

10.877/III OK

P.271/51

Zur Tagung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 11./12. April 1951 in Wiesbaden.

# DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN  
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

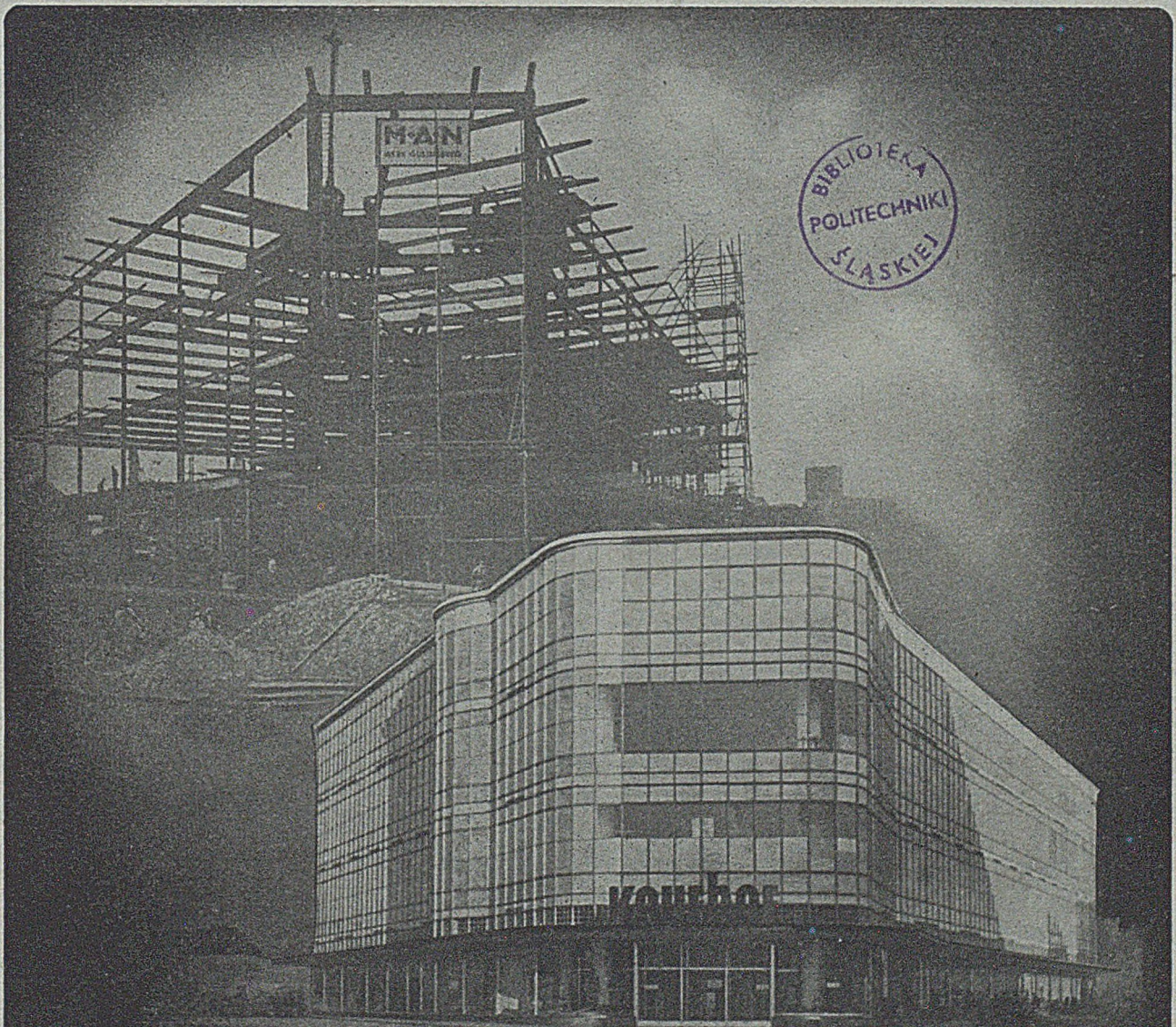
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, April 1951

Heft 4



M · A · N

## STAHLHOCHBAU

GESCHÄFTSHAUSER · WERKHALLEN · LAGERHALLEN · BAHNHOFSHALLEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG



**Frankipfahl-  
Baugesellschaft  
Düsseldorf**  
Goethestrasse 73  
Fernruf: 60847  
Zweigstelle:  
Hamburg: 221218



Der  
**Frankipfahl**  
die bewährte  
und wirtschaftliche  
**Pfahlgründung**  
für den  
**Hoch u. Tiefbau  
Brückenbau u.  
Industriebau.**



Zur Tagung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 11./12. April 1951 in Wiesbaden.

### Der neue Verkehrsweg Österleden in Stockholm.

Von Oberingenieur Kurt Otto Biehl, Hochtief-A.G., Essen und Dr.-Ing. habil. Max-Erich Feuchtinger, Beratender Ingenieur, Ulm-Donau.

Bericht über den in dem internationalen Wettbewerb Österleden mit dem zweiten Preis ausgezeichneten Entwurf der Arbeitsgemeinschaft Hochtief-A.G.-Essen und Dr.-Ing. habil. M.-E. Feuchtinger-Ulm (Mitarbeiter Dipl.-Ing. M. Striebel-Dortmund) unter Mitarbeit von Regierungsbaumeister a. D. Lauterwald-Essen für die Tunnellüftung und Architekt P. F. Schneider-Köln-Essen für die architektonische und die Stadtrandgestaltung.

Der Österleden ist das Schlußstück eines Verkehrsrings um die Innenstadt von Stockholm und ist seit etwa 30 Jahren geplant. Dieser Verkehrsring soll jeden nicht an die City gebundenen Verkehr von der Innenstadt abhalten und wird eine große Zahl radialer Ausfallstraßen aufnehmen.

#### A) Die Aufgabe.

Die Stadt Stockholm hat im Jahre 1948 einen allgemeinen und internationalen Wettbewerb zur Erlangung eines nach ästhetischen, verkehrlichen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten annehmbaren ideenmäßigen Entwurfes eines für alle Arten von Straßenverkehr einschl. Straßenbahn geeigneten Verkehrsweges (genannt Österleden=Ostweg) zwischen den Stadtteilen Södermalm, Södra Djurgården und Östermalm ausgeschrieben.

Der neue Verkehrsweg umfaßt hauptsächlich:

1. Eine Verkehrsverbindung zwischen Södermalm und Södra Djurgården, die als Hochbrücke oder als Tunnel ausgebildet werden kann;
2. die Fortsetzung dieser Hauptverkehrsader innerhalb Södra Djurgården;
3. eine Verkehrsverbindung zwischen Södra Djurgården und Östermalm bzw. Norra Djurgården mittels einer Brücke über oder einem Tunnel unter dem Wasserarm Djurgårdsbrunnsviken;
4. ein weitverzweigtes Netz von Zufahrtstraßen, das eine einwandfreie Verbindung mit dem Österleden erhalten soll. Dazu gehören im Norden der Strandvägen, der Valhallavägen und das Hafengebiet von Värtan. Im Süden soll der neue Verkehrsweg

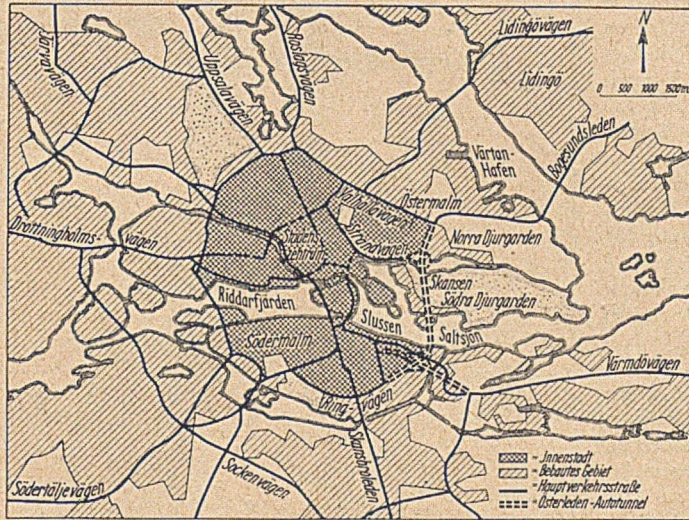


Abb. 1. Der Verkehrsring um Stockholm mit dem Österleden-Tunnel als Schlußstück.

Ein Schongebiet ersten Ranges ist das in ganz Schweden bekannte Freiluftmuseum und Erholungsgebiet Skansen auf Södra Djurgården (Abb. 3). Es befindet sich auf einer hügelartigen Geländeerhebung und ist von einem Park- und Waldgebiet mit wertvollem Baumbestand umgeben. In diesem Bereich befindet sich auch eine Behausung im Alt-Stockholmer Stil, das Nordische Museum, und eine Kunsthalle. Am Westrand liegen Hafen- und Industrieanlagen. Südlich vorgelagert ist die kleine Insel Beckholmen mit Werften.

Die Ausbildung des Österleden wird maßgeblich durch den Wasserverkehr auf dem Saltsjön beeinflusst, der von Handelsschiffen, Passagierdampfern und Kriegsschiffen befahren wird und eine freie Durchfahrthöhe von 40–42 m über MW erfordert bzw. eine freie

Fahrwassertiefe von 13 m unter MW (Abb. 2).

Im Nordabschnitt soll der Verkehrsweg so angelegt werden, daß eine saubere Abrundung der Stadtrandbebauung gegen die offene Landschaft erfolgen kann.

Im Südabschnitt liegt am Saltsjönufer das 45 m hohe Felsmassiv Fafången mit einem zu erhaltenden Park. Südlich schließt das Industrie- und Hafengebiet von Hammarby an, das dem Öster-



Abb. 2. Der Saltsjön im Bereich des Österleden.

außer an den Ringvägen auch an den Värmdövägen angeschlossen werden — vorschlagsweise mit einer Hochbrücke — sowie an den Hafen von Hammarby und an die Folkungagatan. Dabei sollen die Kreuzungen der wichtigsten Verkehrsadern, da mit großen Verkehrsmengen gerechnet wird, so angelegt werden, daß sie in verschiedenen Höhenlagen ausbaufähig sind.



Abb. 3. Freiluftmuseum Skansen.

Im Nordabschnitt soll der Verkehrsweg so angelegt werden, daß eine saubere Abrundung der Stadtrandbebauung gegen die offene Landschaft erfolgen kann.

Im Südabschnitt liegt am Saltsjönufer das 45 m hohe Felsmassiv Fafången mit einem zu erhaltenden Park. Südlich schließt das Industrie- und Hafengebiet von Hammarby an, das dem Öster-



leden einen beachtlichen Verkehrszufluß bringt. Westlich ist das Saltsjönufer zu Hafenzwecken ausgenutzt. Eine weitere Erhebung bis zu 40 m auf Södermalm, der Asöberget, ist gleichfalls zu einem Park ausgestaltet, der erhalten werden soll.

Angesichts dieser zahlreichen städtebaulichen und verkehrlichen Bindungen ist die Hauptaufgabe des Wettbewerbes, festzustellen, ob einer Hochbrücke oder einem Tunnel der Vorzug zu geben ist. In Schweden wurden bisher verschiedene Brücken- und Tunnellösungen entwickelt, die von dem Stadtplanungsamt Stockholm zu 4 Prinzipvorschlagen, 1 Brückenlösung, 2 kombinierte Lösungen mit Tunneln unter Skansen und 1 Tunnellösung, verarbeitet wurden. Diese Prinzipvorschlage sind veröffentlicht und waren den Wettbewerbsteilnehmern zugänglich. Dabei war man sich klar darüber, daß eine Hochbrücke „unerhörte verkehrstechnische und ästhetische Schwierigkeiten“ verursachen wird und insbesondere zu umfangreichen Kunstbauten für die Anschlüsse der Zufahrtstraßen führt, wenn sie die an den Österleden gestellten Verkehrsanforderungen erfüllen will. Bei einer Tunnelösung wurde zwar die Störungsfreiheit für Stadt, Landschaft und Schifffahrt als Vorteil betont, die geringere Anziehungskraft auf den Verkehr und die größeren Unterhaltungskosten jedoch als Nachteil angesehen. Außerdem fand man keine befriedigende Lösung für den wichtigen Anschluß des Värmdövägen und zweifelte deshalb daran, ob eine verkehrsgerechte Tunnellösung überhaupt technisch möglich ist.

**B) Brücke oder Tunnel?**

Die Untersuchung der ästhetischen, verkehrstechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte für beide Lösungsmöglichkeiten, Brücke und Tunnel, durch die Arbeitsgemeinschaft Hochtief-Dr. Feuchtinger hat zu dem Ergebnis geführt, daß ein Tunnel einer Brücke vorzuziehen ist. Die Vorteile der Tunnellösung kennzeichnen zugleich die Nachteile der Brückenlösung und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

**I. Ästhetische Gesichtspunkte:**

1. Schonung des Stadtbildes und der Landschaft im ganzen;
2. Schonung der empfindlichen Freiräume im einzelnen: die Parkanlagen auf Södermalm, der Saltsjön, der Bereich Skansen, der Djurgardsbrunnsviken, der Nobelpark;
3. Schonung der Bebauung auf Södermalm, Djurgardslätten südlich Skansen, und im Gesandtschaftsviertel auf Norra Djurgarden;
4. keine trennende Wirkung des Verkehrsweges zwischen der Innenstadt und den Außengebieten;
5. kein Einfluß des Verkehrsweges auf die weitere städtebauliche Entwicklung der Stadtteile in seinem Bereich;
6. keine störende Wirkung der Verkehrsknotenpunkte im Stadtbild infolge ihrer unterirdischen Lage.

**II. Verkehrstechnische Gesichtspunkte:**

7. Linienführung des Österleden auf kürzestem Wege;
8. räumliche Trennung der Verkehrsarten in Gestalt von eigenen Verkehrswegen für Kraftfahrzeuge, Straßenbahnen, Radfahrer und Fußgänger;
9. kreuzungsfreie Ausbildung der Verkehrsknotenpunkte durch die sich auswirkende Benützung verschiedener Höhenlagen;
10. Entlastung der oberirdischen Verkehrsanlagen, insbesondere der Verkehrsknotenpunkte, für die Dauer;

11. ungehinderte Schifffahrt auf dem Saltsjön, im Hafen Stadsgården, an den Dockanlagen auf Beckholmen und auf dem Djurgardsbrunnsviken;
12. unterirdische Verlängerungsmöglichkeit des neuen Verkehrsweges über die Programmforderung hinaus, insbesondere bei etwaiger Eingliederung des Straßenbahnnetzes in das im Bau

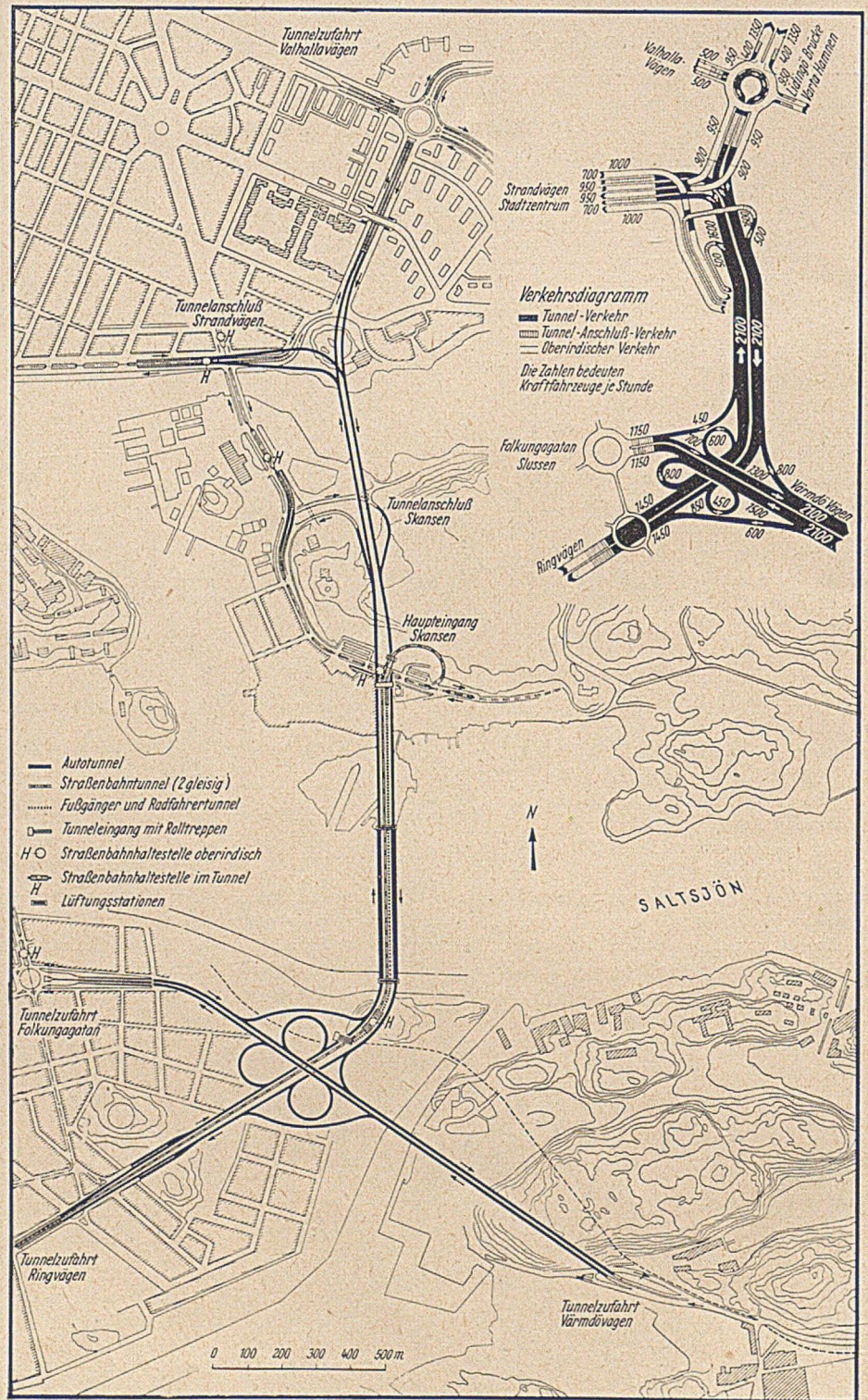


Abb. 4. Lageplan.

befindliche Tunnelbahnnetz, und für den Kraftverkehr im Bereiche des Ringvägen bei unerwartet steigender Motorisierung.

**III. Wirtschaftliche Gesichtspunkte:**

13. geringere Höhenverluste im Gradientenverlauf gegenüber einer Brücke; dadurch geringere Betriebskosten für die Verkehrsentwicklung (Treibstoff- und Zeitersparnis für Kraftfahrzeuge und



Straßenbahnen, Kraft- und Zeitersparnis für Radfahrer und Fußgänger) und schnelle Amortisation der Bau- und Unterhaltungskosten für den neuen Verkehrsweg;

14. stufenweise Bauausführung des neuen Verkehrsweges und der Verkehrsknotenpunkte entsprechend der tatsächlichen künftigen Verkehrsentwicklung und der Entwicklung der Baufinanzierungsmöglichkeiten;
15. Bauausführung unter geringster Störung aller oberirdischen Bauten und Verkehrsanlagen, insbesondere der bebauten Gebiete auf Södermalm, Skansen und Norra Djurgården, der Erholungsanlagen auf Skansen, des oberirdischen allgemeinen Straßenverkehrs, der öffentlichen Nahverkehrsmittel und der Schifffahrt auf dem Saltsjön und dem Djurgårdsbrunnsviken.

C) Generelle Anordnung des Verkehrsweges.

Der neue Verkehrsweg besteht im einzelnen aus (Abb. 4):

1. 2 Tunnel für Kraftfahrzeuge mit getrennten Richtungsfahrbahnen im Zuge des Österleden = Österleden-Autotunnel (auch „Haupttunnel“ genannt);
2. 1 Tunnel für Straßenbahnen im Zuge des Österleden = „Straßenbahn-Tunnel“;
3. 1 Tunnel für Radfahrer und Fußgänger im Zuge des Österleden = „Radfahrer- und Fußgänger-Tunnel“;
4. 2 Tunnel für Kraftfahrzeuge mit getrennten Richtungsfahrbahnen im Zuge des Värmdövägen = „Värmdö-Autotunnel“.

Zu diesen 4 Hauptverkehrswegen ist folgendes zu bemerken:

1. Österleden-Autotunnel:

Der Tunnel schließt den Verkehrsring um die Stockholmer Innenstadt auf kürzestem Wege.

Die Zufahrt Ringvägen vermittelt die Aufnahme des über den Ringvägen laufenden Hauptverkehrs sowie die Aufnahme des Verkehrs aus dem Hafen Hammarby und aus der Tunnelumgebung.

Der Anschluß Skansen vermittelt den Zielverkehr nach Skansen.

Der Anschluß Strandvägen vermittelt den nach dem Stadtzentrum und nach Östermalm gerichteten Verkehr.

Die Zufahrt Valhallavägen gibt den Tunnelverkehr an die Ausfallstraße nach Värtan und an den Valhallavägen im Zuge des Verkehrsrings ab.

Durch die Schaffung der beiden Unterwegs-Anschlüsse treten nirgends übermäßige Verkehrsballungen auf. Vor allem wird von Skansen jeder Fremdverkehr ferngehalten.

2. Straßenbahn-Tunnel:

Der Tunnel beginnt am Ringvägen und endet am Haupteingang Skansen. Dadurch werden die bestehenden Straßenbahnnetze auf Södermalm und auf Östermalm auf kürzestem Wege miteinander verbunden und zugleich an den Haupteingang Skansen herangebracht.

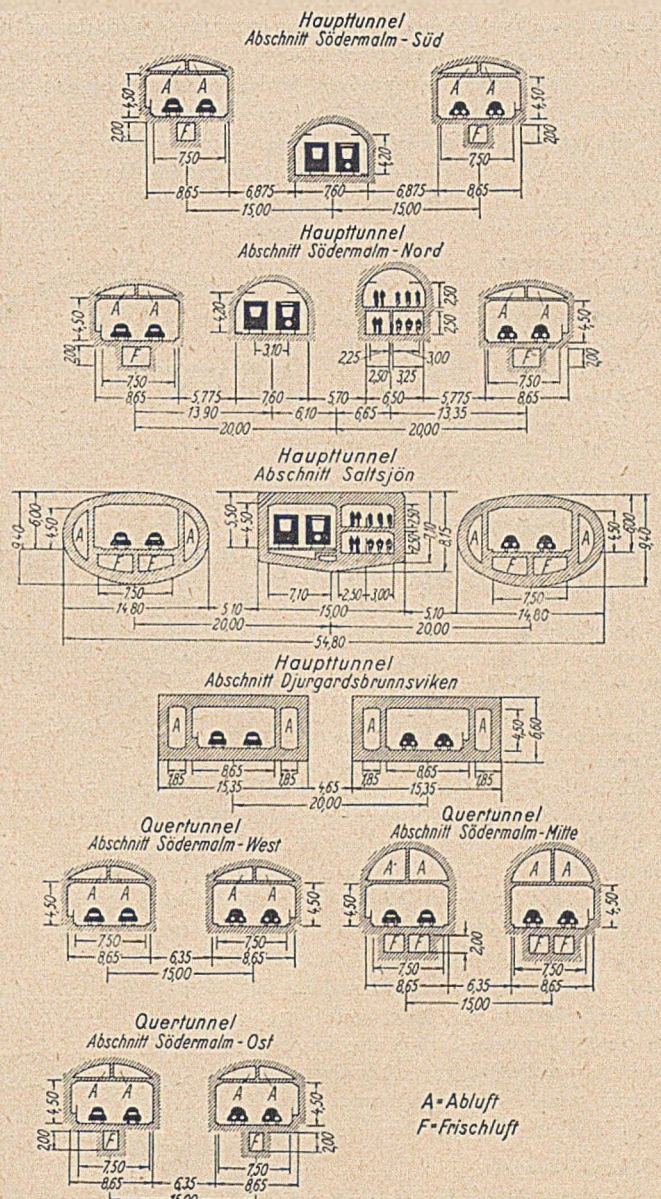


Abb. 6. Tunnelquerschnitte.

Ein Unterwegs-Anschluß befindet sich an der Folkungagatan, wo der Übergang in die oberirdischen Straßenbahnen durch einen Rolltreppenschacht erfolgt. Hier ist auch ein Anschluß an Außen-Omnibuslinien im Zuge des Värmdövägen möglich.

3. Radfahrer- und Fußgängertunnel:

Die Zugänge liegen in Rolltreppenschächten an der Folkungagatan auf Södermalm und am Haupteingang Skansen. Dadurch wird der Saltsjön auf kürzestem Wege durchquert. Im Süden wird ganz Södermalm als Einflußgebiet erfaßt, im Norden der Haupteingang Skansen unmittelbar erreicht.

4. Värmdö-Autotunnel:

Der Tunnel hat zwischen den Zufahrten Folkungagatan und Värmdövägen eine zügige Linienführung und gibt den Ausfallverkehr aus dem Stadtzentrum schnellstens an den Värmdövägen ab.

Die Verbindung mit dem Österleden-Autotunnel erfolgt mittels eines dreiblättrigen Kleeblattes. Dadurch werden die im Programm geforderten Eckverkehrsströme kreuzungsfrei in den Haupttunnel überführt.

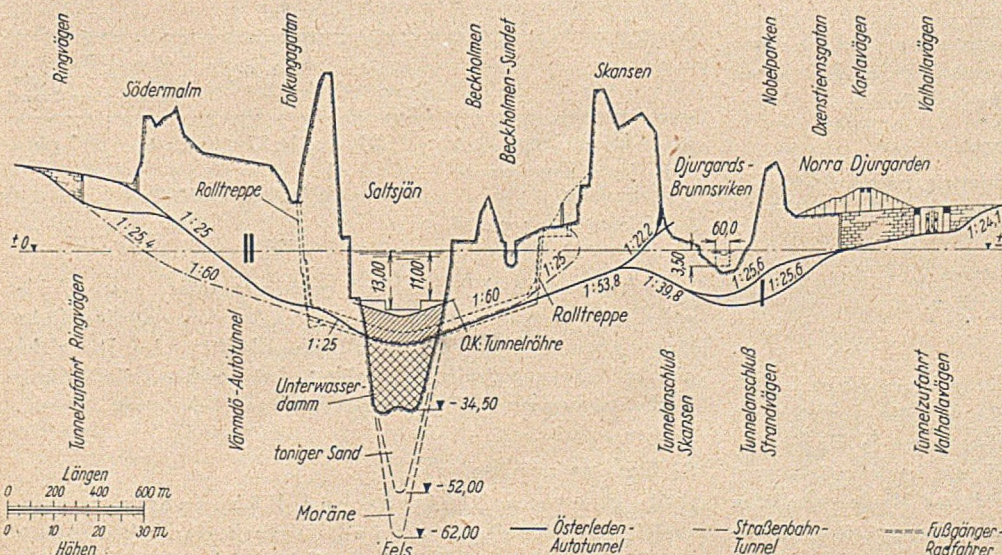


Abb. 5. Höhenplan.



Das Verkehrsdiagramm für das entworfene Verkehrssystem, abgeleitet aus den Programmforderungen, zeigt an, daß durch diese generelle Anordnung, insbesondere durch die Anordnung der Knotenpunkte, nirgends Verkehrsballungen auftreten.

Auch ein stufenweiser Ausbau des Verkehrssystems ist leicht möglich, indem zunächst der Haupttunnel bis Skansen gebaut wird (einschl. des unterirdischen Kleeblattes), dann der nördliche Abschnitt Skansen-Valhallavägen sowie der Värmdö-Autotunnel.

D) Linienführung.

1. Der Österleden-Tunnel:

Der Tunnel hat eine gestreckte Linienführung mit folgenden Längen:

- 2 Autotunnel mit je 3,688 km (erste Baustufe 2,394 km);
- 1 Straßenbahn-Tunnel mit 2,382 km Länge;
- 1 Radfahrer- und Fußgänger-Tunnel mit 0,995 km Länge.

Die entsprechenden kleinsten Halbmesser betragen 203 m, 70 m und 213 m.

Unter Land laufen die 4 Tunnel in getrennten Röhren; unter dem Saltsjön werden der Straßenbahn- und der Radfahrer- und Fußgängertunnel zu einer Röhre zusammengefaßt. Die Übergänge zwischen den Felstunneln unter Land und den Saltsjöntunneln liegen in den steil abfallenden Felswänden bei Fafängen und Beckholmen, so daß bauliche Schwierigkeiten für die Übergangsbauwerke vermieden werden. Die Dockanlagen auf Beckholmen werden nicht berührt. Auf der Insel läßt sich ein Vortriebsschacht und eine Lüftungsstation errichten. Der Straßenbahn-Tunnel steigt auf Skansen in einer Kehrschleife zum Haupteingang Skansen auf.

Die Linienführung aller Einzeltunnel ist sehr gestreckt und weist auch dort, wo der Straßenbahn-Tunnel abgesondert wird und wo die Anschlüsse Skansen und Strandvägen abzweigen, weit ausgezogene Übergänge zwischen den Geraden auf.

2. Värmdö-Tunnel:

Der aus 2 Richtungstunneln bestehende Tunnel hat eine Länge von je 1,588 km und einen geringsten Halbmesser von 250 m.

Laut Programmforderung mündet der Värmdö-Tunnel in die bestehende Straßenführung des Värmdövägen ein. Das ostseitige Tunnelportal ist jedoch so angeordnet, daß ein neuer Värmdövägen und eine neue äußere Ringstraße in jedem Falle einen guten Anschluß an den Värmdö-Tunnel finden können.

3. Kreuzung Österleden- und Värmdö-Tunnel:

Das unterirdische Kleeblatt ist dreiblättrig, nachdem zwischen den Zufahrten Folkungagatan und Ringvägen kein Eckverkehr auftritt.

Die Länge der Verbindungsstrecke beträgt 1,817 km einfache Fahrbahn, der kleinste Halbmesser beträgt 60 m.

E) Gradientenführung.

Um eine gestreckte Linienführung des Tunnel sowohl im Grundriß wie im Aufriß unter größter Beschränkung der Tunnelängen und verlörener Steigungen erreichen zu können, wurde die Fahrbahnoberkante des Tunneln so hoch wie irgend möglich gehalten, d. h. es wurden lediglich die geforderten Mindestfahrtiefen in den Wasserarmen und die notwendigen Wannenausrundungen der Gradienten eingehalten (Abb. 5).

Erst dadurch, daß es möglich wurde, diese Mindestmaße für die Tiefenlage des Tunneln einzuhalten, konnten die Tunnelrampen kurz werden und die Tunnelanschlüsse eine so günstige Ausbildung erhalten. Der hiermit verbundene wirtschaftliche Betrieb des gesamten Verkehrssystems gibt dem Tunnel einen wesentlichen Vorsprung gegenüber einer Brücke. Die Ersparnis verlörener Steigungen im Zusammenhang mit günstigster Ausnutzung der Geländehöhen südlich und nördlich des Saltsjön bringt eine große Ersparnis

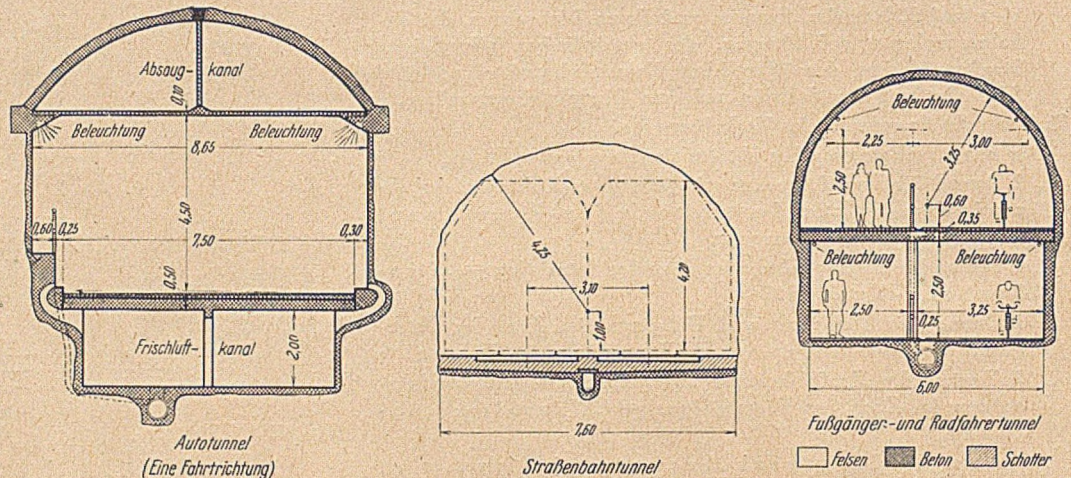


Abb. 7. Tunnelquerschnitte im Fels.

an Betriebsstoffkosten sowohl im Autoverkehr wie im Straßenbahnverkehr mit sich, deren Kapitalisierung bei einem Kostenvergleich zwischen Tunnel und Brücke in Rechnung gestellt werden muß.

Die Einhaltung der zulässigen Steigungen, Kuppen- und Wannenausrundungen ist für alle in Frage kommenden Verkehrsarten bei den einzelnen Tunneln gemäß folgender Tabelle gewährleistet:

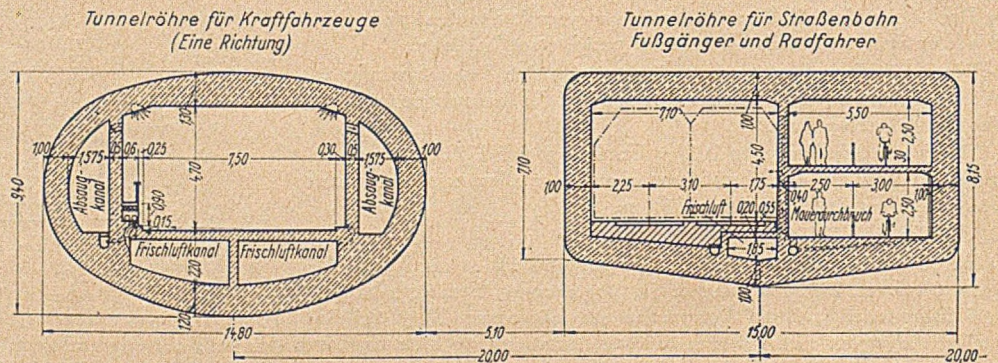


Abb. 8. Tunnelquerschnitt unter dem Saltsjön.

	Österleden-Autotunnel	Värmdö-Autotunnel	Straßenbahn-Tunnel	Radfahrer- u. Fußgänger-Tunnel
Größte Steigung	1 : 25	1 : 27	1 : 25	1 : 60
Kleinste Kuppenausrundung	4000 m	5000 m	5000 m	—
Kleinste Wannenausrundung	4000 m	4000 m	5000 m	—

Auch die Anschlüsse sind gradientenmäßig so ausgebildet, daß die nach dem Programm auf kürzeren Strecken zulässige Höchststeigung von 1 : 20 in keinem Falle überschritten wird. Das gleiche gilt für das unterirdische Kleeblatt, bei welchem die zulässige Höchststeigung nur auf den am schwächsten belasteten Eckverbindungen auftritt.

F) Tunnelquerschnitte.

Die geforderten Breiten- und Höhenabmessungen sind für alle Verkehrsarten bei allen Tunneln eingehalten (Abb. 6). Im einzelnen ist zu den Tunnelquerschnitten folgendes zu bemerken:

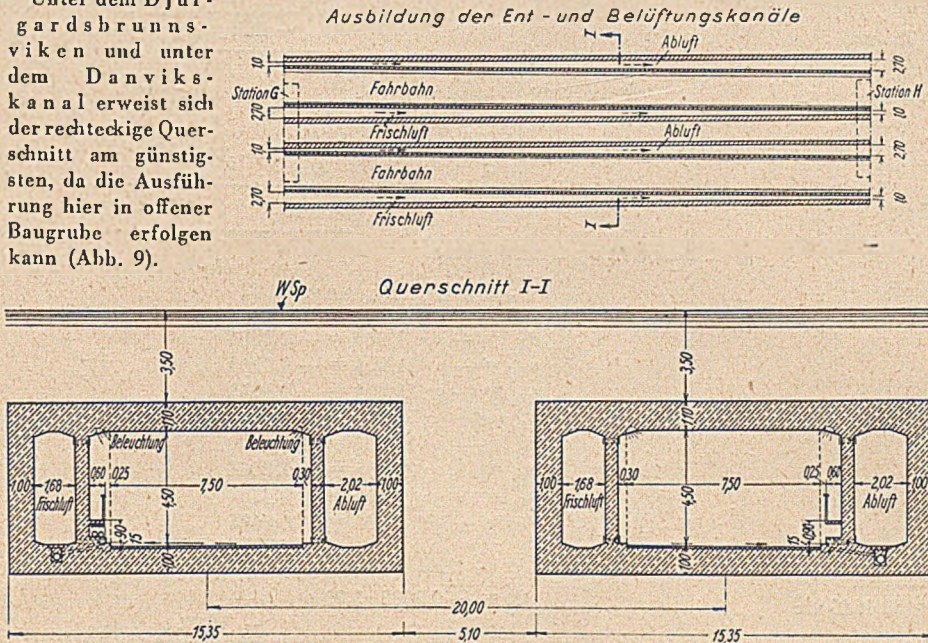


1. Auto-Tunnel:

Die im Felsquerschnitt beim Ausbruch über das geforderte Lichtraumprofil hinausstehenden Kalotten werden für die Unterbringung der Luftkanäle benutzt (Abb. 7).

Der unter dem Saltsjön vorgesehene Ovalquerschnitt läßt eine hohe Fahrhahnoberkante zu, erzielt eine optimale Raumaussnutzung und ist auch statisch dem in der Tiefe zunehmenden Wasserdruck angepaßt (Abb. 8).

Unter dem Djurgardsbrunnsviken und unter dem Danvikskanal erweist sich der rechteckige Querschnitt am günstigsten, da die Ausführung hier in offener Baugrube erfolgen kann (Abb. 9).



2. Straßenbahn-Tunnel:

Der Gleiskörper erhält im Felsabschnitt unter Land beiderseitig einen Sicherheitsraum von 0,85 m. Im Saltsjön-Abschnitt unter Wasser ist ein einseitiger Sicherheitsraum von 0,85 m vorgesehen. Der innere Sicherheitsraum wird durch den angrenzenden

Gehweg gebildet, welcher durch Mauerdurchbrüche mit dem Straßenbahnraum verbunden ist.

3. Radfahrer- und Fußgänger-Tunnel:

Für die Radfahrer und Fußgänger ist sowohl aus verkehrstechnischen Gründen hinsichtlich einer einfachen Ausbildung der Zu- und Abgänge wie aus bauwirtschaftlichen Gründen hinsichtlich der Ersparnis von Tunnelquerschnittsflächen ein besonderer Tunnel vorgesehen. Dies gilt für die Felsabschnitte unter Land. Im

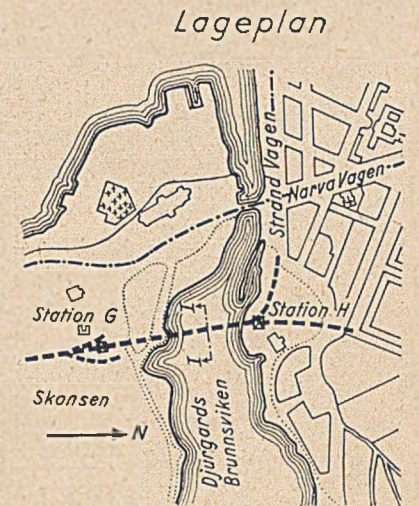


Abb. 9. Lageplan und Querschnitt des Tunnels unter dem Djurgardsbrunnsviken.

Saltsjön-Abschnitt unter Wasser ist der Radfahrer- und Fußgänger-Tunnel an den Straßenbahn-Tunnel angeschlossen. Um einen angenehmen Durchgang zu ermöglichen, sind Radfahrer und Fußgänger in einem Raum ohne Trennwände zusammengefaßt.

(Schluß folgt.)

Näherungsverfahren zur Spannungsermittlung quadratischer, symmetrisch bewehrter Stahlbetonstützen bei zweiachsiger Außermittigkeit.

Von Heinrich de Ginder, Prüflingenieur für Baustatik, Frankfurt a. M.

In den meisten Fällen der Praxis treten in Eckstützen und in Mittelstützen sich kreuzender Rahmen Außermittigkeiten in zwei Richtungen auf. Die genaue Berechnung der Eckspannungen ist sehr zeitaufwendig, da zur Ermittlung der genauen Nulllinie eine Reihe Versuchsrechnungen erforderlich werden. Nachstehend soll nun ein Verfahren gezeigt werden, die Nulllinie und die Eckspannungen rasch zu ermitteln. Für den einfachsten Fall,  $e_x = e_y$ , also die Nulllinie parallel zur Diagonalen, wurde eine Zahlentafel berechnet. Die Nulllinienabstände und Außermittigkeiten sind in Bruchteilen der Seitenlängen  $D$  angegeben. Zwischenwerte sind, mit genügender Genauigkeit auf einer Parabel liegend, leicht zu ermitteln. Falls die Außermittigkeiten verschieden groß sind, lassen sich die größten Eckspannungen des Betons ebenfalls mit den Zahlenwerten ermitteln. Die Summen der Außermittigkeiten müssen in diesem Falle mit  $\cos 45^\circ$  erweitert werden; hierdurch erhält man die resultierende Außermittigkeit, senkrecht zur Richtung der Diagonalen. Während hierbei die Beton-eckspannung nahezu gleich mit der bei genauer Nulllinie ermittelten wird, ist für die Stahlspannungen folgendes zu bemerken:

Wie aus dem Zahlenbeispiel hervorgeht, ist bei der parallel zur Diagonalen angenommenen Nulllinie die Stahlzugspannung um rd. 8,34% zu klein, die Stahldruckspannung aber um rd. 1% zu groß. Anschließend an das Zahlenbeispiel sind noch drei Beispiele gebracht, die die Unterschiede der Stahlspannungen zwischen genauer und angenommener Nulllinie zeigen.

