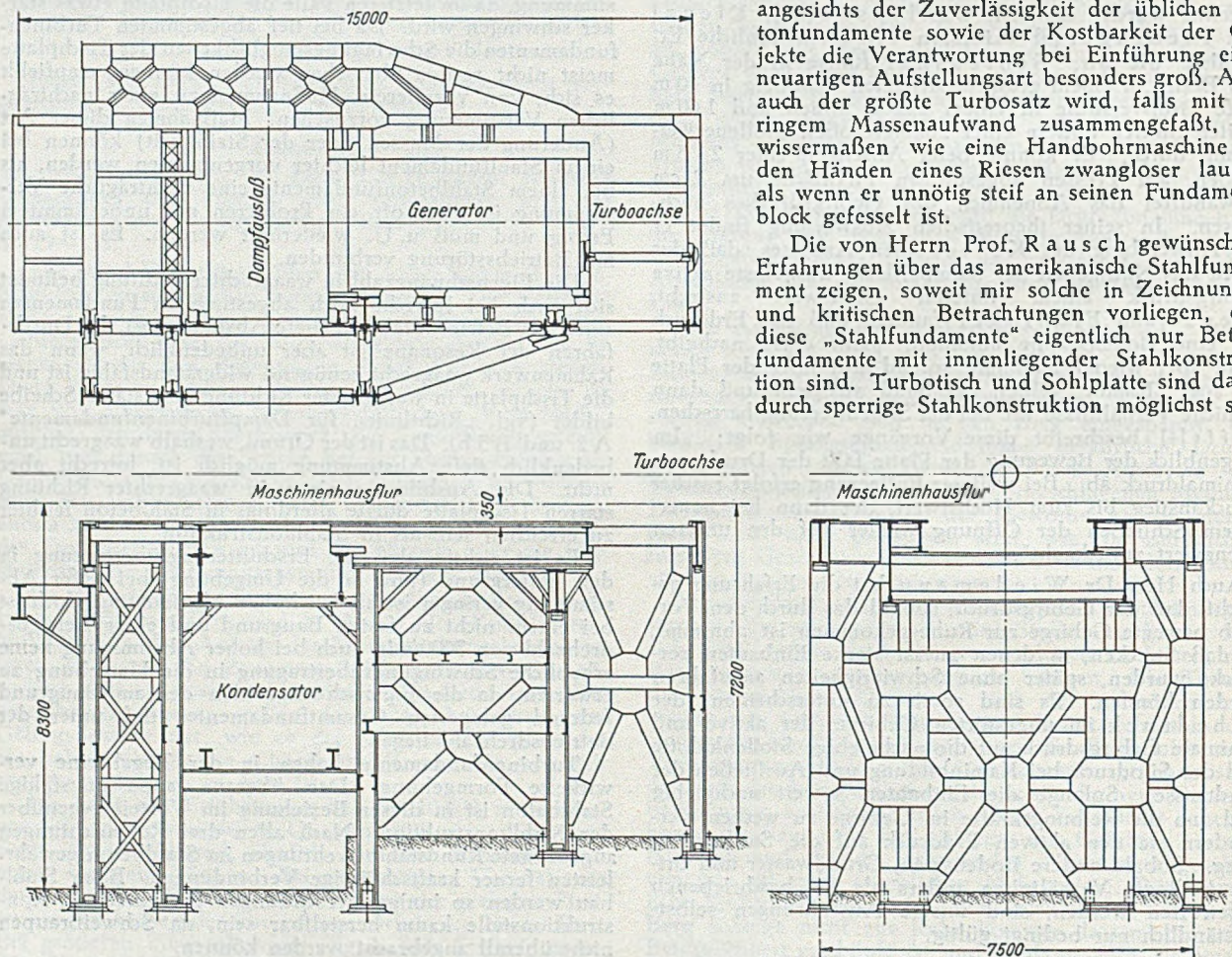


Abb. 1. Stahlskelett zum Fundament eines Turbogenerators 20 000 kW,  $n = 3600$ .

