

# DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

## Neubau der Beckerbrücke.

Von Amtsbaurat Wilhelm Koch.

Den Übergang über einen Fluß im Zuge der Reichsstraßen Leipzig—Chemnitz—Annaberg bzw. Zwickau—Chemnitz—Annaberg vermittelte eine gewölbte, gelenklose Brücke, die in den Jahren 1905/06 in Konkrete-mauerwerk, einem mit Bruchsteinen durchsetzten Beton, ausgeführt wurde.

Das Gewölbe war im Scheitelbereich sehr flach nach einem Halbmesser von 45 m auf 8,8 m Sehnenlänge, also mit einem Pfeilverhältnis von 1/41 gekrümmt (Abb. 1). Die Widerlager waren auf 1,5 bis 3,5 m langen Holzpfählen gegründet, die offenbar nur zur Verdichtung des Bodens dienen sollten; denn tragfähiger Boden, wie er für eine statisch unbestimmte Konstruktion heute gefordert wird, war bei den vor dem Neubau durchgeführten Bohrungen auch in einer Tiefe von 9 m unter der Flußsohle noch nicht erreicht.

Es konnte deshalb auch keine nennenswerte Änderung des Abstandes der Widerlager trotz genauester Messungen festgestellt werden. Die beim Abbruch des Gewölbes vorgefundenen Risse bestätigten diese Erklärung der fortdauernden Scheitelsenkungen. Diese Scheitelsenkungen nahmen, von den jahreszeitlichen Schwankungen abgesehen, bis zum Abbruch der Brücke, also 30 Jahre lang, stetig zu. Die hierdurch entstandenen Risse im Gewölbe erreichten schließlich ein Ausmaß, das die Sperrung der Brücke für den Verkehr notwendig machte. Instandsetzungsarbeiten, z. B. der Einbau von Gelenken, versprachen wenig Erfolg, solange die ungleichmäßige Setzung der Widerlager fortdauernde. Da deren Ende nicht abzusehen war, wurde der Neubau der Brücke beschlossen.

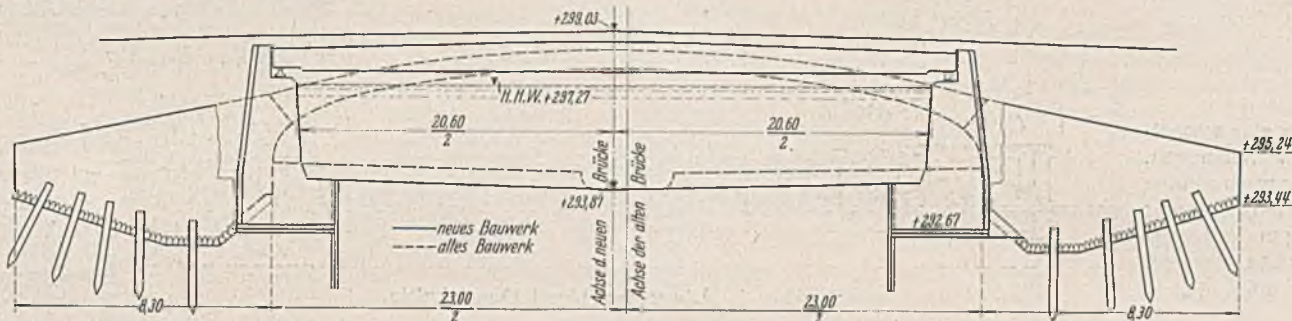


Abb. 1. Querschnitt durch neues und altes Bauwerk.

Die schon bald nach der Erbauung einsetzenden Scheltelsenkungen veranlaßten das Tiefbauamt zu regelmäßigen Beobachtungen. Es wurde festgestellt, daß die Senkungen des Scheitels im Winter größer waren als die im Sommer darauf folgenden Hebungen.

Diese Erscheinung hing mit dem Verhalten mancher tonigen Böden zusammen, sich unter der Last noch nach Jahren zu setzen.

Unter dem bei sinkender Wärme sich vergrößernden Bogenschub auf die Widerlager wurde der Boden durch Verdichtung (Konsolidierung) zusammengedrückt. Bei der im Sommer darauf eintretenden Entlastung der Widerlager vollzog sich im Boden eine Schwellung, die aber die vorher stattgefundene Zusammendrückung nicht völlig auszugleichen vermochte, so daß eine geringe Setzung zurückblieb. Den Bodenpressungen entsprechend nahm die Setzung nach der Vorderkante der Widerlager hin ab. Es trat mithin eine Drehung der Widerlager um einen in der Verlängerung der Widerlagersohle auf der Flußseite liegenden Punkt ein.

bei äußeren Einflüssen und die Größenordnung der zu erwartenden Setzung zu kennen.

Der Befund bei den sechs etwa 9 m tiefen Bohrungen sowie die Untersuchung der daraus entnommenen ungestörten Bodenproben ergab folgendes Bild (Abb. 2).

Unter einer 1 bis 1,5 m dicken Kiesschicht wurde Rotliegendes (untere Stufe der Permformation) angetroffen, das in der obersten 1 bis 2 m dicken Schicht knetbar ist und nach unten zu fester wird, wobei sich mehr und weniger harte Schichten abwechseln. Das Rotliegende besteht aus einem Mo-Schluff-Gemenge mit 15 bis 50% Sand. Der starke Gehalt an Glimmerplättchen, namentlich in den tonigen Lagen, macht den Boden bei Durchfeuchtung sehr schlammig und beweglich. Das angetroffene Rotliegende wird als gut plastisch bezeichnet. Sein natürlicher Feuchtigkeitsgehalt liegt unter der Rollgrenze. Erst bei Wasseraufnahme nimmt der Boden plastische Eigenschaften an. Bei den unter Wasser vorgenommenen

### I. Untergrundverhältnisse.

Die Untersuchung des Baugrundes wurde dem Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg in Sachsen übertragen. Es genügte nicht, zu wissen, daß der Baugrund für eine statisch unbestimmte Konstruktion ungeeignet ist. Es war vielmehr notwendig, für die Ausführung das Verhalten des Bodens

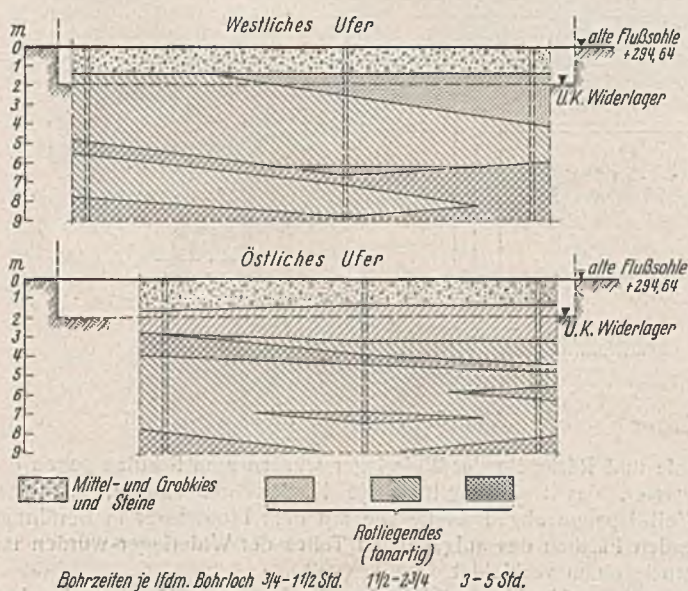


Abb. 2. Untergrund.

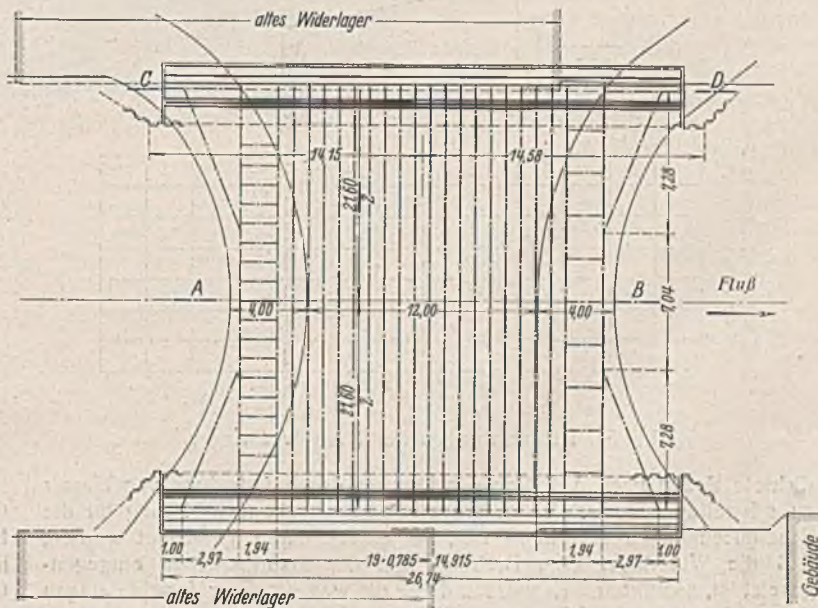


Abb. 3. Grundriß.

Zusammendrückungsversuchen trat eine beträchtliche Schwellung der Proben ein.

Als Höchstwert der zu erwartenden Setzung wurde etwa 10 cm angegeben.

**II. Entwurf und Ausführung des Bauwerks.**

Auf einen ersten beschränkten Bewerb hin wurden sechs Entwürfe eingereicht, unter denen die statisch bestimmten Konstruktionen Tragwerke aus Eisen, Eisenbeton oder aus einbetonierten Trägern aufwiesen. Keiner dieser Vorschläge konnte voll befriedigen.

Es wurde daher vom Tiefbauamt der Entwurf einer Balkenbrücke auf zwei Stützen ausgearbeitet, der Widerlager in Flachgründung mit einem Tragwerk aus einbetonierten geschweißten Trägern aus Stahl St 52 mit einer besonderen Querbewehrung aus Rundisen vorsah.

**a) Widerlager.**

Bei der zu erwartenden starken Setzung bei einer Flachgründung lag es nahe, die Möglichkeit einer Gründung auf Pfählen zu erwägen.

Eine schwebende Pfahlgründung schied nach den Erfahrungen bei der Gründung der alten Brücke von vornherein aus. Aber auch eine Pfahlgründung bis auf die festeren Schichten gab keine Gewähr für eine wesentliche Verminderung der Setzungen. Vielmehr war infolge der wechselnden Dicke der festeren Schichten mit einer ungleichmäßigen Setzung in der Längsrichtung der Widerlager zu rechnen.

Es wurde deshalb eine Flachgründung gewählt.

Die Widerlager der neuen Brücke kommen zum Teil vor die alten Widerlager zu stehen, deren gänzlicher Abbruch unverhältnismäßig hohe Kosten verursacht hätte und mit Rücksicht auf die Aufrechterhaltung des Verkehrs in den beiden Hauptstraßen vermieden werden mußte (Abb. 1 u. 4).

Die plötzliche Entlastung der Widerlager infolge Abbruchs der sehr flach gewölbten Brücke gab Grund zur Befürchtung, daß sich die entlasteten Widerlager nach der Wasserseite zu bewegen könnten. In der Tat wurde durch einwandfreie Messungen eine solche Bewegung nachgewiesen. Hierfür gab es zwei Erklärungen. Die eine, daß die Widerlager infolge Zerstörung der Pfahlköpfe auf ihrer zum Fluß geneigten Sohlenfläche abrutschten, war unwahrscheinlich, weil beim Ausschachten Pfähle aufgefunden wurden, die völlig unversehrt waren. Wahrscheinlicher war die Erklärung, daß der durch die belasteten Widerlager ver-

gebenden Erdreichs entzogen waren (Abb. 5). Es wurden waagerechte Verschiebungen der Bolzen bis zu 14 mm gemessen. Aus dem Verlauf der Kurven, die sich asymptotisch einer Grenze nähern, konnte — jedoch erst am Ende der Messungen, also nach 7 Monaten — mit Sicherheit geschlossen werden, daß es sich um die Rückwärtsdrehung der Widerlager handelte, die durch die langsam abklingende Schwellung des Bodens verursacht wurde.

Zur Zeit des Beginns der Ausschachtung für die neuen Widerlager stand diese Erkenntnis jedoch noch nicht mit unbedingter Sicherheit fest. Um zu vermeiden, daß die alten Widerlager auf die neuen einen Druck ausüben, wurde zwischen ihnen ein Luftschlitz vorgesehen, der durch eine Eisenbetonplatte überbrückt werden sollte. Diese Maßnahme war jedoch nicht erforderlich, da inzwischen die Verschiebungen immer kleiner

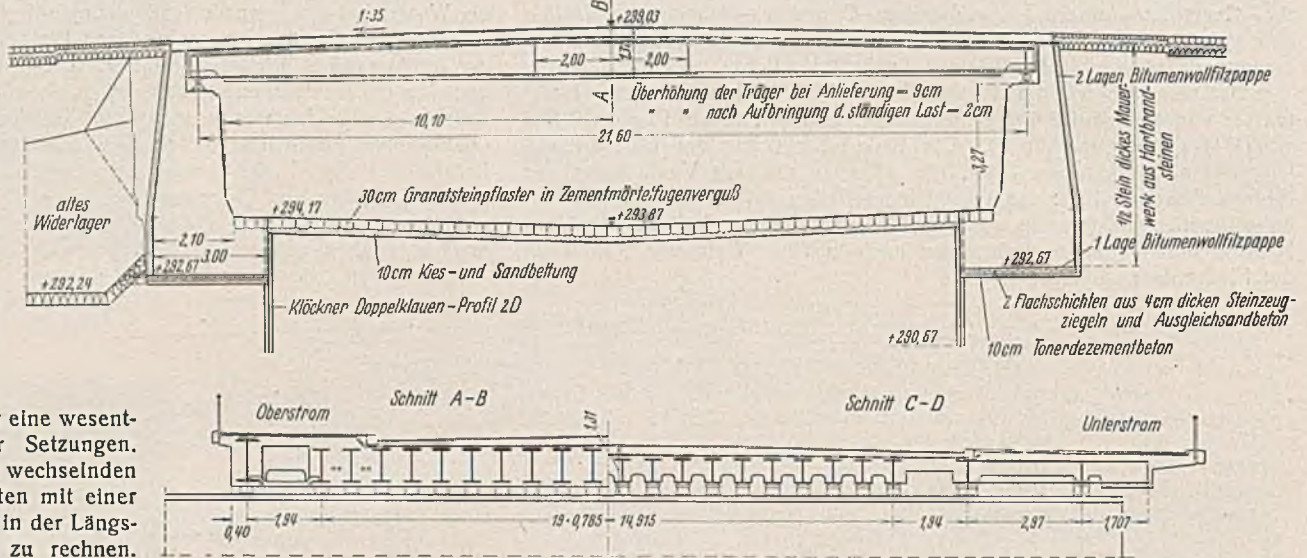


Abb. 4. Längsschnitt und Querschnitte.

geworden waren, so daß mit einem baldigen völligen Aufhören zu rechnen war. Die aus den aufgetragenen Kurven noch deutlich ersichtliche Bewegung hat 7 Monate gedauert.

Der Querschnitt der Widerlager wurde auf deren ganzen Länge einheitlich ausgeführt. Die zugelassene größte Bodenpressung von 4,5 kg/cm<sup>2</sup> wurde selbst bei Annahme ungünstigster Verhältnisse — belastete Hinterfüllung, Tragwerk ohne Verkehrslast, Auftrieb, Grundwasserspiegel hinter den Widerlagern in Höhe des Wasserspiegels bei HHW und gleichzeitiger Flußwasserstand 2 m tiefer — nicht erreicht. Beim gleichen Belastungsfall, jedoch ohne Tragwerklast, waren die Widerlager nicht standsicher. Daher durften sie erst hinterfüllt werden, nachdem das Tragwerk eingebaut und ausbetoniert war.

Die Baugrube wurde auf der Wasserseite mit eisernen Spundwänden eingefast, die zum Schutze der neuen Widerlager gegen Unterspülung im Boden verblieben. Die mit dem Beton in Berührung stehenden Flächen der Spundwände wurden mit einem bituminösen Anstrich versehen, damit sich die Widerlager ungehindert setzen können.

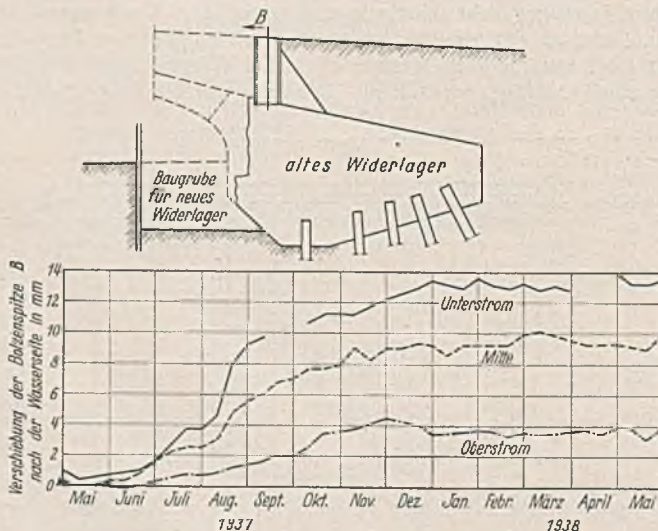


Abb. 5. Beobachtungen der alten Widerlager.

dichtete Boden nach Aufhören des Druckes durch Aufnahme von Wasser zu schwellen begann. Wenn die eingangs gegebene Erklärung für die Scheitelsenkungen zutreffend war, so mußte damit gerechnet werden, daß die Widerlager eine Drehung, die der ursprünglichen entgegengesetzt ist, ausführen. Es wurden daher die waagerechten Verschiebungen der an den höchsten Punkten der Widerlager angebrachten Bolzen beobachtet, die durch aufgesetzte Brunnenringe dem Einfluß des sie um-

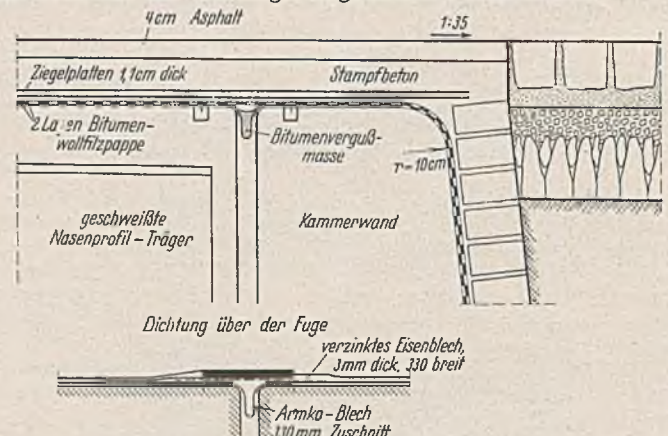


Abb. 6. Fugenausbildung.

Sohle und Rückseite der Widerlager wurden zum Schutze gegen das Grundwasser, das freie angriffsfähige Kohlensäure enthält, mit einer Lage Wollfilzpappe abgedichtet. Die mit dem Flußwasser in Berührung kommenden Flächen des aufgehenden Teiles der Widerlager wurden mit Granitbruchsteinen verkleidet.

Den oberen Abschluß bildet eine durchgehende längs- und spiralbewehrte Auflagerbank.

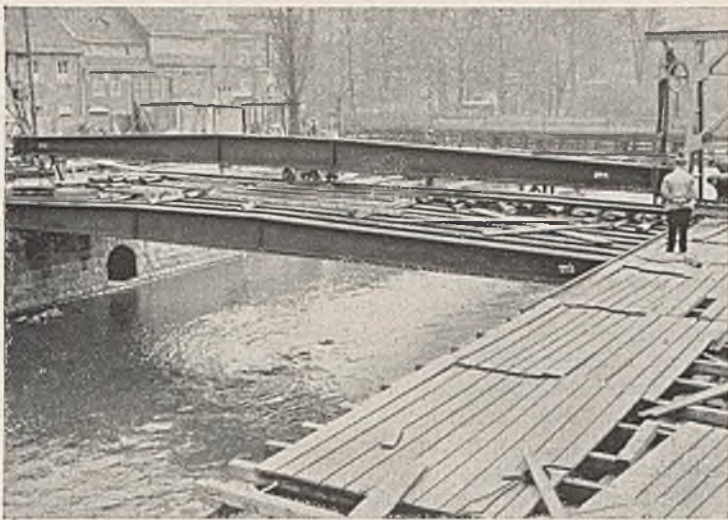


Abb. 7. Trägereinbau.

