

DIE BAUTECHNIK

Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur Friedrich Fischer, Wien.

Die Gemeinde Wien — Städtische Elektrizitätswerke beschloß im Jahre 1926, an Stelle von alten Flammrohrkesseln die Aufstellung von vorerst vier Hochdruck-Steilrohrkesseln von 37 at in einem der im Werke Simmering befindlichen Kesselhäuser. Zu diesem Zwecke war, wie Abb. 4 zeigt, eine bedeutende Vergrößerung der Gebäudehöhe, und zwar von 8 m auf 22 m Höhe, gemessen bis Binderunterkante in einer Länge von vorerst etwa 50 m des etwa 250 m langen Gebäudes erforderlich. Die

Vorteile dieser, sowohl hinsichtlich der abzutragenden alten Dachkonstruktion, als auch hinsichtlich der neuen Dachkonstruktion, denn es wäre unmöglich gewesen, ein Schalungsgerüst zur Unterstützung der neuen Dachkonstruktion aufzustellen, ohne das alte Kesselhaus vorher vollständig abzutragen.

Das bestehende Gebäude war, wie aus Abb. 4 erkennbar, dreischiffig; das Dach ruhte auf zwei mittleren Ständerreihen auf, während die neue Konstruktion die ganze Gebäudebreite von 29,94 m freitragend überspannen mußte. Mit Rücksicht auf die größeren waagerechten Belastungen mußte die neue Dachkonstruktion bis auf große Fundamente in der Keller-sole herabgeführt werden (Abb. 1), so daß sich als Bindersystem ein Fachwerkbogen ergab.

Querschnitt A-A

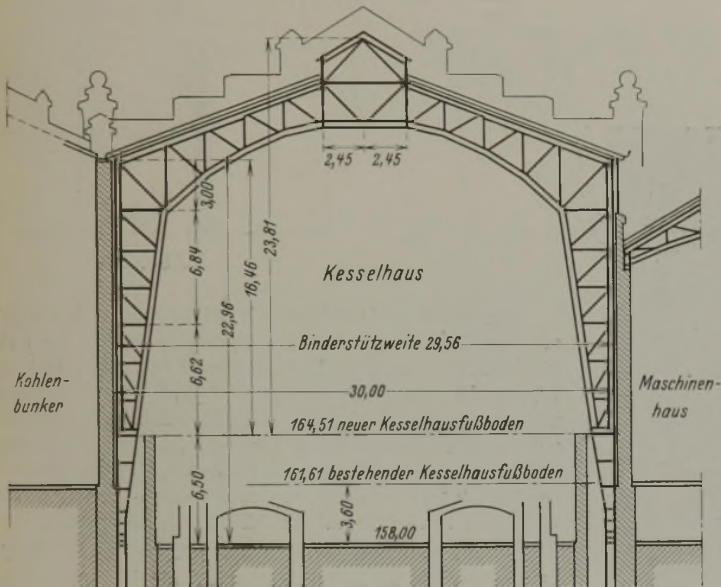


Abb. 1.

Querschnitt B-B

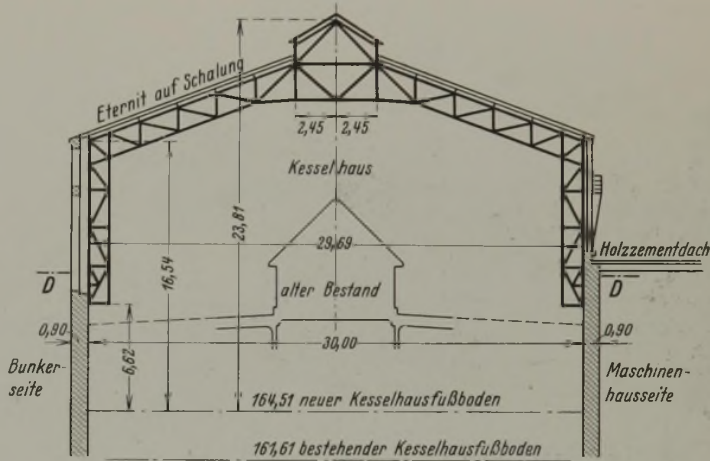


Abb. 4.

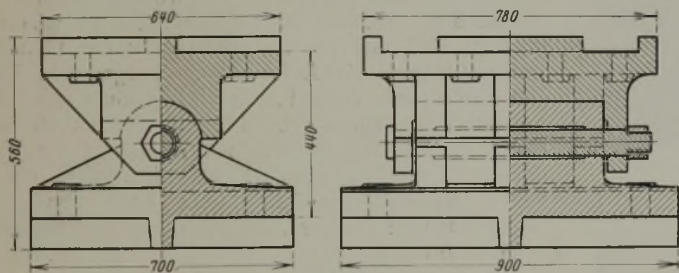


Abb. 6.

Das neue Gebäude erhielt eine endgültige gemauerte Abschlußwand am südlichen Ende des bestehenden Kesselhauses, die jedoch mit Rücksicht auf die größere Windanfallfläche von der Stahlkonstruktion gestützt wird, und eine Fachwerkwand am nördlichen Ende, die bloß bis zum Dach des bestehenden Kesselhauses herabreicht, so daß unter ihr der Durchgang zwischen altem und neuem Kesselhaus gewahrt bleibt. Diese Wand, die im Verlauf der weiteren Erhöhungen des Kesselhauses vorgesezt werden soll, ist im wesentlichen in Eisen und Glas ausgeführt. Die beiden gemauerten Längswände des Gebäudes sind gleichfalls durch die Stahlkonstruktion gegen Wind ausgesteift.

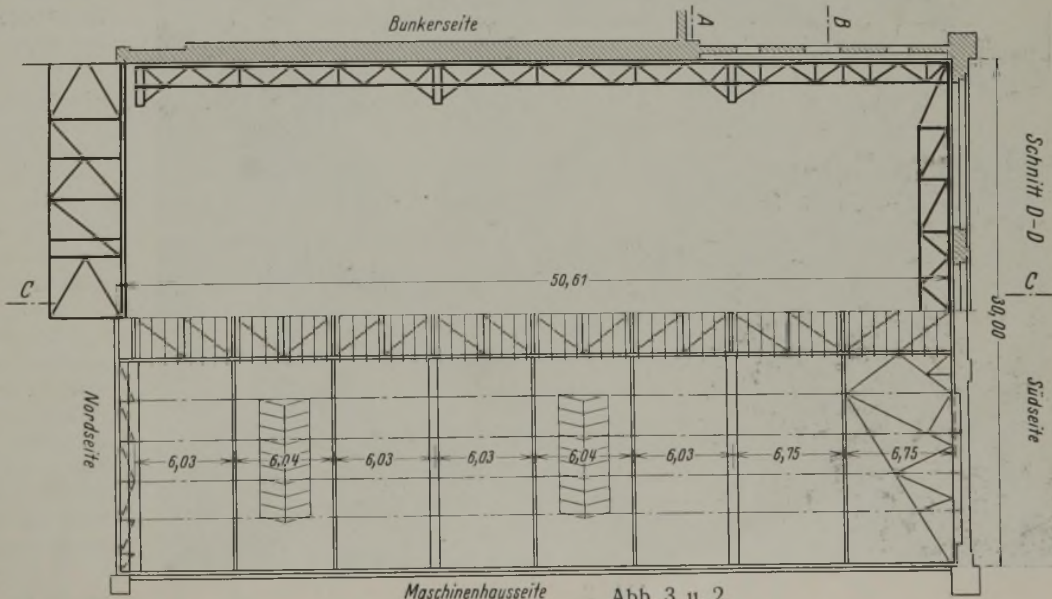
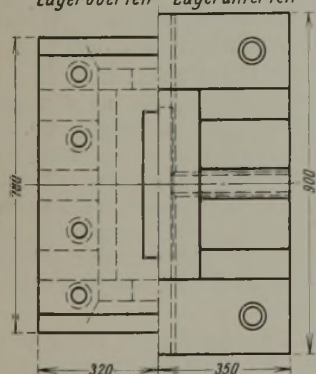


Abb. 3 u. 2.

Verlängerung des überbauten Teiles soll nach Bedarf fortgesetzt werden, und es sollte hierauf bei der Ausführung Rücksicht genommen werden, ebenso auf die tunlich geringste Betriebsstörung in dem alten Kesselhause.

Diese Aufgabe, die nur in Stahlbauweise gelöst werden konnte, zeigt die großen

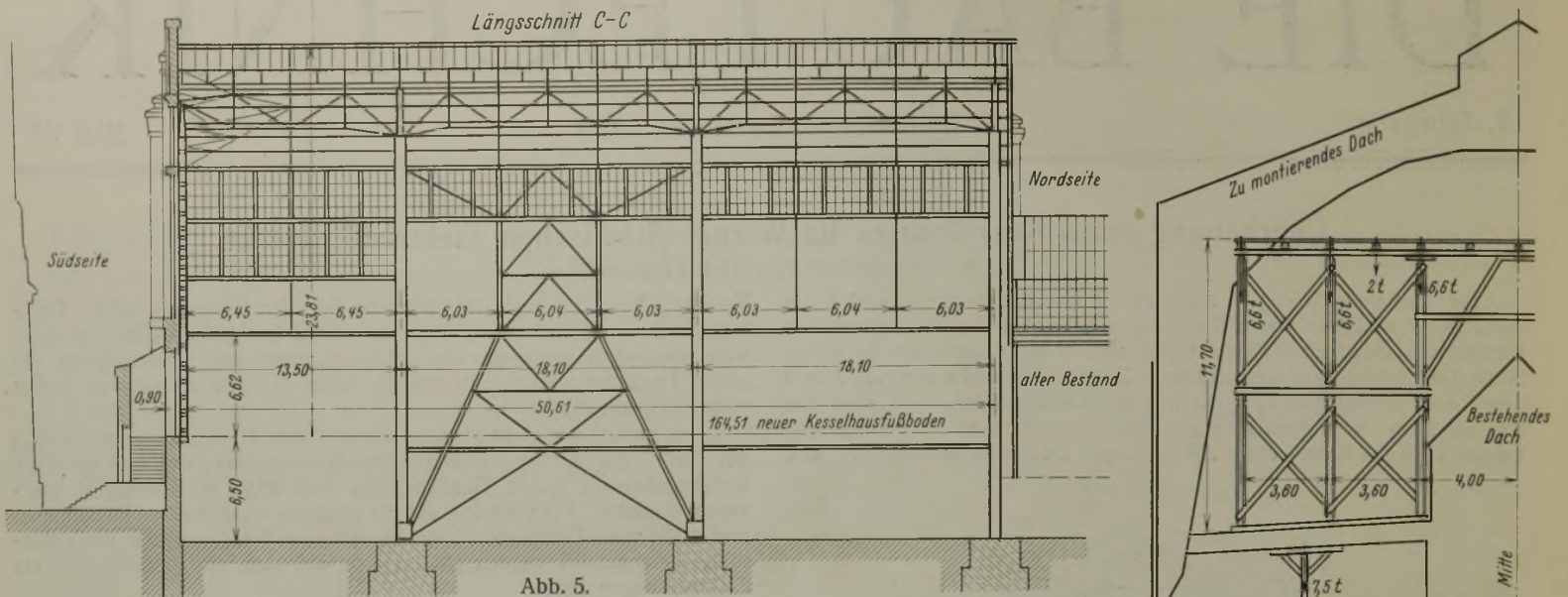


Abb. 5.

Abb. 8.

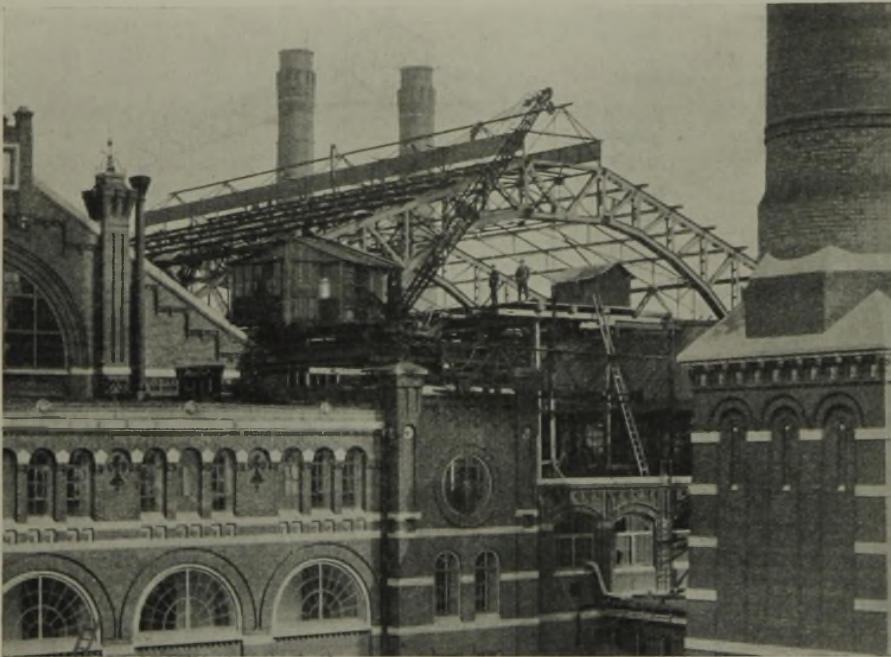


Abb. 7.

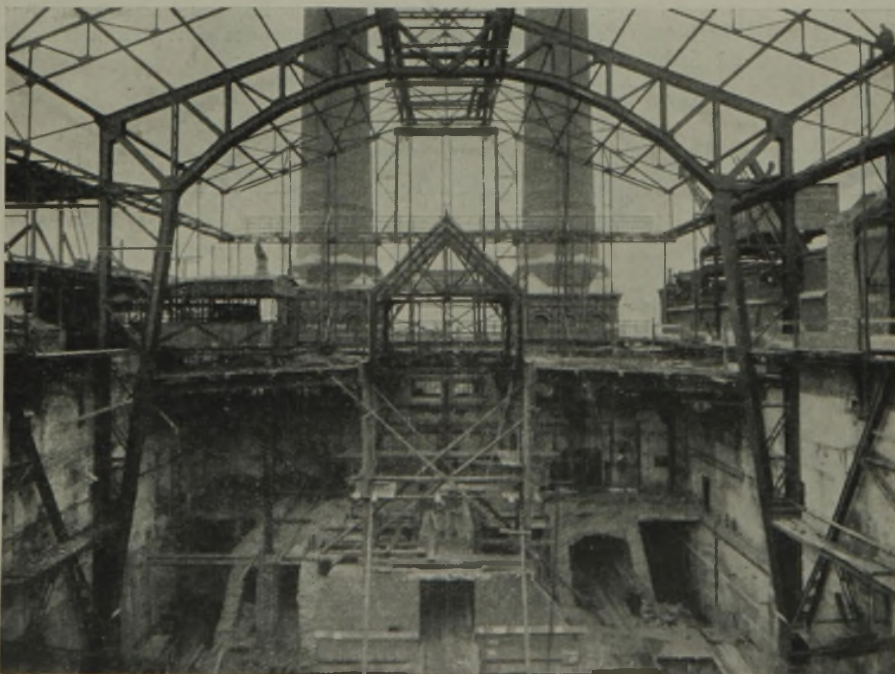


Abb. 9.

Die gesamte Anordnung der Hallenkonstruktion geht aus der Draufsicht (Abb. 2 u. 3) hervor. Von dem Gebäudeende gezählt, sind im Abstände von 13,5, 18,1 und 18,1 m drei Bogenbinder angeordnet, die mit Rücksicht auf die größere Höhe der Kesselgerüste und um eine möglichst geringe Gebäudehöhe zu erhalten, eine ziemlich gedrungene Bauhöhe aufweisen. Der letzte dieser Binder liegt unmittelbar hinter der nördlichen Abschlußwand mit Rücksicht auf die künftige Verlängerung.

Zwischen diesen Bindern spannen sich unterhalb der Laternenwände Fachwerkunterzüge, die in Entfernungen von rd. 6 m die Zwischenbinder aufnehmen, die ihrerseits wieder zur Aufnahme der Walzträgerpfetten bestimmt sind, die als durchlaufende Gelenkträger ausgebildet sind und die Holzsparren für die Eterniteindeckung tragen. Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte ist unterhalb der Firstoberlichter ein waagerechter Windverband angeordnet. In dem Querschnitt jedes dieser Binder befindet sich zur Aufnahme der Winddrücke auf die Längswände in jeder Längswand ein lotrechter Fachwerkwindpfosten, der durch waagerechte Windträger unterstützt ist, die wieder an die Hauptbinder anlaufen (Abb. 4).

Die nördliche Fachwerkgiebelwand gegen das alte Gebäude zu ist gegen Winddruck durch einen in der Dachebene des alten Gebäudes lagernden Windträger und einige waagerechte Windträger abgestützt.

Die Eigenlast dieser Giebelwand wird von ausschließenden Trägern aufgenommen, die an den beiden benachbarten alten Dachbindern befestigt sind. Die Windkräfte werden durch in den beiden Längswandebenen (Abb. 5) und in der einen endgültigen Giebelwand lagernde große Portale in die Fundamente übertragen, insoweit als sie nicht durch die Bogenbinder aufgenommen werden können. Die letzteren ruhen auf Stahlgußkämpferlagern, deren Einzelheiten aus Abb. 6 ersichtlich sind.