Amerikanische Bauart. Die Stahlkonstruktion ist mit vielen Bohrungen versehen, um eine 15 cm starke Betonummantelung damit zu verflechten.

miteinander verbundene Gesamtkörper, die gegen spannende Temperatureinwirkungen besonders empfindlich sind. Darum neigen sie auch offenbar zum Mitschwingen und Dröhnen, so daß eine kraftschlüssig eingeflochtene Ummantelung von 150 mm Stärke notwendig geworden ist. Die voluminös ummantelten Quer- und Diagonalverstrebungen sind den Rohrleitungen und Hilfsagregaten ernstlich im Wege, ohne sonstige Vorteile zu bieten. Solche „Stahlfundamente“ werden daher in Amerika seitens der Turbomaschinen bauenden Firmen für nicht vorteilhaft gehalten, sondern es wird dem Stahlbetonfundament der Vorzug gegeben. Der Variationsversuch an den kostbaren Turbosätzen zeigt aber, daß auch im amerik. Turbokombibau noch Wünsche unerfüllt sind und die Entwicklung nicht abgeschlossen ist.

Es sei wiederholt, daß im Gegensatz zum amerik. Stahlfundament die in Deutschland entwickelte Stahlbauweise eine ausgesprochen weiche Bettung darstellt (Fundamentabstimmung unter halber Umlaufzahl). Man vergleiche obiges Bild mit meiner Abb. 25, welche für ein gleichstarkes Aggregat gilt. Auch fehlen den amerik. Stahlfundamenten von einfacher Montage bis zur Wiederverwendbarkeit alle weiteren Vorteile, die das Mannheimer Fundament auszeichnen, und die S. 105 meiner Arbeit aufgeführt sind.

Herr Dr. Marguerre hat offenbar 1936 im Großkraftwerk Mannheim mit seinem 20 000-kW-Turbosatz auf schwebendem Stahltisch einen weiten Schritt getan, der in seinen Auswirkungen und Weiterentwicklungsmöglichkeiten einen Ingenieur schon begeistern kann.

Selbstverständlich ist ein so tief abgestimmtes Fundament in der Vorausberechnung besonders sorgfältig auf seine Oberschwingungen zu überprüfen, da diese nun in die Resonanz fallen können. Gute und schlechte Erfahrungen werden auch hier die Weiterentwicklung aus-

richten. Richtlinien für den Bau von Stahlfundamenten sind in Vorbereitung.

Um Verwechslungen mit dem oben gezeigten amerik. Stahlfundamenttyp zu vermeiden, sollte man künftig diesen von dem deutschen Typ stets durch ein kennzeichnendes Beiwort unterscheiden. Hans Sauer, Kronberg.

### Berichtigung

zu F. Schleicher: Die Verankerung von Drahtseilen. Bauingenieur 24 (1949) Heft 5 u. 6.

Beim Zahlenbeispiel zu Abb. 37 auf S. 181/182 sind Fehler unterlaufen. Es ist zu berichtigen:

Für die Maße von Abb. 37 a (nicht Abb. 29 a) und nach üblicher Berechnung ist die Vergleichsspannung richtig

$$\sqrt{1,60^2 - 1,60 \cdot (-0,88) + 0,88^2} = 2,17 \text{ t/cm}^2.$$

Den Abmessungen nach Abb. 37 b (nicht 29 b) entspricht bei Berücksichtigung der ganzen Ringfläche eine durchschnittliche Ringspannung von  $106/101,3 = 1,045 \text{ t/cm}^2$  und an der Einkerbung eine Vergleichsspannung

$$\sqrt{1,045^2 - 1,045 \cdot (-1,98) + 1,98^2} = 2,66 \text{ t/cm}^2.$$

Die Einkerbung ist also zu stark. Wählt man die geringste Wanddicke in Abb. 37 b zu 31 mm (statt 25) und läßt alle anderen Maße unverändert, dann wird die Ringspannung  $106/110,8 = 0,96 \text{ t/cm}^2$ , die Querschnittfläche an der Einkerbung  $\pi (8,93^2 - 5,83^2) = 144 \text{ cm}^2$ , die zugehörige Pressung  $-220/144 = -1,53 \text{ t/cm}^2$  und die Vergleichsspannung