Zur angenäherten Ermittlung der Stahlzugspannungen schlage ich folgendes vor:

Bei Nulllinienabschnitten kleiner als die Seitenlänge  $D$  werden als Stahlzugspannungen die etwas zu großen Stahldruckspannungen eingesetzt. Bei Nulllinienabschnitten größer als  $D$  werden die errechneten

Stahlzugspannungen um 10% erhöht. Hierbei liegt man auf der sicheren Seite.

Zur Berechnung der Zahlentafel wurde ein Querschnitt 30/30 cm, nacheinander mit einem Stahlquerschnitt  $8 \Phi 12 = 1,0\%$ ;  $8 \Phi 14 = 1,37\%$ ;  $8 \Phi 16 = 1,79\%$ ;  $8 \Phi 18 = 2,26\%$ ;  $8 \Phi 20 = 2,80\%$ ;  $8 \Phi 22 = 3,38\%$  angenommen.

Wird die Nulllinie, bei 1% Bewehrung, weiter als  $1,331 \cdot D$  vorgeschoben, so wird die resultierende Normalkraft eine Zugkraft. Nachstehend wird in einem Zahlenbeispiel der Rechnungsgang erläutert.

Zahlenbeispiel:

Gegeben eine quadratische Stütze von 30 cm Seitenlänge mit  $8 \Phi 22$  mm bewehrt. Normalkraft  $N = 17,70$  t. Außermittigkeiten:  $e_x = 21,25$  cm,  $e_y = 7,084$  cm.

a) Genaue Spannungsermittlung:

Die Lage und Richtung der genauen Nulllinie wurde durch Versuchsrechnungen gefunden (Abb. 1).

Als größte Eckspannung des Betons werden vorerst  $100 \text{ kg/cm}^2$  angenommen.

Der Beton-Druckkörper besteht aus der Differenz zweier Pyramiden.

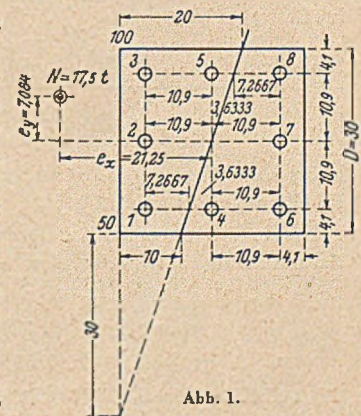


Abb. 1.



Beton-Druckkörper:

$$D_{B_1} = -\frac{100}{6} \cdot 20 \cdot 60 = -20\,000 \text{ kg}$$

$$D_{B_2} = +\frac{50}{6} \cdot 10 \cdot 30 = +2\,500 \text{ kg}$$

$$D_B = -17\,500 \text{ kg.}$$

Der Schwerpunkt der Pyramide liegt im Viertel der Seitenlängen.

$$M'_{x_{DB}} = -20\,000 \cdot \frac{20}{4} + 2\,500 \cdot \frac{10}{4} = -93\,75 \text{ cmt}$$

$$M'_{y_{DB}} = -20\,000 \cdot \frac{60}{4} + 2\,500 \cdot \left(\frac{30}{4} + 30\right) = -206\,25 \text{ cmt.}$$

Stahlspannungen:

$$\rho = \frac{15 \cdot \sigma_b}{20} = \frac{15 \cdot 0,1}{20} = 0,075$$

$$\sigma_e = \rho \cdot \mu;$$

$$\sigma_{e_1} = -\rho \cdot 7,2667 = -0,5450 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{e_2} = -\rho \cdot 10,90 = -0,8175 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_3} = -\rho \cdot 14,5333 = -1,0900 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_4} = +\rho \cdot 3,6333 = +0,2725 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_5} = -\rho \cdot 3,6333 = -0,2725 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_6} = +\rho \cdot 14,5333 = +1,0900 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_7} = +\rho \cdot 10,90 = +0,8175 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_8} = +\rho \cdot 7,2667 = +0,5450 \text{ ,,}$$

$$St = \pm 0;$$

$$N = D_B = -17\,500 \text{ t} \quad f_1 = \phi 22 = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$M'_{x_{fe}} = -2,4525 \cdot 4,10 + 2,4525 \cdot 25,9 = +53,4645 \cdot fe$$

$$M'_{x_{fe}} = +53,4645 \cdot 3,8 = +203,1651 \text{ cmt}$$

$$M'_{y_{fe}} = -0,8175 \cdot 4,10 + 0,8175 \cdot 25,9 = +17,8215 \text{ fe}$$

$$M'_{y_{fe}} = +17,8215 \cdot 3,80 = +67,7217 \text{ cmt}$$

$$\Sigma M'_x = -93,75 + 203,1615 = +109,4115 \text{ tcm}$$

$$\Sigma M'_y = -206,25 + 67,7217 = -138,5283 \text{ tcm.}$$

$$x = \frac{109,4115}{17,5} = -6,25 \text{ cm}$$

$$e_x = 6,25 + 15 = 21,25 \text{ cm}$$

$$y = \frac{138,5283}{17,5} = +7,916 \text{ cm}$$

$$e_y = 15 - 7,916 = 7,084 \text{ cm.}$$

Es besteht volle Uebereinstimmung der Auermitten und Normalkraft.

Daher:  $\sigma_{b_{max}} = 100 \text{ kg/cm}^2 = \frac{100}{17,5} \cdot 17,5$

$$\sigma_{e_{max}} = 1090 \text{ kg/cm}^2 = \frac{1010}{17,5} \cdot 17,5.$$

b. Spannungsermittlung unter Benutzung der Zahlentafel (Abb. 2 u. 3).

Um die Werte der Zahlentafel benutzen zu können, muß die resultierende Auermittigkeit auf die Diagonale bezogen werden.

$$e_R = (e_x + e_y) \cdot \cos 45^\circ$$

$$e_R = (21,25 + 7,084) \cdot 0,70711 = 20,0353 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y = 20,0353 \cdot 0,70711 = 14,16713 \text{ cm}$$

$$14,16713 : D = 14,16713 : 30 = 0,472238 \cdot D$$

$$f_e = 8 \phi 22 = 3,38\%.$$

x liegt zwischen 0,95 und 1,00. Der genaue Wert von x wird durch Zwischenrechnung ermittelt.

Für  $\mu = 3,38\%$  ergibt sich:

Betondruckkorper.

Dieser besteht aus der Differenz dreier Pyramiden. Als größte Eckspannung des Betons werden vorerst 100 kg/cm<sup>2</sup> angenommen.

$$\sigma_{b_1} = \frac{100}{31,004} \cdot 1,004 = 3,2383 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_{B_1} = -\frac{100}{6} \cdot 31,004^2 = -16020,8 \text{ kg}$$

$$D_{B_2} = +\frac{3,2383}{6} \cdot 1,004^2 = +0,5 \text{ kg}$$

$$D_{B_3} = D_{B_2} = +0,5 \text{ kg}$$

$$D_{B_4} = -16019,8 \text{ kg}$$

$$D_{B_1} = -16,02 \text{ t}$$

$$M'_{x_{DB}} = M'_{y_{DB}} = -16020,8 \cdot \frac{31,004}{4} = -124\,177 \text{ cmt}$$

$$+0,5 \cdot \left[ \frac{1,004}{4} + \left(30 + \frac{1,004}{4}\right) \right] = +16 \text{ cmt}$$

$$\Sigma M_{DB} = -124\,161 \text{ cmt;}$$

Stahlspannungen:

$$\rho = \frac{15 \cdot 0,1}{31,004} = 0,04838$$

$$\sigma_{e_1} = -\rho \cdot 1,004 = -0,0486 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{e_2} = -\rho \cdot 11,904 = -0,5760 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_3} = -\rho \cdot 22,804 = -1,1033 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_4} = +\rho \cdot 9,896 = +0,4788 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_5} = -\rho \cdot 11,904 = -0,5760 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_6} = +\rho \cdot 20,796 = +1,0061 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_7} = +\rho \cdot 9,896 = +0,4788 \text{ ,,}$$

$$\sigma_{e_8} = -\rho \cdot 1,004 = -0,0486 \text{ ,,}$$

$$-0,3888 \text{ t/cm}^2$$

$$St = -0,3888 \cdot 3,80 = -1,48 \text{ t}$$

$$D_B = \sim -16,02 \text{ t}$$

$$N = -17,5 \text{ t}$$

$$M'_{x_{fe}} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \cdot 4,1 + (\sigma_4 + \sigma_5) \cdot 15 + (\sigma_6 + \sigma_7 + \sigma_8) \cdot 25,9$$

$$M'_{x_{fe}} = -1,7279 \cdot 4,1 - 0,0972 \cdot 15 + 1,4363 \cdot 25,9 =$$

$$= +28,65778 \cdot 3,80 = +\approx 108,90 \text{ tcm}$$

$$\Sigma M'_x = -124,161 + 108,90 = -15,261 \text{ tcm}$$

$$x = \frac{15,261}{17,50} = 0,872 \text{ cm}$$

$$e_x = e_y \cdot 15 - 0,872 = 14,128 \text{ cm.}$$

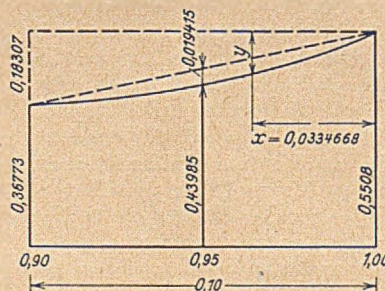
Differenz: 14,16713 - 14,128 = 0,039 cm = 0,4 mm.

Die belanglose Differenz ergibt sich aus der Abrundung in der Be-

rechnung  $\sigma_{b_{max}} = 100 \text{ kg/cm}^2 = \frac{100}{17,5} \cdot 17,5$

$$\sigma_{e_{max}} = 1103 \text{ kg/cm}^2 = \frac{1103}{17,5} \cdot 17,5.$$

Als größte Stahlzugspannung ist hier die größte Stahldruckspannung eingesetzt.



$$y = \frac{0,19307}{0,10} \cdot x + \frac{4 \cdot 0,019415}{0,10^2} \cdot x(0,10 - x)$$

$$y = 2,6073x - 7,766 \cdot x^2$$

$$y = 0,5508 - 0,472238 = 0,078562;$$

hieraus  $x = 0,0334668;$

$$A = (10 - 0,0334668) \cdot D = 0,9665332 \cdot D$$

$$A = 0,9665332 \cdot 30 = 28,996 \text{ cm}$$

Abb. 2.

Wie das Zahlenbeispiel zeigt, lassen sich die größten Spannungen mittels der Werte in der Zahlentafel rasch und genau ermitteln.

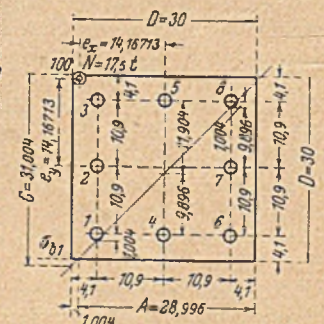


Abb. 3.



Beispiele zur Beurteilung der Stahlzugspannungen bei genauer Nulllinie und angenommener Nulllinie parallel zur Diagonale.

Beispiel 1 (Abb. 4).

- Normalkraft  $N = 7,94 \text{ t}$
- $e_x = 34,24523 \text{ cm}$
- $e_y = 28,86567 \text{ cm}$
- $e_{R'} = 44,62635 \text{ cm}$
- $U' = V' = 16,55573 \text{ cm}$
- $e' = 1,05186 \text{ D}$
- $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_e = 1349 \text{ kg/cm}^2$ .

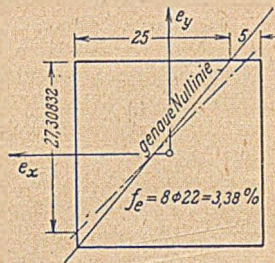


Abb. 4.

Nulllinie parallel zur Diagonale:

$$\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 1345 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta = 0,3\%$$

Beispiel 2 (Abb. 5).

- Normalkraft  $N = 0,48 \text{ t}$
- $\sigma_b = 71,28 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_e = 1392 \text{ kg/cm}^2$ .
- $e_x = 448,33 \text{ cm}$     $e_y = 163,882 \text{ cm}$
- $e_{R'} = 432,90123 \text{ cm}$
- $e_x' = e_y' = 10,20363 \text{ D}$ .

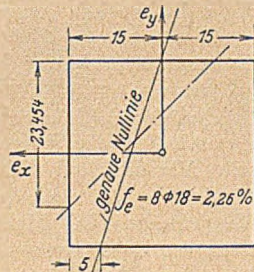


Abb. 5.

Nulllinie parallel zur Diagonale:

$$\sigma_b = 72,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1319 \text{ kg/cm}^2$$

Die Beton-Eckspannung wird hier um 1,41% größer, die Stahlzugspannung um 5,6% kleiner.

Beispiel 3 (Abb. 6).

- Normalkraft  $N = 28,825 \text{ t}$
- $e_x = 14,3393 \text{ cm}$
- $e_y = 2,3135 \text{ cm}$
- $e_{R'} = 11,77536 \text{ cm}$
- $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_e = 766,3 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_e' = -1141,3 \text{ kg/cm}^2$ .

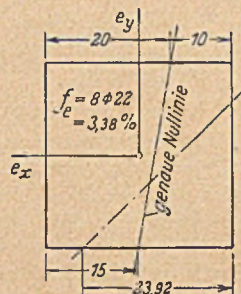


Abb. 6.

Nulllinie parallel zur Diagonale:

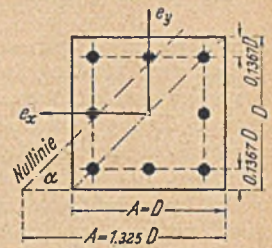
$$e_x' = e_y' = 8,3265 \text{ cm} = 0,27755 \text{ D}$$

$$\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 656 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e' = -1159 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e < 16,82\%$$

$$\sigma_e' > 1,6\%$$



Zahlentafel\*)

A = x:D	$e_x = e_y = \alpha \cdot D$					
	1%	1,37%	1,79%	2,26%	2,80%	3,38%
0,05	0,08985	0,09048	0,09113	0,09183	0,09253	0,0932
0,10	0,09475	0,09544	0,09613	0,09688	0,0976	0,0983
0,15	0,10011	0,10088	0,10166	0,10244	0,10321	0,1040
0,20	0,10593	0,10680	0,10741	0,10850	0,10936	0,1102
0,25	0,11222	0,11319	0,11413	0,11509	0,11605	0,1170
0,30	0,11895	0,12006	0,12109	0,12219	0,12328	0,1243
0,35	0,1262	0,1274	0,1286	0,1299	0,1311	0,13234
0,40	0,13406	0,13554	0,13688	0,13835	0,13984	0,14129
0,45	0,14253	0,14479	0,14592	0,14769	0,14948	0,15123
0,50	0,1517	0,1537	0,1558	0,1580	0,1602	0,1623
0,55	0,16168	0,16419	0,16683	0,16951	0,17295	0,17492
0,60	0,17258	0,17573	0,17904	0,18242	0,18586	0,18926
0,65	0,18462	0,18864	0,19290	0,19720	0,2016	0,2060
0,70	0,19801	0,20318	0,20863	0,21424	0,219994	0,22570
0,75	0,21308	0,21981	0,22694	0,23431	0,24192	0,24951
0,80	0,23030	0,23917	0,24863	0,25849	0,26875	0,27905
0,85	0,25031	0,26218	0,27496	0,28843	0,30258	0,31695
0,90	0,2741	0,29025	0,3098	0,3268	0,34694	0,36773
0,95	0,30297	0,32562	0,35075	0,37818	0,40815	0,43985
1,00	0,3395	0,3719	0,4092	0,4512	0,4987	0,5508
1,05	0,3873	0,4361	0,4945	0,5639	0,6474	0,7457
1,10	0,4541	0,5323	0,6330	0,7639	0,9396	1,17993
1,15	0,5560	0,6954	0,9004	1,2095	1,7919	3,0201
1,20	0,7340	1,0376	1,6429	3,3597	47,9072	—
1,225	0,8856	1,4056	2,9143	42,5650	—	—
1,25	1,1300	2,2289	14,6437	—	—	—
1,275	1,5925	5,7584	—	—	—	—
1,30	2,7992	—	—	—	—	—
1,325	13,9436	—	—	—	—	—
0	0,0854	0,0860	0,0866	0,0873	0,0880	0,0886

A	3,38%
1,16	4,44815 · D
1,17	8,5153 · D
1,18	111,20269 · D

\*) Die Zwischenwerte können als Lichtpause vom Verfasser bezogen werden. Die Schriftleitung.

## Beton im Wasserbau.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. Bruno Hampe, Offenbach/M.

### A. Rückblick auf die Entwicklung.

Der Wasserbau gehört ohne Zweifel zu der ältesten technischen Betätigung der Menschen. Denn was lag beim Aufkommen der ersten Verkehrsbedürfnisse näher als die Benutzung des von der Natur in Flüssen und Seen dargebotenen Wasserweges zum Fortbewegen von Menschen und Gütern. Die fließende Welle war dabei die erste natürliche Triebkraft, und der in den Bach gestürzte Baumstamm des Urwaldes ein natürlicher Hinweis auf die Staufähigkeit des Wassers für die Ausnützung der Wasserkraft. Diese sinnfälligen Zeichen der Natur bedurften aber der technischen Gestaltung. Aus den gleichfalls von der Natur dargebotenen Baustoffen, nämlich Erde, Steinen und Holz, formte der Mensch die ersten wasserbaulichen Anlagen. Lange Zeit und bei allen Völkern blieben sie die einzigen Baustoffe für wasserbauliche Zwecke. Die Entdeckung hydraulischer Bindemittel führte dann zwar schon bei den Kulturvölkern des Altertums zur Verwendung von Mauerwerk und einem betonähnlichen Baustoff, aber die große Wende brachte im Wasserbau doch erst die Entwicklung der hydraulischen Bindemittel zum Zement und des handgeschmiedeten Eisens zum gewalzten Flußstahl. Ohne diese beiden künstlichen Baustoffe, im besonderen aber ohne Zement, ist heute der Wasserbau nicht mehr denkbar.

Der Zement ist die wichtigste Komponente des Betons, und über den Beton ist er in den letzten 100 Jahren der beherrschende Bau-

stoff im Wasserbau geworden. Schleusen, Wehre, Ufermauern, Düker, Einlässe, Talsperren und was sonst noch mehr an Bauwerken für die Wasserstraßen, Häfen und Wasserkraftanlagen erforderlich ist, wird in Beton gebaut. Diese Feststellung soll und kann die Bedeutung des Stahls für den Wasserbau nicht schmälern, denn neben der unentbehrlichen und selbständigen Verwendung des Stahles für alle beweglichen Teile liegt oft erst im Stahlbeton und in anderen zweckmäßigen Verbindungen von Stahl und Beton der Schlüssel für eine technisch und wirtschaftlich befriedigende Lösung. Kostenmäßig steht jedoch der Beton im Wasserbau an der Spitze. Es ist daher auch kein Wunder, daß die Wasserstraßenverwaltung von jeher an der Entwicklung des Baustoffes Beton außerordentlich stark interessiert war und sie diese Entwicklung besonders im Hinblick auf die Verwendung des Betons im Wasserbau gefördert hat.

Wenn heute nach einer mehr als 100jährigen Entwicklung der Zement zum beherrschenden Baustoff des Hoch- und Tiefbaues geworden und dabei ist, sich auch den Straßenbau zu erobern, so ist doch bemerkenswert, daß sowohl schon bei den Römern wie auch in der Neuzeit der Wasserbau den Anstoß zur Erfindung hydraulischer Bindemittel gegeben hat. Nirgends war das Bedürfnis für ein unter Wasser erhärtendes und beständig bleibendes Bindemittel so zwingend wie im Wasserbau. Es ist daher auch kein Zufall, daß es sich bei dem bekannten Zeugen der römischen Baukunst



in Beton auf deutschem Boden um eine Wasserleitung handelt und nach der Erfindung des Portlandzements in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts auch der Wasserbau zuerst dazu übergang, an Stelle hydraulischer Kalke Zement zu verwenden. Zunächst allerdings nur als Mörtel für Mauerwerk aus Natur- und Ziegelsteinen, also in der aus dem Mittelalter überkommenen Bauweise. Erst nach und nach erkannte man die im Zement liegende Möglichkeit, aus dem in der Natur so reichlich vorkommenden Sand und Kies ein festes Konglomerat, also Beton, herzustellen. Aber auch dann bedurfte es noch einer langen Zeit der Entwicklung dieser wiedergefundenen Bauweise, um alle darin liegenden Vorteile auszunutzen und die Betontechnik auf den heutigen Stand zu bringen.

Die Druckfestigkeit des Betons war das A und O im ersten Abschnitt der Betontechnik, und lange Zeit galt sie als einziger Maßstab für die Güte eines Betons. Da der erdfeucht angemachte und in Lagen gestampfte Beton dieser einseitigen Forderung am besten entsprach, hat er lange das Feld beherrscht. Daneben galt die Verwendung von Sand oder Kiessand, wie sie zufällig in der Natur vorkommen, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit als selbstverständliche Regel. Bei diesem Stand der Betontechnik ist es verständlich, daß man von ihm kein befriedigendes Aussehen, keine Wasserdichtigkeit und auch keine Frostbeständigkeit erwartete. Die Verblendung der sichtbaren Flächen mit Natursteinen oder Klinkermauerwerk galt daher allgemein als unentbehrlich, und das Bestreichen der Rückseiten mit Bitumen mußte die fehlende Wasserdurchlässigkeit ersetzen. Jahrzehnte mußten vergehen, um die Mängel dieser Betontechnik zu erkennen. Verblendung und Bitumenanstriche hatten nicht genügt, um den Wasserdurchlauf zu verhindern, und überall dort, wo betonschädliches Wasser auftrat, kam es zu schweren Zerstörungen des Betons (Bild 1). Aber auch

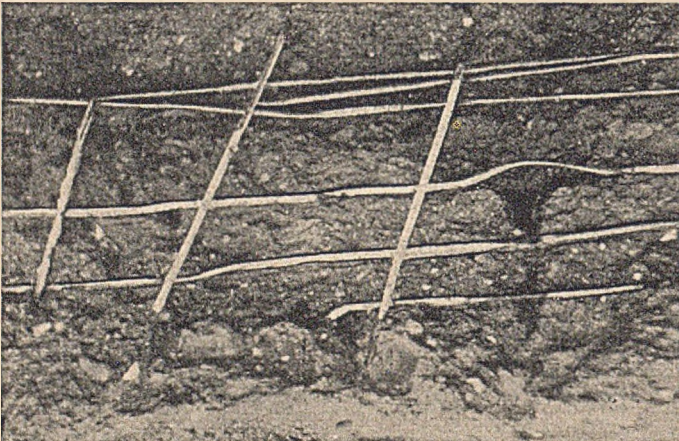


Bild 1. Ruhrwehr, Zerstörungen im Stampfbeton.

chemisch unschädliches Wasser hatte den freien Kalk bis hinter die Verblendung und durch die Fugen des Mauerwerks auf die Ansichtsflächen befördert und in manchen Fällen auch durch Frostwirkungen zu einer Lösung der Verblendung vom Beton geführt. Es ist fast tragisch zu nennen, daß man die Erkenntnis der Mängel des Stampfbetons durch die Verblendung über Jahrzehnte verzögert hatte und wir auch heute noch bei vielen derartigen Bauwerken am und im Wasser mit Sorge an den Durchbruch verborgener Zerstörungen denken müssen. Erst kürzlich wurde von Albrecht in einem Aufsatz über die Friedrichsbrücke in Heidelberg wieder von schweren Betonschäden hinter einer Werksteinverblendung an einem 1905 erbauten Pfeiler berichtet<sup>1)</sup>.

So kam es dann erst spät zu der Erkenntnis, daß die Festigkeit nicht allein für die Güte und den Bestand der Betonbauwerke maßgebend ist, sondern eine Summe von Bedingungen dafür erfüllt werden muß. Die nun einsetzende Forschung befaßte sich vor allem mit dem Aufbau des Betons und dem Einfluß der Bindemittel auf die Eigenschaften des Betons. Aber auch die Bedeutung der Herstellung des Betons auf der Baustelle wurde mehr und mehr erkannt. Waren es zunächst wohl nur Bemühungen um ein wirtschaftliches Herstellungsverfahren, so konnte doch die Bedeutung

der praktischen Betonherstellung für die Güte des Betons im Bauwerk nicht mehr länger übersehen werden. So verdichteten sich schließlich alle Betrebungen auf das eine und allein richtige Ziel, die im Baustoff Beton liegende einmalige große Möglichkeit weitgehend zu verwirklichen, nämlich monolithische Baukörper in beliebigen Formen und Abmessungen von möglichst gleichmäßiger und unvergänglicher Güte in möglichst wirtschaftlicher Weise herzustellen und dabei auch in der Form der Baukörper und dem Aussehen der Ansichtsflächen den ästhetischen Bedürfnissen gerecht zu werden. So hoch das Ziel, so weit und mühsam aber auch der Weg. Zahlreiche Bedingungen müssen erfüllt werden, um es auch nur annähernd zu erreichen, und alle Bemühungen des Zementchemikers, des Betonforschers und des Ingenieurs können vergebens sein, wenn der Polier auf der Baustelle in letzter Minute versagt. Im Betonbau ist kein begangener Fehler reparabel. Die schwächste Stelle ist aber entscheidend für den Bestand des Bauwerkes. Wir sind uns daher bewußt, daß wir dem gesteckten Ziel nur näherkommen, wenn sämtliche Bedingungen so aufeinander abgestimmt werden, daß die Summe aller dafür ein Optimum ergibt und jeder einzelne Faktor dieser Summe für sich im Hinblick auf das Ganze gesehen wird.

Neben der Festigkeit des Betons stehen heute als gleich wichtige Eigenschaften die Wasserundurchlässigkeit und die Verarbeitbarkeit. Alle drei sind abhängig von der Art und Menge des Bindemittels, der Art und der Körnung der Zuschlagstoffe und der Wassermenge. Die Mahlfeinheit der Bindemittel und die Sieblinien der Zuschlagstoffe wurden zur Grundlage für die Güte des Betons und der Wasserzementfaktor zu einem festen Begriff für die Konsistenz und Verarbeitbarkeit.

## B. Allgemeine Fragen des Betons im Wasserbau.

Welche Forderungen stellen wir nun heute an den Beton im Wasserbau? Sie ergeben sich aus den besonderen Verhältnissen dieser Bauwerke.

### 1. Wasserundurchlässigkeit.

Die Bauwerke stehen entweder im Grundwasser, im Flußwasser oder auch im Meerwasser. Sie haben fast immer einen einseitigen oder auch wechselnden und manchmal sehr hohen Wasserdruck aufzunehmen. Grundwasser ist manchmal, Flußwasser sehr häufig<sup>2)</sup> und Meerwasser immer betonschädlich. Der Angriff der schädlichen Stoffe auf das Bindemittel ist aber um so stärker, je tiefer sie in die Poren des Betons eindringen können. Ganz allgemein gilt daher, daß der Beton um so beständiger gegen diese Angriffe ist, je dichter er hergestellt wird. Die Wasserundurchlässigkeit ist daher ganz allgemein die wichtigste Voraussetzung für den Bestand dieser Bauwerke. Da sie einen verhältnismäßig hohen Bindemittelgehalt bedingt, hat man längere Zeit mit Vorsatzbeton gearbeitet, wie er bei anderen Bauwerken für die Ansichtsflächen als Ersatz für die Verblendung oft üblich geworden war. Abgesehen von besonderen Fällen hat man die Abstufung der Mischungen jedoch wieder aufgegeben, weil sie die homogene Beschaffenheit der Baukörper stört, arbeitstechnisch schwierig ist und vor allem eine Fehlerquelle hohen Grades bedeutet. Bei Bauwerken mit normalen Abmessungen verlangen wir daher eine einheitliche Güte, damit auch beim Auftreten von Rissen der Kern nicht durch betonschädliches Wasser gefährdet ist. Die Abhängigkeit der Wasserundurchlässigkeit von der Konsistenz des Mischgutes ist bekannt. Weder erdfeuchter noch sehr weicher Beton sind dafür geeignet. Schwachweiche Mischungen sind dafür am besten, wenn man von der künstlichen Verdichtung erdfeuchter Mischungen durch Rütteln absieht.

### 2. Verarbeitbarkeit.

Die gleichmäßige Güte des Betons im Bauwerk ist fast eine mathematische Funktion der Verarbeitbarkeit des Mischgutes. Sie ist für den Wasserbau von ganz besonderer Bedeutung, weil es sich hier fast immer um große Arbeitsflächen und geringe Steighöhen handelt. Eine einmal eingetretene Entmischung kann nie mehr beseitigt werden, und jeder derartige Versuch würde das Ubel durch Aufrühren abbindender Schichten nur noch vergrößern. Wir müssen daher fordern, daß sich das Mischgut bei der Beförde-

<sup>2)</sup> Vgl. auch Ostendorf, Erfahrungen über Traß-Kalk-Zementbeton als Massenbeton. Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 89.

<sup>1)</sup> Bautechn. 27 (1950), Heft 5, S. 157.



nung, Verteilung und Verarbeitung weitgehend selber gegen jede Entmischung schützt (Bild 2). Die schwachweiche Mischung ist auch hinsichtlich dieser Eigenschaft der erdfeuchten und der weichflüssigen überlegen. Aber auch bei schwachweicher Konsistenz be-

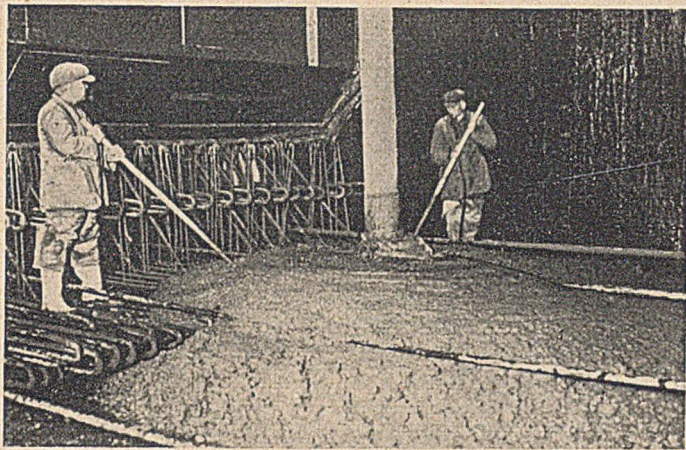


Bild 2. Schleuse Allerbüttel—Sülfeld, Betonieren mit Schüttrohren.

stehen erhebliche Unterschiede in der Zähigkeit des Betons, je nach der Art der Bindemittel und Zuschlagstoffe. Spröde Bindemittel und Zuschlagstoffe mit glatter Oberfläche sind hinsichtlich dieser Eigenschaft den weicheren Bindemitteln und Zuschlagstoffen mit rauher Oberfläche unterlegen. Durch Traß kann diese Eigenschaft erheblich verbessert werden. Für das Betonieren unter Wasser ist die Forderung eines zähen Mischgutes von entscheidender Bedeutung, weil hier keinerlei Kontrolle möglich ist und sich der Beton unbedingt selber gegen Entmischen und Auflösungen im Wasser schützen muß.

### 3. Arbeitsfugen.

Die Forderung nach wasserdichtem Beton und gleichmäßiger Güte des Betons im Bauwerk konnte nicht an der Tatsache vorbegehen, daß in allen Bauwerken die Zerstörungen besonders von den Arbeitsfugen ausgegangen waren. Es ist zwar möglich, wasserdichte Arbeitsfugen durch Abspitzen der Arbeitsfläche nach ausreichender Erhärtung herzustellen. Aber abgesehen von dem Arbeitsaufwand stören derartige Fugen immer die gleichmäßige Güte, weil Schwind- und Temperaturspannungen im Bereich der Fugen

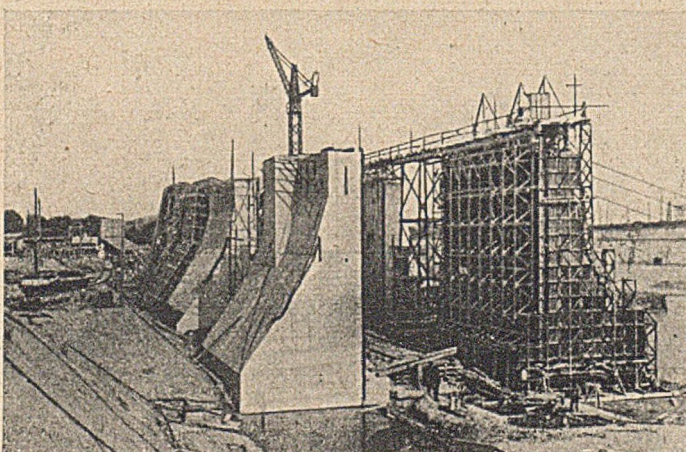


Bild 3. Schleuse Allerbüttel—Sülfeld, Betonblöcke von 1000 m<sup>3</sup> ohne Arbeitsfuge. unvermeidbar sind und bei größeren Abmessungen zu Rissen im Beton führen. Auch die Ansichtflächen werden durch Arbeitsfugen erheblich beeinträchtigt, wenn sie nicht mit scharfen Kanten und größter Sorgfalt ausgeführt werden. Die Forderung, möglichst ohne Arbeitsfugen zu betonieren, konnte sich nur langsam durchsetzen, und auch heute stoßen wir oft dabei noch auf erheblichen Widerstand. Daß sie weitgehend verwirklicht werden kann, wurde bei mehreren Großbauwerken des Wasserbaues, die ohne jede Arbeitsfuge hergestellt wurden, bewiesen (Bild 3). Auch die Eisen- teile, wie z. B. Scheuerleisten und Kantenschuß, wurden dabei nicht

mehr nachträglich in Aussparungen eingesetzt, sondern in die Schalung gehängt und sofort mit einbetoniert. Mit gutem Erfolg haben wir auch beim Bau einer Mole den unter Wasser liegenden Teil und den über Wasser liegenden Teil ohne Arbeitsfuge hochbetoniert, also auch unter schwierigen Verhältnissen einen monolithischen Baukörper hergestellt (Bild 4 u. 5<sup>2)</sup>).

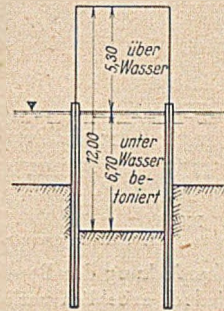


Bild 4. Mole in der Elbe bei Magdeburg, Beton ohne Arbeitsfuge unter und über Wasser eingebracht.

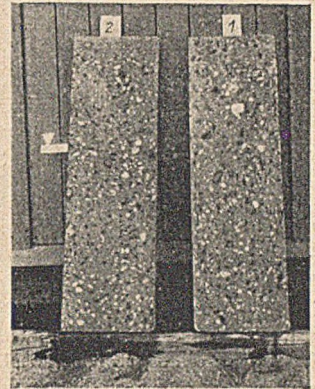


Bild 5. Mole in der Elbe bei Magdeburg, Probekörper aus der Zone des Wasserspiegels.

Eine Ausnahme bilden hier nur die Sperrmauern und andere Baukörper mit Formen und Abmessungen, bei denen aus arbeits- technischen Gründen Arbeitsfugen unvermeidbar sind.

### 4. Betonieranlagen.

Die Herstellung großer Baukörper mit einer gleichmäßigen Betongüte und ohne Arbeitsfugen kann nur gelingen, wenn die Betonieranlagen darauf abgestellt sind. In der Zeit des Stampfbetons war die Beförderung mit Wagen und Kübeln und die Verteilung mit Schurren und Schaufeln üblich. Beim Übergang zum weichen Beton glaubte man, im Gußbeton die wirtschaftlichste Lösung für die Verteilung in der Schalung zu finden und fiel damit von einem in das andere Extrem. Erhebliche Fehlschläge infolge der unvermeidbaren Entmischung des flüssigen Betons und die geringe Betongüte infolge des hohen Wassergehaltes ließen jedoch bald erkennen, daß dieser Weg nicht geeignet war. Größeren Erfolg hatte die Beförderung mit Betonpumpen. Da sich nur ein schwachweiches Mischgut über größere Längen pumpen läßt, ergab sich eine gute Übereinstimmung mit den für wasserdichten Beton und für die Verarbeitung gestellten gleichen Bedingungen. Die Beförderung mit Pumpen ist daher im Wasserbau vorherrschend geworden. Im Talsperrenbau und bei anderen Bauwerken, bei denen aus triftigen Gründen kein pumpfähiges Mischgut verwendet werden kann, ist die Beförderung mit Kübeln üblich geblieben. Ob die Verdichtung des Betons durch Rütteln im Wasserbau weitere Verbreitung finden wird, ist noch nicht zu übersehen. Für gepumpten Beton ist es kaum geeignet, weil es eine fast erdfeuchte Konsistenz voraussetzt.

Eine sehr wichtige, aber oft übersehene Bedingung für das Betonieren großer Baukörper ist die Einhaltung einer Mindeststeighöhe des Betonspiegels. Die Anlage muß so leistungsfähig sein, daß bei dem heute üblichen Abbindebeginn in der Stunde mindestens eine Steighöhe von 20 cm eingehalten werden kann, weil anderenfalls die Gefahr besteht, daß bereits abbindende Schichten durch die Verarbeitung der frischen Schicht gestört werden. Fehlschichten von geringer Güte und wilde Arbeitsfugen sind die Folgen eines zu langsamen Betonierens.

Ausreichende Festigkeit, möglichst hohe Wasserundurchlässigkeit, gute Verarbeitbarkeit, das fugenlose Betonieren und eine zweckmäßige Betonieranlage sind heute allgemeingültige Forderungen für Betonbauwerke im Wasserbau. Aber sie können noch so gut erfüllt sein, erst das Verständnis und Können der Männer auf der Baustelle gibt die Gewähr für einwandfreien Bauwerksbeton.

Neben diesen allgemein gültigen Forderungen stehen noch einige

### C. Besondere Fragen des Betons im Wasserbau.

#### 5. Beton im Meerwasser.

Unter den betonschädlichen Einflüssen im Wasserbau steht der Angriff des Meerwassers auf Beton an erster Stelle. Seeschleusen,

<sup>2)</sup> Bautechn. 27 (1950), Heft 10, S. 317 u. Heft 11, S. 359.



Uferschutzanlagen und Kaimauern in Seehäfen sind diesem Angriff ständig ausgesetzt. Wasserdurchlässiger Beton wird in kurzer Zeit zerstört. Aber auch undurchlässiger Beton unterliegt einer langsamen Zerstörung besonders dann, wenn starker Wellenschlag und Eis immer wieder die äußere chemisch zerstörte Oberfläche abreiben und das Meerwasser die dann freigelegte neue Fläche angreifen kann. Immerhin kann aus den vorliegenden Erfahrungen gefolgert werden, daß hochwasserdichter Beton aus kalkarmen, sehr fein gemahlten Zementen nur wenig angegriffen wird, wenn er erst nach vollständiger Erhärtung dem Meerwasser ausgesetzt wird.

Stahlbetonkonstruktionen sind im Meerwasser nicht zu empfehlen. Durch eine möglichst große Überdeckung der Bewehrung kann die Lebensdauer für Stahlbeton jedoch erheblich verlängert werden.

6. Schwinden und Kriechen.

Der Beton bringt aber auch selber einige lästige Eigenschaften mit, das Schwinden und Kriechen. Im Wasserbau haben diese beiden Eigenschaften jedoch nur in besonderen Fällen größere Bedeutung, so z. B. bei Bogenstaumauern, Kanalbrücken und Dückern

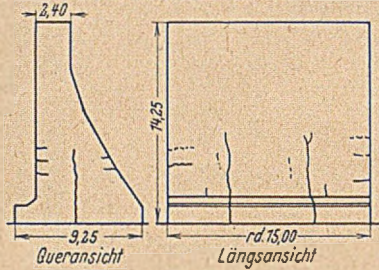


Bild 6. Temperaturrisse in einer Schleusenmauer.

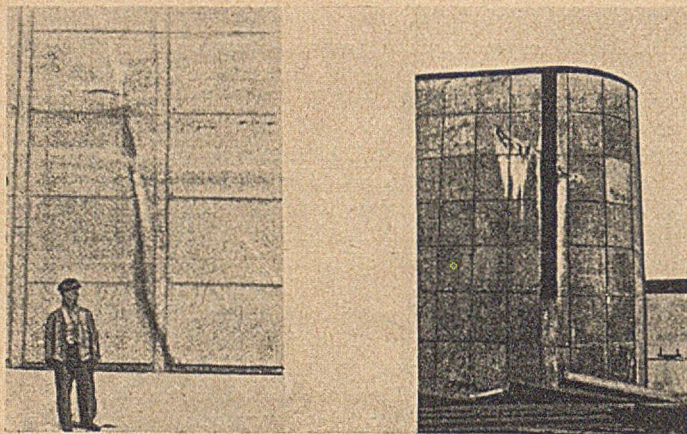


Bild 7. Temperaturrisse in einer Schleusenmauer und einem Molenkopf.

in Stahlbeton und überall dort, wo Arbeitsfugen unvermeidbar sind und frischer Beton mit altem, bereits geschwundenem Beton in feste Verbindung gebracht werden muß. Ob Quellszement geeignet ist, die in solchen Fällen auftretenden Risse zu verhüten und damit teure und fragwürdige Dichtungen zu ersparen, muß der weiteren Entwicklung überlassen werden.