Die Montage dieser Dachkonstruktion begegnete, abgesehen von der möglichst geringen Betriebsstörung in dem Kesselhause, insofern Schwierigkeiten, als die Aufstellung von Montierungsmasten deshalb unmöglich war, weil dem Gebäude von beiden Längsseiten hohe Gebäude vorgelagert sind, während vor den beiden Giebelwänden des alten Kesselhauses unmittelbar je zwei hohe Schornsteine stehen (Abb. 7), so daß folgende Maßnahmen getroffen werden mußten:

Auf dem Ende des benachbarten Daches (Abb. 7) wurde ein elektrischer Schwenkkran montiert, der von

den an der Giebelwand dieses Gebäudes haltenden Fuhrwerken die Stahlteile aufzog und auf das Gerüst legte, das über die Länge der neu zu erbauenden Halle auf dem alten Dache aufgestellt wurde (Abb. 8). Zu diesem Zwecke wurde das alte Dach für die zu erzielende Tragfähigkeit des Gerüsts entsprechend unterstützt. Die Stahlteile wurden auf einem Rollbahngleis, das auf dem Gerüst verlegt war, bis zur Verwendungs-

stelle geschafft und dort mittels transportabler Holzmaster, die auf dem Gerüst standen, abgelassen bzw. aufgezogen. Abb. 9 zeigt den Querschnitt des alten und neuen Kesselhauses nach Abtragung des ersteren unter dem neuen Bau.

Das Gesamtgewicht der von der Firma Max Wahlberg, Wien, ausgeführten Eisenkonstruktion beträgt rd. 300 t.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.) unter Verwendung zweier 60-t-Kranwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Sahling, Altona.

Auf Grund der guten Erfahrungen, die bei der Auswechslung eiserner Überbauten mit den neuen, von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beschafften 60-t-Kranwagen gemacht wurden¹⁾, entschloß sich die Reichsbahndirektion Altona, bei der Erneuerung der Überführung der Strecke Berlin—Hamburg über den Eldekanal bei Grabow (Meckl.) zum Einbau der Überbauten, die mit Schwellen je nur etwa 50 t wogen, die also bei einfacheren Verhältnissen zur Not auch mit zwei 25-t-Kranwagen hätten eingebaut werden können, 60-t-Kranwagen zu verwenden.

Da die Auswechslung unter recht schwierigen Verhältnissen in viel kürzerer Zeit vonstatten ging, als nach den bisher bekanntgewordenen Leistungen angenommen werden konnte, wird auf Anregung des zuständigen Brückendirektors, Reichsbahnoberrats Blunck, im folgenden der Bauvorgang beschrieben, um die dabei gesammelten neuen Erfahrungen für künftige ähnliche Umbauten nutzbar zu machen.

noch gleichzeitig mit dem Ausheben der alten Überbauten ausbauen zu müssen, wurde sie schon einige Tage vorher, nach Abbinden des neuen nördlichen Widerlagers, entfernt. Die verbleibende Lücke bis zum alten nördlichen Widerlager wurde durch eine kleine Hilfskonstruktion überbrückt, die in Abb. 2 als „Hilfsbrücke“ zu sehen ist. Für diese reichten dem Lastenzug *G* genügende Träger aus, über die auch der 60-t-Kranwagen in fahrbereitem Zustande verkehren durfte. Hätte man den Kran zum Ausheben der alten Überbauten auf dieser Hilfsbrücke aufstellen wollen, so wären noch mehrere Träger für die Abstützung des Kranes und für Laufgerüste erforderlich gewesen, die zu beseitigen wiederum recht zeitraubend gewesen wäre.



Abb. 1.



Abb. 3.

Die Schwierigkeiten lagen hier hauptsächlich darin, daß die neuen Überbauten nicht auf die alten Widerlager, sondern auf neue, die in Gleisrichtung um 5,50 m verschoben waren, abgesetzt werden mußten, und daß hierfür nur ganz kurze Betriebspausen zur Verfügung standen. Bei der Verwendung von 25-t-Kranwagen wäre nach dem Ausheben der alten Überbauten eine Umstellung der Krane nötig gewesen. Dies zu vermeiden, war dank dem großen Ausleger der 60-t-Kranwagen möglich; und es war wesentlich, weil auf genannter Strecke nur Sonntags und in den Nächten vom Sonntag zum Montag einige Betriebspausen zur Verfügung stehen, während deren beide Gleise etwa 1 1/2 Stunden gesperrt werden können.

Die Brücke hatte vor dem Umbau zwei Öffnungen, von denen die größere zur Durchführung des Kanals diente, während sich durch die kleinere der zugehörige Treidelweg hinzog (Abb. 1). Der 5,60 m starke Mittelpfeiler, der etwa bis zum Jahre 1868 zur Aufnahme einer Drehbrücke gedient und danach die jetzt ausgebauten eisernen Brücken aufgenommen hatte, mußte zur Erzielung einer größeren lichten Weite beseitigt werden, die Öffnungen waren also statt durch die bisherigen zwei Überbauten je Gleis mit einem Überbau von 20 m Stützweite zu überbrücken. Die oben schon erwähnte, zur Verbesserung der Wasserstraße erforderliche Verschiebung der neuen Widerlager in nördlicher Richtung ermöglichte die Herstellung des einen (südlichen) Widerlagers dort, wo der Treidelweg war, während das andere (nördliche) im Bahndamm hinter dem alten hergestellt werden mußte. Da einerseits das Rammen unter dem vorhandenen Bauwerk nicht möglich war und im Bahndamm wegen des starken Zugverkehrs äußerst schwierig gewesen wäre, andererseits der Baugrund sehr schlecht war, mußten beide Widerlager eine etwa 7 m breite Bodenplatte erhalten. Deshalb war für die Herstellung des nördlichen Widerlagers eine große Abfangung mit vier 16 m langen Breitflanschträgern P 65 je Gleis erforderlich, während für die Herstellung des südlichen Widerlagers nur der Fußgängerverkehr, der auf dem Treidelweg häufig recht lebhaft ist, mittels eines Hilfssteiges durch die Kanalöffnung umgeleitet zu werden brauchte. Um die große Abfangung nicht auch

Für den Bauvorgang selbst wurde
ein Arbeitsplan

aufgestellt, der wegen der besseren Übersicht bei etwaigen Störungen auf einem Blatt folgende Angaben vereinigte (Abb. 2 auf S. 836):

- einen Ausschnitt aus dem graphischen Fahrplan,
- die Zusammenstellung der letzten Vorbereitungen für den Bauvorgang,
- die ausführliche Beschreibung des Bauvorganges mit bildlicher Darstellung der Kranstellung,
- einen Lageplan der Baustelle mit dem anschließenden Bahnhof Grabow in verzerrem Maßstab.

Im graphischen Fahrplan, der sich auf die beiden Nachbarstationen des Bahnhofs Grabow, Wendisch-Warnow und Ludwigslust, erstreckte, waren die Betriebspausen, in denen ein oder beide Gleise gesperrt werden sollten, sowie die auf falschem Gleis fahrenden Züge besonders gekennzeichnet.

Zur Zusammenstellung der letzten Vorbereitungen ist ergänzend zu bemerken, daß die Schwellen auf dem neuen Überbau vorher eingebaut, die Unterlagsplatten jedoch nicht vorher verlegt wurden, um nicht Fehler in die endgültige Gleislage zu bringen. Eine Schwierigkeit für den Bauvorgang ergab sich insofern, als ein Auflagerstein des südlichen Widerlagers nicht fertiggestellt werden konnte, weil sich dort der Hauptträger der alten Brücke befand. Es mußte daher ein behelfsmäßiges Lager auf dem alten Strompfeiler aus Eichenbalken hergerichtet werden.

Das Verladen der auf der Ladestraße des Bahnhofs zusammengebauten eisernen Überbauten auf Tiefladewagen (SSt-Wagen, Abb. 3) ging so glatt und schnell vonstatten und zeigte das sichere Arbeiten der Krane in so günstigem Lichte, daß die Bauleitung sich entschloß, abweichend von dem ursprünglich aufgestellten Bauplan (Abb. 2), den Bauvorgang wesentlich zu beschleunigen, und zwar sollte versucht werden, die alten Brücken statt von 15 bis 16 Uhr schon zwischen 11²⁰ und 12 Uhr auszubauen und den neuen Überbau nicht von 24 bis 1 Uhr, sondern anschließend von 12 bis 13 Uhr einzuschwenken. Begünstigt wurde dieses Vorhaben dadurch, daß — wie sich bei der probeweisen Aufstellung der Krane ergab — die im Bauplan vorgesehene Umstellung des südlichen

¹⁾ Vgl. „Reichsbahn“ 1928, Heft 28, S. 666 und „Die Bautechnik“ 1929, Heft 6 der Beilage „Der Stahlbau“, S. 71.

Arbeitsplan für den Einbau des Überbaues über den Eldekanal im Gleis Hamburg—Berlin.

Vorarbeiten: Verbreiterung des Dammes am südlichen Widerlager. Schwellenlager für die Abstützung der Krane einbauen. Die alten Flügelmauern am südlichen Widerlager abbrechen. Schotter für die Auffüllung zwischen dem alten und neuen südlichen Widerlager seitlich lagern. Die Krane sind probeweise an einem vorübergehenden Tage aufzustellen und die für die Abstützung der Krane erforderlichen Schwellen und Unterlagsplatten bereitzulegen. An den alten und neuen Überbauten sind Seile mit Ösen anzubringen, in die die Haken der Krane ohne Zeltverlust eingehängt werden können. Schwellen auf dem neuen Überbau einbauen. Fernspreitleitungen höher legen. Die alten Überbauten probeweise lösen. Oberbau (Paßstücke) vorbereiten. Beleuchtung der Baustelle. Hilfsfernsprecher. Herrichten eines behelfsmäßigen Lagers auf dem alten Strompfeiler.

Arbeitsvorgang.

a) Nach Durchfahrt von Zug 201 wird Gleis Hamburg—Berlin an Weiche 31 angebunden. Umstellung der Sicherungsanlagen für den eingleisigen Betrieb im Gleis Berlin—Hamburg. Kran I und II auf die Baustelle fahren und aufstellen (Abb. 1). Die alten Überbauten von den Lagern lösen; Oberbau und Schwellen entfernen, D 5 fährt als erster Zug im falschen Gleis über die Brücke.

b) Nach Durchfahrt von D 6 beide Gleise sperren. Die alten Überbauten mit den Kranen nach Abb. 1 ausbauen und auf den im Nachbargleis bereitgestellten Schwerlastwagen (2 SS-Wagen) absetzen und abfahren. Kleine Hilfsbrücke gleichfalls mit Kran II ausbauen und wie vor auf Bahnhöfen absetzen und abfahren. Gleis Berlin—Hamburg wieder frei.

c) Kran I freimachen und in Richtung nach Berlin zurückstellen. Auflager und Klesabschlüsse der alten Widerlager abbrechen. Den seitlich lagernden und auf Bahnhöfen bereitgestellten Kles und Schotter für die Auffüllung zwischen dem alten und neuen südlichen Widerlager einbringen und Schwellenlager für die Abstützung des Kranes I einbauen. Kran I vorschleben und neu aufstellen. (Kran II bleibt in alter Lage.) Beginn mit der Gleisverschwenkung südlich von Kran I.

d) Nach Durchfahrt der Züge 211 S und D 7726 werden die äußeren Stützen des Kranes I festgemacht. Der neue Überbau wird mit Schwerlastwagen (2 SS-Wagen) im Nachbargleis aufgestellt. Kran II wird mit den äußeren Stützen festgemacht. Der neue Überbau wird mit den Kranen nach Abb. 2 auf die neuen Lager gesetzt und ausgerichtet. Die Krane werden gelöst. Kran II wird nach dem Bahnhof gebracht. Kran I in Richtung nach Berlin zurückstellen. Gleis Berlin—Hamburg frei machen. Eingleisiger Betrieb bis 8⁰⁰.

e) Verlegen der Auflager, Hinterfüllung der Widerlager, Verlegen des Oberbaues auf der Brücke. Heben und seitliche Verschiebung um rd. 60 cm, Stopfen und Richten des Gleises. Ausbau der Schwellenlager für die Abstützung der Krane. Schienenabfangungen für die spätere Herstellung der Klesabschlüsse hinter den neuen Widerlagern einbauen.

f) Nach Durchfahrt von D 7505 wird Gleis Hamburg—Berlin von Weiche 31 angebunden. Umstellung der Sicherungsanlagen für den zweigleisigen Betrieb. Probelastung der neuen Brücke. Kran I wird mit dem Probezug nach dem Bahnhof gebracht.

Abb. 2.

Kranes (Kran I in Abb. 2) nicht erforderlich war. Wie gut dieses Vorhaben gelungen ist, ergibt sich aus dem folgenden

Bauvorgang

für den Umbau im Gleis Hamburg—Berlin:

1122: Nach Durchfahrt des D 7535 im Gleis Hamburg—Berlin fährt in demselben Gleis der Kranzug, bestehend aus Mannschaftswagen, Hilfswagen, Kran II (Essener Kran) und Kran I (Breslauer Kran) vor (Abb. 4). Gleichzeitig wird damit begonnen, das Gleis Hamburg—Berlin abzubinden und an die Weiche 31 im Gleis Berlin—Hamburg anzuschließen sowie die Sicherungsanlagen entsprechend umzustellen.

1124: Kran I fährt mit eigenem Dampf vor (Abb. 5).

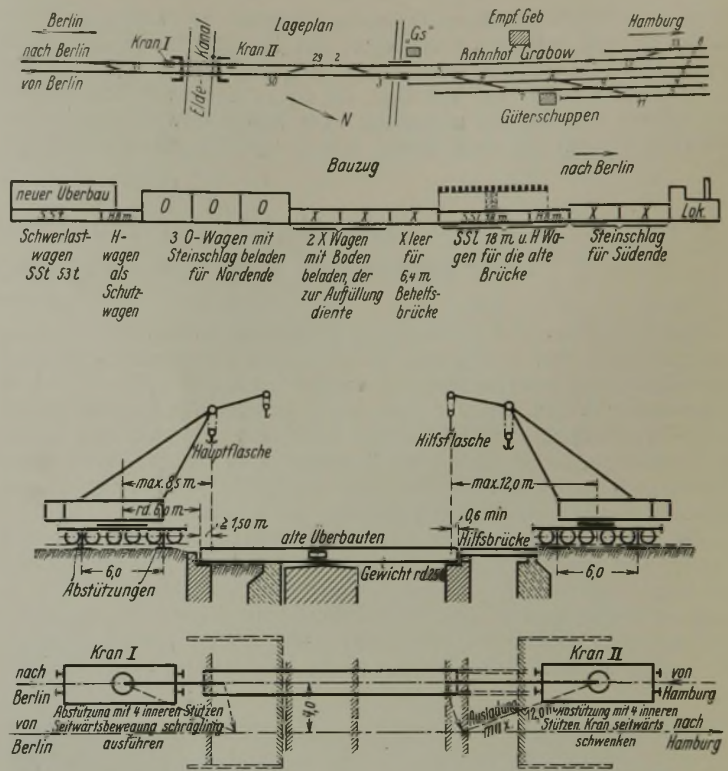


Abb. 1.

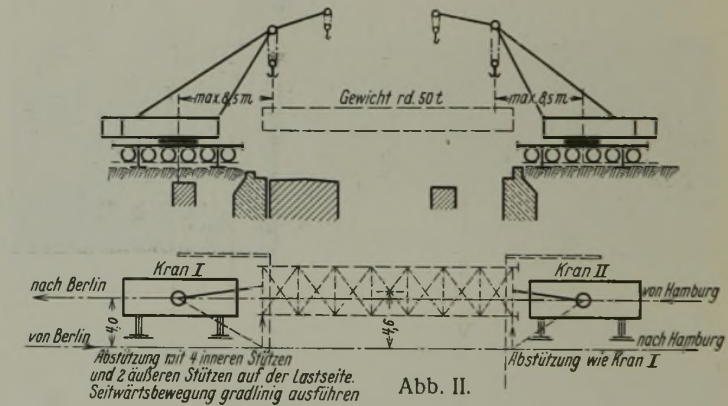


Abb. II.

1125: Das Aufreißen des Gleises auf der alten Brücke und auf der Hilfsbrücke beginnt (Abb. 6). Da im Nachbargleis D 4 durchfahren soll, können die Krane noch nicht geschwenkt werden.

1130: Die Schienen werden aufgenommen.

1133: Die Schwellen der Hilfsbrücke werden beseitigt (auf den beiden alten Brücken bleiben sie liegen).

1135: Die Krane sind fertig abgestützt (für das Ausheben der alten Brücke wurde zunächst angenommen, daß die seitlichen Auflager nicht erforderlich seien) und werden mit Wasserwaage eingeregelt.



Abb. 4.

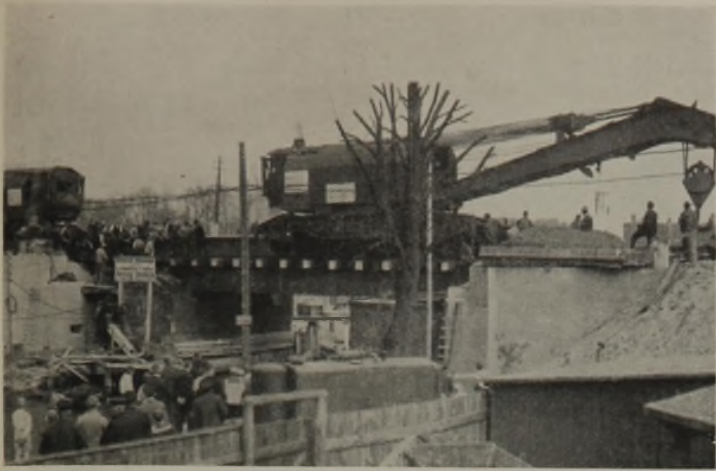


Abb. 5.

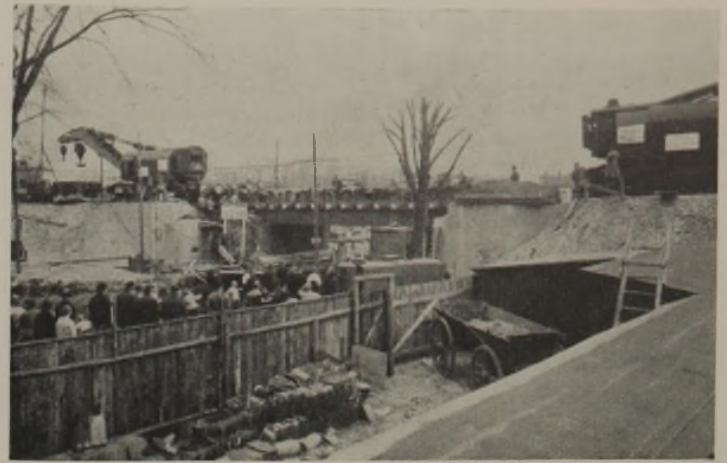


Abb. 6.