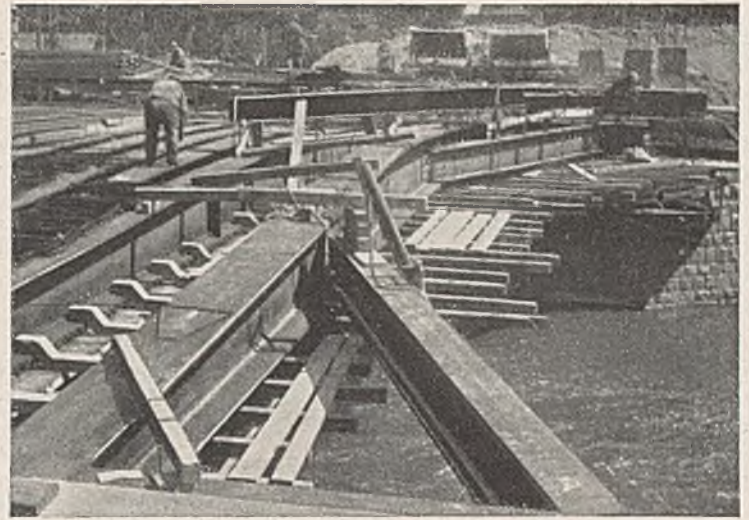


Abb. 8. Eingebauter Fußwegträger mit Schrägträgern.

Die Planung sah Ausschachten der Baugrube und Betonieren in einem Zuge vor. Die Eigenart des Bodens, bei Wasserzutritt außerordentlich weich zu werden, ließ bei der unvermeidlichen Durchfeuchtung von Teilen der Sohle durch die Sickerleitungen für die offene Wasserhaltung die Befürchtung aufkommen, daß durch den Druck der alten Widerlager der Boden unter ihnen nach der Baugrube zu ausweicht. Um das zu vermeiden, wurde die Gründung in Abschnitten von höchstens 5 m Länge nacheinander ausgeführt. Erst nachdem der Beton bis über die Flußsohle hochgeführt war, durfte mit der Ausschachtung des nächsten Abschnitts, der nicht an einen gerade fertiggestellten Abschnitt grenzte, begonnen werden. Auf diese Weise wurde erreicht, daß sprunghafte Änderungen in der Bewegung der alten Widerlager nicht auftraten.

Die als verstärkter Schutz gegen den Angriff des Grundwassers vorgesehene 10 cm dicke Betonsohle aus Tonerdezement erwies sich für die Ausführung durch das rasche Abbinden als sehr zweckmäßig. Auch die Sickerlöcher und die jeweils in einer Ecke der Teilbaugrube angelegten Pumpenschächte wurden nach Einstellung der Wasserhaltung mit Tonerdezementbeton ausgefüllt.

Damit durch das Setzen der Widerlager die Dichtung auf der Rückseite nicht abgerissen wird, wurde zwischen der einhalb Stein dicken Schutzschicht und den alten Widerlagern eine 2 cm dicke bituminöse Gleitschicht eingebracht, die gleichzeitig verhindern soll, daß bei einer länger fort dauernden Bewegung der alten Widerlager diese auf die neuen Widerlager drücken. Um eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Gründungsböcke beim Setzen auszuschließen, wurden sie durch Pappe voneinander getrennt. Außerdem wurde die Sohlen- und Seitendichtung beim Übergang zu den anschließenden Abschnitten so ausgebildet, daß ein Abreißen der Dichtung durch das Setzen der einzelnen Böcke unmöglich ist.

Durch die abschnittsweise Herstellung der Gründung war die einheitliche Wirkung der Widerlager in Frage gestellt. Es wurden deshalb über den Fugen der einzelnen Böcke beim Weiterbetonieren I-Eisen eingelegt, die so stark bemessen wurden, daß ein Abscheren des Betons über den Fugen der einzelnen Gründungsteile ausgeschlossen ist.

#### b) Tragwerk.

Der Berechnung waren folgende Verkehrslasten zugrunde zu legen:

1. ein Kesselwagen von 55 t Gesamtgewicht mit Zugmaschine von 13,6 t, umgeben von Menschengedränge von 500 kg/m<sup>2</sup>;
2. ein Straßenbahnzug mit Triebwagen von 20 t und zwei Anhängern von je 13,3 t Gesamtgewicht, umgeben von Menschengedränge von 500 kg/m<sup>2</sup>;
3. die Regellasten der Brückenklasse I.

Nach ihrer Tragfähigkeit gehört die Brücke also der Brückensonderklasse an.

Als Beanspruchungen für die geschweißten Träger aus Stahl St 52, für die die Nasenprofilträger der Dortmunder Union Brückenbau AG ge-

wählt wurden, waren zugelassen für Belastung 1 = 2100 kg/cm<sup>2</sup>, für Belastung 2 und 3 = 1400 kg/cm<sup>2</sup>. Als Verteilungsbreite wurde für den Kesselwagen 3,0 m, für die übrigen Fahrzeuge, entsprechend DIN 1075, 2,5 m gewählt.

Der Berechnung der Schweißverbindungen waren die „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“ zugrunde gelegt, da Straßenbahnverkehr in der Zukunft nicht ausgeschlossen sein soll.

Maßgebend für die Bemessung der Fahrbahnträger waren die Regellasten der Brückenklasse I bei einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/cm<sup>2</sup>. Die Lasten des Kesselwagens erzeugten eine Beanspruchung, die noch unter der für Stahl St 52 zulässigen von 2100 kg/cm<sup>2</sup> lag.

Bei einem gegenseitigen Abstände von 0,785 m wurden 20 Fahrbahnträger mit Höhen von 0,8 m in der Mitte und 0,6 m an den Enden gewählt (Abb. 3, 4 u. 7). Der lichte Zwischenraum zwischen den Gurten von 0,335 m erwies sich als ausreichend für das einwandfreie Einbringen des Betons.

Unter den Fußwegen wurde je ein Träger von 1,10 m Höhe in der Mitte und 0,60 m an den Enden angeordnet (Abb. 8).

Die dachförmige Abschrägung der Träger wurde nötig, damit bei der geringen Bauhöhe die Höchststeigungen in den Rampen nicht überschritten wurden.

Bei der Durchbildung des Tragwerks war zu berücksichtigen, daß es sich infolge seiner großen Breite statisch wie eine Platte verhält. Die einheitliche Ausbildung des Tragwerks im Querschnitt war freilich wegen zweier Kabelkanäle, die zwischen dem Fahrbahnteil und den Fußwegteilen anzuordnen waren, nicht möglich. Andererseits konnte aus konstruktiven Gründen eine Trennung dieser Teile in statischer Hinsicht nicht durchgeführt werden; denn in diesem Falle wäre eine Fuge notwendig geworden, die in Trägerrichtung infolge der eigenartigen Grundriß-

gestaltung der Brücke teils durch die Fahrbahn und teils durch die Fußwege hätte verlaufen müssen. Es wurde deshalb eine Verbindung der Fußwegträger mit den Fahrbahnträgern durch zwei Querträger aus Eisenbeton hergestellt. Außerdem wurde die Eisenbetondecke über den Kanälen auf beiden Seiten in den die Träger umgebenden Eisenbeton eingespannt (Abb. 9 u. 10).

Wie die Probelastung ergab, wurde die beabsichtigte mittragende Wirkung erreicht.

Die nächste Forderung war, die Fahrbahnträger untereinander so zu verbinden, daß ein Loslösen der Träger vom Beton oder durchgehende Risse im Beton zwischen den Trägern ausgeschlossen waren.

Die übliche Verbindung der Träger durch Bolzen oder Rundseile, die in den Ober- und Untergurten eingehängt werden, genügt dieser Forderung nicht, wie Durchbiegungsmessungen an ausgeführten Brücken ergaben. Es mußte vielmehr eine durchgehende Querbewehrung mit Bügeln angeordnet werden, die die Zug- und Schubkräfte, die durch Biegung der Platte in der Querrichtung erzeugt werden, aufnehmen kann.



Abb. 9. Betonieren der Decke des Kabelkanals.

Bei der Ermittlung der Querbewehrung wurden die bei andern ähnlichen Brücken gemachten Erfahrungen benutzt. Es wurde wie folgt vorgegangen.

Beim Tiefbauamt C. werden die Durchbiegungsmessungen bei den Probelastungen und Brückenprüfungen nach dem Verfahren ausgewertet, das in B. u. E. 1910, S. 294, in der Abhandlung „Herstellung einer Eisenbetonbrücke in zwei Bauabschnitten“ von Dr.-Ing. Hermann Roch dargelegt ist.

Hiernach wird bei einem Tragwerk, das mit einer Einzellast  $P$  über dem Träger „ $n$ “ belastet wird, der Anteil  $p_{P_n}$  der Last  $P$  für den Träger „ $n$ “ nach der Formel

$$p_{P_n} = \frac{y_n}{\Sigma y} \cdot P$$

ermittelt, worin  $y_n$  die Durchbiegung des Trägers „ $n$ “ unmittelbar unter der Last und  $\Sigma y$  die Summe der gleichzeitig auftretenden Durchbiegungen aller Träger bedeuten.

Entsprechend gilt für eine Platte

$$p'_{P_n} = \frac{y_n \cdot l}{\int y db} \cdot P,$$

worin  $p'_{P_n}$  der Anteil der Last  $P$  unmittelbar unter dieser Last auf die Einheit der Brückenbreite,  $y_n$  die Durchbiegung unter der Last  $P$  und  $\int y db$  die Biegefläche in der Querrichtung bedeuten.

Wird der Koeffizient von  $P$  mit  $\alpha$  und  $\int y db$  mit  $F$  bezeichnet, so ist

$$\alpha = \frac{y_n}{F}$$

$\alpha$  kann als Vergleichsmaßstab für die Querstifigkeiten von Brücken gleicher Breite dienen.

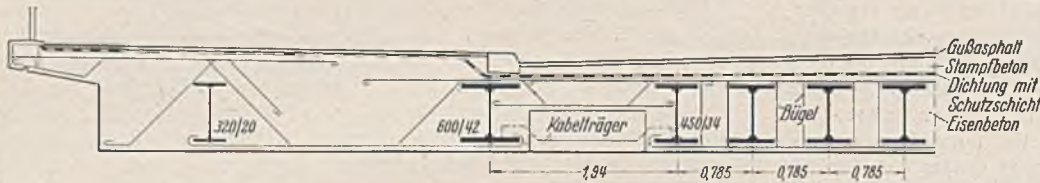


Abb. 10. Querschnitt an den Lagern.

Zum Vergleich der Querstifigkeiten von Brücken verschiedener Breite ist es nötig, den Wert  $\alpha b$  zu bilden, worin  $b$  die Breite des Tragwerks bedeutet.  $\alpha b$  ist im günstigsten Falle, also bei starrem Querverband, gleich 1. Im allgemeinen bewegt sich der Wert  $\alpha b$  bei Laststellung in Brückenmitte, wie an ausgeführten Brücken festgestellt wurde, zwischen 1,25 und 2,0. Bei der Beckerbrücke wurde für  $\alpha b$  der Wert 1,25 angestrebt, der einem „Lastanteil“  $\alpha$  von  $\frac{1,25}{18,84} = 0,066$  entspricht; d. h. die unmittelbar unter der Fahrzeuglast liegenden Träger sollen nur so beansprucht werden, als ob eine gleichmäßig verteilte Last von 0,066 der Fahrzeuglast je 1 m Breite aufgebracht wäre. Unter der Annahme einer quadratischen Parabel als Biegelinie in der Querrichtung wurde mit Hilfe einer Einflußlinie das Größtmoment in Brückenmitte ermittelt, das bei einer nutzbaren Höhe des Querschnitts von 0,95 m eine untere Bewehrung von sieben Rundseisen von 14 mm Durchm. je lfdm ergab.

Für die Berechnung der oberen Bewehrung war dieser Weg nicht gangbar. Sie wurde, entsprechend dem Verhältnis zwischen unterer und oberer Bewehrung bei starrem Querverband, zu sieben Rundseisen 10 mm je lfdm gewählt. Als Schubbewehrung wurden drei Stück zweischnittige Bügel 7 mm Durchm. je m ermittelt (Abb. 10).

Das Ergebnis der Probelastung hat die Richtigkeit der Annahmen bestätigt. Unter ruhenden Lasten in Brückenmitte von 15, 30 und 40 t ergaben sich Lastanteile  $\alpha$  von 0,063 bis 0,067, die  $\alpha b$ -Werten von 1,19 bis 1,26 entsprechen.

Die Fußwege wurden über die Schräg- und Fußwegträger hinaus ausgekragt und in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 10).

Als Lager wurden Ein-Rollen-Lager und hohe Linienkipplager verwendet. Damit die Lager zugänglich bleiben, wurden zwischen den Trägern nach unten offene Aussparungen im Beton von 0,33 m Breite, 0,70 m Länge und 0,20 m Höhe über den Untergurten vorgesehen. Die Abmessungen von Höhe und Länge wurden durch Modellversuche ermittelt.

Die Abdichtung zwischen dem Ausgleichbeton und der Fahrbahn bzw. den

Fußwegen besteht aus zwei Lagen Bitumenwollfilzpappe mit einer Schutzschicht aus einer Lage 11 mm dicker Ziegelplatten.

Die Fugen zwischen Brücke und den Widerlagern wurden mit je einem wellenförmig gebogenen elastischen Blech mit darüberliegendem verzinkten Eisenblech überbrückt (Abb. 6).

Fahrbahn und Fußwege erhielten einen Belag aus Gußasphalt von 4 bzw. 3 cm Dicke.

Für den Einbau der ersten vier Träger mit einem Gewicht von je 8 t wurde ein im Flußbett errichtetes Gerüst benutzt. Die Träger wurden auf niedrigen Tafelwagen auf Schienen mittels Winde auf das Gerüst gefahren und dort mit den auf den Ufern aufgestellten fahrbaren Ausleger-Hebegerüsten vom Wagen abgehoben und an der Einbaustelle auf die Lager niedergelassen (Abb. 7). Die übrigen Fahrbahnträger und die 16 t schweren Fußwegträger wurden von den bereits verlegten und in der Querrichtung genügend versteiften Trägern aus eingebaut.

Niet- und Schweißarbeiten wurden an der Baustelle nicht ausgeführt. Die Anschlüsse der Schräg- und Kragträger an die Hauptträger wurden durch Verschrauben hergestellt.

Die Schalung wurde an die Träger angehängt, um von der mit dem Einbringen des Betons zunehmenden Durchbiegung der Träger unabhängig zu sein.

c) Mischverhältnisse und Festigkeiten des Betons.

Verwendet wurde Portlandzement mit einer Druckfestigkeit von i. M. 440 kg/cm<sup>2</sup> und einer Zugfestigkeit von 45 kg/cm<sup>2</sup> nach jeweils 28 Tagen.

Der Gründungs- und aufgehende Beton der Widerlager enthielt auf 1 m<sup>3</sup> fester Masse 193 kg Zement und 1990 kg Zuschlagstoffe, die nach den Korngrößen von 0 bis 7, 7 bis 30 und 30 bis 45 mm getrennt angeliefert wurden.  $W_{b28} =$  i. M. 276 kg/cm<sup>2</sup> bei einer Wassermenge von 6,26 Gew.-% des trockenen Gemenges. Gefordert wurde  $W_{b28} = 160$  kg/cm<sup>2</sup>.

Für die Auflagerbank wurde das Mischverhältnis 383 kg Zement zu 1867 kg Zuschlagstoffen, die nach den Korngrößen von 0 bis 3, 3 bis 7 und 7 bis 30 mm getrennt angeliefert wurden, gewählt. Das Ausbreitmaß betrug 44 cm.  $W_{b28} =$  i. M. 315 kg/cm<sup>2</sup>, gefordert 300 kg/cm<sup>2</sup>.



Abb. 11. Probelastung.

Lfd. Nr.	Dampf- walze t	Stand	Ge- schwin- digkeit m/sek	Durchbiegung unmittelbar unter der Last		$\frac{f_v}{f_0}$	Lastanteil $\alpha$ je 1 m Breite unmittelbar unter der Last		$\alpha b$
				$f_0$ mm	$f_v$ mm		bei Ruhe $\alpha_0$	bei Fahrt $\alpha_v$	
1	15,24	Mitte	0	0,3	—	—	0,066 P	—	1,24
2	15,24	Durchfahrt Mitte	1,85	—	0,3	1,0	—	0,066 P	1,24
3	15,24	oberstrom	0	0,4	—	—	0,105 P	—	1,98
4	15,24	Durchfahrt oberstrom	1,47	—	0,5	1,25	—	0,131 P	2,47
5	15,24	unterstrom	0	0,3	—	—	0,08 P	—	1,51
6	15,24	Durchfahrt unterstrom	1,48	—	0,3	1,0	—	0,98 P	1,85
7	15,24 + 14,42 29,66	in Mitte mit Hinter- achsen gegeneinander	0	0,5	—	—	0,067 P	—	1,26
8	14,42 15,24 10,78	oberstrom Mitte unterstrom	0	0,8	—	—	0,063 P	—	1,19

Der Eisenbeton der Fahrbahnplatte und der Fußwegkonstruktion enthielt auf 1 m<sup>3</sup> fester Masse 300 kg Zement und 2010 kg Zuschlagstoffe (0 bis 7 und 7 bis 30 mm). Ausbreitmaß 45 cm.  $W_{0,28} = i. M. 200 \text{ kg/cm}^2$ , gefordert 160 kg/cm<sup>2</sup>.

d) Probebelastung.

Die Durchbiegungen wurden mit Griotschen Durchbiegungsmessern an sieben Stellen in Brückenmitte und an fünf weiteren Stellen im Abstände von 1/4 der Stützweite von den Auflagern gemessen. Die Fahrbahn wurde mit Dampfwalzen von 15,2, 14,4 und 10,8 t Gesamtgewicht belastet (Abb. 11). Die Fußwege und die nicht von den Dampfwalzen beanspruchten Flächen der Fahrbahn blieben unbelastet. Die Stellung der Lasten und die Ergebnisse gehen aus der vorstehenden Tafel hervor.

Bei der Eigenart des Untergrundes und des Bauwerks sollen laufende Beobachtungen durchgeführt werden. Sie erstrecken sich auf die Setzung und etwaige Schiefstellung der Widerlager sowie auf die Bewegung der Rollen der beweglichen Lager.

Die Setzungsmessungen wurden begonnen, sobald die Gründung bis zur Flußsohle hochgeführt war. Bis zur Durchführung der Probebelastung anfangs September 1938 betrug die Setzung eines jeden der beiden Widerlager i. M. 15 mm. Von da bis Mitte Dezember 1938 traten weitere Setzungen von 2 mm auf. Eine Schiefstellung der Widerlager konnte bis jetzt noch nicht einwandfrei nachgewiesen werden. Die bisherigen Beobachtungen der Rollenbewegungen haben ergeben, daß die tatsächlichen Verschiebungen der Rollen sowohl bei steigender als auch bei sinkender Wärme hinter den Sollwerten zurückbleiben. Die Ursachen hierfür sind noch nicht bekannt.

Außerdem sind die Beobachtungen der alten Widerlager von Mitte November 1938 ab wieder aufgenommen worden. Bewegungen wurden seitdem nicht mehr festgestellt.

Die Bauarbeiten wurden von Eduard Steyer, Leipzig, ausgeführt. Die geschweißten Träger entstammen der Dortmunder Union. Die Bauleitung lag in den Händen des Verfassers.

Alle Rechte vorbehalten.

## Einfache Formeln zur Berechnung der Stützenmomente durchlaufender Träger über 2 bis 8 beliebig weite Felder.

Von Ingenieur Ph. Zimmermann, Berlin-Wilmersdorf.