7. Temperaturschäden.

Eine weit schwerer wiegende Eigenschaft des Betons für den Wasserbau ist die Abbindewärme des Zements. Portlandzement entwickelt z. B. eine Abbindewärme von etwa 120 kcal/kg. Sie führt zu einer Temperaturerhöhung von etwa 17° je 100 kg Zement in 1 m³ Beton, also bei 300 kg/m³ zu einer Temperaturerhöhung von über 50° im Kern großer Blöcke. Bereits bei den gewöhnlichen Bauwerken des Wasserbaues, wie Ufer- und Schleusenmauern, Docks u. dgl., entstehen dadurch Temperaturspannungen, die zu mehr oder weniger tiefen Rissen in der äußeren Schale führen

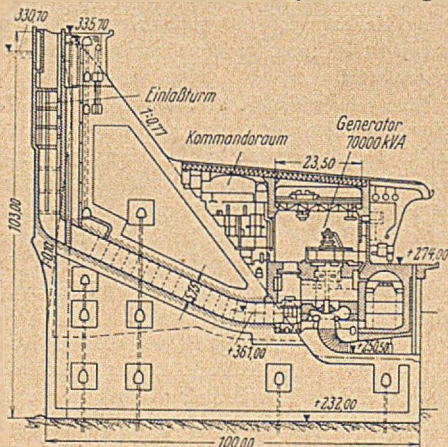


Bild 8. Talsperre Génissiat, Schwergewichtsmauer.

(Bild 6 u. 7). Bei Sperrmauern sind es nicht nur derartige örtliche Risse, sondern mehr noch die beim späteren Abfluß der Wärme entstehenden Schrumpfungen der gesamten Masse (Bild 8<sup>4</sup>), 9 u. 10). Wenn eine Sperrmauer mit 1 Mio m³ Beton ohne Rücksicht auf den Abfluß der Abbindewärme betoniert würde, müßte mit einer langsamen Schrumpfung um etwa 1000 m³ gerechnet werden. Risse und Spalten im erheblichen Umfang wären die unvermeidbare Folge. Man versucht daher zunächst, durch möglichst zementarme Mischungen und Verwendung von Bindemitteln mit geringer Abbindewärme die Temperaturerhöhung einzuschränken. Durch Offenlassen von Luftspalten zwischen den einzelnen Blöcken während der Wintermonate begünstigt man den Abfluß der Wärme wenigstens aus einem großen Teil der Betonmassen. Dieses Verfahren ist in der Schweiz üblich. In den USA ist man bereits seit längerer Zeit zur Innenkühlung übergegangen. Durch ein einbetoniertes Rohrnetz wird Kühlwasser geleitet und in kurzer Zeit die endgültige Mauertemperatur hergestellt. Auch bei uns hat das Verfahren Anwendung gefunden. Auch die Vorkühlung des Betons durch Verwendung von Eiswasser als Anmachewasser und neuerdings auch die Kühlung der Zuschlagstoffe, wie ich sie bereits vor zwölf Jahren vorgeschlagen habe, sind in den USA üblich geworden. Erwähnt sei auch noch die Verwendung von

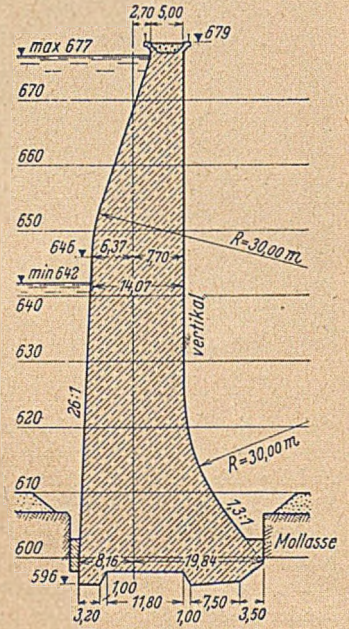


Bild 9. Rossens-Staumauer, Bogenstaumauer.

Sonderzementen mit sehr geringer Abbindewärme, den sogenannten low-heat-Zementen. Diese haben jedoch den Nachteil einer sehr langen Nacherwärmung. Bei den mit low-heat-Zement hergestellten Sperrmauern haben daher die Erbauer die Überraschung erlebt, daß trotz der zunächst erfolgreichen Innenkühlung nach längerer Zeit wieder ein erheblicher Temperaturanstieg eintrat. Die Kühlrohre waren aber längst ausgepreßt, also ein Abzug der Wärme nicht mehr möglich. Man ist daher in den USA wieder zum Portland-

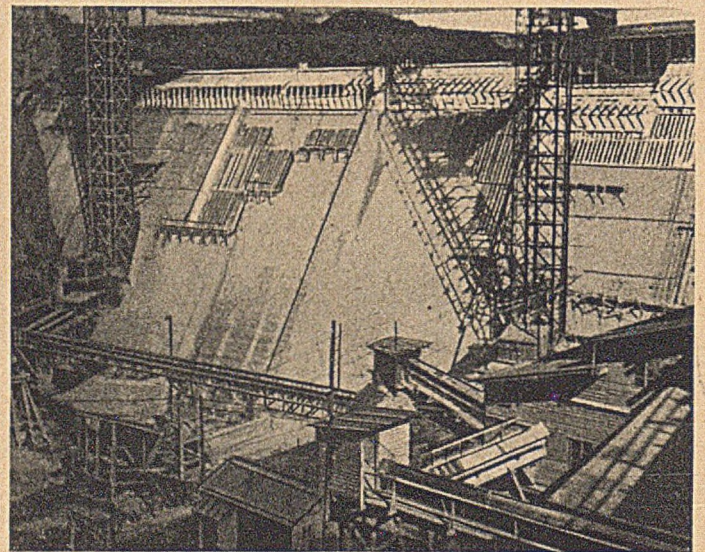


Bild 10. Ecker-Talsperre im Harz.

zement zurückgekehrt. Immerhin zeigt diese Erfahrung, daß man ernstlich überlegen sollte, ob es nicht richtiger ist, Zemente mit hoher Anfangserwärmung, also hochwertige Zemente, zu verwenden, weil dadurch sowohl der natürliche Abfluß während der Bauzeit wie auch die Wirkung der Innenkühlung erheblich erhöht werden kann. Bereits vor zehn Jahren habe ich auf diesen Vorteil hingewiesen.

<sup>4</sup>) Vgl. Bautechn. 26 (1949), Heft 4, S. 124.



### 8. Angriff der Metalle durch Alkalien.

Eine weitere lästige Eigenschaft des Betons ergibt sich aus den freien Alkalien des Zements. Dehnungsfugen in Betonbauwerken und Abdichtungen gegen Risse müssen im Wasserbau aus Kupfer, Blei oder auch anderen Metallen hergestellt werden. Sie werden von den aus dem Beton bei Wasserdurchtritt mitgenommenen Alkalien angegriffen und zerstört (Bild 11). Bitumenanstriche der Metalle geben keinen dauernden Schutz gegen solche Angriffe. Eine endgültige Lösung dieses Problems steht noch aus.

### 9. Abbindezeiten.

Und schließlich muß noch die Bedeutung der Abbindezeiten für massive Bauwerke erwähnt werden. Es wurde bereits bemerkt, daß die Leistungsfähigkeit der Betonieranlagen einer Steighöhe des Betonspiegels von 20 cm je Std. entsprechen muß. Bei sehr großen Oberflächen kann diese Bedingung aus wirtschaftlichen Gründen nicht immer erfüllt werden. Es ist aber möglich, eine geringere Steighöhe zuzulassen, wenn der Beginn des Abbindens um einige Stunden verzögert werden kann, weil dann die Gefahr der Störung der tieferen Schichten im Abbinden entsprechend geringer wird. Mit Zusätzen von Phosphorsäure sind nach Versuchen von Sommer gute Ergebnisse ohne Nachteil für die Festigkeit erzielt worden. Es scheint auch noch andere Mittel zu geben, und wir haben diese Frage gerade jetzt in Verbindung mit Fragen des neuzeitlichen Brückenbaues wieder aufgegriffen.

Das ist in großen Zügen etwa der gegenwärtige Stand der Beton-technik im Wasserbau. Wir haben uns bemüht, aus dem Zement über den Beton das Beste für unsere wasserbaulichen Aufgaben herauszuholen und sowohl mit den natürlichen Feinden des Betons

wie auch mit den lästigen Eigenschaften und Schwächen des Zements selber fertig zu werden. Leider fehlt es heute noch sehr oft an dem erforderlichen Verständnis für die entscheidende Bedeutung der Herstellung des Betons auf der Baustelle. Die Ent-

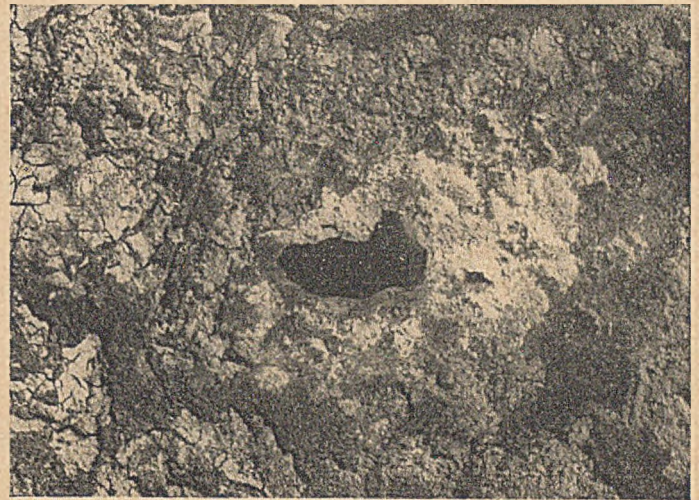


Bild 11. Zerstörung der Bleiabdichtung einer Kanalbrücke.

wicklung ist in Fluß, und ich zweifle nicht, daß auch die Zementforschung zu ihrem Teil zur Lösung der noch offenen Fragen beitragen und uns auf dem Wege zum monolithischen und homogenen Betonbauwerk erfolgreich unterstützen wird.

## Bauwerke in Erdbebengebieten.

Von Dr.-Ing. Rudolf Briske, Berlin-Siemensstadt.

### 1. Die Art der Zerstörungen.

Seit Urzeiten gelten Erdbeben, mehr als alle anderen Naturkräfte, als höhere Gewalt. Sie kommen ohne jedes Warnungszeichen, sie entziehen sich jeder Vorhersage. In ihrer verheerenden Wirkung übertreffen sie jedes andere Naturereignis. Jeder Bericht über die Zerstörung ganzer Ortschaften durch Erdbeben scheint aufs neue die alte Meinung zu bestätigen: Menschenwerk ist machtlos gegen höhere Gewalt. Trotzdem zeigt ein genaueres Studium, daß die weitaus meisten Erdbebenschäden vermeidbar sind. Immer und überall ist es das gleiche Bild nach verheerenden Erdbeben: die Mehrzahl der Häuser, nach in erdbebenfreien Ländern üblichen Bauweisen und obendrein nachlässig gebaut, sind eingestürzt; zwischen ihnen ragen gediegen ausgeführte Gebäude, die dem Erdbeben widerstanden haben.

Ein Beispiel für viele: Messina.

Abb. 1 zeigt ein typisches Bild der Verwüstung durch das Erdbeben, das Messina im Jahre 1908 fast völlig zerstörte: prunkvolle Außenseiten, kein festes Gefüge dahinter<sup>1)</sup>. Nicht viel anders war es 125 Jahre zuvor bei dem schweren Erdbeben des Jahres 1783. Eine anschauliche Darstellung der damaligen Erdbebenschäden in Messina gibt Goethe, der 1787 an den Trümmerstätten weilte<sup>2)</sup>:

„Einzig unangenehm ist der Anblick der sogenannten Palazzata, einer sichelförmigen Reihe von wahrhaften Palästen, die, wohl in der Länge einer Viertelstunde, die Reede einschließen und bezeichnen. Alles waren steinerne, vierstöckige Gebäude, von welchen mehrere Vorderseiten bis aufs Hauptgesims noch völlig stehen, andere bis auf den dritten, zweiten, ersten Stock heruntergebrochen sind, so daß diese ehemalige Prachtreihe nun aufs widerlichste zahulückig erscheint und auch durchlöchert; denn der blaue Himmel schaut beinahe durch alle Fenster. Die inneren eigentlichen Wohnungen sind sämtlich zusammengestürzt.

An diesem seltsamen Phänomen ist Ursache, daß, nach der von Reichen begonnenen architektonischen Prachtanlage, weniger begüterte Nachbarn, mit dem Scheine wetteifernd, ihre alten, aus größeren und kleineren Flußgeschichten und vielem Kalk zu-

sammengekneteten Häuser hinter neuen, aus Quaderstücken aufgeführten Vorderseiten versteckten. Jenes an sich schon unsichere Gefüge mußte, von der ungeheuren Erschütterung aufgelöst und zerbröckelt, zusammenstürzen; wie man denn unter manchen bei so großem Unglück vorgekommenen wunderbaren Rettungen auch folgendes erzählt: der Bewohner eines solchen Gebäudes sei im furchtbaren Augenblick gerade in die Mauervertiefung eines Fensters getreten, das Haus aber hinter ihm völlig zusammengestürzt; und so habe er, in der Höhe gerettet, den Augenblick seiner Befreiung aus diesem luftigen Kerker beruhigt abgewartet. Daß jene aus Mangel naher Bruchsteine so schlechte Bauart hauptsächlich schuld an dem völligen Ruin der Stadt gewesen, zeigt die Beharrlichkeit solider Gebäude. Der Jesuiten Kollegium und Kirche, von tüchtigen Quadern aufgeführt, stehen noch unverletzt in ihrer anfänglichen Tüchtigkeit.“

Schon damals, beim Wiederaufbau nach 1783, erkannten italienische Baufachleute, worauf es ankam, um die Erdbebengefahr zu bannen: Eine Bauweise zu finden, die, anders als Mauerwerk, den durch die Erdbebenstöße ausgelösten, hauptsächlich waagrecht gerichteten Erschütterungen standhält und die auch wirtschaftlich tragbar ist. Durch behördliche Verordnungen wurde Holzfachwerk für die tragenden Teile, mit Verstrebungen gegen die vom Erdbeben ausgelösten Kräfte, Ausfüllung mit Füllmauerwerk und Beschränkung der Gebäudehöhe auf 2 Stockwerke empfohlen, allerdings nicht vorgeschrieben. Viele entsprechend gebaute Häuser haben dann das Erdbeben von 1908 überstanden. Freilich, die Mehrzahl der Gebäude war leichtfertig wie früher erbaut, und 83 000 von den 150 000 Einwohnern von Messina hübten 1908 ihr Leben ein. Erst beim neuen Aufbau von Messina nach 1908 wurden strenge baupolizeiliche Bestimmungen erlassen, wonach Wohnhäuser auf 2 Stockwerke zu beschränken und durch Fachwerk in Holz oder Stahl gegen Erdbebenschäden zu sichern sind.

Was hier ausführlich von Messina berichtet wurde, gilt in allen von Erdbeben heimgesuchten Ländern rings um das Mittelmeer und in Vorderasien, wie beiderseits des Stillen Ozeans: Sorglose Bauweise ohne Rücksicht auf Erdbebengefahr; nach schweren Erdbeben Erkenntnis begangener Fehler durch bewährte Baufachleute; aber

<sup>1)</sup> Abb. 1 und die weiteren Angaben über das Erdbeben von Messina sind entnommen aus: Freeman, Earthquake Damage and Earthquake Insurance, S. 556. New York and London 1932, Mc. Graw-Hill Book Co. Inc.

<sup>2)</sup> G o e t h e, Italienische Reise, zweiter Teil, Messina, den 10. Mai 1787.





Abb. 1. Erdbebenschäden bei massiven Gebäuden in Messina 1908.

keine Macht, sich gegen die althergebrachte Bauweise durchzusetzen; und alle paar Jahrzehnte in der gleichen Landschaft ein ähnliches Unglück.



Abb. 2. Teilweiser Einsturz eines Hauses aus Lehm und Feldsteinen mit schwerem Erddach beim Erdbeben in Anatolien 1939. Das Dach hat die Bewohner der vorderen Zimmer erschlagen.

Fast jedes Jahr wird von verheerenden Erdbeben in subtropischen und tropischen Ländern berichtet, bei denen Tausende von Häusern einstürzen, Tausende von Menschen unter den Trümmern begraben werden. Meistens sind es aber ganz primitiv gebaute Häuser aus Lehm und Feldsteinen (vgl. Abb. 2 vom Anatolischen Erdbeben 1939). Auch bei dem jüngsten schweren Erdbeben in Ecuador am 5. 8. 1949 waren die eingestürzten Gebäude überwiegend in einer einheimischen Lehm- oder Adobebauweise (Adobe) errichtet<sup>3)</sup>.

Auch in den Ländern hochentwickelter Baudtechnik, wie in den USA, hat es sehr lange gedauert, bis die Lehren, die dort das große Erdbeben von San Francisco im Jahre 1906 gegeben hat, insbeson-

<sup>3)</sup> Engng. News-Rec. vom 18. 8. 1949.

dere für Stahlskelett- und Stahlbetonbauten, sich in der Praxis durchgesetzt haben<sup>4)</sup>.

Besonders charakteristisch und tragisch zugleich war die Kluft zwischen Erkenntnis und Praxis in Japan.

Auf Grund der Erfahrungen eines verheerenden Erdbebens in Mitteljapan im Jahre 1891 hatten japanische Fachleute, empirisch durch Beobachtung umgefallener Grabdenkmäler, die Größe der beim waagerechten Erdbebenstoß auftretenden Beschleunigung errechnet. Als Norm galt eine Erdbebenbeschleunigung von  $1 \text{ m/sec}^2$ , d. h., als Verhältnis der Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung ausgedrückt, ein „Erschütterungsgrad“ von 10%. Eine Anzahl von Stahlbetonbauten, bei deren statischer Berechnung, diesem Erschütterungsgrad entsprechend, zu allen senkrechten Kräf-

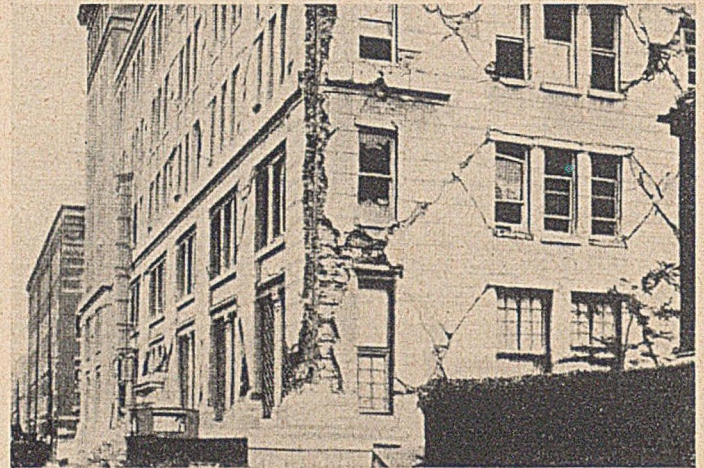


Abb. 3. Stahlskelettbau in Tokio: Herausplatzen des Füllmauerwerks beim Erdbeben 1923.

ten 10% waagrecht wirkende Zusatzkräfte in Rechnung gestellt waren, haben mit ihren gediegenen Rahmenkonstruktionen das große Erdbeben, das 1923 Tokio und Yokohama verwüstete, ohne jeden Schaden überstanden. Die Mehrzahl der meist im vorangegangenen Jahrzehnt in Stahl oder Stahlbeton nach der Skelettbauweise, ohne Berücksichtigung waagerechter Zusatzkräfte, erbauten großen Geschäftshäuser und sonstigen Gebäude erlitten im Erdbeben schweren Schaden oder brachen völlig zusammen.

Die Art der Schäden bei Stahlbauten zeigt Abb. 3. Das Füllmauerwerk hat den seitlichen Bewegungen des Stahlskeletts nicht folgen können und ist gerissen oder abgebrochen<sup>5)</sup>. Schäden an Stahlbeton-Skelettbauten zeigt Abb. 4: Bei einem Bankgebäude in Yokohama wurden im Untergeschoß die Köpfe der zu schwach bemessenen und unzureichend, ohne Bügel, bewehrten Säulen durch die von den waagerechten Zusatzkräften ausgelösten Momente zermalmt und oben 25 cm verkürzt; die Unterzüge brachen am Rande der Säulen ab, hielten aber noch als einfache Balken und verhinderten den Zusammensturz des Gebäudes<sup>6)</sup>. Als Gegenstück hierzu zeigt Abb. 5 einen Stahlbetonbau in Tokio, der zur Zeit des Erdbebens 1923 im Rohbau fertig und, einwandfrei konstruiert, ohne Erdbebenschaden davorkam.



Abb. 4. Stahlbetonbau in Yokohama: Zermalmten der unzureichend bewehrten Säulenköpfe beim Erdbeben 1923.

<sup>4)</sup> Freeman, a. a. O. S. 279—146.

<sup>5)</sup> Freeman, a. a. O. S. 490.

<sup>6)</sup> Briske, Die Erdbebensicherheit von Gebäuden, mit ausführlichen Angaben über Erdbebenschäden in Japan 1923. Bautechn. 5 (1927), Heft 32, S. 453—457.



Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton und Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 4/April 1951 bringt:

Mecklenburg: Wiederherstellungsarbeiten am Beke-Viadukt bei Altenbeken. — Bonatz: Vorschläge für eine bessere Anpassung der zulässigen Betondruckspannungen an das vorgeschriebene Sicherheitsverhältnis. — Schwarz: Stahlbetonkuppel der St. Marienkirche in Berlin-Spandau mit Kugelschale zwischen vorgefertigten Rippen. — Schoenrock: Erfahrungen mit Schüttbeton-Großbauten. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Prof. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf 70 Jahre. — Hermann Amos †. — Eine neuartige Bauweise von Geschoßdecken. — Innenrüttler zum Verdichten von Beton, DIN 4235. — Bücherschau.



**FIXIF F**  
der wirtschaftliche Universal-Schutzanstrich  
auch für feuchte  
Beton- u. Mauerwerksflächen  
WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE G.M.B.H. UNNA I.W.

## F. AUFSCHLÄGER

Tiefbohr-, Brunnenbau- und Wasserversorgungs-  
Komm.-Ges.

Ges.: O. u. J. Zottmaier

Simbach

Werk: Simbach Inn  
Münchener Straße 15



München

Büro: München 13  
Isabellastraße 40/2

Aufschlußbohrungen aller Art  
Pfahlgründungen mittels Spezialbohrbetonpfählen  
Grundwasserabsenkungen · Wasserversorgungsanlagen  
Horizontalbohrungen unter Bahndämmen  
Entnahme ungestörter Bodenproben in bindigen und  
nicht bindigen Böden

DDR

Biete LIEFERWAGEN

Suche ZUGMASCHINE oder LOK

Welter, Frankfurt a. d. Oder, Sophienstraße 43

## STELLENANGEBOTE

### Stahlbau

Für unsere Abteilungen Stahlwasserbau und Hoch-  
ofenbau werden zum 1. April d. J. tüchtige

### Konstrukteure

mit nachweisbar mehrjähriger Spezialerfahrung gesucht.  
Angebote unter Nr. 2035 an die Anzeigenverwaltung „Die Bau-  
technik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Südwestdeutsche Stahlbauanstalt sucht  
selbständig arbeitende

### Statiker und Konstrukteure

(Dipl.-Ing.)

(HTL)

### für Stahlhoch- und Brückenbau

Es kommen nur Herren mit überdurchschnittlichen Fach-  
kenntnissen und langjähriger Erfahrung in Frage.

Ausführliche Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf,  
Zeugnisabschriften, Lichtbild, Angabe von Referenzen, des  
frühesten Eintrittstages und der Gehaltsansprüche unter  
Nr. 2853, an die Anzeigen-Abteilung „Die Bautechnik“  
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

## Zeitschriftenschau\*)

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

II a. Aufbereitungsmaschinen. 7 / Lenhart, W. B.: Processing granite rock for Dam. (Die Gewinnung und Verarbeitung von Granit für eine Staumauer.) ROCK PROD. 53 (1950), H. 6, S. 102—107. 15 Abb. — Baustelleneinrichtung für die Herstellung der Zuschlagstoffe einschl. der eingesetzten Aufbereitungsmaschinen. Gewinnung der Zuschlagstoffe aus Tunnelausbrüchen in Granit, besondere Sandmühlensanlage mit Vakuumbetrieb, ferner Wasch- und Siebanlagen; Abmeß- und Mischanlage mit 3 m<sup>3</sup>-Koehring-Mischern, Kabelkrananlage für die Betoneinbringung von 200 000 m<sup>3</sup>; Betonbereitung unter Zusatz von Darex AEA.

II p. Preßluftgerät u. -arbeiten. 3 / Das neue Aerocem-Verputzverfahren. N. BAUWELT 6 (1951), H. 5, S. 78. — Das verwendete Gerät besteht aus Spritzpistole, Aerocem-Druckgefäß, Kompressor und Lüfter. Es dient ausschließlich dem Schnellverputz mit einer Schaumbetonmasse aus einfarbigem oder buntem Zementmörtel, durchlüftet mit dem Aerocem-Schaummittel. Auftragen des Putzes 2 bis 2½ cm dick mit guter Wärme- und Schall-Isolierung. Verwendung in England.

II t. Trümmerverwertung. 39 / v. Marnitz, V.: Die Frankfurter Großanlage für Trümmerverwertung. BAURUNDSCHAU 40 (1950), H. 8, S. 189—193, 8 Abb. — Eingehende Beschreibung der Großverwertungsanlage für Trümmerwerk in Frankfurt/Main: Aufgabeanlage mit Sammlung des Materials und Aufgabesilos, Klassieranlage, Magnetabscheider und Lesebänder zum Aussortieren von Fremdkörpern, Brechanlage mit Kreiselbrechern und Bedierwerktransport zur Siebanlage mit Schwingsieben. Sammlung in Aufgabesilos. Neu eingebaute Sinteranlage. Baustoff-Fabrik, Betriebskosten.

Vs. Schachtbau. 4 / Groothoff, C. W. J.: Betonwerken ter voorbereiding van het afdiepen van Schacht IV. (Vorbereitende Betonarbeiten zum Abteufen von Schacht IV.) CEMENT 2 (1950), H. 21/22, S. 460—466, 12 Abb. — Niederbringen eines Vorschadtes in 2 m dicken Betonringen; Ausschachtungsarbeiten mit Schaufel, Greifer, Spülrohren und Sandpumpen, Einbau eines Stahlbetonbodens mit Verstärkungsring für den Aufbau eines hölzernen Bohrturms.

VI d. Decken in Stahlbeton. 12 / Ernst, W.: Die kreuzweise mit Baustahlgewebe bewehrte Massivdecke im Wohnungsbau. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 30, S. 14—20, 12 Abb., 2 Taf. — Nach einleitenden Erörterungen über Schallschutz und Schalung der Massivdecke werden die grundlegenden physikalischen Gegebenheiten der kreuzweise bewehrten Massivdecke erläutert. Anschließend werden im einzelnen behandelt: Die Stahlhohlenschalung sowie die besonderen Eigenarten der Massivdecke in bezug auf Feuersicherheit, Stabilität und Stahlersparnis. Abschließend Hinweis auf vorgefertigte Bewehrungsmatten, durch die die Herrichtung der kreuzweisen Bewehrung besonders erleichtert wird.

VI d. Decken in Stahlbeton. 13 / Triebel, W.: Fortschritte der Bautechnik im Jahre 1950. BAUWIRTSCHAFT 5 (1951), H. 1, S. 9 bis 11. — S. VII. Leichtbeton. 5.

VII. Leichtbeton. 5 / Triebel, W.: Fortschritte der Bautechnik im Jahre 1950. BAUWIRTSCHAFT 5 (1951), H. 1, S. 9—11. — Überblick über die Fortschritte der Hochbautechnik: Wandbaustoffe und Mauerwerksbauarten, darunter Porenbeton, Turril, Calsilit, neuerdings dänischer Zellenbeton und schwedischer Ytong, ferner Holzbeton, Schüttbeton, Montagebauarten, Deckenbau mit Verbunddecken, innerer Ausbau, Baubetrieb, Geräteinsatz und Organisation.

VI v. Fertigteile. 19 / Stockla, L.: Bouwsystemen in Rotterdam. (Bauweisen in Rotterdam.) CEMENT 2 (1950), H. 23/24, S. 511 bis 519, 29 Abb., 1 Taf. — S. XII f. Fertighäuser, fabrikmäßige Bauweise. 14.

VII e. Stahlbetonbrücken. 22 / Giraud, R.: Le pont d'Essey (1947—1948). (Die Essey-Brücke.) TRAV. 34 (1950), H. 186, S. 261—267, 11 Abb. — Stahlbetonbogenbrücke mit 59 m Spannweite und 5,46 m Stich, Scheitelstärke von 1,0 m, Kämpferstärke von 5,95 m. Im einzelnen: festes und bewegliches Auflager, Ausführungseinzelheiten, Bewehrung, Lehrgerüst, Arbeitsfolge.

\*) Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer umfassenden Schrifttumskarte Interessenten zur Beratung in Fragen des Literaturnachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschaufortdrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.



## Bautenschutzmittel

Dichtungsmittel für Mörtel und Beton / Abbinde-  
beschleuniger, Frostschutzmittel / Schutz- und Farb-  
anstriche / Belagmassen und Fugenkitte / Konser-  
vierungs- und Imprägnierungsmittel / Sika-Keramik



**Sika G.m.b.H., Chemische Fabrik**  
Durmersheim b. Karlsruhe, Fernruf 14

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

### BERECHNUNG MEHRFACH GESTÜTZTER SPUNDWÄNDE

Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues  
und der Baugrundforschung

Heft 15

Von

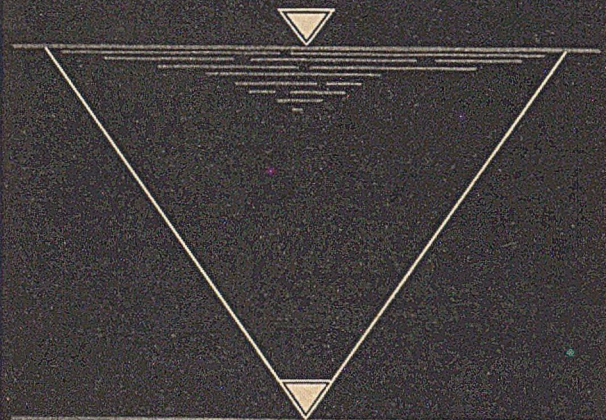
Dr.-Ing. ERICH LACKNER

Dritte, unveränderte Auflage

DINA 5. XI, 64 S. mit 58 Textabb. 1951. Geh. DM 6,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die  
Gropius'sche Buchhandlung  
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

## GRUNDWASSER ABSENKUNG



**JOHANN KELLER**  
GÉGR. 1860

RENCHEN-BD.

FRANKFURT-MAIN

HAMBURG

VII e. Stahlbetonbrücken, allgem. 23 / Herberg, W.: Probebelastung eines Stahlbeton-Trägerrostes. BAUTECHN. 27 (1950), H. 12, S. 376—378, 5 Abb. — Probebelastung der neuen Friedruchsbrücke in Heidelberg, die als Pfeilertischkonstruktion mit 24 und 27 m Spannweite der Einhängeträger als Stahlbetonträgerrost mit einem lastverteilenden Querträger in jeder Brückenöffnung ausgeführt wurde. Durchbiegungen unter Höchstlast, Verdrehungen der Pfeilertische unter einseitiger Last, Durchbiegungen des Trägerrostes unter 40-t-Last in Brückenöffnung 1, Spannungsmessungen.

X h. Betonstraßen. 8 / de Buffevent, M.: L'Achèvement de l'autoroute de l'ouest. (Die Fertigstellung der Autobahn West.) TRAV. 34 (1950), H. 190, S. 619—628, 17 Abb., 1 Taf. — Hauptstrecke mit zwischen den beiden 9 m breiten Fahrbahnen angelegtem 2,50 m breiten Mittelstreifen. Schilderung der Herstellung der Bauabschnitte und der Baufolge. Einwalzen des Untergrundes Aufbringen von Kohlschlacke, Einebnen und Einwalzen von Schotter, Aufbringen der 24 cm starken Betondecke mit vorgeschriebenen Dehnungsfugen. Betonherstellung in zentraler Betonfabrik, Einbau durch Rüttelfertiger.

XI p. Pfeilergründungen. 1 / Cotter, C. H.: Mammoth tremie seal poured in 7½-day continuous operation. (Riesen-Unterwasserbetonsole, ununterbrochen in 7½ Tagen geschüttet.) CIV. ENGN. 20 (1950), H. 11, S. 29—32, 9 Abb. — Gründungsarbeiten für zwei Verankerungspfeiler, zwei Turmportal-Pfeiler und sechs Pfeiler der Nebenöffnungen der sechstgrößten Hängebrücke der Welt (Delaware-Memorial-Brücke, USA). Westlicher Verankerungspfeiler 29×67 m wurde mit Hilfe eines aus 60 Brunnen bestehenden Senkkastens gegründet. Für den östlichen Verankerungspfeiler im Grundriß 30×67 m wurde zwischen Stahlspundwänden und einer geschweißten Aussteifung-Fachwerkkonstruktion eine 10 m starke Sohle als Unterwasserbeton mit 20 000 m³ Betoninhalt in 177 Stunden von zwei schwimmenden Mischanlagen aus eingebracht.

XII f. Fertighäuser, fabrikmäßige Bauweise. 14 / Stockla, L.: Bouwsystemen in Rotterdam (Bauweisen in Rotterdam). CEMENT 2 (1950), H. 23/24, S. 511-519, 29 Abb., 1 Taf. — Schilderung neuer holländischer Bauweisen: Monolithisches „Korn“-System unter Weglassung feinerer Zuschlagsteile, „Kossel“-System unter Verwendung besonders leichter Zuschlagstoffe; Montagebauweise mit großen, ebenerdig hergestellten Wänden, die mittels Kranes aufgestellt werden. Betonskelett-Bauweise mit kleineren und größeren Fertig-Balken und weitere Bauweisen mit Fertigbetonteilen, Backstein-Montagebau, Platten-Bauweise mit Betonelementen mit eingelassenem Isoliermaterial. Nach den verschiedensten Systemen sind bisher 3621 Wohnungen ausgeführt oder in Planung.

XII k. Kühltürme u. Gefrierhallen, Kühltürme. 2 / Fischer, A.: Großkühltürme für Kraftwerke, Berechnung und Bauausführung. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 41, S. 563—569, 19 Abb. — Beschrieben wird der Kühlturm Herserange (Frankreich) für eine umlaufende Kühlwassermenge von 14 200 m³/h mit 67 m Höhe, 51 m Fußdurchmesser und 39 m oberem  $\Phi$ , 8 Aussteifungsrippen und 92 cm hohem Fundamentring. Berechnung nach der Membrantheorie und Nachweis, daß die Spannungsverteilung nach Navier nicht zutrifft. Ausführung nach dem Schalsystem Faye mit Schalungshaltern aus 30 cm hohen Betonkörpern in den Knickpunkten.

XVIII b. Balken u. Platten. 23 / Mehmel, A. u. H. Beck: Ueber den Verlauf der Biegemomentenhauptlinien für dünne Platten. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 5, S. 160—163 u. H. 7, S. 235—238, 31 Abb. — Nach Erörterung der allgemeinen Grundlagen bringt die Arbeit die Ermittlung des Linienbildes in der Umgebung einer Unbestimmtheitsstelle und zeigt am Beispiel der quadratischen Platte die Abhängigkeit dieses Bildes von der Belastungsanordnung. Ferner Verlauf der Hauptlinien für eine Rechteckplatte bei gleichmäßiger Vollbelastung und für Quadrat-Platten bei verschiedener Lastausdehnung. Unbestimmtheitsstellen der Rechteckplatte mit konstanter Gesamlast. Gesamtbild des Hauptlinienverlaufes.

XVIII b. Bogenträger. 4 / Stucky, A., F. Panchaud u. E. Schnitzler: Contribution à l'étude des barrages-voutes. Effet de l'élasticité des appuis. (Beitrag zum Studium der Bogenstaumauern. Wirkung der Elastizität der Widerlager.) BULL. TECHN. SUISSE ROM. 76 (1950), H. 7, S. 81—91, H. 9, S. 109—115 u. H. 12, S. 149—158, 24 Abb. — S. XIX s. Staumauern. 35.

XVIII r. Rahmen. 11 / Hermann, W.: Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. BAUTECHN. 28 (1951), H. 2, S. 31—33, 2 Abb. — Es wird als Beispiel ein sechsfach statisch unbestimmtes Rahmensystem untersucht. Berechnung wird zunächst in zwei verschiedenen Rechnungsgängen und anschließend in einem einzigen Rechnungsgang durchgeführt.





# DER STAHLBAU

Schriftleitung:  
 Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule.  
 Fernsprecher: Darmstadt 3851, Anschluß 45.

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, April 1951

Heft 4

## Die Berechnung geschlossener Stabzüge nach dem Drehwinkel-Abklingungsverfahren.

Von Dr.-Ing. Rolf Lamberg, Staufen i. Breisgau.

Für offene Tragwerke — auch als Systeme einfacher Knotenfolge bezeichnet — ist es nicht schwer, aus den zugehörigen dreigliedrigen Gleichungen die Knotendrehwinkel streng oder genähert zu berechnen und das Abklingen der Drehwinkel in Rechenvorschriften zu fassen, unter denen die Fortgeleitete Verformung von Klouček<sup>1)</sup> die älteste und auch heute noch zweckmäßigste sein dürfte.

Bei geschlossenen Stabzügen, deren einfachsten Bild 1 zeigt, liegt keine dreigliedrige Gleichung mehr vor, und das vorgenannte Buch gelangt zu keiner strengen Lösung der Aufgabe. Luetskens schaltet in seiner vor kurzem erschienenen *Rahmenstatik*<sup>2)</sup> diesen Fall aus der Abklingungsrechnung aus mit der Feststellung (S. 78): „Die geschlossenen Stabzüge weisen in der ersten Gleichung eine Besetzung der ersten zwei sowie des n-ten Feldes auf und bieten somit keine Möglichkeit, mit der Abklingungsrechnung zu beginnen“ und auf S. 165: „Trifft die Voraussetzung des offenen Stabzuges mit einfacher Knotenfolge nicht zu, so entfällt die Möglichkeit einer exakten Eliminationslösung durch Gleichungen für die Abklingungswerte mit nur je einer Unbekannten“. Diese Behauptung ist jedoch nur so lange richtig, als man lediglich die Gauß'sche Rechenvorschrift für die Auflösung in Betracht zieht; sie wird hinfällig, wenn man die ziemlich allgemeine Abneigung gegen Determinanten überwindet und diese Rechnungsart zur Lösung heranzieht.

Die Drehwinkelmatrix des geschlossenen Rahmens (Bild 1) lautet:

	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$
1	$S_1$	$S_{1-2}$	—	$S_{1-4}$
2	$S_{1-2}$	$S_2$	$S_{2-3}$	—
3	—	$S_{2-3}$	$S_3$	$S_{3-4}$
4	$S_{1-4}$	—	$S_{3-4}$	$S_4$

(1)

Faßt man diese Matrix als Determinante auf, so lauten die Unterdeterminanten der ersten Spalte oder Zeile:

$$D_{1-1} = S_2 (S_3 S_4 - S_{2-3}^2) - S_{2-3} (S_{2-3} S_4) = S_2 S_3 S_4 - S_{2-3}^2 S_4 - S_{2-3}^2 S_2 \quad (2a)$$

$$D_{1-2} = -[S_{1-2} (S_3 S_4 - S_{2-3}^2) - S_{2-3} (-S_{1-4} S_{3-4})] \quad (2b)$$

$$D_{1-3} = S_{1-2} S_{2-3} S_4 + S_{1-4} S_{3-4} S_2 \quad (2c)$$

$$D_{1-4} = -[S_{1-2} (S_{2-3} S_{3-4}) + S_{1-4} (S_2 S_3 - S_{2-3}^2)] \quad (2d)$$

Teilt man diese Adjunkten durch das Produkt aller Knotensteifigkeiten und bezeichnet:

$$\frac{D_{i-k}}{S_1 S_2 S_3 S_4} = D_{i-k}^* \quad (3)$$

und führt ferner nach Klouček ein:  $a_{ik} = \frac{S_{i-k}^2}{S_i S_k} \quad (4)$

so nehmen (2a—d) die Form an:

$$D_{1-1}^* = \frac{1}{S_1} (1 - a_{2-3} - a_{3-4}) \quad (5a)$$

$$D_{1-2}^* = -\frac{S_{1-2}}{S_1 S_2} (1 - a_{3-4}) - \frac{S_{1-2} S_{3-4} S_{2-3}}{S_1 S_4 S_3 S_2} \quad (5b)$$

$$D_{1-3}^* = \frac{S_{1-2} S_{2-3}}{S_1 S_3 S_2} + \frac{S_{1-4} S_{3-4}}{S_1 S_4 S_3} \quad (5c)$$

$$D_{1-4}^* = -\frac{S_{1-4}}{S_1 S_4} (1 - a_{2-3}) - \frac{S_{1-2} S_{2-3} S_{3-4}}{S_1 S_2 S_3 S_4} \quad (5d)$$

Die Hauptdeterminante ergibt sich aus:

$$D^* = S_1 D_{1-1}^* + S_{1-2} D_{1-2}^* + S_{1-4} D_{1-4}^* = 1 - a_{2-3} - a_{3-4} - a_{1-2} (1 - a_{3-4}) - \frac{S_{1-4} S_{3-4} S_{2-3} S_{2-1}}{S_1 S_4 S_3 S_2} - a_{1-4} (1 - a_{2-3}) - \frac{S_{1-2} S_{2-3} S_{3-4} S_{4-1}}{S_1 S_2 S_3 S_4} \quad (6)$$

Führt man noch ein  $\Pi = \frac{S_{1-2} S_{2-3} S_{3-4} S_{4-1}}{S_1 S_2 S_3 S_4} \quad (7)$

also im Zähler die Steifigkeiten aller rings um das Feld liegenden Stäbe, im Nenner die der Knoten, so nimmt (6) die Form an:

$$D = 1 - a_{1-2} - a_{2-3} - a_{3-4} - a_{4-1} + a_{1-2} a_{3-4} + a_{2-3} a_{4-1} - 2 \Pi \quad (8)$$

Die drei letzten Glieder von (8) kann man umformen, indem man die Werte aus (4) und (7) einsetzt; sie lauten dann:

$$\frac{S_{1-2}^2 S_{3-4}^2 - 2 S_{1-2} S_{2-3} S_{3-4} S_{4-1} + S_{2-3}^2 S_{4-1}^2}{S_1 S_2 S_3 S_4} = \frac{(S_{1-2} S_{3-4} - S_{2-3} S_{4-1})^2}{S_1 S_2 S_3 S_4} \quad (9)$$

Dieser Wert wird nur dann von Belang sein, wenn die Riegel viel steifer sind als die Stiele oder umgekehrt; zumeist wird der Fehler ganz geringfügig sein, wenn man ihn vernachlässigt und setzt:

$$D^* \approx 1 - a_{1-2} - a_{2-3} - a_{3-4} - a_{4-1} \quad (10)$$

Zu betonen ist, daß (5) und (8) exakt sind und es freisteht, von der Vereinfachung (10) Gebrauch zu machen, sich von der Größe des dadurch bedingten Fehlers lt. (9) zu überzeugen oder aber die Hauptdeterminante  $D^*$  aus den Unterdeterminanten lt. erstem Teil von (6) zu rechnen.