- 1136: Der Bauzug (vgl. schematische Darstellung) fährt im Gleis Berlin—Hamburg vor; Ausleger der Krane werden gehoben.
- 1139: Kran I in Arbeitslage, Haken abgelassen, Kran II schwenkt in Arbeitslage herum.
- 1140: Beide Krane fahren das Gegengewicht heraus.
- 1141: Kran I angeschlagen. Das alte nördliche Widerlager wird abgebrochen, soweit erforderlich, um Platz zu schaffen für den neuen Überbau.
- 1144: Beide Kranhaken angeschlagen. Träger der Hilfsbrücke sind inzwischen auf alte Brücke gebracht worden.
- 1146: Zur größeren Sicherheit wird am Kran II wegen der großen Ausladung eine Seitenstütze angebracht.
- 1147: Das Anheben der Brücke beginnt (Abb. 7). (Nach Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 25 Minuten verstrichen.)
- Der Zwischenraum zwischen altem und neuem südlichen Widerlager wird mit Erde verfüllt, die auf seitlichen Gerüsten bereit liegt.
- 1154: Krane schwenken die Überbauten nach dem im Nachbargleis stehenden SS-Wagen hin (Abb. 8).
- 1156: Krane lassen die Überbauten senken.
- 1200: Überbauten verladen, Krane schwenken zurück.
- 1202: Alte Überbauten fertig zum Abfahren. (Seit Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 40 Minuten verstrichen.)
- Inzwischen ist das Gleis Hamburg—Berlin in Richtung Berlin abgebunden und an das Gleis Berlin—Hamburg angeschlossen worden (vgl. Lageplan).
- 1204: Das behelfsmäßige Auflager wird hergestellt, Bauzug fährt vor, so daß weiterer Füllboden und Schotter für den Zwischenraum zwischen den südlichen Widerlagern entladen werden können.
- 1208: Die Schalung für die Kammermauer des neuen südlichen Widerlagers wird eingebracht.
- 1209: Bauzug fährt ab, um Gleis zu räumen für P 201.
- 1219: P 201 Hamburg—Berlin fährt auf Gleis Berlin—Hamburg durch.
- 1225: Die seitlichen Abstützungen des Kranes I werden angebracht. Der Bauzug fährt den neuen Überbau im Gleis Berlin—Hamburg vor.
- 1233: Krane sind angeschlagen und heben die neue Brücke an.
- 1235: Kran I schwenkt.

- 1237: Kran II schwenkt.
- 1241: Der neue Überbau schwebt in richtiger Lage (Abb. 9).
- 1243: Der neue Überbau wird abgelassen.
- 1246: Der neue Überbau wird auf die Auflager abgesetzt. Die Außenstütze des Kranes I wird eingezogen, damit das Gleis Berlin—Hamburg wieder frei wird.
- 1251: Der Bauzug fährt ab.
- 1256: Der Kran I schwenkt in den fahrbereiten Zustand zurück.
- 1257: Außenstütze des Kranes II wird beseitigt.
- 1304: Kran II schwenkt zurück.
- 1308: P 202 fährt auf Gleis Berlin—Hamburg durch. (Seit Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 1 Stunde 46 Minuten verstrichen!)
- Nunmehr beginnen die Restarbeiten. Die Auflager werden vergossen, das Gleis auf der Brücke wird verlegt, die Weiche im Gleis Berlin—Hamburg abgebunden, das Gleis Hamburg—Berlin wieder angeschwenkt, die Sicherungsanlagen umgestellt, und die Krane verlassen die Baustelle.
- 1515: Probelastung.
- 1628: fährt FD 25 als erster Zug über die neue Brücke.
- Aus den vorstehenden Aufzeichnungen ist ersichtlich, daß die vollständige Betriebsunterbrechung trotz des an sich nicht einfachen Bauvorganges für nur eine verhältnismäßig kurze Zeit erforderlich war. Dies ist — abgesehen von den sorgfältigen Vorbereitungen von seiten der örtlichen Bauleitung — auf das flotte und sichere Arbeiten der 60-t-Krane zurückzuführen. Namentlich der Dampfkran gehorchte seinem Führer sehr gut, während das Ingangsetzen des Krans mit Benzolmotor mitunter Schwierigkeiten machte.
- Die lange Pause nach dem Absetzen der neuen Brücke auf die Auflager bis zur Probelastung wurde durch Gleisarbeiten erforderlich, um die neue Gleisachse planmäßig gegen die alte um 60 cm zu verschieben. Namentlich das Verschwenken des Stumpfgleises gestaltete sich schwierig, weil der Kran auf diesem Stumpfgleis verbleiben mußte, bis der Oberbau auf der Brücke verlegt war.
- Auf einen Punkt möge noch allgemein hingewiesen werden, der beim Verladen sowohl der alten als auch der neuen Überbauten besonders zu beachten ist: Diese müssen, wenn sie schon nicht innerhalb



Abb. 7.



Abb. 8.

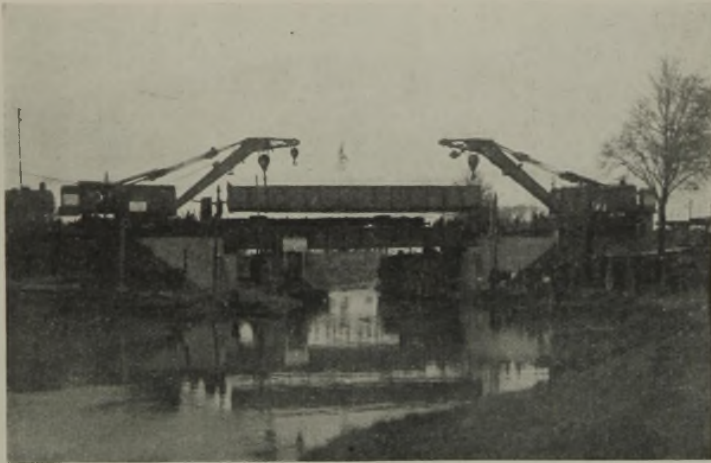


Abb. 9.



Abb. 10.

der Lichtraumgrenzung verladen werden können, so auf die Güterwagen abgesetzt werden, daß sie an den Gehäusen der im Nachbargleis stehenden Kranwagen vorbeifahren können.

Zum Schluß noch einige Worte über die Bauausführung selbst.

Die Baugruben waren durch kräftige Spundwände gegen den Kanal abgeschlossen. Der Grundwasserspiegel wurde mittels einer Pumpanlage gesenkt, so daß die Gründung in vollkommen trockener Baugrube ausgeführt werden konnte. Das fertige Bauwerk zeigt Abb. 10.

Die Entwurfbearbeitung und Bauleitung lagen in den Händen des Reichsbahnoberrats Blunck. Die architektonische Durchbildung stammt von Reichsbahnrat Schwaborn. Mit der örtlichen Bauleitung war der Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamtes 1 Ludwigslust, Reichsbahnrat Hammer, beauftragt. Gründung und Widerlager wurden von der Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger, Abt. Hamburg, die eisernen Überbauten von der Brückenbauanstalt Christoph & Unmack AG., Niesky O.-L., ausgeführt.

Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Alfred Streck, Hannover.

A. Allgemeines.

Durch die Einfügung des Betonkernes in einen Staudamm wird die Gleichartigkeit des Gefüges des Dammkörpers aufgegeben. Die Kräfte in der Dammschüttung und die Beanspruchungen des Betonkernes können nur aus der Wechselwirkung zwischen beiden Konstruktionselementen erfaßt werden. Diese Wechselwirkung ergibt sich aus der Auswertung der Formänderungen des Dammkörpers und des Betonkernes.

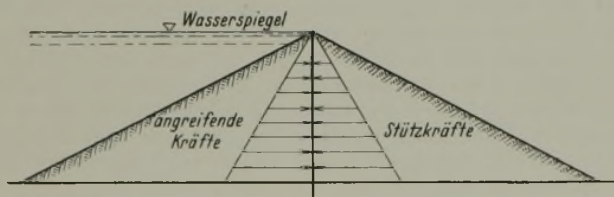


Abb. 1. Idealfall. Das Druckbild der angreifenden Kräfte entspricht dem Druckbilde der Stützkräfte. Der Kern erleidet nur Druckbeanspruchungen.

Auch bei einer weitgehenden Verdichtung des Bodens an der Luftseite (Walzen, Stampfen, Einschlämmen) werden größere Bewegungen des Kernes erforderlich sein, wenn die Luftseite ihre stützende Wirkung ausüben soll.

Die geringste Beanspruchung des Betonkernes und die größtmögliche Ausnutzung der Stützkräfte des Dammes erhält man dann, wenn der Betonkern die Bewegungen ausführen kann, die erforderlich sind, um das Druckbild der angreifenden Kräfte auf der Wasserseite auch auf der Luftseite zu erzeugen (Abb. 1).

Dieser Idealfall wird sich nur mit einer gewissen Annäherung konstruktiv erreichen lassen, da eine reibungslose waagerechte Verschiebungsmöglichkeit auf Schwierigkeiten stößt. Immerhin bildet die Anordnung von waagerechten Fugen ein Mittel, um diesem Idealfall nahezukommen. Bei der Ausbildung des Kernes für den zur Zeit im Bau befindlichen etwa 50 m hohen Staudamm der Sösetalsperre im Westharz wurde aus diesen Erwägungen heraus m. W. erstmalig oberhalb eines in den Felsen eingreifenden Fundamentes eine waagerechte Bewegungsfuge angeordnet (Abb. 2). Vom Standpunkte einer Weiterentwicklung unserer Dammkonstruktionen muß

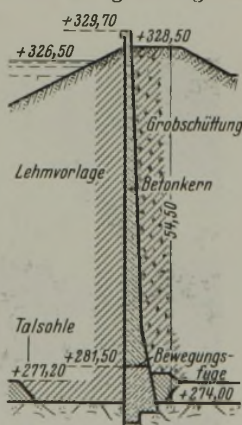


Abb. 2. Ausbildung des Kernes am Staudamm der Sösesperre (Schema).

dieser Entschluß der Bauleitung als großer Fortschritt gewertet werden. Vom Verfasser, der von der Bauleitung auf Grund seiner langjährigen Beschäftigung mit Erddruckfragen in der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau bei den grundsätzlichen Überlegungen zur Mitarbeit herangezogen wurde, wurden damals Annäherungsverfahren für die Berechnung der zu erwartenden Beanspruchungen des Kernes vorgeschlagen, die der Fachwelt von Interesse sein dürften. Sie seien kurz mitgeteilt.

B. Näherungsverfahren für die Berechnung des Betonkernes.

a) Der Kern ist drehbar gelagert (Abb. 3).

Um die Berechnung einfach und übersichtlich zu halten, wird angenommen, daß der Kern ein starres Gebilde darstellt, das an seinem Fuße gelenkig gelagert ist. Der Kern kann dann nur eine Drehbewegung ausführen. Damit der Kern aber diese Bewegung ausführen kann, muß der luftseitige Damnteil um das mit der Entfernung vom Drehpunkte gleichmäßig zunehmende waagerechte Verschiebungsmaß zusammengedrückt

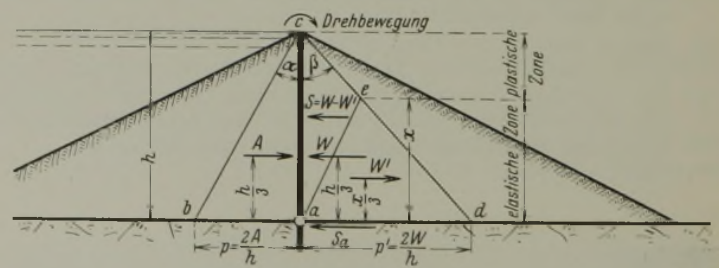


Abb. 3. Ansatz der Kraftwirkungen bei drehbarer Lagerung des Kernes am Kernfuß. — Resultierende Kraftwirkung: $A = \int abc$; $S = \int ace$; Einzelkraft S_a im Drehpunkte.

werden. Dieser Zusammendrückung setzt der Damm einen Widerstand gegenüber, der in seiner Gesamtheit die Stützskraft für den Kern bildet. Für den Widerstand des Dammes gegen eine waagerechte Zusammendrückung kann in größerer Tiefe elastisches Verhalten der Schüttung angenommen werden. In dieser elastischen Zone sind also die erzeugten Gegendrucke verhältnismäßig den Verschiebungen. Das Druckbild ist ein rechtwinkliges Dreieck mit dem Kern und dem größten Gegendruck als Katheten (Abb. 3). In der Nähe der Dammkrone setzt der Damm einer waagerechten Zusammendrückung einen sehr kleinen, mit der Tiefe wachsenden Widerstand entgegen. Da bei einer Drehung des Kernes dort die Verschiebungen am größten sind, kann angenommen werden, daß bis auf eine gewisse Tiefe unter der Dammkrone der durch die Formeln für den Erddruck (passiven Erddruck) gegebene Grenzwert des Gegendruckes vorhanden ist. Diesem Gegendruck entspricht plastisches

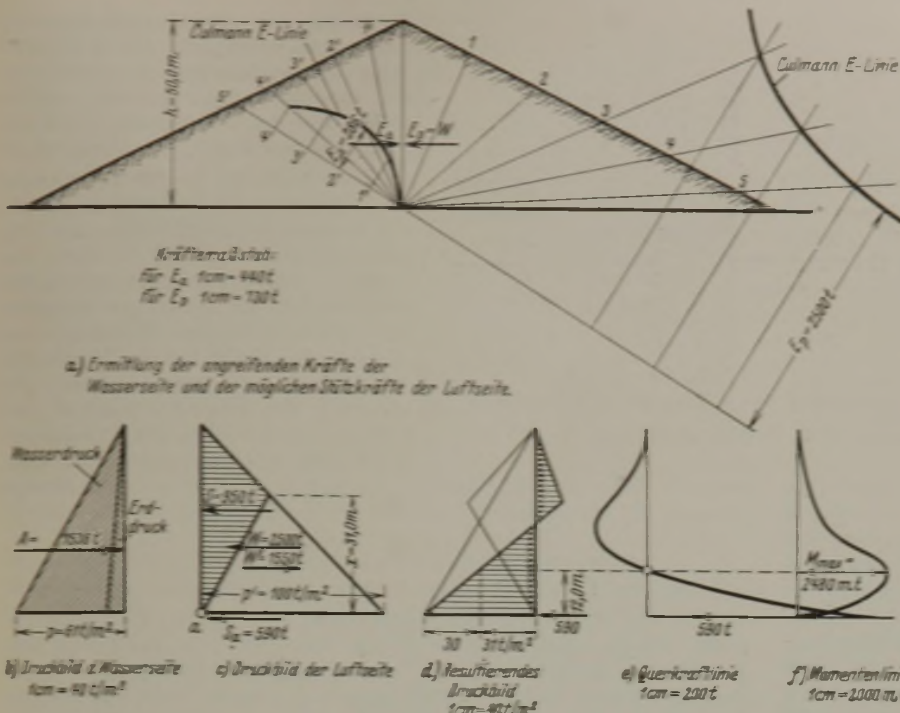


Abb. 4. Berechnungsbeispiel.
Dammshöhe 50 m, Schüttmaterial grober Sand $\varphi = 33^\circ$; $\gamma = 1,0$ bzw. $1,65 \text{ t/m}^3$.

Verhalten des Bodens, da er sich aus dem Gleitwiderstand eines Bodenkeiles bestimmt. Der spezifische Erdwiderstand wächst geradlinig mit der Tiefe, so daß auch die Dreieckförmig im plastischen Bereich durch ein Dreieck gebildet wird. Die Höhe x über dem Drehpunkte des Kernes, an dem die beiden Dreiecke ineinander übergehen, kann aus der Momentengleichung um den Drehpunkt A , wie folgt, bestimmt werden:

- A = Summe der angreifenden Kräfte auf der Wassenseite des Kernes = Wasserdruck und Erd-Druck = Dreieck abc ,
- W = möglicher Widerstand des Damms gegen eine waagerechte Verschiebung durch eine waagerechte Kraft = Erdwiderstand (passiver Erd-Druck) = Dreieck acd ,
- W' = nicht beanspruchter Teil des Erdwiderstandes = Dreieck aed .

Aus der Abbildung ergibt sich:

$$A = \frac{p \cdot h}{2}; \quad W = \frac{p' \cdot h}{2}; \quad W' = \frac{p' \cdot x}{2}$$

und mit $\mu_a = \frac{p}{h} = \text{tg } \alpha$ sowie mit $\mu_p = \frac{p'}{h} = \text{tg } \beta$

$$A = \frac{\mu_a \cdot h^2}{2}; \quad W = \frac{\mu_p \cdot h^2}{2}; \quad W' = \frac{\mu_p \cdot h \cdot x}{2}$$

Hieraus die Momentengleichung:

$$A \cdot \frac{h}{3} - W' \cdot \frac{h}{3} + W' \cdot \frac{x}{3} = 0$$

$$\frac{\mu_a \cdot h^3}{6} - \frac{\mu_p \cdot h^3}{6} + \frac{\mu_p \cdot x^2 \cdot h}{6} = 0$$

$$x^2 = h^2 - \frac{\mu_a}{\mu_p} \cdot h^2$$

$$x = h \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}$$

Der durch den luftseitigen Damnteil ausgeübte Stützdruck S = Inhalt des Dreieckes ace =

$$W - W' = \frac{\mu_p \cdot h^2}{2} - \frac{\mu_p \cdot h \cdot x}{2}$$

$$S = \mu_p \cdot \frac{h^2}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}} \right)$$

Die Größe des am Drehpunkt anzubringenden Stützdruckes S_a ergibt sich zu

$$S_a = A - S$$

$$W_o = \frac{\mu_a \cdot h^2}{2} - \frac{\mu_p \cdot h^2}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}} \right)$$

$$W'_o = \frac{h^2}{2} \left[\mu_a - \mu_p \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}} \right) \right]$$

Die Auswertung der Formeln soll an einem Zahlenbeispiel (Abb. 4) gezeigt werden.