### I. Allgemeines.

Das Berechnen der Stützenmomente durchlaufender Träger nach der bekannten Clapeyronschen Gleichung bietet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten. Doch ist das Auflösen von Gleichungen mit mehreren Unbekannten stets, besonders für den weniger Geübten, eine zeitraubende Angelegenheit und als solche wenig angenehm in der heutigen angespannten Zeit. Nachstehend werden daher Formeln geboten, deren Anwendung die oben angedeutete Rechnung auf ein Mindestmaß abkürzt, und die es jedem Rechner erlauben, auch ungleichmäßige Verhältnisse in Belastung, Stützweiten und Trägheitsmomenten genau zu berücksichtigen.

Die Formeln sind aufgestellt unter Zugrundelegung statisch unbestimmter Haupt- oder Grundsysteme. Ihre Ableitung soll an einem Beispiel kurz erläutert werden, wobei folgende Gleichungen als bekannt vorausgesetzt sind:

a) für den Träger über 2 Felder mit den Stützen 0, 1, 2

$$(1) \quad X_1 = -\frac{B_{02}^I}{\delta_{11}} \quad \text{und}$$

b) für den Träger über 3 Felder mit den Stützen 0, 1, 2, 3

$$X_1 = -\frac{B_{02}^I \delta_{22} - B_{13}^{II} \delta_{12}}{D} \quad X_2 = -\frac{B_{13}^{II} \delta_{11} - B_{02}^I \delta_{12}}{D}$$

oder, wenn für

$$\frac{\delta_{22}}{D} = a_{11} \quad \frac{\delta_{11}}{D} = a_{22} \quad \text{und} \quad \frac{\delta_{12}}{D} = a_{12}$$

gesetzt wird:

$$(2) \quad X_1 = -B_{02}^I a_{11} + B_{13}^{II} a_{12}$$

$$(3) \quad X_2 = B_{02}^I a_{12} - B_{13}^{II} a_{22}$$

$$D\text{-Nennerdeterminante} = \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2.$$

Über die Bedeutung der  $\delta$ -Werte und der Belastungsglieder  $B$  ist folgendes zu sagen:

Die  $\delta$ -Werte sind ebenso wie die Belastungsglieder ( $B$ ) Verdrehungen oder Verschiebungen der Stabachse infolge eines Lastangriffs.

Sind die statisch unbestimmten  $X_1, X_2, \dots$ , so bedeuten  $B^I, B^{II}, \dots$  die Verschiebungen je der Angriffsstellen von  $X_1, X_2, \dots$  infolge der gegebenen äußeren Last, und zwar ist  $B_{01}^I =$  Verschiebung der Angriffsstelle von  $X_1$  infolge Belastung des Feldes 01,  $B_{12}^I =$  Verschiebung derselben Stelle infolge Belastung des Feldes 12, also

$$B_{02}^I = B_{01}^I + B_{12}^I$$

oder allgemein  $B_{n-1, n+1}^N = B_{n-1, n}^N + B_{n, n+1}^N$ .

Die  $\delta$ -Werte  $\delta_{01}, \delta_{11}, \delta_{12}, \dots$  sind Verschiebungen oder Verdrehungen je der Angriffsstellen von  $X_0, X_1, X_2, \dots$  infolge des Hilfsmoments  $X_1 = 1$ ;  $\delta_{12}, \delta_{22}, \delta_{32}, \dots$  die Verschiebungen infolge  $X_2 = 1$  usw., oder in anderer Lesart:

$\delta_{01}$  bezieht sich auf Feld 01,  $\delta_{12}$  auf Feld 12 usw., und es ist allgemein (konstantes  $J$  für die einzelnen Stablängen vorausgesetzt):

$$\delta_{n-1, n} = \frac{l_n}{6 J_n E_n}$$

Die  $\delta_{11}, \delta_{22}, \dots$  beziehen sich auf beide, den Stützen 1, 2, ... anliegende Felder, und es ist allgemein:

$$\delta_{nn} = \delta_{n-1, n} + \delta_{n, n+1} = 2 \delta_{n-1, n} + 2 \delta_{n, n+1} = 2 \left( \frac{l_n}{6 J_n} + \frac{l_{n+1}}{6 J_{n+1}} \right) \frac{1}{E}$$

Will man auf die bekannte Form der Clapeyron-Gleichung kommen, so muß man sämtliche  $\delta$ -Werte (dasselbe gilt auch für die Belastungsglieder) mit  $6E$  kürzen, und es werden:

$$\delta_{n-1, n} = \delta_{n, n-1} = \frac{l_n}{J_n} = l_n'$$

$$\delta_{nn} = 2 \left( \frac{l_n}{J_n} + \frac{l_{n+1}}{J_{n+1}} \right) = 2(l_n' + l_{n+1}')$$

Die Belastungsglieder lauten entsprechend, z. B. für Abb. 1 u. 2:

$$B_{01}^I = \frac{g l_1^3}{4 J_1} \quad B_{01}^I = \frac{3 P l_1^2}{8 J_1}$$

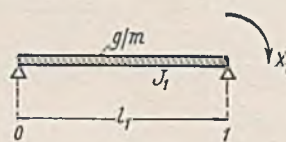


Abb. 1.

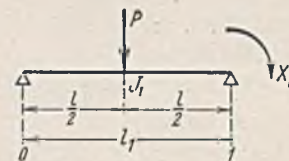


Abb. 2.

Weitere Belastungsglieder siehe unter Anger<sup>1)</sup>. Es können auch die neuerdings im Beton-Kalender<sup>2)</sup>, Teil I, S. 270 bis 272, veröffentlichten Tafeln benutzt werden; doch müssen die dort gegebenen Belastungsglieder hier in Verbindung mit den nachfolgenden Momentengleichungen

noch mit dem Faktor  $\frac{l}{4J}$  erweitert werden.

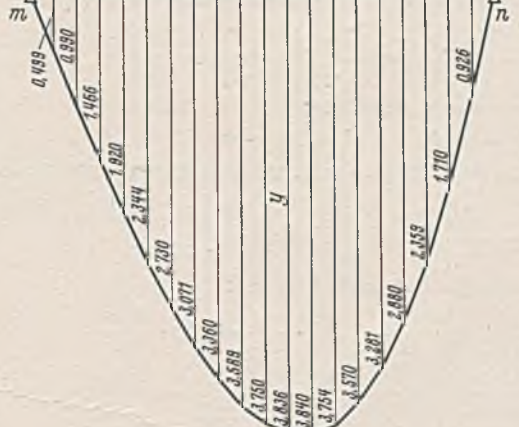


Abb. 3.

Für die Ermittlung der Belastungsglieder für Einzellasten leistet die nebenstehende Kurve ausgezeichnete Dienste.

Es ist

$$B_{nn}^N = \sum P y_p \frac{l^2}{10 J}$$

Für beliebige, jedoch nach bestimmten Gesetzen sich ändernde Trägerformen wird auf die entsprechenden Tafeln von Straßner<sup>3)</sup> verwiesen.

Am Schluß wird noch ein Beispiel zur Ermittlung der  $\delta$ -Werte und Belastungsglieder für ganz unregelmäßige Trägerform gegeben.

<sup>1)</sup> Dr.-Ing. G. Anger, Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Beton-Kalender 1940. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> A. Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke, 4. Aufl. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

Beispiel zur Ermittlung der Formeln

für die Stützenmomente des Trägers über 4 Felder.

Der Träger wird durch Teilung an der Stütze 2 in zwei Grundsysteme (Gr. S.) I u. II geteilt. Unbekannt ist  $X_2$ . Die Stützenmomente  $\mathfrak{M}_1$  und  $\mathfrak{M}_2$  in den Gr. S. sind nach Gl. (1) (S. 637) ermittelt.

Es sind die Belastungsglieder zu Abb. 4a:

$$B_{02}^I = B_{12}^I = \frac{X_2 l_2}{J_2} = \delta_{12}$$

und

$$B_{24}^{III} = B_{23}^{III} = \frac{X_2 l_3}{J_3} = \delta_{23}$$

Daraus die Stützenmomente = Hilfsmomente in den Gr. S. nach Gl. (1):

$$m_1 = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}}$$

und

$$m_3 = \frac{\delta_{23}}{\delta_{33}}$$

darin ist

$$\delta_{11} = 2(\delta_{01} + \delta_{12})$$

und

$$\delta_{33} = 2(\delta_{23} + \delta_{34})$$

Entsprechend derselben Gl. (1) wird nun

$$X_2 = -\frac{Z_1 + Z_{II}}{n_1 + n_{II}}$$

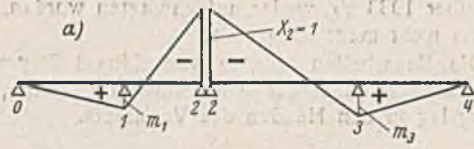


Abb. 4a.  
Momente für die Belastung  $X_2 = -1$ .

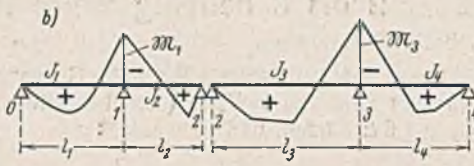


Abb. 4b.  
Momente für beliebige äußere Last.

wenn  $Z$  und  $n$  die entsprechenden Zähler- und Nennerglieder aus Gl. (1) bedeuten.

Die Integration der Momentenflächen von Abb. 4a ( $\int \overline{M}_I^2 \cdot \frac{dx}{J}$ ) ergibt den Nenner, der Flächen von Abb. 4a mit 4b ( $\int \overline{M}_I \overline{M}_k \cdot \frac{dx}{J}$ ) den Zähler der  $X_2$ -Gleichung.

Für Gr. S. I:  $n_1 = 2\delta_{12} + m_1(-2\delta_{12} + m_1\delta_{11})$  und daraus nach kurzer Umformung  $n_1 = 2\delta_{12} - m_1\delta_{12}$ .

Für Gr. S. II entsprechend:  $n_{II} = 2\delta_{23} - m_3\delta_{23}$  und  $n = n_1 + n_{II} = \delta_{22} - m_1\delta_{12} - m_3\delta_{23}$ .

Die Zählerglieder werden nacheinander:

$$Z_1 = \mathfrak{M}_1 \delta_{12} + B_{12}^{II} + m_1 (B_{02}^I + \mathfrak{M}_1 \delta_{11}),$$

$$Z_{II} = \mathfrak{M}_3 \delta_{23} + B_{23}^{II} + m_3 (B_{24}^{III} + \mathfrak{M}_3 \delta_{33}).$$

Die Klammerausdrücke in den beiden  $Z$ -Gleichungen sind 0; es wird somit

$$Z_1 = \mathfrak{M}_1 \delta_{12} + B_{12}^{II},$$

$$Z_{II} = \mathfrak{M}_3 \delta_{23} + B_{23}^{II}$$

und

$$Z = Z_1 + Z_{II} = B_{13}^{II} + \mathfrak{M}_1 \delta_{12} + \mathfrak{M}_3 \delta_{23}.$$

Mit dem Einsatz dieser Werte wird in Übereinstimmung mit Gl. (1):

$$X_2 = -\frac{B_{01}^{II}}{\delta_{22}} = -\frac{Z}{n} = -\frac{B_{13}^{II} + \mathfrak{M}_1 \delta_{12} + \mathfrak{M}_3 \delta_{23}}{\delta_{22} - m_1 \delta_{12} - m_3 \delta_{23}}$$

und die übrigen Stützenmomente endgültig:

$$X_1 = \mathfrak{M}_1 - m_1 X_2, \quad X_3 = \mathfrak{M}_3 - m_3 X_2.$$

Werden nun in den vorstehenden drei Unbekanntengleichungen die Werte für

$$\mathfrak{M}_1 = -\frac{B_{02}^I}{\delta_{11}} \quad \text{und} \quad \mathfrak{M}_3 = -\frac{B_{24}^{III}}{\delta_{33}}$$

eingesetzt, so ergeben sich die folgenden Formeln:

$$X_1 = -B_{02}^I \left( \frac{1}{\delta_{11}} + m_1 \cdot \frac{m_1}{n} \right) + B_{13}^{II} \cdot \frac{m_1}{n} - B_{24}^{III} \cdot \frac{m_1 m_3}{n}$$

$$X_2 = B_{02}^I \cdot \frac{m_1}{n} - B_{13}^{II} \cdot \frac{1}{n} + B_{24}^{III} \cdot \frac{m_3}{n}$$

$$X_3 = -B_{02}^I \cdot \frac{m_1 m_3}{n} + B_{13}^{II} \cdot \frac{m_3}{n} - B_{24}^{III} \left( \frac{1}{\delta_{33}} + m_3 \cdot \frac{m_2}{n} \right)$$

Bezeichnet man die Beiwerte der Belastungsglieder mit  $k$ , so erhalten die Momentengleichungen nun die allgemeine Form:

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33}$$

Ähnlich wurde bei den übrigen Trägern verfahren, wobei es nötig war, bei denjenigen mit mehr als 5 Feldern mit drei Grundsystemen in Verbindung mit Gl. (2) u. (3) zu arbeiten.

Die Kontinuität über mehr als 8 Felder auszudehnen, hat wenig praktischen Wert. Der Fall der 8 Felder wurde auch nur gegeben, um einen Träger über 6 Felder mit beiderseitiger Endeinspannung noch bequem berechnen zu können. Ein solcher wird ja stets so behandelt, daß man den Träger über seine Endstützen hinaus noch je um 1 Feld mit  $J = \infty$  verlängert. Alle  $\delta$ -Werte und Belastungsglieder werden für diese gleich 0. An dem Gebrauch der Formeln ändert sich dadurch jedoch nichts.

Das gegebene Beispiel dürfte, auch dafür genügen, die gewählten Bezeichnungen verständlich zu machen.

II. Formeln.

1. Träger über 8 Felder (Abb. 5).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13} + B_{35}^{IV} k_{14} - B_{46}^V k_{15} + B_{57}^{VI} k_{16} - B_{68}^{VII} k_{17}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23} - B_{35}^{IV} k_{24} + B_{46}^V k_{25} - B_{57}^{VI} k_{26} + B_{68}^{VII} k_{27}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33} + B_{35}^{IV} k_{34} - B_{46}^V k_{35} + B_{57}^{VI} k_{36} - B_{68}^{VII} k_{37}$$

$$X_4 = B_{02}^I k_{14} - B_{13}^{II} k_{24} + B_{24}^{III} k_{34} - B_{35}^{IV} k_{44} + B_{46}^V k_{45} - B_{57}^{VI} k_{46} + B_{68}^{VII} k_{47}$$

$$X_5 = -B_{02}^I k_{15} + B_{13}^{II} k_{25} - B_{24}^{III} k_{35} + B_{35}^{IV} k_{45} - B_{46}^V k_{55} + B_{57}^{VI} k_{56} - B_{68}^{VII} k_{57}$$

$$X_6 = B_{02}^I k_{16} - B_{13}^{II} k_{26} + B_{24}^{III} k_{36} - B_{35}^{IV} k_{46} + B_{46}^V k_{56} - B_{57}^{VI} k_{66} + B_{68}^{VII} k_{67}$$

$$X_7 = -B_{02}^I k_{17} + B_{13}^{II} k_{27} - B_{24}^{III} k_{37} + B_{35}^{IV} k_{47} - B_{46}^V k_{57} + B_{57}^{VI} k_{67} - B_{68}^{VII} k_{77}$$

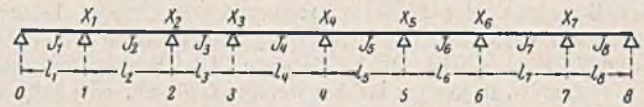


Abb. 5.

2. Träger über 7 Felder (Abb. 6).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13} + B_{35}^{IV} k_{14} - B_{46}^V k_{15} + B_{57}^{VI} k_{16}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23} - B_{35}^{IV} k_{24} + B_{46}^V k_{25} - B_{57}^{VI} k_{26}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33} + B_{35}^{IV} k_{34} - B_{46}^V k_{35} + B_{57}^{VI} k_{36}$$

$$X_4 = B_{02}^I k_{14} - B_{13}^{II} k_{24} + B_{24}^{III} k_{34} - B_{35}^{IV} k_{44} + B_{46}^V k_{45} - B_{57}^{VI} k_{46}$$

$$X_5 = -B_{02}^I k_{15} + B_{13}^{II} k_{25} - B_{24}^{III} k_{35} + B_{35}^{IV} k_{45} - B_{46}^V k_{55} + B_{57}^{VI} k_{56}$$

$$X_6 = B_{02}^I k_{16} - B_{13}^{II} k_{26} + B_{24}^{III} k_{36} - B_{35}^{IV} k_{46} + B_{46}^V k_{56} - B_{57}^{VI} k_{66}$$

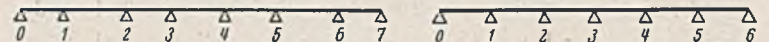


Abb. 6.

Abb. 7.

3. Träger über 6 Felder (Abb. 7).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13} + B_{35}^{IV} k_{14} - B_{46}^V k_{15}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23} - B_{35}^{IV} k_{24} + B_{46}^V k_{25}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33} + B_{35}^{IV} k_{34} - B_{46}^V k_{35}$$

$$X_4 = B_{02}^I k_{14} - B_{13}^{II} k_{24} + B_{24}^{III} k_{34} - B_{35}^{IV} k_{44} + B_{46}^V k_{45}$$

$$X_5 = -B_{02}^I k_{15} + B_{13}^{II} k_{25} - B_{24}^{III} k_{35} + B_{35}^{IV} k_{45} - B_{46}^V k_{55}$$

4. Träger über 5 Felder (Abb. 8).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13} + B_{35}^{IV} k_{14}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23} - B_{35}^{IV} k_{24}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33} + B_{35}^{IV} k_{34}$$

$$X_4 = B_{02}^I k_{14} - B_{13}^{II} k_{24} + B_{24}^{III} k_{34} - B_{35}^{IV} k_{44}$$

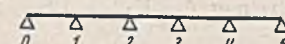


Abb. 8.

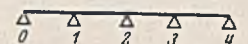


Abb. 9.

5. Träger über 4 Felder (Abb. 9).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} - B_{24}^{III} k_{13}$$

$$X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22} + B_{24}^{III} k_{23}$$

$$X_3 = -B_{02}^I k_{13} + B_{13}^{II} k_{23} - B_{24}^{III} k_{33}$$

6. Träger über 3 Felder (Abb. 10).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11} + B_{13}^{II} k_{12} \quad X_2 = B_{02}^I k_{12} - B_{13}^{II} k_{22}$$

Abb. 10.

