

# DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 30. Mai 1941

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

## Vom Bau der transiranischen Eisenbahn.

Von Regierungsbaumeister a. D. R. Lauterwald.

Mit bemerkenswerter Tatkraft hat der Staat Iran innerhalb von nur zehn Jahren die erste große Eisenbahnlinie ausgebaut, die in einer Gesamtlänge von rd. 1400 km von der Südostecke des Kaspischen Meeres über große Gebirge und das inneriranische Hochland zum Persischen Golf führt. Man hat aus zunächst mehr politischen als wirtschaftlichen Gründen mit der Nord-Süd-Verbindung angefangen, obwohl bei der Überquerung des Elbursgebirges im Norden<sup>1)</sup> und ebenso in den südwestpersischen Hochgebirgszügen ungewöhnliche Schwierigkeiten überwunden werden mußten. Im südlichen Abschnitt verläuft die Bahn auf einer großen Strecke in dem engen gewundenen Tal des Flusses Abi-Cesar, und von dieser Strecke wurde in den Jahren 1935 bis 1937 das Los 9 mit einer Länge von 16,3 km durch die Hochtief AG., Essen, ausgeführt. Die benachbarten Abschnitte waren an belgische, italienische, tschechische, englische und iranische Bauunternehmen vergeben, während der Bauherr, das iranische Verkehrsministerium, die bekannte dänische Unternehmung Kampmann, Kierulf & Saxild (Kampsax) mit der Entwurfsbearbeitung und Bauleitung beauftragt hatte.



Abb. 1. Übersichtskarte.

sammen 1870 m Länge zu bauen, deren größter 352 m mißt. Die Leistungen umfassen in der Hauptsache:

280 000	m <sup>3</sup> Erdbewegung,
420 000	„ Felsabtrag,
68 000	„ Tunnelausbruch,
60 000	„ Bruchsteinmauerwerk,
7 000	„ Hausteinmauerwerk.

Als wichtigstes Bauwerk ist eine Brücke von 170 m Länge bei km 406 + 70 zu nennen, die vier Halbkreisgewölbe von 12 m und drei Gewölbe von 25 m Lichtweite enthält.

Das Flußtal liegt zwischen Bergen von mehr als 2000 m Höhe und ist entsprechend dem Trockenklima nur mit dürftigen Wäldern und geringem anderen Pflanzenwuchs bewachsen, in großen Strecken völlig dürr und unfruchtbar und unbewohnt.

Die von Kampsax durchgeführten Vorarbeiten umfaßten zunächst die Aufnahme des Geländes, dann die Festlegung der Bahnlinie, die in diesem Abschnitt 40 bis 80 m über dem Fluß verläuft. Der eigentlichen Bauausführung mußte die Anlage eines fahrbaren Dienstweges durch die ganze Talstrecke vorausgehen, der



Abb. 2. Strecke auf ebener Talterrasse.



Abb. 3. Strecke am Steilhang mit Schutzgalerie.



Abb. 4. Eisenbetonbrücke und Tunnelleingang.



Abb. 5. Schutzgalerie am Abbruchhang.

Das Los 9 liegt am oberen Ende in einer Meereshöhe von + 870 m und fällt bis zum unteren Ende auf + 750 m, hat also ein durchschnittliches Gefälle von 1:130 und verläuft durchweg auf dem rechten (westlichen) Talhang. In dem zerrissenen Gelände wechseln unaufhörlich kurze steile Einschnitte und Dämme. Außerdem waren elf Tunnel von zu-

infolge des schwierigen Geländes bald tief unten am Fluß, bald hoch über der Bahnlinie geführt werden mußte und an geeigneten Stellen an andere Verkehrswege angeschlossen wurde.

Die Ausführung der Bahnanlagen selbst begann mit der Errichtung der Unterkunftshäuser für Arbeiter und Ingenieure sowie der Bürohäuser für die Verwaltung und die Unternehmer. Gleichzeitig wurden die Hochbauten für den Bahnhof Tcham-Sangar errichtet, die während der Bauzeit als Krankenzimmer notwendig waren. Für die Lieferung der von aus-

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1938, Heft 27 u. 29, S. 349 u. 377; dsgl. 1939, Heft 47/48 u. 50, S. 593 u. 615.



Abb. 6. Bau der Galerie.



Abb. 7. Tunnel mit Voreinschnitt.



Abb. 8. Mamun-Brücke.



Abb. 10. Sicherung des Fußes eines 15 m hohen Dammes.

wärts zu beziehenden Stoffe, insbesondere von Zement, Sprengstoff, Holz und Baugeräten, kam besonders das Hauptbaustofflager in Salehabad in Betracht, dem Endbahnhof der schon im Betriebe befindlichen Südstrecke der Bahn, der aber über 300 km von der Baustelle entfernt war. Eine besondere Erschwerung der Zufuhr bestand darin, daß die ohnehin schwierigen Gebirgswege in der Hauptbauzeit im Winter häufig durch Hochwasser und Gebirgsbäche zerstört wurden. In der Zeit vom Mai bis Ende Oktober pflügt kein Regen zu fallen, überdies herrscht in dem nach Süden gerichteten Tal in dieser Zeit nur wenig Luftbewegung. Eine Tageswärme von 40 bis 45°, die in den Nächten nur bis etwa 30° sinkt, verhindert auch die Einheimischen an guter Arbeitsleistung. Man konnte also im Sommer fast nur Tunnelarbeiten ausführen, während im Winterhalbjahr, ungeachtet einiger Störungen durch Schneeschmelze und Regengüsse, mit einer Belegschaft von rd. 4000 Mann gearbeitet wurde.



Abb. 9. Mamun-Brücke.

Für die Versorgung der Baustrecke mit Trinkwasser konnten einzelne ganzjährige Quellen gefaßt werden. Die Verpflegung der im allgemeinen sehr anspruchslosen einheimischen Arbeiter konnte teilweise an neu entstandene Bäckereien u. dgl. übertragen werden, war aber ständig eine wichtige Aufgabe der Bauleitung. Für die Erdarbeiten kamen Baggergeräte nicht in Betracht, sowohl wegen des zerrissenen Baugeländes als auch wegen

der großen Kosten für die Anfuhr schwerer Geräteteile und der langen Fristen für die Beschaffung von Ersatzteilen. Die einheimischen Arbeitskräfte sind zwar weniger leistungsfähig als Europäer, indessen aber auch sehr billig. Für die Schüttung der Bahndämme wurden daher vorwiegend Muldenkipper mit Handbetrieb verwendet, bei größeren Förderweiten auch Benzinlokomotiven. Bei den umfangreichen Felsarbeiten handelte es sich überwiegend um mittelhartes bis weiches Gestein, das durch tektonische Vorgänge häufig stark gefaltet und zerrümmert ist. Vorherrschend sind Kalke, die der Kreideformation angehören, vielerlei Farben

erweitert wird, und alsbald wird das Kappengewölbe aus Bruchstein oder Beton hergestellt. Schließlich wird nach der Art einer Unterfangung der Ausbruch der unteren Zone neben dem Sohlstollen und der Einbau des Bruchsteinmauerwerks unter den Kämpfern des Kappengewölbes vorgenommen. Sohlengewölbe wurden in diesem Bauabschnitt nicht notwendig.

Verhältnismäßig schwierig war die Gewinnung der Bruchsteine für die ausgedehnten Stützmauern, für die Tunnel und die Brücken. Nur an wenigen Stellen im Bauabschnitt fand sich geeignetes Gestein mit ausreichenden Schichtdicken. Für die Beförderung mußten auch in diesem Falle Lastkraftwagen eingesetzt werden, da die landesübliche Beförderung mit Lasteseln durchaus nicht genügte. Die Beschaffung der geringen Mengen von Betonstoffen war einfach. Kies fand sich in den Tälern von Seitenbächen, guter Sand konnte von Sandbänken im Hauptflusse heraufgeholt werden.

Die große Mamun-Brücke überquert das Tal eines Nebenflusses in etwa 20 m Höhe, während die Pfeiler 5 bis 8 m tief in dem Geröll des Talbodens gegründet werden mußten. Hier waren erhebliche Aussteifungen der Baugrube und Wasserhaltung erforderlich. Die Lehrgerüste für die Bogen sind als Sprengwerke auf den Kragsteinen am oberen Ende der Pfeiler aufgebaut worden. Für die Mauerarbeiten war eine verhältnismäßig große Zahl von europäischen Facharbeitern notwendig, da den iranischen Maurern das Arbeiten mit Bruchsteinen und Zementmörtel nicht geläufig ist.

Einen wichtigen Teil der Arbeiten bildete auch die Herstellung und die Verteilung des Eisenbahnschotter, der hauptsächlich von Hand geschlagen und mit Muldenkippern oder Lasteseln auf die Strecke befördert wurde.

Planmäßig wurden die Arbeiten an diesem Bauolos innerhalb von 30 Monaten durchgeführt. Ein halbes Jahr später gelang es, auf einer der großartigsten Gebirgsbahnen mit europäischer Regelspur den ersten Eisenbahnzug zwischen Teheran und dem Persischen Golf verkehren zu lassen.

Seither sind auch große Abschnitte der südlich vom Elbus verlaufenden Bahnstrecke Teheran—Semnan—Mesched fertig geworden, und der Bau der besonders wichtigen Eisenbahnlinie von Teheran nach Täbris ist in vollem Gange.

aufweisen und häufig von Salz- und Gipsadern durchsetzt sind. Der Verbrauch an Sprengstoffen war in diesem Abschnitt demgemäß ziemlich gering.

Auch beim Ausbruch der Tunnel traten nur selten harte Gebirgsstrecken auf. Im allgemeinen war nur wenig Holzeinbau nötig, lediglich einige Abschnitte mit Wasseradern und treibenden Ton- und Gipschichten erforderten bedeutenden Aufwand an Holz und Bauzeit. Zum Auffahren der Tunnel wird, wie bei allen türkischen und iranischen Bahnbauten, vorwiegend die sogenannte belgische Bauweise verwendet. Dem zuerst vorgetriebenen Sohlstollen folgt also der Firststollen, der rasch zum Ausbruch der Kappe



Abb. 11. Hauptgebäude des Bahnhofs Tcham-Sangar.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der durchlaufende Träger mit Gelenken (Bauart Breest).

Von Professor Dr.-Ing. habil. G. Worch, München.

Der durchlaufende Träger mit Gelenken soll die Vorzüge des durchlaufenden Trägers mit denen des Gerberträgers vereinen. Das Tragwerk besteht aus Balken auf zwei Stützen, die beiderseits in die Nachbarfelder hinüberkragen und an den Endpunkten mit den danebenliegenden Balken durch je einen Schraubenbolzen verbunden sind. Diese Bauweise wurde vor mehr als zwei Jahrzehnten von der Berliner Stahlbauanstalt Breest & Co. eingeführt<sup>1)</sup>, und zwar ursprünglich nur für Pfetten, später auch für Deckenträger, Unterzüge, Wandriegel für Wellblechwände und -tore usw. Zur Ausführung verwendete man □-Stähle, deren Flansche abwechselnd in einem Felde nach der einen Seite, im nächsten Felde nach der anderen Seite zeigten; über den Stützen lagen die Träger Steg an Steg nebeneinander (Abb. 1). Die statische Berechnung dieser Tragwerke hat der Verfasser in seiner Darmstädter Doktorarbeit<sup>2)</sup> gezeigt; wegen der Ungunst der damaligen Verhältnisse wurde die Arbeit nicht veröffentlicht, so daß sie nur einem beschränkten Kreis von Fachgenossen zugänglich wurde.

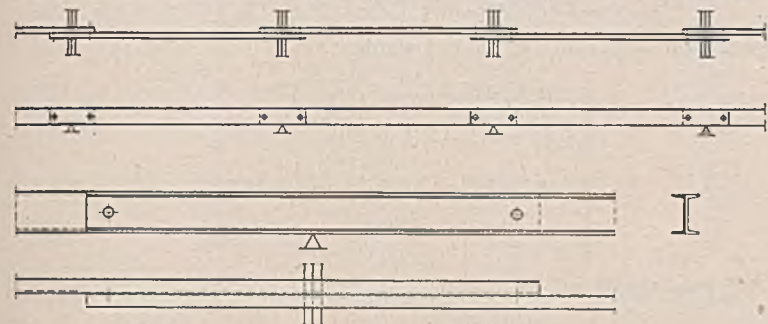


Abb. 1.

In neuerer Zeit ist diese Bauart vom Holzbau wieder aufgegriffen worden, wobei natürlich rechteckige Querschnitte verwendet werden. Dr. Seitz<sup>3)</sup> hat kürzlich über die Berechnung von derartig ausgebildeten hölzernen Pfetten berichtet.

Da beide Arbeiten sich ergänzen, soll im folgenden ein Auszug aus der damals nicht veröffentlichten Doktorarbeit gegeben werden.

### 1. Wahl der statisch unbestimmten Größen und Aufstellung der Elastizitätsgleichungen.

Der Untersuchung liege ein Balken auf  $n + 2$  Stützen zugrunde. Die Anzahl der einzelnen Balkenstücke beträgt also  $n + 1$ , die der Schraubenbolzen  $2n$ . Als Überzählige — nicht statisch unbestimmte Größen — seien die lotrechten und waagerechten Seitenkräfte  $V$  und  $H$  der Scherkräfte in diesen Bolzen eingeführt. In Abb. 2 ist das  $r$ te Feld mit den beiden anschließenden Nachbarfeldern herausgezeichnet; der besseren Übersichtlichkeit halber sind die einzelnen Trägerstücke übereinander statt nebeneinander dargestellt. Hinsichtlich der Belastung sind keine Voraussetzungen gemacht; diese ist daher in Abb. 2 nicht angegeben.

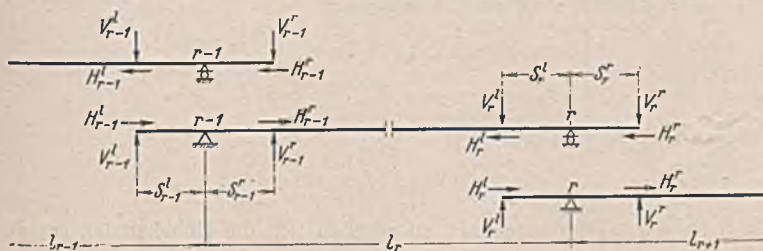


Abb. 2.

Als statisch unbestimmte Größen werden in die Rechnung eingeführt:

$$(1) \begin{cases} X_r = \frac{1}{2} (V_r^l s_r^l - V_r^r s_r^r) & X_r'' = \frac{1}{2} (H_r^l + H_r^r) \\ X_r' = \frac{1}{2} (V_r^l s_r^l + V_r^r s_r^r) & X_r''' = \frac{1}{2} (H_r^l - H_r^r) \end{cases}$$

Daraus folgt

$$(2) \begin{cases} V_r^l = \frac{1}{s_r^l} (X_r + X_r') & H_r^l = X_r'' + X_r''' \\ V_r^r = \frac{1}{s_r^r} (-X_r + X_r') & H_r^r = X_r'' - X_r''' \end{cases}$$

<sup>1)</sup> Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik Gebr. Seek in Sporbitz bei Dresden. Bauing. 1 (1920), S. 581.