Zahlenbeispiel.

1. Annahmen:
Dammshöhe 50 m. Reibungswinkel des Schüttbodens $\varphi = 33^\circ$. Böschungseigung beiderseitig 1:2. Wasserstand bis zur Dammkrone.
2. Berechnung der Grundwerte:
Angreifende Kräfte an der Wassenseite: Aktiver Erd-Druck in der anschaulichen Darstellung der Culmannschen E -Linie bestimmt für $\varphi = 33^\circ$, $\gamma = 1,0$ (Boden unter Wasser) zu 286 t. Wasserdruck für 50 m Höhe = $\frac{50^2}{2} = 1250 \text{ t}$.

$$A = 286 + 1250 = 1536 \text{ t}$$

$$p = \frac{2 \cdot A}{h} = \frac{3072}{50} = 61 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_a = \frac{p}{h} = \frac{61}{50} = 1,22$$

Möglicher Erdwiderstand gegen eine waagerechte Verschiebung des luftseitigen Damnteiles bestimmt aus der Culmannschen E -Linie für $\gamma = 1,65$, $\varphi = 30^\circ$ zu 2500 t.

$$p' = \frac{2 \cdot 2500}{50} = 100 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_p = \frac{p'}{h} = \frac{100}{50} = 2,00$$

3. Anwendung der Formeln:

$$x = h \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}$$

$$= 50 \sqrt{1 - \frac{1,22}{2,00}} = 31,0 \text{ m}$$

Nicht ausgenutzter Erdwiderstand:

$$W' = \frac{100 \cdot 31}{2} = 1550 \text{ t}$$

Stützdruck in dem luftseitigen Dammkörper:

$$S = 2500 - 1550 = 950 \text{ t}$$

Stützpunkt am Drehpunkt:

$$S_a = A - S = 1536 - 950 = 586 = \text{rd. } 590 \text{ t}$$

Sämtliche Kraftwirkungen für die zugrunde gelegte Ausbildung des Kernes sind somit bekannt, und die Berechnung des Kernes ist möglich. Die Belastungsbilder zeigen, daß der für die Schubkräfte ungünstigste Querschnitt am drehbaren Auflager liegt. Der Auflagerdruck bedingt beispielsweise bei einer zugelassenen Schubspannung von $8 \text{ kg/cm}^2 = 80 \text{ t/m}^2$ eine Kernbreite von rd. 7,00 m. Das größte Moment an der Stelle 0 der Querkraftlinie berechnet sich zu:

$$\max M = 12 \cdot 590 - (12 \cdot 30 \cdot 6) - \frac{30 \cdot 12}{2} \cdot 8 = 6080 - 2160 - 1440 = 2480 \text{ tm}$$

Für den nicht bewehrten Betonquerschnitt ergibt sich bei einer an sich hohen Zugspannung von $10 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ t/m}^2$ ein erforderliches Widerstandsmoment von rd. 25 m^3 oder eine Stärke von $\sqrt{25} = 5,00 \text{ m}$.

Das vorgeschlagene Verfahren ist einfach und übersichtlich. Die Kritik des Verfahrens ergibt, daß die Formänderungen des Kernes vernachlässigt sind, da diese das Druckbild etwas ändern werden. Die Berücksichtigung dieser Formänderung müßte auf Grund eines umständlichen statisch unbestimmten Rechnungsverfahrens geschehen. Die Ergebnisse dieser genaueren Rechnung dürften aber auch keinen größeren Anspruch auf Wahrscheinlichkeit besitzen, da die Genauigkeit des Rechnungsverfahrens nicht die an sich vorhandenen Fehlerquellen bei der Erfassung der Grundwerte beheben kann.

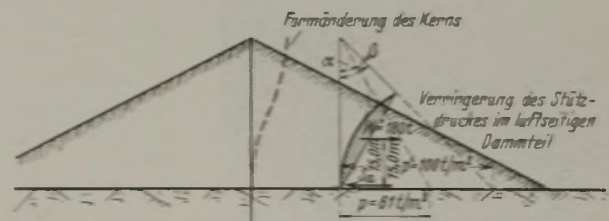


Abb. 5. Einspannung des Kernes im Felsen.

- b) Der Kern ist am Fuße in den Felsen eingespannt.

Die Möglichkeit einer Drehbewegung des Kernes erfordert aber, soweit der Kern tief in den Felsen einbindet, entsprechende konstruktive Maßnahmen. Sind diese nicht vorgesehen, so muß für die Berechnung eine Einspannung am Kernfuß angenommen werden. Man kommt zu

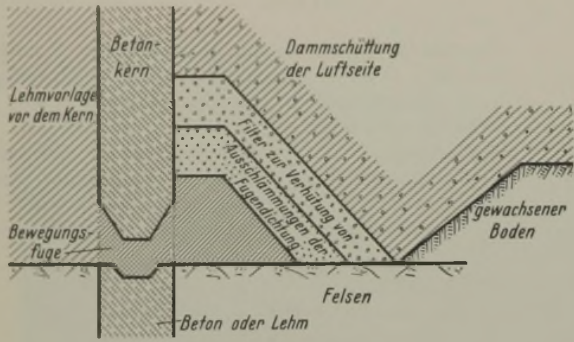


Abb. 6a. Abdichtung durch bindigen Boden.

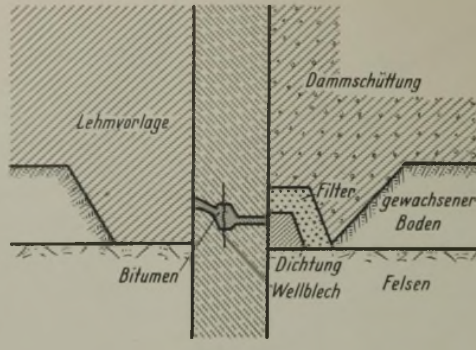


Abb. 6b. Abdichtung durch Bitumen und Wellblech.

Abb. 6. Generelle Lösungen für die Anordnung einer Bewegungsfuge.

einem Maßstabe für die Beanspruchungen des Kernes bei dieser Bauweise, wenn man von dem unter a) beschriebenen Fall der drehbaren Lagerung ausgeht. Die bei Einspannung mögliche Formänderung des Kernes ist ihrer Art nach in Abb. 5 eingetragen. Durch fehlenden Drehwinkel am Fuße des Kernes können jetzt die möglichen Stützkkräfte des luftseitigen Damnteils noch weniger ausgenutzt werden als bei der frei drehbaren Lagerung. Es geht also an der Stützkraft der schraffiert gezeichnete Teil W'' verloren, und damit wird die früher vorhandene Momentgleichheit aufgehoben. Sie wird durch das Stützmoment wieder erzielt. Durch das Auftreten des Stützmomentes werden die Beanspruchungen des Kernes durch Drehmomente geringer, die aus der Forderung der Kräftegleichheit in der Waagerechten errechnete Auflagerkraft wird aber um die Verringerung des Stützdruckes des luftseitigen Teiles größer und damit die Schubbeanspruchung in der Fuge über dem Felsen. Unterstellt man beispielsweise den schraffiert eingezeichneten Fall, so ergibt sich folgende Änderung:

Verminderung des Stützdruckes = Inhalt der schraffierten Fläche = 180 t = Vergrößerung des Stützdruckes. Hebelarm bezogen auf den Fußpunkt des Kernes = 15,00 m.

$$\begin{aligned} \text{Stützmoment } 180 \cdot 15 &= 2700 \text{ t} \\ \text{Stützdruck} &= 590 + 180 = 770 \text{ t} \end{aligned}$$

Mit den Beanspruchungen von $10 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ t/m}^2$ für Zugbeanspruchung und $8 \text{ kg/cm}^2 = 80 \text{ t/m}^2$ für Schubbeanspruchung kommt man zu einem erforderlichen Widerstandsmoment von $\frac{2700}{100} = 27 \text{ m}^3$ und zu einer Kern-

breite von $\sqrt{27} = 5,1 \text{ m}$ aus der Momentenbeanspruchung sowie $\frac{770}{80} = 9,6 \text{ m}$ aus der Schubbeanspruchung. Da der Kern nur die Dichtung des Dammes übernehmen soll, sind das recht große Abmessungen. Die Abmessungen

lassen sich durch Eisenbetonkonstruktion naturgemäß verringern. Mit Recht sieht man aber bei derartigen Konstruktionen, die für die Ewigkeit gebaut werden sollen, von der Verwendung von Eisen an unzugänglichen Stellen möglichst ab.

In vorstehender Übersichtsrechnung ist die Wirkung der Elastizität des Kernes nur für den am Dammfuß liegenden Teil, und zwar auch nur ihrer Art nach, angesetzt. Größere Elastizität bewirkt, daß das Druckbild im luftseitigen Damnteil sich etwas mehr dem Druckbilde der angreifenden Kräfte auf der Wasserseite anpaßt, als angenommen wurde. Da hierdurch die mögliche Stützkraft der Luftseite in der Nähe der Dammkrone nicht mehr voll ausgenutzt wird, muß, wenn die Druckverteilung (Abb. 5) am Dammfuß erhalten bleibt, die Auflagerkraft S_a am Dammfuß sich noch weiter vergrößern.

c) Gesichtspunkt für die Ausbildung des Kernes nach dem Idealfall waagerechter Bewegungsmöglichkeit.

Bei der Ausführung der waagerechten Gleitfuge muß Vorsorge getroffen werden, daß möglichst geringe Widerstände für das Verschieben des Kernes auftreten und daß das Druckwasser des Stausees keinen Durchfluß findet. Um beide Bedingungen zu erfüllen, kann man bindigen Boden nehmen und die Ausführung der Art nach etwa nach Abb. 6a ausbilden. Es muß hierbei durch eine Filtervorlage an der Luftseite dafür gesorgt werden, daß der Wasserdruck keine Lehmteile ausspült. Bei der Bauausführung muß angestrebt werden, daß der Dichtungsdruck des Kernes möglichst groß wird. Dies wird man zweckmäßig dadurch erreichen, daß man den Kern erst auf eine größere freie Höhe baut, ohne ihn zu hinterfüllen, weil mit wachsender Bauhöhe des Dammes leicht eine Auhängung des Kernes stattfinden kann. An Stelle des Lehmes in der Bewegungsfuge kann man auch zähes Material nehmen, beispielsweise Bitumen, und die Fuge außerdem noch durch eine lotrechte Blecheinlage abschließen, eine Ausführungsart, die auch für senkrechte Bewegungsfugen vielfach zur Durchführung kommt. Diese Ausführung (Abb. 6b) entspricht grundsätzlich der Durchbildung, wie sie von der Bauleitung bei den Harztalsperren gewählt wurde. Auch bei dieser Ausführung ist die Erzeugung eines möglichst hohen Dichtungsdruckes anzustreben, besonders im Hinblick darauf, daß der nach den Bewegungen vorhandene Auflagerdruck schwer zu erfassen ist, weil die lotrechten Reibungskräfte sowohl als Zusatzlast wie auch als Entlastung des Kernes in Wirkung treten können. Zweckmäßig scheint es auch hier, hinter der Dichtungsfuge noch eine Lehmvorlage mit Filter anzuordnen.

Die Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. J. Geiger, Augsburg.

In der im Bauingenieur 1924, Heft 19, vom Verfasser veröffentlichten Abhandlung „Dynamische Untersuchungen von Brücken“ wurde erstmals darauf hingewiesen, daß Dehnungsmesser, die zur Untersuchung rasch wechselnder Dehnungsschwankungen, wie sie beispielsweise bei Brücken,

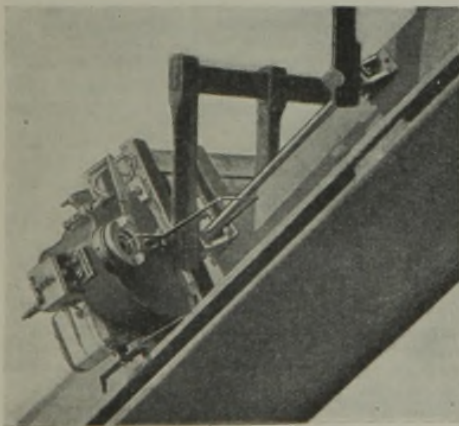


Abb. 1.

aber auch beim Eisenbahnoberbau, bei Land- und Schienenfahrzeugen usw. vorkommen, neben ihren statischen Eigenschaften auch gewisse dynamische Eigenschaften haben sollen. In kurzen Worten ausgedrückt: „Die niedrigste am Meßgerät vorkommende Eigenfrequenz soll höher sein als die höchste Frequenzzahl der wichtigeren Dehnungsschwankungen“.

Erfreulicherweise ist die damalige Anregung in weiten Kreisen auf fruchtbaren Boden gefallen; sie hat u. a. mittelbar ein Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn veranlaßt, man hat sich mit der dynamischen Seite der verschiedenen Dehnungsmeßgeräte eingehend befaßt, und man ist sich ins-

besondere über die damals vom Verfasser aufgestellten Forderungen einig. — Das vom Verfasser damals angegebene Meßgerät ist in seiner ursprünglichen Form vielfach, und zwar mit gutem Erfolg, insbesondere in Rußland

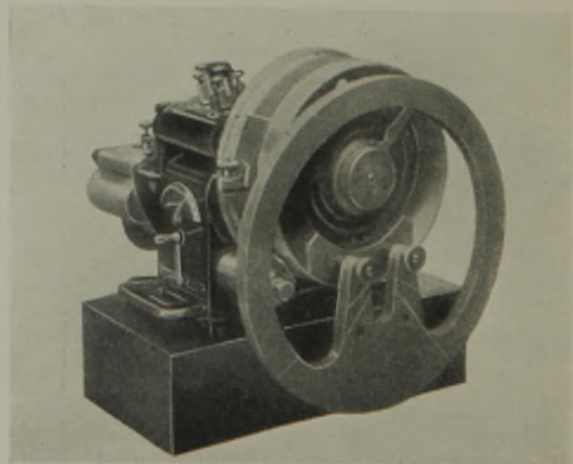


Abb. 2. Vibrograph.

und in Bayern verwendet worden. Das damalige Gerät war, wie man bei einem Vergleich der hier als Abb. 1 wiedergegebenen dortigen Abb. 6 mit dem Vibrographen Abb. 2 ohne weiteres erkennen kann, ein

für Spannungsmessungen umgebauter Universalapparat, der ebenso auch zu einem Torsiographen¹⁾, zu einem Tachographen, einem Vibrographen, einem Apparat zum Messen der Federdurchbiegungen eines Fahrzeuges während der Fahrt usw. umgebaut werden kann. Dieser Universalapparat besitzt infolgedessen den schwerwiegenden Vorteil, daß man mit ihm sozusagen eine große Reihe von Meßgeräten auf einmal, und zwar für einen verhältnismäßig niedrigen Preis bekommt, der in keinem Verhältnis steht zu dem, den man anlegen müßte, wenn man für jeden einzelnen Meßzweck sich je ein besonderes Meßgerät beschaffen wollte.

Auf der anderen Seite ist es verständlich, daß man für einen ganz bestimmten Meßzweck aus einem solchen Universalmeßgerät nicht sozusagen das Alleräußerste herausholen kann.

Es verlohnt sich, diesen Punkt etwas zu beleuchten: Während vor der obengenannten Veröffentlichung die dynamischen Eigenschaften der Dehnungsmessungen überhaupt nicht näher untersucht wurden, wünschte das bereits erwähnte Preisausschreiben eine niedrigste Eigenfrequenz des Meßgerätes von möglichst über 800/sek. Neuerdings wird sogar vorgeschlagen, die Eigenfrequenz solle bei oder über 1200/sek liegen, und damit wird zu begründen versucht, an Stelle mechanisch arbeitender Dehnungsmesser elektrische zu setzen.

Nachdem ich vor 5 Jahren selbst dafür eingetreten bin, daß unsere Dehnungsmesser eine hohe Eigenschwingungszahl besitzen sollen, hoffe ich nicht als rückschrittlich angesehen zu werden, wenn ich jetzt offen erkläre, daß man mit dem Verlangen nach einer Apparateigenfrequenz von 1200 Hertz oder darüber m. E. über das Ziel hinausschießt.

Ich weise zunächst darauf hin, daß die raschesten, bisher überhaupt an Brücken mit dem sehr empfindlichen elektrischen Dehnungsmesser des R. Z. A. festgestellten Schwingungen nicht über 350 Hertz betragen, daß diese raschen Schwingungen aber gleichzeitig außerordentlich klein waren, die häufig vorkommenden Schwingungen dagegen sehr viel niedrigere Frequenzen hatten.

Freilich muß man aus theoretischen Gründen erwarten, daß eine Brücke, wenn sie angestoßen wird, unter Umständen noch raschere Schwingungen als solche mit 350/sek ausführt, ja, sie wird auch noch raschere als 1200/sek ausführen. Die Frage, auf die es hier ankommt, ist aber, wie stark sind die hierbei auftretenden Amplituden: d. h. wenn wir das entstehende Dehnungszeitdiagramm in seine einzelnen Sinusschwingungen zerlegen, wie groß sind hierbei die Ausschläge der mit 350/sek und noch rascher wechselnden Dehnungsschwankungen, verglichen mit den statischen und den nur langsam wechselnden Dehnungen. Es empfiehlt sich, hier an einen Analogiefall aus der Akustik zu erinnern.

Eine Klaviersaite, die in $\frac{1}{7}$ ihrer Länge durch einen elastischen Hammer angeschlagen wird, vollführt neben dem Grundton auch sogen. Oberschwingungen. Bezeichnen wir die Stärke des Grundtones mit 100 %, so ist z. B. die Stärke des 6mal so rasch wechselnden Obertones auch im ungünstigsten Falle nur 1,3 %, ist also praktisch so klein, daß man sie vernachlässigen darf.