7. Träger über 2 Felder (Abb. 11).

$$X_1 = -B_{02}^I k_{11},$$

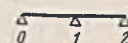


Abb. 11.

worin  $k_{11} = \frac{1}{\delta_{11}}$  ist.

k-Werte für die Träger über

	8 Felder	7 Felder	6 Felder	5 Felder	4 Felder	3 Felder
$k_{17}$	$m_1 m_7 k_{35}$					
$k_{27}$	$m_2 m_7 k_{35}$					
$k_{37}$	$m_7 k_{35}$					
$k_{47}$	$m_7 k_{45}$					
$k_{57}$	$m_7 k_{55}$					
$k_{67}$	$a_{67} + m_6 m_7 k_{55}$					
$k_{77}$	$a_{77} + m_7^2 k_{55}$					
$k_{16}$	$m_1 m_6 k_{35}$	$m_1 m_6 k_{34}$				
$k_{26}$	$m_2 m_6 k_{35}$	$m_2 m_6 k_{34}$				
$k_{36}$	$m_6 k_{35}$	$m_6 k_{34}$				
$k_{46}$	$m_6 k_{45}$	$m_6 k_{44}$				
$k_{56}$	$m_6 k_{55}$	$a_{56} + m_5 m_6 k_{34}$				
$k_{66}$	$a_{66} + m_6^2 k_{55}$	$a_{66} + m_6^2 k_{44}$				
$k_{15}$	$m_1 k_{35}$	$m_1 m_5 k_{34}$	$m_5 k_{13}$			
$k_{25}$	$m_2 k_{35}$	$m_2 m_5 k_{34}$	$m_5 k_{23}$			
$k_{35}$	$\frac{\delta_{34} \delta_{45}}{\delta_{44} n}$	$m_5 k_{24}$	$m_5 k_{33}$			
$k_{45}$	$m_{43} k_{35} + m_{45} k_{55}$	$m_5 k_{44}$	$a_{45} + m_5 k_{34}$			
$k_{55}$	$\frac{\delta_{33} - m_2 \delta_{23} - m_{43} \delta_{31}}{n}$	$a_{55} + m_5^2 k_{44}$	$a_{55} + m_5 k_{35}$			
$k_{14}$	$m_1 k_{34}$	$m_1 k_{34}$	$m_4 k_{13}$	$m_1 m_4 k_{23}$		
$k_{24}$	$m_2 k_{34}$	$m_2 k_{34}$	$m_4 k_{23}$	$m_4 k_{23}$		
$k_{34}$	$m_{43} k_{33} + m_{45} k_{35}$	$\frac{\delta_{34}}{n}$	$\frac{m_4}{n}$	$m_4 k_{33}$		
$k_{44}$	$\frac{1}{\delta_{44}} + m_{43} k_{34} + m_{45} k_{45}$	$\frac{\delta_{33} - m_2 \delta_{23}}{n}$	$a_{44} + m_4 k_{34}$	$\frac{1}{\delta_{44}} + m_4 k_{34}$		
$k_{13}$	$m_1 k_{33}$	$m_1 k_{33}$	$\frac{m_1}{n}$	$m_1 k_{23}$	$\frac{m_1 m_3}{n}$	
$k_{23}$	$m_2 k_{33}$	$m_2 k_{33}$	$\frac{m_2}{n}$	$\frac{\delta_{23}}{n}$	$\frac{m_3}{n}$	
$k_{33}$	$\frac{\delta_{55} - m_{45} \delta_{45} - m_6 \delta_{46}}{n}$	$\frac{\delta_{44} - m_5 \delta_{45}}{n}$	$\frac{1}{n}$	$\frac{\delta_{22} - m_1 \delta_{12}}{n}$	$\frac{1}{\delta_{33}} + m_3 k_{23}$	
$k_{12}$	$a_{12} + m_1 m_2 k_{33}$	$a_{12} + m_1 m_2 k_{33}$	$a_{12} + m_2 k_{13}$	$m_1 k_{22}$	$\frac{m_1}{n}$	$a_{12}$
$k_{22}$	$a_{22} + m_2^2 k_{33}$	$a_{22} + m_2^2 k_{33}$	$a_{22} + m_2 k_{23}$	$\frac{\delta_{33} - m_4 \delta_{34}}{n}$	$\frac{1}{n}$	$a_{22}$
$k_{11}$	$a_{11} + m_1^2 k_{33}$	$a_{11} + m_1^2 k_{33}$	$a_{11} + m_1 k_{13}$	$\frac{1}{\delta_{11}} + m_1 k_{12}$	$\frac{1}{\delta_{11}} + m_1 k_{12}$	$a_{11}$

Erläuterungen: 1. Zu dem Träger über 8 Felder:  
 $a_{11}, a_{22}, a_{12}$  wie zu dem Träger über 3 Felder  
 $m_1, m_2$  wie zu dem Träger über 6 Felder  
 $m_{43} = \frac{\delta_{34}}{\delta_{44}}; m_{45} = \frac{\delta_{45}}{\delta_{44}}; a_{66} = \frac{\delta_{77}}{D_3}; a_{77} = \frac{\delta_{66}}{D_5}$   
 $a_{67} = \frac{\delta_{67}}{D_5}; m_6 = \frac{\delta_{77} \delta_{66}}{D_3}; m_7 = \frac{\delta_{66} \delta_{67}}{D_3}; D_3 = \delta_{66} \delta_{77} - \delta_{67}^2$   
 $n = (\delta_{33} - m_2 \delta_{23} - m_{43} \delta_{34})(\delta_{55} - m_{45} \delta_{45} - m_6 \delta_{46}) - \left(\frac{\delta_{34} \delta_{45}}{\delta_{44}}\right)^2$

2. Zu dem Träger über 7 Felder:  
 $a_{11}, a_{22}, a_{12}$  wie zu dem Träger über 3 Felder  
 $m_1, m_2$  wie zu dem Träger über 6 Felder  
 $a_{55} = \frac{\delta_{66}}{D_2}; a_{66} = \frac{\delta_{55}}{D_2}; a_{56} = \frac{\delta_{56}}{D_2}; m_5 = \frac{\delta_{45} \delta_{66}}{D_2}; m_6 = \frac{\delta_{45} \delta_{56}}{D_2}$   
 $D_2 = \delta_{55} \delta_{66} - \delta_{56}^2; n = (\delta_{33} - m_2 \delta_{23})(\delta_{44} - m_6 \delta_{45}) - \delta_{34}^2$

3. Zu dem Träger über 6 Felder:  
 $a_{11}, a_{22}, a_{12}$  und  $D_1$  wie zu dem Träger über 3 Felder  
 $a_{44} = \frac{\delta_{55}}{D_2}; a_{55} = \frac{\delta_{44}}{D_2}; a_{45} = \frac{\delta_{45}}{D_2}; D_2 = \delta_{44} \delta_{55} - \delta_{45}^2; m_1 = \frac{\delta_{12} \delta_{23}}{D_1}$   
 $m_2 = \frac{\delta_{11} \delta_{12}}{D_1}; m_4 = \frac{\delta_{55} \delta_{34}}{D_2}; m_5 = \frac{\delta_{34} \delta_{45}}{D_2}; n = \delta_{33} - m_2 \delta_{23} - m_4 \delta_{34}$

4. Zu dem Träger über 5 Felder:  
 $n = (\delta_{22} - m_1 \delta_{12})(\delta_{33} - m_4 \delta_{34}) - \delta_{23}^2$   
 $m_1 = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}}; m_4 = \frac{\delta_{34}}{\delta_{44}}$

5. Zu dem Träger über 4 Felder:  
 $m_1 = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}}; m_3 = \frac{\delta_{23}}{\delta_{33}}; n = \delta_{22} - m_1 \delta_{12} - m_3 \delta_{23}$

6. Zu dem Träger über 3 Felder:  
 $a_{11} = \frac{\delta_{21}}{D_1}; a_{22} = \frac{\delta_{11}}{D_1}; a_{12} = \frac{\delta_{12}}{D_1}$   
 $D_1 = \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2$

Die k-Werte für die übrigen Träger folgen mit den entsprechenden Erläuterungswerten in nachstehender Tabelle. Für den praktischen Gebrauch macht man sich am besten ein Schema mit drei Spalten, ähnlich der Tabelle. Die dritte Spalte dient zum Anschreiben der Zahlenwerte.

Die Festpunktabstände können wie folgt bestimmt werden:  
 Für einen Trägerzug von 0 bis n Stützen berechnet man die Stützenmomente je einmal für ein an der linken Endstütze angreifendes Moment  $X_0 = -1$  und je einmal für ein an der rechten Endstütze angreifendes Moment  $X_n = -1$ . Die so erhaltenen Momentenwerte werden an den betreffenden Stützengeraden entsprechend ihren Vorzeichen aufgetragen und miteinander verbunden. Die Kreuzungspunkte dieser Momentenverbindungsline mit der Trägerachse ergeben die gesuchten Festpunktabstände.

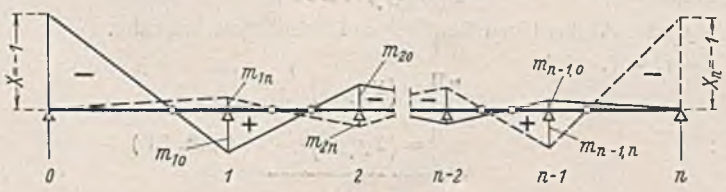


Abb. 12.

Die Belastungsglieder lauten hierfür:

für  $X_0 = -1$ :  $B_{01}^I = -\delta_{01}$   
 für  $X_n = -1$ :  $B_{n-1,n}^{N-1} = -\delta_{n-1,n}$

Die übrigen Belastungsglieder sind sämtlich = 0, so daß nur stets je ein Glied von einer Unbekanntengleichung zu berechnen ist.

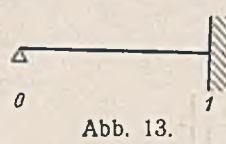


Abb. 13.

8. Träger mit einseitiger Einspannung.  
 a) Abb. 13.

$$X_1 = -\frac{B^I}{\delta_{11}}$$

oder bei gleichbleibendem Trägheitsmoment für die gesamte Stablänge:

$$X_1 = -\frac{B^I}{2l} \quad \delta_{11} = 2\delta_{01} \text{ bzw. } = 2l$$

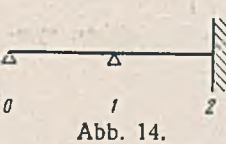


Abb. 14.

b) Abb. 14.

$$X_1 = -B_{02}^I \cdot 2k + B_{12}^{II} k \quad X_2 = B_{02}^I k - B_{12}^{II} \cdot \frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} \cdot k$$

$$k = \frac{1}{2\delta_{11} - \delta_{12}}$$

c) Abb. 15.

$$\begin{aligned}
 X_1 &= -B_{02}^I \left( a_{11} + \frac{m_1^2}{n} \right) + B_{13}^{II} \cdot \frac{a_{12} \delta_{33}}{n} - B_{23}^{III} \cdot \frac{m_1}{n} \\
 X_2 &= B_{02}^I \cdot \frac{a_{12} \delta_{33}}{n} - B_{13}^{II} \cdot \frac{a_{22} \delta_{33}}{n} + B_{23}^{III} \cdot \frac{m_2}{n} \\
 X_3 &= -B_{02}^I \cdot \frac{m_1}{n} + B_{13}^{II} \cdot \frac{m_2}{n} - B_{23}^{III} \cdot \frac{1}{n} \\
 a_{11} &= \frac{\delta_{22}}{D} \quad a_{22} = \frac{\delta_{11}}{D} \quad a_{12} = \frac{\delta_{12}}{D} \\
 D &= \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2 \\
 m_1 &= \frac{\delta_{12} \delta_{23}}{D} \quad m_2 = \frac{\delta_{11} \delta_{23}}{D} \\
 n &= \delta_{33} - m_2 \delta_{23}
 \end{aligned}$$

Abb. 15.

d) Allgemeine Gleichung für die Berechnung eines zusätzlichen Einspannmoments  $X_n$  für einen Trägerzug, dessen Stützenmomente schon bekannt sind.

$$X_n = - \frac{B_{n-1, n}^N + \mathfrak{M}_{n-1} l_n}{l_n (2 - m_{n-1})} \quad (\text{mit Beachtung des Vorzeichens von } \mathfrak{M})$$

$B_{n-1, n}^N$  = Belastungsglied aus der Belastung des  $n$ -ten Feldes für die Stütze  $n$ , an der das Einspannmoment zusätzlich bestimmt werden soll,

$\mathfrak{M}_{n-1}$  = Stützenmoment an der vorletzten Stütze ( $n-1$ ) ohne die Endspannung,

$m_{n-1}$  = Stützenmoment an derselben Stütze für ein Stützenmoment  $X_{n-1}$ .

Dieses kann man nach den Regeln (S. 639) berechnen oder bei gegebenen Festpunkten auch graphisch bestimmen. Die Ergänzung der Stützenmomente an den Nachbarstützen darf hierbei nicht vergessen werden. Die entsprechenden Gleichungen lauten:

$$\left. \begin{aligned}
 X_{n-1} &= \mathfrak{M}_{n-1} - m_{n-1} X_n \\
 X_{n-2} &= \mathfrak{M}_{n-2} - m_{n-2} X_n \text{ usw.}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Vorzeichen aller} \\ \text{Glieder beachten.} \end{array}$$

9. Träger mit beiderseitiger Endspannung.

a) Abb. 16.

$$X_1 = - \frac{2 B^I - B^{II}}{3 \delta_{12}} \quad X_2 = - \frac{2 B^{II} - B^I}{3 \delta_{12}}$$

Bei gleichbleibendem Trägheitsmoment für die gesamte Stablänge:

$$X_1 = - \frac{2 B^I - B^{II}}{3 l} \quad X_2 = - \frac{2 B^{II} - B^I}{3 l}$$

und noch bei symmetrischer Last, also  $B^I = B^{II}$ :

$$X_1 = X_2 = \frac{B^I}{3 l}$$

b) Abb. 17.

$$\begin{aligned}
 X_1 &= - \frac{1}{3 \delta_{22}} \left[ B_{12}^I \left( 4 + \frac{3 \delta_{23}}{\delta_{12}} \right) - 2 B_{13}^{II} + B_{23}^{III} \right] \\
 X_2 &= - \frac{2}{3 \delta_{22}} \left[ -B_{12}^I + 2 B_{13}^{II} - B_{23}^{III} \right] \\
 X_3 &= - \frac{1}{3 \delta_{22}} \left[ B_{12}^I - 2 B_{13}^{II} + B_{23}^{III} \left( 4 + \frac{3 \delta_{12}}{\delta_{23}} \right) \right]
 \end{aligned}$$

Bei symmetrischer Last in beiden Feldern, also  $B_{12}^I = B_{12}^{II}$  und  $B_{23}^{II} = B_{23}^{III}$ :

$$\begin{aligned}
 X_1 &= - \frac{1}{3 \delta_{22}} \left[ B_{12}^I \left( 2 + \frac{3 \delta_{23}}{\delta_{12}} \right) - B_{23}^{III} \right] \\
 X_2 &= - \frac{2}{3 \delta_{22}} (B_{12}^I + B_{23}^{III}) \\
 X_3 &= - \frac{1}{3 \delta_{22}} \left[ -B_{12}^I + B_{23}^{III} \left( 2 + \frac{3 \delta_{12}}{\delta_{23}} \right) \right]
 \end{aligned}$$

Bei gleichen Spannweiten, gleicher Trägerform und gleicher, symmetrischer Last in beiden Feldern:

$$X_1 = X_2 = X_3 = - \frac{B_{12}^I}{3 \delta_{12}}$$

oder noch bei gleichförmigem Trägheitsmoment über die gesamten Stablängen:

$$X_1 = X_2 = X_3 = - \frac{B_{12}^I}{3 l}$$

c) Abb. 18.

$$\begin{aligned}
 X_2 &= - \frac{(-0,5 B_{12}^{II} + B_{13}^{II})(2 \delta_{23} + 1,5 \delta_{34}) - (B_{24}^{III} - 0,5 B_{34}^{IV}) \delta_{23}}{3 \delta_{23} (\delta_{12} + \delta_{23} + \delta_{34}) + 2,25 \delta_{12} \delta_{34}} \\
 X_3 &= - \frac{(0,5 B_{12}^I - B_{13}^{II}) \delta_{23} + (B_{24}^{III} - 0,5 B_{34}^{IV})(2 \delta_{23} + 1,5 \delta_{12})}{3 \delta_{23} (\delta_{12} + \delta_{23} + \delta_{34}) + 2,25 \delta_{12} \delta_{34}}
 \end{aligned}$$

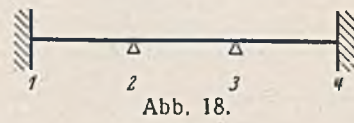


Abb. 18.

$$\left. \begin{aligned}
 X_1 &= - \frac{B_{12}^I}{2 \delta_{12}} - \frac{X_2}{2} \\
 X_4 &= - \frac{B_{34}^{IV}}{2 \delta_{34}} - \frac{X_3}{2}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{hierbei Vorzeichen von} \\ X_2 \text{ und } X_3 \\ \text{beachten.} \end{array}$$

Unter den gleichen Voraussetzungen wie oben (beim Träger über 2 Felder) wird:

$$X_1 = X_2 = X_3 = X_4 = - \frac{B_{12}^I}{3 \delta_{12}} \text{ bzw. } = - \frac{B_{12}^I}{3 l}$$

III. Beispiel zur Ermittlung der  $\delta$ -Werte und Belastungsglieder bei unregelmäßiger Trägerform.

Die Trägerteilung kann zwar beliebig sein, doch empfiehlt es sich stets, sie gleichmäßig zu wählen. Dadurch kann der Summenfaktor  $\mathcal{L}$ s beim Auftragen der sogenannten „w-Gewichte“ ( $= \frac{X'}{J} \cdot \mathcal{L}s$ ) vorerst unberücksichtigt bleiben, muß aber später vor die Klammer gesetzt werden.

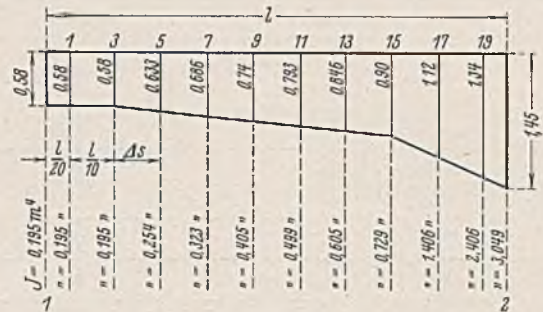


Abb. 19.

Die Kombination der Momentenfläche I mit II ergibt:

$$\begin{aligned}
 \delta_{12}^I &= \sum \frac{X'}{J} \cdot \mathcal{L}s \\
 &= \frac{l}{200} \left( \frac{X'_1}{J_1} + \frac{X'_3}{J_3} \cdot 3 + \frac{X'_5}{J_5} \cdot 5 \dots + \frac{X'_{19}}{J_{19}} \cdot 19 \right)
 \end{aligned}$$

Fläche I mit III ergibt:

$$\delta_{12}^I = \frac{l}{200} \left( \frac{X'_1}{J_1} \cdot 19 + \frac{X'_3}{J_3} \cdot 17 \dots + \frac{X'_{19}}{J_{19}} \cdot 1 \right)$$

Fläche I mit IV ergibt das Belastungsglied für gleichförmige Last (und Dreiecklast):

$$B_{12}^{II} = \left( \sum \mathfrak{M}' \cdot \frac{X'}{J} \right) \mathcal{L}s g l^2 = \left( \sum \mathfrak{M}' \cdot \frac{X'}{J} \right) \frac{g l^3}{10}$$

Für die Momentenfläche aus anderer Belastung gilt das Verfahren ähnlich. Es ist:

$$B_{12}^{II} = \left( \sum \mathfrak{M}_0 \cdot \frac{X'}{J} \right) \mathcal{L}s$$

Es ist also hier für  $\mathfrak{M}' \mathfrak{M}_0$  = tatsächliches Moment an dem betreffenden Querschnitt einzusetzen.

Momentenflächen (Abb. 20).

Werden die  $\delta$ -Werte und Belastungsglieder für beide Stützen (z. B. für ein Mittelfeld) benötigt, dann ist selbstverständlich die Reduktion der Momentenfläche je einmal für  $X_1=1$  und einmal für  $X_2=1$  durchzuführen.

Bei Einzellasten oder sonst unregelmäßiger Belastung empfiehlt es sich, mit Krafteck und Selleck zu arbeiten. Man benutzt die  $\frac{X'}{J}$

der Fläche I als Gewichte, zieht damit Kraft- und Selleck mit der Polweite  $H=1$  im Maßstabe der Gewichte. Die Schlußlinie  $a$  schneidet im Krafteck die  $\delta_{12}$ - und  $\delta_{22}$ -Werte ab, die noch mit  $\mathcal{L}s$  (hier  $= l/10$ ) zu multiplizieren sind. Das Belastungsglied ergibt sich aus der Multiplikation

$$B_{12}^{II} = y_p H \mathcal{L}s P,$$

worin  $y_p$  den Abstand von Seillinie und Schlußlinie bedeutet.