$$\sqrt{0,96^2 - 0,96 \cdot (-1,53) + 1,53^2} = 2,15 \text{ t/cm}^2.$$

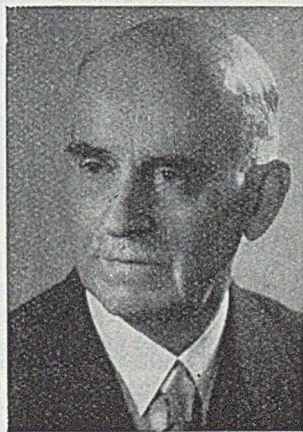
Die Stahlersparnis bei Berücksichtigung der Reibung mit  $\mu = 0,20$  beträgt richtig nur 43 % (statt rd. 45 %).

## Persönliches.

### Prof. Dr.-Ing. J. Pirlet 70 Jahre alt.

J. Pirlet wurde am 12. April 1880 in Aachen geboren, wo er auch das Gymnasium besuchte und an der Techn. Hochschule Bauingenieurwesen studierte. Er wurde dort nach der Diplomprüfung (1907) Assistent am Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen. In Aachen promovierte er auch (1909) zum Dr.-Ing. und habilitierte sich (1911) als Privatdozent für Statik der Baukonstruktionen. Einige Jahre später wurde P. Honorar-Professor an der Techn. Hochschule Aachen, Berufungen an die Techn. Hochschulen in Wien, Graz und München hat P. abgelehnt. Seit 1908 betrieb P. ein Ingenieurbüro in Aachen und seit 1928 in Köln.

Pirlet hat sich schon früh mit den Problemen der Statik beschäftigt. Die Statik der statisch unbestimmten Tragwerke verdankt ihm vielfache Förderung und Fortschritte. Zu erwähnen sind vor allem die Arbeiten, die von 1910 ab in der Zeitschrift „Der Eisenbau“ veröffentlicht wurden und für welche die Benutzung des Gaußschen Eliminationsverfahrens zur Gleichungsauflösung und dessen statische Deutung (statische Hauptssysteme mit zunehmendem Grad der statischen Unbestimmtheit) kennzeichnend ist, sowie die Untersuchungen zur Fehlerempfindlichkeit. Das „Kompendium der Statik der Baukonstruktionen“ ist leider unvollendet geblieben, es erschienen (Berlin 1921 und 1923) nur die beiden ersten Teilbände zum zweiten Band „Die statisch unbestimmten Systeme“. Von den späteren Arbeiten seien genannt: „Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung des Rahmenträgers (Vierendeel-



Träger“, im „Bauingenieur“ 22 (1940) S. 72 und „Die Lösung der Elastizitätsgleichungen bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme“ im Heft 6 der Forsch. aus dem Gebiete des Stahlbaues (Berlin 1943). Ein neues grundlegendes Buch „Statik der rahmenartigen Tragwerke“ liegt abgeschlossen vor und wird hoffentlich recht bald der Fachwelt übergeben werden.

Prof. Pirlet kann auf ein arbeitsreiches Leben und eine erfolgreiche Laufbahn zurückblicken. Bauherren und Unternehmer konnte er in unzähligen und oft sehr schwierigen Fällen beraten. Groß waren seine Erfolge, weil er immer an sich selbst die höchsten Anforderungen stellte. Seine Persönlichkeit erfreut sich deshalb auch der höchsten Wertschätzung bei seinen Mitarbeitern und in weitesten Kreisen des Bauwesens. Möchte er seiner großen Familie und der Fachwelt noch recht lange in seiner heutigen Frische erhalten bleiben.