Auf Brücken übertragen, würde das, da deren Grundperioden in der Gegend bis zu 10/sek liegen, den Schluß rechtfertigen, daß Dehnungsschwankungen, die rascher als etwa 160mal in 1 sek wechseln, praktisch vernachlässigbar klein sein werden. Dazu kommt noch, daß wir bei der Klaviersaite von einem Schläge sprachen. Bei der Brücke handelt es sich aber zunächst um die statische Dehnung, über die sich noch langsame dynamische Dehnungen darüber lagern, die hinsichtlich ihrer Frequenzzahl genügend bekannt sind, wie z. B. der Einfluß der Massenkräfte der Triebwerkteile der Lokomotive. Erst über diese gesetzmäßigen Einflüsse, die vergleichsweise langsam wechseln, lagern sich die Stoßeffekte, die aber insgesamt doch an Größe erheblich hinter der statischen Dehnung und den langsam wechselnden Dehnungen zurückstehen. Selbstverständlich sind die Ergebnisse nicht für alle Brücken gleich: Bei ganz kurzen Brücken wird man eher mit raschen Dehnungen rechnen müssen als bei langen: Man wird aber auch bei kurzen Brücken Dehnungsschwankungen von mehr als 200/sek in einer solchen Größe, daß sie praktisch nicht mehr vernachlässigt werden dürfen, nach den bisherigen Erfahrungen kaum finden.

Man kann allerdings nun einwenden: Wenn wir einen Dehnungsmesser haben, der etwa eine Eigenfrequenz von 400/sek besitzt, und es treten in der Brücke Dehnungsschwankungen von ungefähr dieser Frequenzzahl, wenn auch von sehr geringer Größe, auf, so werden diese durch Resonanz mit der Eigenfrequenz des Meßgerätes stark verzerrt. Das tritt aber nur ein, wenn das Meßgerät eine zu kleine Dämpfung besitzt. Ist die Dämpfung eine sogenannte halbaperiodische, d. h. ist sie halb so stark, als dem Grenzwert der aperiodischen Dämpfung entspricht, so kann man von einer sehr starken Verzerrung auch dann nicht gut reden, wenn gerade Resonanz vorliegt: Es wird hier nämlich der Ausschlag um rund 40 % größer, als er in Wirklichkeit ist, wiedergegeben. Dabei ändern

¹⁾ Zum Messen von Dreherschütterungen, des Ungleichförmigkeitsgrades, der Winkelabweichung, der Dreheschwingungen und kritischen Drehzahlen umlaufender Wellen.

sich die Verhältnisse nicht zu sehr, wenn die Dämpfung etwas schwächer oder insbesondere stärker als die halbaperiodische ist. Diese Verzerrung ist aber nicht allzu schädlich, da es sich im allgemeinen ohnehin nur um ganz schwache Schwingungen handelt. Außerdem kann man, wenn man wirklich einmal Wert darauf legt, solche ganz rasch wechselnde Ausschläge genau zu ermitteln, für diese — aber auch nur für sie allein — einen Korrektionsfaktor anbringen.

Das gesamte Dehnungsdiagramm wird, wenn die Dämpfung in der Gegend der halbaperiodischen liegt, nicht allzu ungünstig beeinflusst, da die bereits angeführte Verzerrung nur für solche Dehnungsschwankungen gilt, die gerade in Resonanz mit der Apparateigenfrequenz sind. Für langsamere Dehnungsschwankungen ist sie natürlich viel kleiner.

Auf der anderen Seite würde man aber mit Recht einen Dehnungsmesser, der eine noch viel höhere Eigenfrequenz, also beispielsweise eine solche über 1200/sek besitzt, gegenüber einem solchen mit niedrigerer Eigenfrequenz vorziehen, wenn der erstere nicht andere Nachteile besitzt.

In diesem Zusammenhange dürfte ein allgemeiner Vergleich zwischen den elektrischen und den rein mechanischen Verfahren zur Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen wohl an Platze sein. Bei rein mechanischen Verfahren lassen sich die Einflüsse, die Fehler in der Anzeige bewirken, m. E. leicht übersehen, und man kann die weitaus wichtigste Größe, die unterste Eigenfrequenz des Meßgerätes jeweils an dem zu untersuchenden Träger selbst, also unter den für die eigentliche Messung in Betracht kommenden Verhältnissen bequem durch Anstoßen ermitteln und sieht sofort das Ergebnis. Bei elektrischen Meßverfahren muß dagegen, soweit die Bestimmung der Eigenfrequenz an Ort und Stelle möglich ist, erst der zugehörige Streifen entwickelt und fixiert werden. Es steht außer Frage, daß ein derartiges Verfahren umständlicher und zeitraubender ist.

Die Notwendigkeit des Entwickelns und Fixierens haftet natürlich sämtlichen Verfahren, die mit optischer Registrierung arbeiten, als Nachteil an. Es ist m. E. bei der mechanischen Registrierung ein beachtenswerter Vorteil, daß man das Diagramm dauernd während des Entstehens beobachten kann und, um nur einen Fall zu erwähnen, Stöße, die ein unruhendes Rad auf eine Brücke ausübt, im gleichen Augenblick, wo man sie am eigenen Leibe fühlt und mit dem eigenen Ohr hört, auch im Diagramm aufzeichnen sieht. Manchen Einfluß, über dessen Ursache man im Zweifel sein wird, wenn das Diagramm erst einige Zeit nach der Aufnahme besichtigt werden kann, wird man so ohne weiteres erkennen.

Auf der anderen Seite steht es naturgemäß außer Frage, daß man mit rein mechanischen Verfahren die Eigenfrequenz des Meßgerätes nicht so hoch legen kann wie bei geeignetem elektrischen Meßverfahren. Ausschlaggebend ist schließlich, wie weit man zuverlässig mit mechanischen Meßverfahren kommt; darüber hinaus muß man und wird man gern die Umständlichkeiten der elektrischen Registrierung in Kauf nehmen.

Bei diesem Vergleich der mechanischen und elektrischen Meßverfahren dürfte es am Platze sein, noch einige Punkte zu berühren, die den mechanischen Dehnungsmeßverfahren vorgeworfen werden:

1. Es wird auf das sogenannte „unvermeidliche Spiel in den Gelenken“ hingewiesen. Dazu ist zu sagen, daß bei einem wirklich guten mechanisch registrierenden Apparat dieses Spiel durch Federschlöß aufgehoben werden kann. Dies läßt sich aber, wenn man die Feder ausreichend kräftig wählt, auch für die raschesten Dehnungsschwankungen, für die mechanische Dehnungsmesser neuester Bauart noch geeignet sind, mit Sicherheit erreichen.

2. Es wird eingewendet, wenn man die Feder so kräftig wählt, entstehe zu große Reibung. Daß dies nicht allgemein richtig ist, erkennt man ohne weiteres an dem Eigenschwingungsdiagramm Abb. 3 des weiter unten beschriebenen Dehnungsmessers, des Extensographen: Der aus seiner Gleichgewichtslage ausgelenkte Schreibhebel kehrt jedesmal wieder genügend in seine Nulllage zurück.

3. Ein weiterer Einwand ist, daß durch die Masse des Schreibwerkes, das hier unmittelbar an dem betreffenden Brückenträger selbst angebracht werden muß, die Aufzeichnungen stets störend beeinflusst würden. Das gilt wenigstens bis zu einem gewissen Grade, wenn man bei einer alten Gitterbrücke an einem schwachen Diagonalstab Dehnungsmessungen durchführen will, da diese Stäbe manchmal so schwach sind, daß man sie bereits mit der Hand etwas durchbiegen kann. Mit diesem Ausnahmefall an veralteten Brücken brauchen wir uns aber nicht weiter zu befassen. Bei neuzeitlichen Brücken, insbesondere bei Fachwerkbrücken sind dagegen auch die schwächsten Diagonalstäbe so steif, daß eine störende Beeinflussung durch die Masse des an ihnen befestigten Schreibwerkes, auch wenn dieses vielmals schwerer wäre, noch nicht im geringsten zu befürchten ist. Auf der anderen Seite bietet die Befestigung des Schreibwerkes an dem zu untersuchenden Stab in der Nähe des Meßgerätes den sehr beachtenswerten Vorteil, daß man die auftretenden Stöße, die der Dehnungsmesser verzeichnet, gleichzeitig mitfühlt und mithört.

Eine Beeinflussung des eigentlichen Meßgerätes durch die Masse des Schreibwerkes läßt sich aber erfahrungsgemäß vermeiden: Man ordne

das Uhrwerk, das zum Fortbewegen des Papierbandes dient, sowie die Zeitmarkenuhr getrennt vom Meßgerät an. Daß übrigens bei einem kräftigen Träger diese Massen, auch wenn sie unmittelbar am Meßgerät angeordnet sind, solange sie noch nicht allzu groß sind, noch nicht schädlich wirken, zeigt folgender Versuch. Bei dem weiter unten beschriebenen mechanischen Dehnungsmesser befestigten wir durch Ankleben an einer besonders ungünstigen, weil ziemlich exponierten Stelle ein Einkilo- bzw. Zweikilogramm, ohne daß hierdurch eine offenkundige Beeinflussung etwa in Form einer Erniedrigung der Eigenfrequenz eingetreten wäre.

4. Ein Nachteil freilich wird mechanischen Verfahren zur Messung rasch wechselnder Dehnungen immer anhaften: Man kann mit der Vergrößerung entschieden nicht so weit gehen wie bei den elektrisch optischen Verfahren, die den masselosen Lichtstrahl benutzen. Jedoch sei bemerkt, daß man, wie noch gezeigt werden soll, immerhin die Vergrößerung so stark wählen kann, daß man damit für praktische Zwecke — und darauf kommt es schließlich an — gut auskommt.

5. Auf der anderen Seite besitzen mechanische Dehnungsmesser den Vorteil niedrigeren Preises, da zu den elektrischen Dehnungsmessern stets der teure Oszillograph sowie, wenn man Wert auf eine einigermaßen rasche Auswertung legt, ein Meßwagen mit Dunkelkammer und allen sonstigen Hilfseinrichtungen dazu kommen. Insbesondere die letzteren Kosten sind weit höher als jene der Dehnungsmesser selbst. Sie fallen erst dann weniger ins Gewicht, wenn man etwa mit 20 Dehnungsmessern gleichzeitig arbeitet. Dieser Fall dürfte aber — abgesehen von wissenschaftlichen Ausnahmefällen — praktisch nicht in Frage kommen.

Beim mechanischen Dehnungsmesser sind im Vergleich zur ganzen Apparatur verhältnismäßig teure Teile das Laufwerk und die Zeitmarkenuhr. Für den Fall, daß man mit einer größeren Anzahl von Dehnungsmessern gleichzeitig arbeiten wollte, benötigt man für alle Apparate zusammen nur eine Zeitmarkenuhr; ebenso kann man, falls man an einem Träger an zwei verschiedenen Stellen Dehnungsmessungen durchführen will, mit einem Laufwerk auskommen.

M. E. dürften elektrische Dehnungsmesser insbesondere wegen der Notwendigkeit eines nicht leicht zu bedienenden empfindlichen Oszillographen auf solche seltenere Fälle beschränkt bleiben, bei denen auf die formrichtige Aufzeichnung von Dehnungsschwankungen, die rascher als 200mal in 1 sek wechseln, ausschlaggebender Wert gelegt wird, d. h. also auf wissenschaftliche Sonderuntersuchungen, bei denen der Zeit- und Kostenaufwand, sowie die Umständlichkeit in der Handhabung weniger ins Gewicht fallen. Für die gewöhnlichen in der Praxis vorkommenden Untersuchungen dürften sich dagegen mechanische Dehnungsmesser, soweit sie den bereits skizzierten Anforderungen, besonders hinsichtlich einer Höhe ihrer Eigenfrequenz von über 200/sek entsprechen, einbürgern.

Als wohl einziger und praktisch erprobtester von den bisherigen mechanischen Dehnungsmessern erfüllt diese Forderungen der im Jahre 1928 von der Firma Lehmann & Michels gebaute

Extensograph.

Dieser ist aus dem bereits eingangs erwähnten, im Bauingenieur 1924 beschriebenen Dehnungsmesser des Verfassers entstanden. Maßgebend für die dabei durchgeführten Verbesserungen waren sowohl die inzwischen vom R. Z. A. durchgeführten Schütteltischversuche, als auch Untersuchungen, die die Firma Lehmann & Michels an einer eigens für diesen Zweck gebauten Versuchsanlage durchführte.

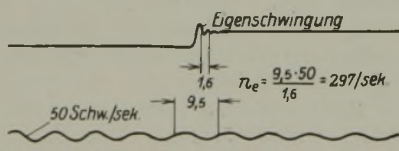


Abb. 3.

Der Aufbau der Meßanordnung ist aus Abb. 4 bis 8 ersichtlich. Die beiden Schraubzwingen 1 und 2 sind an dem zu untersuchenden Bauteil fest angeschraubt. In 1 ist die Meßstange 3 in einem Gelenk mit zwei Freiheitsgraden ohne jedes Spiel befestigt. Die Spitze der Meßstange greift an den kurzen Arm des waagerechten Hebels 4 an, der drehbar in der Schraubzwinde 2 gelagert ist. Es sind zwei Meßstangen vorgesehen, die eine Meßlänge von 200 bzw. 400 mm ergeben.

Die Länge der Meßstange kann mittels Feingewindes der Meßstrecke genau angepaßt werden, auch kann dadurch die Nulllinie auf dem Diagrammstreifen beliebig nach der Mitte oder nach einer der beiden Seiten verschoben werden. Der lange Arm des waagerechten Hebels 4 hat zwei Angriffspunkte, entsprechend zwei Vergrößerungsmöglichkeiten.

Die Schraubzwinde 2 (Abb. 7) trägt in einer Schwalbenschwanzführung mit Klemmkeil das Gehäuse 5 des eigentlichen Aufnahmeapparats. Seitlich ist am Gehäuse der senkrechte Vergrößerungshebel 6 befestigt. Das Gehäuse kann nach dem Lösen der Schrauben 7 des Klemmkeils (Abb. 4) verschoben werden. Dies ist notwendig, um den einen oder anderen der beiden Angriffspunkte auf dem langen Arm des waagerechten Hebels 4 mit dem senkrechten Hebel 6 in Verbindung bringen zu können. Bei der starken Vergrößerung muß das Gehäuse rechts, bei der kleinen links

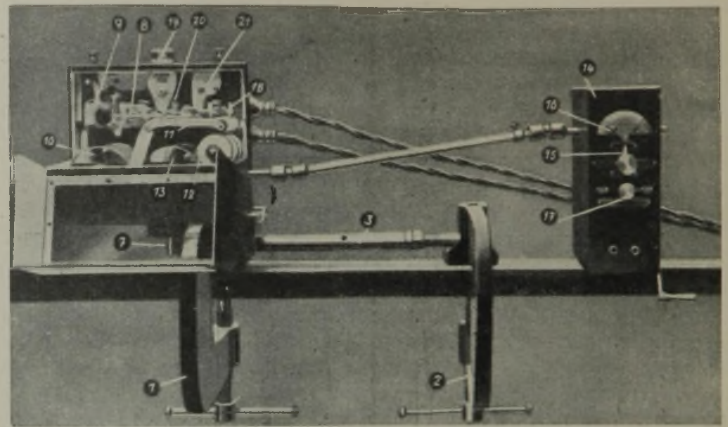


Abb. 4.

genau mit der Führung abschließen. In diesen Stellungen steht das Körnerloch des kurzen Armes vom senkrechten Hebel 6 genau über dem einen oder anderen Körnerloch des langen Armes vom waagerechten Hebel 4. Eine Übertragungsnadel, die mit ihren Spitzen in diesen beiden Körnerlöchern geführt wird, stellt die Verbindung her. Der senkrechte Hebel 6 hat nur eine Vergrößerung. Eine waagrecht liegende Übertragungsnadel, die am oberen Ende des langen Armes vom senkrechten Hebel 6 in einem Körnerloch geführt wird, führt von dort durch das Gehäuse zum Schreibhebel 8, der gleichzeitig Vergrößerungshebel mit drei Übersetzungsmöglichkeiten ist. — Die einzelnen Teile der Hebelübertragung sind durch Federspannung derart miteinander verbunden, daß selbst bei den höchsten Schwingungszahlen ein Abklappen der Übertragungsnadeln oder dergleichen unmöglich ist.

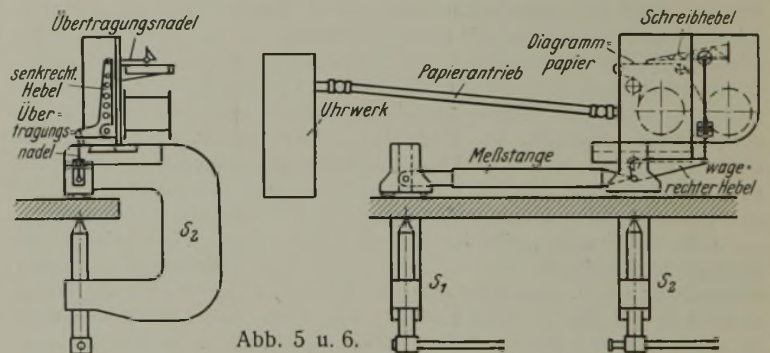


Abb. 5 u. 6.

In Abb. 8 ist ein Schema der Hebelübersetzung dargestellt. Ferner sind in nachstehender Tabelle die Vergrößerungen und Spannungsmaßstäbe für die beiden Meßstangen angegeben. Den Meßstäben ist ein Prüfkörper mit dem Elastizitätsmodul $2,2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt.