Da  $H=1$ , wird

$$B_{12}^{II} = \left( \sum y_p P \right) \frac{l}{n},$$

hier:

$$B_{12}^{II} = \left( \sum y_p P \right) \frac{l}{10} \quad (\text{Abb. 21.})$$



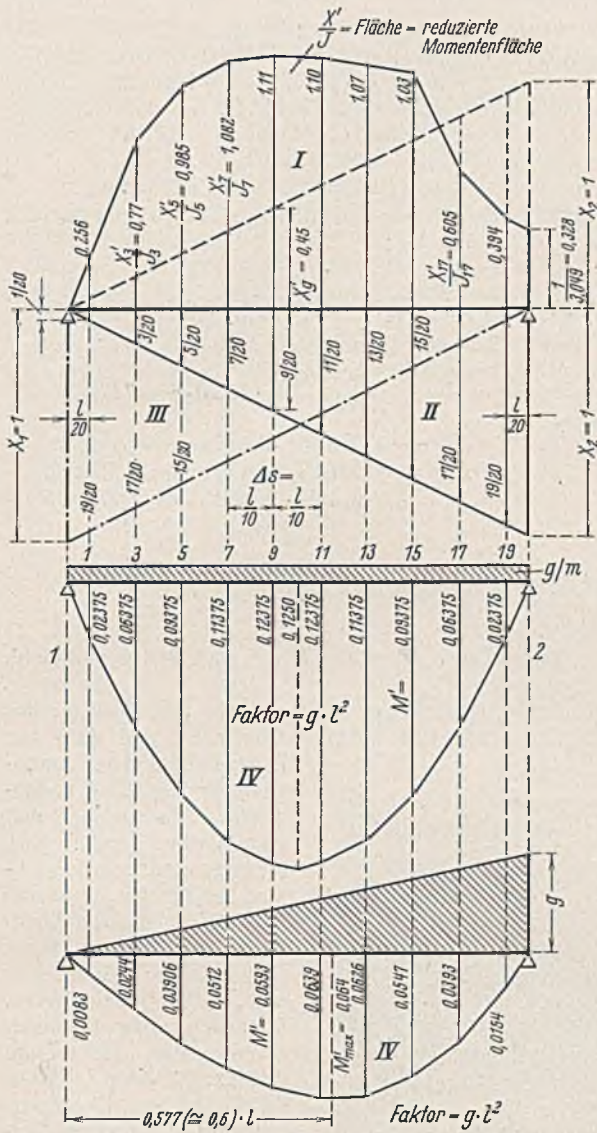


Abb. 20.

Bei gleichförmiger Last (und der angegebenen Trägerteilung):

$$B_{12}^{\text{II}} = \frac{g l^2}{100} \cdot H (y_1 + y_3 + y_5 + \dots + y_{19}) = \frac{g l}{10} \cdot H F.$$

Für Dreiecklast (Abb. 22):

$$B_{12}^{\text{II}} = \frac{g l^2 H}{2000} (y_1 + 3 y_3 + 5 y_5 + \dots + 19 y_{19})$$

$$B_{12}^{\text{II}} = \frac{g l^2 H}{2000} (19 y_1 + 17 y_3 + 15 y_5 + \dots + y_{19}).$$

Streckenlasten teilt man in gleiche Teile und behandelt die Teilstücke  $-g \Delta x-$  wie Einzellasten:

$$B_{12}^{\text{II}} = (\sum g \Delta x y) \Delta s H.$$

Für  $\delta_{12}$  und  $B_{12}^{\text{I}}$  muß die vorbeschriebene Darstellung für das linke Auflager sinngemäß wiederholt werden. —

Zu der vorstehenden Ermittlung der  $\delta$ -Werte und Belastungsglieder für beliebige Trägerform ist zu bemerken, daß diese Werte jetzt nur noch mit  $E$  erweitert sind. Werden sie in Verbindung mit formelmäßig ermittelten Werten (z. B. bei einfacher gestalteten Nachbarfeldern usw.) benutzt, so müssen sie ebenfalls noch mit 6 erweitert werden, oder aber es sind umgekehrt die Formelwerte mit 6 zu kürzen.

#### IV. Beispiel eines Trägers über 4 Felder (Abb. 23).

(Einhüftiger unverschieblicher Rahmen mit hochgeklapptem linken Stiel.)

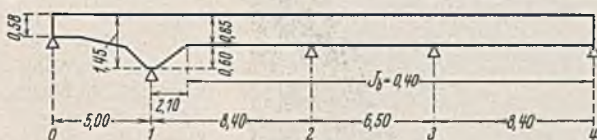
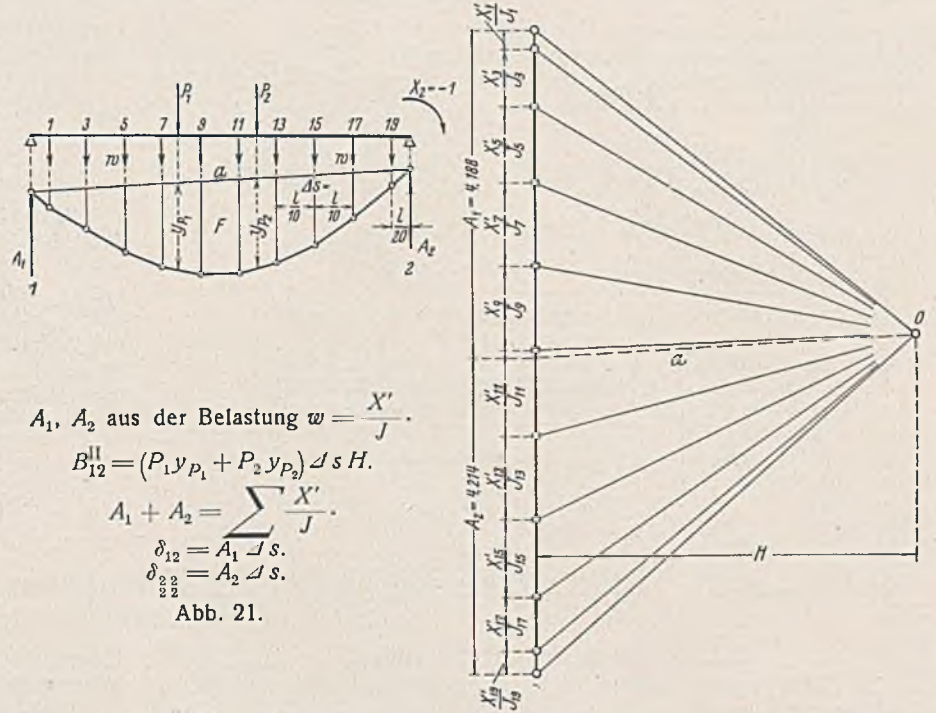


Abb. 23.

$\delta$ -Werte. Für das linke Endfeld werden die im vorhergehenden Beispiel ermittelten Werte benutzt:

$$\delta_{01} = A_2 \Delta s \cdot 6 = \frac{4,214 \cdot 5,00 \cdot 6}{10} = 12,642 \text{ m}^{-3}.$$



$A_1, A_2$  aus der Belastung  $w = \frac{X'}{J}$ .

$$B_{12}^{\text{II}} = (P_1 y_{P_1} + P_2 y_{P_2}) \Delta s H.$$

$$A_1 + A_2 = \sum \frac{X'}{J}.$$

$$\delta_{12} = A_1 \Delta s.$$

$$\delta_{22} = A_2 \Delta s.$$

Abb. 21.

Für Feld 12 werden die Werte nach Straßner, 1. Band<sup>3)</sup>, ermittelt für

$$\lambda = \frac{2,10}{8,40} = 0,25 \text{ und } n^* = \frac{85^3}{145^3} = 0,20:$$

$$\delta_{11} = \frac{8,40}{3 \cdot 0,40} \cdot 0,67 \cdot 6 = 28,14 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{12} = \frac{8,40}{3 \cdot 0,40} \cdot 0,995 \cdot 6 = 41,79 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{22} = \frac{8,40}{0,40} \cdot 0,933 = 19,593 \text{ m}^{-3}.$$

Für Feld 23 (nach der eingangs gegebenen Erläuterung):

$$\delta_{23} = \frac{6,50}{0,40} = 16,25 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{22} = \delta_{33} = 2 \delta_{23} = 2 \cdot 16,25 = 32,50 \text{ m}^{-3}$$

Für Feld 34:

$$\delta_{34} = \frac{8,40}{0,40} = 21,00 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{33} = 2 \delta_{34} = 2 \cdot 21,00 = 42,00 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{11} = 12,642 + 28,14 = 40,782 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{22} = 41,79 + 32,50 = 74,29 \text{ m}^{-3}$$

$$\delta_{33} = 32,50 + 42,00 = 74,50 \text{ m}^{-3}.$$

Mit diesen Werten wird:

$$m_1 = \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}} = \frac{19,593}{40,782} = 0,4804 \quad m_3 = \frac{\delta_{23}}{\delta_{33}} = \frac{16,25}{74,50} = 0,2181$$

$$n = \delta_{22} - m_1 \delta_{12} - m_3 \delta_{23} = 74,29 - 0,4804 \cdot 19,593 - 0,2181 \cdot 16,25 = 61,333$$

$$k_{13} = \frac{m_1 m_3}{n} = \frac{0,4804 \cdot 0,2181}{61,333} = 0,00171$$

$$k_{23} = \frac{m_3}{n} = \frac{0,2181}{61,333} = 0,00356$$

$$k_{33} = \frac{1}{\delta_{33}} + m_3 k_{23} = \frac{1}{74,50} + 0,2181 \cdot 0,00356 = 0,01420$$

$$k_{12} = \frac{m_1}{n} = \frac{0,4804}{61,333} = 0,00783$$

$$k_{22} = \frac{1}{n} = \frac{1}{61,333} = 0,00163$$

$$k_{11} = \frac{1}{\delta_{11}} + m_1 k_{12} = \frac{1}{40,782} + 0,4804 \cdot 0,00783 = 0,02828.$$

Belastung — 1. Fall, ruhende Last:

Belastungsglieder (Abb. 24):

Für Feld 12 nach den Tafeln von Straßner:

$$B_{12}^{\text{I}} = l_2 P_1 \beta (\varphi_a' + \varphi_a'') + \frac{g l_2^2 \varphi_a \beta}{4} = \frac{8,40^2 \cdot 0,933}{0,40} \left[ 4,00 (0,349 + 0,294) + \frac{0,70 \cdot 0,947 \cdot 8,40}{4} \right] = 652,42 \text{ tm}^{-2}$$

$$B_{12}^{\text{II}} = l_2 P_1 \beta (\varphi_b' + \varphi_b'') + \frac{g l_2^2 \varphi_b \beta}{4} = \frac{8,40^2 \cdot 0,933}{0,40} \left[ 4,00 (0,31 + 0,393) + \frac{0,70 \cdot 1,053 \cdot 8,40}{4} \right] = 717,56 \text{ tm}^{-2}.$$

Feld 23:

$$B_{23}^{II} = B_{23}^{III} = \frac{4,50 \cdot 3,75 \cdot 6,50^2}{10 \cdot 0,40} + \frac{0,70 \cdot 6,50^3}{4 \cdot 0,40} = 298,36 \text{ tm}^{-2}.$$

Feld 34:

$$B_{34}^{III} = \frac{4,20 \cdot 8,40^2}{10 \cdot 0,40} (3,70 + 2,96) + \frac{0,70 \cdot 8,40^3}{4 \cdot 0,40} = 752,68 \text{ tm}^{-2}$$

$$B_{13}^{II} = 717,56 + 298,36 = 1015,92 \text{ tm}^{-2}$$

$$B_{24}^{III} = 298,36 + 752,68 = 1051,04 \text{ tm}^{-2},$$

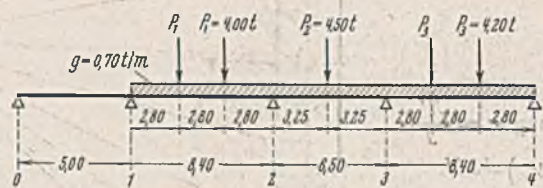


Abb. 24.

daraus die Stützmente aus ruhender Last:

$$X_1 = -0,02828 \cdot 652,42 + 0,00783 \cdot 1015,02$$

$$-0,00171 \cdot 1051,04 = -12,30 \text{ tm}$$

$$X_2 = 0,00783 \cdot 652,42 - 0,0163 \cdot 1015,92$$

$$+ 0,00356 \cdot 1051,04 = -7,71 \text{ tm}$$

$$X_3 = -0,00171 \cdot 652,42 + 0,00356 \cdot 1015,92$$

$$-0,0142 \cdot 1051,04 = -12,42 \text{ tm}.$$

2. Fall, Nutzlast. Es soll nur der Einfluß einer solchen für das 1. Feld untersucht werden (Abb. 25):

$$g_1 = 25,00 \text{ t}.$$

$$B_{01}^I = \frac{g_1 l_1^2 H}{2000} (19y_1 + 17y_2 + \dots y_6) \text{ 6 nach dem gegebenen Beispiel;}$$

die y-Werte sind dem Sellaek entnommen,  $H = 5,00 \text{ t}.$

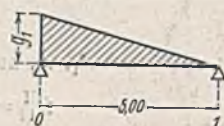


Abb. 25.

$$B_{01}^I = \frac{25,00 \cdot 5,00^2 \cdot 5,00}{2000} \cdot 79,20 \cdot 6 = 742,50 \text{ tm}^{-2}$$

$$X_1 = -0,02828 \cdot 742,50 = -21,00 \text{ tm}$$

$$X_2 = 0,00783 \cdot 742,50 = +5,81 \text{ tm}$$

$$X_3 = -0,00171 \cdot 742,50 = -1,27 \text{ tm}.$$

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Erweiterungsbauten des Hafens von La Guaira (Venezuela).

Von Dr.-Ing. Werner Franke VDI, Dresden.

### I. Lage und Bedeutung des Hafens.

La Guaira, am Karibischen Meere an der Nordküste Südamerikas, ist der Haupthafen von Venezuela; er ist in der Luftlinie nur etwa 11 km von der Landeshauptstadt Caracas entfernt (Abb. 3). Die befestigte Stadt mit etwa 8000 Einwohnern liegt auf einem sehr schmalen Küstenstreifen, den das ungewöhnlich schroff abfallende Küstengebirge gerade noch frei läßt. La Guaira ist mit Caracas (rd. 1000 m hoch) durch Eisenbahn oder Kraftwagen in reichlich einer Stunde zu erreichen; das Gebirge zeigt hier seine höchste Entfaltung bis zu Gipfeln von über 2700 m und fällt unmittelbar ins Meer ab, wobei starke Hitze auf Stadt und Hafen zurückgestrahlt wird. Mit einer mittleren Jahrestemperatur von 27° C gilt daher La Guaira als einer der heißesten Hafenplätze in Amerika.

Die großartig angelegte, in englischem Besitz befindliche Verbindungsbahn La Guaira—Caracas von 37 km Länge, die als eine der schönsten der Welt angesehen wird, führt in weit ausgreifenden Serpentina in mehr als 1000 m Höhe zur Hauptstadt und eröffnet überaus reizvolle Rückblicke auf das Karibische Meer (Abb. 1 u. 2). Die zum Teil neben der Bahnstrecke angelegte Autostraße wurde vor einigen Jahren von den Nordamerikanern in technisch vollkommener Weise gebaut und wird sehr viel zum Personen- und Frachtverkehr benutzt. Caracas nimmt einen hervorragenden Platz im Handel von Venezuela ein, da von hier aus alle Landesteile mit Waren beliefert werden. In La Guaira werden hauptsächlich ausgeführt: Kaffee,

Kakao, Baumwolle, Häute und Kokosnüsse, ferner auch Perlen und Gold, früher auch Reiherfedern.

La Guaira ist durch regelmäßigen Schiffsverkehr mit Nordamerika, Süd- und Mittelamerika sowie den westindischen Inseln und auch mit Europa verbunden. Amerikanische, englische, holländische, italienische und französische Linien sind hier vertreten; von Deutschland ist der gut eingerichtete Mittelamerika-Westindien-Dienst der Hapag (Motorschiffe „Cordillera“ und „Caribia“) zu erwähnen, ferner die etwas kleineren Schiffe der Horn-Linie (Hamburg), die La Guaira im Fracht- und Passagierverkehr bedienen. Die Umschlagarbeit der Güter an dem vorhandenen Pier mit Wellenbrecher, der im Höchstfalle drei mittleren Schiffen Platz bietet, geschieht nach nordamerikanischem Muster mit dem Bordladegeschirr und den Lademasten der Schiffe, da, abgesehen von zwei veralteten Dampfkranen und zwei kleineren Autokranen, keine landseitigen Hebezeuge oder Förderanlagen zur Verfügung stehen.

Schon lange Jahre vor dem Kriege hatte es sehr bedeutender Summen (etwa 20 Mill. RM) bedurft, um einen 700 m langen Wellenbrecher mit Anlegekals für Dampfer zu bauen; eine englische Gesellschaft hatte daran 5 Jahre zu arbeiten. Infolge des ständig sich steigenden Schiffsverkehrs genügte die wenigen Anlegeplätze im Hafen schon seit Jahren nicht mehr, so daß zuweilen die ankommenden Überseeschiffe außerhalb des eigentlichen Hafens viele Stunden warten mußten, che ein Liegeplatz frei wurde. Wegen der meist vorherrschenden starken Dünung ist selbst bei



Abb. 1. Ansicht des heutigen Hafens von La Guaira von der Landseite her mit Dampfer „Reliance“ (Hamburg-Amerika-Linie).

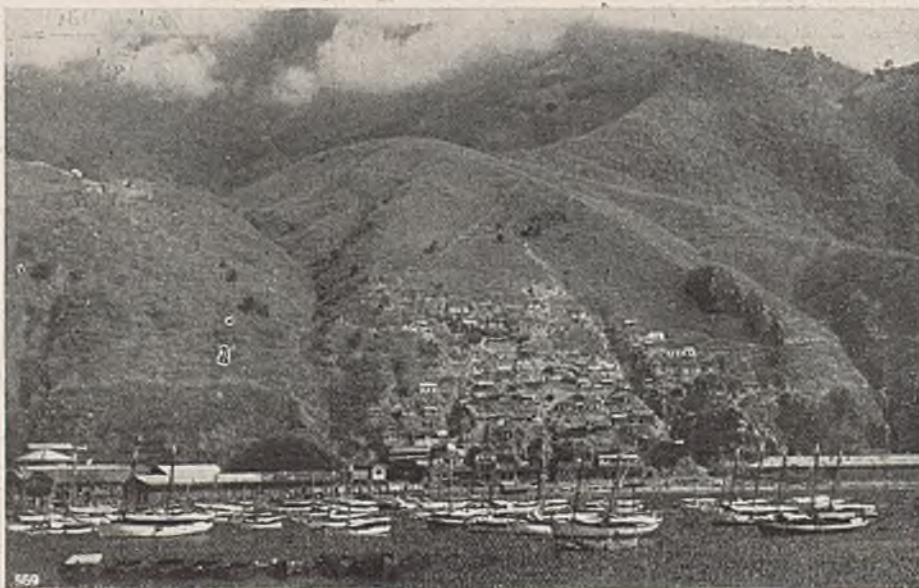


Abb. 2. La Guaira und das Küstengebirge von Venezuela (bis 2700 m hoch) von der Seeseite gesehen.

Photo Hapag.

verhältnismäßig ruhigem Wetter ein Güterumschlag außerhalb des Hafens in Leichter sehr erschwert und die Übernahme von Fahrgästen in Boote oft gefährlich oder ganz unmöglich, so daß die Notwendigkeit einer umfassenden Erweiterung der Hafenanlagen zu einem dringenden Bedürfnis wurde.

II. Die neuen Hafengebauten.

Im Jahre 1937 hat die Besitzerin des Hafens, eine englische Firma, diesen an die Regierung von Venezuela verkauft; gleichzeitig wurde eine technische Kommission von der Regierung eingesetzt, um über die notwendig gewordenen, umfangreichen Hafenerweiterungen zu beraten. Die Ausarbeitung des Entwurfs über diese Hafengebauten wurde der beratenden Ingenieurfirma Sir Alexander Gibb and Partners (London) im Juli 1937 übertragen. Nach eingehendem Studium der Hafenverhältnisse von La Guaira hat diese Firma dem Ministerium für öffentliche Arbeiten in Caracas die Entwurfspläne sowie ein Lastenheft im August 1938 vorgelegt,



Abb. 3. Linienführung der Verbindungsbahn (37 km lang) von La Guaira nach der Hauptstadt Caracas durch das Küstengebirge (Höhenunterschied über 1000 m).

worauf das Ministerium am 15. Oktober 1938 eine öffentliche Ausschreibung erließ, an der sich zu beteiligen die Baufirmen aller Länder durch die Presse aufgefordert wurden. Als Schlußtermin der Ausschreibung war der 15. Januar 1939 angesetzt, an welchem Tage nachstehende zehn Angebote eingelaufen waren:

Ergebnis der Ausschreibung für die Hafenerweiterung.