F. Schleicher, Düsseldorf.

### Fritz Wansleben 65 Jahre alt.

Fritz Wansleben feiert in diesen Tagen seinen 65. Geburtstag. W. ist am 26. 3. 1885 in Krefeld als Sohn des Inhabers einer Maschinenfabrik geboren. Herkunft und Begabung bestimmten ihn zum Techniker. Der herkömmliche Bildungsgang befriedigte W. bald nicht mehr und er geht früh seine eigenen Wege. Vorzeitig verläßt er das Gymnasium, übernimmt seine Grundbildung durch Privatunterricht in eigene Regie und bereitet sich auf das technische Studium vor. Dieses findet 1905 auf dem Binger Technikum seinen ersten Abschluß, als W. die Technikerprüfung mit Auszeichnung besteht. Zuvor hat er eine Lehre als Maschinenschlosser und Dreher mitgemacht und sich damit das Fundament für die für ihn charakteristische fruchtbare Verbindung von hohem konstruktivem Können und deduktivem Erkennen geschaffen. Als W. 1906 an die Techn. Hochschule München ging, um sich dem Studium des Bauingenieurfaches zu widmen, ist ihm die Vertiefung und Erweiterung seiner Kenntnisse in der Mathematik und in der Mechanik das wichtigste.

Nach dem ersten Weltkrieg tritt Wansleben 1922 bei Krupp, heute Stahlbau Rheinhausen, ein und findet dort das Betätigungsfeld, das seinen Fähigkeiten entspricht und das er nicht wieder verläßt. Nach längerer Tätigkeit im Hüttenbau werden ihm 1934 Sonderaufgaben übertragen und zugleich die Leitung eines technischen Büros. 1939 erhält W. Handlungsvollmacht. Seit 1941 ist ihm das Patentwesen anvertraut.

Überblickt man die vielen Veröffentlichungen von Wansleben, so ist als gemeinsames Merkmal die Allgemeinheit seiner Betrachtungen festzustellen. Er verläßt die gewohnte spezielle Darstellung und bringt möglichst allgemeine Lösungen. Dieses Streben nach einer Erweiterung des Fundaments hat W. dazu geführt, den Schwerpunkt seiner Arbeiten auf die räumliche Betrachtung der Tragwerke zu richten. Der Stahlbau ist durch die „klassische Baustatik“ und durch die leichte Möglichkeit der konstruktiven Anpassung an ihre Voraussetzungen lange auf die Ebene festgelegt worden. Mit dem Grundsatz der drehungsfreien Kraftübertragung sind jedoch dem Stahlbau wesentliche Entwicklungsmöglichkeiten vorenthalten worden. Wieweit diese Möglichkeiten gehen, erleben wir heute mit geradezu dramatischer Spannung. W. gehört zu den Pionieren dieser Entwicklung. Er hat bereits im Eisenbau 5 (1914), S. 122, eine Arbeit über Einflußlinien für räumlich-dreiwandige Fachwerke mit ebennem Hauptträger veröffentlicht. An den sog. raumabschließenden Stahlhallen hat W. wesentlichen Anteil. Von den neueren Veröffentlichungen sei Stahlbau 13 (1940), S. 81, „Die Berechnung der regelmäßig vieleckigen Rahmenkuppel“ angeführt. Hier brachte W. zum ersten Male strenge Lösungen für die Rahmenkuppel. Dabei konnte er auch die Frage der Stabilität allgemein beantworten. Die räumliche Betrachtungsweise ist durch den größeren mathematischen Aufwand nicht so leicht zugänglich, wie es ihrer Bedeutung nach erwünscht wäre. Deshalb muß es dankbar begrüßt werden, daß W. im Heft 3 der „Abhandl. aus dem Stahlbau“ es übernommen hat, die Ergebnisse der Theorie der Drehfestigkeit von Stahlbauteilen einem größeren Kreis zugänglich zu machen.

Wir stehen heute mitten in der Entwicklung von der Ebene zum Raum und verdanken W. hierzu wesentliche Beiträge. Aus seiner Feder ist weiterhin Bedeutungsvolles über dieses Thema zu erwarten. Eine Arbeit über die Berechnung drehfester Vollwandbalken mit veränderlicher Höhe ist bereits angekündigt. Der Bauingenieur grüßt Fritz Wansleben zu seinem 65. Geburtstag und wünscht ihm noch viele Jahre ungebrochener Schaffenskraft.

Ph. Stein, Aachen.