Die Gleichungen (5a—d) lassen sich statisch deuten und aus dem Gedächtnis anschreiben, wenn man sich einprägt:

- Jedes ihrer Glieder im allgemeinen aus 2 Teilen, deren ersten wir als Hauptfaktor, den zweiten als Abminderung bezeichnen.

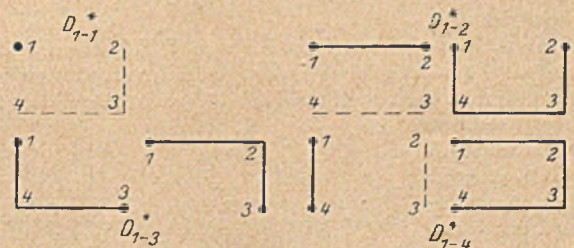


Bild 2.

- Nennt man  $\varphi_{1-1}$  einen unmittelbaren Drehwinkel, weil er im Knoten 1 infolge des dort angreifenden Momentes entsteht, so ist der Hauptfaktor seiner Unterdeterminante gleich dem Kehrwert (Reziproke) seiner Knotensteifigkeit; die Abminderung besteht aus der Einheit, vermindert um die  $a$  der den Knoten nicht berührenden Stäbe (Bild 2).

<sup>1)</sup> Klouček, Das Prinzip der fortgeleiteten Verformung als Weg zur Ausschaltung der Unbekannten aus dem Formänderungsverfahren. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Luetskens, Die Methoden der Rahmenstatik. Berlin 1949, Julius Springer.



3. Die Unterdeterminante der mittelbaren Verdrehungen, also der Drehwinkel, infolge eines außerhalb des betrachteten Knotens angreifenden Momentes besteht aus zwei Summanden, die sich zwanglos als die Anteile der Formänderung auffassen lassen, die auf den beiden im vorliegenden Falle möglichen Wegen vom Angriffs- zum Verformungsknoten fließt bzw. abklingt. Der Hauptfaktor zeigt jedesmal im Zähler die Steifheiten der den Verformungsweg bildenden Stäbe, der Nenner die Steifheiten der dabei berührten Knoten einschließlich Anfangs- und Endpunkt; im Nenner steht daher immer ein Faktor mehr als im Zähler. Die Abminderung ist wieder gleich der Einheit abzüglich der  $a$  jener Stäbe, die keinen Knoten des Hauptfaktors berühren. Verbleibt kein solcher Stab, so ist die Abminderung gleich der Einheit. Das Vorzeichen ist + bei einer geraden, - bei einer ungeraden Stabzahl des Verformungsweges.

Im vorliegenden einfachen Falle ist es zwar nicht notwendig, immerhin aber zweckmäßig, sich die Verformungswegen und die von ihnen nicht berührten Stäbe durch Skizzen nach Bild 2 zu verdeutlichen.

4. Die Hauptdeterminante hat die Form

$$D^* = 1 - \sum a + \sum (a \cdot a) - 2 II \dots (11)$$

Darin beziehen sich

$\sum a$  auf sämtliche Stäbe,

$\sum (a \cdot a)$  auf alle möglichen, sich gegenseitig nicht berührenden Stabpaare.

Damit ist die Berechnung des Rahmens (Bild 1) gelöst, denn greift im Knoten 1 das Belastungsglied  $\mathfrak{M}_1$  an, so ist bekanntlich:

$$\varphi_{1-1} = \frac{D_{1-1}^*}{D^*} \mathfrak{M}_1; \quad \varphi_{1-2} = \frac{D_{1-2}^*}{D^*} \mathfrak{M}_1 \text{ u. s. f.} \quad (12)$$

Die in (5) nicht enthaltenen Unterdeterminanten lassen sich aus den berechneten durch zyklische Vertauschung gewinnen, wenn man es nicht vorzieht, sie auf Grund der oben aufgestellten Sätze anzuschreiben.

Im folgenden Beispiel wird der oben entwickelte Rechnungsgang auf den Rahmen (Bild 3) angewandt. Das Ziel wird auf kürzestem Wege erreicht, wenn man nur zwei der gesuchten Adjunkten anschreibt und die übrigen aus der Drehwinkelgleichung rechnet, wobei bekanntlich zur Verbesserung der Genauigkeit jede Unbekannte aus jener Gleichung bestimmt wird, in der sie mit der größten Vorzahl auftritt.

Die Knotensteifheiten sind:

$$S_1 = 30 \quad S_2 = 2(S_{1-2} + S_{2-3}) + 1,5 S_{3-5} = 36 \quad S_3 = S_4 = 24.$$

Wählt man  $D_{1-1}^*$  und  $D_{1-3}^*$  zur unmittelbaren Berechnung, so wird benötigt:

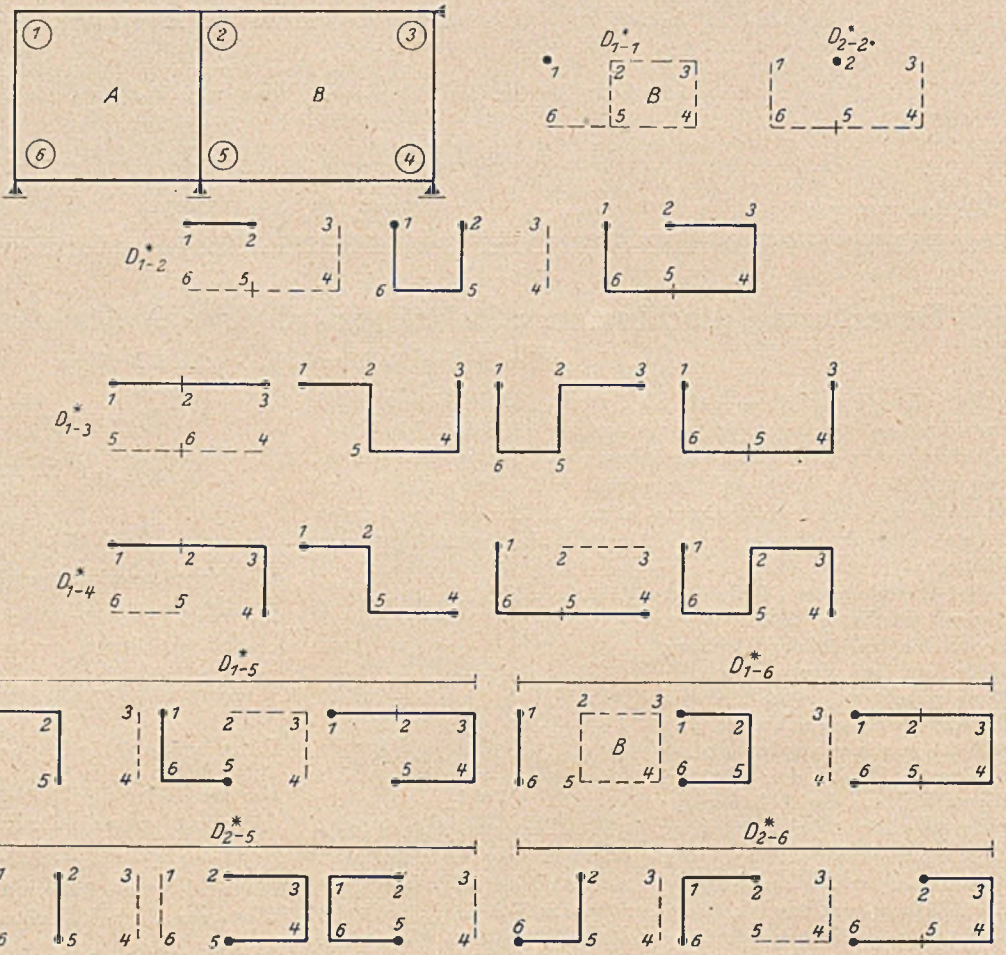


Bild 5.

$$a_{2-3} = \frac{7^2}{36 \cdot 24} = 0,0567 \quad a_{3-4} = \frac{5^2}{24 \cdot 24} = 0,0434.$$

Zur Vermeidung überflüssiger Nullen werden die 100fachen Unterdeterminanten berechnet:

$$100 D_{1-1}^* = \frac{100}{S_1} (1 - a_{2-3} - a_{3-4}) = 2,9996$$

$$100 D_{1-3}^* = \frac{100 S_{1-2} S_{2-3}}{S_1 S_2 S_3} + \frac{100 S_{1-4} S_{4-3}}{S_1 S_4 S_3} = 0,1350 + 0,2025 = 0,3375$$

Die beiden anderen Unterdeterminanten folgen aus der Matrix:

	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$
1	30	5	—	7
2	5	36	7	—
3	—	7	24	5
4	7	—	5	24

$$\text{und zwar aus (13/2): } 100 D_{1-2}^* = -100 \frac{S_{1-2} D_{1-1}^* + S_{1-3} D_{1-3}^*}{S_2} = -0,4822$$

$$\text{aus (13/4): } 100 D_{1-4}^* = -100 \frac{S_{1-4} D_{1-1}^* + S_{3-4} D_{1-3}^*}{S_4} = -0,9452$$

$$100 D^* = 100 (S_{1-1} D_{1-1}^* + S_{1-2} D_{1-2}^* + S_{1-4} D_{1-4}^*) = 80,9606$$

Daher infolge des Belastungsgliedes

$$= -21,6 \text{ tm}$$

$$\varphi_{1-1} = \frac{D_{1-1}^*}{D^*} \mathfrak{M}_1 = -0,80029 \quad \varphi_{2-1} = +0,12866$$

$$\varphi_{3-1} = -0,09006 \quad \varphi_{4-1} = +0,25218$$

Die sich aus diesen Drehwinkeln ergebenden Anschlußmomente sind in Bild 4 eingetragen; sie zeigen, daß das Verfahren streng ist.

Die Berechnung ist etwas länger, dafür frei von der Möglichkeit einer Fehlerfortpflanzung, wenn man die Adjunkten alle unmittelbar berechnet:

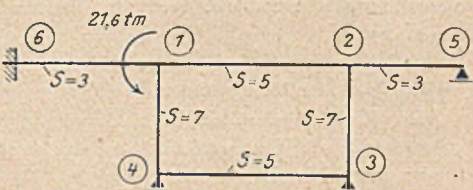


Bild 3.

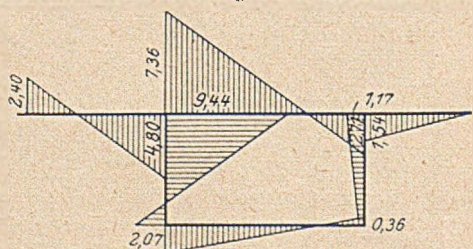


Bild 4.



$$100 D_{1-2} = - \frac{100 S_{1-4}}{S_1 S_2} (1 - a_{3-4}) - \frac{100 S_{1-4} S_{4-3} S_{3-2}}{S_1 S_4 S_3 S_2} =$$

$$= - 0,4429 - 0,0394 = - 0,4823$$

$$100 D_{1-4} = - \frac{100 S_{1-4}}{S_1 S_4} (1 - a_{2-3}) - \frac{100 S_{1-3} S_{2-3} S_{3-4}}{S_1 S_2 S_3 S_4} =$$

$$= - 0,9171 - 0,0281 = - 0,9452$$

$$a_{1-2} = 0,0231 \quad a_{1-4} = 0,0681 \quad \Pi = 0,0020$$

$$D^* = 1 - a_{1-2} - a_{2-3} - a_{3-4} - a_{4-1} + a_{1-2} a_{3-4} + a_{2-3} a_{4-1} -$$

$$- 2 \Pi = 0,8097$$

Die für das Anschreiben von Adjunkten oben entwickelten Sätze zeigen eine deutliche Verwandtschaft mit jenen, die vom Verfasser für den Durchlaufträger angegeben worden sind<sup>3)</sup>. Dies erklärt sich daraus, daß beide Aufsätze kleine Ausschnitte aus dem noch ungedruckten „a-b-III-Verfahren“ des Verfassers sind, das einfache Lö-

<sup>3)</sup> L a m b e r g, Zur Berechnung der Durchlaufträger. Bautechn. 26 (1949), Heft 7, S. 205-208.

sungen und Näherungen auch umfangreicher und seitenverschieblicher Rahmen behandelt. Aus dieser Arbeit sollen nur noch in Bild 5 die Abklingungswege angedeutet werden, die sich durch Anwendung des Verfahrens auf den zweizelligen geschlossenen Rahmen aus dessen Determinante ergeben und die zeigen, daß die gleichen Gesetze auch hier gelten und nur zu ergänzen ist, daß die mittelbare Verformung auf allen denkbaren Wegen vom Angriffs- zum Verformungsknoten fließt unter Ausschluß schleifenförmiger Wege, so daß die Anzahl der Summanden immer begrenzt und überschaubar bleibt. Mit wachsendem Umfang des Tragwerks nimmt die Zahl der vorhandenen Wege zwar schnell zu, doch sind treffsichere Näherungen möglich, weil nur die kurzen Wege namhafte Anteile einbringen, während die längeren klein genug sind, um vernachlässigt werden zu können, wobei immer noch die Möglichkeit besteht, die Größe der weggelassenen Abklingungen abzuschätzen.

## Entwurf und Bau eines geschweißten Hosenrohres.

Von Hans-Ulrich Freymark und Alfred Rinner, Gelsenkirchen.

### Vorbemerkungen.

Bereits vor etwa dreißig Jahren wurde der Plan, die im Südschwarzwald vorhandenen Wasserkräfte stärker auszunutzen, energisch verfolgt. Im Zuge dieses Programms ist nach und nach auch der Bau des Schluchseer Kraftwerkes verwirklicht worden. Die Gesamtfallhöhe von 620 m wird in drei Ausbau- und Druckstufen

- I Häusern mit 205 m
- II Witznau mit 250 m
- III Waldshut mit 165 m

insgesamt: 620 m

unterteilt. Es ist ein Pumpspeicherwerk. Über den Gesamtplan, vergleichende Darstellungen, Vorüberlegungen und die Durchführung des umfangreichen Bauvorhabens mit seinen interessanten Einzelabschnitten wird wohl von den dazu Berufenen zu gegebener Zeit berichtet werden.

Im folgenden soll deshalb nur Näheres über Entwurf und Bau eines Hosenrohres der III. Stufe gebracht werden, das mit seinen großen Abmessungen

$5,7 < 4,0 \text{ m } \phi$  und einem Gesamtgewicht von 230 t z. Zt. als das größte Rohrformstück dieser Art in Europa angesehen wird.

Der unteren Kraftstufe des jetzt noch im Bau befindlichen, unmittelbar oberhalb des Drosselklappenhauses teilt sich dann die 6,0 m weite stählerne Stollenröhre in zwei Druckrohrstränge von je 4,0 m  $\phi$  und bildet das Hosenrohr. Allgemeine Entwurfsüberlegungen.

Schon bei geraden Rohrstrucken ist die Berücksichtigung der entstehenden Druckverluste für das Bemessen des wirtschaftlichen Rohrdurchmessers von Bedeutung. In genügendem Umfang vorhandene Daten und mit Erkenntnissen belegte Untersuchungen ermöglichen es aber, die gesuchten Werte ohne besondere Schwierigkeiten rechnerisch zu ermitteln. Anders liegen jedoch die Verhältnisse bei Rohrformstücken. Hier hat die Bauart entscheidenden Einfluß. Sind es Abzweige, deren Abmessungen und Gewichte das Herstellen eines Gußkörpers gestatten, kann die strömungstechnisch

günstigste Form verhältnismäßig leicht erreicht werden; werden aber die Dimensionsgrenzen überschritten, sind es also Bauteile, die erst aus Blechschalen gebildet werden müssen, lassen sich Krümmernähte nicht vermeiden. Es ist dabei ohne Bedeutung, ob diese Arbeit aus Transportgründen in Werkstätten oder auf Baustellen zu verrichten ist. Gleichzeitig ist mit einer glücklichen Formgebung die Frage

nach der günstigsten Aussteifungsart zu beantworten.

Für das geschilderte Bauteil galt es:

die strömungstechnisch günstigste Hosenrohrform bei wirtschaftlichem Baustoffaufwand für einen Betriebsdruck einschl. Druckstoß von 21,5 atü und erstmaligen Abmessungen von  $5,7 < 4,0 \text{ m } \phi$  und 10 m Baulänge

zu finden. Als Druckstoß wurde bei einer Schlußzeit von 11 sec und dem Versagen von 2 Druckreglern ein Zuschlag von 41% festgelegt.

Zunächst mußte nun untersucht werden, welche verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten überhaupt gegeben waren. Es ist bekannt, daß jede für einen bestimmten Betriebsdruck dimensionierte Rohrwand an denjenigen Stellen, an denen sie von einem Stützenanschluß unter-

brochen, d. h. geschwächt wird, durch ein entsprechendes Verstärken des Ausschnitttrandes für die Aufnahme der unterbrochenen Ringspannungen gesichert werden muß. Bei einem senkrecht zur Rohrachse stehenden Stützen läßt sich die notwendige Verstärkung verhältnismäßig einfach bestimmen. Verläuft jedoch die Abzweigung in einem Winkel zur Hauptachse, der kleiner als 90° ist, sind die Bedingungen schon merklich erschwert.

Erst recht gilt dies für ein Hosenrohr, bei dem 2 Rohrschenkel auseinanderstreben. Allerdings haben diese meistens gleichgroße Abmessungen, so daß jeder für sich gewissermaßen als Abzweig bzw. wiederum als Hauptrohr angesehen werden kann. Für die Wahl einer Verstärkung oder, besser gesagt, einer Aussteifung treten folgende Überlegungen hinzu. Wird durch die Nahtstelle, an der sich die beiden Schenkel berühren, in Achsrichtung ein senkrechter Schnitt gelegt, ist die Schnittfigur eine halbe Ellipse (Bild 2a). Da nun aber die beiden Rohrabzweigungen erst von dem Punkt a ab (Bild 2b) wieder in sich geschlossene Kreisquerschnitte bilden, können von ihnen auch erst dort die im Rohrmantel auftretenden Spannungen ohne zusätzliche Aussteifungen als Ringspannungen aufgenommen

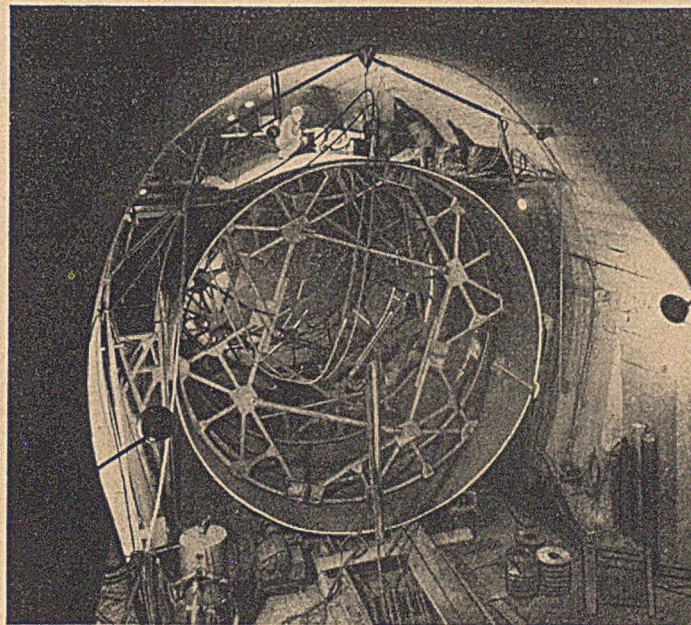
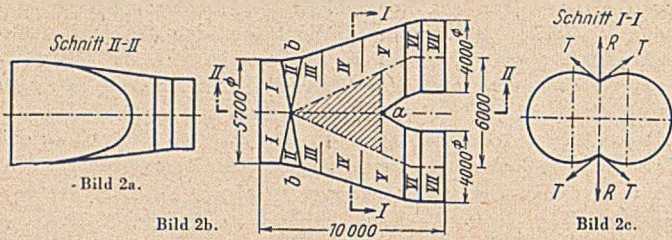


Bild 1. Zusammenbau der Stollenpanzerung.



werden. Für den übrigen Teil des Hosenrohrmantels, von der Trennstelle *a* bis zum Schnitt *b-b*, ist aber die Anordnung von Aussteifungen notwendig, um die Stabilität der Form zu gewährleisten.



Es wird als zweckmäßig erachtet, zunächst auf die Herkunft und Wirkung derjenigen Kräfte einzugehen, die eine solche Aussteifung aufzunehmen hat.

Ein quer zur Hauptachse des Hosenrohrs in irgendeiner Ebene zwischen *a* und *b-b* gezogener Schnitt ist in Bild 2c dargestellt. Diese Schnittfigur hat die Form einer offenen Acht. Werden an den Berührungspunkten der beiden Rohrschenkel die in den Mantelblechen wirkenden Ringspannungen als Tangentialkräfte angesetzt — die bei dem symmetrischen Hosenrohr gleich groß sind —, so erzeugen diese paarig ankommenden Kräfte durch ihre Resultierenden Wirkungen, die senkrecht zur Hauptachse nach außen gerichtet sind (Bild 2c).

Zur Vereinfachung läßt sich deren Summe aus der in Bild 2b gezeigten Projektionsfläche errechnen. Ohne eine geeignete Aussteifung würde sich die offene Acht zweifellos in die ideale, hier aber unerwünschte Kreisform umwandeln. Es wäre der nicht aufzuhaltende Vorgang einer Zerstörung.

Zwei verschiedene konstruktive Wege sind gangbar, um die Möglichkeit einer Formveränderung innerhalb des beeinflussten Mantelbereichs eines Hosenrohrs auszuschalten:

1. das Anordnen einer durchgehenden oder aufgelösten Zwischenwand im Rohrrinnern zwischen Schenkelschnittpunkt *a* und Einlauf. Diese nimmt den Innendruck als Zugband auf und kann selbstverständlich auch für den Fall auftretenden Vakuums druckfest ausgebildet werden.

2. das Anordnen von Rippen außen um den Rohrmantel herum. Diese nehmen als biegefesten Bügel die in der Zwickelnaht vorhandenen Kräfte auf.

Die vorangestellte Art ist weder im Hinblick auf den Festigkeitsnachweis noch auf die konstruktive Ausbildung eine besonders schwierig zu lösende Aufgabe. Auch der Stahlaufwand ist geringer als bei der unter 2 angedeuteten konstruktiven Lösung. Selbst der Hydrauliker wird gegen diese Bauart keine wesentlichen Einwände erheben, sofern es sich um ein Hosenrohr handelt, dessen Ausläufe immer gleichmäßig beaufschlagt werden. Ist dies jedoch nicht der Fall, werden nicht unerhebliche Strömungsverluste in Kauf genommen werden müssen.

Für den Entwurf des Hosenrohrs für die Anlage Waldshut mußte aber diese ungünstige Annahme zu Grunde gelegt werden, da zeitweise nur ein Rohrschenkel durchflossen wird.

Aufeinanderfolge der konstruktiven Gedankengänge.

Die ersten und auch damals ernsthaft betriebenen Überlegungen wurden schon vor Jahren angestellt. Ende Oktober 1942 forderte die Elektrizitäts-Aktiengesellschaft vorm. W. Lahmeyer & Co., Frankfurt/Main, die von der Schluchsewerk AG., Freiburg, mit der Projektierung und Bauleitung der bau- und maschinentechnischen Anlagen beauftragt ist, einige wenige im Rohrleitungsbau bewanderte Unternehmen auf, für die Lieferung dieses Bauteils ein Angebot mit Entwurfsdarstellung einzureichen. Das Hosenrohr sollte imstande sein, ohne Berücksichtigung der umgebenden Beton- und Felsmassen die auftretenden Beanspruchungen aufzunehmen. Es war erlaubt, die Walzmaterialien mit einer 1,5fachen Sicherheit bezogen auf die Streckgrenze auszunutzen. Zu der errechneten Blechdicke sollte wegen des Abrostens 1 mm zugeschlagen werden. Die Art der ersten Entwürfe stimmte im wesentlichen überein. Es waren Bauteile in genietet oder geschweißter Ausführung, sämtlich unter Verwendung von St 52 entworfen, mit einer zug- und druckfesten Konstruktion im Rohrrinnern und den üblichen außenliegenden Rippen. Die Gewichte schwankten zwischen 125 und 130 t. Ab

März 1943 wandte sich die Aufmerksamkeit vornehmlich der zu wählenden Aussteifungskonstruktion zu, nachdem einer der Entwürfe in die engere Wahl gezogen war. Dieser unterschied wieder zwei Lösungen, und zwar sollten die Nahtkräfte

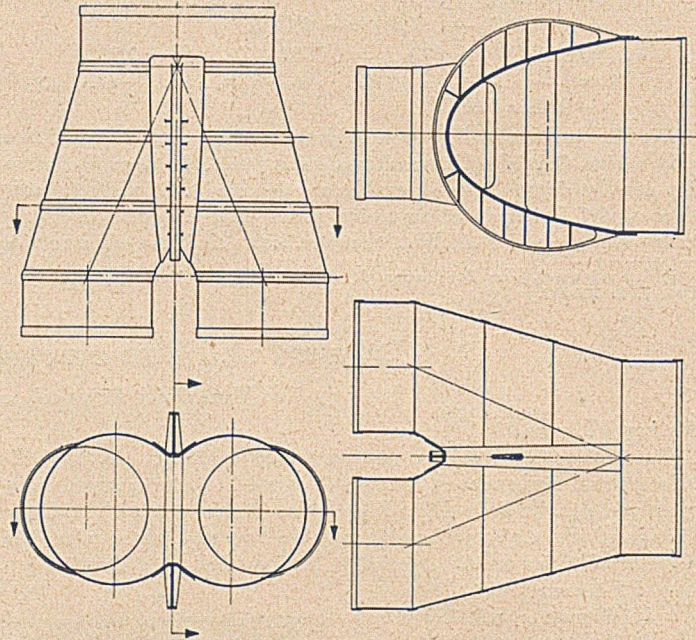


Bild 3.

1. durch eine Zwickelrippe und ein in der größten Öffnung angeordnetes Zugband,

2. durch eine Zwickelrippe und ein unmittelbar unter den Schwerpunkten der Belastungsflächen angeordnetes Zugband aufgenommen werden.

Der unter 2. genannte Gedanke behielt zunächst die Oberhand (Bild 3). In diesem Zusammenhang wurden sich die Beteiligten darüber klar, daß die Zugbandbreite noch etwas verkleinert und daß beiderseits dieses Bandes ein Leitblech von etwa 10 bis 12 mm eingeschweißt werden müßte, um für die Strömung einen möglichst günstigen Übergang zu schaffen. Dieses Blech sollte an der inneren Kante verlaufen und dann in die Kreisform der Ausläufe übergehen. Es war dabei vorgesehen, den zwischen Leitblech und Rohrmantel entstehenden Zwischenraum mit Beton oder einer bitumengebundene Masse auszufüllen. Bedingung war selbstverständlich, daß der Einbau von Leitblechen in absolut sicherer, einwandfreier und solider Form zu erfolgen habe, damit sich kein Teil lösen könne. Als Werkstoff war an Stahlguß oder St 52 gedacht. Dabei war notwendig, die Versteifungskonstruktion aus verladetechnischen Gründen mit Stößen zu versehen.

Leider war es damals infolge der Kriegereignisse schwierig, von den Stahlgießereien Zusagen für dieses Objekt zu erhalten. Im August 1943 gelang es endlich, den Abguß unterzubringen. Den Querschnitt der gewählten Form zeigt Bild 4. Die Gießerei forderte allerdings auf Grund betrieblicher Umstände eine vierteilige Ausführung.

Zu dieser Zeit war infolge notwendig gewordener Tieferlegung des Stollens und des sich dadurch ergebenden höheren Drucks das Hosenrohrgewicht auf 140 t gestiegen. Der Stahlguß war daran mit 16,8 t beteiligt. Die genietete Ausführung des Mantels hatte bei

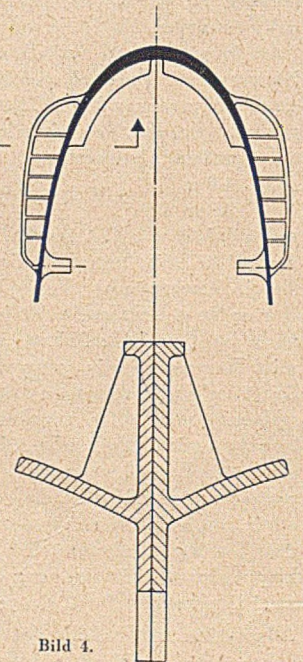


Bild 4.



dieser Lösung unter Verwendung von St 52 eine durchgehende Blechdicke von 36 mm.

Um den Einfluß von Ablösungen und damit verbundener Korrosionserscheinungen zu mildern, wurde dann in weiterer Vervollkommnung die Linienführung der beiden Hosenrohrausläufe verbessert, was durch Einschalten eines weiteren Segmentes und dadurch erreichter Verringerung eines Ablenkens von Wasserfäden gelang. Jetzt galt die Konstruktion im Juni 1944 als genügend geklärt; auch das Stahlgußunternehmen hatte das Modell 2 Monate später fertiggestellt.

Allerdings waren gewisse Bedenken nicht aus der Welt geschafft: die Modellversuche, die während der Entwurfsbearbeitung für das am Kraftwerk Witznau gelegene Hosenrohr vorgenommen worden waren, hatten ja den Nachweis erbracht, daß je nach Befaufschlagung der beiden Rohrschenkel die Trennwand erhebliche Druckverluste verursacht. Sie waren mit etwa 0,70 m noch in Erinnerung.

Infolge der Kriegsergebnisse mußten die Arbeiten unterbrochen werden. Als dann der abgerissene Faden Ende des Jahres 1945 wieder geknüpft werden konnte, wurde nochmals der Gedanke verfolgt, in der Wandrippe Durchbrüche vorzusehen. Das war grundsätzlich möglich, wenn der Rest des verbleibenden Querschnitts der Wandbleche entsprechend der aufzunehmenden Spannungen bemessen würde. 3 Möglichkeiten wurden ins Auge gefaßt, und zwar mit Durchflußquerschnitten von 1,054, 1,287 bzw. 1,517 m<sup>2</sup>. Dabei erhöhten sich die Dicken der Rippenbleche im Vergleich zu denen der Konstruktion ohne Durchflußöffnung von 60 mm auf 80, 90 bzw. 100 mm. Es war daran gedacht, die inneren Ränder der Öffnung entsprechend der Vorderkante der Zwischenrippe halbrundwulstig auszubilden. Festigkeitsnachweise ergaben, daß bei der Anordnung von Ausschnitten die beiden Platten als tragender Querschnitt allein nicht genügen, sondern daß auch der Zwischenraum mit einem tragenden Futter versehen werden müßte. Die dadurch verursachte Gewichtsvermehrung betrug etwa 4,0 bis 4,8 t. Welcher dieser konstruktiven Lösungen allerdings in strömungstechnischer Hinsicht der Vorzug zu geben sei, war eine Frage, auf die erst hydraulische Modellversuche eine Antwort geben konnten. Bei diesem Entschluß lebte auch die im Frühjahr 1944 abgebrochene Erörterung wieder auf, die gesamte Zwischenwandrippe durch ein Zugband zu ersetzen. Dies sollte etwa an der Vorderkante dieser Rippe liegen und mit dem bereits im Entwurf einmal vorgesehenen Zuganker parallel verlaufen, so daß dann lediglich 2 in einem geeigneten Abstand voneinander befindliche Anker vorhanden sein sollten. Nachdem geklärt war, daß auch diese Idee im Hinblick auf die Festigkeit des Hosenrohrs und eine konstruktiv einwandfreie Ausbildung grundsätzlich möglich war, wurde dem Laboratorium zusätzlich die Aufgabe gestellt, auch die Einflüsse dieses Entwurfs zu untersuchen.

Somit war an und für sich umrissen, welche Möglichkeiten auf ihre strömungstechnischen Eigenschaften zu prüfen waren. Daß hierbei ein Hosenrohr ohne jede Einbauten die Versuchsreihe zu eröffnen hatte, dürfte einleuchtend sein. Dieses Untersuchungsergebnis konnte ein vergleichender Wertmesser für die dann folgenden sein. Weiterhin sollte es aber einer früheren Anregung Nachdruck verleihen. Die zu diesem Zeitpunkt bewußt nicht ausgesprochene Fragestellung spürten auch die, die vom engeren Kreis etwas weiter entfernt standen. Sie hieß etwa:

Sind wirklich die unterschiedlichen Druckverluste von derart einschneidender Bedeutung, daß es gerechtfertigt sein könnte, Statiker und Konstrukteur das angesichts der Größe des Bauwerks weit schwieriger zu lösende Problem aufzubürden und auch gewisse einmalige Verteuerungen des Bauteils in Kauf zu nehmen?

Einen wirklichen Aufschluß über die Strömungsvorgänge innerhalb eines Hosenrohrs und damit einen besonderen Anreiz für den schöpferischen Konstrukteur konnten nur Modellversuche ermöglichen.

#### Modellversuche.

Auf Veranlassung der Schluchseewerk AG., Freiburg, wurden sie im Flußbaulaboratorium der Techn. Hochschule Karlsruhe unter Leitung von Herrn Prof. Dr. Böß an einem Modell aus Plexiglas durchgeführt. Die Arbeiten begannen im Juni 1946 und waren mit dem Abschlußbericht vom 7. Dezember 1946 beendet. Aus diesem

ist auszugsweise nur das wiedergegeben, was schließlich die Entscheidung zu der gewählten konstruktiven Anordnung heranreifen ließ. Die wesentlichen Merkmale der Strömungsversuche waren:

**Zuleitung:** Innen asphaltiertes Gußrohr von 12,0 m Länge und 200 mm  $\phi$ .

**Modellmaßstab:** 1 : 28.

**Hosenrohr:** 0,75 m lang aus Plexiglas, so daß Strömungsvorgänge an der Gabelung durch Einleiten von Farbstoff sichtbar gemacht werden können.

**Ableitung:** 2 gerade Rohre von je 2,0 m Länge, durch Absperrschieber getrennt bedienbar, münden in Meßkasten mit 2 getrennten Überfallwehren, so daß auch Teilwassermengen genau meßbar sind.

Für die Beurteilung der Wirkung verschieden konstruierter Einbauten in einem Hosenrohr ist die Gegenüberstellung der Energieverluste am Abzweig maßgebend. Diese können nicht unmittelbar gemessen, sondern müssen aus dem Druckverlauf berechnet werden. Alle Druckmeßrohre waren in einem Piezometergerät vereinigt. Außer den direkten Druckmessungen wurden auch Messungen der Druckdifferenzen vorgenommen, um die Schwankungen der Absolutwerte auszuschalten. Es war gefordert, die Energieverluste für folgende Betriebsfälle zu untersuchen:

1. für symmetrischen Abfluß von je 70 m<sup>3</sup>/sec in beiden Rohren, Gesamtwassermenge 140 m<sup>3</sup>/sec.

2. für unsymmetrischen Abfluß von 70 m<sup>3</sup>/sec im einen und von 35 m<sup>3</sup>/sec im anderen Rohr. Gesamtwassermenge 105 m<sup>3</sup>/sec.

3. für unsymmetrischen Abfluß von 70 m<sup>3</sup>/sec im einen, bei Absperrern des anderen Rohres. Gesamtwassermenge 70 m<sup>3</sup>/sec.

Um die Energieverluste für den Abzweig zu ermitteln, wurde zunächst eine Versuchsreihe ohne Einbauten durchgeführt. Dann folgten die Versuche mit den geplanten Einbauten. Es waren 6 verschiedene Versuchsarrangierungen durchzuführen, die skizzenhaft in Bild 5 dargestellt sind.

Die Größe der gemessenen Energieverluste ist in folgender Tabelle übersichtlich zusammengestellt:

Betriebsfall	Energieverlusthöhen (m) bei den Anordnungen					
	a	b	c	d	e	f
1 (2 × 70 m <sup>3</sup> /sec)	0,36	0,67	0,85	0,88	0,68	0,91
2a (70 m <sup>3</sup> /sec)	—	0,80	0,89	0,97	0,70	0,95
2b (35 m <sup>3</sup> /sec)	—	—	0,22	0,30	0,34	0,36
3 (70 m <sup>3</sup> /sec einseitig)	0,44	0,88	1,13	1,17	0,74	1,05

Für den symmetrischen Durchfluß des 1. Betriebsfalls ergaben sich in den beiden Rohrsträngen gleich große Verlusthöhen. Bei Betriebsfall 3, bei dem 1 Rohrstrang völlig gesperrt ist, sind die Energie-minderungen im durchflossenen Schenkel gemessen. Zur Beurteilung des Betriebsfalls 2 sind jeweils beide Verlusthöhen in der Tabelle aufgeführt; dabei ist die Anordnung a nicht untersucht worden. Dieser Wert kann genau genug mit 0,40 m angenommen werden. Von



Bild 5. Einbauten im Hosenrohr.



den Anordnungen b, c und d ergibt die Darstellung b bei allen Betriebsfällen die kleinsten, d die größten Verlustwerte. Die gegenseitigen Unterschiede machen im Mittel der drei Fälle etwa 25% des Abfalls aus. Wenn auch alle sich ergebenden Energieverluste nicht als übermäßig groß zu bezeichnen sind, veranlaßt doch die Erkenntnis, daß bei einer Betriebswassermenge von 70 m<sup>3</sup>/sec jeder cm an Energieverlusthöhe eine Leistungsminderung um rd. 7 kW bedeutet, jedwede Möglichkeit durchzudenken, um statisch-konstruktive und hydro-dynamische Erwägungen weitgehend miteinander in Einklang zu bringen. Es wurde daher auch vom Flußbaulaboratorium der Versuch unternommen, durch Wahl von Verkleidungen und damit einer andersartigen Gestaltung der Einbauten die Verluste zu mindern (Bild 6). In konstruktiver Hinsicht wird dabei sogar der Vorteil gewonnen, einen weiten Raum für das Ausbilden der statisch erforderlichen Elemente, wie Versteifungsrippen, Zuganker u. ä. zu schaffen, ohne daß auf die Strömungsvorgänge eine besondere Rücksicht zu

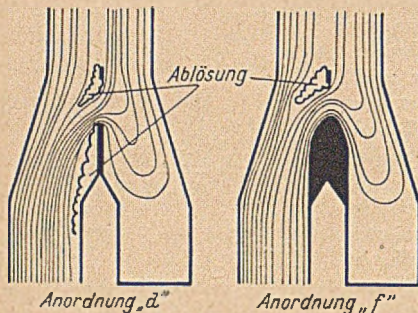


Bild 6. Strömungsbilder im Hosenrohr bei unsymmetrischem Durchfluß.

nehmen ist. Dieser Versuch kann als gelungen angesehen werden. Im ganzen gesehen stellt die Anordnung einer Leitwand eine Verbesserung der Hosenrohrausbildung dar, wenn überhaupt von Einbauten im Rohrrinnern die Rede ist.

Wirft man jedoch einen Blick auf die Meßergebnisse sämtlicher Anordnungen, ist offensichtlich, daß bei aller Beschränkung der Einbauten keine an die kleinen Verlusthöhen des Falls a heranzureichen vermag. Auch beseitigt das Fehlen jeglicher Einbauten die Gefahr, daß sich durch lokale Unterdruckbildungen Korrosionserscheinungen oder Luftausscheidungen einstellen.