Baufirma	Angebotspreis in Bolivares <sup>1)</sup>	Bauzeit	
		Jahre	Monate
1. Christiani & Nielsen (Kopenhagen) . . .	19 979 295	3	—
2. Schneider & Cie. (Le Creuzot) und Société de Construction des Batignolles (Paris) . . .	21 693 499	3	9
3. N. V. Aannemersbedrijf voorheen Firma T. den Breejen van den Bout (Ber en Dal bij Nijmegen) . . . . .	22 479 235	3	—
4. Politécnica de Ingeniera (Caracas) . . . . .	22 974 255	2	8
5. N. V. Albetem Bagger- en Bouwmaatschappij ('s Gravenhage) und Dyckerhoff & Widmann K. G. (Berlin) . . . . .	23 808 851	3	—
6. Nick Helmers (St. Paul, Minn.) . . . . .	23 992 024	2	3
7. Sir Lindsay Parkinson & Co. (London) . . . . .	24 617 529	4	—
8. Svenska Entreprenadaktiebolaget „Sentab“ (Stockholm) . . . . .	27 197 147	3	9
9. F. Benitez Rexach (Puerto Rico) . . . . .	27 257 340	2	2
10. Raymond Concrete Pile Co. (New York) . . . . .	30 052 467	2	8

<sup>1)</sup> 1 Bolivar = rd. 0,75 RM.

Den Zuschlag erhielt am 22. Februar 1939 die holländische Firma Breejen van den Bout (s. Tabelle unter 3), die im Mai 1939 die Arbeiten zu beginnen beabsichtigte und innerhalb von 3 Jahren ausführen will. Der Angebotspreis betrug rd. 22,5 Mill. Bolivares oder etwa 16,8 Mill. RM.

Aus Abb. 4 bis 7 geht hervor, um welche Arbeiten es sich unter dem im Februar vergebenen Auftrag handelt. Der Umfang des neuen Hafenausbaues wird zunächst nur einen Teil, wenn auch den bedeutendsten Teil der Arbeiten umfassen; jedoch sind für spätere Zeiten weitere Zusatzbauten (punktiert in Abb. 4 eingetragen) vorgesehen. Eine derartige Arbeitsaufteilung in Bauabschnitte hat sich als notwendig herausgestellt, um Störungen in der Abwicklung des regen Hafenbetriebes zu vermeiden. Die zunächst vorgesehene Hafenerweiterung (in Abb. 4 gestrichelt) besteht in der Hauptsache aus folgenden Arbeiten:

1. Verlängerung der bereits vorhandenen Mole mit Wellenbrecher um etwa 500 m in der WNW-Richtung als Wellenbrecher (Abb. 4 u. 6), damit die Schiffe im neuen Hafengebiet in ruhiges Fahrwasser gelangen;
2. Bau eines neuen Wellenbrechers von etwa 540 m Länge auf der westlichen Seite des neuen Hafens und weiter der Bau eines Kais (243 m lang) auf der Innenseite, insbesondere zum Löschen von Kohle und Öl (Abb. 7);
3. Bau des Hauptkais mit Schuppen und Anschlußgleisen auf der Südseite des Hafens, der nunmehr nach Fertigstellung der neuen Wellenbrecher erstmalig als Anlegestelle für größere Schiffe Verwendung finden kann (Abb. 5);
4. Gewinnung und Aufschüttung des erforderlichen Geländes hinter dem Südkai für die Schuppen, Straßen, Gleise usw.;
5. Bau eines Fischereihafens in der SW-Ecke des neuen Hafens (Abb. 4);
6. Bau eines Hafenbeckens für kleine Boote am Ostende des Südkais.

Der Haupt- oder Südkai wird die beträchtliche Länge von 848 m erhalten, so daß gleichzeitig fünf bis sieben Überseedampfer festmachen können, wobei die Länge der größten

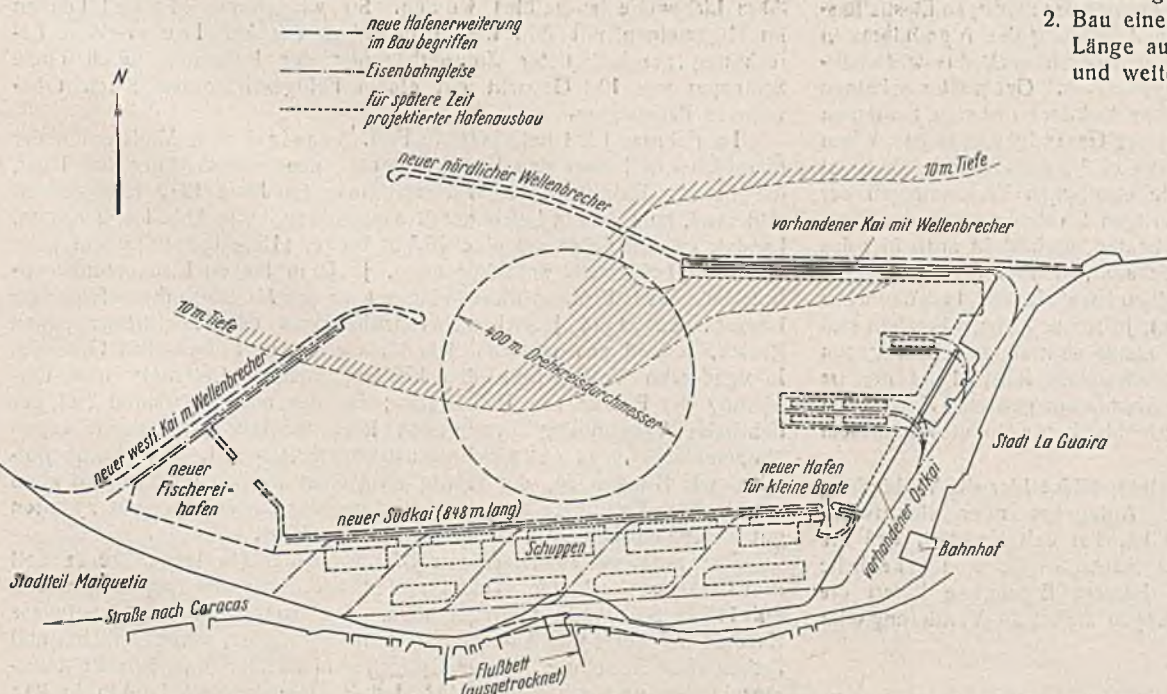


Abb. 4. Neuer Ausbau des Hafens von La Guaira durch die holländische Firma Breejen van den Bout (Bauzeit drei Jahre). Gemäß Ausschreibung vom 15. Oktober 1938 zunächst vorgesehene Hafenerweiterung durch — — — gekennzeichnet; zusätzlicher Ausbau in späterer Zeit: . . . . .

Schiffe (Hapag usw.) mit 150 m und die der kleineren Frachtdampfer (Hapag- und Horn-Linie) bis zu etwa 110 m Länge angenommen wurde. — Die Bagger- und Aufschütтарbeiten umfassen ungefähr 700 000 m<sup>3</sup>, insbesondere zur Hinterfüllung des Südkajeländes.

Nach Fertigstellung der vorstehend angeführten Bauarbeiten beabsichtigt die Regierung, den bereits bestehenden alten Kai mit Wellenbrecher auf der Nordseite (Abb. 4), an dem heute höchstens drei Dampfer gleichzeitig anlegen können, mit durchgehendem Kai und Zollschruppen (in Abb. 4 punktiert) zu versehen, an dem in Zukunft zwei große Linien-

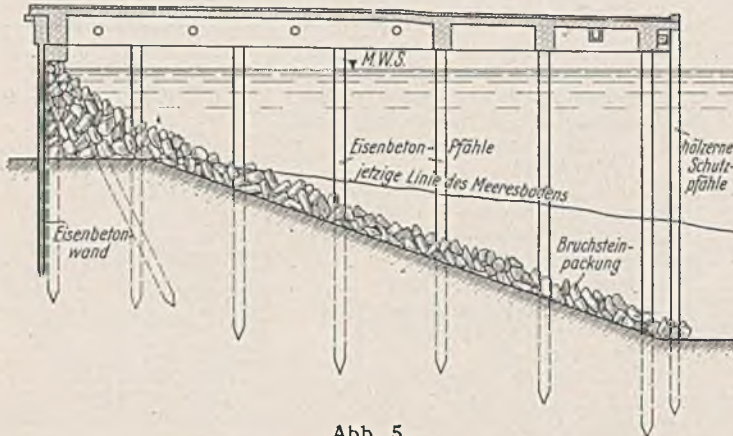


Abb. 5.  
Schnitt durch den neuen Südkai (848 m lang).

dampfer und ein Touristendampfer festmachen können. Außerdem wird der bestehende Ost- oder Küstendienstkal erheblich verstärkt und gleichzeitig mit zwei neuen Pieren ausgestattet, von denen der eine für Küstendampfer, der andere für Küstensegler dienen soll. Diese Arbeiten, zusammen mit der Errichtung von Zoll- und Lagerschruppen sowie des Straßennetzes und Rangier- und sonstigen Gleisanlagen, werden weitere 1 1/2 bis 2 Jahre beanspruchen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Verwendung von Leichtmetall für Bauten.<sup>1)</sup> Entwurf für eine Brücke über den Tiber in Rom.

Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI.

Als der sogenannte Völkerbund im Jahre 1935 über Italien Sanktionen verhängte, sah sich dieses Land genötigt, sich in jeder Beziehung vom Auslande möglichst unabhängig zu machen. Dies galt auch für das Bauwesen. Hier veranlaßte die technische Abteilung des Ministeriums für öffentliche Arbeiten auf Befehl des Ministers Cobolli Gigli die notwendigen Maßnahmen. Bereits 1936 legte der Präsident dieser Abteilung, Prof. Anastasi, dem Ministerium eine Denkschrift über diesen Gegenstand vor. Eine erste Studie über die Ersetzung des Eisens im Eisenbetonbau durch Leichtmetall führte sowohl wegen des niedrigen Elastizitätsmoduls als auch wegen der unbekanntenen Zerstörung des Aluminiums in Verbindung mit gewöhnlichem Zement, schließlich auch aus wirtschaftlichen Gründen zu keinen günstigen Ergebnissen. Geeigneter scheinen Aluminiumlegierungen bei solchen Metallkonstruktionen zu sein, bei denen das Eigengewicht ein bedeutender Anteil des Gesamtgewichts ist. Wenn man den Elastizitätsmodul des Aluminiums zu 1/3 dieser Größe für Stahl annimmt, so folgt daraus, daß auch die elastischen Verformungen der Leichtmetallelemente gegenüber gleichartigen Stahlelementen das Dreifache betragen. Wie bei anderen Metallbauten, so besteht auch hier das Problem des Rostschutzes. Nun ist bekannt, daß Aluminium gegen atmosphärische Einflüsse weniger empfindlich ist als Eisen. Gewöhnliches Aluminium, das sich um so besser eignet, je reiner es ist, überzieht sich im Freien mit einer feinen Haut, die einen wirksamen Schutz gegen Oxydierung bildet. Ein hierfür bemerkenswertes Beispiel ist die im Jahre 1897 mit damals handelsüblichem Aluminium gedeckte Kuppel der Kirche San Gioacchino in Rom, die sich bis heute in einwandfreiem Zustande befindet.

Eine Aufgabe von besonderer Bedeutung bildet hier die Verbindung der verschiedenen Teile miteinander. Autogenes oder elektrisches Schweißen, das schon versucht worden ist, hat den Nachteil, daß die Erwärmung des Metalls im Innern der Schweißstelle eine erhebliche Widerstandsminderung zur Folge hat. Bessere Ergebnisse liefert die Punktschweißung. Geeignete Verbindungen bieten die Vernietung oder Verschraubung.

<sup>1)</sup> Possibilità di impiego delle leghe leggere nelle costruzioni civili, von Dr.-Ing. Domenico de Simone, Presidente di sezione del Consiglio dei Lavori Pubblici. Ann. Lav. Pubbl., Bd. 7, S. 685 bis 693. Roma, Juli 1939.

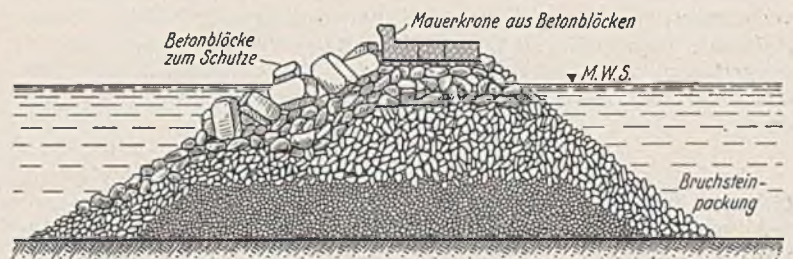


Abb. 6.  
Schnitt durch den neuen verlängerten, nördlichen Wellenbrecher.

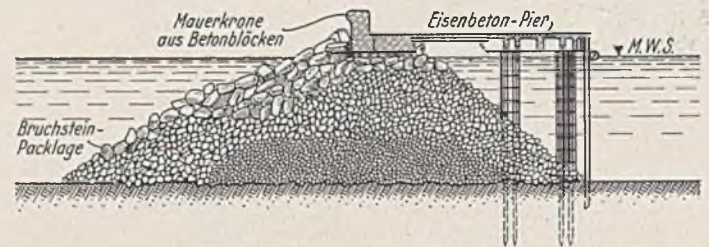


Abb. 7. Schnitt durch den neuen westlichen Wellenbrecher mit Anlegekai auf der Innenseite.

Nach Beendigung der jetzt in Auftrag gegebenen Hafenbauarbeiten in 3 Jahren bzw. nach Fertigstellung der für später vorgesehenen zusätzlichen Erweiterungsbauten dürfte in etwa 5 Jahren La Guaira einer der größten Häfen des Karibischen Meeres werden, nachdem in den letzten Jahren die Hafenplätze Puerto Cabello (Venezuela) sowie Cartagena und Baranquilla (Kolumbien) bereits mit ähnlichen Hafenerweiterungen vorangegangen sind.

Ein wichtiges Anwendungsgebiet des Leichtmetalls ist der Brückenbau. Beispiele hierfür haben wir bereits in den VStA., so z. B. die Smeithfield-Brücke in Pittsburg, die Stratford Avenue-Brücke bei Bridgeport, eine Brücke über den Ohio zwischen den Städten Cincinnati und Covington usw. Ein ebenso interessantes Anwendungsgebiet des Leichtmetallbaues sind tragbare oder fahrbare Brücken für militärische Zwecke, wo namentlich das leichte Gewicht bequeme Beförderung und raschen Aufbau begünstigen. Solche Brücken sind in den VStA. schon bis zu 30 m Lichtweite ausgeführt worden. Sie wiegen nur 14 t und können im allgemeinen mit fünf Wagen befördert werden. Ihre statische Berechnung geschah unter Zugrundelegung der Belastung durch einen Schlepper von 10 t Gewicht mit einem Feldgeschütz sowie leicht bewehrten Fahrzeugen.

Im Februar 1938 unterbreitete Prof. Anastasi dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten den Vorschlag, eine neue Brücke über den Tiber, die bis zur Eröffnung der Weltausstellung im Jahre 1942 fertiggestellt sein muß, zum Teil in Leichtmetall auszuführen. Wie Abb. 1 u. 2 zeigen, handelt es sich dabei um eine 36,5 m breite, 115 m lange Straßenbrücke mit zwei beiderseits anschließenden, je 50 m langen Eisenbetonbogenbrücken. Nach Prüfung dieses Planes kam das Ministerium zu folgender Lösung: Ausschluß jeglichen Schutzüberzuges der Hauptträger gegen Rosten, sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus ästhetischen Gründen. Infolgedessen Verwendung des handelsüblichen „Chitonal“ und Vernietung der Platten und Profilstücke; für den nicht sichtbaren Teil der Fahrbahn Verwendung des gegen Rost weniger widerstandsfähigen „Superavonal“, das einen Schutzanstrich erhalten soll. Einige Zubehörtteile, wie Brüstungen, die kräftig ausgeführt werden müssen und allen zerstörenden Einflüssen ausgesetzt sind, werden aus dem gegen Oxydation gut widerstandsfähigen „Peraluman 2“ ausgeführt.

Die zwischen beiderseitigen Ufermauern 230 m lange Brücke soll drei Öffnungen erhalten, wobei die Mittelöffnung aus Sparnisgründen auf 115 m Stützweite begrenzt wird. Der zur Ausführung bestimmte Entwurf befriedigt alle Anforderungen in technischer, wirtschaftlicher und ästhetischer Beziehung. Die wichtigsten Maßzahlen und Konstruktionseinzelheiten veranschaulichen Abb. 1 u. 2. Neben zwei je 4 m breiten Gehwegen zeigt der Querschnitt zwei je 9 m breite Fahrbahnen für den Straßen- sowie einen in Brückenmitte gelegenen 6,50 m breiten Streifen für den zweigleisigen Straßenbahnverkehr. Die 20 cm dicke Pflasterung

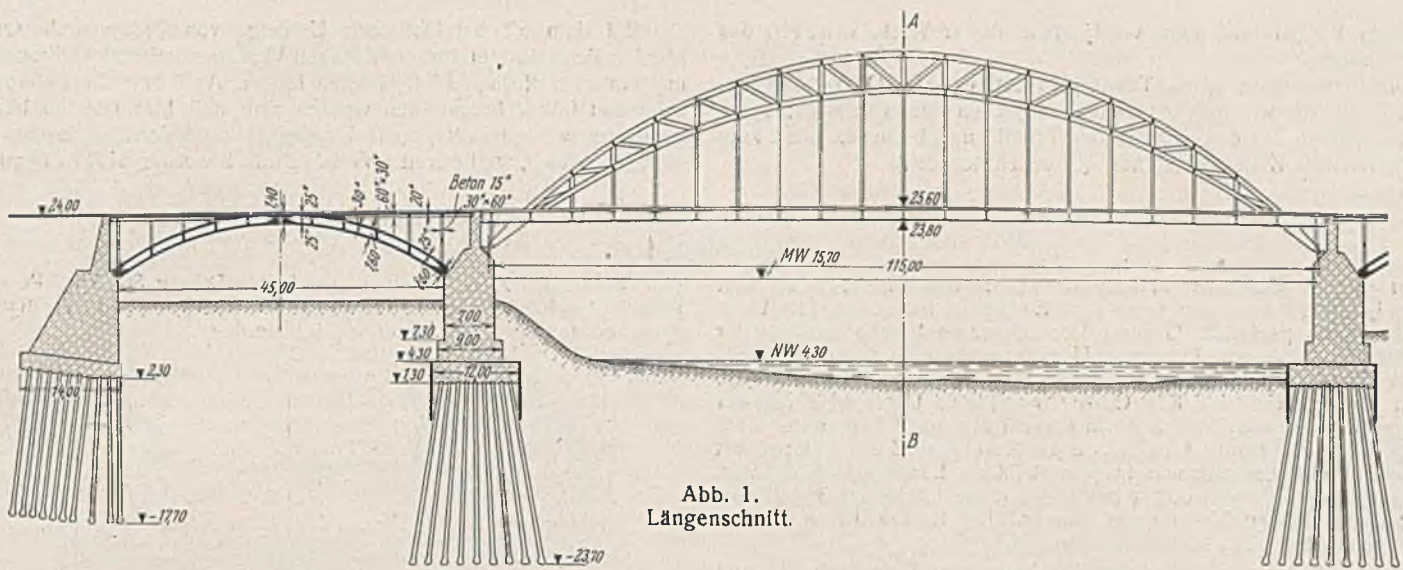


Abb. 1. Längenschnitt.

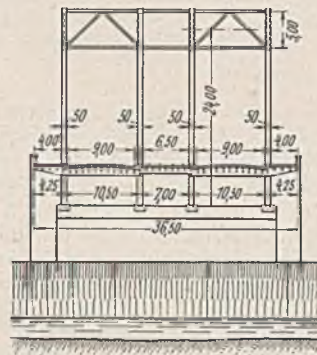


Abb. 2. Querschnitt.

hat — ohne Zoresbelag — ein Gewicht von 600 kg/m<sup>2</sup>. Die Berechnung der Brückenkonstruktion, worüber die in Fußnote 1 angegebene Urschrift Einzelangaben enthält, geschah nach den amtlichen Belastungsvorschriften für Straßenbrücken (Normen-Nr. 8). Dabei wurde die Stoßzahl für den Zoresbelag mit 1,35, für alle übrigen Konstruktionsteile mit 1,25 in Rechnung gestellt. Die Vorausberechnung des Eigengewichts der Fahrbahnkonstruktion nebst Zubehör ergab 2680 t; davon entfallen 480 t auf Leichtmetall, 2210 t auf die Pflasterung.