<sup>2)</sup> G. Worch, Der durchlaufende Träger mit Gelenken (Bauart Breest). Doktorarbeit Technische Hochschule Darmstadt 1923.

<sup>3)</sup> H. Seitz, Gekoppelte, durchlaufende Pfetten im Holzbau. Bau-techn. 1940, Heft 35, S. 404.

Zur Berechnung dieser  $4n$  statisch unbestimmten Größen stehen  $4n$  Elastizitätsgleichungen zur Verfügung von der Form:

$$(3) \begin{cases} [i1] X_1 + [i2] X_2 + \dots + [ir] X_r + \dots + [in] X_n \\ + [i1'] X_1' + [i2'] X_2' + \dots + [ir'] X_r' + \dots + [in'] X_n' \\ + [i1''] X_1'' + [i2''] X_2'' + \dots + [ir''] X_r'' + \dots + [in''] X_n'' \\ + [i1'''] X_1''' + [i2'''] X_2''' + \dots + [ir'''] X_r''' + \dots + [in'''] X_n''' \end{cases} = Z_i$$

Hierin bedeutet  $i$  irgendeinen Zeiger in den Grenzen von 1 bis  $n$ ,  $1'$  bis  $n'$ ,  $1''$  bis  $n''$  oder  $1'''$  bis  $n'''$ . Wegen der großen Mannigfaltigkeit der Zeiger sind die Vorzeichen der Unbekannten nicht wie meist üblich mit  $\delta$ , sondern mit eckigen Klammern bezeichnet<sup>4)</sup>, und zwar verstehen wir unter  $[ik]$  bereits die  $EJ_c$ -fache Formänderung:

$$(4) [ik] = \int M_i M_k dx \cdot \frac{J_c}{J} + \int N_i N_k dx \cdot \frac{J_c}{F} + \int Q_i Q_k dx \cdot \frac{EJ_c}{GF}$$

Die Belastungsglieder  $Z$  auf der rechten Seite der Elastizitätsgleichungen (3) sind verschieden, je nachdem es sich um die Untersuchung für ruhende oder bewegliche Belastung, um Temperaturänderungen oder um Stützensenkungen handelt.

Wie man leicht erkennt, treten infolge der Zustände  $X = -1$  und  $X' = -1$  nur Momente und Querkräfte auf; die Normalkräfte verschwinden. Infolge der Zustände  $X'' = -1$  und  $X''' = -1$  entstehen dagegen nur Normalkräfte; die Momente und Querkräfte werden zu Null. Die  $4n$  Elastizitätsgleichungen spalten sich somit in zwei voneinander unabhängige Gleichungsgruppen auf, von denen die erste nur die Unbekannten  $X$  und  $X'$ , die zweite nur  $X''$  und  $X'''$  enthält. Durch die Wahl der statisch unbestimmten Größen wird ferner erreicht, daß innerhalb jeder Gleichungsgruppe ein großer Teil der Vorzeichen  $[ik]$  verschwindet. In Abb. 3 u. 4 ist das Gleichungsmuster der beiden Gleichungsgruppen angegeben; dabei sind die  $[ii]$ -Werte in der Hauptschraegen durch einen Doppelstrich, die nicht verschwindenden  $[ik]$ -Werte durch einen einfachen waagerechten Strich dargestellt. Aus der Lage des Querstriches kann man sofort ablesen, um was für einen  $[ik]$ -Wert es sich handelt. Der erste Zeiger  $i$  steht am linken Ende der waagerechten Reihe, während der zweite Zeiger  $k$  am Kopf der lotrechten Spalte angegeben ist.

Handelt es sich um den Einfluß lotrechter Belastung, so werden die Belastungsglieder  $Z$  der zweiten Gleichungsgruppe (Abb. 4) sämtlich gleich Null; dies bedeutet, daß alle  $X''$ - und  $X'''$ -Werte verschwinden. Auf diesen Belastungsfall, der bei Pfetten, Deckenträgern, Unterzügen usw. die Regel bildet, wollen wir uns hier beschränken. Ferner wollen wir der Einfachheit halber annehmen, daß sämtliche Felder gleiche Stützweite  $l$  und gleiches Trägheitsmoment  $J = J_c$  haben und daß sämtliche Überstände  $s = kl$  einander gleich seien. Schließlich sei noch der Einfluß der Querkräfte als klein gegenüber dem der Biegemomente vernachlässigt.

	1	2	...	r	...	n	1'	2'	...	r'	...	n'	
1	==												-Z <sub>1</sub>
2		==											-Z <sub>2</sub>
(r-1)				==									-Z <sub>r-1</sub>
r					==								-Z <sub>r</sub>
(r+1)						==							-Z <sub>r+1</sub>
(n-1)													-Z <sub>n-1</sub>
n													-Z <sub>n</sub>
1'							==						-Z <sub>1'</sub>
2'								==					-Z <sub>2'</sub>
(r-1)'									==				-Z <sub>r-1'</sub>
r'										==			-Z <sub>r'</sub>
(r+1)'											==		-Z <sub>r+1'</sub>
(n-1)'												==	-Z <sub>n-1'</sub>
n'													-Z <sub>n'</sub>

Abb. 3.

	1''	2''	...	r''	...	n''	1'''	2'''	...	r'''	...	n'''	
1''	==												-Z <sub>1''</sub>
2''		==											-Z <sub>2''</sub>
(r-1)''				==									-Z <sub>r-1''</sub>
r''					==								-Z <sub>r''</sub>
(r+1)''						==							-Z <sub>r+1''</sub>
(n-1)''													-Z <sub>n-1''</sub>
n''													-Z <sub>n''</sub>
1'''							==						-Z <sub>1'''</sub>
2'''								==					-Z <sub>2'''</sub>
(r-1)'''									==				-Z <sub>r-1'''</sub>
r'''										==			-Z <sub>r'''</sub>
(r+1)'''											==		-Z <sub>r+1'''</sub>
(n-1)'''												==	-Z <sub>n-1'''</sub>
n'''													-Z <sub>n'''</sub>

Abb. 4.

In Abb. 5 sind die Momentenflächen infolge der Zustände  $X = -1$  und  $X' = -1$  angegeben. Die Auswertung dieser Flächen ergibt die folgenden Vorzeichen:

<sup>4)</sup> Diese Bezeichnungsweise verwendet z. B. J. Piret, Compendium der Statik der Baukonstruktionen. Berlin 1921, J. Springer.

$$(5) \begin{cases} [r(r-1)] = [r(r+1)] = \frac{2}{3} \cdot l(1-k^2) \\ [r r] = \frac{4}{3} \cdot l(2-2k+k^2) \\ [r(r-1)'] = \frac{1}{3} \cdot l k^2 \\ [r r'] = 0 \\ [r(r+1)'] = -\frac{1}{3} \cdot l k^2 \end{cases}$$

und

$$(6) \begin{cases} [r'(r-1)] = -\frac{1}{3} \cdot l k^2 \\ [r' r] = 0 \\ [r'(r+1)] = \frac{1}{3} \cdot l k^2 \\ [r' r'] = \frac{4}{3} \cdot l k \end{cases}$$

$$(8) \quad r) \quad \left. \begin{aligned} 2X_{r-1}(1-k^2) + 4X_r(2-2k+k^2) \\ + 2X_{r+1}(1-k^2) + X'_{r-1}k^2 - X'_{r+1}k^2 \end{aligned} \right\} = \frac{3}{l} \cdot Z_r.$$

Entsprechend schreiben wir von der Gruppe b nur die Gleichung r' an, ebenfalls mit 3/l erweitert:

$$(9) \quad r') \quad -X_{r-1}k^2 + X_{r+1}k^2 + 4X'_r k = \frac{3}{l} \cdot Z'_r.$$

Aus Gl. (9) ergibt sich:

$$(10) \quad X'_r = \frac{1}{4} \cdot X_{r-1} k - \frac{1}{4} \cdot X_{r+1} k + \frac{3}{4lk} \cdot Z'_r.$$

Durch zyklische Vertauschung folgt daraus:

$$(11) \quad \begin{cases} X'_{r-1} = \frac{1}{4} \cdot X_{r-2} k - \frac{1}{4} \cdot X_r k + \frac{3}{4lk} \cdot Z'_{r-1} \\ X'_{r+1} = \frac{1}{4} \cdot X_r k - \frac{1}{4} \cdot X_{r+2} k + \frac{3}{4lk} \cdot Z'_{r+1} \end{cases}$$

Diese Werte der Gl. (11) in Gl. (8) eingesetzt und nach X geordnet ergibt:

$$(12) \quad r) \quad X_{r-2} a_r + X_{r-1} b_r + X_r c_r + X_{r+1} b'_r + X_{r+2} a'_r = N_r,$$

worin zur Abkürzung eingeführt werden:

$$(13) \quad \begin{cases} a_r = a'_r = \frac{1}{4} \cdot k^3 \\ b_r = b'_r = 2(1-k^2) \\ c_r = 4(2-2k+k^2) - \frac{1}{2} \cdot k^3 \\ N_r = \frac{3}{l} \left[ Z_r - \frac{k}{4} (Z'_{r-1} - Z'_{r+1}) \right] \end{cases}$$

Eine Ausnahme machen die erste und letzte Gleichung; für diese ist:

$$(14) \quad c_1 = c_n = 4(2-2k+k^2) - \frac{1}{4} \cdot k^3.$$

2. Auflösung der Elastizitätsgleichungen.

Die Gleichungsgruppe nach Abb. 3 ist damit zurückgeführt auf eine Gruppe fünfgliedriger Gleichungen für X [Gl. (12)].

Für derartige Gleichungsgruppen liegen im Schrifttum mehrere für die Anwendung bequeme Lösungsverfahren vor. In der vorliegenden Arbeit wurde das Verfahren von Müller-Breslau<sup>5)</sup> verwendet. Man bildet, ausgehend von:

$$(15) \quad \begin{cases} b_{1r} = b_r + a_r \mu_{r-2} = -c_{1(r-1)} \mu_{r-1} \\ c_{1r} = c_r + a_r \nu_{r-2} + b_{1r} \mu_{r-1} \end{cases}$$

die Zahlen

$$(16) \quad \mu_r = -\frac{b_1(r+1)}{c_{1r}} \quad \text{und} \quad \nu_r = -\frac{a'_r}{c_{1r}}$$

Man beginnt mit

$$(16a) \quad \mu_1 = -\frac{b'_1}{c_1} \quad \text{und} \quad \nu_1 = -\frac{a'_1}{c_1}$$

Die  $\beta$ -Zahlen ergeben sich dann aus:

$$(17) \quad \begin{cases} \beta_{ir} = \mu_i \beta_{(i+1)r} + \nu_i \beta_{(i+2)r} \quad \text{und} \\ \beta_{rr} = \frac{1}{c_{1r}} + \mu_r \beta_{(r+1)r} + \nu_r \beta_{(r+2)r} \end{cases}$$

wobei man beginnt mit

$$(17a) \quad \beta_{nn} = \frac{1}{c_{1n}}$$

Ist die  $\beta$ -Tafel berechnet, so ergeben sich die Unbekannten aus der Beziehung:

$$(18) \quad X_i = \beta_{i1} N_1 + \beta_{i2} N_2 + \dots + \beta_{ir} N_r + \dots + \beta_{in} N_n.$$

Damit kann der Einfluß eines jeden Belastungsgliedes auf alle Unbekannten verfolgt werden. Infolge der doppelten Symmetrie der Elastizitätsgleichungen muß auch die  $\beta$ -Tafel doppelt symmetrisch werden, wodurch die Zahlenrechnung sich wesentlich vereinfacht.

Da die Vorzeichen  $c$  größer sind als  $b$  und die Zahlen  $b$  wieder größer sind als  $a$ , dürfte auch das Verfahren der schrittweisen Näherung (Iteration) schnell zum Ziele führen. Auch die Anwendung der Differenzengleichungen liefert für den vorliegenden Sonderfall verhältnismäßig einfache Ergebnisse. Darauf sei hier jedoch nicht weiter eingegangen. Dagegen sei noch auf eine Näherung aufmerksam gemacht. Die Werte  $k$  (Verhältnis der Längen der Kragarme zur Stützweite) sind im allgemeinen recht klein. Die Stahlbauanstalt Breest wählte für ihre Ausführungen den Wert  $k=0,1$ ; denselben Wert legt auch Dr. Seitz seinen Berech-

<sup>5)</sup> H. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen II, 1; 5. Aufl., S. 180. Stuttgart 1922, Alfred Kröner.

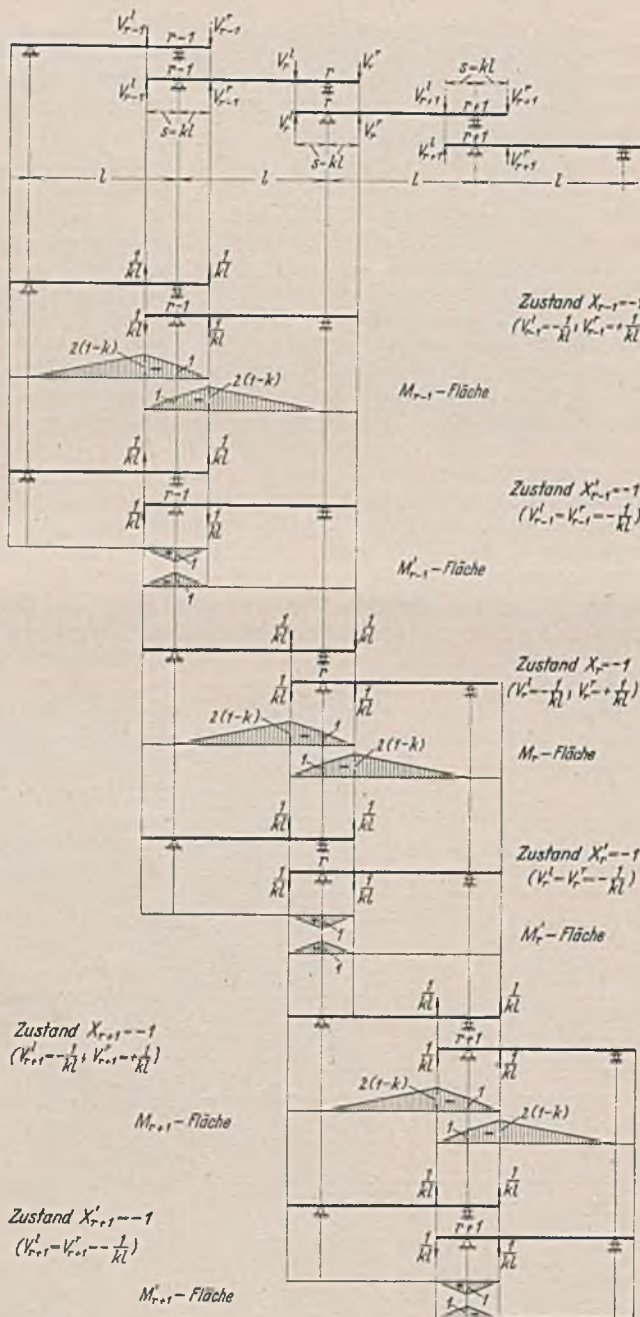


Abb. 5.