Damit war der Weg vorgeschrieben: Es mußte eine in statischer und konstruktiver Hinsicht einwandfreie Lösung für die Ausbildung des Hosenrohrs gefunden werden, die keine Einbauten im Rohrrinnern aufweist, auch wenn in letzter Konsequenz eine ganz andere Rippe zu wählen wäre.

**Gewählte Konstruktion.**

Der Gedanke, den Durchflußquerschnitt möglichst freizuhalten, ist auch bei anderen Konstruktionen schon bestimmend gewesen und bis auf einen am Rohreinlauf in Stromlinienform entworfenen Zuganker verwirklicht worden. In besonderen Fällen wird es sogar möglich sein, mit einer in der Berührungslinie der beiden Rohrstränge liegenden Umfassungsrinne die dort anlaufenden Zugkräfte aufzunehmen.

Unter dem Eindruck der bei den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse sollte aber trotz der Größe dieses Hosenrohrs, bei dem die Summe der an die Mittelrippe angreifenden Kräfte rd. 3100 t beträgt, die völlige Freiheit des Durchflußquerschnittes erreicht werden. Hierbei konnte es sich nur um die Anordnung außenliegender Versteifungen und auch nur um eine Sonderkonstruktion handeln, die außergewöhnliche Kräfte aufzunehmen vermag. Während dieser Überlegungen tauchte zeitweise auch der Gedanke auf, die Umfassungsrinne als zusammengesetzte Körper zu entwerfen, bei dem nur ein Teil des Bügels aus Stahlguß besteht. Aber auch diese Idee war nicht befriedigend. Endlich hatte sich eine Lösung herauskristallisiert, die den Forderungen der verschiedenen Belange am meisten entsprach: eine Konstruktion für das Hosenrohr, bei der unter völligem Verzicht auf innere Einbauten die „Zugstange“, wie sie früher unter Anordnung „b“ (Bild 5) der Modellversuche vorgesehen war, durch 4 bügelförmige quer zur Längsachse des Hosenrohrs liegende Versteifungen ersetzt wird. Damit war die endgültige Entwurfsgrundlage Anfang des Jahres 1947 geschaffen. Bewußt sind die verschiedenen Wege, wie sie bis zur letzten Reife beschritten wurden, dargestellt worden. Sie können dazu dienen, bei künftigen Fällen zum Vergleich herangezogen zu werden. Aus der Rückschau kann allerdings durchaus der Eindruck entstehen, die Ausbildung mit Zwischenwand bzw. Restwandstück habe

zeitweise bereits als das erreichte Endziel vorgeschwebt. Das ist nicht der Fall. Restlos befriedigt war keiner der Beteiligten. Jedoch darf bei der Beurteilung nicht außer acht gelassen werden, daß die damaligen Entschlüsse unter einem Zwang zu treffen waren, den die Maßnahmen der Kriegführung mit sich brachten: einerseits die Anweisung, Neubauten unter größtmöglicher Stahleinsparung auszuführen, auch wenn Nachteile im Hinblick auf technische Vollkommenheit in Kauf zu nehmen waren, und andererseits die schwierigen Verhandlungsmöglichkeiten mit den Stahlgiebereien, für die die Fertigung eines einzelnen, obendrein schwierigen und verhältnismäßig schweren Stückes als kaum tragbare Überlastung erschien. Zweifellos hat es sich für die endgültige Formgebung des Bauteils als vorteilhaft erwiesen, daß die seinerzeit zum Abguß in Auftrag gegebene Stahlgußrippe infolge der Kriegereignisse verloren ging und damit der Entschluß zur Durchbildung einer neuen veränderten Form wesentlich erleichtert wurde. Daß dabei mit einer Gewichtserminderung und auch einer Verteuerung zu rechnen sein würde, zeigte bereits anfangs ein roher Überschlag:

	Gewicht	Preis
Anordnung „c“ Teiltrennwand mit Öffnung und Zuganker . . . . .	100%	100%
Anordnung „b“ Stahlgußrippe mit Zuganker	104,5%	111%
Anordnung „a“ außenliegende Stahlgußbügel ohne Zwischenwand und ohne Zuganker, also keine Einbauten . . . . . geschweißt	119%	147,5%
genietet	134,5%	161,5%

Bei der endgültigen Gestaltung der Rohrmantelkonstruktion werden sämtliche Blechnähte geschweißt, wodurch die Möglichkeit erleichtert wird, die Blechstärken abzustufen. Sie werden so gestaffelt, wie sie sich entsprechend den auftretenden Spannungen ergeben. Mit Rücksicht auf die fehlende Überdeckung durch den Berg werden sie durchweg um 2 mm, im Hinblick auf die Abrostung um 1 weiteren mm erhöht, so daß sich nunmehr vom Einlauf beginnend folgende Stärken errechnen:

Schuß I	39 mm	Schuß V	34 mm	Werkstoff: St 52
Schuß II	39 mm	Schuß VI	32 mm	
Schuß III	38 mm	Schuß VII	30 mm	
Schuß IV	36 mm			

Die bestellten Walzstähle wurden von der hauseits beauftragten Aufsicht laufend geprüft. Außerdem schaltete sich hin und wieder ein Metallurge des Verarbeitungswerks ein. Es wurden gute Ergebnisse erzielt. Beispielsweise ergaben sich bei einer Schmelze folgende Untersuchungswerte:

für die Stahlanalyse:	C	Si	Mn	P	S
	0,18	0,36	1,24	0,040	0,024 %
für die Streckgrenze:	33,7 . . . 36,0 kg/mm <sup>2</sup> , verlangt mind. 32 kg/mm <sup>2</sup>				
für die Festigkeit:	53,8 . . . 57,8 kg/mm <sup>2</sup> , verlangt 52 . . . 64 kg/mm <sup>2</sup>				
für die Bruchdehnung:	29,0 . . . 25,0%, verlangt 22 . . . 19%.				

Zusätzlich zu diesen Abnahmewerten sind bei diesen 3 Blechen — ein Vorgang, der mehrmals wiederholt wurde — noch Alterungsempfindlichkeit und Schlagzähigkeit bei tiefen Temperaturen geprüft worden. Die Prüfbedingungen waren üblicher Art, jedoch wurden die Alterungsproben vor dem Anlassen auf 250° um 7° gereckt. Das ergab:

Schlagzähigkeit	18,0 . . . 19,6 mkg/cm <sup>2</sup> für normal bei 20° C
	9,9 . . . 12,6 mkg/cm <sup>2</sup> für gealtert bei 20° C
Der Abfall der Schlagzähigkeit in gealtertem Zustand ist normal, so daß das Material als beständig gegen Alterung angesehen werden muß.	
Schlagzähigkeit bei tiefen Temperaturen:	18,0 . . . 19,6 mkg/cm <sup>2</sup> bei + 20° C
	16,8 . . . 18,9 mkg/cm <sup>2</sup> bei 0° C
	14,1 . . . 16,7 mkg/cm <sup>2</sup> bei — 20° C

Die untersuchte Schmelze ist also gegen auftretende tiefe Temperaturen unempfindlich.

**Aussteifungskonstruktion.**

Bei außenliegenden Versteifungsträgern ist es an sich erforderlich, die Nahtstöße zu schweißen, da ein Stemmen von Laschen nicht einwandfrei, z. T. überhaupt nicht ausgeführt werden kann. Der Anschluß an die Stahlgußmittelrippe wird jedoch nach wie vor als



Nietnaht ausgeführt. Das ist auch bei diesem Bauwerk geschehen. Nur ist für die Aufnahme der enormen Kräfte eine besondere Aussteifungskonstruktion notwendig geworden, wie sie grundsätzlich in Bild 7 dargestellt ist. Sie besteht im wesentlichen aus der Mittel-

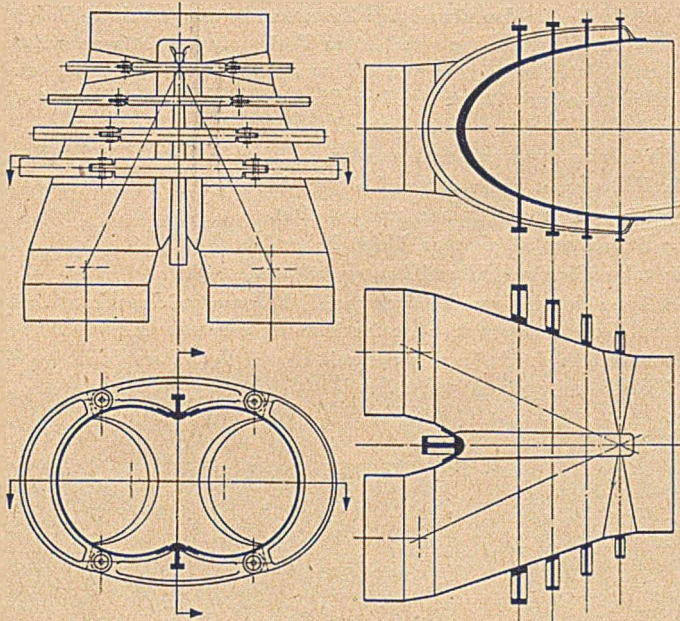


Bild 7. Draufsicht und Schnitte des Hosenrohres mit der Versteifung.

rippe mit Kragarmen und den paarig angeordneten Umfassungsbügeln. Die Mittelrippe dient zunächst dem Zusammenschluß der beiden Rohrhälften und erfüllt weiter die Aufgabe, die aus diesen anlaufenden Ringzugkräfte zu übernehmen. Während die erste mit den beiden Rohrabzweigen vernietet ist, sind die Bügelpaare freischwingend um den Rohrmantel angeordnet. Die Lagerung der Bügel in den Kragarmen erfolgt in den Momenten-Nullpunkten, so daß dort nur die Querkräfte aufzunehmen sind.

Drei Gesichtspunkte haben die Ausbildung der Versteifung beeinflusst:

1. die theoretische Erkenntnis, daß die Biegungen so gering wie nur irgend möglich gehalten werden müssen, um Bewegungen des Hosenrohrmantels bei wechselnden Spannungsverhältnissen auf ein Minimum herabzudrücken. Nur dann wird es gelingen, Ablösungen von der Betonummantelung bzw. eine Überbeanspruchung des Betonmantels auf ein Kleinstmaß zu bringen,

2. die praktische Einsicht, daß der Bügelzahl eine gewisse Grenze gesetzt ist, da ein Zwischenraum erhalten bleiben muß, der es gestattet, die Schweiß- bzw. Nietarbeiten in den verbleibenden Räumen noch einwandfrei auszuführen,

3. der äußere Umstand, daß die rückwärtige Wand des Drosselklappenhauses bereits mit einer 10,50 m breiten Öffnung betoniert war, worauf bei der Bemessung des letzten Bügelpaars wegen des Verschiebevorgangs des Hosenrohrs nach seinem Zusammenbau Rücksicht zu nehmen ist. Der erste Gürtel an der engsten Stelle des Hosenrohrs am Einlauf hingegen kann ohne weiteres höher werden; hier steht seitlich genügend Platz zur Verfügung.

Im Hinblick auf die Forderung 1 ist deshalb eingehend überprüft worden, ob die Bügel, die die Auflagerkräfte der Mittelrippe aufnehmen und deren Elastizität von entscheidendem Einfluß auf die Verteilung der durch sie erzeugten Stützkräfte der Rippen ist, nicht als geschlossene Vollwandrahmen aus Stahl ausgebildet werden können. Die Anordnung der Gelenke in den Bügeln befriedigte zunächst nicht vollauf. Es wurde die Ansicht vertreten, die unumstößliche Absicht, Hosenrohr einschl. der Gelenke mit Beton zu umkleiden, könnte theoretisch bei Wirksamkeit der Gelenke eine Zerstörung des Betons um diese zur Folge haben. Gleichzeitig stand eine Anordnung von 5 Bügelpaaren dem 4-fach statisch unbestimmten 4-paarigen System im Vergleich gegenüber. Beide Gedankengänge sind aber auf Grund zweier Überlegungen wieder verlassen worden.

Erstens wurden die ermittelten Durchbiegungen selbst eines 5-paarigen Rahmensystems größer als bei der in offener Bauweise vorgesehenen Konstruktion mit 4 Rippen. Selbstverständlich muß

dabei als erschwerend in Kauf genommen werden, daß bei der aufgelösten Bauweise größte Sorgfalt auf die Paßgenauigkeit der Rippenverbindungen zu legen ist, um von vornherein jedes Spiel in den Lagerpunkten auszuschalten. Zweitens hatte der fünfte Bügel — die sämtlich in je 1100 mm Abstand voneinander angenommen wurden — nur geringen Einfluß und trug wenig zur Entlastung der Bügel drei und vier bei. Er würde nur dann wirksam, wenn er etwa das gleiche oder ein größeres Trägheitsmoment erhielte wie Bügel vier. Das verbot aber wieder die voranstehende Forderung 3, während sich Forderung 2 gegen den engen Abstand von 1100 mm auflehnte. Damit ist die Entscheidung zu Gunsten einer 4-paarigen Stahlgußbügel-Ausführung nebst der nicht umstrittenen Stahlgußrippe gefallen. Der Rechnungsgang für diese Anordnung ist übersichtlich, denn die Spannungen im Rohrmantel und in den Aussteifungen können unabhängig voneinander ermittelt werden. Die freischwingende Anordnung der Bügel bietet weiterhin den Vorteil, daß der Mantel von zusätzlichen Biegespannungen, die preßsitzende Gürtel durch das Einschnüren hervorrufen, verschont bleibt.

Auch für die Fertigung der schweren Stahlgußteile mit Einzelstückgewichten bis zu 18 t erweist sich dieses System als gut durchführbar. Man muß etwa mit folgenden Toleranzen rechnen:

Gewicht  $\pm 7\%$ , Wandstärke  $\pm 5$  mm, Länge  $\pm 25$  mm und Radius  $\pm 20$  mm, die Sperrigkeit und die damit verbundenen ungünstigen Schwindungsverhältnisse bedingen. Ein Verziehen des Abgusses kann eintreten, ein Richten ist aber kaum möglich. Der Rohrmantel muß also der sich praktisch ergebenden Stahlgußausführung entsprechend angepaßt werden. Als Abstand zwischen Blechhaut und Umfassungsbügel werden deshalb 30 mm vorgesehen. Damit wird es verhältnismäßig einfach, dem Rohrmantel die richtige Form zu erhalten, ohne von den quer umlaufenden Aussteifungen behindert zu sein. Im September 1948 konnten sich erneut drei bekannte Stahlgießereien mit der Angebotsausarbeitung der endgültig zur Ausführung bestimmten Form beschäftigen, für die als Material Stg 45 mit einer Streckgrenze von 22 kg/mm<sup>2</sup> gewünscht wurde. Als Passungen für die Gelenkbohrungen wurde für die Bohrung F 8 und für die Bolzen h 9 vorgeschrieben. Das Gesamtgewicht der Stahlgußteile beträgt rd. 150 t, mit deren Herstellung der Bochumer Verein beauftragt wurde. Am 17. 5. 1949 wurde die erste Rippe gegossen. Entsprechend der Bedeutung dieses Bauwerks wurden auch hier über das Normalmaß hinausgehende Überwachungsbeobachtungen vorgenommen. Der Stahl wurde im SM-Ofen erschmolzen. Die Richtanalyse zeigte Werte, die bei einem SM-Stahl als sehr gut bezeichnet werden können:

C	Si	Mn	P	S
ca. 0,20%	0,35%	0,70%	0,030%	0,030%

Bei anderen Proben lag der P-Gehalt sogar bei 0,020% und der S-Gehalt bei 0,026%. Hinsichtlich der Schweißbarkeit lag die obige Zusammensetzung damit sehr günstig. Bereits in der Stahlgießerei erfolgte eine Maßkontrolle im räumlich zusammengebauten Zustand (Bild 8).

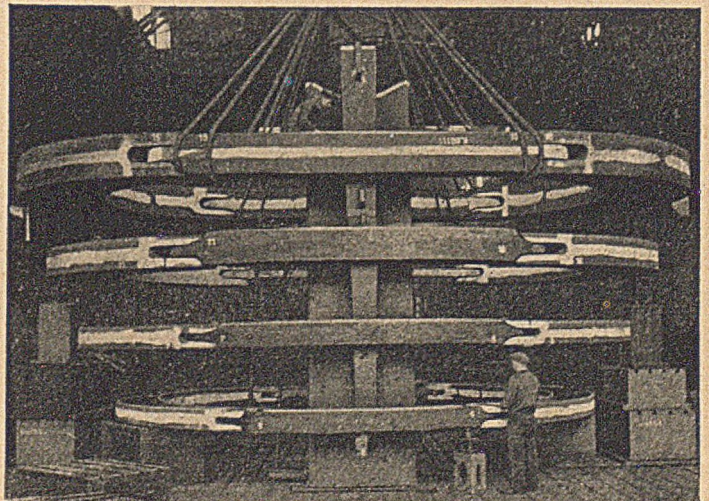


Bild 8. Zusammenbau der Versteifungskonstruktion zur Maßkontrolle.



Das Hosenrohr ist ein geschweißtes Bauwerk. Für die Mantelnähte waren bei den Blechstärken von 30 bis 39 mm und den bekannten Merkmalen des St 52 keine besonderen Überlegungen notwendig. Mehr Aufmerksamkeit mußte hingegen bei der Durchführung des Gesamtaufwurfes den notwendigerweise zu verschweißenden anomalen Stahlgußquerschnitten bei Gurtstärken von 80 bis 140 mm geschenkt werden. Sämtliche Schweißungen müssen infolge der das Lademaß überschreitenden Größe des Hosenrohrs an Ort und Stelle vorgenommen werden, so daß leider die Mittelrippe fünfteilig herzustellen ist. Allerdings sind die Arbeiten nicht im Freien durchzuführen. Dafür stand der geschlossene Raum des dann im Rohbau befindlichen, bedachten Drosselklappenhauses zur Verfügung. Da jedoch ein Spannungsfreigliehen des gesamten Körpers nicht möglich ist, werden mit Rücksicht auf eintretende Schrumpfspannungen primär nur an denjenigen Stellen Schweißnähte angeordnet, an denen es unumgänglich notwendig ist (Bild 9). Das hat dazu bewogen, die zwischen Bügeln und Kragarmen erforderlichen Stoßstellen mittels Bolzen herzustellen. Es ist eine Einbolzenver-

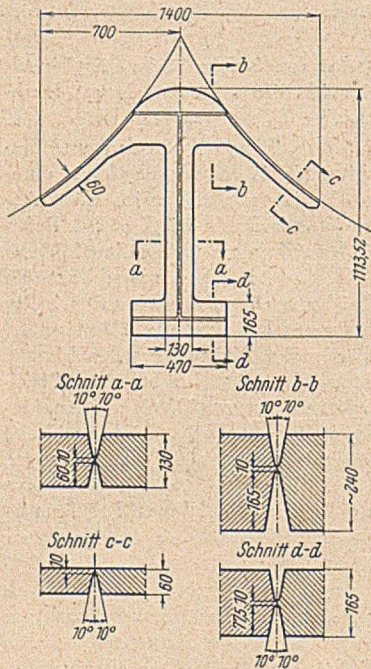


Bild 9.

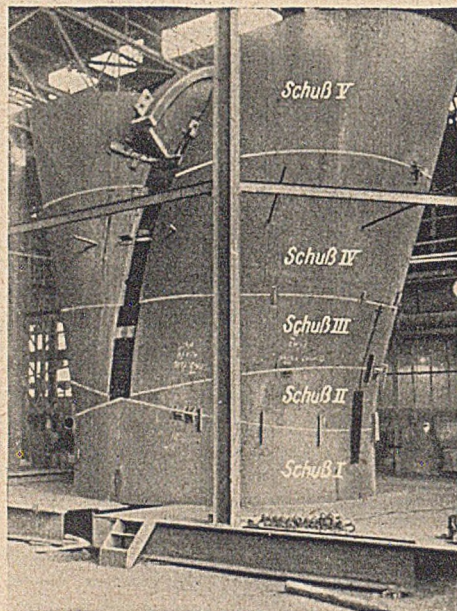


Bild 10. Vormontage des Hosenrohres. Das Schlußstück der Verstärkungsrippe ist eingesetzt.

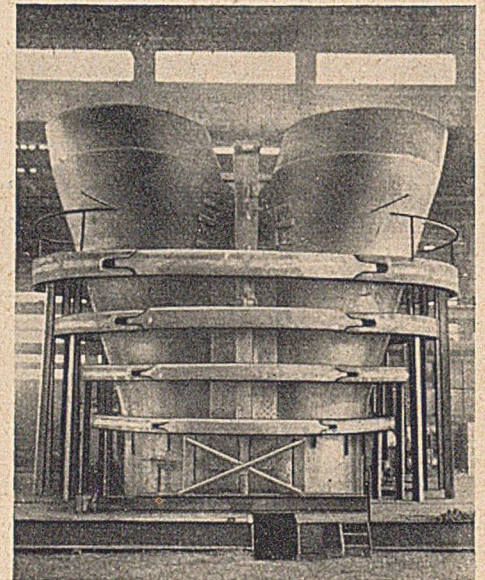


Bild 11. Vormontage des Hosenrohres beendet.

bindung mit blanken Paßbolzen von 80 bis 150 mm  $\Phi$ , die die Gewähr für eine gleichmäßige Kraftübertragung bieten. Sämtliche Nähte wurden unter Verwendung von Leuchtgas vorgewärmt, elektrisch geschweißt und 100% geröntgt. Das Ergebnis war durchaus zufriedenstellend.

**Durchführung der Arbeiten im Betrieb und auf der Baustelle.**

Während die Stahlgießerei noch mit der Fertigung und Probemontage der schweren Stahlgußteile beschäftigt war, wurde im Betrieb des Herstellerwerkes am Hosenrohrmantel gearbeitet. Dem Vorzeichner war mit der Abwicklung der starken Bleche eine nicht alltägliche Aufgabe gestellt. Die bei der Werkstattmontage ermittelten geringen Abweichungen von den Sollmaßen haben seine Umsicht und sein fachliches Können bewiesen. Selbstverständlich wurde jede Blechschale infolge der Schwierigkeit des gesamten Baustückes auf einer Richtplatte noch einer eingehenden Maßkontrolle unterzogen. Ein eigens dafür entworfenes Toleranzblatt hat sich bewährt. Die Arbeiten an der Blechkantenhobelbank und Biegelwalze waren üblicher Art, die Schalen wurden wegen des Rückfederns an den Enden auf einer Länge von 500 mm um 5 mm mehr gerundet.

Die vorbereitenden Arbeiten für die Vormontage überschnitten sich mit dem Herstellen der Positionen bis zum maschinenfertigen Zustand. Dafür sorgte ein Arbeitsplan, der auch jedem Meister ausgehändigt war, während sich die Verteilung einer bis ins einzelne ausgearbeiteten Fertigungsvorschrift bis auf die Vorarbeiter erstreckte. Die Entscheidung, das Hosenrohr in vertikaler Richtung aufzubauen und zwar so, daß es auf seinem Einlaufquerschnitt steht, war richtig getroffen. Allerdings mußte der Kranhakenhöhe

wegen darauf verzichtet werden, den letzten 2000 m langen zylindrischen Schuß der beiden Rohrausläufe aufzusetzen, wie es gleichzeitig notwendig war, für den Einstieg ins Hosenrohrinnere einen schmalen, etwa 3 m langen Schacht unter Werkstattflur auszuheben. Nachdem die für den räumlichen Zusammenbau vorgesehene Bodenfläche von 12,5 m Länge und 10 m Breite eingeebnet war, wurde sie mit Unterlagsträgern von 650 mm Höhe bestückt, dann ausnivelliert und mit 26 mm starken Blechen belegt. Diese Platte trug den Aufriß für den untersten Schuß.

Es ist nun so vorgegangen worden, daß jeweils Schuß für Schuß die Halbschalen aufgesetzt und ausgerichtet, die Längsnähte geklammert und geheftet, die Rundnähte in gleicher Weise behandelt, die tulpenförmigen Schweißkanten behauen, die Abweichungen vom Zeichnungsmaß, bezogen auf Innenkante, mit dem Toleranzblatt in Übereinstimmung gebracht und die Abnahme durch Vorzeichnermeister und Betriebsrevision protokollarisch festgehalten wurden.

Beim Herstellen der zahlreichen in Kurven verlaufenden Schweißnähte haben besonders die Kesselschmiede ihre saubere Handwerksarbeit unter Beweis stellen können, was auch bei der Abnahme volle Anerkennung fand.

Nach Aufsetzen der Zwickel II auf Schuß I begann der Aufbau eines um das Bauwerk angeordneten Stützgerüsts. Die Schüsse III, IV und V sind durch Kreuze ausgesteift worden. Damit war eine Höhe von knapp 8 m erreicht.

Beim Aufbauen der Stahlgußteile wurde mit dem Schlußstück der Mittelrippe begonnen, die durch einen Gittermast von 850 x 850 mm unterstützt wurde (Bild 10). Die Bügelpaare sind vom Einlauf aus aufwärtsgehend umgelegt und die in das Stahlgußteil gehörten Nietlöcher mit Handbohrmaschinen in das Blech übertragen worden. Zum Schluß folgte das Aufsetzen der Schenkelschüsse VI (Bild 11). Das Meßblatt der bauseitigen Abnahme zeigt folgende Ergebnisse:

Einlaufdurchmesser	5700 mm + 10
	+ 2
Auslaufdurchmesser	4000 mm + 5
	4000 mm + 2
Achsabstand der Ausläufe	6000 mm - 12

Für die Durchführung der Vormontage stand dem Betrieb die nur knapp bemessene Zeit vom 8. 12. 1949 bis 15. 2. 1950 zur Verfügung, so daß meist zwei- bis dreischichtig gearbeitet werden mußte.

Das Mitarbeiten von Montagefachkräften in den Betriebskolonnen, das Prüfen auf Paßfähigkeit, ein an vielen Übergängen vorgenommenes Markieren durch Risse und Körnerschläge sowie das Signieren



des gesamten Bauwerks mit übersichtlichen Merkmalen haben den anschließenden Zusammenbau an Ort und Stelle erleichtert. Schon im Juli 1943 lag fest, in der Rückwand des Drosselklappenhauses eine genügend große Öffnung vorzusehen, durch die das fertige Hosenrohr in seine endgültige Lage hineingeschoben werden soll. Die örtlichen Verhältnisse waren für die Montearbeiten günstig, da die Konstruktion unter Zuhilfenahme des Laufkranes im Drosselklappenhaus zusammengebaut werden kann. An dieser Grundhaltung ist nichts geändert worden. Die Schienenoberkante der Verschiebbahn liegt in der Achse des Hauses auf Kote 303,95 und fällt von dieser Stelle bergwärts mit 1:100. Unterkante Decke liegt auf 314,40, so daß eine Höhe von 9,80 m zur Verfügung steht. Bei der endgültigen Formgebung des Hosenrohres wäre das Vorhandensein einer lichten Breite der Öffnung in der nördlichen Fundamentwand von 13,0 m angenehmer gewesen; leider war das Fertigmaß von 10,50 m unabänderlich, so daß ein um 2 bis 3 m längerer Verschiebweg notwendig war.

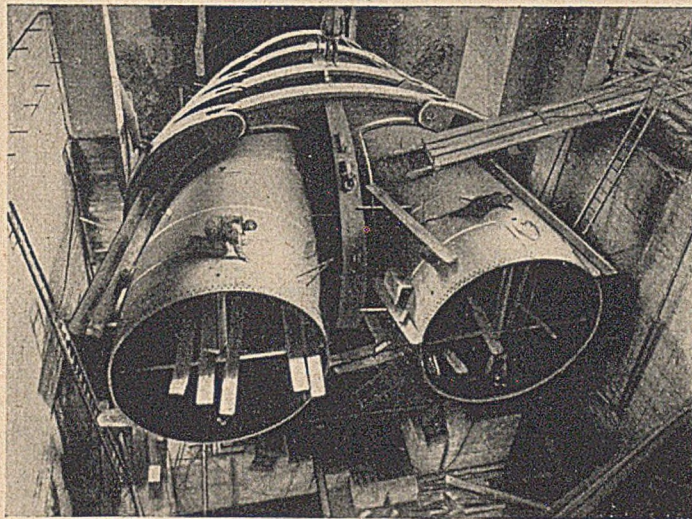


Bild 12. Montage des Hosenrohres im Drosselklappenhaus.

lehnt. Auf diesen Körper ist die obere Mantelschale des IV. Schusses gestülpt worden, so daß nach Ausrichten und leichtem Abheften eine Mantellänge von rd. 5,6 m als geschlossene Einheit gegeben war. Der Zusammenbau des V. und VI Schusses wurde seitwärts vorgenommen und zwar so, daß die anteiligen Rundnähte VI und V leicht geheftet waren, während die Längsnähte offen blieben, so daß 4 halboffene, kegelstumpfförmige Körper als Bauelemente für den weiteren Fortgang zur Verfügung standen. Diese wurden an den Mantelschluß angesetzt, ausgerichtet und in allen Nähten abgeheftet. Der Mantelkörper war damit auf eine Länge von rd. 8,8 m angewachsen. Jetzt war es möglich, auf den Rohrmantel das äußere und innere obere Teil der Stahlgußmittelrippe aufzusetzen, jeweils die Bügelpaare heranzuklappen und das Schlußstück der Mittelrippe vorzubauen. Die Schweißfolge wanderte in Richtung zum Einlaufdurchmesser hin und zwar so, daß zunächst die offenen Längsnähte des IV. und V. Schusses geschlossen und dann erst an die Rundnähte V...IV, IV...III, III...II und II...I herangegangen wurde. Gleichzeitig wurden

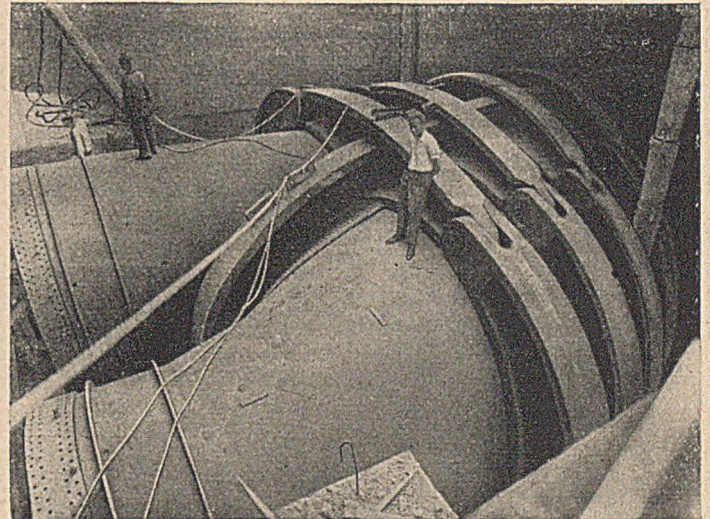


Bild 13. Ansicht des fertigen Hosenrohres.

Am 4. 3. 1950 wurden die ersten Rippenstücke am Bahnhof Tien-gen abgeladen und wie sämtliche Hosenrohrteile auf der am Drosselklappenhaus vorbeiführenden festen Straße herangefahren. Diese liegt dort 8,90 m über Betonflur. Die Toröffnung hatte eine vorübergehende Breite von 4,70 m, die ohnehin für die Drosselklappenmontage notwendig war, und eine Höhe von 6,0 m, so daß alle Teile ohne Anstände über eine Hilfsbühne hinweg ins Innere geschafft werden konnten. Mit dem Laufkran sind die Teile, von denen das schwerste Stück 18 t wog, unmittelbar vom Lkw abgehoben worden.

Als erste Bauelemente sind die Schalen der Mantelschüsse I, II und III in einer Gesamtlänge von rd. 3,4 m, liegend auf der Gleitbahn zusammengebaut, abgeheftet und die Längsnähte von Hand geschweißt worden. Schon jetzt wurden die Röntgenapparate eingesetzt, um von Anfang an die mit Sorgfalt auszuführenden Schweißungen überprüfen zu können. Alle Nähte sind 100% geröntgt worden. Für den weiteren Fortgang wurde der später erforderliche Vorschubschlitten als Zulage benutzt. Wie gesagt, besteht die Mittelrippe aus 5 Stücken: 2 äußeren mit jeweils 6, 2 inneren mit jeweils 2 Kragarmen und dem Schlußstück, das die Nahtstelle umschließt. Auf die Zulage wurden nun für den Gesamtaufbau als erstes das untere, äußere Mittelrippenteil, dann der vorgenannte zusammengesetzte Körper aufgelegt und beide mit Heftschrauben verbunden. Die beiden unteren Halbschalen des IV. Schusses wurden als nächste Elemente angebaut, ausgerichtet und die Rundnaht IV...III leicht abgeheftet. Jetzt folgte das Ansetzen des unteren inneren Stahlgußrippenstückes, das unter die Halbschalen des IV. Schusses geschoben werden mußte. Die beiden später durch Verschweißen zu einer Einheit geschlossenen Stahlgußstücke wurden mittels Hilfswinkeln aneinander befestigt. Gleichzeitig wurden sämtliche Stahlgußbügelpaare mit den bereits verlegten 2 Stahlgußteilen der Mittelrippe durch Paßbolzen von 80, 100, 140 und 150 mm  $\phi$  verbunden, seitlich zurückgeklappt und an die Wände des Drosselklappenhauses ange-

sämtliche Stahlgußstöße verschweißt. Damit war etwa die Halbzeit erreicht und auch rd. 50% der Stunden verbraucht (Bild 12). Während seitwärts die zylindrischen Auslaufschüsse der beiden Rohrschenkel als Bauelemente hergestellt wurden, ist am Hauptstück aufgerieben und die Mittelrippe mit dem Rohrmantel vernietet worden. Zur Vorbereitung der Nietarbeit wurde nur jeweils 1 Schraube gelöst und das um 3 mm kleiner gebohrte Loch aufgerieben, um ein Festsetzen von Spänen zwischen Guß und Blech zu verhindern und ein wirklich sattes Anliegen des Rohrmantels an die Stahlgußmittelrippe zu erreichen. Allein für das Abnieten waren 15 Arbeitstage erforderlich. Nur an den Kragarmübergängen wurde wegen der Materialstärke, die bis zu 135 mm beträgt, und wegen der Unmöglichkeit, hier einen Niethammer anzusetzen, nicht genietet. Dort sind

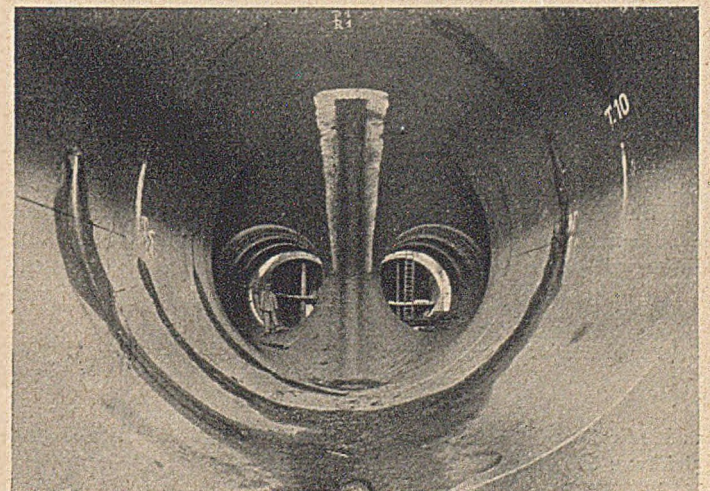


Bild 14. Blick von der Einlaufseite in das fertige Hosenrohr.



Paßschrauben M 36 verwendet worden. Die Löcher hierzu waren nur im Blech vorhanden und auch nur 30 mm  $\phi$  im Werk vorgebohrt. Für die Arbeiten an der Baustelle wurde ein Bohrer mit Anschlag verwendet, damit nur die gewünschte Bohrlochtiefe im Stahlguß zu erreichen war, dann aufgerieben und das Gewinde geschnitten. Entgegen den Befürchtungen verliefen diese Arbeitsgänge ohne merkliche Schwierigkeiten. Parallel damit ging das Ansetzen und Anschweißen der letzten Auslaufschüsse vor sich. Bild 13 vermittelt ein anschauliches Bild von den Dimensionen des Bauteils. Zum Schluß erfolgte das Verschieben des fertigen Stücks an den endgültigen Platz, ein Vorgang, der einschließlich aller dazu notwendigen

Vorarbeiten an einem einzigen Vormittag erledigt war. Allerdings lagen, da der schwere Laufkran mitbenutzt werden konnte, besonders günstige Umstände vor. Das Anpassen an das Konusstück der Stollenpanzerung und das Ziehen dieser Rundnaht war ohne Schwierigkeiten möglich. Bild 14 zeigt einen etwa 4 Monate späteren Bauzustand aus einem Fertigungsabschnitt, mit dem die Ausführende des Formstücks nichts mehr zu tun hatte. Es soll lediglich den Kreis schließen.

Entwurf und Ausführung des Hosenrohres lag in Händen der Dortmunder Union Brückenbau-A.G., Werk Orange, Gelsenkirchen.

## Die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit veränderlicher Druckkraft bei elastischer Einspannung.

Von Dipl.-Ing. Wilhelm Bültmann, Hamburg.

Für einen geraden Stab, dessen eines Stabende elastisch eingespannt und dessen anderes Stabende frei beweglich ist, sind die Knicklängenbeiwerte und damit die Knickfestigkeiten für die Druckkräfte, die von einem bestimmten Betrag am frei beweglichen Stabende aus zum elastisch eingespannten Stabende hin linear zunehmen, nachgewiesen worden<sup>1)</sup>. Im Anschluß an diese Arbeit bin ich wiederholt gebeten worden, die Knickfestigkeit für den gleichen einseitig elastisch eingespannten, am anderen Ende frei beweglichen Stab nachzuweisen, wenn die mittige Druckkraft von dem bestimmten Betrage am frei beweglichen Stabende zum elastisch eingespannten Stabende hin linear abnimmt. Dieses Problem hat unter anderem für die Rahmenknickung einige Bedeutung. Knickversuche von Rahmen können beispielsweise bei Kenntnis der für das Problem abzuleitenden Beziehungen exakter werden.

Wir betrachten wieder einen geraden, gewichtslos gedachten, prismatischen Stab. Das Trägheitsmoment dieses Stabes sei über seine ganze Länge konstant. Der Werkstoff des Stabes sei ideal homogen. Das Ausknicken des Stabes erfolge im elastischen Bereich und nur in der Bildebene. Die bekannten Elastizitätsgesetze seien unbeschränkt gültig.

Zur Lösung des Knickproblems wird jetzt das rechtwinklige  $x, y$ -Koordinatensystem nach Bild 1a in der Weise orientiert, daß der Koordinatenursprung mit dem frei beweglichen Stabende zusammenfällt und die  $x$ -Achse mit der Achse des idealisierten geraden Stabes identisch ist. Die infinitesimal ausgebogene Gleichgewichtsfigur wird dann durch die Ordinaten  $y$  fixiert. Die linear veränderliche, ideal mittige Belastung des Stabes wird jetzt so vorgenommen, daß entsprechend Bild 1b am freien Stabende a die Druckkraft  $P_a$  wirkt, während am elastisch eingespannten Stabende b die Druckkraft  $P_b$  wirksam ist. Daraus ergibt sich an beliebiger Stelle  $x$  des Stabes die allgemeine Druckkraft  $P_x$  zu:

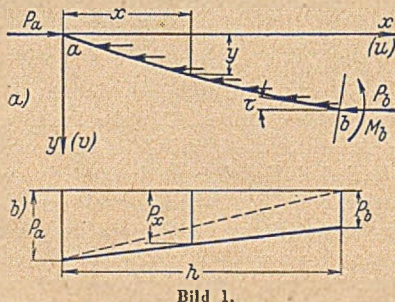


Bild 1.

Nach<sup>1)</sup> erhält man nun aus der linearisierten Differentialgleichung der Biegelinie und der Querkraft des ausgebogenen Stabes leicht die Differentialgleichung des Knickproblems zu

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P_a}{EJ_h} \left(1 - m \frac{x}{h}\right) \frac{dy}{dx} = 0.$$

Setzt man nun noch zur Vereinfachung

$$(3) \quad \frac{P_a}{EJ_h} = \frac{z^2}{h^2}$$

und schreibt für  $x = hu$  und  $y = v$ , so geht die Differentialgleichung über in

<sup>1)</sup> Bültmann, Die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit veränderlicher Druckkraft. Stahlbau 17 (1944), Heft 10/11, S. 49/50.

$$\frac{d^2 v}{du^2} + z^2 (1 - mu) \frac{dv}{du} = 0.$$

Wählt man noch  $\frac{dv}{du} = p$ , dann erhält die Differentialgleichung die Form  $\frac{d^2 p}{du^2} + z^2 (1 - mu) p = 0$ , die, wenn noch  $p = \eta \sqrt{1 - mu}$  und  $\psi = \frac{2}{3} z \sqrt{(1 - mu)^3}$  substituiert wird, in die Besselsche Differentialgleichung

$$(4) \quad \frac{d^2 \eta}{d\psi^2} + \frac{1}{\psi} \cdot \frac{d\eta}{d\psi} + \left(\frac{1}{m^2} - \frac{1}{d\psi^2}\right) \cdot \eta = 0$$

Die Lösung dieser Besselschen Differentialgleichung ist mittels Besselscher- oder Zylinderfunktionen möglich. Die vollständige Lösung der Differentialgleichung (4) läßt sich mit diesen Funktionen anschreiben zu

$$\eta = C_1 J_{\frac{1}{3}}\left(\frac{\psi}{m}\right) + C_2 J_{-\frac{1}{3}}\left(\frac{\psi}{m}\right).$$

Da die Funktionen  $J_{\frac{1}{3}}\left(\frac{\psi}{m}\right)$  und  $J_{-\frac{1}{3}}\left(\frac{\psi}{m}\right)$  wegen der nicht ganzzahligen Indizes  $\frac{1}{3}$  und  $-\frac{1}{3}$  voneinander linear unabhängig sind, ist die Lösung der Differentialgleichung vollständig<sup>2)3)4)</sup>. Substituiert man nun wieder rückläufig

$$\eta = \frac{p}{\sqrt{1 - mu}} = \frac{1}{\sqrt{1 - mu}} \cdot \frac{dv}{du}$$

und für das Argument

$$\frac{\psi}{m} = \frac{2z}{3m} \sqrt{(1 - mu)^3},$$

so erhält man endgültig

$$(5) \quad \frac{dv}{du} = \sqrt{(1 - mu)} \left\{ C_1 J_{\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1 - mu)^3} \right] + C_2 J_{-\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1 - mu)^3} \right] \right\}.$$

Für die Aufstellung der endgültigen Knickdeterminante benötigt man noch die zweite Ableitung, die sich nach weiterer Differentiation der Gl. (5) mittels der Funktionalgleichungen der Zylinderfunktionen nach kurzer Umrechnung unmittelbar ergibt zu:

$$(6) \quad \frac{d^2 v}{du^2} = (1 - mu) z \left\{ -C_1 J_{\frac{5}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1 - mu)^3} \right] + C_2 J_{\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1 - mu)^3} \right] \right\}.$$

Die hier wiedergegebenen Untersuchungen schließen sich an die früheren Ausführungen<sup>1)</sup> an. Der Vollständigkeit halber und weil aus begrifflichen Gründen die frühere Veröffentlichung nicht mehr überall greifbar ist, wurde die Ableitung in sich abgeschlossen wiedergegeben. Grundlegende Kenntnisse der Zylinderfunktionen werden allerdings vorausgesetzt. Es ist auch sehr wohl zu beachten,

<sup>2)</sup> Watson, A Treatise on the Theory of Bessel Functions. Cambridge 1922.