Durch die Verwendung von Leichtmetall für die Mittelöffnung werden die veranschlagten Kosten dieser Brücke gegenüber einer Stahlkonstruktion erheblich vermindert. Beachtlich sind in dieser Beziehung auch vergleichende Untersuchungen von Dr. Karl Sutter in Genf<sup>2)</sup>, der für zweigleisige Eisenbahnbrücken einschließlich aller Kosten für Büro, Beförderung, Montage, Gründung und Unterhaltung in der Schweiz zu dem Ergebnis kam, daß unter normalen Verhältnissen Leichtmetallbrücken bis zu 200 m, bei schwieriger Gründung bis 160 m, bei weiten Baustoffförderwegen bis 140 m und bei solcher Beförderung und schwierigen Gründungen bis 120 m Lichtweite wirtschaftlicher sind als gleichartige Stahlbrücken.

<sup>2)</sup> Bericht Nr. 271 des Internationalen Büros für die Verwendung von Aluminium.

Alle Rechte vorbehalten.

### Vereinfachung des Verfahrens für Massenberechnungen.

Von Regierungsbauassessor Eckoldt, Eisenach.

Massenberechnungen für Dämme, Kanäle usw. werden bekanntlich fast immer<sup>1)</sup> nach der Formel durchgeführt:

$$V = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot a_{1,2} + \frac{F_2 + F_3}{2} \cdot a_{2,3} + \frac{F_3 + F_4}{2} \cdot a_{3,4} + \dots$$

wo  $F_n$  die Querschnittsfläche im Querschnitt  $n$  und  $a_{m,n}$  den Abstand der Querschnitte  $m$  und  $n$  bedeuten. Wie im folgenden weiter begründet werden soll, ergibt sich eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung, wenn dieser Ansatz umgeformt wird in:

$$V = F_1 \cdot \frac{a_{1,2}}{2} + F_2 \cdot \frac{a_{1,2} + a_{2,3}}{2} + F_3 \cdot \frac{a_{2,3} + a_{3,4}}{2} + \dots$$

Führt man statt der Profilabstände  $a$  die Entfernungen  $e$  von einem Nullpunkte (Stationierung) ein, so lautet die Formel:

$$V = F_1 \cdot \frac{e_2 - e_1}{2} + F_2 \cdot \frac{e_3 - e_1}{2} + F_3 \cdot \frac{e_4 - e_2}{2} + \dots$$

oder kurz

$$V = F_1 l_1 + F_2 l_2 + F_3 l_3 + \dots$$

wo

$$l_k = \frac{e_{k+1} - e_{k-1}}{2}$$

Statt also Mittelwerte der Flächen zweier benachbarter Querschnitte zu bilden und mit den Abständen zu multiplizieren, bilden wir Mittelwerte der Abstände und multiplizieren sie mit den Flächen selbst. Der dem Querschnitt  $F_k$  zugeordnete Wert  $l_k$  erstreckt sich vom Profil nach beiden Seiten bis zur Hälfte des Abstandes zum nächsten Profil oder allgemein auf die Strecke, auf der der Querschnitt die durchschnittliche Größe  $F_k$  hat.

Wenn sich am Anfang oder am Ende des zu berechnenden Körpers kein Querprofil befindet, so ist der Wert  $l$  sinngemäß festzulegen.

Die Berechnungstafel sieht nun z. B. für eine Strecke von km 1,400 bis km 1,650 folgendermaßen aus:

e	l	Abtrag				Auftrag	
		Kies		Fels		F	V
		F	V	F	V		
km	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
1,400	25	15,0	375	2,0	50	5,0	125
1,450	50	31,9	1595	4,2	210	17,1	855
1,500	100	32,7	3270	7,1	710	12,4	1240
1,650	75	0	0	0	0	0	0
250 m	250		5240		970		2220

Nach dem üblichen Verfahren ist dagegen folgendermaßen zu rechnen:

km	Abtrag								Auftrag			
	Kies				Fels							
	F	F <sub>m</sub>	a	V	F	F <sub>m</sub>	a	V	F	F <sub>m</sub>	a	V
1,400	15,0				2,0				5,0			
1,450	31,9	23,45	50	1172,5	4,2	3,1	50	155	17,1	11,05	50	552,5
1,500	32,7	32,3	50	1615,0	7,1	5,65	50	282,5	12,4	14,75	50	737,5
1,650	0	16,35	150	2452,5	0	3,55	150	532,5	0	6,2	150	930,0
				5240,0				970,0				2220,0

Das gleiche Ergebnis erfordert dort also einen wesentlich größeren Aufwand an Schreib- und Rechenarbeit.

Die Vorteile des neuen Verfahrens sind folgende:

1. Die Längen lassen sich einfacher mitteln als die Flächen, da die Querschnittsentfernungen für gewöhnlich runde, die Querschnitte aber unrunde Zahlen sind. Besonders einfach ist die Mittelbildung bei gleichen Querschnittsabständen.

2. Eine einzige Mittelbildung, nämlich die der Abstände, genügt auch für mehrere, zu einem Querschnitt gehörige Werte, z. B. „F“ für verschiedene Bodenarten oder Auf- und Abtrag, gleichzeitige Berechnung des Geländebedarfs aus der Breite des Querschnitts u. dgl. Nach

<sup>1)</sup> Hütte, 26. Aufl., Bd. III, S. 144.

dem älteren Brauch muß man von jedem dieser Werte einzeln das Mittel bilden.

3. Die Berechnung eines Teilkörpers ist einem Querschnitt zugeordnet und nicht wie bisher zweien, zwischen denen er liegt; somit stehen alle Zahlen auf einer Zeile der Tabelle und brauchen nicht zum Teil zwischen den Zeilen zu stehen (Übersichtlichkeit!).

### Vermischtes.

Plan eines Unterwassertunnels unter der Meerenge von Gibraltar<sup>1)</sup>. Die derzeitigen politischen Ereignisse bringen den im Weltkrieg von dem spanischen General Don Mariano Rubio erstmals der Öffentlichkeit vorgelegten Plan eines Unterwassertunnels durch die Meerenge von Gibraltar in Erinnerung. Dieser sah an der schmalsten Stelle zwischen Kap Canares und Kap Ciras (13 km) eine Untertunnelung der dort bis zu 500 m tiefen Meerenge in einer Tiefe von 650 m unter dem Meeresspiegel vor, was einschließlich der beiderseitigen Zufahrtrampen mit 2,4 ‰ Gefälle ein Bauwerk von insgesamt 58 km Länge erfordert hätte. Bei einer Mindestdiefe von 300 m hätte sich diese Länge auf 36 km vermindert; davon kämen 30 km unter Wasser. Die Kosten dieses zweiten Planes sind mit 250 Mill. Peseten angegeben.

Im Jahre 1919 legten die spanischen Ingenieure Garcia Faria und Carlos Mendoza einen anderen Plan vor, der wegen seiner Eigenartigkeit Aufsehen erregte. Dieser Plan sieht eine Stahlröhre mit etwa

10 bis 12 m äußerem Durchmesser vor, die durch schwimmende Bojen in einer Tiefe zwischen 20 und 30 m unter dem Meeresspiegel festgehalten werden sollte. Die Kosten dieses Vorschlages werden zu 200 Mill. Peseten geschätzt.

Dieser Plan wurde dann später von einem anderen spanischen Ingenieur namens Fernando Gallego Herrera wieder aufgenommen und weiter ausgearbeitet. Sein Entwurf sieht für den Unterwassertunnel nur eine Tiefe von etwa

15 m unter dem Meeresspiegel vor. Die schwimmende Tunnelröhre sollte, wie Abb. 1 zeigt, an besonderen Senkkasten im Meeresgrunde verankert werden. Herrera wählte für seinen Plan die Strecke zwischen Kap Lebuca bei Algeciras und Kap Blanca bei Ceuta. Dieser Entwurf erfordert einen Unterwassertunnel von 15 km Länge und zwei je 4 km

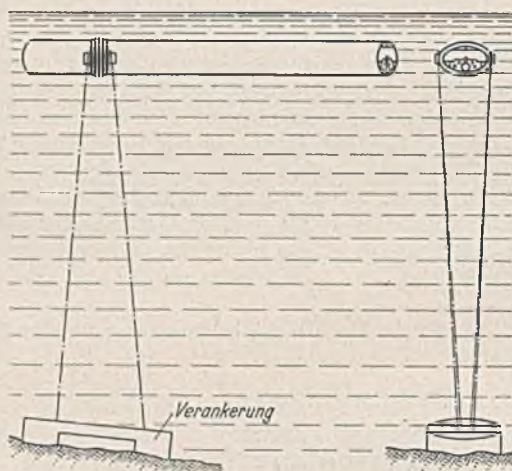


Abb. 1. Unterwassertunnel über die Meerenge von Gibraltar.

Plan des Ingenieurs F. Gallego Herrera.

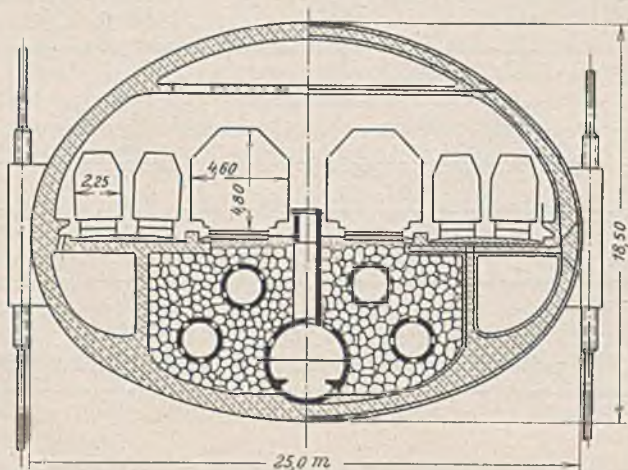


Abb. 2. Schwimmender Unterwassertunnel.  
Plan F. Gallego Herrera.

lange Zufahrtrampen mit 2 ‰ Gefälle. Die Querschnittausbildung dieses Vorschlages zeigt Abb. 2. Von besonderem Interesse ist dabei die konstruktive Ausgestaltung der Tunnelröhre mit 75 Stücken von je 200 m Länge aus Eisenbeton. Jedes dieser Eisenbetonröhrenstücke würde an vier Eisenbetonankern befestigt, um nicht aus seiner Richtung und Höhenlage abgetrieben zu werden. Für die Abführung von Sickerwasser ist

Bei dem oft beträchtlichen Umfang von Erdmassenberechnungen werden sich mit dem vorgeschlagenen Verfahren erhebliche Ersparnisse an mechanischer Rechenarbeit erzielen lassen. Auch falls diese Berechnungsart schon früher beschrieben worden sein und hier und da bereits angewendet werden sollte, so rechtfertigt sich die Veröffentlichung des Vorstehenden doch, weil das alte Verfahren noch weithin allein benutzt wird.

eine besondere Kanalisation vorgesehen. Die zu 300 Mill. Peseten veranschlagten Kosten könnten nach den Vorschlägen des Planfertigers durch Abgaben innerhalb 20 Jahren getilgt werden.

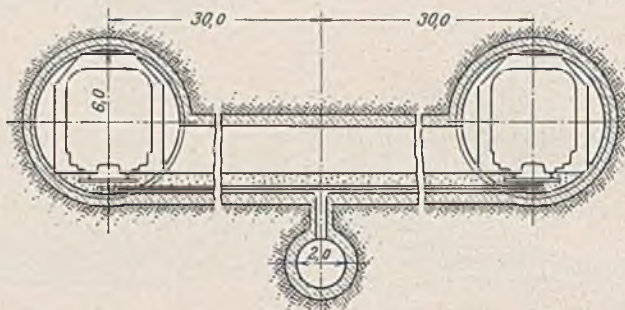


Abb. 3. Doppelte Tunnelröhre im Meeresgrunde.  
Plan Jevenois.

Einen anderen Plan fertigte der spanische Artillerieoberst Pedro Jevenois. Wie der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt zeigt, sieht dieser Plan zwei im Abstände von 60 m gleichlaufende Tunnelröhren mit einem inneren Durchmesser von je 6 m im Meeresgrunde vor, die in Abständen von 200 m durch einen ovalen Verbindungsgang mit 2,70 m Höhe und 1,50 m Breite versehen sind. Jevenois hat drei verschiedene Linienführungen untersucht: eine für die kürzeste Strecke, eine zweite für die geringste Tiefe und eine dritte für mittlere Tiefe.

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

### Bücherschau.

Kögler, F. u. Scheidig, A.: Baugrund und Bauwerk. 2. Aufl., bearbeitet von Dr.-Ing. habil. Alfred Scheidig. VIII, 288 S. mit 298 Textabb. Berlin 1939. Verlag von Wlth. Ernst & Sohn. Preis geh. 22 RM, in Leinen geb. 23,50 RM<sup>1)</sup>.

Wenige Monate nach dem Erscheinen der 1. Auflage des genannten Buches war diese vergriffen, ein Beweis für das Bedürfnis nach Büchern, die — wie das vorliegende — Kapitel des Grundbaues in eingehender Weise unter Berücksichtigung neuester Erkenntnisse behandeln. Das Buch will die Eigenschaften und Eigentümlichkeiten des Baugrundes darlegen und alle praktisch wichtigen Gesichtspunkte und Zusammenhänge herausstellen, die für die Beurteilung der gegenseitigen Einwirkung von Bauwerk und Baugrund von Bedeutung sind.

Das Köglerische Institut an der Bergakademie Freiberg hatte schon früh sich die Aufgabe gestellt, die Verteilung des Bodendrucks unter Gründungskörpern zu erforschen. Schon 1927 veröffentlichten Kögler und Scheidig die ersten Ergebnisse ihrer gemeinsamen Forschungen auf diesem Gebiete. Bei der Abfassung des Buches „Baugrund und Bauwerk“ haben die Verfasser die reichen Erkenntnisse und Erfahrungen verwertet, die ihnen aus jahrzehntelanger Forschungsarbeit im Laboratorium, aus ihren umfangreichen Messungen und Beobachtungen auf Baustellen und an fertigen Bauwerken, aus ihrer Baupraxis und Gutachtertätigkeit in hohem Maße zur Verfügung standen.

Der bei Entwurf, Bauleitung oder Ausführung tätige Ingenieur wird sich aus diesem Werke rasch über die neuen Fragen und Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiete der Baugrundlehre unterrichten können und daraus ersehen, welche Hilfsmittel ihm für die sichere Beurteilung des Baugrundes zur Verfügung stehen und in welchem Umfang er die Bodenuntersuchungen durchzuführen hat. Neben den theoretischen Ausführungen über „Die Zusammendrückung der Erdstoffe und ihr zeitlicher Verlauf“, über „Druckausbreitung und -verteilung im Baugrunde“, über „Ursachen, Art und Berechnung der Setzungen“ u. a. wird an zahlreichen Beispielen ausgeführter Bauwerke wie Brücken- und -hochbauten mit Flach- und Pfahlgründungen und von Dammbauten gezeigt, welche Mängel aufgetreten sind, worauf diese zurückzuführen sind und wie weit die errechneten Setzungen mit den beobachteten übereinstimmen. Ein besonderes Kapitel ist der Wirkung des Bodenfrostes auf die Bauwerke gewidmet; schließlich sind auch noch Rechts- und Vertragsfragen behandelt. „Der Inhalt dieses Buches geht alle Baufachleute an!“

Ein tragischer Tod hat dem Forscherleben von Professor Dr. Kögler bald nach Erscheinen der 1. Auflage des hier besprochenen Buches ein Ende gesetzt. Das Erdbau-Institut an der Bergakademie Freiberg wurde aufgelöst. Das vorliegende Buch legt bereitetes Zeugnis ab über die erfolgreiche Tätigkeit und gedeihliche Zusammenarbeit an dieser Forschungs-

<sup>1)</sup> Nach G. Nicoletti, Gibilterra Jerl ed Oggi in Le vie del Mondo 1939, September, S. 875 bis 890.

<sup>1)</sup> Besprechung der 1. Auflage s. Bautechn. 1938, Heft 51, S. 700.

stätte, die nunmehr ihre Pforten geschlossen hat. Der engste Mitarbeiter Professor Dr. Köglers und Mitverfasser von „Baugrund und Bauwerk“, Dr.-Ing. habil. Scheidig, führt die Betreuung des Buches fort.

Tiedemann.

*Klett*: Ratgeber für Bauführer und Pollere im Beton- und Eisenbetonbau. 5. Auflage. XII, 192 S. mit 111 Textabb. Berlin 1939, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5 RM.

Es wäre zu wünschen, daß ein derartiges Buch in die Hand eines jeden Betonpollers käme! Gerade im Eisenbetonbau ist die Arbeit und Gewissenhaftigkeit der Männer auf der Baustelle nicht um das mindeste weniger wichtig als die des Entwurfsbearbeiters oder Statikers. Deswegen sollten Bauführer und Poller durch Bücher wie dieses geschult werden.

Das Buch gliedert sich in die Abschnitte: „Allgemeines, Die Grundformen des Eisenbetonbaues, Die Baustoffe, Die Eigenschaften des Betons, Aufbau des Betons, Zubereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons, Einwirkungen auf den Beton, Schalung und Rüstung, Bewehrung, Güteprüfung“ und schließlich „Bauunfälle infolge mangelhafter Ausführung“. Es enthält also alles, was der Praktiker auf der Baustelle wissen muß, um Fehlschläge, Unwirtschaftlichkeit und Unfälle zu vermeiden.

Es spricht für sich selbst, wenn das Buch nunmehr in fünfter Auflage erscheinen kann. In der Neuauflage sind die Abschnitte über die Verwendung von Sonderstählen, über die Lagerung der Zuschlagstoffe und über die Schalung und Rüstung neu bearbeitet worden. Die Ausstattung ist wie immer im Verlage Wilh. Ernst & Sohn tadellos.

v. Halasz.

*Müller, F. †*, Prof., bearbeitet und ergänzt von *O. Fischer, Dr.-Ing.*: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. II. Teil. Die Inseln. 6. Folge. Föhr. XVI u. 327 S. mit 58 Textabb. u. 5 Karten. Berlin 1937, Verlag Dietrich Reimer (Andrews u. Stelner). Preis geh. 13 RM.

Der als 6. Folge in der Buchreihe über das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste erschienene Band behandelt die Insel Föhr.

Diese Insel, die in ihrem nördlichen Teile aus bedecktem Marschland, in ihrem südlichen Teile aus nicht bedecktem Geestland besteht, ist in zwei Landschaften aufgeteilt, von denen die im Westen gelegene Westerlandföhr, die im Osten gelegene Osterlandföhr benannt ist. Während die westliche Inselhälfte seit dem Beginn des 15. Jahrhunderts zu Dänemark gehörte, war die östliche Bestandteil des Herzogtums Schleswig.

Die politische Trennung der Insel hat zu manchem Widerstreit Veranlassung gegeben und nicht nur die wirtschaftliche Entwicklung Föhrs stark beeinträchtigt, sondern sich auch im Deichwesen durch die Aufteilung des Marschengebietes in einen Wester- und Osterlandföhrer Koog nachteilig ausgewirkt.

Eine weitere verwaltungsmäßige Unterteilung folgte im Jahre 1706 durch die Lostrennung des Fleckens Wyk von Osterlandföhr, wodurch die selbständige Entwicklung des Ortes und der Ausbau des Hafens eingeleitet wurde.

Auch nach der Abtretung der Insel an Preußen wurden die beiden Landschaften nicht zu einem gemeinsamen Amtsbezirk vereint und die Deichverbände nicht zusammengeschmolzen.