Für den hier behandelten Sonderfall gleicher Längen und gleichbleibender Trägheitsmomente sind die entsprechenden [...] -Werte einander gleich; es ist also z. B.

$$(7) \quad [11] = [22] = \dots = [rr] = \dots = [nn].$$

Es genügt also, von den beiden Gleichungsgruppen a und b (Abb. 3) jeweils nur eine Gleichung anzuschreiben. Die rte Gleichung der Gruppe a, erweitert mit 3/l, lautet:

nungen zugrunde. Es liegt nun nahe, die Potenzen  $k^2$  und  $k^3$  als kleine Größen höherer Ordnung zu vernachlässigen. Die fünfgliedrigen Elastizitätsgleichungen (12) gehen damit in dreigliedrige über, deren Lösung bedeutend weniger Rechenarbeit verursacht.

3. Zahlenbeispiel.

Gewählt sei ein Balken auf 10 Stützen; der Wert  $k$  beträgt 0,1. Wir erhalten 8 fünfgliedrige Gleichungen für  $X$ , deren Vorzeichen sich laut Gl. (13) u. (14) ergeben zu:

$$(19) \begin{cases} a_r = a_r' = 0,000\ 25 \\ b_r = b_r' = 1,98 \\ c_r = 7,2395; \text{Ausnahme } c_1 = c_8 = 7,239\ 75. \end{cases}$$

Von der Zahlenrechnung seien hier nur die Werte für  $\mu$  und  $\nu$  wiedergegeben (mit übertriebener Genauigkeit):

$r$	$\mu$	$\nu$
1	-0,273 490	-0,000 034 5
2	-0,295 601	-0,000 037 3
3	-0,297 544	-0,000 037 6
4	-0,297 715	-0,000 037 6
5	-0,297 731	-0,000 037 6
6	-0,297 733	-0,000 037 6
7	-0,297 733	-

Zur Ermittlung von Einflußlinien ist zu setzen:

$$(21) \begin{cases} Z_i = [m\ i] \\ Z_i' = [m\ i'] \end{cases}$$

wobei unter  $[m\ i]$  und  $[m\ i']$  die Biegelinien für die Zustände  $X_i = -1$  und  $X_i' = -1$  zu verstehen sind (Abb. 6). Beide Linien erstrecken sich über die Öffnungen  $l_i$  und  $l_{i+1}$ . Die  $N_i$ -Linie [Gl. (13)] erstreckt sich somit von der Stütze  $i-2$  bis zur Stütze  $i+2$ .

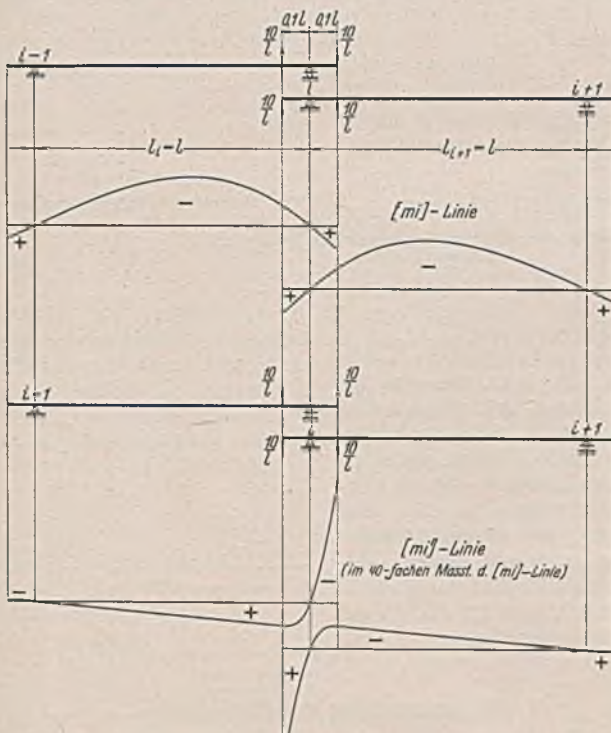


Abb. 6.

In der  $k$ ten Öffnung werden alle Werte  $N_i$  gleich Null mit Ausnahme von  $N_{k-2}$  bis  $N_{k+1}$ . Die Ordinaten der Einflußlinie für  $X_i$  ergeben sich nach Gl. (18) für die  $k$ te Öffnung zu:

$$(22) X_i = \beta_{i(k-2)} N_{k-2} + \beta_{i(k-1)} N_{k-1} + \beta_{ik} N_k + \beta_{i(k+1)} N_{k+1}$$

Für  $N$  die Werte nach Gl. (13) u. (21) eingesetzt und geordnet ergibt:

$$(22a) X_i = \beta_{i(k-1)} [m(k-1)] + \beta_{ik} [m\ k] + \frac{k}{4} \{ [m(k-1)] (\beta_{i(k-2)} - \beta_{ik}) + [m\ k'] (\beta_{i(k-1)} - \beta_{i(k+1)}) \} \quad (23)$$

Damit lassen sich die Ordinaten sämtlicher Zweige der  $X$ -Linien ermitteln. Sind diese bekannt, so erhalten wir die  $X'$ -Linien aus Gl. (10).

Die Einflußlinien für die lotrechten Kräfte in den Schraubenbolzen errechnen sich nach Gl. (2); diejenigen der übrigen statischen Größen

(Moment, Querkraft, Auflagerdruck usw.) ergeben sich in bekannter Weise mit Hilfe des Überlagerungsgesetzes.

In Abb. 7 sind einige so gewonnene Einflußlinien aufgetragen. Wie nicht anders zu erwarten, weisen diese Linien eine sehr große Ähnlichkeit mit denen des gewöhnlichen durchlaufenden Trägers auf. Wie diese, klingen sie sehr schnell ab, so daß es genügt, nur den Verlauf in den vier ersten Feldern anzugeben. Zu beachten ist, daß in dem Bereich Bolzen—Stütze—Bolzen noch eine besondere Untersuchung erforderlich ist (vgl. Abschnitt 5); es gilt vorläufig also nur der voll ausgezogene Teil der Einflußlinien. Zu der  $M_1^{II}$ -Linie sei noch bemerkt, daß unter  $M_1^{II}$  das Moment über der Stütze 1 am Träger II verstanden ist.

Die Näherungsrechnung (Vernachlässigung der Werte  $k^2$  und  $k^3$ ) liefert sämtliche Werte  $\nu$  gleich Null. Die  $\mu$ -Werte wachsen von  $\mu_1 = -0,277\ 778$  bis auf  $\mu_7 = -0,303\ 336$  an; sie sind also um rd. 2% größer als die der fünfgliedrigen Gleichungsgruppe. Abweichungen von gleicher Größenordnung (2 bis 3%) zeigen sich auch bei den Einflußlinien, die mit Hilfe dieser angenäherten Werte gewonnen wurden.

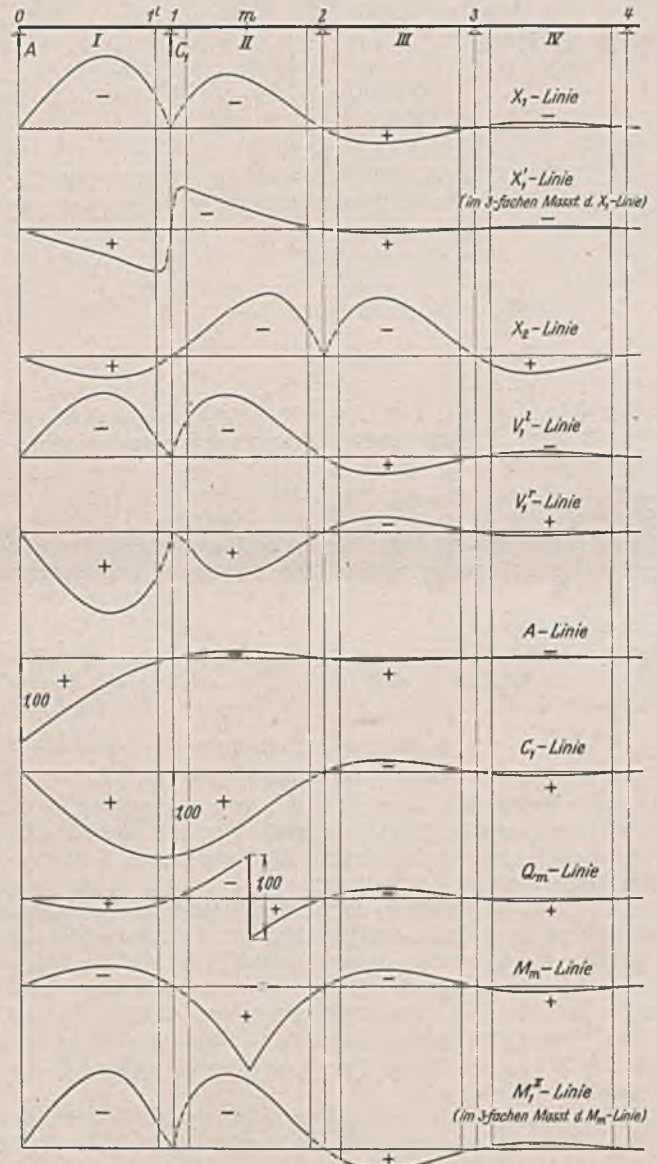


Abb. 7.

4. Der Balken auf sehr vielen Stützen.

Bei dem eben betrachteten Balken auf 10 Stützen nähern sich die Werte für die Zahlen  $\mu$  und  $\nu$  nach Gl. (20) immer mehr, je größer  $r$  wird. Beim Balken auf sehr vielen Stützen, wie er als Pfette oder Deckenträger praktisch sehr häufig vorkommt, werden in den Mittelfeldern die Zahlen  $\mu$  und  $\nu$  unveränderlich (Gebiet der gleich großen Zahlen  $\mu$  und  $\nu$ ). Diese Werte sowie die zugehörigen  $\beta$ -Zahlen lassen sich unschwer errechnen. Nach Gl. (15) ist (mit  $a = a' = \text{konst}$ ,  $b = b' = \text{konst}$ )

$$\begin{cases} b_1 = b + a\ \mu \\ c_1 = c + a\ \nu + b_1\ \mu \end{cases}$$

und

$$(24) \quad \mu = -\frac{b_1}{c_1} \quad \nu = -\frac{a}{c_1}$$

Dies sind zwei, allerdings nicht mehr lineare Bestimmungsgleichungen für  $\mu$  und  $\nu$ . Nimmt man wieder  $k=0,1$  an, rechnet man also mit den Werten  $a, b$  und  $c$  des Zahlenbeispiels, so ergibt die Lösung dieser beiden Gleichungen

$$(25) \quad \mu = -0,297\ 733 \quad \text{und} \quad \nu = -0,000\ 037\ 6.$$

In Gl. (20) stimmen bereits die Werte  $\mu_3$  und  $\nu_2$  mit genügender Genauigkeit mit diesen Zahlen überein.

Die  $\beta$ -Werte ergeben sich nach Gl. (17) zu:

$$\beta_{rr} = \frac{1}{c_1} + \mu \beta_{(r+1)r} + \nu \beta_{(r+2)r}.$$

Beachtet man, daß im Gebiet der unveränderlichen Zahlen  $\mu$  und  $\nu$

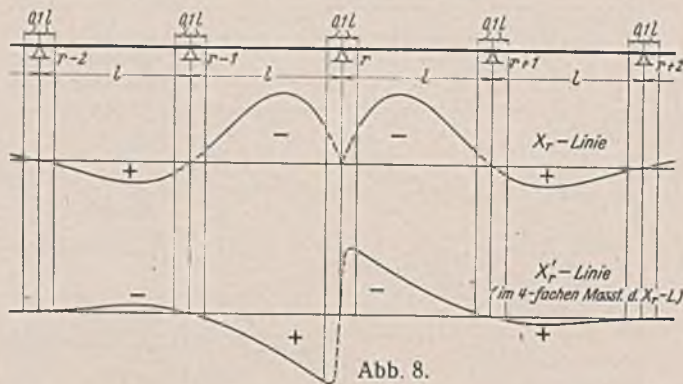
$$\beta_{rr} = \beta_{(r+1)(r+1)} = \beta_{(r+2)(r+2)}$$

Ist, so gewinnt man durch wiederholtes Einsetzen

$$(26) \quad \begin{cases} \beta_{(r+1)r} = \mu \beta_{rr} \cdot \frac{1}{1-\nu} \approx \mu \beta_{rr} \quad \text{und} \\ \beta_{(r+2)r} = \beta_{rr} (\nu + \mu^2 \cdot \frac{1}{1-\nu}) \approx \beta_{rr} (\nu + \mu^2) \end{cases}$$

und damit schließlich

$$(27) \quad \beta_{rr} = \frac{1}{c_1 (1 - \mu^2 - \nu^2 - \mu^2 \nu)}$$



Damit lassen sich die Einflußlinien für  $X$  und  $X'$  und daraus die der übrigen statischen Größen ermitteln. Abb. 8 zeigt den Verlauf der Einflußlinien für  $X_r$  und  $X_r'$  in den beiden links und rechts neben der Stütze  $r$  gelegenen Öffnungen.

Dieselben Überlegungen sind auch auf dem Näherungswege durchgeführt. Da sie wesentlich einfacher sind, so sei hier von einer Wiederholung abgesehen.

### 5. Verlauf der Einflußlinien im Bereich der nebeneinanderliegenden Träger.

Die gestellte Aufgabe kann als gelöst betrachtet werden für den Fall, daß die rechten Seiten der Elastizitätsgleichungen, d. h. die Werte  $Z$  und  $N$ , unmittelbar angegeben werden können. Dies ist der Fall, wenn die Lasten auf dem Trägerstück im Felde zwischen den Schraubenbolzen angreifen. Für den Fall, daß die Belastung im Bereich Schraubenbolzen—Auflager—Schraubenbolzen angreift, ist dagegen noch eine Zusatzuntersuchung nötig, denn es ist im allgemeinen noch ungeklärt, wie sich die Last auf die beiden nebeneinanderliegenden Träger verteilt. Allerdings handelt es sich dabei mehr um eine theoretische Erwägung, denn für die praktische Auswertung der Einflußlinien kommt ihr Verlauf in dem kurzen Stück von der Länge  $kl=0,1l$  gegenüber denen von  $0,9l$  oder  $0,8l$  Länge in der Regel kaum in Betracht.

Es mag daher genügen, die Rechnung für das Zahlenbeispiel nur in dem Bereich  $0,1l$  links vom Auflager 1 durchzuführen. Die gestrichelte Linie in Abb. 9 gibt an, wie in dem gleichen Abschnitt rechts vom Auflager 1 die Einflußlinien sinngemäß verlaufen werden. Untersucht seien zunächst die beiden Grenzfälle:

Grenzfall 1: Die gesamte Last wirkt auf den Träger I, der Träger II erhält keinen Lastanteil. Die Berechnung kann in bekannter Weise durchgeführt werden (Abb. 9a). Dasselbe gilt von

Grenzfall 2: Die gesamte Last wirkt nur auf den Träger II, der Träger I ist unbelastet (Abb. 9b).

Zwischen diesen beiden Grenzfällen wird der wirkliche Kräftezustand liegen. Um diesen Zustand zu erfassen, wird man stets von mehr oder minder zutreffenden Annahmen ausgehen müssen. Wir beschränken uns hier auf den mittleren Sonderfall, daß die Durchbiegung an der Lastangriffsstelle in den beiden nebeneinanderliegenden Trägern gleich groß sein soll.