<sup>3)</sup> Weyrich, Die Zylinderfunktionen und ihre Anwendungen. Leipzig und Berlin 1937.

<sup>4)</sup> Emde, Jahnke-Emde-Tafeln höherer Funktionen, 4. Aufl. Leipzig 1948.



daß nunmehr neben der Abzissenachse  $u = \frac{x}{h}$  auch das durch  $P$  und  $m$  fixierte Druckkraftdiagramm genau umgekehrt worden ist und diesen Größen daher eine andere Bedeutung zukommt.

Das erhellt auch sofort aus der Aufstellung der Knickbedingung, die man durch Ausschaltung der Konstanten  $C_1$  und  $C_2$  mittels Einführung der Grenzbedingungen erhält. Die Grenzbedingungen sind nunmehr

$$(7a) \quad \begin{cases} u=0, \frac{d^2v}{du^2} = 0 \\ u=1, \frac{dv}{du} = h M_b \tau \text{ und } \frac{d^2v}{du^2} = -\frac{h^2 M_b}{E J_h} \end{cases}$$

Hierin ist  $\tau$  die Endverdrehung des Stabes bei  $b$  infolge des Biegemomentes  $M_b = 1$ . Nach Einsetzen dieser Grenzbedingungen erhält man:

$$(7b) \quad \begin{cases} 0 = z \left[ -C_1 J_{-\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) + C_2 J_{\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) \right] \\ \tau h M_b = \sqrt{1-m} \left\{ C_1 J_{\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] + C_2 J_{-\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] \right\} \\ \frac{h^2 M_b}{E J_h} = (1-m) z \left\{ C_1 J_{-\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] - C_2 J_{\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] \right\}, \end{cases}$$

Hieraus ergibt sich sofort durch Division der zweiten Gl. (7b) durch die dritte Gl. (7b) und Elimination der Konstanten  $C_1$  und  $C_2$  mittels der ersten Gl. (7b) die endgültige Knickbedingung des ideal geraden Stabes. Dies ist ein Stab aus ideal homogenem Werkstoff, dessen eines Ende frei beweglich und dessen anderes elastisch eingespannt ist. Der Stab steht unter einer ideal mittig eingeleiteten Druckkraft, die sich nach dem trapezförmigen Druckkraftdiagramm verteilt und auch beim Ausknicken des Stabes ihren zur  $x$ -Achse parallelen Richtungssinn beibehält. Die Determinante lautet:

$$(8) \quad C = \frac{\tau E J_h}{h} = \frac{1}{z \sqrt{1-m}} \cdot \frac{J_{\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) \cdot J_{\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] + J_{\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) \cdot J_{-\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right]}{J_{\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) \cdot J_{-\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] - J_{-\frac{2}{3}} \left( \frac{2z}{3m} \right) \cdot J_{\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right]}$$

Aus der allgemeinen Knickbedingung lassen sich sofort wieder die Knickbedingungen der Sonderfälle ableiten.

Der Sonderfall, bei dem die Druckkraft dreieckförmig in den gewichtslos gedachten Stab eingeleitet wird, die Stabkraft also von dem Wert  $P_a$  am frei beweglichen Stabende geradlinig zum Wert  $P_b = 0$  am elastisch eingespannten Stabende abfällt, also  $m = 1$  wird, ergibt zunächst mit  $1-m = 0$

$$J_{\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] = J_{\frac{1}{3}}(0) = 0 \quad \text{und} \\ J_{\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] = J_{\frac{2}{3}}(0) = 0,$$

so daß die entsprechenden Produkte in der Knickbedingung Gl. (8) fortfallen. Allerdings werden die Glieder mit

$$J_{-\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] = J_{-\frac{1}{3}}(0) = +\infty \\ J_{-\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right] = J_{-\frac{2}{3}}(0) = +\infty,$$

so daß die für  $C$  verbleibende Knickbedingung zunächst unbestimmt erscheint. Um zur eindeutigen Lösung zu gelangen, wird die Funktion  $J_\nu(\varphi)$  allgemein für den Fall, daß das Argument, welches mit  $\varphi$  bezeichnet werden soll, nach 0 strebt, untersucht. Für die Zylinderfunktion  $J_\nu$  läßt sich allgemein die Reihe

$$J_\nu(\varphi) = \frac{\varphi^\nu}{2^\nu \pi(\nu)} \left[ 1 - \frac{\varphi^2}{2(2\nu+2)} + \frac{\varphi^4}{2 \cdot 4 \cdot (2\nu+2) \cdot (2\nu+4)} - \dots \right]$$

anschreiben. In dieser Gleichung ist  $\pi(\nu)$  die Gammafunktion oder Gaußsche Funktion.

Für  $\varphi \rightarrow 0$  wird, da die Reihe in der Klammer 1 wird, sofern die Nenner der Summanden von Null verschieden bleiben, was in diesem Fall für  $\nu = -\frac{1}{3}$  und  $\nu = -\frac{2}{3}$  ohne weiteres zutrifft,

$$J_\nu(\varphi) = \frac{\varphi^\nu}{2^\nu \pi(\nu)}$$

Für  $\frac{J_{-\frac{1}{3}}(\varphi)}{J_{-\frac{2}{3}}(\varphi)}$  wird nunmehr, wenn  $\varphi \rightarrow 0$  strebt,

$$\frac{J_{-\frac{1}{3}}(\varphi)}{J_{-\frac{2}{3}}(\varphi)} = \frac{\varphi^{-\frac{1}{3}}}{2^{-\frac{1}{3}} \pi\left(-\frac{1}{3}\right)} \cdot \frac{2^{-\frac{2}{3}} \pi\left(-\frac{2}{3}\right)}{\varphi^{-\frac{2}{3}}} = \left(\frac{\varphi}{2}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\pi\left(-\frac{2}{3}\right)}{\pi\left(-\frac{1}{3}\right)}$$

Mit dem Argument  $\varphi = \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3}$  wird, wenn  $\varphi \rightarrow 0$  und  $m \rightarrow 1$  strebt,

$$\frac{J_{-\frac{1}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right]}{J_{-\frac{2}{3}} \left[ \frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3} \right]} = \left(\frac{z}{3m}\right)^{\frac{1}{3}} \sqrt{(1-m)} \cdot \frac{\pi\left(-\frac{2}{3}\right)}{\pi\left(-\frac{1}{3}\right)},$$

so daß die Knickbedingung nunmehr über

$$C = \frac{\sqrt{1-m}}{z \sqrt{1-m}} \left(\frac{z}{3m}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\pi\left(-\frac{2}{3}\right)}{\pi\left(-\frac{1}{3}\right)} \cdot \frac{J_{-\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3m}\right)}{J_{\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3m}\right)}$$

bei gleichzeitiger Vornahme des Grenzüberganges mit  $m = 1$  endgültig in die Knickbedingung bei dreieckförmig verteilter Druckkraft mit der Größtdruckkraft am frei beweglichen Stabende, also mit

dem in Bild 1b gestrichelt eingetragenen Stabkraftverlauf

$$(9) \quad C = \frac{\pi\left(-\frac{2}{3}\right)}{\pi\left(-\frac{1}{3}\right)} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{3z^2}} \cdot \frac{J_{-\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3}\right)}{J_{\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3}\right)} \quad \text{übergeht.}$$

Mit  $\pi\left(-\frac{2}{3}\right) = 2,6789$  und  $\pi\left(-\frac{1}{3}\right) = 1,3541$  nach<sup>4)</sup> vereinfacht sich Gl. (9) in Gl. (9a)

$$(9a) \quad C = \frac{1,3717}{\sqrt[3]{z^2}} \cdot \frac{J_{-\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3}\right)}{J_{\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3}\right)}$$

Aus den Knickbedingungen Gl. (8) und Gl. (9) leiten wir noch die Knickbedingungen der Spezialfälle für starre Einspannung ab, bei denen also mit  $\tau = 0$  auch  $C = 0$  wird.

Für den voll ausgezogenen, trapezförmigen Stabkraftverlauf nach Bild 1b wird sofort aus Gl. (8)

$$(10) \quad 0 = J_{\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3m}\right) \cdot J_{\frac{1}{3}}\left[\frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3}\right] + J_{-\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3m}\right) \cdot J_{-\frac{1}{3}}\left[\frac{2z}{3m} \sqrt{(1-m)^3}\right],$$

da der Nenner schlechthin von Null verschieden ist und sich herausheben läßt.

Für den in Bild 1b gestrichelt ausgezogenen dreieckförmigen Stabkraftverlauf wird aus Gl. (9) sofort

$$(11) \quad 0 = J_{-\frac{2}{3}}\left(\frac{2z}{3}\right).$$



Für die numerische Auswertung der Knickbedingungen Gl. (8) bis Gl. (11) finden wir die Zylinderfunktionen  $J_{\frac{3}{2}}$  in dem Buche von Watson tabelliert, und  $J_{-\frac{3}{2}}$  läßt sich aus dort angegebenen Tabellenwerten sehr leicht errechnen. Die Zylinderfunktionen für  $J_{\frac{3}{2}}$  und  $J_{-\frac{3}{2}}$  hat Karas berechnet<sup>5)</sup>.

Um nicht auf frühere Arbeiten zurückgreifen zu müssen, schreiben wir hier noch die Knickbedingung, die sich für  $P_a = P_b$  mit  $m = 0$  sofort aus elementarer Rechnung ergibt, mit

$$(12) \quad C = \frac{1}{z \operatorname{tg} z} \text{ an.}$$

Die Lösungen  $z$  der Knickbedingungsgleichungen (8) bis (12) ergeben für vorgegebenes  $C$  und  $m$  die jeweilige Grenzknickkraft

$$(13) \quad P_{k_a} = \frac{E J_h z^2}{h^2} = \frac{E J_h \pi^2}{(\gamma h)^2},$$

wenn für den Knicklängenbeiwert

$$(14) \quad \gamma = \frac{\pi}{z}$$

gesetzt wird.

In Bild 2 sind die Knicklängenbeiwerte in Abhängigkeit von dem

Einspannungsgrad  $C = \frac{\tau E J_h}{h}$  für die Parameterwerte  $m = 0, 0,5$  und  $1$  dargestellt. Bild 3 vermittelt anschaulich die Knicklängenbeiwerte über  $m$  für die einseitig starre Einspannung  $C = 0$ . In dieses Bild sind gleichzeitig zum Vergleich die früher für den umgekehrten Belastungsfall ermittelten Knicklängenbeiwerte noch einmal eingetragen.

**Beispiel I.**

Es wird hier zunächst das Beispiel der früheren Arbeit übernommen<sup>4)</sup>. Die Säule nach Bild 4 hat jetzt die umgekehrte hier eingetragene mittig eingeleitete Belastung. Die Höhe beträgt  $h = 10,30$  m, das Trägheitsmoment  $J_h = 3 \cdot 10^4$  cm<sup>4</sup>, die Elastizitätsziffer  $E = 2,1 \cdot 10^3$  t/cm<sup>2</sup>. Diese Säule sei in einem Fundament mit den Grundrißabmessungen von  $1,10 \times 1,10$  m verankert. Das Fundament ist auf tragfähigem Boden gegründet. Das Trägheitsmoment der Sohlfläche des Fundamentes ist  $J_f = \frac{110^4}{12} = 1,22 \cdot 10^7$  cm<sup>4</sup>.

Die mittig eingeleitete Belastung sei wieder  $P_a = 22$  t und  $P_b = 11$  t, wobei  $P_a - P_b = 22 - 11 = 11$  t über die Länge der Säule gleichmäßig verteilt eingeleitet werden, so daß  $m = \frac{P_a - P_b}{P_a} = \frac{11}{22} = 0,5$  wird. Die Bettungsziffer  $B$  des Bodens sei zu  $B = 0,005$  t/cm<sup>3</sup> ermittelt worden. Dann wird mit  $\tau = \frac{1}{B J_f}$  infolge  $M_b = 1$  der Steifigkeitswert

$$C = \frac{E J_h}{h B J_f} = \frac{2,1 \cdot 10^3 \cdot 3 \cdot 10^4}{1030 \cdot 0,005 \cdot 1,22 \cdot 10^7} = 1,0.$$

<sup>5)</sup> Karas, Tabellen für Besselsche Funktionen erster und zweiter Art mit den Parametern  $\nu = \pm \frac{2}{3}; \pm \frac{1}{4}; \pm \frac{3}{4}$ . ZAMM 16 (1936), Heft 4, S. 248.

Für  $C = 1,0$  und  $m = 0,5$  ist nach Bild 2  $\gamma = 3,23$ , so daß unter der Voraussetzung des elastischen Knickens die Knickkraft

$$P_{k_a} = \frac{2100 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot \pi^2}{(3,23 \cdot 1030)^2} = 57,1 \text{ t wird.}$$

Die Sicherheit gegen Knicken beträgt somit  $s = \frac{57,1}{22} = 2,60$ .

**Beispiel II.**

Es soll der in Bild 5 skizzierte Dreigelenkrechtckrahmen für Knicken in der Zeichnungsebene untersucht werden. Dabei kann unter anderem auf die Rahmenuntersuchung<sup>6)</sup> Bezug genommen werden. Die Trägheitsmomente sind  $J_h = 25760$  cm<sup>4</sup> und  $J_f = 15050$  cm<sup>4</sup>.

Die Belastung betrage  $P_a = 40,0$  t und  $P_b = 20,0$  t, wobei die Differenz  $P_a - P_b = 20,0$  t wieder über die ganze Stielhöhe gleichmäßig verteilt eingeleitet werden soll, so daß  $m = 0,5$  ist. Mit  $M_b = 1$  liefert der Riegel die Einheitsverdrehung  $\tau = \frac{1}{3 E J_f}$  an der Rahmenecke.

Damit wird nunmehr der Steifigkeitswert des Dreigelenkrechtckrahmens

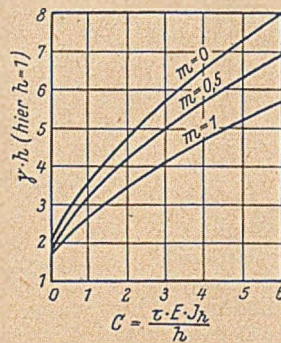


Bild 2.

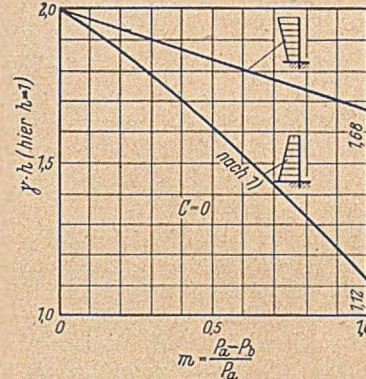


Bild 3.

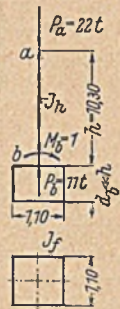


Bild 4.

$$C = \frac{\tau E J_h}{h} = \frac{l \cdot J_h}{3 \cdot h \cdot J_f}$$

und dessen numerische Auswertung

$$C = \frac{1720 \cdot 25760}{3 \cdot 700 \cdot 15050} = 1,40.$$

Für  $m = 0,5$  ist somit nach Bild 2 der Knicklängenbeiwert  $\gamma = 3,60$ . Die auftretende Knickkraft wird nunmehr

$$P_{k_a} = \frac{2100 \cdot 25760 \cdot \pi^2}{(3,60 \cdot 700)^2} = 84,6 \text{ t,}$$

so daß bei der vorhandenen Belastung nunmehr eine Sicherheit von  $s = \frac{84,6}{40,0} = 2,11$

verbleibt, sofern das Knicken nach Voraussetzung im elastischen Bereich erfolgt.

<sup>6)</sup> B ü l t m a n n , Die Stabilität des Dreigelenkrechtckrahmens. Stahlbau 14 (1941), Heft 1, S. 3/10. — Die Stabilität der Drei- und Zweigelenkrechtckrahmen mit Eckstreben und mit Fachwerkriegeln. Stahlbau 14 (1941), Heft 6/7, S. 24/27.

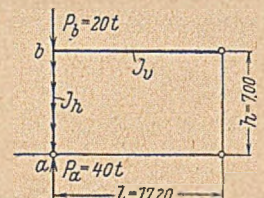


Bild 5.

**Verschiedenes**

**Wiedererrichtung des Deutschen Stahlbau-Verbandes (DStV).**

Am 16. Februar 1951 konstituierte sich in Köln der Deutsche Stahlbau-Verband (DStV). Die Stahlbau-Industrie der Bundesrepublik hat sich damit wiederum ein Organ geschaffen, das in Fortsetzung der Tradition des früheren DStV die Interessenvertretung des Stahlbaues einheitlich zusammenfaßt. Neben wirtschaftspolitischen Aufgaben wird der neue Verband seinen Wirkungsbereich insbesondere auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet suchen. Zum Vorsitz der Verbandes wurde Dipl.-Ing. v o n O s w a l d i. Fa. Carl Spaeter GmbH., Hamburg, gewählt und zu Geschäftsführern wurden Oberregierungsrat Dr.-Ing. W o l f und Dr. H e c h t bestellt.

Der neue Verband wird erstmalig anläßlich der Stahlbau-Tagung 1951, die am 10./11. Mai 1951 in Karlsruhe stattfindet, an die Öffentlichkeit treten. Die Vortragsfolge der Tagung sieht u. a. folgende Themen vor:

Professor Dr.-Ing. W a l t k i n g : Schwingungen von Hängebrücken unter Windeinwirkung.

Professor Dr.-Ing. S t e i n h a r d t : Die Entwicklung des Stahlbaues im Spiegel der amtlichen Bestimmungen.

Professor Dr.-Ing. E. h. G r a f : Durchgeführte Versuche mit Verbundträgern.

Professor Dr.-Ing. E b e n e r : Dehnungs- und Schwingungsmessungen an Brücken.

Professor Dr.-Ing. S c h l e i c h e r : Zu den Grundlagen der Plastizitäts-Theorie und des Traglastverfahrens.

**INHALT.** Die Berechnung geschlossener Stabzüge nach dem Drehwinkel-Abklüngerungsverfahren. — Entwurf und Bau eines geschweißten Hosenrohres. — Die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit veränderlicher Druckkraft bei elastischer Einspannung. — V e r s c h i e d e n e s : Wiedererrichtung des Deutschen Stahlbau-Verbandes (DStV).

„Der Stahlbau“, Lizenz Nr. 322. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, (16) Darmstadt, Richard-Wagner-Weg 83. Monatlich ein Heft. Bezugspreis halbjährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 15,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Postcheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres. Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: E P P A C, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.





**ARCOS AACHEN**  
Pioniere der  
Elektroschweißung  
ELEKTRODEN · TRANSFORMATOREN  
AUSRÜSTUNGEN · SCHWEISSERSCHULE

## Öffentliche Ausschreibung

Die Neubauabteilung für den Bau der Rheinbrücke Rodenkirchen schreibt hiermit die Stahlbauarbeiten einschließlich Fahrbahntafel für den Wiederaufbau der durch Kriegsereignisse zerstörten

### Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln

öffentlich aus.

Zur Abgabe von Angeboten sind nur deutsche Stahlbauunternehmen zugelassen, die nachweisbar größere Hängebrücken mit einer Mindestspannweite von 100 m erstellt haben bzw. in Arbeits- und Bietergemeinschaften bei Lieferung und Montage mit mindestens 20% beteiligt waren. Angebote von Firmen, die dieser Bedingung nicht genügen, sind zwecklos.

Soweit vorrätig, werden die Ausschreibungsunterlagen gegen eine Gebühr von DM 250,— je Ausfertigung von der Neubauabteilung für den Bau der Rheinbrücke Rodenkirchen in Rodenkirchen bei Köln, Steinstr. 1, abgegeben.

Neubauabteilung für den Bau  
der Rheinbrücke Rodenkirchen  
(Landesstraßenbauverwaltung)

XVIII s. Schalen. 7 / Abdank, R.: Einzellasten auf dünnwandigen Kalotten. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 6, S. 194—196, 2 Abb. — Die beachtliche Arbeit behandelt zunächst die Einzellasten auf der Kugelkalotte, um dann auf die Einzellast auf der doppelt gekrümmten Eifläche (elliptischen Kalotte) einzugehen. Mit den entwickelten Gleichungen steht eine ausreichende theoretische Grundlage zur Feststellung der Tragfähigkeit unbewehrter Kuppeln gegen Einzellasten bei beliebigen Krümmungsverhältnissen zur Verfügung.

XVIII s. Spannungsoptik. 4 / Hirschfeld, K.: Spannungsoptische Untersuchung von Platten. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 12, S. 455, 2 Abb. — Bericht über ein neues Verfahren spannungsoptischer Untersuchung von Platten, bei denen das Modell der Platte aus 2 Schichten verschiedener Werkstoffe, deren dehnungsoptische Konstanten verschieden sind, zusammengeklebt ist. Isodromatenaufnahme einer eingespannten Platte. Einzelheiten der Auswertung sollen später mitgeteilt werden.

XVIII s. Spannungsoptik. 5 / Föppl, L.: Beispiele zur Anwendung der Spannungsoptik. ZVDI 93 (1951), H. 5, S. 105—112, 40 Abb., 1 Taf. — Nach kurzer Erörterung des Wesens der Spannungsoptik werden verschiedene Beispiele für die Anwendung des spannungsoptischen Verfahrens besprochen, die dem Arbeitsgebiet des Verfassers am Spannungsoptischen Institut der T. H. München entstammen: Scheiben, durch eingepreßten Keil belastet, durch Aufpressen auf eine Welle beansprucht, rotierende Scheiben, Beanspruchung einer gelochten Abdeckplatte und eines Rohrbodens. Anwendungsgebiete der Spannungsoptik.

XIX k. Kaimauern, Ufermauern, Molen. 13 / Cayotte, P. und G. Croquet: La construction du nouveau quai d'armement au port militaire de Brest (Bau der neuen Rüstungs-Kaimauer im Militärhafen Brest). TRAV. 34 (1950), H. 191, S. 670—674, 13 Abb. — Die im Kriege zerstörte Ufermauer wurde durch aneinandergereihte 15 m hohe Stahlbetonsenkasten mit rechteckigem Grundriß ersetzt, deren Innenraum, unterteilt in je 18 quadratische Zellen, nach vollendetem Absenken mit Beton und Steinbrocken ausgefüllt wurde. Um für diese großen Senkkasten auf dem zerklüfteten Felsboden ein ebenes Auflager zu schaffen, war vorher mit Hilfe kleinerer Senkkasten eine waagerechte Betongrundfläche hergestellt worden.

XIX s. Stauanlagen. 35 / Stucky, A., F. Panchaud u. E. Schnitzler: Contribution à l'étude des barrages-voutes. Effet de l'élasticité des appuis. (Beitrag zum Studium der Bogenstauanlagen. Wirkung der Elastizität der Widerlager.) BULL. TECHN. SUISSE ROM. 76 (1950), H. 7, S. 81—91, H. 9, S. 109—115 u. H. 12, S. 149—158, 24 Abb. — Behandelt werden: Der elastische dünnwandige Bogen auf nicht deformierbaren Widerlagern und die entstehenden Spannungen, der hydrostatische Druck, Temperaturänderungen und Maximalspannungen im Bogen, anschließend praktische Anwendung mit Zahlenbeispiel; ferner der elastische dünnwandige Bogen auf deformierbarem elastischen Widerlager, insbesondere unter Berücksichtigung der Einflüsse der Temperaturveränderungen und des hydrostatischen Druckes bei der Spannungsberechnung. Abschließend Bestimmung der Deformation der sogenannten „mittleren Faser“ des elastischen Bogens auf deformierbaren elastischen Widerlagern.

XIX s. Stauanlagen. 36 / Lewin, J. D.: Übersicht über amerikanische Stauanlagen. WASSERWIRTSCHAFT 40 (1950), H. 12, S. 349—357. — Vollständige tabellarische Übersicht über sämtliche nordamerikanischen Stauanlagen nach dem Stand von 1949, darunter 209 Betonschwerkwerksmauern und eingewalzte Erddämme, zwei Betonbogenreihen-Stauanlagen, 3 aufgelöste Betonpfeiler-Stauanlagen und 19 Betonbogen-Stauanlagen. Angaben über den Stand der Stauanlagen, den Besitzer, das Gewässer, den Staat sowie über Höhe, Länge und Kubatur des Staukörpers, Stauraum, Baujahr, Bauart und Baukosten.

XIX t. Talsperren, allgemeines. 13 / Marcello, C.: Moderner Talsperrenbau in Italien. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 33, S. 446—451, H. 34, S. 455—457 u. H. 35, S. 476—480, 25 Abb., 2 Taf. — Nach Angaben über die bestehenden 176 italienischen Talsperren sowie die Ende 1949 im Bau befindlichen 29 Talsperren wird der Anwendungsbereich der verschiedenen Stauauertypen behandelt. Dann werden Beispiele der verschiedenen Typen, und zwar massive Gewichtstauanlagen und aufgelöste Stauanlagen besprochen. Als weiterentwickelter Typ der Pfeilerstauanlage die Mauer Ban Muggeri mit Hohlmaurelementen von 22 m Breite, die Stauanlagen Boglia, Sabbione und Pantano d'Avio, Bogenmauer Lumiei, Trockenmauer Gela und Erddamm San Valentino aus neuester Zeit. (Vgl. a. Marcello, C.: Evolution des barrages en Italie. Techn. mod. construction 5 (1950), H. 2, S. 55—58, 11 Abb., 1 Taf.)



**TERIPLAST**

Zur Verbesserung von Mörtel u. Beton erhöht die Druckfestigkeit, Dichtigkeit u. Frostbeständigkeit. Leichte Verarbeitung, störungsfreies Pumpen, keine Entmischung, keine Mehrkosten!

**Seitermann K.G.**  
CHEMISCHE WERKE · DATTELN I.W.  
LÖSEN IM GANZEN EUROPEISCHEN RAUM

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

## PRESS

# Der Boden als Baugrund

Mit Ergebnissen eigener Versuche

Dritte neubearbeitete Auflage

Mit 75 Textabbildungen

Din A 5, VI, 76 Seiten. 1949. Geheftet 6,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die  
Gropius'sche Buchhandlung  
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

## Schenk, DER RAMMPFAHL

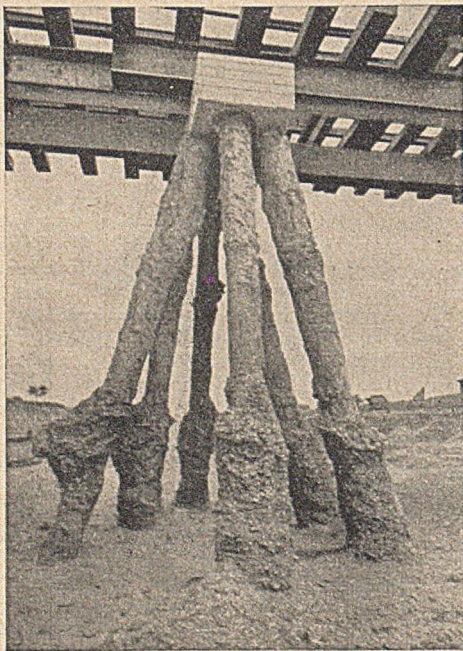
NEUE ERKENNTNISSE AUS THEORIE UND PRAXIS

Mit Anhang: **Rammpfahltabellen**

DIN A 5, 120 Seiten mit 80 Textabbildungen und 20 Tabellen  
Geheftet DM 11,— Ganzleinen DM 13.50

## PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN  
Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4  
Telefon Nr. 33252

XIX t. Talsperren. 14 / Link, H.: Neuere Talsperrenbauten in der Schweiz. BAUTECHN. 28 (1951), H. 1, S. 3—9, 15 Abb. — Zusammenfassender Bericht über die seit 1942 in der Schweiz erbauten oder im Bau begriffenen 10 großen und 6 kleineren Talsperren und den eingeleiteten großen Staumauerbau der Grande Dixence: Massive Gewichtstaumauern, Gewölbemauern, Pfeilerstaumauern sowie ein Erdstamm.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 52 / Grengg, H.: Entwurfs- und Bauführung des Draukraftwerkes Marburg-OST. BAUTSCHR. 5 (1950), H. 2, S. 24—35, 16 Abb. — Vorentwürfe und Ausführungsentwurf des Pfeilerkraftwerkes, bei dem im Gegensatz zu den Draukraftwerken Drauburg und Lawamünd die Felder genau so breit wie die Pfeiler angenommen wurden. Bauausführung mit Fangedämmen aus Kontraktorbetonblöcken auf Felsgrund zwischen Holzschalungen, Gründungsarbeiten, Betonfabrik, Einbringen von Pumpbeton.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 53 / The Loch-Sloy scheme of the north of Scotland hydro-electric board. (Das Loch-Sloy-Bauvorhaben der nordschottischen Wasserkraftwirtschaft.) ENGENG. 170 (1950), H. 4406, S. 1—3, H. 4407, S. 25—27, H. 4408, S. 49—51, 60 u. H. 4410, S. 97—98, 108, 37 Abb. — Zwischen 7,5 m starken, in der Sohle 42 m, an der Krone 4 m breiten Strebepfeilern spannen sich elliptische Gewölbe mit rund 4 m Scheitelstärke von 12,5 m Spannweite. Vorteile der aufgelösten Bauweise durch geringere Erwärmung des Betons und schnellere Abkühlung. 2,8 km Ablaufstollen mit 4,6 m  $\varnothing$  führt zum Wasserschloß; von hier aus 4 Druckrohre zum Kraftwerk. Baustoffanlieferung für den Beton auf 3,5 km langer Landstraße. Felsarbeiten des Abflußstollens, Druckrohre, maschinelle Ausrüstung des Krafthauses.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 54 / Das Speicherkraftwerk St. Barthélemy-Cleuson. TECHN. RUNDSCHAU 42, (1950), Nr. 31, Bl. I, Nr. 32, Bl. II, Nr. 33, Bl. II, Nr. 34, Bl. II, Nr. 35, Bl. I, Nr. 36, Bl. III u. Nr. 37, Bl. III, 73 Abb. — Beachtliche Artikelserie über das Speicherkraftwerk, das die erste Etappe des Grande-Dixence-Projektes verwirklicht. Nach allgemeiner Schilderung der Anlage werden die allgemeinen bautechnischen Gesichtspunkte für die Wahl einer Staumauer durchgesprochen und die verschiedenen Gutachten für den Fall Cleuson mit der Entscheidung für den Bau einer Gewichtstaumauer erörtert. Es folgt die Besprechung des Expertenberichtes über Umbau und Verstärkung der teilweise erstellten Pfeilermauer durch Ausbetonierung jedes zweiten Hohlraumes zwischen den bestehenden Pfeilern. Einzelheiten der Baustelleneinrichtung mit Aufbereitungsanlage, Betonfabrik und Betoneinbringung mit Kabelkran. In einer eingeschobenen Betrachtung wird eingehend die Zerstörung der deutschen Talsperren im Ruhrgebiet besprochen und über die Erfahrungen und Lehren aus diesen Zerstörungen berichtet.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 55 / Ludwig, H.: Der Weiterausbau der Wasserkraft im Oberhasli. WASSER- U. ENERGIEWIRT. 42 (1950), H. 6/7, S. 88—91, H. 8, S. 127—129, u. H. 9, S. 166/170, 15 Abb. — Nach zusammenfassender Darstellung der bisher erstellten Kraftwerkenanlagen im Oberhasli (Schweiz) — Kraftwerk Handeck I, Kraftwerk Innertkirchen, Vergrößerung des Grimselsees mit Erstellung des Kraftwerkes Grimsel II — wird eine kurze Beschreibung der zur Zeit im Bau befindlichen Kraftwerke Handeck II und Oberaar gegeben. Hauptprojekt ist die Staumauer Rätherichsboden mit einer Betonkubatur von 278 000 m<sup>3</sup> mit unterirdischer Zentrale. Oberaar mit massiver Schwergewichtsmauer von 105 m Höhe und 500 000 m<sup>3</sup> Betoninhalt.

XIX w. Wasserkraftanlagen. 56 / Das Laufwerk Lavey an der Rhone. TECHN. RUNDSCHAU 43 (1951), No. 1, II. Bl., No. 2, III. Bl., No. 3, I. u. IV. Bl., No. 4, I. Bl. u. No. 5, II. Bl., 43 Abb. — 4 km oberhalb der Zentrale Lavey wurde eine Staumauer errichtet; unmittelbar anschließend Wasserfassung und 3860 m langer Zulaufstollen in das Wasserschloß, das seinerseits mit der Zentrale durch 3 in den Fels eingebaute Druckleitungen in Verbindung steht. 3 Ablaufstollen in den Unterwasserkanal. Wehr und Unterwasserkanal sind oberirdisch angelegt, alle übrigen Bauteile in den Fels eingebaut. Die gesamte Bauausführung wird beschrieben. Abschließend maschinelle Anlagen.

XIX w. Wasserkraftanlagen. 57 / „Génissiat“, Sonderheft der Zeitschr. HOUILLE BL. 1950, 296 S., 225 Abb. — Beachtlicher Bericht über Entwurf, Bauausführung und mechanische Ausrüstung der soeben fertiggestellten Groß-Wasserkraftanlage Génissiat an der Rhone. (Ausführliche Besprechung vgl. im Textteil.)



Während die als Stahl- und Stahlbetonskelette in Tokio errichteten Gebäude, von seltenen Ausnahmen abgesehen, trotz schwerer Schäden beim Erdbeben von 1923 nicht zusammenstürzten, lag eine tiefe Tragik in der, allen Warnungen zum Trotz, für die Wohnhäuser beibehaltenen typischen japanischen Holzbauweise. Sie ist denkbar ungeeignet für Erdbebengebiete: auf leichtem Holzfachwerk, das nur aus Pfosten und Riegeln, ohne die nach japanischen Schönheitsbegriffen das Auge störenden Streben, besteht, ruht das schwere Dach. Zahlreiche Häuser stürzten ein, dem Erdbeben und dem darauffolgenden Brande fielen mehr als 100 000 Menschen

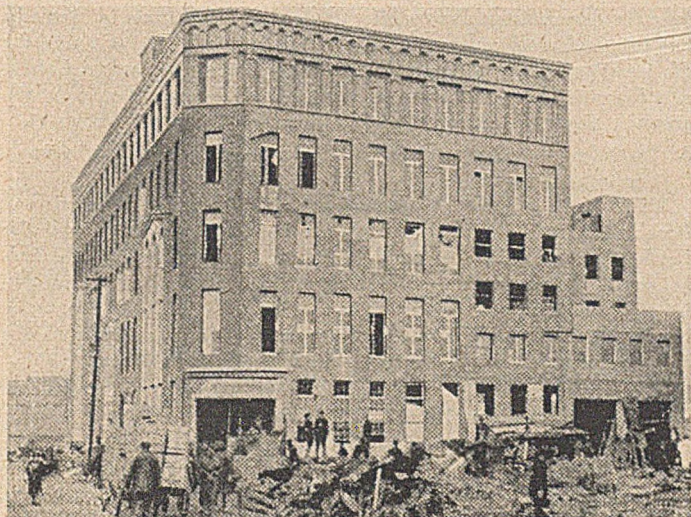


Abb. 5. Stahlbetonbau in Tokio (unversehrt beim Erdbeben 1923).

zum Opfer. Dagegen stehen uralte Tempelbauten, zwar auch nur aus unverstrebtem Holzfachwerk bestehend, aber in kräftiger Rahmenkonstruktion erbaut, — mit Goethes Worten: „noch unverletzt in ihrer anfänglichen Tüchtigkeit“.

Die Beispiele von Erdbebenschäden, aus den letzten Jahrzehnten unter anderem in Bukarest, in Santiago (Chile), auch bei kleineren Erdbeben in Süddeutschland, wo meist nur die Schornsteine dran glauben mußten, zeigen grundsätzlich immer wieder das Gleiche: das Versagen von Bauwerken, die gegen senkrechte Kräfte und den verhältnismäßig geringen Winddruck hinreichend sicher konstruiert sind, gegenüber den waagerechten Zusatzkräften, die beim Erdbeben auftreten<sup>7)</sup>.

## 2. Der Erschütterungsgrad als Grundlage für die statische Berechnung.

In klarer Erkenntnis, daß fast alle Erdbebenschäden auf die zu große Weichheit der betroffenen Gebäude gegen waagerechte Erschütterungen zurückzuführen sind, sind in den letzten Jahrzehnten in den meisten von Erdbeben betroffenen Ländern amtliche Bestimmungen für Bauten in Erdbebengebieten eingeführt worden. Der statischen Berechnung wird dabei durchweg der „Erschütterungsgrad“ zugrunde gelegt, also das Verhältnis der waagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung oder, was dasselbe besagt, der in die Berechnung einzuführenden waagerechten Zusatzkräfte zu Eigengewicht und Nutzlast. Der Erschütterungsgrad wird dabei, auf Grund der Erfahrungen früherer Erdbeben, je nach der Größe der Erdbebengefahr und der Art des Untergrundes festgesetzt. Die Erfahrung, vor allem die große Lehre des japanischen Erdbebens von 1923, hat gezeigt, daß auf diese Weise statisch errechnete und konstruierte Gebäude mit hoher Wahrscheinlichkeit als erdbebensicher anzusehen sind.

Gegen diese „klassische“ Methode der statischen Berechnung von Bauwerken in Erdbebengebieten sind vom theoretisch-wissenschaftlichen Standpunkt zwei Einwände zu erheben: Der erste Einwand ist, daß es eine absolute Erdbebensicherheit von Bauwerken nicht geben kann, weil jedwede Voraussicht über die Stärke des Erdbebens versagt, wenn Baulichkeiten in unmittelbarer Nähe des Erdbebenzentrums oder geologischer Verwerfungsspalten stehen. Der zweite Einwand ist, daß die Berechnung nach dem Erschütterungsgrad zwar ausreicht, wenn es sich um einfache Stoßwirkung handelt, die

z. B. das Umfallen von Baukörpern bewirken, nicht aber die verwickelten Vorgänge berücksichtigt, die durch den Einfluß der Erdbebenschwingungen entstehen.

Der erste Einwand ist nur bedingt richtig. Bisher ist kaum ein Fall bekannt, daß zerstörte Städte unmittelbar über dem Erdbebenzentrum lagen. Beim Erdbeben in Mitteljapan im Jahre 1923 lag das Erdbebenzentrum in einer Meeresbucht; das betroffene Gebiet entsprach etwa der Größe der Mark Brandenburg. Mit Ausnahme weniger, auf mangelhafte Gründung und auf Berggrutsche zurückzuführender Schäden, hatte stets die mangelnde Seitensteifigkeit Schuld an den Zerstörungen. Die gefährlichen Verwerfungsspalten, z. B. in Kalifornien, sind meist geologisch bekannt; in ihrer Nähe ist wegen zu großer Erdbebengefahr das Bauen ausgeschlossen<sup>8)</sup>. Aber für die weiten Gebiete, die durch die Ausstrahlung des Erdbebens betroffen werden, kann man erfahrungsgemäß annehmen, daß die nach der klassischen Methode mit einem ausreichenden Erschütterungsgrad statisch berechneten Bauwerke die Erdbeben überstehen. Vielleicht wäre es, um Mißverständnisse zu vermeiden, besser, statt des eingebürgerten Begriffs der „Erdbebensicherheit von Bauwerken“ (Earthquake safety of buildings) lediglich von Sicherungsmaßnahmen gegen Erdbebengefahr zu sprechen.