Fritz Wansleben, Dr.-Ing. e. h. Die Techn. Hochschule Darmstadt verlieh Herrn Ober-Ing. Fritz Wansleben, Rheinhausen, die Würde eines Dr.-Ing. e. h. in Anerkennung des überragenden Wertes seiner wissenschaftlichen Veröffentlichungen auf dem Gebiet der Statik, des Stahlbaues und der Stabilitätstheorie.

### Dr. jur. Gustav Oelert.

#### 50 Jahre Arbeit für den deutschen Stahlbau.

Am 15. April 1950 kann Dr. jur. Gustav Oelert, der Geschäftsführer des Wirtschaftsverbandes Stahl- und Eisenbau und des Fachverbandes Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, auf eine 50jährige Tätigkeit im Dienste der Organisation der deutschen Stahlbauindustrie zurückblicken. Diese drei Jahrzehnte umschließen einen Zeitraum, erfüllt von tiefgreifenden Wandlungen auf allen Lebensgebieten. Die industr. Organisationen mußten durch diese politischen und wirtschaftlichen Entwicklungsgänge hindurchgesteuert werden. Oe. kam im April 1920 zum „Verein Deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken“, der die Gesamtinteressen der deutschen Stahlbauindustrie vertrat. Die Entwicklung ging weiter über den „Deutschen Eisenbauverband“ zum „Deutschen Stahlbau-Verband“ und mündete schließlich ein in die Organisation der gewerblichen Wirtschaft, in die Fachgruppe Stahlbau und die Wirtschaftsgruppe Stahl- und Eisenbau.

Dr. Oelert begann seine Laufbahn 1920 als Hilfsarbeiter, wurde bereits 1924 Geschäftsführer und hat in dieser Stellung alles Geschehen im verbandlichen Leben

mitgetragen und maßgeblich beeinflusst. Als nach dem letzten Kriege alle organisatorischen Formen zerbrochen waren, war es wiederum Oe., der den Wiederaufbau des Zusammenschlusses seiner Industrie tatkräftig in die Hand nahm und in dem die britische Zone, das für den Stahlbau bedeutendste Gebiet, umfassenden Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, die alte Verbandstradition wieder aufrichtete. Diese drei Jahrzehnte mit ihrer Zusammenballung an wirtschaftlichen Problemen stellte ungeheure Anforderungen. Man möge sich zurückversetzen in die Zeiten der Weimarer Republik, die durch tiefe wirtschaftliche Krisen, durch Jahre sozialer Spannungen hindurchführte, oder an die Zeiten des Dritten Reiches, dessen Totalitätsanspruch das Wirtschaftsleben erfüllte, um schließlich in die Kriegswirtschaft einzumünden. Welche Fülle an Aufgaben, an Entschlüssen und Entscheidungen traten in diesen bewegten Jahrzehnten an Dr. Oe. heran. Er meisterte sie, weil er sich stützen konnte auf einen klaren Verstand, auf an Erfahrung gereifte Sachkenntnis, auf kluge, taktvolle Menschenbehandlung und nicht zuletzt auf einen gesunden Optimismus, der alle Schwierigkeiten überwand. Dieser Optimismus hat ihn auch den in den letzten Jahren recht schweren Weg zwischen nationalem Bewußtsein und den Notwendigkeiten des Tages finden lassen.

Einer solchen Arbeit konnten Erfolg und Anerkennung nicht versagt bleiben. Die beste Anerkennung für Dr. Oelert ist, daß er in allen am deutschen Stahlbau interessierten Kreisen und darüber hinaus vorbehaltloses und so weitgehendes Vertrauen hat gewinnen können, wie es nur selten zu finden ist. So konnte es auch nicht ausbleiben, daß Oe. stets einen Kreis treuer Mitarbeiter hatte, die ihm vertrauensvoll folgten und folgen.