Die Berechnung für diesen Fall ist unschwer durchzuführen. Angenommen, die Last  $1$  stehe im Punkt  $m$ , der sowohl dem Träger I als auch dem Träger II angehört. Wenn wir den Anteil der Last  $1$ , der auf

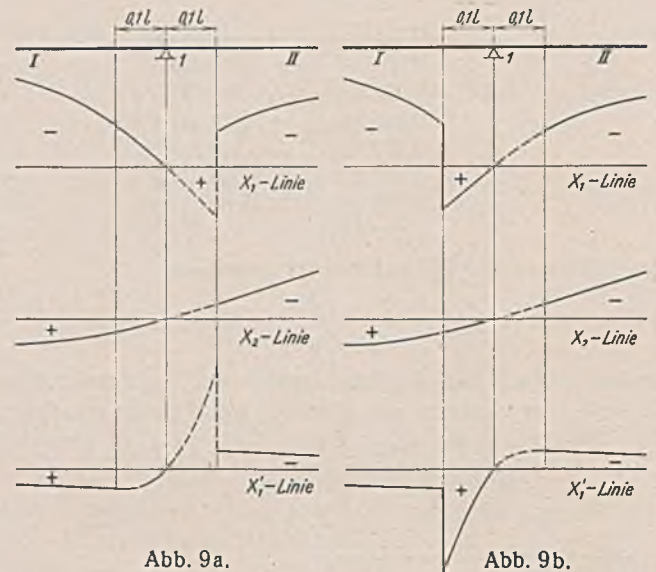
den Träger I entfällt, mit  $Y_m$  bezeichnen, dann entfällt auf den Träger II der Anteil  $1 - Y_m$ . Die Durchbiegung des Trägers I an der Stelle  $m$  infolge einer Last  $1$  in diesem Punkte  $m$  bezeichnen wir mit  $[m I]$ , die entsprechende des Trägers II heiße  $[m II]$ . Dann lautet die Bestimmungsgleichung zur Ermittlung der Unbekannten  $Y_m$ :

$$Y_m [m I] = (1 - Y_m) [m II],$$

woraus

$$(28) \quad Y_m = 1 \cdot \frac{[m I]}{[m I] + [m II]}.$$

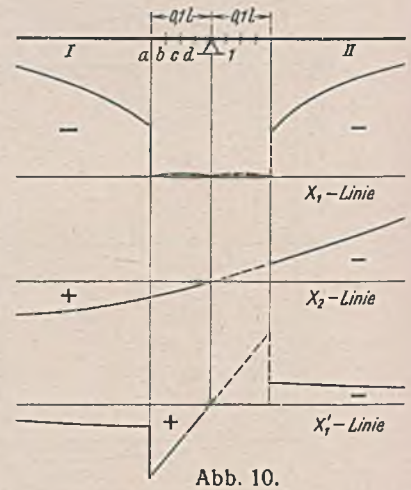
Damit ist die Lastverteilung bekannt und die Berechnung der statisch unbestimmten Größen  $X$  und  $X'$  kann jetzt in einfacher Weise vorgenommen werden. Bei den Durchbiegungen  $[m I]$  und  $[m II]$  handelt es sich dabei um Verschiebungen am statisch unbestimmten Tragwerk; man wird also zweckmäßig den Reduktionssatz heranziehen<sup>6)</sup>.



Für die Punkte  $a$  bis  $d$  (Abb. 10) zeigt die folgende Tafel die Lastanteile:

Punkt	$Y$	$1 - Y$
$a$	0,499	0,501
$b$	0,494	0,506
$c$	0,490	0,510
$d$	0,489	0,511

Die Tafel lehrt, daß man für den Gebrauch mit genügender Genauigkeit die Last je zur Hälfte auf die beiden Träger verteilen kann, vorausgesetzt, daß die bauliche Durchbildung ungefähr den Annahmen, die diesem mittleren Sonderfall zugrunde liegen, entspricht. Den Verlauf der Einflußlinien für  $X$  und  $X'$  für diesen Sonderfall zeigt Abb. 10.



### 6. Auswertung der Einflußlinien.

Für die Bemessung kommt es hauptsächlich auf die Untersuchung der Endöffnung und einer im Gebiet der unveränderlichen Zahlen  $\mu$  und  $\nu$  liegenden Mittelöffnung an; und zwar braucht man in beiden Öffnungen die Momente im Felde, über der Stütze, sowie in dem durch die Bolzenlöcher geschwächten Gelenkpunkt. Außerdem seien noch der Auflagerdruck der Endstütze  $A$  und einer Mittelstütze  $C$  angegeben. Durchgeführt sind diese Untersuchungen für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast  $p$  — in ungünstigster Stellung — und eine gleichmäßig verteilte ständige Last  $g$ , beide bezogen auf die Längeneinheit.

Für die Lastverteilung in den Abschnitten  $0,1l$  beiderseits der Stützen sei angenommen, daß die Last über die ganze Länge des Feldes dem betreffenden Träger zufalle, so daß also auf die Kragarme keine äußeren Lasten, sondern nur die lotrechten Bolzenkräfte entfallen.

<sup>6)</sup> Wegen der Anwendung des Reduktionssatzes s. z. B. G. Worch, Beispiele zur Anwendung des Reduktionssatzes. B. u. E. 23, (1924), Heft 4, S. 39.

Die größten Momente im Felde betragen:

$$(30) \begin{cases} \text{Mittelöffnung:} & \max M = 0,081 p l^2 + 0,037 g l^2 \\ \text{Endöffnung:} & \max M = \frac{1}{2} q (0,443 p l + 0,386 g l)^2, \end{cases}$$

worin  $q = p + g$  ist.

Die größten negativen Momente über der Stütze — für einen Träger — ergeben sich zu:

$$(31) \begin{cases} \text{Mittelöffnung:} & \min M = -0,062 p l^2 - 0,044 g l^2 \\ \text{Endöffnung:} & \min M = -0,065 p l^2 - 0,056 g l^2. \end{cases}$$

In den Gelenkpunkten im Abstände  $0,1l$  beiderseits der Auflager ergeben sich die folgenden Momente:

$$(32) \begin{cases} \text{Mittelöffnung:} & \min M = -0,074 p l^2 - 0,043 g l^2 \\ \text{Endöffnung:} & \min M = -0,077 p l^2 - 0,057 g l^2. \end{cases}$$

Schließlich betragen die größten Auflagerdrücke:

$$(33) \begin{cases} \text{Mittelstütze:} & \max C = 1,210 p l + g l \\ \text{Endstütze:} & \max A = 0,443 p l + 0,386 g l. \end{cases}$$

### 7. Durchbiegung in Feldmitte.

Untersucht sei hier nur der Einfluß der ständigen Last  $g$ . Für die Lastverteilung sei zunächst angenommen, daß nur die Streckenlast von Auflager zu Auflager auf den Träger wirkt; am Kragarm greift nur die Bolzenkraft an. Diese ergibt sich im Mittelfeld zu  $V = 0,44 g l$ . Abb. 11a zeigt einen mittleren Träger mit seiner Belastung. Die Durchbiegung in Feldmitte errechnet sich in bekannter Weise zu

$$(34) \delta = \frac{0,78}{384} \cdot \frac{g l^4}{E J}$$

Nehmen wir dagegen an, daß sich in dem Bereich der nebeneinanderliegenden Träger die Belastung je zur Hälfte verteilt, wie dies in Abb. 11b dargestellt ist, so ergeben sich die Bolzenkräfte im Mittelfeld zu  $V = 0,42 g l$ . Die Durchbiegung in Feldmitte beträgt in diesem Falle

$$(35) \delta = \frac{0,77}{384} \cdot \frac{g l^4}{E J}$$

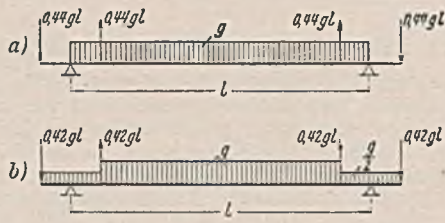


Abb. 11.

Rein formelmäßig sind die Durchbiegungen also in beiden Fällen kleiner als z. B. die des gewöhnlichen durchlaufenden Trägers, bei dem sich bekanntlich für das Mittelfeld ebenso wie beim beiderseitig starr eingespannten Träger der Wert

$$(36) \delta = \frac{1}{384} \cdot \frac{g l^4}{E J}$$

ergibt. Zu beachten ist dabei allerdings, daß der übliche durchlaufende Träger wegen der größeren Momente auch ein größeres Trägheitsmoment aufweisen wird als der gekoppelte Träger; ein Vergleich in allgemeiner Form ist daher nicht so einfach durchzuführen.

### 8. Einfluß von Stützensenkungen.

Bisher wurde stets angenommen, daß die Stützen starr sind. Diese Voraussetzung ist allgemein üblich; wie bekannt, ist sie jedoch in der Praxis in der Regel nicht erfüllt. Es macht keine Schwierigkeiten, die Rechnung für elastisch senkbare Stützung zu erweitern. Die Glieder  $Z_r$  auf der rechten Seite der Elastizitätsgleichungen (Abb. 3) sind jetzt nicht nur abhängig von der Belastung, sondern sie enthalten auch noch die Unbekannten  $X$ . Die Rechnung führt ebenfalls auf eine Gruppe fünf-gliedriger Elastizitätsgleichungen entsprechend Gl. (12), nur sind jetzt die Vorzeichen  $a, b, c$  und der Wert  $N$  verwickelter.

Praktisch wird jedoch der Wert dieser Untersuchung dadurch beeinträchtigt, daß es nicht ganz einfach ist, über die Elastizität der Stützung, d. h. die Senkung der Stützpunkte unter dem Auflagerdruck  $1$ , Angaben zu machen. Man hilft sich daher im allgemeinen so, daß man den Einfluß der Senkung einer Stütze um einen gegebenen Betrag untersucht. Es senke sich z. B. die  $r$ te Stütze um den gegebenen Wert  $\delta_r$ , etwa  $\delta_r = 1$  cm, während alle anderen Stützen in Ruhe bleiben. Dann werden sämtliche Belastungsglieder  $Z, Z', Z''$  zu Null, ausgenommen

$$(37) Z_r = -\frac{4}{l} \cdot E J \delta_r$$

Damit lassen sich die statisch unbestimmten Größen und aus diesen wieder die auftretenden Zusatzmomente ermitteln.

Die zahlenmäßige Durchführung der Rechnung — man muß jetzt die Werte für  $J$  und  $l$  einsetzen — zeigt, daß das Tragwerk gegen Stützensenkungen wenig empfindlich ist. Dieses Ergebnis war wie bei dem gewöhnlichen durchlaufenden Träger zu erwarten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Wasserspiegelberechnung von Kanälen bei gleichmäßiger Bewegung und veränderlicher Wassermenge.

Von Ingenieur P. Wilh. Werner in Stockholm.

Im Wasser- und Abwasserbau ist oft die Aufgabe gestellt, endliche geometrisch bestimmte Kanäle für eine mit der Länge wechselnde Wassermenge zu berechnen. In solchen Fällen ist eine rechnerische Untersuchung meist nur mit großen Schwierigkeiten durchzuführen. Die Aufgabe soll hier mit Hilfe von Linien gleicher Neigung (Isoklinen!) gelöst werden, und zwar für den praktisch wichtigen Fall, daß die Querschnittsform gleichbleibend ist, sowie daß (Abb. 1) die Durchflußmenge nach der Formel

$$(1) Q = q x$$

geradlinig verteilt ist. Folgende Bezeichnungen werden verwendet:

$L$  = Länge des Kanals (m),

$z$  = Wasserspiegelgefälle,

$i$  = Sohlenneigung,

$v = \frac{Q}{F}$  = Wassergeschwindigkeit (m/s),

$Q$  = Durchfluß (m<sup>3</sup>/s) an der Stelle  $x$ ,

$q$  = Wassermengenzuwachs für die Längeneinheit,

$F$  = benetzter Querschnitt (m<sup>2</sup>),

$t$  = Wassertiefe (m),

$t_m$  = mittlere Wassertiefe,

$R = \frac{F}{P}$  = hydraulischer Halbmesser (m),

$P$  = benetzter Umfang (m),

$C$  = Reibungsbeiwert in der Formel von Chezy,

$\alpha$  = Geschwindigkeitshöhenbeiwert,

$g$  = Beschleunigung der Schwere (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Der allgemeine Ausdruck des Wasserspiegelgefälles bei gleichmäßiger Bewegung kann bekanntlich folgendermaßen geschrieben werden (Abb. 2):

$$(2) i dx - dt = z dx = \frac{v^2}{C^2 R} \cdot dx + \alpha \cdot \frac{v}{g} \cdot dv$$

Aus der Gleichung

$$(3) v = \frac{Q}{F}$$

erhält man nach Umformung

$$(4) dv = v \left( \frac{dQ}{Q} - \frac{dt}{t_m} \right)$$

und unter Anwendung der Gl. (1)

$$(5) dv = v \left( \frac{dx}{x} - \frac{dt}{t_m} \right)$$

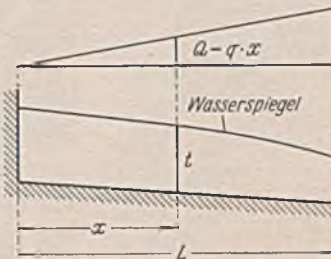


Abb. 1.



Abb. 2.

Wird dieser Ausdruck in Gl. (2) eingesetzt, ergibt sich nach Umformung

$$(6) x = \frac{dt}{dx} = \frac{i - \frac{q^2}{C^2 R F^2} \cdot x^2 - \frac{\alpha q^2}{g F^2} \cdot x}{1 - \frac{\alpha q^2}{g t_m F^2} \cdot x^2}$$

Diese Gleichung enthält  $x$  nur in der zweiten Potenz, weshalb die Isoklinen in einfacher Weise berechnet werden können. Falls für besondere Zwecke nötig, ist es sogar ohne nennenswerte Schwierigkeiten möglich, den Beiwert  $C$  nach einer der anerkannten Rauigkeitsformeln veränderlich einzuführen. Auf diese Tatsachen gründet sich im vorliegenden Fall die

) W. Hort, Die Differentialgleichungen des Ingenieurs, 2. Aufl. Berlin 1925, Springer.



Abb. 3.

praktische Verwendung des Isoklinenverfahrens. Gl. (6) läßt sich dabei auf folgende, für praktische Berechnungen geeignete Form bringen:

$$(7) \quad x^2 \left( \frac{1}{C^2 R} - \frac{\tau \alpha}{g t_m} \right) + x \cdot \frac{\alpha}{g} = \frac{F^2}{q^2} (i - \tau).$$

Als Beispiel betrachten wir einen dreieckförmigen Entwässerungsgraben von  $L = 50$  m Länge nach Abb. 3, woraus

$$F = \sqrt{3} t^2 \approx 1,732 t^2 \quad P = 4 t \quad R = 0,433 t \quad t_m = 0,5 t.$$

Mit den Werten  $i = 0$ ,  $q = 0,02$  m<sup>3</sup>/s für 1 m Länge,  $C = 25$  (unveränderlich),  $\alpha = 1,0$ , erhält man nach Gl. (7)

$$(8) \quad x^2 (0,003 695 - 0,2039 \tau) + 0,101 94 x t = - 7500 \tau t^5.$$

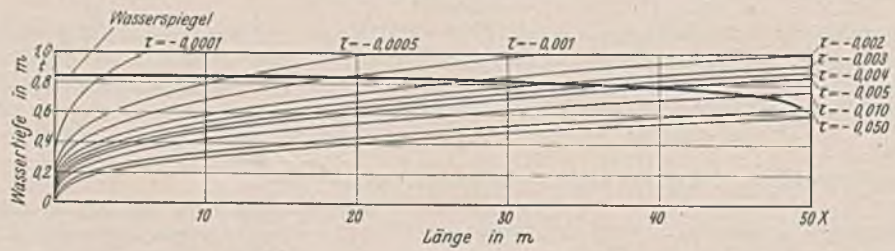


Abb. 4.