Auch der zweite Einwand, daß die klassische Methode nicht die Schwingungsvorgänge berücksichtigt, ist nur bedingt richtig. Fast durchweg sind Bauten in Erdbebengebieten beim ersten Stoß und nicht erst durch Schwingungen eingestürzt. Solange die Bauten verhältnismäßig starr sind, also ihre Eigenschwingsperioden kürzer als die Erdbebenperioden, was für die meisten Bauwerke gilt, kommen die Schwingungen nicht zur Auswirkung. Gefährlich können sie freilich bei hohen schlanken Bauten werden, bei denen Eigenschwings- und Erdbebenperioden nahe zueinander liegen. Aber die Forschung ist, wie im folgenden Abschnitt dargelegt, noch nicht so weit, um die sehr verwickelten Vorgänge der Schwingungserscheinungen bei einem vom Erdbeben betroffenen Gebäude einwandfrei zu erfassen.

Solange ein besseres Verfahren nicht gefunden ist, ist es also immer noch besser, Bauten in Erdbebengebieten nach der klassischen Methode auf Grund des Erschütterungsgrades zu berechnen, als von einer Rechnung ganz abzusehen. Es gilt hier das gleiche wie von statischen Berechnungen überhaupt. Einwandfrei kann man bisher, auch wenn die Bauweise die statisch einwandfreie Ermittlung der inneren Kräfte auf Grund der Belastung ermöglicht, nur den Einfluß ruhender Lasten bestimmen. Sobald es sich um bewegliche Lasten handelt, z. B. bei Eisenbahnzügen über Brücken, müssen wir uns, mangels einwandfreier Berechnungsverfahren für die Schwingungserscheinungen, mit Zuschlägen zu den ruhenden Lasten oder Herabsetzung der zulässigen Spannungen begnügen. Auch die Einwirkung der Schwingungserscheinungen durch Sturmböen auf Gebäude ist wissenschaftlich unerforscht. Für die Praxis hat sich aber die übliche Berechnung auf Winddruck, die erst seit einem Jahrzehnt in den deutschen amtlichen Bestimmungen durch Berücksichtigung des Windsoges verfeinert ist, als ausreichend erwiesen.

So klar und einfach die Durchführung der statischen Berechnung von Bauwerken in Erdbebengebieten nach der klassischen Methode ist, so schwierig ist es, sei es bei Aufstellung behördlicher Vorschriften oder, wo solche noch nicht bestehen, für den verantwortlichen Baufachmann, die Größe des Erschütterungsgrades treffend zu wählen. Notwendig ist hierzu enge Zusammenarbeit zwischen Seismologie, Bodenmechanik und Bauwissenschaft.

Theoretisch kann man die waagerechte Erdbebenbeschleunigung und damit den Erschütterungsgrad aus den seismologischen Aufzeichnungen ermitteln. Praktisch haben aber bei schweren Erdbeben fast stets die Seismographen versagt; nur ein einziges Mal im seismologischen Observatorium in Tokio 1923 ist es gelungen, die waagerechte Erdbebenbeschleunigung unmittelbar aus der gegebenen Amplitude und Periode abzuleiten. Der Erschütterungsgrad betrug, unter der Annahme einer sinusförmigen Erdbebenschwingung, mit der gemessenen Periode von 1,334 sec und der gemessenen Amplitude von 44,3 mm

<sup>8)</sup> Das sehr schwere Erdbeben in Ecuador im Sommer 1949, bei dem ganze Ortschaften durch Berggrutsche verschüttet wurden, ist ein vielleicht einzigartiger Ausnahmefall, daß Ortschaften über dem Erdbebenzentrum, einem Tal zwischen den Hodgebirgsketten der Anden, lagen. Die Berichte der Tageszeitungen gaben kein klares Bild über dies Erdbeben, ebensowenig wie über das schwere Erdbeben von 1950 im Himalaya-Gebiet.

<sup>7)</sup> Freeman, u. a. O. S. 513—606. — Niculescu, Die Gebäudeschäden des Bukarester Erdbebens vom 10. Nov. 1940. Bautechn. 19 (1941), Heft 30/31, S. 321—326.



$$\varepsilon = \frac{4 \pi^2 A}{T^2 g} = \frac{4 \pi^2 \cdot 0,0443}{1,334^2 \cdot 9,81} = 0,10,$$

in zufälliger Übereinstimmung mit dem, wie zuvor erwähnt, vor dem großen Erdbeben von japanischen Ingenieuren empfohlenen und statischen Berechnungen zugrunde gelegten Erschütterungsgrad von  $10\%$ <sup>9)</sup>.

Die bereits erwähnte, vor allem in Japan ausgeübte empirische Methode der Feststellung des Erschütterungsgrades aus dem Umfallen von Gegenständen (Grabmonumenten), zugleich mit der Beobachtung der Schwere der Bauwerksschäden, hat gezeigt, daß der Erschütterungsgrad nicht nur von der Schwere des Erdbebens und von der Entfernung des betroffenen Platzes vom Erdbebenherd, sondern in hohem Maße von der Art des Untergrundes abhängig ist. Je weicher der Boden, desto stärker machen sich die Erschütterungen bemerkbar: in Tokio wurde 1923, auf Grund der Erschütterungserscheinungen, der Erschütterungsgrad im harten diluvialen Boden, auf dem sich auch das erwähnte Seismologische Observatorium befand, auf  $10\%$ , im weichen alluvialen Boden auf  $30\%$  geschätzt. Entsprechende Beobachtungen beim Erdbeben von San Francisco im Jahre 1906 zeigen, welche besondere Gefahr die Errichtung von Gebäuden auf aufgeschüttetem Boden im Hafengebiet bedeutete. Auch Messungen neuerer Zeit in Japan und Kalifornien mittels Accelerometern (als Beschleunigungsmesser gebauter Seismographen) bestätigen im allgemeinen die Regel, daß der Erschütterungsgrad um so heftiger ist, je weicher der Boden. Die behördlichen Vorschriften für Bauwerke in Erdbebengebieten tragen vielfach dieser Abhängigkeit des Erschütterungsgrades vom Baugrund Rechnung<sup>10)</sup>.

Bemerkenswert ist die Tatsache, daß der Erschütterungsgrad im allgemeinen mit zunehmender Tiefe abnimmt. Tunnel und Bergwerke haben im allgemeinen bei Erdbeben keine Schäden erlitten. Auch bei Versorgungsleitungen blieben die Schäden meist gering. Freilich haben einzelne Brüche von Wasserleitungen durch die Unmöglichkeit, die beim Erdbeben auftretenden Feuer zu löschen, verhängnisvolle Folgen gehabt, so 1906 in San Francisco und 1923 in Tokio, so daß die durch den Brand entstandenen Schäden und Verluste an Menschenleben sehr viel größer als die unmittelbaren Erdbebenschäden waren.

Besonders wichtig für die Festsetzung des Erschütterungsgrades bei Planung von Gebäuden in Erdbebengebieten ist die Tatsache, daß der Erschütterungsgrad eines größeren Gebäudes nicht ohne weiteres der gleiche ist wie der auf Grund von Beobachtungen des Umfallens kleinerer Gegenstände oder auf Grund seismographischer Messungen festgestellte Erschütterungsgrad. Während bei felsigem Untergrund der Erschütterungsgrad, gemessen am Fundament, der gleiche ist wie bei dem Felsen der Umgebung, ist der Erschütterungsgrad bei hinreichend steif konstruierten größeren Gebäuden über weichem Untergrund erheblich geringer als der des Untergrundes in der Umgebung. Das Gebäude verhält sich alsdann etwa wie ein Kieselstein auf einer Gelatinemasse, der, wenn diese Masse in Schwingungen gerät, in verhältnismäßiger Ruhe bleibt. So kam es, daß gut konstruierte Stahlbetonbauten im alluvialen Gebiet von Tokio, die nur auf einen Erschütterungsgrad von  $10\%$  berechnet waren, trotz des in der Umgebung 3mal so großen Erschütterungsgrades gut hielten, im Gegensatz zu kleineren, wenig steifen Holz- und Ziegelbauten, auf die sich die Erschütterung des weichen Bodens in vollem Maße übertrug<sup>11)</sup>.

Weniger wichtig als die Erfassung der waagerechten Erdbebenbeschleunigung ist diejenige der senkrechten Erdbebenbeschleunigung, die im allgemeinen — außer bei den seltenen Fällen der unmittelbaren Nähe der betroffenen Ortschaft vom Erdbebenzentrum — nur einen Bruchteil der waagerechten Erdbebenbeschleunigung, also einen in der Regel statisch zu vernachlässigenden kleinen Bruchteil der Schwere-Beschleunigung be trägt. Die behördlichen Vorschriften regeln zum Teil die für die entsprechende Erhöhung bzw. Verminderung der senkrechten Lasten zu treffenden Annahmen.

Wie vorstehende Hinweise zeigen, ist die Forschung über den Einfluß des Baugrundes auf die Erdbebenerschütterungen noch

keineswegs abgeschlossen. In einem bemerkenswerten Bericht aus neuerer Zeit weist Prof. Martel<sup>12)</sup> auf die zahlreichen noch ungeklärten Abweichungen und Widersprüche der bisherigen noch bei weitem nicht hinreichenden Beobachtungen hin und betont, daß auf diesem Gebiet noch wichtigste Forschungsarbeit zu leisten ist, in Gemeinschaftsarbeit zwischen Baufachleuten, Bodenmechanikern und Seismologen.

Trotz aller Mängel, die durch die Unsicherheit in der Wahl des Erschütterungsgrades bedingt sind, bleibt die klassische Methode der statischen Berechnung von Bauwerken in Erdbebengebieten, nach übereinstimmender Ansicht fast aller dort tätigen Baufachleute, bislang in den meisten Fällen die einzige für die Praxis in Betracht kommende Berechnungsweise. Einer Ergänzung bedarf sie nur für die verhältnismäßig seltenen Fälle, daß bei hohen schlanken Gebäuden Eigenperioden des Bauwerkes und Erdbebenperioden nahe zusammen liegen. Hierüber wird im folgenden Abschnitt berichtet.

### 3. Statische Berechnung unter Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen.

Wie bereits erwähnt, ist die klassische Methode der statischen Berechnung von Bauwerken in Erdbebengebieten auf Grund des Erschütterungsgrades, der im Hinblick auf die zu erwartende Erdbebenstärke und unter Berücksichtigung des Baugrundes zu wählen ist, nicht mehr anwendbar, wenn es sich um hohe schlanke Bauwerke handelt, bei denen Eigenschwingungsperiode und Erdbebenperiode nahe beieinander liegen, so daß Resonanzgefahr vorliegt.

Die Grundschwingungen der Erdbeben betragen in der Regel 1 bis 2,5, in Ausnahmefällen bis 5 Sekunden.

Die Grundschwingungen der Gebäude weisen im allgemeinen eine erheblich geringere Periode auf, so daß keine Resonanzgefahr durch Übereinstimmen der Grundschwingungen vorliegt. In Tokio, wo die Gebäudehöhe durch haupolizeiliche Bestimmungen auf 30 m beschränkt ist, wurden bei Stahlbetonbauten von 30 m Höhe durch Messungen Eigenperioden von 0,3 bis 0,5 Sekunden festgestellt, bei Stahlskelettbauten gleicher Höhe von 0,4 bis 1,0 Sekunden<sup>13)</sup>. Bei dem großen Erdbeben von 1923, Periode 1,33 Sekunden, sind keine Schäden durch Resonanz entstanden. Hohe schlanke Gebäude schwingen langsamer. Bei einem 90 m hohen Gebäude in San Francisco, Grundfläche  $21 \times 23$  m, Stahlskelettbau, wurde eine Außen-Schwingungsperiode von 2,32 Sekunden gemessen, bei einem Stahlbeton-Schornstein von 168 m in Japan eine solche von 2,54 Sekunden<sup>14)</sup>.

Die Resonanzgefahr ist also auf die seltenen Fälle turmartiger Bauten von mehr als 30 m Höhe beschränkt, bei denen, im Falle ungefähre Übereinstimmung der Perioden der Grundschwingungen beim Erdbeben und beim Bauwerk, immerhin beträchtliche Schäden denkbar sind. Ein Einsturz von Türmen oder Schornsteinen infolge Resonanz ist freilich bisher nicht beobachtet worden, da die hierzu notwendige physikalische Voraussetzung, daß eine große Anzahl aufeinanderfolgender Erdbebenwellen die gleiche Periode haben, nicht zutrifft, vielmehr bei den heftigen Erdbebenstößen nur wenige, vielleicht 3, gleichartige Wellen aufeinanderfolgen. Im übrigen läßt sich jede Resonanzgefahr vermeiden, wenn man entweder, wie in Japan und in italienischen Erdbebengebieten, die zulässige Gebäudehöhe haupolizeilich auf ein Höchstmaß begrenzt oder wenn man, bei unbeschränkter Gebäudehöhe, turmartige Bauwerke überhaupt vermeidet.

Trotz der verhältnismäßig geringen Bedeutung des Resonanzproblems mit seiner Beschränkung auf hohe turmartige Bauwerke liegt über die Gefährdung von Baulichkeiten durch Erdbebenschwüngen eine sehr umfangreiche Literatur vor.

In der älteren, hauptsächlich japanischen Literatur wurden vor allem Formeln für die Eigenschwingungsperioden von Bauwerken einfacher Bauart aufgestellt. Den physikalischen Zusammenhang zeigt bereits die aus der Mechanik bekannte Gleichung für die Eigenschwingungsperiode  $T'$ , eines unten eingespannten, nur durch sein Eigengewicht belasteten Stabes von gleichbleibendem Querschnitt mit der Höhe  $l$  und dem Trägheitshalbmesser  $i$ :

$$T' = 1,788 l \cdot \frac{l}{i} \sqrt{\frac{\gamma}{g E}}, \dots \dots (1)$$

worin  $\gamma$  das Einheitsgewicht,  $E$  das Elastizitätsmaß und  $g$  die Schwere-Beschleunigung bedeutet.

<sup>12)</sup> Martel, Effect of Foundation on Earthquake Motion. Civ. Engng. Jan. 1940.

<sup>13)</sup> Freeman, a. a. O. S. 474.

<sup>14)</sup> Freeman, a. a. O. S. 779 u. 475.

<sup>9)</sup> Freeman, a. a. O. S. 757, 758. — Briske, Die Erdbebensicherheit von Gebäuden. Bautechn. 5 (1927), Heft 30, S. 426.

<sup>10)</sup> Freeman, a. a. O. S. 735—791. — Briske, Der Einfluß des Baugrundes auf die Erdbebenerschütterungen. Bautechn. 11 (1933), Heft 18 u. 20, S. 239—243 u. 261—264. — Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. III, S. 382. Berlin 1934, Wilt. Ernst & Sohn.

<sup>11)</sup> Freeman, a. a. O. S. 762, 763.



Die Gleichung zeigt, daß, wenn die Außenperiode  $T'$  im Hinblick auf Resonanzgefahr einen bestimmten Wert nicht überschreiten soll, mit zunehmender Bauwerkshöhe der Schlankheitsgrad  $\frac{l}{i}$  entsprechend abnehmen muß. Die im Bauwerk entstehenden Spannungen sind, unter der, wie gesagt, tatsächlich nicht zutreffenden Voraussetzung einer großen Anzahl aufeinanderfolgenden Wellen der Periode  $T$ , theoretisch bei Gleichheit der Werte  $T$  und  $T'$  unendlich hoch, aber auch schon sehr beträchtlich, wenn  $T$  und  $T'$  nicht allzu weit auseinander liegen. Eine einfache Näherungsformel für die Spannung  $\sigma$  eines Bauwerkes der Eigenperiode  $T'$  unter einem Erdbeben mit ständig unverändert bleibenden Wellen der Periode  $T$ , im Vergleich mit der auf Grund des Erschütterungsgrades ohne Rücksicht auf Schwingungen zu errechnenden Spannung  $\sigma$ , lautet:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{1 - \frac{T^2}{T'^2}} \dots \dots \dots (2)$$

d. h., schon bei  $T' = 1/2 T$  sind die Spannungen  $4/3$  so hoch wie ohne Rücksicht auf den Einfluß der Eigenschwingungen.

Die Formel ist theoretisch richtig für den Fall eines gewichtslosen, an seiner Spitze belasteten Freitragers, dessen Grundlage in einfachen harmonischen Schwingungen schwingt. Aber auch bei anderer Lastverteilung ist die Formel als Annäherung gut brauchbar.

Ein einfaches Zahlenbeispiel: Stellt man die Forderung, daß, bei einer zu erwartenden kürzesten Erdbebenperiode von  $T = 1,3$  Sekunden die Eigenperiode eines Hohlzylinders in Stahlbeton nicht höher als  $T' = 0,65$  Sekunden

sein darf, so erhält man bei  $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$  und  $E = 2,15 \cdot 10^9 \text{ t/m}^2$ , bei einer Bauwerkshöhe von 50 m den nötigen mindesten mittleren Durchmesser des Hohlzylinders von 6 m; bei doppelter Höhe, 100 m, steigt der notwendige Mindestdurchmesser auf das Vierfache, 24 m, und bei dreifacher Höhe, 150 m, auf das Neunfache, 54 m, an. Die Wandstärke hat fast keinen Einfluß auf das Ergebnis der Rechnung.

Für andere einfache Grundformen von Bauwerken, u. a. auch für den besonders wichtigen Fall von einfachen Rahmen und Stockwerkrahmen, sind in zahlreichen Veröffentlichungen Formeln für die Eigenschwingungsperioden entwickelt, zum Teil auf mathematischem Wege, zum Teil auch auf Grund von Versuchen mit Hilfe von Rütteltischen, prinzipiell mit dem gleichen Ergebnis wie bei der angegebenen Formel für den prismatisch geformten Freitragler und in Übereinstimmung mit allen Beobachtungen, daß die Eigenschwingungsperiode und somit die Resonanzgefahr mit zunehmender Höhe und zunehmender Schlankheit wächst<sup>15)</sup>.

An den Untersuchungen der Resonanzgefahr auf dem bisher beschriebenen Weg ist grundsätzlich zu bemängeln, daß die physikalische Voraussetzung, nämlich ein langsames Aufschaukeln und alsdann gleichmäßiges Anhalten einfacher harmonischer Schwingungen, in Wirklichkeit nach den Seismogrammen niemals zutrifft, vielmehr, nach anfänglich geringen Erschütterungen, plötzlich ein schwerer Erdbebenstoß einsetzt, dem einige gleichmäßige Wellen großer Amplitude folgen, wonach das Erdbeben allmählich abklingt. Des weiteren ist der unter Umständen erhebliche Einfluß der Dämpfung in den Formeln nicht berücksichtigt. Theoretisch ist also weder die einfache Berechnung auf Grund des Erschütterungsgrades noch die verbesserte Berechnung unter Berücksichtigung der Resonanzgefahr ausreichend.

Eine der bemerkenswertesten neueren Veröffentlichungen, die sich mit dem Schwingungsproblem bei Erdbeben befassen, ist diejenige von Ockleston. Der Einfluß der Erdbeben auf Gebäude in Rahmenbauweise<sup>16)</sup>: Ockleston entwickelt Formeln für das Verhalten zweistöckiger, in ihren Fundamenten eingespannter Rahmen bei erzwungenen einfachen harmonischen Schwingungen des mit den Fundamenten fest verbundenen Erdbodens. Die Richtigkeit der entwickelten Formeln wird durch Versuche mit Rütteltischen nachgewiesen. Die Formeln lassen den Einfluß der Dämpfung erkennen:

<sup>15)</sup> vgl. u. a. die Literaturangaben in Briske, Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn. — Freeman, u. a. O. S. 725 f.

<sup>16)</sup> Ockleston, The Effect of Earthquakes on Framed Buildings. J. Ins. civ. Engrs. 16 (1941). — Neumann, Die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke. Bauingenieur 1931. — Sawciew, Zur Theorie der Erdbebensicherheit von Bauwerken. Bauingenieur 1934. — Sieberg, Beiträge zur erdbebentechnischen Bautechnik und Bodenmechanik. Veröffentl. der Reichsanstalt für Erdbebenschorschung, Heft 29, Berlin 1937. — Sieberg, Erdbebenkundliche Bautechnik. Umschau Bd. 45, Nr. 36 (1941), S. 57—73. — Spohnheuer, Untersuchung über die Beanspruchung elastischer, prismatischer Stäbe bei erdbebenartigen Stoßwirkungen. Veröffentl. der Reichsanstalt für Erdbebenschorschung, Heft 37, Berlin 1941.

Solange Eigenschwingungsperiode und Periode der Grundlage (Erdbebenperiode) nicht allzu nahe beieinander liegen, ist der Einfluß der Dämpfung verschwindend gering. Auch Deformationen und somit Spannungen in den untersuchten Zweistöckrahmen verhalten sich annähernd, wie nach der oben angegebenen Näherungsformel (2) zu erwarten ist. Erst wenn die Perioden um 10% und weniger auseinander liegen, tritt der Einfluß der Dämpfung hervor.

Weiterhin untersucht Ockleston die wichtige Frage des Verhaltens eines Zweistöckwerkrahmens, wenn der Erdboden anstatt einer andauernden einfachen harmonischen Schwingung nur 1 oder 2 oder 3 harmonische Schwingungen gleicher Amplitude und Periode erfährt. Diese Untersuchung ist von großer Wichtigkeit zur Entkräftung des Einwandes, daß die Annahme der Resonanz zwischen Eigenperiode des Bauwerks und Erdbebenschwingung irrtümlich ist, weil tatsächlich die Seismogramme stets einen unregelmäßigen Verlauf zeigen und nur wenige, vielleicht drei aufeinanderfolgende Wellen, als einfache harmonische Wellen anzusprechen sind.

Das Ergebnis der Untersuchungen ist, daß auch schon bei zwei bis drei aufeinanderfolgenden harmonischen Wellen die Ausschläge sogar noch größer sind als bei langsamem Aufschaukeln auf gleichmäßige harmonische Schwingungen. Die oben erwähnte einfache Näherungsformel (2) ergibt verhältnismäßig gute Übereinstimmung mit den genauen Untersuchungen von Ockleston, genügt also zur Beurteilung, wieweit eine Erhöhung der Erdbebengefahr durch Resonanz zu befürchten ist.

Ungeklärt bleibt dabei noch die Frage, ob außer der auf Grund seltener Ausnahmefälle sehr schlanker Bauwerke verstärkten Resonanz der Grundschwingungen des Erdbebens und des Bauwerks auch die Resonanz zwischen Oberschwingung des Erdbebens und Grundschwingung des Bauwerks sich gefährlich auswirkt. Die Oberschwingungen der Erdbeben liegen, nach Angaben von Ockleston, zwischen 0,1 und 1,0 sec., und zwar sind sie unabhängig von der Eigenart des Untergrundes; die bei den Oberschwingungen auftretenden Beschleunigungen sind ebenso groß, unter Umständen noch größer als diejenigen der längeren, flacheren Grundschwingungen.

Die Frage, wie hoch man praktisch den Erschütterungsgrad für die Berechnungen annehmen soll, läßt Ockleston offen. Er erklärt nur, daß die übliche Annahme des Erschütterungsgrades von nur etwa 10%, mit Rücksicht auf die stets bei Beachtung der Oberschwingungen des Erdbebens vorhandene Resonanzgefahr, viel zu niedrig sei, und empfiehlt, da die mathematische Behandlung, abgesehen von den einfachsten Bauformen, zu schwierig ist, Versuche mittels Rütteltischen, wobei die Art der Erschütterung den in der Tat unregelmäßigen Erdbebenerschütterungen anzugleichen wäre<sup>17)</sup>.

Zusammenfassend ist also festzustellen, daß der Einfluß der Schwingungserscheinungen auf Bauwerke in Erdbebengebieten weder theoretisch noch durch Versuche völlig geklärt ist. Fest steht, daß bei hohen schlanken Bauwerken, bei denen die Eigenperiode des Bauwerks und die Perioden der Grundschwingung des Erdbebens nahe beieinander liegen, eine Resonanzgefahr besteht, und zwar nicht nur, wenn man die praktisch nicht zutreffende Annahme des Aufschaukelns durch eine sehr große Anzahl von Erdbebenschwingungen annimmt, sondern wenn man 2 oder 3 Schwingungen nacheinander mit nahezu der Eigenperiode gleicher Periode voraussetzt. Um diese Gefahr zu vermeiden, ist der sicherste Weg, allzu hohe und allzu schlanke Gebäude in Erdbebengebieten zu vermeiden.

Ungeklärt scheint aber noch die Frage, ob die Resonanz zwischen der Eigenperiode des Bauwerks und der Periode der Oberschwingungen des Erdbebens, die bei jedem normalen Gebäude auftreten kann, bereits eine Gefahr bedeutet und zur Erhöhung der üblichen Annahme des Erschütterungsgrades führen müßte. Die Formänderungen, die ein Gebäude unter Berücksichtigung von Schwingungserscheinungen erfährt, sind nach den bisherigen Untersuchungen gleicher Art wie die auf Grund des Erschütterungsgrades berechneten. Es dürfte daher die einfache Berechnungsweise auf Grund des Erschütterungsgrades für alle Bauten genügen, wobei freilich die Frage, ob mit Rücksicht auf Resonanzgefahr der Erschütterungsgrad bei allen Bauwerken höher als bisher üblich anzusetzen wäre, offen bleibt.

<sup>17)</sup> Ob und inwieweit die Untersuchungen von Ockleston durch neuere Untersuchungen ergänzt sind, hat der Verfasser bislang nicht feststellen können, da ihm die ausländische Fachliteratur der letzten Kriegs- und der Nachkriegsjahre noch nicht zugänglich war.



#### 4. Die Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr.

Wie zuvor dargelegt, ist die Forschungsarbeit noch nicht so weit, um die bei einem Erdbeben zu erwartenden Beanspruchungen eines Bauwerkes einwandfrei zu errechnen. Trotzdem kann die übliche Berechnungsweise auf Grund eines bestimmten Erschütterungsgrades, wie sie in allen bislang herausgegebenen baupolizeilichen Vorschriften für Bauwerke in Erdbebengebieten verlangt wird, für alle Bauwerke, mit Ausnahme von hohen schlanken Bauwerken mit Resonanzgefahr zwischen Eigenschwingung des Bauwerks und Grundperiode des Erdbebens, bei entsprechender Konstruktion als hinreichende Schutzmaßnahme gegen Erdbebengefahr angenommen werden. Bei allen bisherigen Erdbeben sind, wie nochmals wiederholt wird, die Zerstörungen fast stets auf mangelnde Seitenfestigkeit zurückzuführen, in seltenen Ausnahmefällen auf fehlerhafte Gründung oder auf einen starken Anteil der vertikalen Stoßrichtung des Erdbebens, sofern die betroffene Ortschaft nicht weit vom Erdbebenzentrum liegt.

Die konstruktiven Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr sind gleicher Art, einerlei, ob man den meist üblichen Erschütterungsgrad von etwa  $10^0/0$  (waagerechte Erdbebenbeschleunigung  $1 \text{ m/sec}^2$ ) oder je nach Erdbebengefahr und Wichtigkeit des Gebäudes einen geringeren oder auch erheblich höheren Erschütterungsgrad annimmt: nämlich die Erzielung ausreichender Seitenfestigkeit des genannten Tragwerkes, zugleich mit möglichst geringem Gesamtgewicht.

Gebäude in Mauerwerk entsprechen diesen Bedingungen wegen der geringen Biegefestigkeit des Mauerwerks nur wenig. Trotzdem haben sich Gebäude in Mauerwerk bei großen Erdbeben durchaus bewährt; Bedingungen sind: Ausführung des Mauerwerks in Zementmörtel, hinreichend große einheitliche Mauerflächen ohne zu große Unterbrechung durch Fenster und Türen sowie hinreichende Aussteifung durch Zwischenwände. Dabei kommt es nur auf die richtige Anordnung der Mauerwerksfläche zur Erzielung einer ausreichenden Raumfestigkeit an, weniger auf die Stärke des Mauerwerks, da mit zunehmender Stärke in gleichem Maße die gefährlichen waagerechten Kräfte zunehmen. Wände und Dächer sind möglichst leicht zu halten, vor allem aber durch feste Verankerung mit dem Mauerwerk zu verbinden.

Abb. 6 zeigt die theoretisch richtige Formgebung des erdbebenfesten Hauses als Bauwerk nach Vorschlägen von Professor Schütte, Wien<sup>19</sup>.

Trotzdem sind Gebäude in Mauerwerk in Gebieten, die durch sehr starke Erdbeben gefährdet sind, nicht zu empfehlen, da die uneinheitliche Ausführungsweise und der Wechsel des Baustoffes in Decken und Wänden stets eine Schwäche der Konstruktion bleibt.

Bei Gebäuden in Holz ist die ausreichende Seitensteifigkeit zwar durch Fachwerk erreichbar; freilich bleibt die in Erdbebengebieten noch sehr erhöhte Feuersgefahr.

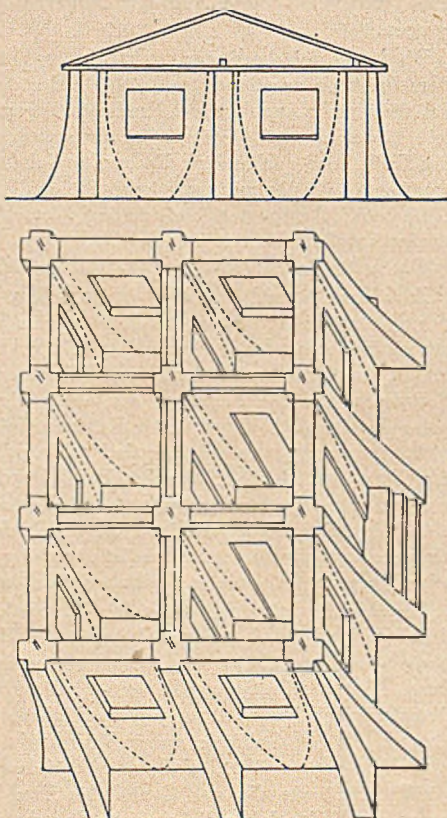


Abb. 6. Vorschlag eines erdbebenfesten Hauses in Mauerwerk mit parabelförmigen Pfeilern (nach Professor Schütte, Wien).

Bei Gebäuden mit einem Tragwerk in Stahl ist die Seitensteifigkeit durch Rahmenbauweise oder durch schräge Fachwerkstäbe erreichbar, jedoch bleibt die Anordnung des Füllmauerwerkes der schwache Punkt, da Stahlbauten verhältnismäßig elastisch sind und Risse im Mauerwerk schon bei mittelschweren Erdbeben eintreten (Abb. 3).

Zugunsten der Stahl-Skelettbauten wird oft angeführt, daß sie bei Erdbeben zwar Teilschäden durch Bersten der Füllwände erlitten haben, als ganzes aber stehengeblieben sind und wiederherstellbar waren, im Gegensatz zu einigen Stahlbetonbauten, die völlig zusammengestürzt oder so beschädigt waren, daß die Wiederherstellung unmöglich war (Beispiele u. a. in Tokio und Bukarest).

Diese Beweisführung beruht zwar auf einwandfreien statistischen Unterlagen, ist aber, bautechnisch betrachtet, irreführend: eingestürzt und schwer beschädigt sind nach allen Beobachtungen infolge Erdbeben nur solche Stahlbetonskelettbauten, die unzureichende Seitensteifigkeit aufwiesen, vom bautechnischen Standpunkt gesehen also den Vorschriften, die die Berechnung nach dem Erschütterungsgrad vorschreiben, nicht entsprachen.

Einwandfrei konstruierte Stahlbetonbauten mit hinreichender Seitensteifigkeit sind bei größeren Erdbeben stets unversehrt geblieben (Abb. 5).

Die Vorwürfe gegen die Stahlbetonbauweise sind also unberechtigt; vielmehr ist sie als die geeignetste Bauweise in Erdbebengebieten anzuerkennen: Denn sie vereinigt die Vorzüge der Feuerfestigkeit, des einheitlichen Baustoffes für alle tragenden Bauteile und der bestmöglichen Anpassung der Formgebung an die Forderung der Seitensteifigkeit. Die höchste Seitensteifigkeit läßt sich erreichen, wenn man alle Außenwände und einige Zwischenwände in Stahlbeton als Wandtragwerk, anstatt in Skelettbauweise mit Füllmauerwerk, ausführt.

Leider sind, so zahlreich in der Literatur die Abbildungen durch Erdbeben teilweise zerstörter Gebäude wie auch unversehrter Gebäude sind, fast nirgend Einzelheiten veröffentlicht, die die Konstruktionsweise erkennen lassen.

Zur statischen Berechnung von Bauwerken in Erdbebengebieten ist noch zu bemerken, daß die Überlagerung der einzelnen Belastungszustände, nämlich volle Verkehrslast, Winddruck und Erdbeben-Zusatzkräfte, in hohem Maße unwahrscheinlich ist. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es daher angebracht, zum Teil durch baupolizeiliche Vorschriften festgelegt, für den Fall der Überlagerung der gefährlichen Belastungszustände die üblicherweise zugelassenen Baustoffbeanspruchungen zu erhöhen.

Nur nebenher zu erwähnen sind die immer wieder auftauchenden Vorschläge, die Gebäude nicht — wie es die Erfahrung überall gelehrt hat — möglichst starr gegen Erdbebenstöße zu konstruieren, sondern im Gegenteil auf einem elastischen Unterbau, der so konstruiert ist, daß die Erdbebenschwingungen nicht auf das Gebäude übertragen werden, sondern der Erdboden sich unter dem in Ruhelage verbleibenden Gebäude hin und her bewegt. Abgesehen von der noch nicht erprobten konstruktiven Durchbildung sind derartige Bauweisen für normale Gebäude wirtschaftlich undurchführbar.

Bezüglich der Gründung von Bauwerken in Erdbebengebieten wie auch über Brückenbauten und Tiefbauten sei auf die einschlägige Literatur verwiesen, der wesentlich Neues nicht hinzuzufügen ist<sup>20</sup>. Tiefbauten, wie Tunnel und unterirdische Versorgungsleitungen, haben im allgemeinen wenig Schäden bei Erdbeben erlitten, sofern sie im gewachsenen Erdboden verlegt sind, außer wenn sie, wie die Wasserversorgungsleitung der Stadt San Francisco beim Erdbeben 1906, unmittelbar durch das Gebiet einer Erdspalte hindurchführen. Ein schwieriges und wissenschaftlich nicht einwandfrei gelöstes Problem ist die Zunahme des Erddrucks durch die Erdbebenerschütterungen.

#### 5. Wirtschaftliche Forderungen für Bauten in Erdbebengebieten.

Die bisherigen Erfahrungen, die durch jedes neue Erdbeben bestätigt werden, reichen als Bestätigung aus, daß man sich durch geeignete Schutzmaßnahmen gegen die Erdbebengefahr an Bauwerken vollständig sichern kann. Voraussetzung ist nur, daß die betroffene Ortschaft nicht unmittelbar im Zentrum eines Erdbebengebiets oder einer geologischen Verwerfungsspalte liegt, was bei den

<sup>19</sup> Schütte, Beiträge zur Entwicklung einer erdbebensicheren Bauweise. Veröffentl. des Zentralinstituts für Erdbebenforschung in Jena, Heft 51. Berlin 1949, Akademie-Verlag.

<sup>20</sup> Briske, Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauwerken. Bautechn. 5 (1927), Heft 39, S. 547—555. — Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. III, S. 385. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.



bisher bekanntgewordenen verheerenden Erdbeben kaum je der Fall war (vgl. 2)).

Es entsteht freilich die wirtschaftliche Frage, ob und wie weit man für den immerhin unwahrscheinlichen Fall der Wiederholung eines Erdbebens weitgehende Aufwendungen zulassen darf. Die Statistik der Erdbeben zeigt, daß z. B. San Francisco seit dem verheerenden Erdbeben von 1906 von Erdbeben verschont geblieben, daß Messina zwischen den verheerenden Erdbeben von 1783 und 1908 erdbebenfrei war, daß selbst das erdbebenreiche Japan in den letzten 100 Jahren verheerende Erdbeben nur 1854, 1855, 1872, 1891, 1923 und 1948 erlitten hat. Es liegt daher nahe, daß sich die Bevölkerung nach einem zerstörenden Erdbeben dem Wahn hingibt, ein neues Erdbeben kaum mehr zu erleben; hinzu kommt, daß unmittelbar nach einem Erdbeben jeder das Interesse am raschen Wiederaufbau und noch viel weniger Geld als in normalen Zeiten für besondere Sicherungsmaßnahmen übrig hat.

Andererseits handelt es sich immer wieder bei einem zerstörenden Erdbeben nicht nur um Sachwerte, sondern um Menschenleben. Vorwarnungen gibt es nicht, und die Zeit zwischen der ersten Unruhe des Erdbodens und dem erschütternden Stoß reicht günstigenfalls aus, um aus dem Erdgeschoß durch Tür oder Fenster ins Freie zu gelangen, nicht aber von den oberen Stockwerken.

Freeman hat in seinem Werke „Earthquake Damage and Earthquake Insurance“ die Frage, ob die Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr berechtigt sind, ausführlich, auch vom Standpunkt der Versicherung gegen Erdbebengefahr, untersucht. Das Ergebnis ist, daß die Mehrkosten eines Gebäudes durch Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr, gemessen nicht nur an den Rohbaukosten, sondern an den Gesamtkosten des Gebäudes, verhältnismäßig gering sind und erst recht unbedeutend im Verhältnis zu dem Hab und Gut innerhalb vieler Gebäude. Die zwingende Innehaltung der baupolizeilichen Vorschriften gegen Erdbebengefahr ist also bei neuen Bauten nicht nur aus Geboten der Menschlichkeit, sondern auch rein wirtschaftlich gesehen, begründet. Trotzdem wird jedes neue schwere Erdbeben zahlreiche Verluste an Menschenleben kosten, weil nachträgliche Sicherungen von Gebäuden, die ohne Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr konstruiert sind, nur mit hohen Unkosten möglich sind. Unerläßliche Forderung in Erdbebengebieten wäre es, wenigstens ältere öffentliche Gebäude, in denen Massenansammlungen von Menschen zu erwarten sind, wie Schulen, Kirchen, Theater, auf ihre Erdbebenfestigkeit hin zu untersuchen und gegebenenfalls durch Neubauten zu ersetzen.

Die Resonanzgefahr bei hohen schlanken Bauwerken in Erdbebengebieten ist noch so wenig erforscht, daß, wirtschaftlich gesehen, gewiß die beste Lösung ist, solche Bauten zu vermeiden, wie dies in vielen Vorschriften der von Erdbeben betroffenen Ländern vorgeesehen ist.

Außer den konstruktiven Gesichtspunkten, die bei neuen Bauten in Erdbebengebieten zu beachten sind, ist, vom wirtschaftlichen Standpunkt gesehen, die Forderung besonders wichtig, bereits im Bebauungsplan die zu erwartende Erdbebengefahr zu bedenken. Wie bereits erwähnt, ist die Erdbebengefahr bei Felsboden sehr viel geringer als bei diluvialen Bodenablagerungen, bei diesen wieder sehr viel geringer als im Schwemmland des Mündungsgebietes der Flüsse oder gar bei aufgeschüttetem Boden. Keinesfalls dürfen

Baulichkeiten errichtet werden, wo Berggrutschungen zu befürchten sind oder die Gefahr einer geologischen Verwerfung beim Erdbeben besteht.

Die wirtschaftlich schwierigsten Fragen entstehen stets beim Wiederaufbau zerstörter Ortschaften unmittelbar nach einem verheerenden Erdbeben.

Grundsätzlich kommt es dabei nicht nur auf die Wahl geeigneter baulicher Schutzmaßnahmen gegen neue Erdbebengefahr und Feuersgefahr bei den einzelnen Neubauten und auf geeignete Wiederherstellung teilweise zerstörter Gebäude an, sondern vor allem auf einen geeigneten Bebauungsplan, der den Wiederaufbau von Gebäuden an durch die Baugrundbeschaffenheit besonders gefährdeten Stellen ausschließt und auch die Feuersgefahr einschränkt.

Ein Beispiel, wie es nicht nachahmenswert ist, bot der Wiederaufbau von Tokio nach dem großen Erdbeben von 1923. Etwa  $\frac{2}{3}$  der Gebäude waren zerstört, größtenteils durch das dem Erdbeben folgende Feuer und nur zu einem kleinen Teil unmittelbar durch Erdbeben. Die Bebauung war viel zu dicht, die Gassen waren meist zu schmal, um Fahrzeuge der Feuerwehr durchzulassen, und der Abstand zwischen den wenigen breiten Verkehrsstraßen oft 1 km und mehr. Unmittelbar nach dem Erdbeben wurde ein „Reconstruction-Committee“ gegründet, das eine vollständige Umgestaltung des Bebauungsplanes von Tokio nach modernen städtebaulichen und verkehrstechnischen Gesichtspunkten und im besonderen Hinblick auf die Erdbebengefahr vornehmen sollte. Das Reconstruction-Committee war mit viel tüchtigen Fachleuten des Baufaches, der Wirtschaft und Verwaltung besetzt, die gute Gedanken brachten. Aber es bestand aus 900 Köpfen, und bevor die Pläne greifbare Gestalt angenommen hatten, waren von den meisten Hausbesitzern bereits auf ihren Trümmerstätten neue Bauten errichtet. Die Durchführung eines modernen Bebauungsplanes hätte eine vollständige Umlegung des Grundbesitzes und Abbruch eben erst wieder neu errichteter Gebäude bedingt. So wurde dann von allen den großzügigen Plänen des Reconstruction-Committee, außer einigen großen Flußbrücken, fast nichts verwirklicht. Wir kennen ja die gleichen Schwierigkeiten, Wirtschaftlichkeit und Schnelligkeit in Einklang zu bringen, beim Wiederaufbau der zerstörten Städte in Deutschland.