Die Stahlbauindustrie ist in erster Linie technisch orientiert. Technisch-wissenschaftliche Fragen nehmen seit jeher in der Verbandsarbeit einen breiten Raum ein. Während der Geschäftsführung Dr. Oe. leistete der Verband bedeutende Beiträge zur techn. Fortentwicklung seines Fachgebietes. Eine lange Reihe wissenschaftl. Veröffentlichungen, die Durchführung zahlreicher Versuche, die Abhaltung wissenschaftl. Tagungen, die Förderung der Lehrstätten und des techn. Nachwuchses legen davon Zeugnis ab. Die Techn. Hochschule Berlin-Charlottenburg anerkannte die Verdienste Dr. Oelerts durch Verleihung der Würde eines Ehrensenators. So steht der heute 56jährige mit ungebrochener Kraft an der Spitze der Geschäftsführung seiner Verbände. Zahlreich sind die Freunde aus der Industrie, der Hochschulen und der industriellen Organisationen, die dem Jubilar ein herzliches „Glückauf“ entgegenrufen.

A. Doernen, Dortmund-Derne.

Prof. Dr.-Ing. Paul Böß, planmäßiger ao. Prof. für Wasserbau und Hydromechanik mit der Amtsbezeichnung und den akademischen Rechten eines ord. Prof. ist zum planmäßigen ord. Prof. an der Techn. Hochschule Karlsruhe ernannt worden.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen e. V. in Württemberg-Baden strebt den Zusammenschluß aller Bauingenieure an mit der Absicht, das Ansehen und die Geltung der früheren Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen durch fachlich-wissenschaftliche Arbeit und durch Mitarbeit an den kulturellen Zielen des Verbandes möglichst bald wieder zu erreichen. Die Gesellschaft bittet alle Kollegen im Bundesgebiet, welche bereit sind, sich an diesem Aufbauwerk zu beteiligen, sich mit der Geschäftsstelle, Herrn Dr.-Ing. Werner Bitterich, Karlsruhe, Karlsstraße 72, in Verbindung zu setzen.

### Dr.-Ing. MaxENZweiler †.

Herr Dr.-Ing. MaxENZweiler, der langjährige Geschäftsführer der Siemens-Bauunion GmbH., ist am 2. März 1950 im Alter von 65 Jahren verstorben. Er, der den Lesern dieser Zeitschrift aus verschiedenen Aufsätzen bekannt ist und dessen letzter Aufsatz „Betonfabrik und Transportbeton“ im Bauingenieur 24 (1949) S. 203 veröffentlicht wurde, hat der Siemens-Bauunion 42 Jahre lang angehört.

## Homberg Einflußflächen für Trägerroste

### 1. Teil

bietet:

Gebrauchsfertige, strenge Lösungen nicht nur für Knotenkräfte, sondern auch für Biegemomente, Querkräfte und Durchbiegungen

berücksichtigt:

ein bis neun und unendlich viele, unendlich schmale Querträger sowie alle vorkommenden Laststellungen

enthält:

das umfangreichste Formel- u. Zahlenmaterial

erfordert:

keinen größeren Arbeitsaufwand als ein Näherungsverfahren

**Neuer Preis DM 5,—**

zuzüglich Postversandkosten

Zu beziehen vom Verfasser  
**(21b) Hagen/Westf., Hohenzollernstraße 5**  
Telefon 5280



*Wir liefern für*  
**Spannbeton und als  
schlaffe Bewehrung**  
*hochfeste  
Patent-Gußstahl-  
Neptundrähte*

**Runddrähte** von 1 bis 8 mm  $\varnothing$  und Zugfestigkeiten bis 240 kg/mm<sup>2</sup> (hohe Kriechgrenze)

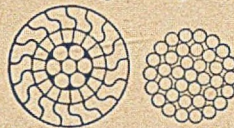
**Neptun-Spezial-Flachdrähte** (verdreh) höchste Haftfestigkeit, Querschnitte 2—20 mm<sup>2</sup>, Zugfestigkeiten bis 210 kg/mm<sup>2</sup> (hohe Kriechgrenze)