	Vergrößerungen:					
	3,14	3,14	3,14	6,28	6,28	6,28
Hebel I	3,14	3,14	3,14	6,28	6,28	6,28
Hebel II	5	5	5	5	5	5
Schreibhebel	3,5	7	14	3,5	7	14
Gesamtvergrößerung	55	110	220	110	220	440
Spannung in kg/cm ² für 1 mm						
Diagrammausschlag						
bei einer Meßlänge von 200 mm	200	100	50	100	50	25
bei einer Meßlänge von 400 mm	100	50	25	50	25	12,5

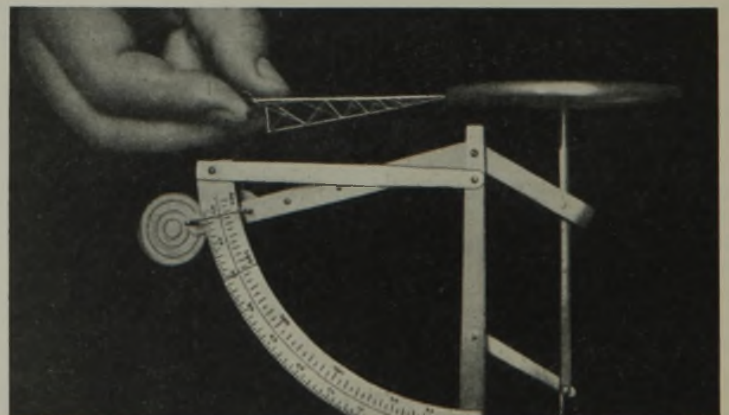


Abb. 8a.

Die Tabelle zeigt, daß mit kurzer Meßstange und geringster Vergrößerung bei Annahme einer nutzbaren Diagrammbreite von 40 mm Spannungen bis zu den höchsten in der Praxis überhaupt vorkommenden aufgezeichnet werden können. Bei langer Meßstange und stärkster Vergrößerung dagegen entspricht 1 mm Diagrammausschlag einer Spannung von 12,5 kg/cm², so daß Spannungsunterschiede von nur 5 kg/cm² noch deutlich abzulesen sind.

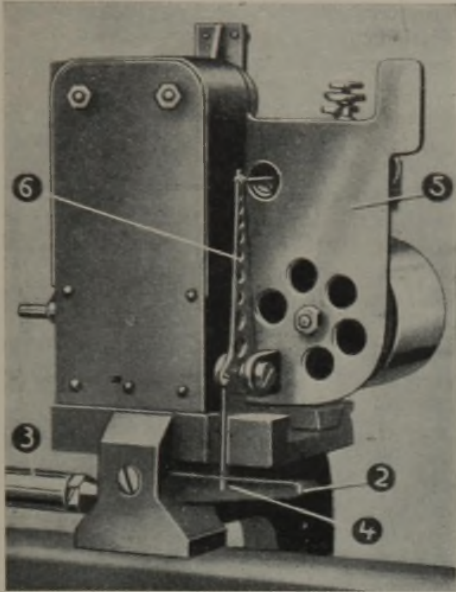


Abb. 7.

Die Aufzeichnung geschieht mit Hilfe der bei anderen überall eingeführten Meßgeräten²⁾ seit langen Jahren bestens bewährten Tintenregistrierung, bei der bei richtiger Einstellung nur die verschwindend geringe Flüssigkeitsreibung zwischen der kleinen Flüssigkeitskuppe an der Schreibspitze und dem Diagrammstreifen in Frage kommt. Diese Flüssigkeitsregistrierung hat bemerkenswerterweise auch in den zahlreichen Fällen, in denen die Apparate strenger Kälte ausgesetzt waren, niemals versagt, was sich durch die Anwendung einer Sondertinte von niedrigem Gefrierpunkt erklärt.

Einige Anforderungen, deren Erfüllung aber leicht möglich ist, sind allerdings zu beachten: 1. Man sollte die Schreibspitze nie, insbesondere nicht mit fettigen Fingern berühren. 2. Man lasse den Schreibhebel nie schreiben, ohne daß das Papier läuft, weil sonst das Papier an der Stelle, die sich gerade unter der Schreibspitze befindet, aufquillt und dann Papierfasern in die Schreiböffnung gelangen können. 3. Man verwende nur die erprobte Tinte und halte sie sorgfältig rein. 4. Nach Gebrauch reinige man sobald als möglich den Schreibhebel.

Wie aus Abb. 4 ersichtlich, besitzt der Dehnungsmesser eine ihn gegen Wind und Wetter vollkommen schützende Haube, die mit Fenster versehen ist und trotz des Abschlusses ein fortlaufendes Beobachten ermöglicht.

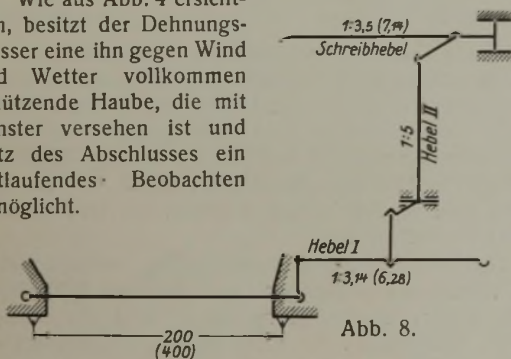
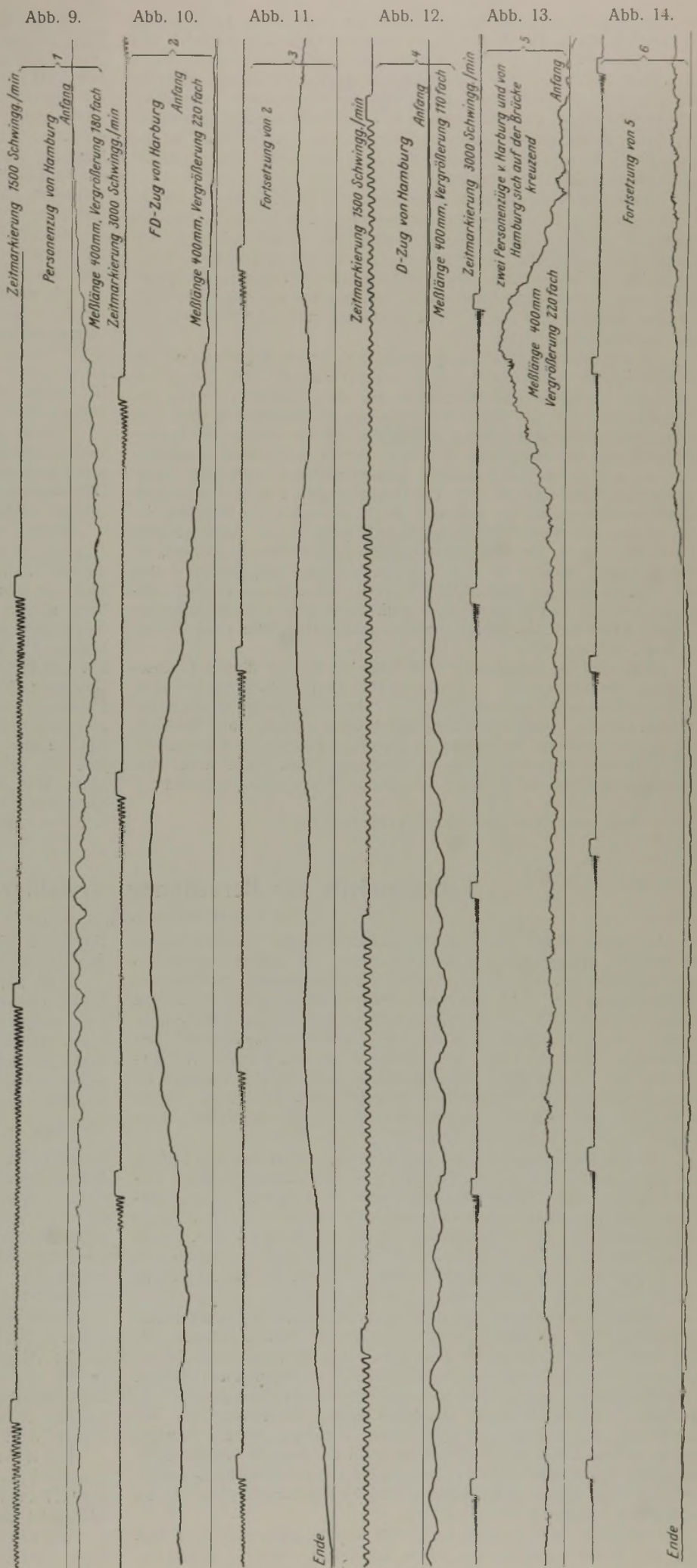


Abb. 8.

Das Laufwerk ist getrennt vom Meßapparat selbst aufgestellt und durch eine Welle mit Cardangelenken mit ihm verbunden. Auf ein genaues Ausrichten der zugehörigen Schraubzwinde gegenüber denen des Dehnungsmessers selbst braucht also keine Rücksicht genommen zu

²⁾ Torsiograph, Tachograph, Vibrograph, Universalmeßgerät usw.



werden. Die Montage der ganzen Dehnungsmeßeinrichtung ist bei einiger Vertrautheit mit dem Meßgerät in überraschend kurzer Zeit beendet. Am Dehnungsmesser sind noch drei weitere Schreibgefäße vorgesehen: Eines dient dazu, Zeitmarken, also z. B. Sekundenmarken, mit Hilfe einer Kontaktuhr zu geben, ein zweites dient zum selbsttätigen Aufzeichnen der wichtigsten Laststellungen, ein drittes endlich verzeichnet die sogenannte Nulllinie.

Der das eigentliche Diagramm verzeichnende Schreibhebel ist als sogenannter Gitterhebel ausgeführt, der vor Jahren vom Verfasser zuerst in die Meßtechnik eingeführt wurde.

Nichts beweist seine Bedeutung und seine Vorzüge besser als der Umstand, daß er verschiedentlich nachzuahmen versucht wurde. Um ihn möglichst leicht halten zu können, sollte man nach Möglichkeit zwei Gitterschreibhebel vorsehen, einen für die starken und einen für die schwachen Vergrößerungen. Bei sorgfältiger Herstellung wird der Gitterhebel trotz geringsten Gewichtes sehr steif, wie man aus Abb. 8a erkennt, die ihn darstellt, wie er auf eine Briefwaage mit einer Kraft von fast 250 g niedergedrückt wird.

Die bei dieser Meßanordnung einwandfrei erzielte Eigenfrequenz des Extensographen liegt in der Gegend von fast 300/sek. Abb. 3 zeigt ein derartiges Eigenschwingungsdiagramm, aus dem neben der Höhe der Eigenfrequenz auch die Stärke der Dämpfung, die zweckmäßig noch eine Kleinigkeit größer sein könnte, hervorgeht. Es sei ausdrücklich hervorgehoben, daß der angegebene Wert kein einzeln dastehender Ausnahmewert ist, sondern ein unter praktisch vorkommenden Verhältnissen immer wieder annähernd erzielter Wert. Das Diagramm Abb. 3 ist in $\frac{5}{8}$ der natürl. Größe wiedergegeben, so daß sich der Leser selbst ein Bild von der Genauigkeit des Auswertens dieser Eigenfrequenz machen kann. (Selbstverständlich ist für die angegebene Eigenfrequenz Voraussetzung, daß der Brückenträger, an dem der Extensograph befestigt wird, genügend steif ist. Dies ist aber bei neuzeitlichen Brücken ohne weiteres der Fall. Dagegen darf man beispielsweise die Eigenfrequenz nicht etwa zu bestimmen suchen, wenn man den Dehnungsmesser an der Holzplatte eines Tisches u. dergl. befestigt hat.)

Einige Dehnungsdiagramme (Abb. 9 bis 14), die mit diesem Extensographen ermittelt wurden und in natürlicher Größe wiedergegeben sind, dürften das besondere Interesse des Lesers erwecken. Sie sind an der neuen Norderelbbrücke zwischen Hamburg und Harburg aufgenommen worden.³⁾ Bei der Messung war der Apparat in lotrechter, also für die Registrierung verhältnismäßig ungünstigen Lage an einer senkrechten Strebe in der Mite des ersten Bogens, von Hamburg aus auf der linken Seite, angebracht.

³⁾ Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1928, Heft 22.

Diagramm 1 (Abb. 9) bezieht sich auf einen Personenzug. Die oberste Linie in diesem Diagramm wie auch in allen folgenden ist die Zeitmarkierung, die mit schwingender Feder arbeitet und eine Eigenfrequenz von 1500/min besitzt. Die nächste Linie von dem geraden Verlauf ist die sogenannte Nulllinie, von der aus die Dehnungen zu messen sind. Die dritte Linie ist endlich die eigentliche Dehnungskurve. Außer dem statischen Spannungsverlauf beobachtet man in ihr ziemlich regelmäßige langsame Schwingungen, die 4,25 mal in 1 sek wechseln und außerdem verhältnismäßig rasche, aber nur ziemlich schwache Schwingungen. An derjenigen Stelle, wo sie sich am stärksten äußern, beträgt ihre Frequenzzahl 80/sek. Die ersteren stellen offenbar Eigenschwingungen der Brücke dar, die durch den darüberfahrenden Zug angeregt wurden; die letzteren dürften auf den sogenannten Stoßeffect zurückzuführen sein (vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 3 u. 4).

Die weiteren Diagramme (Abb. 10 bis 14) sprechen nach dem Gesagten für sich selbst. In Diagramm 4 (Abb. 12) erkennt man wieder deutlich die langsamen Eigenschwingungen der Brücke. Im Diagramm 3 (Abb. 11) erkennt man ganz langsame Schwingungen, die von den einzelnen Wagen des F-D-Zuges herrühren. Der Verlauf der Diagramme 5 und 6 (Abb. 13 u. 14) ist infolge des gleichzeitigen Befahrens durch zwei Personenzüge in entgegengesetzter Richtung natürlich verwickelter.

Auf die mit der Tintenregistrierung im Gegensatz zur optischen erzielten scharfen Linien sei noch besonders hingewiesen. Sie gestatten, sofort nach der Aufnahme alle Feinheiten aus dem Diagramm zu erkennen. Die verwendete Papiergeschwindigkeit erweist sich, wie die Diagramme zeigen, ebenfalls als vollkommen ausreichend.

Wichtig ist, daß bei keinem der Diagramme Schwingungen in der Gegend der Eigenfrequenz des Extensographen, also zwischen 200 und 400/sek, einwandfrei festgestellt werden konnten; solche Schwingungen sind, wie man aus den scharfen Linien deutlich erkennt, entweder überhaupt nicht vorhanden oder doch so schwach, daß man sie für praktische Messungen ohne die geringsten Bedenken vernachlässigen kann. Wir erkennen dies namentlich, wenn wir bedenken, daß bei der eingestellten 220fachen Vergrößerung und der Meßlänge von 400 mm 1 mm im Diagramm einer Spannung von 25 kg/cm² entspricht. Nun sind aber die aufgezeichneten Kurven so scharf, daß man überlagerte Schwingungen mit einer Amplitude von $\pm 0,1$ mm noch wahrgenommen hätte; d. h. daß die mit einer Frequenz von über 200/sek wechselnden Dehnungen jedenfalls keine größeren Spannungen als $\pm 2,5$ kg/cm² ergeben können. Dieser Wert ist aber so gering gegenüber den sonstigen in der Brücke auftretenden Spannungen, daß er wenigstens, soweit praktische Messungen in Frage kommen, ohne Bedenken vernachlässigt werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken usw.

Von Ernest Rothenburg, C. E., Newark (N. J.).

Als zweckmäßiges System für Wegebrücken großer Spannweite steht die versteifte Hängebrücke mit an erster Stelle. Bei großen Spannweiten und Brückenbreiten ist selbstverständlich das Eigengewicht ein Vielfaches der Verkehrslasten. Um die bedeutenden Eigengewichte niedrig zu halten, stehen zwei Wege offen; erstens durch Verwendung hochwertiger Stahles und zweitens durch Wahl einer leichten Fahrbahnplatte. Das letztere Ziel kann mit Hilfe von Leichtbeton erreicht werden. Die Einführung von Duraluminium und ähnlichen Leichtmetalllegierungen als Ersatzkonstruktion für Betonplatten verspricht eine bedeutende Herabsetzung der Kabel- und Turmgewichte und gibt die Möglichkeit einer erheblichen Vergrößerung der Spannweite an die Hand.

Die aus hochwertigem Stahl hergestellten, verhältnismäßig kleinen Kabelquerschnitte haben große Verformungen der Brückenteile durch Verkehrslast zur Folge. Solange die senkrechten Durchbiegungen keine übergroße Fahrbahngradiente hervorbringen, ist theoretisch ein Versteifungsträger entbehrlich. Für Hängebrücken, die der Beförderung leichter Vorortzüge dienen und wo durch Verkehrs- und Temperaturlasten eine wesentliche Verschlechterung der Längsneigung eintreten kann, ist die Anordnung von senkrechten Versteifungsträgern eine Notwendigkeit.

Über die Berechnung versteifter Hängebrücken ist in amerikanischen Ingenieurkreisen viel gestritten worden. In europäischen Brücken, die im Vergleich mit amerikanischen Bauwerken nur kleine Spannweiten haben, spielen die Verkehrslasten eine große Rolle und bedingen einen kräftigen Versteifungsträger. Bei solchen Brücken mit kleinem Eigengewicht und geringen Durchbiegungen ist der Einfluß der Verformung auf die Spannungen des Versteifungsträgers gering und darf deshalb vernachlässigt werden, zumal da die Fehler noch auf der Sicherheitsseite liegen. Bei großen Spannweiten, großem Eigengewicht und verhältnismäßig kleinen Verkehrslasten werden durch Berücksichtigung der Durchbiegung bei der Berechnung erhebliche Vorteile erzielt.

In amerikanischen Kreisen ist für die Berechnungsweise ohne Einfluß der Durchbiegungen der etwas sonderbare Name „elastische

Methode“ eingeführt worden, während die Methode mit Berücksichtigung der Verformungen als „Durchbiegungsmethode“ bekannt ist.