Die nach Gl. (8) berechneten Isoklinen sind in Abb. 4 aufgezeichnet. Bei der Berechnung ist darauf zu achten, daß es eine untere Grenz-isokline gibt, die durch die nachstehende Gleichung bestimmt ist:

$$(9) \quad x = \frac{F}{q} \sqrt{g t_m}.$$

Mit Hilfe der so berechneten Isoklinen ist in Abb. 4 auch eine Linie über die Wassertiefen eingezeichnet, und zwar mit der Randbedingung, daß an der Mündung  $x = 50$  die Wassertiefe gleich der rechnerischen Grenztiefe  $t \approx 0,58$  ist. Da  $i = 0$  vorausgesetzt wurde, entspricht im betrachteten Beispiel die ermittelte Linie auch der Wasserspiegellinie.

Alle Rechte vorbehalten.

### Erdbebenspannungen in der San Francisco Oakland-Brücke.

Eine Veröffentlichung von Norman C. Raab und Howard C. Wood im Oktoberheft 1940 (S. 1447) der Proceedings der American Society of Civil Engineers gibt über die für die Berechnung der Erdbebenspannungen gemachten Annahmen Auskunft, bringt einige kennzeichnenden Beispiele für die Berechnungsweise und zeigt die gegen die Erdbebenkräfte vorgesehenen Maßnahmen.

Allgemeines. Die allgemeine Anordnung des Brückenzuges ist in Bautechn. 1934, Heft 36, S. 464, beschrieben. Die für die vorliegende Aufgabe wichtigsten Bauwerke des 13,7 km langen Brückenzuges sind über der westlichen Bucht zwei Hängebrücken mit durchlaufenden Versteifungsträgern — mit je 705,0 m weit gespannten Mittelöffnungen und mit Seitenöffnungen von rd. 355,0 m Stützweite — und über der Ostbucht ein durchlaufender Fachwerkträger mit 154,0—426,0—154,0 m Stützweite.

Die beiden Hängebrücken, die unmittelbar aufeinander folgen, haben eine gemeinsame Verankerung an dem zwischen ihnen liegenden kräftigen Pfeiler. Die Ankerpfeiler am San Francisco-Ufer wurden der besseren Gründung wegen 263,0 m hinter das Endauflager der Seitenöffnung zurückverlegt, so daß das Rückhaltkabel verhältnismäßig sehr lang und dadurch die westliche Hälfte des Bauwerks etwas biegsamer als die östliche wurde. Die Pfeiler<sup>1)</sup> sind auf Sandsteinfels gegründet. An der tiefsten Stelle liegt der Meeresboden 31,6 m unter MNW. Die Gründungssohle des am tiefsten gegründeten Pfeilers liegt 70,40 m unter MNW. Der Baugrund besteht auf etwa 6,0 m Tiefe aus verhältnismäßig weichem, sandigen Schllick, darunter liegt dichter Ton und Sand, unter dem der Fels ansteht.

Der Durchlaufträger über der Ostbucht hat sein festes Lager am inselartigen Endauflager. Die beiden ersten Pfeiler des Durchlaufträgers stehen auf Fels, die beiden andern auf sandigem Kies.

Geologische Verhältnisse. Die San Francisco-Bucht liegt auf einem schmalen, zu beiden Seiten durch zahlreiche Verwerfungen bezgrenzten Streifen der Erdkruste (Abb. 1). Die beiden Verwerfungen, die Hayward-Verwerfung und die San Andreas-Verwerfung, bilden ziemlich senkrechte Spalten. Von starken Erdbeben und zahlreichen kleineren Erdstößen weiß man, daß die Verwerfungen noch in Bewegung sind. Von den zahlreichen kleineren Verwerfungen in dem Block selbst befürchtet man keine Bewegungen mehr.

Auswirkung von Erdbeben auf Bauwerke. Durch die Prüfung aller Veröffentlichungen und Unterlagen, die über die Auswirkung von Erdbeben auf Bauwerke vorhanden waren, kam man zu folgenden Ansichten. Erdbebenschäden haben sich nur an handwerksmäßig hergestellten Bauwerken oder an solchen Ingenieurbauwerken gezeigt, an denen keine Bauteile zur Übertragung waagerechter Kräfte vorgesehen

waren. Die Höchstbeschleunigung des Baugrundes bei Erdbeben in Japan erreichte wahrscheinlich einen Wert von mindestens dem 0,5fachen der Erdbeschleunigung, bei Erdbeben in Kalifornien von mindestens dem 0,25fachen. Obwohl in Japan nur mit der 0,1fachen Erdbeschleunigung gerechnet wird, haben hiernach entworfenen Bauwerke die schwersten Erdbeben überdauert. Es muß daher noch schadenhemmende Einflüsse geben, die bei der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Diese hängen wahrscheinlich mit der Masse und Elastizität des Bauwerks und seiner Gründung sowie der Schwingungszahl des Erdbebens zusammen. Obgleich die Schwingungen während des heftigsten Abschnitts wahrscheinlich niemals ganz harmonisch sind, können sie es doch wohl annähernd für eine begrenzte Zahl von Schwingungen sein. Für das Vorhandensein einer vorherrschenden Bodenschwingungsdauer gibt es keinen schlüssigen Beweis, obgleich Schwingungen bestimmter Dauer öfter vorkommen mögen als andere. Bei der gleichen Bodenart werden Schwingungen mit kürzerer Schwingungsdauer um so schneller abgedämpft, je weiter die betreffende Stelle vom Schwingungsmittelpunkt entfernt ist. Daher herrschen in größerer Entfernung Schwingungen von längerer Dauer vor. Im allgemeinen sind die Schwingungszeiten bei gleicher Entfernung vom Schwingungsmittelpunkt in alluvialem Boden größer als im Fels.

Wenn man den Abstand der Brücke zu den beiden Hauptverwerfungen und den Umstand, daß die Pfeiler auf Fels oder doch sehr festem Boden gegründet sind, berücksichtigt, so wird die Schwingungsdauer während des heftigsten Teiles eines starken Bebens wahrscheinlich kleiner als 0,7 sek sein. Während des Endabschnitts heftiger Beben sind in großer Entfernung vom Mittelpunkt einfach harmonische Schwingungen mit einer Wiederkehr von 6 bis 8 sek zu erwarten. Jedoch sind keine Schäden bekannt, die während solcher Schwingungen eingetreten sind. Wenn Resonanz in dem Maße auftreten würde, wie es zuweilen angenommen wird, so müßten mehr Schäden aufgetreten sein. Schon eine kleine Veränderung der Schwingungsdauer, wie sie durch das elastische Nachgeben der Gründung hervorgerufen werden kann, genügt, besonders bei höheren Schwingungszahlen, das Mitschwingen zu stören. Da die größte Beschleunigung nur immer einen Augenblick herrscht, in einem elastischen Bauwerk aber ein großer Teil der Massen von der Stelle, wo die Schwingung erzeugt wird, weit entfernt liegt, wird der Größtwert der Beschleunigung nicht gleichzeitig an allen Stellen auftreten. Ob man nun mit Resonanz rechnet oder nicht, so ist doch immer eine gewisse Dämpfung vorhanden. Für ihre Berücksichtigung in der Berechnung liegen jedoch noch nicht genügend Erfahrungswerte vor.

Berechnungsannahmen. Für die Berechnung wurde eine waagerechte Beschleunigung des Bodens von 0,1 g mit einer Schwingungsdauer von 1,5 sek angenommen. Dem entspricht ein Schwingungsaussschlag von 56 mm. Die angenommene Schwingungsdauer ist länger als sie wahrscheinlich auftritt. Sie wurde jedoch der Berechnung in dieser Größe zugrunde gelegt, da bei ihr im allgemeinen im Bauwerke größere Spannungen erzeugt werden als bei einer kürzeren Schwingungsdauer. Die Resonanzmöglichkeit wurde auch für Schwingungen mit anderer Dauer untersucht.

Einfluß des Wassers und Schllicks auf die Pfeiler. Ein durch den Felsen bewegter Pfeiler schiebt das ihn umgebende Wasser und einen Teil des sandigen Schllicks fort. Eine Untersuchung derartiger Vorgänge hat H. M. Westergaard in einem Aufsatz<sup>2)</sup>: Wasserdruck auf Dämme bei Erdbeben gegeben. In dem Meinungs-austausch über diese Untersuchung hat dann Theodor von Kármán eine Gleichung auf der Grundlage der Vorstellung einer „scheinbaren Masse“ benutzt, um die waagerechten Abmessungen dieser Masse zu bestimmen. Dabei wurde

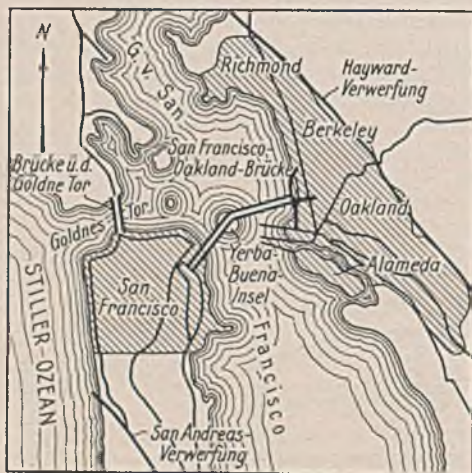


Abb. 1.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1936, Heft 9, S. 138, Abb. 4.

<sup>2)</sup> Trans. Am. Soc. civ. Eng., Bd. 98 (1933), S. 418.



angenommen, daß die Begrenzung der „scheinbaren Masse“ unterhalb der Schlicklinie durch die dort vorhandenen verschiedenen Bodengewichte nicht beeinflußt würde.

Wenn  $h$  die Tiefe der Gleitfläche unter der Wasseroberfläche darstellt,  $b$  die waagerechte Abmessung der „scheinbaren Masse“ in dem Abstand  $y$  über der Gleitfläche, dann ist

$$(1) \quad b = 0,7 (h^2 - y^2)^{0,5}$$

Es ist bekannt, daß während eines Erdbebens der an der Oberfläche liegende Schlick sich wie eine zähe Flüssigkeit verhält und sich daher nicht einheitlich mit den darunterliegenden Erdschichten bewegt; es besteht also eine Gleitfläche, die für den vorliegenden Fall auf dem festen Ton und Sand angenommen wurde. Für die Berechnung nahm man an, daß diese Masse sich wie eine Flüssigkeit mit dem Einheitsgewicht  $1,6 \text{ t/m}^3$  verhalten und in einer Gangverschiebung von  $180^\circ$  gegenüber der Bewegung des Pfeilers wirken würde. Die Kräfte, die auf eine Pfeilerfläche wirken, sind in Abb. 2 dargestellt.

Wenn  $p$  den durch Erdbeben entstehenden Flächen- druck auf den vom Wasser umgebenen Pfeiler bedeutet und  $p'$  den zusätzlichen Flächen- druck durch Schlick unter- halb der Schlicklinie,  $w$  das Einheitsgewicht des Wassers und  $w'$  das sandigen Schlicks,  $a$  die Beschleunigung des Pfeilers im Verhältnis zu der des Wassers (das ist die angenommene Erdbebenbeschleunigung) und  $a'$  die Beschleunigung des Pfeilers im Verhältnis zu der des sandigen Schlicks darstellen und wenn  $\alpha = a : g$ ,  $\alpha' = a' : g$  ist, dann ist der Flächendruck auf dem Pfeiler oberhalb der Schlicklinie:

$$(2) \quad p = w b = 0,7 w (h^2 - y^2)^{0,5}$$

Zwischen der Schlicklinie und der Gleitfläche ist der Flächendruck

$$(3) \quad p + p' = \alpha' w' b$$

Aus Gl. (2) u. (3) folgt:

$$(4) \quad p' = \alpha' w' b - w b$$

$$\frac{p'}{p} = \frac{\alpha' w'}{w} - 1 = k$$

$$p' = k p = 0,7 \alpha w k (h^2 - y^2)^{0,5}$$

Da Wasser und Schlick an beiden Seiten des Pfeilers vorhanden sind, sind für die Ermittlung der Scherkräfte und Momente die Flächen- belastungen zu verdoppeln.

Erdbebenkräfte im Hängebrückenüberbau. Der Ankerpfeiler an der San Francisco-Seite ist ein massiver Betonblock und kann als Teil des Felsens betrachtet werden. Die Felsenmasse der Insel Yerba Buena bildet die östliche Verankerung. Die Mittelverankerung zwischen den beiden Hängebrücken muß aber als senkrechter Kragarm angesehen werden. Die Tragtürme stellen in der Längsrichtung der Brücke biegsame Säulen dar, deren Biegsamkeit zu einem großen Teil von den als Verspannung wirkenden Kabeln abhängt. In der Querrichtung sind sie verhältnismäßig steif. Die Kabel müssen als Bauteile mit kleinen Massen, die jedoch große Kräfte übertragen können, aufgefaßt werden. Die Versteifungsträger sind im Vergleich zu ihren Abmessungen sehr biegsam. An den Turmpfeilern und Widerlagern werden sie nur in der Querrichtung gehalten. Die Fahrbahnträger und die Eisenbetonfahrbahnplatten haben in Abschnitten von 26,0 m Dehnungsfugen. Für kleine Bewegungen ist an ihnen die Reibung wahrscheinlich so groß, daß die Fahrbahn an der Formänderung der Gurte teilnimmt. Bei großen Gurtspannungen und daher großen Verformungen wird die Reibung überwunden. An den Türmen werden die Hauptträger in waagerechter und senkrechter Richtung teilweise durch die Reibung in den Dehnungsfugen gehalten.

Eine Vorstellung von der Biegsamkeit des Tragwerks kann man aus den Durchbiegungen unter den der Berechnung zugrunde gelegten Lasten gewinnen. Die Mitte der Hauptöffnung kann rechnermäßig eine Durchbiegung von 7,65 m erreichen. Die Spitze des Turmes 2 bewegt sich bei der größten Verformung in Brückenlängsrichtung um 2,0 m. Bei einer Windgeschwindigkeit von 145 km/h beträgt das Maß der größten seitlichen Ausbiegungen der Mittelöffnung 2,90 m. Im Vergleich mit diesen Formänderungen sind die aus Erdbeben entstehenden sehr klein und daher auch die Spannungen im Vergleich zu denen infolge anderer Kräfte nur gering.