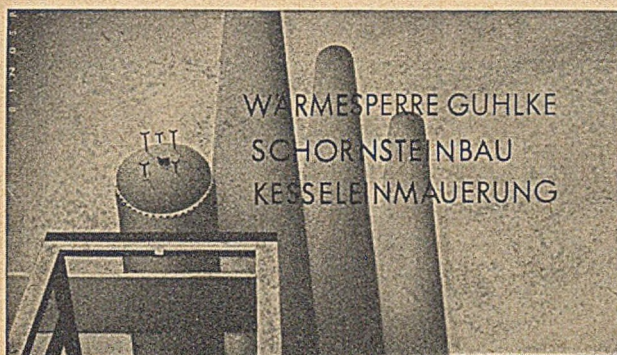
**Drahtlitzen** aus 2 und mehr Drähten in allen Abmessungen mit Zugfestigkeiten bis 200 kg/mm<sup>2</sup>



**Neptun-Spezial-Seile** verschlossene Seile und Paralleldrahtbündel bis 120 mm  $\varnothing$  und bis 160 kg/mm<sup>2</sup> Zugfestigkeit



**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK  
EISEN USTAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**



WARMESPERRE GUHLKE  
SCHORNSTEINBAU  
KESSELEINMAUERUNG

**HERRMANN & VOIGTMANN · CHEMNITZ**

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4

## Chefkonstrukteur

für Entwürfe, Offerten, Außendienst und Konstruktionsbüro für Kesselschmiede und schwere Blecharbeiten aller Art, insbesondere Hochofen- und Hüttenwerksanlagen, Apparatebau für Kokereien und chem. Industrie von einem Eisen verarbeitenden größeren Betrieb in Südwestfalen gesucht. Wohnverhältnisse vorhanden.

Herren, die über die notwendigen Fachkenntnisse sowie eine längere Praxis in obigem Aufgabengebiet verfügen, werden gebeten, ihre Bewerbung unter Beifügung eines ausführlichen Lebenslaufes, Zeugnisabschriften mit Angabe der bisherigen Tätigkeit und Lichtbild unter „Der Bauingenieur 96“ an den Springer-Verlag, Anzeigen-Ableitung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, einzureichen.

**Kennen Sie**

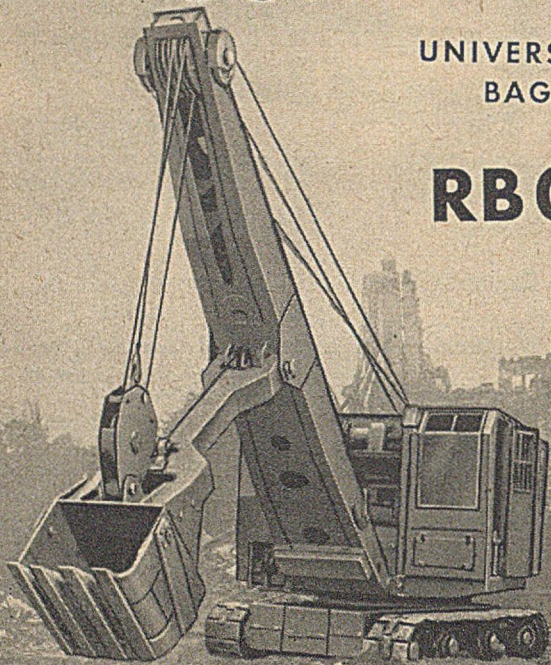
**Das STEG Angebot**

unsere  
illustrierten  
monatlichen  
**MITTEILUNGEN?**

**Kostenlose Zustellung**



**STUTT GART · Marienstr. 43**

**GOTTWALD**UNIVERSAL-  
BAGGER**RB 05****Leo Gottwald Kommanditgesellschaft**  
**DÜSSELDORF**

Schadowplatz 14

Postfach 76

Telefon 20801

**MENCK & HAMBROCK**

*liefern wieder  
die bewährten  
Deeignet-Rohgezielt-Rammen  
in allen Größen*

**HAMBURG-ALTONA**

Umhüllte

**SCHWEISS-ELEKTRODEN**  
**SCHWEISS-TRANSFORMATOREN**  
 mit stufenloser Regelung

**SCHORCH**  
 Schorch-Werke A.G. Rheydt