Beide Berechnungsweisen sind von deutschen Forschern, wie Ritter, Müller-Breslau und insbesondere J. Melan, entwickelt worden. Prof. Melans Durchbiegungsmethode erschien zuerst im Jahre 1888; sie wurde das erstmalig bei dem Bau der Manhattanbrücke in New York angewandt, und Leon S. Moisseiff in New York gebührt die Ehre, ihre großen wirtschaftlichen Vorteile erstmalig erkannt und in die Praxis eingeführt zu haben. Prof. Melans Theorie baut sich auf der allgemeinen

Gleichung der elastischen Linie $\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ}$ auf; er erzielt Lösungen dieser Differentialgleichung mittels Potenzen der bekannten Zahl e . Bleich hat in seiner Abhandlung diese Potenzen durch Hyperbelfunktionen ersetzt. Prof. S. Timoshenko hat in seiner 1928 erschienenen Theorie an Stelle gleichmäßig verteilter Hänger eine Aufhängung in den wirklichen Knotenpunkten angenommen; er bewirkt die Lösung durch Anwendung rasch konvergierender trigonometrischer Reihen. Die „London Engineering“ hat 1928 eine schöne Lösung gebracht, die sich auf dem Gebrauch Fourrierscher Reihen aufbaut.

Diese verschiedenen Durchbiegungsmethoden setzen tüchtige mathematische Kenntnisse voraus und bedingen einen größeren Zeitaufwand als die „elastische Methode“. Allen Methoden ist aber der Nachteil gemein, daß besondere Einzelheiten der Konstruktion, die sich aus der Endauflagerung oder Endaufhängung der Versteifungsträger ergeben, Querschnittsveränderlichkeit des Versteifungsträgers usw., rechnerisch nur schwer erfaßt werden können.

Die letzteren Gründe haben den Verfasser veranlaßt, eine mechanische Lösung des Problems durch drei Fäden und ein Seilmodell zu versuchen. Diese mechanische Lösung führt das gesamte Kräftespiel überraschend klar vor Augen und liefert sehr gute Ergebnisse.

Wir trennen durch einen waagerechten Schnitt die unteren Enden der Zwischenhänger vom Versteifungsträger und erhalten für die theoretische

Vorstellung und auch für die mechanische Lösung zwei sehr einfache Systeme, die unabhängig voneinander arbeiten (Abb. 1). Es muß jedoch die Bedingung erfüllt werden, daß die senkrechten Durchbiegungen beider durch den waagerechten Schnitt getrennten Teile für jeden Schnittpunkt gleich sind. Um dieser Bedingung gerecht zu werden, zerlegen wir die zusätzliche Verkehrslast P in zwei Teile A und B (Abb. 2).

Unsere Aufgabe ist gelöst, wenn es gelingt, die Teillasten A und B und ihre Verteilung so zu wählen, daß der mit „A“ belastete Verstärkungsträger überall dieselbe lotrechte Durchbiegung hat, wie das mit der zugehörigen Teillast B belastete System der Hänger und unverteiften Kabel, die in waagerechter Richtung mehr oder weniger verschieblich oder auf pendelnden Turmspitzen gelagert sind.

Die Biegelinie des Verstärkungsträgers ist eine Momentenlinie zweiter Ordnung, die sich ergibt, wenn wir die Ordinaten der Momentenfläche der A -Lasten als EJ -fache elastische Gewichte eines einfachen Trägers betrachten.

Die Biegelinie des Kabels kann als eine erste Momentenkurve gewisser theoretischer Lasten, einschließlich der B -Lasten, gedeutet werden, wie später gezeigt wird.

Unsere Aufgabe kann nun etwas bestimmter festgelegt werden. Wir haben eine durch A -Lasten erzeugte Momentenkurve zweiter Ordnung des Verstärkungsträgers mit einer ersten Momentenkurve des Kabels aus kombinierten B -Lasten und abgeändertem Eigengewicht zu vergleichen, und Lasten von A nach B oder umgekehrt so lange zu verschieben, bis beide Biegelinien sich vollständig decken. Der Vergleich kann mittels zweier Fäden stattfinden. Die Durchbiegungen dieser Fäden können immer groß genug gewählt werden, um genaue Ergebnisse zu erzielen.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß ein belasteter, völlig biegsamer Faden die Form der ersten Momentenlinie der aufgebrachtten Lasten annimmt. Belastet man einen anderen Faden mit Gewichten, die die erste Momentenfläche gleichwertig ersetzen, so erhält man die Biegelinie des Systems oder die Momentenlinie zweiter Ordnung (Abb. 3 u. 4).

Beide Kurven, sowohl die erste als auch die zweite Momentenlinie, hängen bezüglich ihrer Form nicht von der absoluten Größe der Lasten, sondern von dem gegenseitigen Verhältnis der Lasten untereinander ab. Die Richtigkeit dieser Behauptung wird sofort klar, wenn wir bedenken, daß zeichnerisch eine statische Aufgabe in irgend einem Maßstabe gelöst werden kann. Hier gebrauchen wir Fäden, die die Seillecke der Lasten selbsttätig ersetzen. Wird nun ein Punkt einer Biegelinie rechnerisch ermittelt und der zugehörige Faden so lange angezogen oder nachgelassen, bis er durch den errechneten Punkt schlägt, so stellt er den Verlauf der ganzen Biegelinie in Größe und Form genau dar.

Wir wollen nun das sehr einfache Modell der unverteiften Kette oder des Seiles beschreiben (Abb. 5).

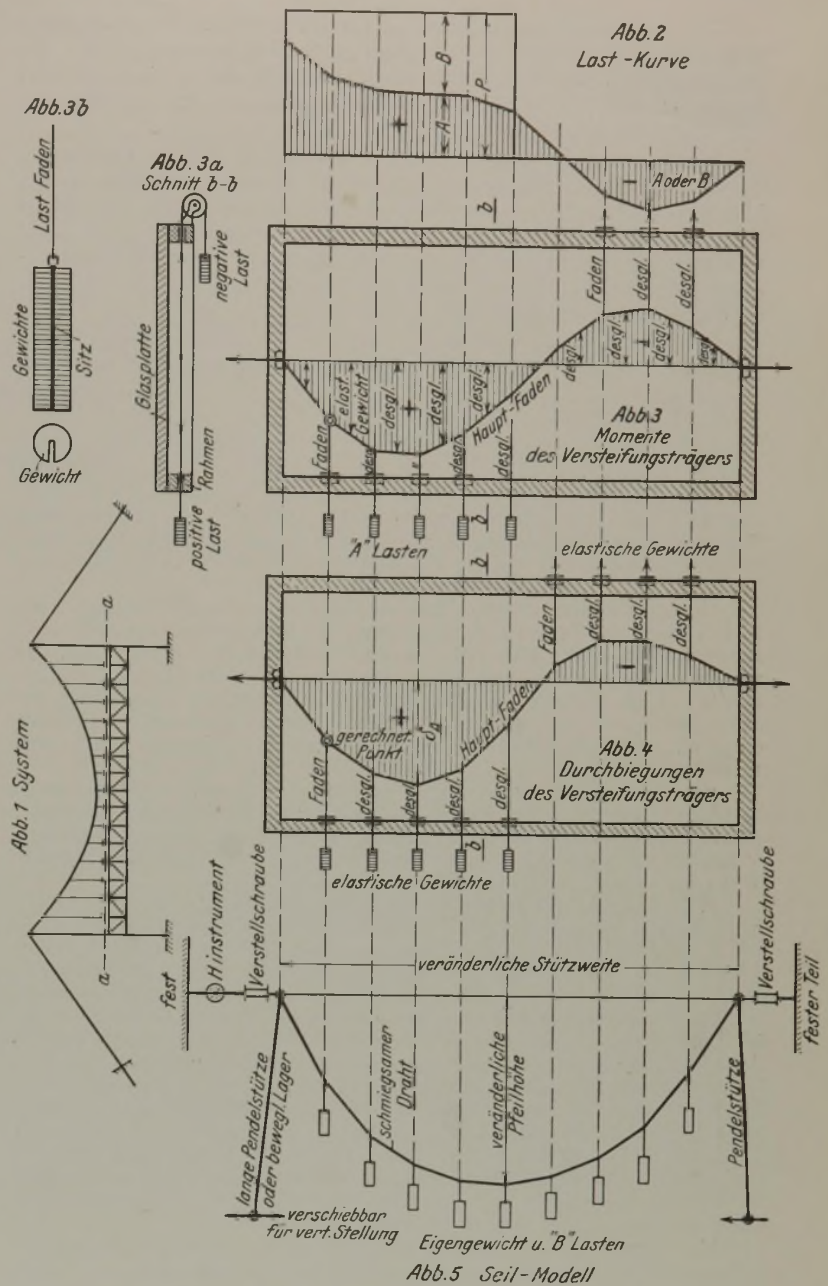
Für jede Öffnung längen wir einen schmiegsamen Draht für genaue Hängeranschlüsse ab, hängen ihn an Pendelstützen auf und belasten ihn in jedem Anschlußpunkt mit einer Last, die das auf diesen Punkt entfallende Eigengewicht der Brücke darstellt. Zu beiden Seiten der Aufhängung sind Mikrometerschrauben angebracht, die es erlauben, dem Modelldraht das genaue Pfeilverhältnis für verschiedene theoretische Wärmeänderungen und für Belastungen der Nebenöffnungen usw. zu geben. An einer Seite wird ein empfindliches Instrument eingeschaltet, an dem der waagerechte Zug H genau abgelesen werden kann. Der Querschnitt des Modelldrahtes muß so gewählt werden, daß seine Längenänderungen durch zusätzliche Verkehrslast proportional der wirklichen Kabeldehnung des Bauwerks sind; die zusätzlichen A - und B -Lasten des Modells müssen ebenfalls im wirklichen Verhältnis der Verkehrslast zu dem Eigengewicht bestimmt werden.

Als Gewichte für die mechanische Lösung werden mit großem Vorteil dünne Metallscheiben genommen, die zum Gebrauch für jeden Knotenpunkt an senkrechten Drähten aufgestapelt sind und in Sitze der Belastungsfäden eingeschoben werden können (Abb. 3b).

Nach diesen einfachen Vorbereitungen, die wenig Kosten verursachen, beginnen wir die mechanische Lösung für einen bestimmten Lastenfall. Wir stapeln die gegebene Verkehrslast P entsprechend auf und teilen sie versuchsweise in zwei Teile A und B . Da jede neu hinzutretende Last die Verteilung des Eigengewichts stört, so wirken auch außerhalb der zusätzlichen Verkehrslast P Teillasten A und B , die einander gleich sind und sowohl abwärts als auch aufwärts wirken. Mittels der A -Lasten und mit zwei Fäden konstruieren wir nun die Biegelinie des Verstärkungsträgers (Abb. 4).

Das Seilmodell wird auf den jeweils gegebenen Temperaturfall eingestellt und mit den B -Lasten belastet. Der veränderte Zug H wird abgelesen und die Spannweite für Änderung von H mittels Mikrometerschrauben berichtigt, um der Längenänderung der Kabel in den anstoßenden Öffnungen Rechnung zu tragen. Die Biegelinie des Seiles kann als Seillinie gewisser Lasten aufgefaßt werden, die wir bestimmen wollen.

M_0 und H_0 mögen Momente und waagerechter Zug aus Eigenlasten bei normaler Temperatur bedeuten. $\mathcal{J}M$ ist das Zusatzmoment nach Auf-



bringung von Verkehrslasten oder bei Wärmeänderung. y_0 ist die Seilordinate unter Eigenlast und bei normaler Wärme; $\mathcal{J}y$ ist die gesuchte lotrechte Durchbiegung des Seiles.

Wir haben die bekannten Gleichungen:

$$y_0 = \frac{M_0}{H_0}; M = M_0 + \mathcal{J}M,$$

$$y_0 + \mathcal{J}y = \frac{M_0 + \mathcal{J}M}{H}, \text{ wo } H = H_0 + \mathcal{J}H$$

$$\mathcal{J}y = \frac{M_0}{H} - \frac{M_0}{H_0} \cdot \frac{H}{H_0} + \frac{\mathcal{J}M}{H} \text{ oder}$$

$$\mathcal{J}y = \frac{M_0 \left(1 - \frac{H}{H_0}\right) + \mathcal{J}M}{H}.$$

Die letzte Gleichung ist ein Seileck der kombinierten B -Lasten und des Eigengewichts, welches letzteres mit dem Koeffizienten $\left(1 - \frac{H}{H_0}\right)$ zu multiplizieren ist. H und H_0 werden durch das Instrument abgelesen. Die $\mathcal{J}y$ -Biegelinie des Kabels kann nun durch einen dritten Faden eingestellt werden und muß für Längenänderung der Hänger durch B -Lasten und Wärmewechsel berichtigt werden.

Der $\mathcal{J}y$ -Faden der B -Lasten kann nun mit dem δ_A oder dem zweiten Faden der A -Lasten des Verstärkungsträgers verglichen werden, was am besten geschieht, wenn man die Fäden zu beiden Seiten einer Glasplatte hängt. Es ist mit einem Blick zu ersehen, wo die A -Lasten zu groß und wo sie zu klein gewählt worden sind; die Lasten werden nun so lange geändert, bis völlige Übereinstimmung der $\mathcal{J}y$ -Linie mit der δ_A -Linie vorliegt. Es ist überraschend, zu sehen, wie schnell nach einigen Probeversuchen genaue Lösungen mit drei Fäden und einem Draht erzielt werden können.

Die Fadenlösungen ergeben gleichzeitig die Durchbiegungen aller Punkte des Trägers, das jeweilige größte Biegemoment des Versteifungsträgers, die Scherkräfte durch Kenntnis der *A*-Lastverteilung, die Zusatzkräfte in den Hängestäben als *B*-Lasten und den waagerechten Zug *H* des Kabels.

Veränderlichkeit des Querschnitts der Versteifungsträger und dessen verschiedenartige Endauflagerung als freier oder durchlaufender Träger können leicht berücksichtigt werden. Die mechanische Lösung ist nicht als Vollersatz der Rechnung gedacht; sie soll hauptsächlich die Umstände aufklären, die rechnermäßig gar nicht oder nur mit großen Schwierigkeiten in Betracht gezogen werden können. Zum Schluß soll einer dieser Umstände besonders hervorgehoben werden.

Bei Wärmezunahme verlängert sich der Versteifungsträger großer Brücken erheblich; gleichzeitig verkürzt sich die Kabelstützweite der

Hauptöffnung infolge Verlängerung der Kabel der Seitenöffnungen. Alle Hänger weichen daher mehr oder weniger von ihrer normalen lotrechten Lage ab und verursachen waagerechte Kräfte im Versteifungsträger, die bei großen Fahrbelastungen nicht zu vernachlässigen sind. Die Fadenmethode gibt auch hier leicht Aufschluß über die entstehende Lastverteilung zwischen Kabel und Versteifungsträger.

Wenn systematisch aus- und durchgebildet, gibt die Fadenmethode einen wertvollen Beitrag zur statischen Theorie; sie erlaubt lehrreiche Lösungen für Stäbe, die gleichzeitig Axial- und Querlasten tragen, durch wiederholte Annäherung. Schwierige Aufgaben, wie die Berechnung bogenförmiger, unten eingespannter Dämme für Wasserdruck, die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten, die auf mehreren elastisch durchbiegbaren Trägern gelagert sind, usw., können systematisch und mechanisch mittels mehrerer Fäden in befriedigender Weise gelöst werden.

Vermischtes.

Zum 60. Geburtstag von Prof. M. Grünig. Am 10. Dezember feiert Prof. M. Grünig, Hannover, seinen 60. Geburtstag. Wenn ich als engerer Fachkollege an dieser Stelle den Werdegang Grünings und seine Bedeutung für die moderne Statik und den Eisenbau würdige, so bin ich des Interesses der Leser der „Bautechnik“ sicher.

Grünings Ausbildung und frühere Tätigkeit war sehr vielseitig. Nach Absolvierung der Technischen Hochschule in Charlottenburg im Jahre 1899 zuerst im Wasserbau tätig, suchte Grünig bald das Fach auf, das seiner besonderen Begabung entsprach, die angewandte Statik. Dazu bot ihm die Bearbeitung einer Reihe von Brückenentwürfen Gelegenheit, besonders aber seine eingehende Beschäftigung mit dem schwierigen Problem der drehbaren Luftschiffhallen, wozu er während des Krieges ins Reichsmarineamt berufen wurde.

Die praktische Tätigkeit regte Grünig zu bedeutenden theoretischen Arbeiten an, die er in einer großen Zahl von Veröffentlichungen niederlegte. Alle seine Arbeiten sind beherrscht durch die scharfe, exakte Denkungsweise, die, Herkömmliches vermeidend, in den Betrachtungen dem eigenen Wege folgt.

Kein Wunder, daß gerade das Knickproblem, dieses in allen Varianten erscheinende schwierige Problem der Statik, für Grünings Geist einen besonderen Anreiz bildete und Anlaß zu einer Reihe von grundlegenden Arbeiten bot. Insbesondere ist das Problem der Seitensteifigkeit offener Brücken in theoretisch hochstehender Weise von ihm behandelt worden.

Sein statisches Bekenntnis hat Grünig in dem 1925 erschienenen Werke: „Die Statik des ebenen Tragwerkes“ niedergelegt, das auch durch den selbständigen, eigenartigen und scharfen Gedankengang gekennzeichnet ist. 1926 erschien seine Schrift „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig wiederholter Belastung“, die in grundlegender Weise den Zusammenhang der Bauschingerschen Gesetze mit der Theorie des statisch unbestimmten Tragwerkes bringt und sicher den Auftakt zu weiteren Arbeiten in dieser Richtung geben wird. Man wird in Zukunft das statisch unbestimmte Tragwerk nicht beurteilen dürfen, ohne die Grüningsche Arbeit zu berücksichtigen.

Vor kurzem endlich erschien Grünings neuestes Werk „Der Eisenbau“, I. Band, als Teil der Otzenschen „Handbibliothek für Bauingenieure“. Auch hier zeigt sich wieder die Fortsetzung des durch die früheren Schriften gekennzeichneten Weges. Die Fragen der neuzeitlichen Festigkeitslehre sind u. a. vertieft behandelt, und die Theorie der Hängebrücken unter Berücksichtigung der Systemänderung durch Verformung während der Belastung wird von allen Fachgenossen mit besonderem Interesse gelesen werden. Daneben ist eine große Zahl konstruktiver Fragen eingehend behandelt.