Kabelzug am Widerlager. Zur Ermittlung der von den Kabeln auf die Verankerung zusätzlich ausgeübten Kräfte wurde das Tragwerk nach Abb. 3b vereinfacht angenommen. Die Wirkung des Erdbebens erhielt man durch Steigern des Kabelzuges  $P$  um das  $\frac{a}{g} = \alpha = 0,10$ fache

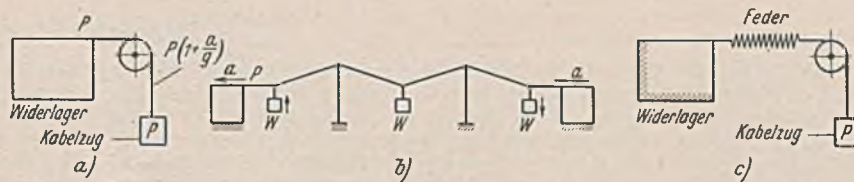


Abb. 3a bis c.

(Abb. 3a). Als zweite Annäherung wurde das Gewicht der einzelnen Öffnungen durch gleich große Gewichte  $W$  in der Mitte der Spannweiten ersetzt. Bei der Berechnung des Kabelzuges bei einer Beschleunigung der Verankerung von  $\alpha g$  wurde die Dehnung des Kabels nicht berücksichtigt. Eine Berechnung auf dieser Grundlage ergab Vergrößerungen im Kabelzug um  $0,7 \alpha P$ .

Man kann das Tragwerk auch als Feder auffassen. Die natürliche Schwingungszeit der unbelasteten Brücke war mit 6,2 sek, die der belasteten mit 7,3 sek gemessen worden. Der Federbeiwert, d. h. die zusätzliche Kabelspannung für 1 cm Bewegung des Widerlagers ist 6,30 t für beide Kabel. Dann ergibt sich aus der Federgleichung, daß man ein Ersatztragwerk nach Abb. 3c mit der größten Erdbebenkraft an der Verankerung von  $0,0265 P$  einführen kann.

Erdbebenspannungen in den Turmpfeilern. Die Spannungen, die die Türme durch Beanspruchungen in der Querrichtung erhalten, rühren von der Trägheit der aufgehängten Versteifungsträger, der Kabel und der Türme selbst her. Einen Vergleich der Beanspruchungen der Türme in der Querrichtung infolge Windbelastung und Erdbebenbeanspruchung zeigen Abb. 4a u. b.

Außerdem wurden noch die Querkräfte in den Kabeln und die Beanspruchungen in den Versteifungsträgern usw. durch Erdbeben ermittelt.

Der Durchlaufträger über der Ostbucht. Die natürliche Schwingungszeit für Schwingungen in Brückenlängsrichtung wurde durch Messung zu 1,5 sek bei unbelasteter und 1,8 sek bei belasteter Brücke ermittelt. Bei Auftreten eines Anstoßes am Endpfeiler werden also 0,9 sek vergehen, bis er am andern Endpfeiler angekommen ist. Daher wird bei einer Schwingungsdauer von 1,8 sek der Größtwert in der Mittelöffnung erreicht, wenn an keinem Brückenende eine Beschleunigung auftritt.

Für die westliche Seitenöffnung hat man deshalb nur eine Beschleunigung von dem  $\frac{2}{\pi}$ -fachen von 0,1 an Stelle von 0,1 angenommen.

Die sich ergebenden Kräfte wurden als statisch wirksam betrachtet. Unter dieser Annahme ergab sich aus der Trägheit des mit der Verkehrslast belasteten Überbaues die größte auf den Bremspfeiler wirkende Längskraft zu 2250 t. Die waagerechten Kräfte unter Annahme fortgesetzter harmonischer Schwingungen ohne Dämpfung zeigt Abb. 4. Resonanz wird aber für unwahrscheinlich gehalten, da die natürlichen Schwingungszeiten des Bauwerks von denen des Baugrundes wahrscheinlich völlig abweichen.

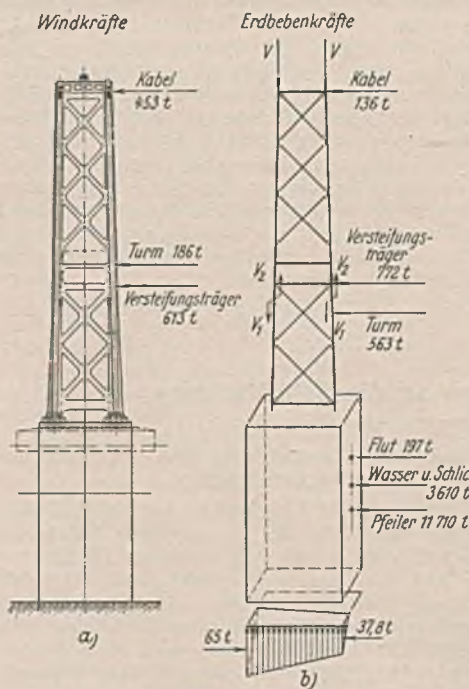


Abb. 4a u. b.

andererseits würden die Pfeiler in Anbetracht der Größe der Bauwerke auch ohne ihre Berücksichtigung nicht kleiner geworden sein. Das Verhältnis der dem Winddruck ausgesetzten Bauwerksflächen zu ihren Massen ist so, daß die Spannungen aus Winddruck in der gleichen Größenordnung liegen wie die aus Erdbeben. Aus diesem Grund war auch das Anwachsen der Baukosten durch die Berücksichtigung der Erdbebenspannungen nur gering, wahrscheinlich kleiner als 5%.

Am Schluß der Abhandlung wird noch die Ableitung der Gleichungen für die Berechnung der Längs- und Querschwingung des Bauwerks und des biegsamen schwingenden Kabels gegeben.

K. Brü.

## Vermischtes.

Professor Dr. Garbotz 50 Jahre. Professor Dr. Garbotz, Inhaber des Lehrstuhles für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin, beging am 25. Mai seinen 50. Geburtstag. Er ist im Weltkriege schwer verwundet worden. Nach seiner Genesung trat er als Diplom-Ingenieur des Maschinenbaues in die Dienste der Philipp Holzmann AG. und war mit der Überwachung des Geräteparkes beschäftigt. Hier begann bereits sein Wirken auf dem Gebiete, das seine Lebensarbeit werden sollte: die Mechanisierung der Baustelle und im weiteren Sinne das Gesamtgebiet der Baubetriebslehre. Nach seiner Rückkehr aus der Türkei, wo er als Maschineningenieur bei der Baueinrichtung der Bagdadbahn tätig war, trat er im Jahre 1917 zur Geräteabteilung des Stammhauses von Holzmann in Frankfurt a. M. über. In dieser Zeit studierte er an der Universität Frankfurt a. M. Volkswirtschaftslehre und legte die Prüfung zum Dr. rer. pol. ab. Kurz darauf ließ er sich an der Technischen Hochschule Darmstadt als Privatdozent für das Maschinenwesen beim Baubetrieb nieder. Im Jahre 1921 schied Garbotz aus der Philipp Holzmann AG. aus, um als Oberingenieur die Leitung der Geräteabteilung der Siemens-Bauunion in Berlin zu übernehmen. Trotz seiner umfassenden Tätigkeit in dieser Stellung, in der er u. a. die maschinelle Einrichtung der Großbaustelle für den Shannon-Kraftwerkbau in Irland leitete, hat Garbotz die Verbindung zur Technischen Hochschule auch in Berlin aufrechterhalten. Im Jahre 1927 wurde er dann zum ordentlichen Professor an der Technischen Hochschule Berlin berufen zur Übernahme des ersten und bisher einzigen Lehrstuhles in Deutschland für das Maschinenwesen beim Baubetrieb. Gleichzeitig begründete er das gleichnamige Forschungsinstitut, für das es ihm gelang, zweckentsprechende Räumlichkeiten und Versuchsgelände in Berlin-Siemensstadt zu erhalten und auszubauen. Nunmehr entfaltete Garbotz neben seiner Lehrtätigkeit eine umfassende Forschertätigkeit auf seinem Sondergebiete. Bereits im Jahre 1928/29 wurden unter seiner Leitung gemeinsam mit Professor Graf in Stuttgart grundlegende Mischmaschinen-Untersuchungen durchgeführt, die für die weitere Entwicklung dieses Baugerätes von ausschlaggebender Bedeutung waren. Hand in Hand mit der Forschungstätigkeit ging eine fruchtbare wissenschaftlich-schriftstellerische Tätigkeit, die die Ergebnisse der Forschungen für die Bau- und Baumaschinenindustrie nutzbar machte. Bisher sind aus dem Garbotzschen Forschungsinstitut mehr als 20 größere Forschungsarbeiten über den Einsatz und die Entwicklung der verschiedenen Gerätegruppen hervorgegangen, von denen die acht Forschungsaufgaben der letzten Jahre auf dem Gebiete des neuzeitlichen Erd- und Straßenbaues im Auftrage des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen durchgeführt wurden. Überdies hat Garbotz seine Erfahrungen im Handbuch für Maschinenwesen beim Baubetrieb niedergelegt, das er unter Mitarbeit verschiedener Fachleute herausgibt und von dem bisher drei Bände vorliegen.

Im Nebenamt war er 1933 bis 1936 als Direktor des Vereins Deutscher Ingenieure, 1938/39 als Leiter des Kontrollstabes der Bauwirtschaft für den Westwallbau tätig. Seit 1940 ist er als Beauftragter des Reichsministers für Bewaffnung und Munition tätig und seit Ende vorigen Jahres gleichzeitig mit der Leitung der von Dr. Todt begründeten Erfahrungsgemeinschaften des Baugewerbes betraut, um auch hier seine Erfahrungen in den Dienst der Leistungssteigerung zu stellen.

Wir beglückwünschen Professor Dr. Garbotz herzlichst und hoffen, daß er sein reiches Wissen und seine unermüdete Arbeitskraft noch recht lange der deutschen Bauwirtschaft zur Verfügung stellen und unseren Ingenieurnachwuchs auf seinem wichtigen Sondergebiete noch viele Semester als Hochschullehrer betreuen kann.

Professor Dr.-Ing. Bonwetsch.

## Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Der Coulombsche Erddruck aus Hinterfüllung und bei Auflasten, insbesondere Kurzstreckenlasten<sup>1)</sup>.

In diesem Aufsatz geht Oberingenieur Schroeter von einem Bündel von Gleitkeilen aus, die alle ihre Schneide im untersten Wandpunkt haben, und setzt stillschweigend voraus, daß sich dieselben Gleitflächen bei jeder Wandbewegung und bei jeder Wandrauhigkeit, Geländegestaltung und Auflastanordnung wieder einstellen. Diese Annahme ist mit den gesicherten Erkenntnissen der neueren Erddruckforschung nicht vereinbar. Bei Betrachtung der Abb. 1 des Aufsatzes wird ohne weiteres deutlich, daß die angenommenen Gleitflächen dem dargestellten Erddruckfall nicht entsprechen. Die in den einzelnen Gleitflächen wirkenden Kräfte sollen unter dem Reibungswinkel  $\rho$  gegen die Lotrechten in den Gleitflächen geneigt angreifen; unmittelbar vor der Stützmauer gehen die Gleitflächen in die Senkrechte über, die hier wirksamen Kräfte müßten daher unter  $\rho$  gegen die Waagerechte geneigt sein. Die von der Hinterfüllung auf die Stützmauer ausgeübte Kraft  $E$  ist jedoch waagrecht angenommen. Dies bedeutet, daß die Spannungslinien unmittelbar an der Stützmauer rückwand einen durch nichts bedingten scharfen Knick machen müßten, der nicht auftreten kann. Damit ist der erste in Abb. 1 enthaltene Widerspruch aufgezeigt.

Der zweite Irrtum ist die Anwendung der Überlagerung verschiedener Spannungs- und Belastungszustände zur Ermittlung des Gesamterddrucks aus der Einflußlinie. Das Überlagerungsgesetz gilt für elastische Zustände, im allgemeinen jedoch nicht mehr im plastischen Spannungs-

bereich der untersuchten Stoffe; alle Erddruckfälle gehören zum letzteren Bereich. Da das Einflußlinienverfahren die Zulässigkeit der Überlagerung voraussetzt, müßte es folgerichtig bei der Untersuchung von Erddruckfällen ausscheiden. Der Fehler, den der Verfasser mit der Überlagerung der Einflüsse der einzelnen Keilgewichte begeht, läßt sich wieder an Hand der Abb. 1 seines Aufsatzes nachweisen. Durch den Grenzübergang zur unendlich kleinen Keilbreite kommt er von der Addition der Einflußlinienordinaten zur Integration der Einflußfläche, und zwar wird die Integration über den gesamten Erdkeil  $ABN$  zwischen der Stützmauer und der natürlichen Böschungslinie ausgedehnt. Damit ergibt sich nach Schroeter ein Erddruck „max  $E_{ag}$ “, der jedenfalls von Null verschieden ist. Betrachtet man nun das Gleichgewicht der äußeren Kräfte an dem genannten Erdkeil, so muß die Kraft  $E$  (waagrecht) mit dem Gewicht  $G$  des Erdkeils (lotrecht nach unten gerichtet) und mit der Kraft  $Q$  im Gleichgewicht sein;  $Q$  greift voraussetzungsgemäß unter dem Winkel  $\rho$  gegen die Lotrechte zur Gleitfläche geneigt an. Da die Böschungslinie als äußerste Gleitfläche und untere Begrenzung des betrachteten Keils anzusehen ist, ergibt sich, daß  $Q$  senkrecht nach oben gerichtet und somit  $E$  gleich null sein müßte. Dieses Ergebnis kann nicht überraschen, da die natürliche Böschungslinie bekanntlich die Grenzneigung darstellt, auf der Gegenstände mit dem Reibungswinkel  $\rho$ , also auch der betrachtete Erdkeil, nicht abgleiten. Unabhängig von der Frage, ob der Keil  $ABN$  als ganzes wie ein fester Körper oder in einzelnen Teilen abgleiten würde, müßten jedenfalls die äußeren an diesem Keil angreifenden Kräfte im Gleichgewicht sein, was nach obigem in der Schroeterschen Darstellung nicht der Fall ist.

Führt man die Integration zur Ermittlung des Erddrucks für den Keil zwischen der Stützmauer und der „natürlichen Gleitlinie“, der maßgebenden Gleitlinie für unbelastetes Gelände, durch, so ergibt sich nach Schroeter hieraus ein Erddruck, der gleich der Einflußfläche zwischen  $B$  und  $C$  vervielfacht mit der „gleichmäßigen Einheitslast“ ist. Der Erddruck nach Coulomb für den gleichen Fall ist ebenfalls nach Schroeter „min  $E_{ag} = G_C \eta_C$ “, d. h. gleich dem Gewicht des abgleitenden Erdkeils, vervielfacht mit der Einflußordinate bei  $C$ . Es ergeben sich demnach für denselben Erddruckfall zwei verschiedene Erddrücke, von denen nur einer richtig sein kann, und das ist der Coulombsche. Denn nach der Coulombschen Theorie befindet sich der Erddruck  $E$  mit dem Keilgewicht  $G$  und der auf die Gleitfläche wirkenden Kraft  $Q$  im Gleichgewicht. Da der Schroetersche Erddruck verschieden vom Coulombschen ist, im übrigen jedoch bei Coulomb und bei Schroeter die Kräfte dieselben Richtungen haben, ergibt sich, daß für den Schroeterschen Erddruck kein Gleichgewicht vorhanden sein kann.