Im ersten Abschnitt des neuen Bandes werden die allgemeinen Verhältnisse der Insel behandelt. Nach einer Darstellung der Geologie und der Vorgeschichte Föhrs, die ursprünglich ein Teil des alten Nordfriesland war, wird über die Anfänge des Deichbaues berichtet. Die Deiche wurden zunächst als Sommerdeiche hergestellt, während mit einem Seedeichbau erst nach den schweren Sturmfluten der Jahre 1717 bis 1720 begonnen wurde. Diese Seedeiche hatten aber geringere Abmessungen als die neuzeitlichen, so daß sie den Sturmfluten nicht gewachsen waren. Deichbrüche und Überflutungen des Marschengebietes waren die Folge. Die Ursachen der Rückständigkeit im Deichwesen ergaben sich nicht nur aus der politischen Trennung der Insel, sondern auch aus dem Berufsleben der Inselbewohner als Schiffer, da die Bearbeitung des Bodens und die Pflege der Deiche fast ausschließlich den Frauen anvertraut war.

Die Verhältnisse besserten sich erst mit dem Beginn des 19. Jahrhunderts, vor allem nach der verhängnisvollen Sturmflut vom Februar 1825, die nicht nur die ganze Marsch, sondern auch einen bedeutenden Teil der Geest auf Westerlandföhr überschwemmte. Doch lassen die letzten Nachrichten über die Deiche aus dänischer Zeit — zum Schutze der ganzen Insel war auch der Bau eines Mitteldeiches erwogen — erkennen, daß ihr Zustand immer noch sehr viel zu wünschen übrig ließ.

Gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurde die Frage der Landfestmachung der Insel untersucht, doch ist die Ausführung eines Dammbaues, durch den auch Amrum an Föhr angeschlossen werden soll, zunächst zurückgestellt, bis grundlegende Untersuchungen über die Wattenverhältnisse im gesamten Tidegebiet abgeschlossen sind.

Der Abschnitt schließt mit einer Darstellung der Auswirkungen der Sturmflut vom Oktober 1936, die an den zu Beginn des 20. Jahrhunderts mit Staatsbeihilfen verstärkten Deichen auf Wester- und Osterlandföhr zwar verhältnismäßig geringe, an den Uferschutzbauten am Wyker Süstrand aber große Schäden hervorriefen.

Im zweiten und dritten Abschnitt wird getrennt über die Entwicklung des Deichwesens und über die Auswirkung der Sturmfluten auf Oster- und Westerlandföhr bis zur Gegenwart eingehend berichtet.

Die Entwicklung des Deichwesens auf Osterlandföhr wurde durch verschiedene Umstände beeinträchtigt. Sie ergab sich insonderheit daraus, daß für die auf der hochgelegenen Geest angesiedelten und vorzugsweise in der Seefahrt ihren Broterwerb findenden Bewohner keine Notwendigkeit bestand, die das Marschenland schützenden Deiche sturmflutfrei auszubauen, da sie auf dessen Nutzung nicht ausschließlich angewiesen waren.

Erst nach der Landaufteilung um 1780, die sich nicht nur auf eine bessere Ausnutzung der Ländereien, sondern auch auf das Deichwesen und die Entwässerung maßgebend auswirkte, wie vor allem nach der Einführung der staatlichen Deichaufsicht zu Beginn des 19. Jahrhunderts wurden die Deiche verstärkt, nachdem besonders die schweren Sturmfluten 1825 und der folgenden Jahrzehnte ihre unzureichenden Abmessungen darzulegen hatten.

Der endgültige Deichausbau folgte allerdings erst um 1900 mit beträchtlichen staatlichen Beihilfen, die auch eine Neugestaltung des Deichwesens veranlaßten.

Auf Westerlandföhr entwickelte sich der Deichbau im allgemeinen unabhängig von dem in der benachbarten Landschaft. Bemerkenswert ist vor allem die frühzeitige Herstellung von, allerdings nicht besonders widerstandsfähigen Steinlagen auf Seegrassunterlagen, die nach der Einführung staatlicher Deichaufsicht durch Steindecken auf Kiessandunterlagen wesentlich vervollkommen wurden, so daß dieser um die Mitte des 19. Jahrhunderts bereits widerstandsfähige Deich nur geringe Unterhaltungskosten erforderte, die insonderheit die Bildung einer gemeinsamen Deichgenossenschaft mit Osterlandföhr verhinderten, da in dieser Landschaft erheblich höhere Deichlasten aufzubringen waren.

Der endgültige Deichausbau folgte auch hier erst um 1900 mit erheblichen Staatszuschüssen, wobei die Deichunterhaltung unter Zugrundelegung des alten Deichregulativs von 1805, das beibehalten wurde, besonders geregelt wurde.

Der vierte Abschnitt gibt eine Darstellung der Schutzbauten am steilen Geestufer der Insel und ist für den Seebauingenieur besonders lehrreich. Die Sicherung des durch die Einwirkung der Sturmfluten in fortschreitendem Abbruch liegenden Steilufers der Insel, dem die Inselbewohner bis dahin tatenlos zugesehen hatten, setzte erst um die Mitte des 19. Jahrhunderts ein.

Erst nachdem die Landgewinnungskommission (1861) und die Kommission für schleswig-holsteinische Wasserbauangelegenheiten (1868) die Verhältnisse am Geestufer klargestellt hatte, wurden Entwürfe über Schutzbauten aufgestellt, deren Ausführung jedoch erst in neuerer Zeit teilweise verwirklicht wurde, und Maßnahmen gegen schädliche Eingriffe getroffen, wobei besonders die Gemeinde Wyk die bereits vorhandenen Schutzwerke zur Erhaltung ihres Badestrandes ergänzte.

Nach dem vom Staate um 1895 begonnenen Bühnenbau bedeutete der Bau einer Betonmauer im Jahre 1904 den Beginn einer neuen Entwicklung im Uferschutz, durch den es gelang, die gefährdetsten Stellen des Geestufers zu sichern.

Im fünften Abschnitt wird über das Entwässerungswesen auf der Insel berichtet. Die Vorflutverhältnisse brachten es mit sich, daß bei Teilgebieten ein gemeinsames Vorgehen der beiden Landschaften notwendig war. Nach Schaffung des Schleswigschen Deichinspektorats wurde die gesamte Entwässerung der Insel von Staats wegen untersucht. Die für unbedingt wünschenswert gehaltene Vereinigung der getrennten Entwässerung der beiden Landschaften kam jedoch nicht zustande, vielmehr blieb, wie bei den Deichverbänden, die Trennung in zwei Entwässerungsgenossenschaften bis zur Gegenwart bestehen.

Der sechste Abschnitt endlich gibt einen Überblick über die Gesetzgebung und Verwaltung, wobei vor allem die Deichverwaltung ausführlich behandelt wird.

Die Inhaltsangabe läßt erkennen, daß die Verfasser die Entwicklung des gesamten Wasserwesens der Insel Föhr erschöpfend dargestellt haben, so daß der sechste Band den gleichen Wert für alle am Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste interessierten Kreise besitzt wie die bereits erschienenen und in der Bücherschau der Bautechnik besprochenen Bände.

Dr.-Ing. Hibben.

*Hänchen, R.*, Dipl.-Ing.: Schweißkonstruktionen, Grundlagen der Herstellung, der Berechnung und Gestaltung. Ausgeführte Konstruktionen. IV, 123 S. mit 491 Abb. Berlin 1939, Julius Springer. Preis geh. 18,60 RM.

Obwohl sich das Buch in erster Linie an den Maschinenbau-Ingenieur wendet, wird es darüber hinaus bei der Gemeinsamkeit der schweiß- und festigkeitstechnischen Grundlagen aller stahlverarbeitenden Gebiete auch bei anderen mit der Schweißtechnik beschäftigten Ingenieuren Interesse finden.

Die Überschneidungen mit dem Stahlbau erstrecken sich vor allem auf die Abschnitte über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen und über Kranbahnträger. Aber auch die Beschreibungen der Ausführungsbeispiele aus dem Maschinenbau können dem Stahlbau-Ingenieur manche Anregung vermitteln. Die Behandlung der Werkstofffragen und der Fertigung ist überhaupt allgemeingültiger Art, ebenso der Abschnitt „Berechnung der Schweißverbindungen“, der die üblichen Bemessungsverfahren wiedergibt.

Lediglich bei den Ausführungen über die Wahl der zulässigen Dauerbeanspruchungen wird Problematisches berührt, während sonst vielleicht der Eindruck erweckt wird, als ob die wissenschaftlichen Grundlagen dieses Gebietes ausreichend weit entwickelt seien. Angaben über den Einfluß der Elektrodenicke und Plattendicke auf Härtung und Eigenspannungen wird der Stahlbauingenieur, der sich gerade in letzter Zeit mit derartigen

Fragen auseinanderzusetzen hatte, vermissen. Auch eine umfassendere Behandlung der Wärmespannungen würde begrüßt worden sein. Ohne Unterteilung der Wärmespannungen in mindestens drei Arten: Schwindspannungen, Zwängspannungen und Reaktionsspannungen wird man die Entstehung und Bedeutung der Eigenspannungen kaum genügend klarmachen können. Ihre Größe ist häufig so beachtlich, daß ihre Nichtberücksichtigung bei der Bemessung der Konstruktionselemente zunächst verwundern muß, insbesondere den Lernenden. Die vielverbreitete Auffassung, die Eigenspannungen würden immer durch Plastizierung der Werkstoffe abgebaut, darf keine Allgemeingültigkeit beanspruchen. Diese wichtige Einschränkung kann vor allem längsbeanspruchte Nähte (Halsnähte) betreffen.

Die gelegentlichen Hinweise auf die entsprechende Behandlung der jeweiligen Frage im Stahlbau sind im Interesse beiderseitigen Fortschritts sehr zu begrüßen. Bei Übernahme von Bemessungsformeln des Stahlbaues ist aber sehr darauf zu achten, daß hier manche Sicherheit schon in den zulässigen Beanspruchungen des Grundwerkstoffes ( $\sigma_{zul}$ ) enthalten ist, während der Maschinenbau diesen Zahlenwert immer erneut wählen muß. Es darf z. B. auch nicht ganz allgemein empfohlen werden (Seite 28), die Normal- und Schubspannungen geometrisch zu addieren. Bekanntlich wäre dies eine sehr unbefriedigende Näherungsformel. Hierfür verdient vielmehr die ableitbare Beziehung  $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$  den Vorzug.

In einer Neuaufgabe sollte auch eindeutig zum Ausdruck gebracht werden, daß im Stahlbau nur die Betriebslasten mit dem Stoßbeiwert vervielfacht werden (Seite 31), keinesfalls aber das Eigengewicht.

Die Ermittlung der Kerbspannungen, worauf es bei der Beurteilung der Dauerfestigkeit in erster Linie ankommt, konnte natürlich in einem solchen Rahmen nicht behandelt werden. Einige Schrifttumshinweise wären aber am Platze gewesen. Daß jedoch der Verlauf des Umrisses maßgebender Längsschnitte von Schweißverbindungen nicht immer für die Höhe der Dauerfestigkeit ausschlaggebend ist, lehrt z. B. der Stirnkehlnahtübergang (Bild 94 und 95). Die Oberflächen- und Werkstoffbeschaffenheit am Nahtansatz verdienen mindestens ebensoviel Beachtung wie der Neigungswinkel der Stirnkehlnahtoberfläche.

Die bekannten „Kuratoriumsversuche“ zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen sind in mancherlei Hinsicht durch neuere Versuche überholt, deren Erwähnung eine Bereicherung der einschlägigen Ausführungen wäre.

Die Zusammenwirkung der einzelnen Einflüsse ( $c$ -Werte) zur Verminderung der Dauerfestigkeit ist problematisch, denn es gibt wahrscheinlich kein Additionsgesetz der Kerbwirkungen. Erfreulicherweise ist die absolute Größe der Konstruktion bei der Betrachtung der zulässigen Dauerbeanspruchung berücksichtigt worden, nur sollte in diesem Zusammenhang betont werden, daß es sich dabei um etwas grundsätzlich Neues, von der klassischen Elastizitätslehre Abweichendes handelt. Auf Grund dieser Erkenntnisse müßte man den kaum zehn Jahre alten Begriff der „Gestaltfestigkeit“ eigentlich erweitern zur „Körperfestigkeit“.

In dem Abschnitt „Stahltragwerke der Krane“ wäre der Leser darauf aufmerksam zu machen, daß die zulässigen Beanspruchungen für St 37 im Wechselbereich unterschiedlich sind, je nachdem, welches der wahlweise in DIN 120 zugelassenen Bemessungsverfahren angewendet wird; denn es gibt natürlich keine vernünftige Erklärung für diese unnötige Abweichung der zulässigen Beanspruchungen.

Die Verbindung von DIN 120 mit den einschlägigen Reichsbahnvorschriften für die Berechnung und Herstellung geschweißter Kranbahnträger ist m. W. nicht vorgeschrieben, aus Gründen der Sicherheit aber empfehlenswert. Dann muß allerdings folgerichtig die Verwendung des geschweißten Fachwerks als Kranbahnträger unterbleiben. Die hierzu mitgeteilten Konstruktionsangaben reichen m. E. auch noch nicht aus, um die ungenügende Dauerfestigkeit geschweißter Stabanschlüsse, wie sie in unzulänglicher Form von Mortada untersucht worden sind, ausreichend zu verbessern.

Die Ausstattung des Buches ist vorzüglich, vor allem sind die Konstruktionsbeispiele sehr gut dargestellt. Im Maschinenbau wird sich das Buch rasch Freunde erwerben, aber auch dem Stahlbau-Ingenieur, der sich der Schweißtechnik besonders anzunehmen hat, ist das Studium des Buches zu empfehlen.

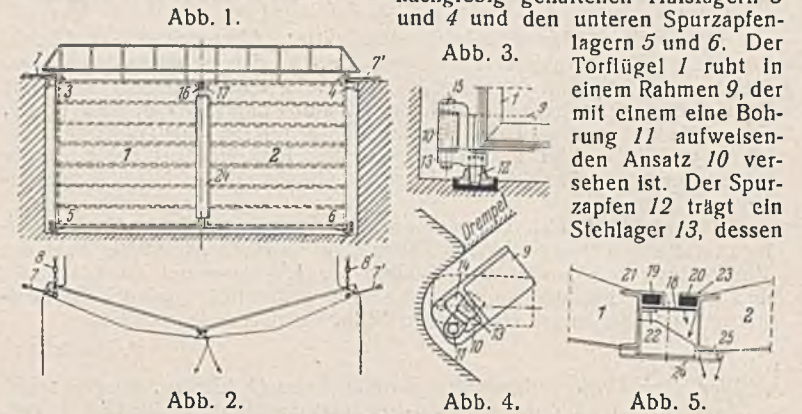
Klöppel.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Preßbetonpfählen. (Kl. 84c, Nr. 647 662, vom 10. 6. 1934, von Giovanni Rodio in Mailand, Italien; Zusatz zum Patent 631 557<sup>1)</sup>.) Um bei dem Verfahren nach dem Patent 631 557 eine Auswaschung oder Verdünnung des Betons durch die darüberstehende Flüssigkeit zu vermeiden und um die Leistungen der Pumpe herabzusetzen, läßt man den Beton knapp oberhalb der Oberfläche des im Rohr stehenden Betons in die darüberstehende Flüssigkeit austreten. Der austretende Betonkegel, der vor dem Abbinden sich in einem plastischem Fließzustande befindet, wird beim Austritt aus dem oberen Rohr in die Flüssigkeit durch den Druck der Betonpumpe auf der Oberfläche des bereits eingeführten Betons zerdrückt, wobei der Wasserdruck gegen das Innere des Betons gerichtet ist. Die Pfähle sind völlig gleichmäßig und zeigen auch an den Berührungsstellen mit dem Boden keine Auswaschungen. Um auch bei ungünstiger Abstufung der Zuschlagstoffe günstige Wirkungen zu erzielen, setzt man der über dem Beton stehenden Flüssigkeit ein oder mehrere Koagulatoren, z. B. von 0,2% handelsüblichem Wasserglas zu.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1939, Heft 15, S. 224.

Zweiflügliges Drehotor für Schiffsschleusen mit vom Stemmdruck entlasteter Spurzapfenlagerung. (Kl. 84b, Nr. 645 277, vom 17. 2. 1933, von Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. in Grünberg, Schlesien.) Um das untere Spurzapfenlager in jedem Falle vom Stemmdruck auf die Schleusenmauern völlig zu entlasten, werden die bisher für die Dichtung erforderlichen Schlagsäulen weggelassen, und für die Dichtung wird eine den Stemmdruck ausschaltende Dichtungsfeder vorgesehen. Mit dem Spurlager wird das Schleusentor durch ein Zwischen-gelenk verbunden, das als Stehlager ausgebildet ist und klauenartig durch eine Aussparung eines am Torflügel befestigten Schuhs greift, mit dem es durch einen Gelenkzapfen drehbar verbunden ist. Das Tor besteht aus den Flügeln 1 und 2, den oberen durch Federn 7, 8 bzw. 7', 8' nachgiebig gehaltenen Halslagern 3 und 4 und den unteren Spurzapfenlagern 5 und 6. Der Torflügel 1 ruht in einem Rahmen 9, der mit einem eine Bohrung 11 aufweisenden Ansatz 10 versehen ist. Der Spurzapfen 12 trägt ein Stehlager 13, dessen



obere Klaue durch eine Aussparung 14 des Schuhs 9 greift, der durch den Gelenkzapfen 15 drehbar mit dem Stehlager 13 verbunden ist. Zur Vermeidung des Stemmdruckes auf das Spurzapfenlager sind die Stemm-balken bis auf kurze Druckstücke 16 und 17 entfernt und durch eine Dichtungsfeder 18 ersetzt, die aus einem nachgiebigen, mit hölzernen Dichtungsleisten 19, 20 versehenen Blechstreifen besteht, der in einer aus Winkeleisen 21, 22 gebildeten Führungsrinne auswechselbar angeordnet ist. Im geschlossenen Zustande legt sich die Dichtungsleiste 20 gegen die Platte 23, zum Schutze der Dichtungsfeder gegen äußere Beanspruchungen ist am Flügel 1 ein Schutzblech 24 befestigt, das sich in geschlossener Stellung des Tores gegen einen Anschlag 25 des Torflügels 2 legt.

Rinnenförmige Spundwandbohle. (Kl. 84c, Nr. 643 874, vom 10. 9. 1933 von Johannes Jensen in Aagaard, Dänemark.) Um zu erreichen, daß man Spundwandbohlen mit Wulst- und Klaueneingriff regelmäßig Wulst voran rammen kann, und um flatternde Flansche zu vermeiden und ferner, um ein von oben nach unten hin wachsendes Widerstandsmoment der Spundwand zu erhalten, sind die Klauen an den freien Kanten der Seitenwände oder Flansche und die Wulste an dem quer zur Wandlänge liegenden Steg oder Boden der rinnenförmigen Bohle angeordnet. Die in Abb. 1 in der Rammrichtung „Wulst voran“ dargestellte Spundwand ist aus Bohlen derart zusammengesetzt, daß an eine rohrförmige Stammbohle 1 mit zwei äußeren Wulsten 2 die rinnenförmige Spundbohle 4a anschließt, bei der die freien Enden oder Kanten der Seitenwände oder Flansche mit Klauen 3 versehen sind, die um die Wulste 2 der Stammbohle 1 greifen. Die Bohle 4a hat zwei mehr oder minder ausgeprägte Seitenwände oder Flansche und bildet bei Niederführung mit der Nachbarbohle 1 einen geschlossenen Kasten. In Verbindung mit der Bohle 4a sind zwei U-förmige Spundwandbohlen 4b gezeigt, deren einer Flansch kreisbogenförmig gebogen ist, so daß er besser dem Erddruck

widerstehen kann. Die Bohlen 4c haben ebene Flansche und Stege, Wulste und Klauen sind ebenso angeordnet wie bei den Bohlen 4a und 4b. Die Spundwandbohle 6 nach Abb. 2 wächst in der Querschnittshöhe von oben nach unten, d. h. die senkrecht zur Wandachse liegenden Teile werden nach dem Bohlenfuß hin breiter, so daß das Widerstandsmoment der Bohle von oben nach unten hin zunimmt.

INHALT: Neubau der Beckerbrücke. — Einfache Formeln zur Berechnung der Stütz-momente durchlaufender Träger über 2 bis 8 beliebig weite Felder. — Die Erweiterungsbauten des Hafens von La Oualra (Venezuela). — Verwendung von Leichtmetall für Bauten. — Vereinfachung des Verfahrens für Massenberechnungen. — Vermischtes: Plan eines Unterwasser-tunnels unter der Meerenge von Gibraltar. — Bücherschau. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.