Anläßlich seines 60. Geburtstages darf man nicht nur der fachlichen Tugenden des Jubilars gedenken. Grünings starker Charakter, sein aufrechtes, von Sachlichkeit beherrschtes, lauterer Wesen werden von allen, die mit ihm in Berührung kamen, ebenso hoch geschätzt wie seine fachliche Tätigkeit. So bin ich des Beifalls seiner weiteren und engeren Fachkollegen sicher, wenn ich dem Jubilar noch viele Jahre in voller Gesundheit und Schaffensfreude wünsche. K u l k a.

Eine Großkraftanlage in Umbrien. Der Ausbau der Wasserkräfte schreitet in Italien derart rasch vorwärts, daß dieses Land Frankreich und die Schweiz hinsichtlich der elektrischen Energieerzeugung weit überholt hat und in Europa an erster Stelle steht; bloß von den Vereinigten Staaten und Kanada wird es übertroffen in der Größe der Wasserkraftenergieerzeugung. Aber nicht nur die Gesamtleistung ist bemerkenswert, sondern auch die Größe einzelner Werke. Das vor kurzem dem Betrieb übergebene Eisackkraftwerk nächst Bozen, das mit einer Maschinenleistung von 250 000 PS in der Zentrale von Kardaun zu den größten Kraftwerken Europas zählt, wird nach dem Ausbau der im Bau befindlichen Wasserkraftanlage von Galleto bei Terni, dem Mittelpunkt der italienischen Stahlindustrie in Umbrien, noch übertroffen werden, da dort in einer einzigen Zentrale eine Maschinenleistung von 400 000 PS erzielt werden soll. Diese Spitzenleistungen hinsichtlich der Größe der Anlagen sind um so überraschender, als es sich im Apenninengebiet um kleine Flußläufe und verhältnismäßig geringe Gefälle handelt im Vergleich zu den Anlagen im Alpengebiet. Durch den vollständigen Ausbau des etwa 45 km langen Mittellaufes des Flusses Nera, eines Nebenflusses des Tiber, wird jedoch diese ungewöhnliche Leistung erreicht werden.

Nach dem großzügigen Programm der Gesellschaft „Terni“, das in drei Zeitabschnitten verwirklicht werden wird, soll die mittlere Nera vollständig ausgenutzt werden, und zwar zwischen Triponzo und der Einmündung des Velino, wo ein 44 km langer Stollen hergestellt werden soll. Außerdem sollen zwei Stauseen bei Posticcioia und bei S. Lucia im Tale des Velino mit zusammen 218 Mill. m³ Stauinhalt geschaffen werden.

Die Arbeiten des ersten Zeitabschnittes, nämlich die Herstellung eines Verbindungskanals zwischen dem Velino und dem See von Piediluco sowie der Zentrale von Galleto mit drei Maschinensätzen zu je 50 000 PS, sind bereits fertiggestellt. Dort wird die natürliche Gefällstufe — des 120 m hohen Wasserfalles von Marmore — des Flusses Velino ausgenutzt.

Im zweiten Abschnitt wird der 44 km lange Stollen und das Wehr von Triponzo ausgeführt und ein vierter Maschinensatz von 50 000 PS in der Zentrale Galleto aufgestellt werden. Der Stollen von 17 m² Querschnitt wird 22,5 m³/sek abführen können. Diese Arbeiten, die eine Ausbruchmenge von 800 000 m³ Fels und viele kühne Kunstbauten erheischen, stellen bei der überaus kurzen Bauzeit an die Leistungsfähigkeit der italienischen Bauindustrie bedeutende Anforderungen. Auf den sieben Baulosen werden etwa 3000 Arbeiter beschäftigt. Die Kostensumme wird mit 100 Mill. Lire angegeben.

Im dritten Zeitabschnitt findet die Regulierung des Velino statt, ferner die Erbauung der zwei erwähnten Talsperren, die auch als Hochwasserretentionsbecken dienen werden, sowie die Aufstellung der weiteren vier Maschinensätze von je 50 000 PS.

Nach Fertigstellung dieser Arbeiten wird Mittelitalien das größte Wasserkraftwerk Europas besitzen. Durch die Regulierung werden nicht nur die Hochwasserschäden vermieden werden, sondern es wird das ebene Gelände im Unterlaufe des Nera auch einer planmäßigen Bewässerung zugeführt werden können. Demnach wird das große Werk sowohl der industriellen Entwicklung Umbriens als auch seiner Landwirtschaft zugute kommen. Dr. Vieser.

Vom Bau der „Pancevobrücke“ über die Donau bei Belgrad. Im Anschluß an die in der „Bautechnik“ 1929, Heft 5, gebrachte Mitteilung über die „Pancevobrücke“ machen wir nachstehend weitere Angaben über den Baufortschritt bis Mitte September 1929.



Abb. 1. Eisgang an der Baustelle. Aufnahme vom 17. März 1929.

Der Beginn der Montearbeiten im Frühjahr 1929 ist durch die unvorhergesehene, lang andauernde Frostzeit und die dadurch bedingten außerordentlich schwierigen Eisverhältnisse in der Donau, sowie durch das darauf folgende Hochwasser um mehr als drei Monate verzögert



Abb. 2. Senkkasten-Montagegerüst und Entladestation in der Donau mit Transportsteg zum Lagerplatz am Belgrader Ufer. Aufnahme vom 17. März 1929.

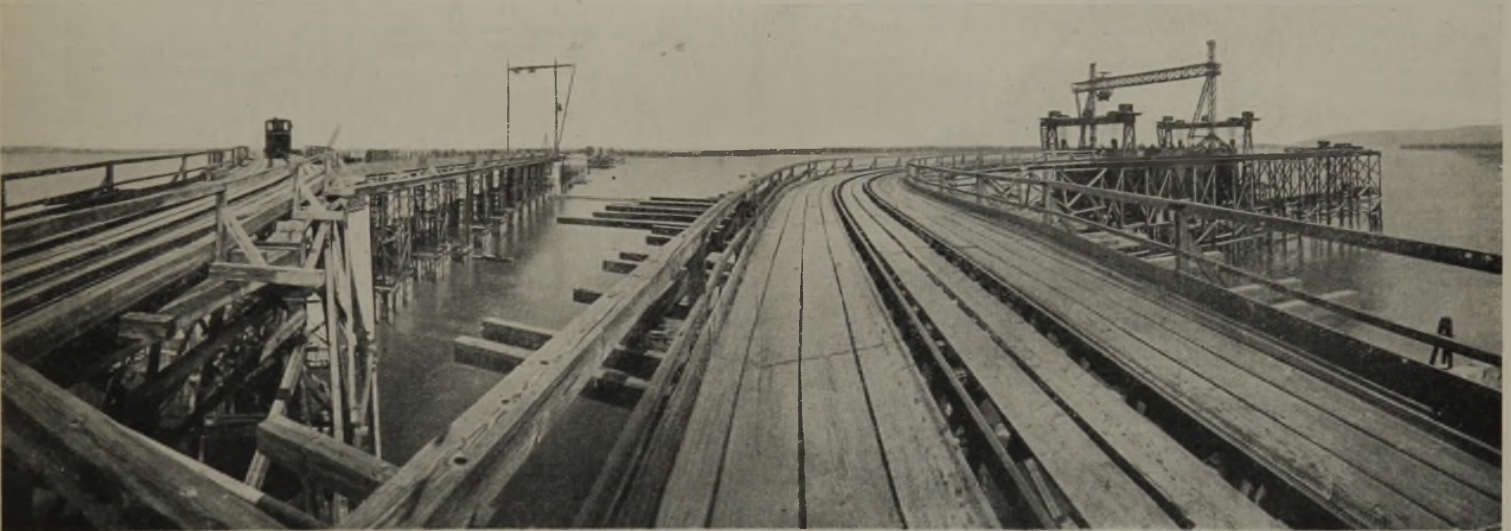


Abb. 3. Montagerüstung. Aufnahme vom 30. Juli 1929.

worden. Abb. 1 gibt ein anschauliches Bild von dem gewaltigen Eisgang an der Baustelle noch am 17. März 1929. In Abb. 2 vom gleichen Tage, die das Senkkasten-Montagegerüst und die Entladestation in der Donau mit Transportsteg zum Lagerplatz am Belgrader Ufer zeigt, sieht man im Hintergrunde einen im Eis eingefrorenen Dampfer, der auf einer mächtigen Scholle zu Tal getrieben wird.

Da infolge der Witterungsverhältnisse die Rammarbeiten für die

Montagerüstung erst im April 1929 aufgenommen werden konnten, konnte mit der Montage des ersten Überbaues erst im Sommer 1929 begonnen werden. Abb. 3 zeigt neben dem Senkkasten-Montagegerüst und der Entladestation die Montagerüstung für die Überbauten der Strombrücke. Es wurden zwei Öffnungen vollständig eingerüstet. Nach beendigter Montage dieser beiden Überbauten werden die Rüstungen für die beiden nächsten Öffnungen umgesetzt.

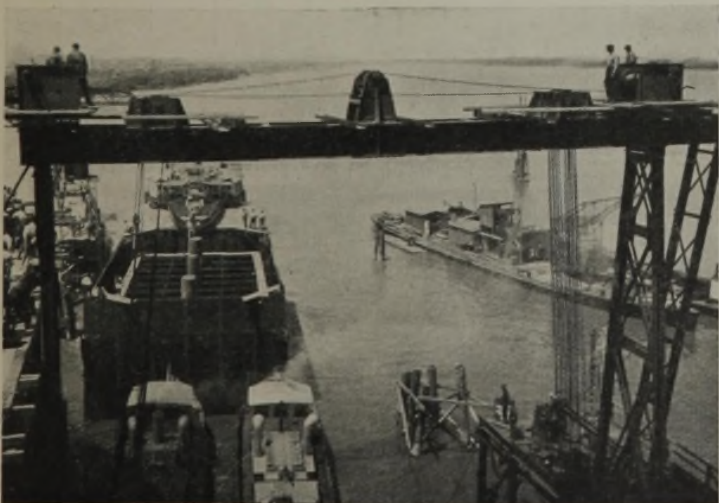


Abb. 4. Abschleppen eines Senkkastens durch Dampfer zur Verwendungsstelle.



Abb. 5. Montage des ersten Überbaues der Strombrücke. Stand der Arbeiten am 21. August 1929.



Abb. 6. Arbeiten mit dem Montierungskran.

An Senkkasten sind bisher sieben Stück auf der Baustelle fertiggestellt worden. Abb. 4 gibt ein anschauliches Bild von dem Abschleppen eines Senkkastens durch Dampfer zur Verwendungsstelle. Abb. 5 zeigt die Montage des ersten Überbaues mit Stand der Arbeiten am 21. August. Abb. 6 veranschaulicht das Arbeiten mit dem Montierungskran. Abb. 7 mit Stand der Arbeiten am 6. September zeigt das Einsetzen des Schlußstückes am ersten Überbau.

Bis zum Ende 1929 werden die beiden ersten Überbauten fertig montiert sein. Im nächsten Jahre sollen, wenn es die Witterungsverhältnisse erlauben, drei weitere Überbauten montiert werden.



Abb. 7. Montage des ersten Überbaues der Strombrücke. Stand der Arbeiten am 6. September 1929.

gestellt, deren Ausbildung im einzelnen aus Abb. 1 ersichtlich ist. Der Wasserbehälter wurde nach Fertigstellung des Betonbaues aus einzelnen Platten aufmontiert. Die Kosten der Betonkonstruktion beliefen sich auf

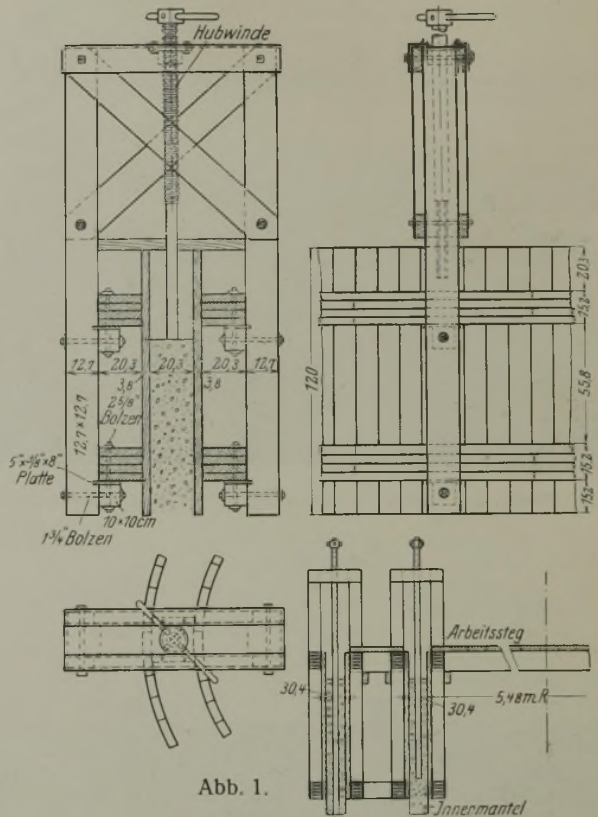


Abb. 1.

61 901 \$, die des Stahlbehälters auf 15 150 \$. Die zylindrische Form des Betonbaues hat sich als besonders zweckmäßig und billig erwiesen. Eine Ansicht und ein Achsschnitt durch den Turm ist in Abb. 2 dargestellt.

Zs.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zylinderschütz mit Antriebshebel. (Kl. 84a, Nr. 477610 vom 27. 3. 1926 von Maschinenbau AG. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schlesien. Zusatz zum Patent 426 419.) Um das Schachtröhrinnere von Einbauten völlig freizuhalten, werden für das Schütz zwei mit dem Antriebszapfen für den Antriebshebel in derselben senkrechten Ebene liegende seitliche schmale Führungsleisten vorgesehen, die das Ventil gegen Festklemmen sichern und namentlich bei niedrigen Zylinderventilen vorteilhaft sind. Der Ventilkörper 8 wird mittels des Gabelhebels 5 bewegt, der an festen Zapfen 6 am Ventil angreift, welches durch Hubstangen 2 gehoben und gesenkt wird. Der Drehzapfen des Hebels 5 lagert in einer Stange 10'. Parallel zur Ventilachse ist in der durch die Achse der Zapfen 6 und die Ventilachse gegebenen Ebene auf jeder Seite des Ventilkörpers 8 je eine schmale Führungsleiste 44 angeordnet. Der Ventilkörper trägt Lappen oder Schuhe 45, die sich bei 46 und 48 an die Führungsleisten 44° und 44¹ anlegen. Statt der Führungsstangen können Führungsleisten 58 und 44¹ an den Schachtröhren 58, 59 angeordnet werden (Abb. 2 u. 3). Die Schuhe 45 besitzen besondere Führungsstücke 50, die in einer Zylinderfläche gelagert sind, damit die Flächen 51 der Führungen immer voll an den Flächen der Führungsleisten 44° und 44¹ anliegen.

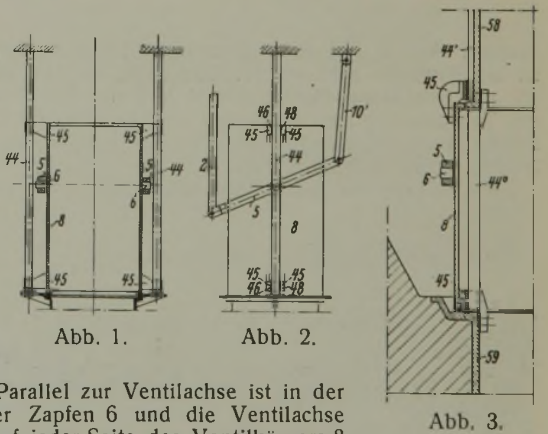


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

INHALT: Überbauten eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke. — Der Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.). — Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung. — Die Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen. — Fadenmodelle zur Berechnung verstellter Hängebrücken usw. — Vermischtes: Zum 60. Geburtstag von Prof. M. Grüning. — Großkraftanlage in Umbrien. — Vom Bau der „Pancevobridge“ über die Donau bei Belgrad. — Bau eines Wasserturms in Buffalo, N. Y. — Patentschau.

Bau eines Wasserturms in Buffalo, N. Y. In Eng. News-Rec. 1929 vom 13. Juni wird über die Herstellung eines Wasserturms in Buffalo berichtet. Dieser besteht aus einem äußeren, der architektonischen Aus-

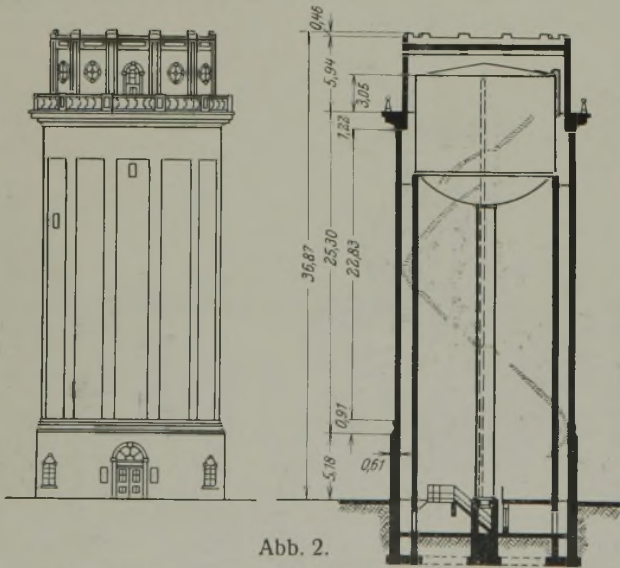


Abb. 2.

gestaltung dienenden Betonmantel und einem Innenmantel aus Beton, der den stählernen Wasserbehälter trägt. Beide Mäntel wurden in einem Arbeitsgang in einer hochwindbaren Wanderschaltung gleichzeitig her-