Die Ergebnisse des Einflußlinienverfahrens sind also unrichtig, weil sie auf falschen Voraussetzungen aufgebaut sind. Der Fehler wird durch die angebliche Übereinstimmung der Ergebnisse, die Schroeter aus seinem Verfahren ableitet, mit Versuchsergebnissen nicht ausgeglichen, denn man wird jedenfalls erwarten dürfen, daß das Verfahren in sich widerspruchsfrei ist. So stellt sich auch die eigenartige Behauptung Schroeters, daß der Coulombsche Erddruck ein Sonderfall des Schroeterschen sei, als Irrtum heraus. Denn dieser „Sonderfall“ fällt gänzlich aus dem Rahmen des Einflußlinienverfahrens heraus, indem, wie oben dargestellt, der Schroetersche Erddruck sich aus der Einflußfläche, der Coulombsche aus der Einflußordinate ergibt.

Zwischen dem angreifenden und widerstehenden Erddruck kann praktisch jeder beliebige Zwischenwert auftreten, jedoch ist der Coulombsche Erddruck nach wie vor nicht ein „unterer Grenzwert des angreifenden Erdschubs“, sondern der Größtwert des angreifenden Erddrucks, der sich aus der Betrachtung aller denkbaren ebenen Gleitflächen ergibt.

Dipl.-Ing. Hans J. Stahl, Berlin-Siemensstadt.

## Erwiderung.

Vorstehende Zuschrift ist ein Beitrag zur Erkenntnis der weltverbreiteten Unsicherheit in erdstatischen Angelegenheiten. Der Herr Einsender erkennt nicht, daß seine Bemängelung die klassische Erdschublehre Coulombs trifft, denn das von ihm beanstandete Gleitkeilbündel und der zur Gleitlinienlotrechten anzusetzende unveränderliche Winkel  $\rho$  sind die bekannten Voraussetzungen Coulombs; gleichzeitig sind sie die durch die neuere Erdschubforschung „gesicherten Erkenntnisse“, denn diese hat die praktische Brauchbarkeit der Coulombschen Grundlagen immer wieder bestätigt. Schließlich verwendet u. a. auch die Culmannlinie diese Gleitkeilbündel Coulombs, und zwar bisher für alle obengenannten Fälle ohne Einschränkung auch bei Überlagerungen. Auf die erforderliche Einschränkung bei größeren Kurzstreckenlasten habe ich in Bautechn. 1940, S. 508 unter 4, hingewiesen. Der Einsender stellt also gleich zu Anfang die Dinge sozusagen auf den Kopf. Ich habe auch nicht „stillschweigend“ Voraussetzungen gemacht, sondern diese Voraussetzungen in einer Ausführlichkeit behandelt, wie sie bisher noch nicht behandelt worden sind. Das schien notwendig, weil mit dem Ausdruck „nach“ oder „gegen Voraussetzungen Coulombs“ allzuviel Mißbrauch getrieben wird. Es wurden außerdem deutlich und allgemeinverständlich alle die Fälle behandelt, in denen die Gleitlinien nicht von einer gemeinschaftlichen Schneide im untersten Wandpunkt ausgehen, auch nicht gleichlaufen, und gezeigt, wann und wie ihre Zurückführung auf Coulombs Gleitkeilbündel praktisch möglich ist. Daß Coulombs Erdschublehre ein Näherungsverfahren ist, ist so bekannt, daß auf die alte und neue Forschung verwiesen werden kann. Bekanntlich hat sich gezeigt, daß ihre Widersprüche ganz belanglos sind, genau so wie der vom Einsender aufgezeigte Fall, bei dem überhaupt kein Erdschub entsteht.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1940, Heft 44/45, S. 505.

Im zweiten Absatz erkennt der Einsender nicht, daß es sich um Lasten handelt, die sich selbstverständlich so oft, wie sie vorhanden sind, überlagern können, genau wie die Lasten z. B. eines Schaufenstersturzträgers. Hier ist nur der Unterschied, daß die Gesetzmäßigkeit des Lasteinflusses auf die Mittelkraft eine andere ist als bei einem Träger. Es ist sonst nicht notwendig, Einflußlinien für die Mittelkraft der angreifenden Lasten aufzustellen. Beim Erdschub veranschaulicht aber die Mittelkräfteneinflußlinie das Abfallen des Lasteinflusses von vorn nach hinten und ermöglicht entsprechende weitere Auswertungen. Es ist gleichgültig, ob es sich beim Veranschaulichen eines gesetzmäßig sich verändernden Einflusses um elastische oder plastische Zustände handelt. Es kommt nur darauf an, die Einflußlinie in ihren Haupt- und Nebenzweigen in jedem Falle richtig zu deuten. Hierbei sind dem Einsender Fehler unterlaufen. So ergibt sich das Gleichgewicht im Fall  $\max E_{ag}$  ohne weiteres, wenn beachtet wird, daß hier  $Q$  erst durch Zusammensetzung aller  $dQ$ -Werte ermittelt werden muß;  $dQ$  liegt stets unter  $\varphi$  zur Gleitlinienrechtwinkligen,  $Q$  aber nicht.  $Q$  nähert sich vielmehr der Richtung von  $Q_n$  des Ruheschubs und fällt bei  $\varphi = 25^\circ$  sogar mit  $Q_n$  zusammen. Das ist sehr einfach zu ermitteln, indem in Abb. 2 meines Aufsatzes bei  $C$  statt  $E_n$  jetzt  $\max E_{ag}$  waagrecht aufgetragen und der Endpunkt mit dem Anfangspunkt von  $G_n$  verbunden wird. Der Fehler liegt also beim Einsender, und zwar darin, daß er die der Integration zugrunde liegende Voraussetzung von Einzelkeilen  $dG$  bei der Ermittlung des Gesamtwertes  $Q$  nicht beachtet hat. Er behandelt den abrutschenden Gesamterdkörper entgegen der Voraussetzung wie einen starren Keil, der mit dem Reibungswinkel  $\varphi$  gerade noch auf der Böschung aufsitzt, ohne Erdschub zu erzeugen, was bei Erdboden unmöglich ist.

Ebenso ungenau wird vom Einsender Coulombs Erdschub mit  $E_{ag}$  behandelt. Er übersieht, daß hierzu auf S. 508 ausdrücklich gesagt ist: „Seine Einflußlinie ist nicht mehr  $ES$ , sondern infolge der Gleichheit der Gleitwinkel  $GS$  (Abb. 1)“, also eine Waagerechte. Er übersieht weiter, daß alle drei Ableitungen Deutungen derselben Coulombschen Erdschubgröße sind, was ausdrücklich betont ist. Der Fehler liegt also wieder beim Einsender, und zwar darin, daß er fälschlich die Integration der Haupteinflußfläche über  $BC$  vornimmt und das dadurch entstehende unrichtige Ergebnis als „nach Schroeter“ unterstellt.

In meinem Aufsatz ist auch nicht die Rede davon, daß der Coulombsche Erdschub ein „Sonderfall“ des Schroeterschen sei. Vielmehr steht auf S. 507 rechts ausdrücklich: „Grundlage bleibt der Coulombsche Mindestwert“ und „Als Regel gilt, daß ihm die Stützmauer für unbelastete Hinterfüllung mindestens und mit Sicherheit widerstehen muß“. Welche praktische Bedeutung der Schroetersche Erdschub hat, geht aus meinem Aufsatz hervor. Er gibt nicht nur einen Anhalt für den beim Coulombschen Erdschub jeweils anzusetzenden Sicherheitsgrad, sondern stellt auch klar, daß der widerstehende Erdschub beim Ruheschub beginnt. Für den angreifenden Erdschub aber liefert Coulombs Lehre den kleinsten, mit den Gleichgewichtsbedingungen gerade noch verträglichen Wert. (Müller-Breslau in seinem Buch „Erddruck auf Stützmauern“, Vorwort S. IV).

Damit ist die Zuschrift in allen Teilen widerlegt.

Obering. Alfons Schroeter.

#### Erwiderung des Einsenders.

Herr Oberingenieur Schroeter verkennt den wesentlichen Unterschied, der zwischen der Entwicklung seines Einflußlinienverfahrens und der Coulombschen und Culmannschen Erddrucklehre besteht, die keineswegs durch obige Zuschrift bemängelt wird. Schroeter geht zwar wie Coulomb und Culmann von einem durch die Stützmauer einerseits und durch die Böschungslinie andererseits begrenzten Bündel von Gleitkeilen aus, setzt jedoch fälschlich die gleichzeitige Entstehung aller dieser Gleitflächen im Erdkörper voraus, während die klassische Erddrucklehre unter der gedachten Vielzahl von Gleitflächen des Keilbündels nur eine einzige maßgebende, die natürliche Gleitfläche, auswählt, deren wirkliches Vorhandensein sich unter bestimmten Bedingungen durch Versuche nachweisen läßt. In meiner Zuschrift wird nur die Voraussetzung Schroeters von der gleichzeitigen Entstehung aller Gleitflächen des Keilbündels widerlegt. Hierin kann ich mich auf den Verfasser selbst berufen, der auf S. 508 schreibt, „daß durch Kippen um  $A$ , aber auch durch Vorschieben und durch gleichzeitige Ausführung beider Bewegungen Gleitlinien gleichlaufend zur natürlichen Gleitlinie entstehen“, also kein Gleitkeilbündel. Wenn er sich bei der Aufstellung seines Einflußlinienverfahrens jedoch ausschließlich auf „die Wanddrehung um die Wandoberkante  $B$ “ beschränken wollte — was allerdings nirgends erwähnt ist —, wobei „die oben steil ansetzenden und gekrümmt verlaufenden Gleitbewegungen durch Gleitstrahlen ersetzt gedacht werden“, so ist hierzu zu sagen, daß in diesem Fall der Störungsbereich im Erdkörper wegen des steileren Verlaufes der Gleitlinien keinesfalls größer als im Coulombschen „Grundfall“ ist, und daß sich ebensowenig Gleitlinien unterhalb der „natürlichen Gleitlinie“ bis an die Böschungslinie ausbilden. Der ungestörte Erdkörper dehnt sich vielmehr immer bis an die natürliche oder maßgebende Gleitlinie aus, gleichgültig, ob diese nun gerade oder gekrümmte Form hat. In jedem Fall ist also die Summierung von Gleitkeileinflüssen bis zur Böschungslinie falsch und die Annahme strahlenbündelartiger Gleitlinien für keine Wandbewegung hinreichend begründet.

Auf S. 506 schreibt Herr Oberingenieur Schroeter: „Die durch die abgleitenden Einzelkeile entstehenden Reibungswiderstände seien gleich dem Großwert der Inneren Reibung, der gleich dem jeweiligen Böschungswinkel  $\varphi$  gesetzt wird“. Nachdem ich oben nachgewiesen habe, daß unter dieser Voraussetzung kein Gleichgewicht in dem abgleitenden

Erdkörper herrscht, gibt der Verfasser in seiner Erwiderung zu, daß bei seinem Verfahren  $Q$  nicht unter  $\varphi$  zur Gleitlinienlotrechten geneigt angreift, sondern sich vielmehr der Richtung des Ruheschubs nähert. Damit ist die obige Voraussetzung Schroeters hinfällig und meine Behauptung wird bestätigt, daß es sich beim Schroeterschen Erddruck nicht um einen angreifenden Erdschub handelt und daß der Coulombsche der Großwert des angreifenden Erddrucks ist. Der nach den Formeln des Verfassers unter falschen Voraussetzungen ermittelte Druck ist tatsächlich einer der unendlich vielen möglichen Werte zwischen den Grenzen des angreifenden und widerstehenden Erddrucks, also eine Art Ruhedruck, der für die Baupraxis keinerlei Bedeutung hat. Denn zu dem vom Verfasser nicht beabsichtigten Berechnung des wirklich vorhandenen Ruhedrucks in einem bestimmten Fall müßte wenigstens z. B. die Art der Ablagerung oder Einfüllung des Bodens bekannt sein und in die Berechnung eingehen.

Um nicht mißverstanden zu werden, verdeutliche ich das vorstehende wie folgt:  $Q$  ist die Summe des Einflusses aller Gleitkeile und somit die gesamte auf die einzelnen Gleitflächen wirkende Kraft. Wenn  $Q$  nicht unter  $\varphi$  gegen die Gleitflächenlotrechte geneigt angreift, so sind die Reibungswiderstände des Bodens in der angenommenen Gleitfläche noch nicht erschöpft, die Keile rutschen nicht ab, sondern befinden sich in Ruhelage. Die Keiloberflächen sind also keine Gleitflächen und der unter der irrigen Annahme abgleitender Keile berechnete Druck kann nur ein Ruhedruck sein. Durch den obengenannten Aufsatz wird daher leider die vom Verfasser beklagte weitverbreitete Unsicherheit in erdstatischen Angelegenheiten nur noch vermehrt.

Im übrigen verbleibt der Raummangel weiter auf die Erwiderung des Herrn Verfassers, die meine Einwendungen nicht erfaßt, einzugehen, nachdem mit obigem das wesentliche gesagt ist.

Dipl.-Ing. Hans J. Stahl, Berlin-Siemensstadt.

#### Erwiderung des Verfassers.

Der Herr Einsender bleibt bei seinem grundsätzlichen Irrtum, daß Coulombs angreifender Erdschub der größte aller angreifenden Erdschübe sei, was aber der unbestreitbaren Feststellung Müller-Breslaus widerspricht<sup>2)</sup>. Im einzelnen ist folgendes zu sagen.

In meinem Aufsatz ist nichts darüber zu finden, daß die gleichzeitige Entstehung aller Einzelkeile vorausgesetzt wird. Im Gegenteil, auf S. 506 links unten steht ausdrücklich, „jeder vordere Erdkörperteil eilt dem folgenden etwas voraus“. Der wesentliche Unterschied der Grundlagen von Coulombs und Schroeters Erdschub ist auf S. 507 rechts unter 3 gekennzeichnet. Die grundsätzliche Anwendbarkeit des Einflußlinienverfahrens bei Erdschub ergibt sich aus der Tatsache, daß sich die einzelnen Erdschubwirkungen aus den nacheinander abrutschenden Erdschicht- oder Keillasten aufstapeln, also überlagern, womit die zeitlichen Unterschiede ihrer Entstehung bedeutungslos werden. Ob hierbei die Einflußfläche oder die Einflußlinie richtig ausgewertet wird, ist gleichgültig. Wenn es noch einer Bestätigung bedarf, so braucht man nur die Einflußlinie für den Coulombschen Erdschub aufzutragen, wie es in Abb. 1 meines Aufsatzes geschehen ist. Wäre die Anwendbarkeit des Einflußlinienverfahrens für Erdschub nicht möglich, so könnte auch kein richtiges Ergebnis erzielt werden. Es ist zu erkennen, daß infolge der gleichbleibenden Werte  $\tan(\varphi - \rho)$  die Einflußlinie des Coulombschen Erdschubs die Waagerechte  $GS$  in Abb. 1 ist und ihre Auswertung auf einfache Weise tatsächlich Coulombs Erdschubgröße ergibt. Ist aber das Einflußlinienverfahren für Coulomb in Ordnung, so ist es selbstverständlich auch für jedes andere beliebige Gleitbild in Ordnung, also auch für die Gleitstrahlen, die von  $A$  oder in dem beliebigen anderen Punkte ausgehen.

Der Einsender beachtet weder die maßgebenden Lastversuche Müller-Breslaus, noch die in großem Maßstabe ausgeführten Hinterfüllungsversuche Terzaghis, noch andere neuere Messungen an Stützbauwerken. Er verwechselt deshalb mein für Coulomb entwickeltes Gleitbild mit gleichlaufenden Gleitlinien auf S. 508 links oben mit der hierher gehörigen Feststellung auf S. 508 rechts. Dort ist ausführlich von der Erfassung abweichender Gleitbilder durch Gleitstrahlen die Rede (vgl. auch S. 512 C, 2). In seinem zweiten Absatz beachtet der Einsender nicht den engen Zusammenhang der Gleitstrahlvoraussetzungen Coulombs und Schroeters und erkennt nicht, daß es sich bei Schroeters Voraussetzungen um die folgerichtige, den Verhältnissen der Praxis angepaßte Berücksichtigung der Gleitkeilgrundlage Coulombs handelt.

Auch die Behandlung des Gleichgewichts durch den Einsender ist zu beanstanden. Die Schlüssigkeit des oben beschriebenen Kräftecks kann nicht bezweifelt werden, der Einsender geht aber stillschweigend darüber hinweg. Auch daran, daß die auf S. 506 angeführten Voraussetzungen erfüllt sind, besteht kein Zweifel, denn davon, daß  $Q$  unter dem Winkel  $\varphi$  zur Böschungsrechtwinkligen angreifen soll, ist in meinem Aufsatz nichts zu finden. Die geschilderten Gleitwiderstandsbedingungen des Einsenders sind irrig, denn wie soll begründet werden, daß nur Gleichgewicht bestehen kann, wenn die verfügbaren Auflagerwiderstände erschöpft sind? Der Gesamtkeil  $ABN$  rutscht nicht auf der Böschungslinie ab, sondern er sackt in sich zusammen, vorn am meisten und nach hinten verschwindend, wobei sich  $E$  und  $Q$  aus den Voraussetzungen ergeben. Ist wie hier die Wandreibung gleich Null, so bedeutet dies, daß  $E$  wie bei einem Gleitlager wirkt. Hinten hat der Gesamtkeil in der Böschung ein Reibungslager, für das sich je nach seiner Schräglage ergibt, daß dem größten aller angreifenden Erdschübe eine Auflagerkraft  $Q$  entspricht, die rechtwinklig oder nahezu rechtwinklig zur Böschungslinie angreift, ohne den verfügbaren Reibungswiderstand auszunutzen<sup>3)</sup>.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1940, Heft 13/14, S. 148, Hauptsatz A.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1940, Heft 13/14, S. 147 rechts, 3. Absatz.

Die Aufgabe ist nun, die beiden Erdschübe nach Coulomb und nach Schroeter den jeweils gegebenen praktischen Verhältnissen entsprechend einzuordnen. Nach den Entwicklungen auf S. 508 rechts sind Lastgleitbilder durch Gleitkeilbündel erfassbar. Den Lastgleitbildern ähnlich anzusehen sind Gleitbilder, die durch Stampfen des Hinterfüllungsbodens, besonders mit schwerem Stampfgerät oder aus Verkehr entstehen. Das äußere Kennzeichen jeder Versackung ist die Linie der versackten Geländeoberfläche, die Versackungslinie. Sie entsteht sowohl aus der Wandbewegung allein, wie bei Coulomb, als auch durch Wandbewegungen und natürlich oder mechanisch herbeigeführten Setzungen. Mit kleinen Versuchskästen wird hauptsächlich nur die Wirkung der Wandbewegung erfaßt, woraus sich die Übereinstimmung besonders der kleinen Versuche mit Coulombs Erdschubgröße erklärt. Bei Versuchen in großem Maßstabe übt bereits die Eigensetzung ihren Einfluß auf das Gleitbild aus, woraus sich die mit solchen Versuchen erzielten größeren Erdschübe erklären. Sie entsprechen etwa dem Schroeterschen Erdschub für den natürlichen Erdkeil, der 1,8mal so groß wie der Coulombs ist. Die Versackungslinie geht bei beiden bis zur Ausmündung *C* der natürlichen Gleitlinie. Bei *B* entsteht die Versackung als Summe der Versackungen aller Einzelkeile, bei *C* ist sie im genannten Falle gleich Null oder genauer etwas größer, weil hier der vollen Ausnutzung des Reibungswiderstandes längs der natürlichen Gleitlinie eine geringe Bewegung entsprechen muß. Beobachtungen in der Praxis zeigen nun, daß die Versackungslinie zuweilen auch weit über den Punkt *C* hinaus und sogar bis zur Böschungslinie (*N*) geht. Im letzteren Falle läuft sie bei *N* auf Null aus, denn die Böschungslinie ist Ruhegrenze. Dieser Fall entspricht dann ungünstigsten dem Größtwert aller angreifenden Hinterfüllungsschübe  $\max E_{ag}$ . Im allgemeinen wird es sich um Versackungslinien bis *C* handeln, die in der Praxis dem Schroeterschen Erdschub des natürlichen Gleitkeils entsprechen, der 25% unter dem Größtwert liegt. Letzten Endes ist ja nicht die Wandbewegung wichtig, sondern die Wandstandsicherheit, also der dauernde Ruhezustand einer Stützwand nach Beendigung der anfänglichen Wandbewegung. Die praktischen Verhältnisse gehen also in die Schroeterschen Voraussetzungen ein, was der Einsender nicht erkannt hat. Damit ist die Zuschrift in allen Teilen und Folgerungen nochmals widerlegt. Obering. Alfons Schroeter.

Die Aussprache ist damit geschlossen. Die Schriftleitung.

Herr Studlen- und Baurat Dipl.-Ing. Greiner in Hamburg hat mich dankenswerterweise auf einen Irrtum aufmerksam gemacht, der mir in meinem Aufsatz „Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden“<sup>1)</sup> bei der Betrachtung des Einflusses der Bindung (Haftung) unterlaufen ist. In Abschnitt 2 auf Seite 89 ist die Verminderung der Flächenpressung durch die Bindung zu

$$\Delta p = -\frac{c}{\sin \vartheta} \cdot \frac{\cos \varphi}{\cos(\vartheta - \varphi)}$$

ermittelt. Wenn *c* durch  $h_k$  ausgedrückt wird, so ist

$$c = \frac{\gamma h_k}{2} \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varphi) \cos \vartheta}{\cos \varphi}$$

(s. den Text zu Abb. 3 a. a. O.)

$$\text{und} \quad \Delta p = \frac{\gamma h_k}{2} \cdot \operatorname{tg}(\vartheta - \varphi) \operatorname{ctg} \vartheta.$$

Für  $\vartheta - \varphi = 45^\circ - \varphi/2$  erhält man

$$\Delta p = \frac{\gamma h_k}{2} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

Um die Bindung zu berücksichtigen, hat man demnach die Spitze des Belastungsdreiecks nicht um  $h_k$ , sondern nur um  $\frac{h_k}{2}$  herabzusetzen. Dabei ist der Erddruck bis zur Tiefe  $h_k$  unter der (tatsächlichen oder gedachten) Erdoberfläche Null und beginnt unterhalb dieser Tiefe mit dem Wert  $p_k = \frac{\gamma h_k}{2} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ . Die Abb. 2 ist entsprechend zu berichtigen.

Für den Erdwiderstand ergibt sich sinngemäß, daß die Bindung durch Heraufsetzen der Erdoberfläche um  $\frac{h_k}{2}$  (statt  $h_k$ , wie S. 89, linke Spalte, letzte Zeile angegeben) in Rechnung zu stellen ist. Jacoby.

### Bücherschau.

Wille, Fr.: Neue Bemessungsverfahren für Holz im Hochbau nach DIN 1052, Ausgabe 1940. VIII und 68 S. mit 31 Zahlentafeln, 10 Bildtafeln, 41 Textabb. und 54 Beispielen. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 9,80 RM.

Der Rechenaufwand beim Entwurf neuzeitlicher, sparsam zu messender Holzbauwerke ist oft recht erheblich. Daher sind alle Hilfsmittel zu begrüßen, durch die der Rechner entlastet wird. Neben die bekannten und schon bewährten Bemessungstabellen für Holzbauten von Gattnar treten nunmehr noch diese neuen Tafeln, deren Brauchbarkeit erst erprobt werden muß. Wer diese neuen, mit großer Sorgfalt zusammengestellten Bild- und Zahlentafeln bei seiner Arbeit in der Absicht benutzt, lästige Rechenarbeit zu vermeiden und Zeit einzusparen, kann, wie bei

allen derartigen Tafelwerken, nur dann den erhofften Gewinn erzielen, wenn er sich besonders gründlich mit ihnen vertraut macht. Mit dieser Feststellung ist der Kreis der Benutzer umrissen, denen diese neuen Bemessungsverfahren empfohlen werden können. Wer sie täglich anwendet, für den wird sich das Einarbeiten lohnen. Wer dagegen nur gelegentlich von ihnen Gebrauch macht, dem wird die Bedeutung der zahlreichen Bei- und Hilfswerte inzwischen wieder entfallen sein.

Die Tafeln sind vorzüglich ausgestattet und gedruckt, sie werden durch 54 zweckmäßig ausgesuchte Zahlenbeispiele eingehend erläutert. Bei einer Neuauflage wäre bei den Bildtafeln I und II der Hinweis angebracht, daß sie in dieser Form und Anordnung zuerst von Stoy veröffentlicht worden sind. Fonrobert VDI.

### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten: der Oberreichsbahnrat Franz Josef Waldmann, Dezerent der Reichsbahnbau direktion München; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnrate Karl Stephan, zur Zeit Vorstand des Betriebsamts Sorau, Martin Jourez, Dezerent der RBD Linz, Rudolf Mayer, Vorstand des Betriebsamts Neiß, Kurt Glasner, Edler von Ostenwall, Vorstand des Betriebsamts Reichenberg, Adolf Wieden, Vorstand des Betriebsamts Coesfeld; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Guido Dahl beim Betriebsamt Marlenburg, Johann Gislal, Vorstand des Neubauamts Praschnitz, Bruno Volmer beim Neubauamt Wolfenbüttel, Werner Thielsen in Prag, Hans Reinfelder beim Betriebsamt Wallern, Alfred Schapperer, Vorstand des Neubauamts Mühldorf (Oberbay.), Hermann Kunze bei der RBD Danzig, Kurt Krischke beim Neubauamt Stettin 1, Karl-Eberhard Breher beim RZA Berlin, Helmut Lengemann beim Betriebsamt Halle (Saale) 2, Erich Kilian beim Betriebsamt Würzburg 1, Heinrich Funk beim Neubauamt Regensburg, Adolf Belli bei der RBD Augsburg, Rudolf Sommerkorn bei der RBD Essen, Helmut Schütz, Vorstand des Eisenbahn-Betriebsamts Mülhausen (Elsaß), Edgar Zosel beim Neubauamt Stuttgart 1, Christian Gradeneker bei der RBD Stuttgart, Erwin Dürkop bei der RBD Hannover, Johann Hesselberger, Vorstand des Neubauamts Köln, Ernst Geißler bei der RBD München; — die Reichsbahnratmänner Wilhelm Müller in Augsburg unter Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Innsbruck 2, Hugo Trott in Eisenach unter Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Nürnberg 3; — der Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Hans Rabe in Hamburg unter Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Lüneburg.

Versetzt: die Oberreichsbahnrate Oskar Bokelberg, Dezerent der RBD Stettin, als Dezerent zur RBD Mainz, Hermann Gengelbach, Vorstand des Betriebsamts Niederlahnstein, als Vorstand zum Betriebsamt München 3, Wilhelm Paßmann, gen. Middeldorf, Vorstand des Betriebsamts Wetzlar, als Vorstand zum Betriebsamt Koblenz 2, Gustav Dilli, Dezerent der RBD Mainz, als Dezerent zur Generalbetriebsleitung West in Essen, Alfons Restle, Vorstand des Betriebsamts Konstanz, als Vorstand zum Betriebsamt Betzdorf, Ernst Seitz, Vorstand des Betriebsamts Waldhofen (Ybbs), als Dezerent zur RBD Regensburg, Dr.-Ing. Hans Nitschke, Dezerent der RBD Stettin, als Dezerent zur RBD Danzig, Walter Lay, Dezerent der RBD Danzig, als Dezerent zur RBD Karlsruhe, Theodor Hector, Dezerent der Reichsbahnbau direktion Berlin, als Dezerent zur Reichsbahnbau direktion München; — die Reichsbahnrate Rudolf Beyer, Dezerent der RBD Stuttgart, als Dezerent zur RBD Posen, Konrad Toedt, Vorstand des Betriebsamts Lüneburg, als Vorstand zum Betriebsamt Hamburg-Harburg, Gerhard Heyd, Dezerent der RBD Schwerin, als Dezerent zur RBD Stuttgart, Kurt Leuschner, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben 2, als Dezerent zur RBD Schwerin, Friedrich Nergert, Vorstand des Betriebsamts Hamburg-Harburg, als Dezerent zur RBD Erfurt, Otto Englert, Vorstand des Betriebsamts Karlsruhe 1, als Vorstand zum Eisenbahn-Betriebsamt Straßburg (Elsaß) 1, Helmut Rogatzki, Vorstand des Betriebsamts Zittau, als Vorstand zum Betriebsamt Schwerin, Erwin Gleim bei der Reichsbahnbau direktion Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Lissa, Franz Reiser bei der Reichsbahnbau direktion München als Vorstand zum Betriebsamt Niederlahnstein, Paul Käßler beim Betriebsamt Karlsruhe 1 als Vorstand zum Eisenbahn-Betriebsamt Hagenau, Friedrich Koester bei der RBD Frankfurt (Main) als Vorstand zum Betriebsamt Wetzlar, August Groll bei der RBD Stuttgart als Vorstand zum Betriebsamt Zittau, Walter Oppelt bei der RBD Münster (Westf.) als Vorstand zum Neubauamt Duisburg, Heinrich Geisberg, Dezerent der RBD Karlsruhe, als Dezerent zur RBD Oppeln, Heinrich Möllner, Vorstand des hochbautechnischen Neubauamts Berlin 7, als Dezerent zur RBD Posen, Paul Schneider, Abteilungsleiter beim Ausbesserungswerk Brandenburg-West, als Vorstand zum hochbautechnischen Neubauamt Berlin 7; — die Reichsbahnbauassessoren Helmut Schütz bei der RBD Karlsruhe als Vorstand zum Eisenbahn-Betriebsamt Mülhausen (Elsaß), Konrad Remler beim Betriebsamt Karlsruhe 2 als Vorstand zum Eisenbahn-Betriebsamt Kolmar.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Dr.-Ing. Anker Honemann, Dezerent der RBD Hannover.

Im Ruhestand verstorben: der Regierungsbaur a. D. Wilhelm Fulda in Weimar, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Allenstein 3.

INHALT: Vom Bau der transsibirischen Eisenbahn. — Der durchlaufende Tiger mit Gelenken (Bauart Breest). — Wasserspiegelberechnung von Kanälen bei gleichmäßiger Bewegung und veränderlicher Wassermenge. — Erdbenspannungen in der San Francisco Oakland-Brücke. — Vermischtes: Professor Dr. Garbotz 50 Jahre. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 8, S. 88.