**Zusammenfassung.**

Wie bei allen mit dem Grundbau verwandten Gebieten des Baufaches, gibt es auch auf dem Gebiet der Schutzmaßnahmen gegen Erdbebengefahr noch eine große Zahl ungelöster Probleme. Insbesondere ist die Frage noch ungeklärt, wie weit die klassische Methode der statischen Berechnung, unter Zugrundelegung des Erschütterungsgrades, einer Ergänzung im Hinblick auf die beim Erdbeben auftretenden Schwingungen bedarf.

Die wissenschaftliche Forschungsarbeit wird in den von Erdbeben heimgesuchten Ländern, besonders in Kalifornien und Japan, unermüdlich weitergeführt, wenn auch nicht mit der Intensität, die für die Wichtigkeit der Frage erwünscht wäre. Die Praxis hat aber keine Zeit, die Ergebnisse abzuwarten, und hat, ebenso wie z. B. für Winddruck und Erddruck, doch aus den Beobachtungen hinreichend Erfahrungswerte, um die Gebote der Sicherheit mit denen der Wirtschaftlichkeit zu vereinigen. An fast allen Erdbebenschäden trägt nur die unzureichende Seitensteifigkeit der Gebäude gegen die durch die Erdbebenstöße ausgelösten Erschütterungen Schuld.

## Das Wasserstraßenkreuz Minden und die Verkehrsumleitung während der Wiederherstellung der Kanalbrücke.

Von Oberregierungsbaurat Peter Canisius, Minden.

Das von Mittellandkanal und Weser gebildete Wasserstraßenkreuz bei Minden stellt bislang die einzige vollkommene Kreuzung zweier Großschiffahrtswege dieser Art in Deutschland dar. Durch die Überführung des Kanals über den Strom hinweg (Bild 1) ist die Entwicklung des Verkehrs auf beiden Schiffahrtsstraßen, der West-Ost-Straße und der Nord-Süd-Straße, ohne gegenseitige Berührung und Behinderung möglich. Aber auch die Möglichkeit zum Übergang von dem einen Verkehrsweg auf den anderen ist vorhanden, und zwar durch die beiden Kanalabstiege links und rechts der Weser, den Nordabstieg auf der Westseite und den Südabstieg auf der Ostseite, also eine zweifache Übergangsmöglichkeit (Bild 2).

Es wäre zwar noch ein weiterer Ausbau eines derartigen Schiffahrtsknotenpunktes denkbar durch Anlage eines dritten und vierten

Abstieges, so daß auf jeder Seite des Stroms je ein stromaufwärts und ein stromabwärts gerichteter Abstieg vorhanden wäre. Jedoch wären die sich daraus für die Schifffahrt bei unseren normalen Verhältnissen — zweischiffige Wasserstraßen mit begrenzten Fahrgeschwindigkeiten — ergebenden Vorteile nicht so wesentlich, als daß die hohen Kosten von zwei Abstiegen damit gerechtfertigt werden könnten. Für eine Leistungssteigerung des Knotenpunktes käme zuvor der Einbau einer zweiten Schleuse in den ersten beiden Abstiegen in Betracht.

In Minden konnte bisher der Übergangsverkehr zwischen Kanal und Weser allein durch den Nordabstieg bewältigt werden. Der Südabstieg dient also als Reserve, hat allerdings auch seine eigene Aufgabe als Zubringer zum städtischen Industriefafen und wird als Auf-



stieg von den auf dem Strom talwärts treibenden Weserflößen wegen seiner besseren Einfahrt bevorzugt (vergleiche die ungünstige Spitzkehre zum Nordabstieg!). Beide Kanalabstiege ergeben mit der dazwischenliegenden, unter der Kanalbrücke hindurchgehenden Weserstrecke einen Notweg für die Kanalschiffahrt bei Sperrung des Überführungshauwerkes. Es gehört zum kriegsgeschichtlichen Kapitel der *verbrannten Erde*, daß man im April 1945 mit der Sprengung des Strombrückenteils der Kanalüberführung den Kanal zerrissen, gleichzeitig die Weser blockiert und damit also auch den Notweg für die Kanalschiffahrt versperrt hatte (Bild 3).

Über die umfangreichen und interessanten Wiederherstellungsarbeiten werden jetzt in der Bautechnik Veröffentlichungen erscheinen. Einleitend dazu möge kurz über die Durchführung der dringlichsten Aufgabe berichtet werden, die sich aus der Zerstörung der Kanalbrücke ergab, nämlich die reibungslose und sichere Durchleitung des schon Anfang 1946 wieder anlaufenden Kanalverkehrs durch den Notweg über die intakt gebliebenen Kanalabstiege bis zur Wiederinbetriebnahme der Kanalbrücke. Diese Umleitung wurde zu einer dreijährigen harten Bewährungsprüfung für Fahrzeuge wie Verkehrsanlagen mit samt ihren Besatzungen.

Die Unzulänglichkeit des Notweges lag vor allem in der unzureichenden Wasserführung und somit begrenzten Befahrbarkeit

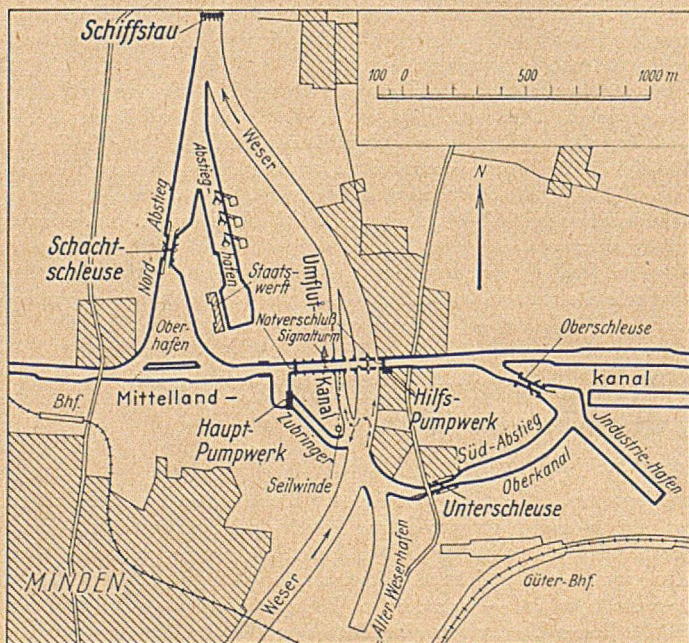


Bild 2. Übersichtsplan.

der Weser, deren Teilstück zwischen den beiderseitigen Abstiegen durchfahren werden mußte. Die Sperrstelle wurde bis zur genügend vorgeschrittenen Räumung der Trümmer vorerst

<sup>1)</sup> Möhlmann, Schiffahrtsprobleme und schwimmende Staunanlage bei Minden. Bautechn. 26 (1949), Heft 3, S. 74.

durch einen Umflutkanal umgangen, der, wie sein Name sagt, gleichzeitig Ersatz für den blockierten Abflußquerschnitt war. Die Maßnahmen, die zur Verbesserung der Wesertauchtiefe angewandt wurden, nämlich Talsperrenzuschüsse, Zuseußwellen aus dem Mittellandkanal und schwimmender Stau unterhalb der Umleitungsstrecke, sind in einem früheren Aufsatz bereits beschrieben<sup>1)</sup>. Ihre an sich guten Erfolge gingen über wenige Dezimeter nicht hinaus. Leider konnte auch das Hebepontonverfahren (Assmusen, DRP. 478 783) nicht zur Anwendung kommen, um die auf Kanaltauchtiefe abgeladenen Schiffe über die Flußstrecke bei Nicht-

vollschiffigkeit hinwegzubringen, in erster Linie deshalb nicht, weil das aus Lastkahn und seitlichen Hebepontons gekoppelte Gefährt für das Durchfahren der jeweiligen Engstelle — im Umflutkanal die Einschnürung zwischen den beiden Flutbrückenpfeilern, später in der Weser die Schiffahrtsöffnung im Gerüst der neuen Strombrücke — zu breit gewesen wäre. Nur bei der Überführung von reparaturbedürftigen Schleppern des Reichsschleppbetriebes aus der östlichen Kanalstrecke zur staatlichen Werft im Abstiegshafen ist das Hebepontonverfahren später in dringenden Fällen mehr-

fach für die Talfahrt über die Weserverbindungsstrecke (durch die Schiffahrtsöffnung im Brückengerüst) angewandt worden. Als Hebepontons wurden dabei zwei Elemente des bekannten Westphal-Floßes benutzt und der Schleppertiefgang (1,75 bis 2,00 m) um etwa 40 cm vermindert.

Die Möglichkeit zum Leichtern der Kanalschiffe bestand nur im Abstiegshafen Minden, also nur für die Verkehrsrichtung West-Ost. Die von Osten kommenden Schiffe mußten von vornherein ihre Ladetiefe auf die jeweilige Wesertauchtiefe abgestimmt haben.

Den umständlichen und stellenweise sehr schwierigen Umleitungsschleppbetrieb übernahm das Schleppamt Minden. Die Fahrzeuge der ankommenden Streckenschleppzüge wurden

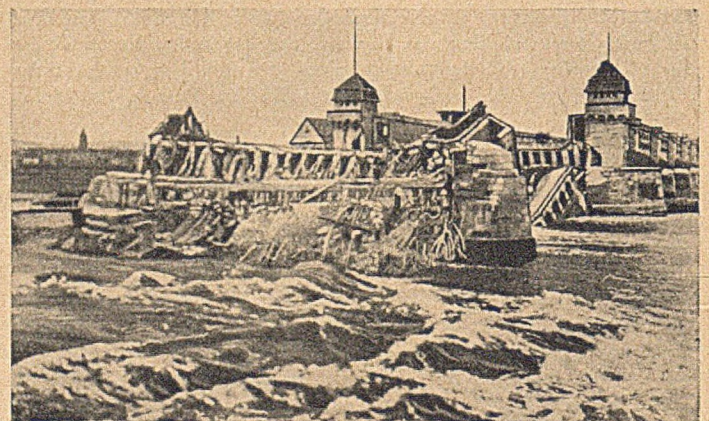


Bild 3. Die Trümmer der zerstörten Kanalbrücke in Minden.

einzeln durch die Kanalabstiege zur Weser gebracht, wobei sie in jedem Abschnitt von besonderen Bugsierern geschleppt wurden, auf der Westseite also:

Kanal / Schachtschleuse / Abstiegshafen (Leichterung) / Liegestelle vor der Weser,



auf der Ostseite:

Kanal / Oberschleuse / Unterschleuse / Liegestelle vor der Weser und umgekehrt. Für den Schleppbetrieb auf der Weser wurden flachgehende Weserschlepper mit 600 bis 650 PS Maschinenstärke eingesetzt. Kanalschlepper (250 bis 300 PS) konnten wegen ihres Tiefgangs nur bei Vollschieffigkeit zusätzlich Verwendung finden. Der Engpaß im Umflutkanal bzw. später in der Weser, die schwierigen Übergänge am Unterhafen der Kanalabstiege vom Stauwasser zum Strom, d. h. vom Bugsierdienst zum Schleppdienst und umgekehrt, die Unübersichtlichkeit der gesamten Umleitungsstrecke und das schwierige Einfädeln des Weserverkehrs in den Umleitungsverkehr zwangen zum einschiffigen Richtungsverkehr, der am Signalturm auf der Kanalbrücke jeweils angezeigt wurde: Bergfahrt, Talfahrt oder Sperrung. Bei der Bergfahrt durch den Umflutkanal mit einem normalen Kanalkahn von 67 m Länge stieg die Schleppleistung am Haken in der Brückenenge von 5 bis 6 t auf 8 bis 9 t, was nur mit der zusätzlichen Zugkraft einer oberhalb am Ufer aufgestellten schweren (Bergwerks-) Seilwinde zu leisten war. Bei der Talfahrt, bei der der Schlepper den Kahn langsam über den Adlersteven sacken lassen mußte, war es äußerst schwierig, die Einfahrt in den Umflutkanal zu gewinnen, weil die aus dem Stromstrich längs des rechten Weseruferes in den Umflutkanal abzweigende Teilströmung quer über den Fluß auf die Trennungsspitze zu verlief und hier hart am Ufer in den Umflutkanal hineinschoß, während der größte Teil der Einmündung strömungslos blieb. Die Gefahr des Ausgierens in dem schnellen Wasser des Umflutkanals bei der Talfahrt war natürlich in der Brückenenge (Strömungsgeschwindigkeit 2,1 bis 2,5 m/sec.) am größten, und es war nicht gerade ermutigend, daß gleich nach dem Probebetrieb ein Kahn hier so schwer havarierte, daß er gerade noch die Ausmündung in die Weser passieren konnte, bevor er absank. Es blieb dies aber von insgesamt 4 schweren Havarien die einzige, die zum Sinken eines Kahnens führte. Der Umflutkanal konnte in den 7 Monaten seiner Betriebszeit eine Verkehrsleistung von fast 3800 Kähnen mit rund 700 000 Güter-t aufweisen.

Mit der Zurückverlegung der Schifffahrt in die Weser Anfang November 1946 nach genügender Räumung der Trümmerstelle trat eine erhebliche Erleichterung des Schleppbetriebes ein. Bergwärts konnten wieder ganze Schleppzüge fahren, und talwärts konnten die Kähne wieder stevenrecht geschleppt werden. Letzteres erforderte allerdings vom Schlepperführer noch besonderes Geschick, weil die Strecke vom Auslauf aus dem Stauwasser des Südbastiegs bis zur Kanalbrücke sehr kurz war, um den Kahn ohne Schräglage sicher durch die 20 m weite Durdfahrt — zuerst am östlichen Widerlager, später in Brückenmitte gelegen — hindurchzubringen. Mit Beseitigung des Brückengerüsts und der Leitwerke im Juli 1948 fiel der Engpaß in der Weserdurchfahrt fort. Die übrigen Schwierigkeiten der Umleitung, insbesondere der Wechsel in der Befahrbarkeit der Weserstrecke, blieben aber bis zum Ende bestehen.

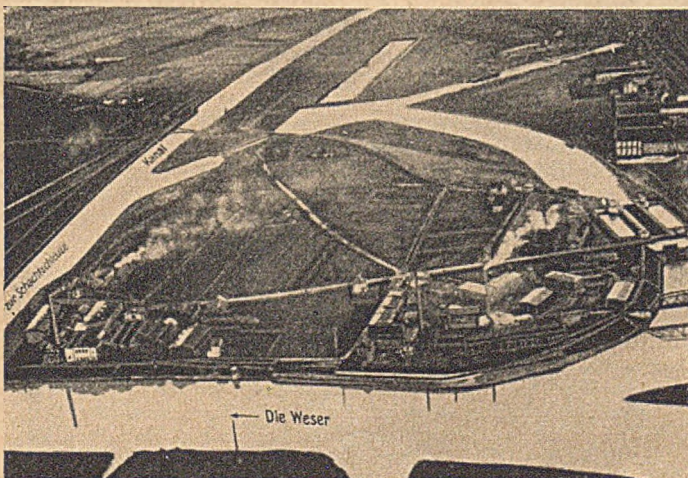


Bild 4. Südbastieg Minden mit Ober- und Unterschleuse.

Das zweite Sorgenkind der Umleitung waren natürlich die Schleusen, die während der Kriegsjahre nicht mehr überholt waren und überhaupt die Frage offen ließen, ob sie dem Dauerbetrieb des Umleitungsverkehrs gewachsen waren. Das galt besonders

für die Schleusen des Südbastiegs (Bild 4), der im Gegensatz zu seiner normalen zweitrangigen Bedeutung jetzt die größere Leistung zu übernehmen hatte, weil er zusätzlich die Leichterfahrzeuge sowohl beim Aufstieg wie beim Abstieg zu verarbeiten hatte. Die Leistungsfähigkeit der Oberschleuse mußte zunächst durch den Einbau von zwei bisher dort noch fehlenden, elektrisch betriebenen Spills der der Unterschleuse angepaßt werden. Ein Leitwerk war nur im Unterhafen auf der Nordseite vorhanden, dort aber mit einem Knick so wenig glücklich angelegt, daß die einfahrenden Schiffe auf die gegenüberliegende Unterhauptdecke gelenkt wurden. Leider sind die drei neuen Leitwerke wegen Verzögerung ihrer Fertigstellung dem Umleitungsverkehr nicht mehr zugute gekommen. Als Heberschleuse mit dem Nyholm'schen Antrieb zeigte die Oberschleuse den auch an anderer Stelle beobachteten Mangel dieses Antriebes heim Untertor: die Flügel des Stemmtores wurden nicht zum völligen Schließen gebracht, pendelten vielmehr vor ihrem Zusammenschluß zunächst langsam hin und her, um dann plötzlich vom Treihplattenantrieb her in eine vibrierende und dann ruck- und stoßartige Hin- und Herbewegung versetzt zu werden, die erst zur Ruhe kam, wenn die Füllung der Kammer vorzeitig eingeleitet und das Tor durch das einströmende Wasser zgedrückt wurde. Durch Ersatz der 20 mm starken einfachen Treihplatte durch einen 120 mm hohen kolbenartigen Treihplattenkörper, dessen Gummiringdichtung zudem eine nach oben stehende Nase erhielt, die sich im Betriebe an die Schachtwand andrückt, ist es gelungen, den Antrieb zum ordnungsmäßigen Arbeiten zu bringen und damit die Betriebssicherheit der Schleuse für den Umleitungsverkehr zu erhöhen. Auch die Reinigung der mit 30 cm lichter Weite etwas knapp bemessenen Zuflußleitung zu den Treihplattenschächten vom Muschelansatz usw. hat offenbar einen besseren Gang des Nyholm-Antriebes bewirkt. Für einen schnellen Schleusenbetrieb ist dieser Antrieb aber doch nicht ausreichend und daher zweckmäßig durch einen elektrischen Antrieb zu ersetzen, zumal die Aushesserungen am Nyholm-Antrieb meist recht kostspielig werden.

Leider versagte das Klapptor am Oberhaupt mehrfach wegen Lagerschadens. Immer wieder waren es die Lagerschrauben der am Tor befestigten beiden Kurbelzapfenlager, die sich gelockert und zur Verformung des Kurbelzapfens oder Zerstörung der Lagerschalen geführt hatten. Man hat dieses Torlager, das übrigens das gleiche ist wie am Klapptor der Schachtschleuse, wegen der Vorzüge des Kurbellagers auch später beim Bau der Unterschleuse wieder gewählt, hat aber dort fast alle Abmessungen erheblich vergrößert, die Länge des Zapfenteils am Tor sogar auf das Doppelte, und außerdem an den Seitenmauern Stützknaggen angeordnet, damit das Tor bei dem nur einseitigen Antrieb nicht quer zur Schleusenachse ausweichen und in dieser Richtung die Kurbellager belasten kann. Die Torlagerausbesserungen waren natürlich zeitraubend.

An der Unterschleuse des Südbastiegs, der erst 1925 zur Vollendung des Südbastiegs fertiggestellt, also im Vergleich zur Oberschleuse und Schachtschleuse 10 Jahre jüngeren Schleuse mit offenen Sparbecken und elektrischem Antrieb, gab es wiederholte Störungen im Betriebe der Glocken-Zylinderschütze<sup>2)</sup>. Infolge Abnutzung der zentralen Führungsstange und Ausschlagen der Buchsen trat ein Schlagen und Verkanten des beweglichen Schützteiles ein. Auch die sehr schwach ausgebildete äußere Führung gegen Verdrehen des Schützkörpers war abgenutzt und ließ das Schütz herauspringen und festklemmen. Die Reparaturen, die nacheinander an allen vier Schützen nötig wurden, gestalteten sich bei der Bauart dieses Glockenschützes recht schwierig.

An der Schachtschleuse gab es die gleichen Störungen infolge Lagerschadens am Klapptor wie an der Oberschleuse des Südbastiegs, sonst aber keine längeren Betriebsstörungen, obschon größere Schäden drohten. Größte Aufmerksamkeit im Betrieb und schärfste Überwachung aller Teile haben bewirkt, daß alle drei Schleusen intakt geblieben sind. Man sollte zu jeder Zeit auch die schwerer zugänglichen Teile der Schleusen, wie z. B. Unterwasserlager, regelmäßig nachprüfen. Es schützt vor Überraschungen, ist eine gute Übung und bringt Verbesserung der Arbeitsweisen. In Minden dauert heute die Freilegung eines Klapptores mit Einbau eines Nadelwehrnotverschlusses nur wenige Stunden.

Die Verkehrsleistung des Umleitungsbetriebes war an den einzelnen Tagen sehr unterschiedlich, da sie von zahlreichen

<sup>2)</sup> Bautechn. 3 (1925), Heft 55, S. 776.



Einflüssen abhing. Für die theoretische Höchstleistung war zuerst der Schlepptrieb durch den Umflutkanal, später der Schleusenbetrieb des Südbastieges maßgebend. Zu allen Zeiten ist aber der Verkehr aus beiden Richtungen bewältigt worden, wenngleich Schiffsansammlungen an diesem oder jenem Punkt sich nicht immer vermeiden ließen. In Zeiten der Verkehrsspitzen waren sie am Südbastieg sogar die Regel. Die größte Anzahl der an einem Tag durch die Umleitung gefahrenen Schiffe betrug 57 Kähne (am 5. 9. 1946). Die größte Monatsleistung an durchgebrachter Ladung waren 251 979 t im April 1948. Der Gesamtverkehr durch die Umleitung bis zur Wiederinbetriebnahme der Kanalbrücke im Februar 1949 umfaßte 19 250 Kähne und 5 000 000 Ladungstonnen (Bild 5).

Von 752 Betriebstagen waren nur 195 vollschiffig, die mittlere Tauchtiefe betrug 1,50 m. Der Betrieb ruhte an 132 Sonn- und Feiertagen, 90 Tagen Unterbrechung durch Eis, 37 Tagen Unterbrechung durch Hochwasser und 6 Tagen Störung infolge Havarie.

Die Leichteremenge, die der Abstiegshafen Minden zu bewältigen hatte, belief sich auf 625 000 t.

Die Kosten der Verkehrsumleitung, die sich aus den Kosten für Leichtern, Bugsier- und Schlepptdienst, Mehrkosten des Schleusenbetriebes, Beleuchtung und Unterhaltung der Umleitung u. a. zusammensetzten, wurden überschläglich zu 9 200 DM je Tag ermittelt, wobei der Zeitverlust der Schiffe, die Wertminderung der geleichter-

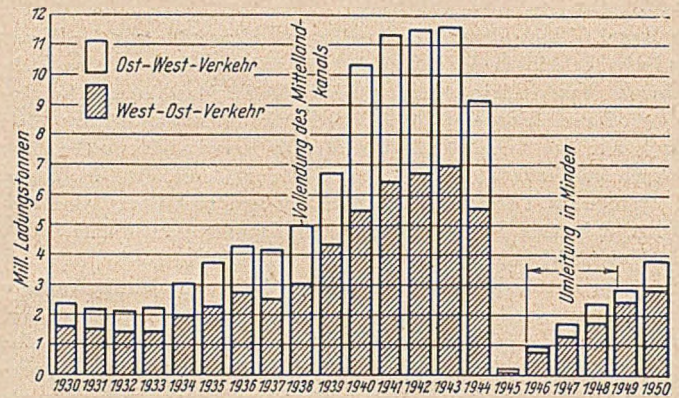


Bild 5.

ten Kohle, die Verknappung des Kahnraums durch Einsatz der Leichterschiffe, Havarienkosten und ähnliche vertuernde Umstände nicht berücksichtigt sind. Diese hohen Mehrkosten und die ständige Gefahr einer plötzlichen Lahmlegung der Umleitung verpflichteten zu den äußersten Anstrengungen um eine beschleunigte Wiederherstellung der Kanalbrücke.

## Vermischtes

### Professor Dr.-Ing. Ernst Gaber 70 Jahre.

Dr.-Ing. Ernst Gaber, ord. Professor für Brückenbau, Baustatik und wissenschaftliche Betriebsführung sowie Begründer und langjähriger Direktor der „Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen“ (Prüfraum Gaber) an der T.H. Fridericiana zu Karlsruhe, vollendet am 12. April 1951 sein 70. Lebensjahr.

Schon anlässlich seines 60. Geburtstages ist eine ausführliche Würdigung Gabers gegeben worden<sup>1)</sup>. Hierbei sind seine hervorragenden Leistungen als Lehrer, Wissenschaftler und Forscher und insbesondere auch diejenigen als entwerfender Ingenieur behandelt und einige Spitzenleistungen auf den Gebieten des Stahl- und Holzbaus aufgeführt. — Während des Krieges und beim Wiederaufbau wurden noch weitere größere Bauwerke in Stahl und Holz nach Gabers Plänen gebaut, wovon die 1947 errichtete hölzerne Bahnbrücke über die Pfalz bei Grödingen mit 30 m Stützweite besondere Beachtung verdient.

Eine universelle Veranlagung in Verbindung mit unermüddlicher Tatkraft und Verantwortungsbeußsein haben Gaber befähigt, die bautechnischen Probleme als Ganzes anzugreifen und einer Lösung zuzuführen. Nach gründlicher Erforschung der Baustoffe und der Konstruktionsgrundlagen werden von ihm „beste Bauformen“ entwickelt und diese dann, meist nach Erprobung in Großversuchen, bei der Lösung aktueller Bauaufgaben folgerichtig angewendet. Der besondere Wert der Großversuche erweist sich hierbei außer für die Konstruktionselemente des Stahlbaus insbesondere auch für die Entwicklung des neuzeitlichen Holzstapelbaus, wodurch die Anwendung dieser Bauweise auch im Brückenbau ermöglicht worden ist. Gaber hat keine Mühe und Arbeit gescheut, in seiner Versuchsanstalt eine Reihe vorzüglicher und zum Teil neuartiger Prüfeinrichtungen zu entwickeln und aufzu-



stellen, wobei zuletzt die gewaltige 5000-t-Prüfpresse für die Durchführung von Versuchen an Mauerwerkskörpern naturgetreuer Abmessungen sowie an Stützen aus Stahl, Holz oder Stahlbeton (bis zu Knicklängen von 8 m!) den vorläufigen Abschluß dieser Entwicklung bildet. Er hat somit in umfassender Weise die durch seinen großen Vorgänger und Meister Friedrich Engesser angeregte versuchstechnische Richtung bestens begründet und gefördert.

Neben den anerkannten Leistungen Gabers auf dem Gebiete der Baustatik und der Stabilitätstheorie (Bogenknicken!) sind nach oben Gesagtem diejenigen der bautechnischen Material- und Konstruktionsforschung bemerkenswert. Nicht zuletzt jedoch verdienen seine Schöpfungen als praktischer Ingenieur und Gestalter aktueller Ideen des Bauens volle Beachtung. Hierbei gelten ihm die direkte Anschauung und die praktische Erfahrung als wertvolle Hilfsmittel, schöpferische Intuition und konstruktive Begabung bei Großaufgaben des Brückenbaus zu erproben. So entstanden u. a. unter seiner entscheidenden Mitwirkung die Spitzenleistungen der stählernen Mälarsee-Bogenbrücke bei Stockholm und mehrere kühne Holzbrücken über den Rhein bzw. in vollbetrieblenen Eisenbahnstrecken.

Die Anerkennung, die die Fachwelt seinen Ingenieurschöpfungen zollt, und die große Verehrung seiner ehemaligen Schüler, die ihm gerade vor kurzem bei der Feier des 125jährigen Jubiläums der Fridericiana in großem Maße entgegengebracht wurde, mögen dem Jubilar beweisen, daß seine Arbeiten und Leistungen stets als wesentlicher Beitrag für den Fortschritt des Bauwesens gelten werden. Mögen noch recht viele Jahre körperlicher Gesundheit und geistiger Frische und Schaffenskraft dem rüstigen Siebziger beschieden sein.

O. Steinhart.

<sup>1)</sup> Bautechn. 19 (1941), Heft 10, S. 212.

### Professor Dr.-Ing. E. h. Otto Graf 70 Jahre.

Professor Dr.-Ing. E. h. Otto Graf, Ordinarius für Baustoffkunde und Materialprüfung an der Technischen Hochschule Stuttgart, Direktor des Instituts für Bauforschung und Materialprüfung des Bauwesens und des Instituts für technische Holzforschung an dieser Hochschule, feiert am 15. April 1951 seinen 70. Geburtstag.

Im Jahre 1903 von Professor Staatsrat Dr.-Ing. E. h. C. von Bach an die Materialprüfungsanstalt Stuttgart gerufen, hat er sich in kurzer Zeit durch seine außergewöhnliche Begabung und wissenschaftliche Befähigung, durch eisernen Fleiß, Gewissenhaftigkeit und Zuverlässigkeit sowie unermüddlichen Schaffensdrang einen Namen gemacht, zuerst durch Versuche und Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Beton- und Stahlbetons.

Nach dem 1. Weltkrieg wurde Graf mit der selbständigen Leitung der Abteilung für Bauwesen an der Materialprüfungsanstalt der T. H. Stuttgart betraut und ihm ein Lehrauftrag für Baustoffkunde und Baustoffprüfung übertragen. Der Aufgabenkreis umfaßte alle

Wissensgebiete der Bauforschung. Aus den zahllosen Veröffentlichungen von Prof. Graf sind besonders hervorzuheben:

#### Stahlbau:

Die Dauerfestigkeiten der Werkstoffe und Konstruktionselemente; Dauerfestigkeiten von Niet- und Schweißverbindungen; Verhalten der Baustähle bei hohen und niedrigen Temperaturen; Versuche mit geschweißten Trägern; Auswahl der Stähle für geschweißte Stahlbauten; Spannungsmessungen in genieteten und geschweißten Bauteilen; Leichtfahrbahnen.

#### Beton- und Stahlbetonbau:

Der Aufbau des Mörtels und Betons; Die Eigenschaften des Betons; Kornzusammensetzung des Mörtels und Betons; Schwinden und Kriechen von Beton; Beton und Stahlbeton bei oftmals wiederholter Belastung; Verhalten von Mörtel bei tiefen Temperaturen; Einfluß der Zuschlagstoffe auf Schwinden und Quellen des Betons; Gasbeton, Schaumbeton und Leichtkalkbeton; Betonstraßenbau.



**Holz bau :**

Eigenschaften und Ausnützung der Bauhölzer; Aufstellung von Güteklassen für Bauholz; Holzverbindungen und Verleimung; Knickversuche mit Bauholz; Dauerfestigkeit von Holzverbindungen.

**Mauerwerk :**

Druckfestigkeit von Mauerwerk; Schutz der Bauwerke gegen chemische und physikalische Angriffe.

An der Bearbeitung der amtlichen Vorschriften und Bestimmungen für Holz-, Stahl-, Beton- und Stahlbetonbau war Prof. Graf maßgeblich beteiligt. Als Obmann von Fachausschüssen, Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, des Deutschen Stahlbauverbandes, des Deutschen Normenausschusses, der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, des Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, der Forschungsgesellschaft für den Straßenbau, der Studiengesellschaft für Trümmerverwertung u. a. m. hat er seine vielseitigen Kenntnisse und langjährigen Erfahrungen in selbstloser Hingabe der Bauwirtschaft und der Fachwelt zur Verfügung gestellt, die neuzeitliche Entwicklung des Bauwesens beeinflusst und gefördert. In Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste wurde ihm anlässlich des Jubiläums der Technischen Hochschule Karlsruhe die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen und zu seinem 70. Geburtstag die gleiche Würde von der Technischen Hochschule München.

Mögen dem rüstigen und schaffensfrohen Siebziger noch recht viele Jahre in der gewohnten Frische und Leistungsfähigkeit beschieden sein! Das wünschen ihm von Herzen seine alten und jungen Freunde und alle, die ihn als Mensch, Lehrer und Forscher kennen und schätzen gelernt haben.

Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Karl Schaechterle.

**o. Professor Dipl.-Ing. Richard Schaffhauser †.**

Am 19. Februar 1951 verstarb der o. Professor am Lehrstuhl für Grundbau, Tunnelbau und Baubetriebswissenschaft an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Dipl.-Ing. Richard Schaffhauser, kurz vor Vollendung seines 58. Lebensjahres.

Prof. Schaffhauser begann vor dem 1. Weltkrieg sein Studium an der hiesigen Technischen Hochschule, Abteilung für Bauingenieurwesen, und legte sein Dipl.-Ing.-Examen 1919 ab. Seine berufliche Tätigkeit führte ihn frühzeitig in das Ausland, wo er bis 1923 im Kaukasus und später als Oberingenieur bei Wayss & Freytag in Argentinien vielseitige technische Aufgaben auf fast allen Gebieten des Bauingenieurwesens löste. Im Jahre 1934 wurde er als o. Professor an den damals neugeschaffenen Lehrstuhl für Ingenieurbau der Techn. Hochschule Karlsruhe berufen. Gleichzeitig wurde ihm die Leitung der Akademischen Auslandsstelle an der Techn. Hochschule Karlsruhe übertragen.

Den Studierenden vermittelte Prof. Schaffhauser als Hochschul-lehrer auf Grund seiner hervorragenden pädagogischen Fähigkeiten sein umfassendes Wissen und seine großen praktischen Erfahrungen. In der Fachwelt des In- und Auslandes schuf er sich den Ruf eines überragenden Ingenieurs und Lehrers.

**Talsperren- und Kraftwerkbau am Großglockner.**

Für Österreich, dessen Gesamtvorkommen an Steinkohle etwa einem einzigen Jahresbedarf entspricht, ist die Ausnutzung der Wasserenergie des Landes von besonderer Bedeutung. Die gesamten ausbaufähigen Wasserkräfte werden auf etwa 5 Mio kW mit einer jährlichen Energieerzeugung von 30 bis 35 Milliarden kWh geschätzt. Durch Ausbau aller geplanten Kraftwerke könnte Österreich über seinen Eigenbedarf hinaus sogar Strom exportieren.

Die Hauptenergievorräte bergen das Donaugebiet und zwei Gruppen der Ostzentral-Alpen, die Öztaler Alpen, mit etwa 1,5 Mio kW und die Stubai-Alpen im Gebiet der Hohen Tauern mit rund 1 Mio kW Ausbauleistung.

**Großkraftwerk Kaprun.**

Eines der größten und wichtigsten Bauprojekte auf diesem Gebiet stellt das Großkraftwerk Kaprun am Großglocknermassiv (Abb. 1) dar. Es wird eine Winterspitzenenergie von 213 Mio kWh liefern. Im Sommer werden 257 Mio kWh als Tagesspitzenenergie zur Verfügung stehen. Der Ausbau ist in Haupt- und Nebstufe vorgesehen. Für den bereits begonnenen Bau wird mit einer Bauzeit von fünf Jahren gerechnet.

Das Kapruner Tal zeichnet sich durch zwei hochgelegene Talböden aus, den Wasserfallboden (etwa 1600 m ü. M.) und den Moserboden (etwa 2000 m ü. M.). Durch das Zweistufenpumpspeicherwerk werden 124 km<sup>2</sup> des Glocknergebietes energiewirtschaftlich erschlossen. Das Großkraftwerk Kaprun liegt am Ausgang der Sigmund-Thun-Klamm etwa 1 km taleinwärts von Kaprun. Die am Ausgang des Wasserfallbodens in etwa 1600 m ü. M. gelegene Limberg-Sperre ist durch einen bereits fertiggestellten 7 km langen Druckstollen von 3,2 m Ø mit dem Wasserschloß Maiskogel verbunden (Abb. 1). Von dort werden die Trieb-

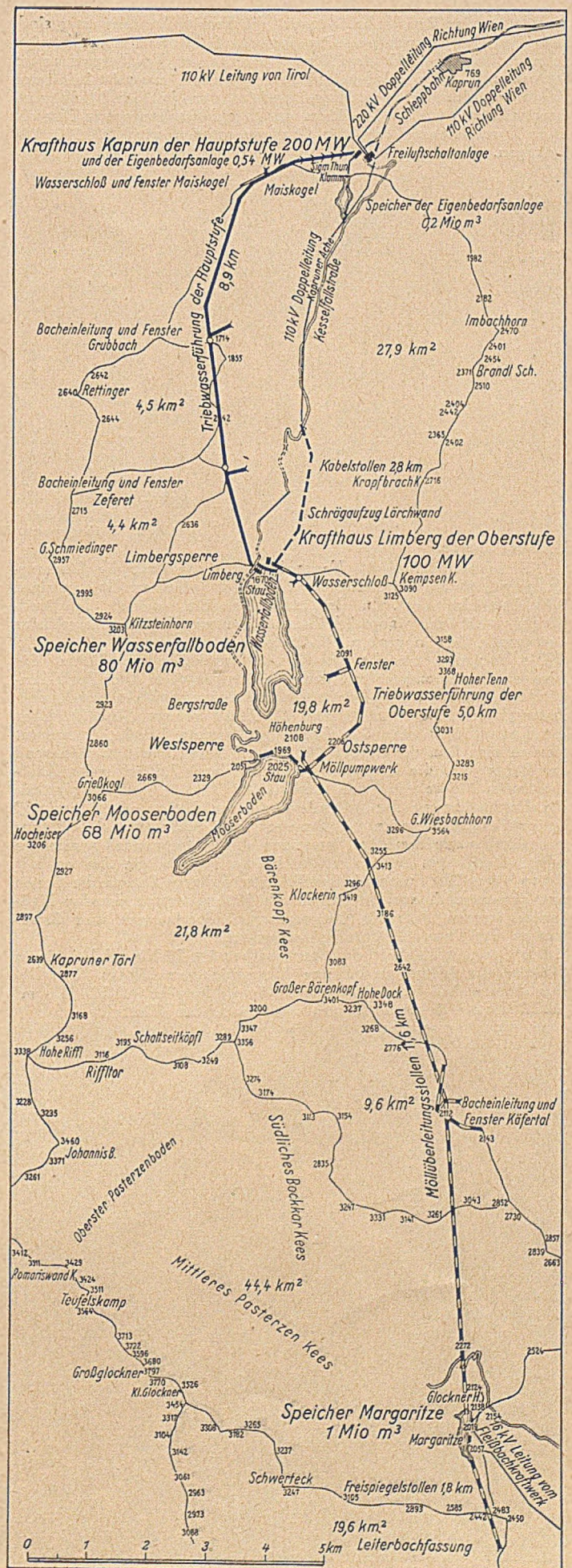


Abb. 1. Tauernkraftwerk Glockner-Kaprun. Lageplan.



wasser in vier Druckrohrleitungen, die bereits betriebsfertig sind, dem Krafthaus zugeführt. Das Gesamtgefälle dieser Stufe beträgt je nach Stauhöhe 800 bis 880 m. Der Bau des Krafthauses selbst ist vollendet, mit der Inbetriebnahme des Krafthauses ist in diesem Jahre zu rechnen; zwei Maschinensätze von je 45 000 kW sind bereits ebenso wie die Maschinen der Eigenbedarfsanlage in Betrieb. Die Gesamtleistung der vier Großgeneratoren wird 220 000 kW betragen.

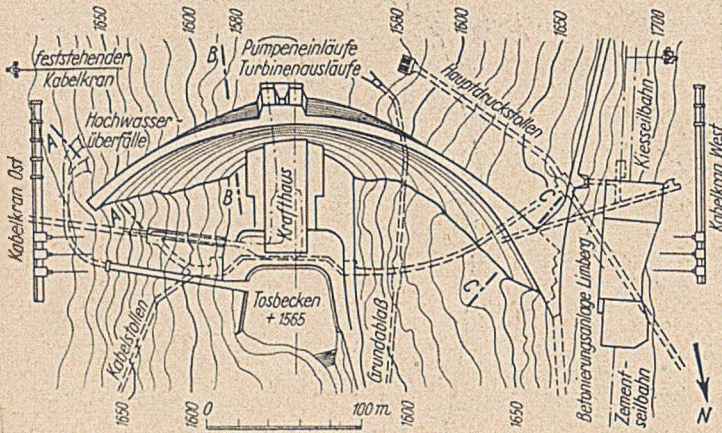


Abb. 2. Limbergsperre. Grundriß und Querschnitte.

**Limberg-Sperre.**

Die Hauptstaustufe des Tauernkraftwerkes bildet die Limbergtalsperre, die am Nordende des Wasserfallbodens am Beginn einer Schluchtstrecke liegt. In der Schmaltalesohle und an den Seilhängen steht der hauptsächlich aus hartem Kalkglimmerschiefer bestehende Fels in großen Flächen an.

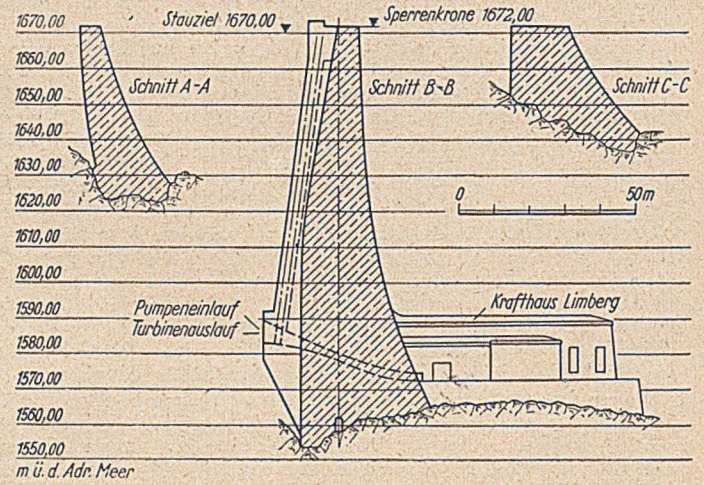
Die Talsperre erreicht eine Gesamtmauerhöhe von 120 m. Sie wird als Gewölbemauer mit einer Breite von 60 m über der Gründungssohle und einer Gesamtkronenlänge von 354 m nach dem Entwurf der Tauernkraftwerke „TKW 5“ gebaut (Abb. 2). Über die Krone führt eine 5 m breite gepflasterte Straße. Insgesamt werden zum Bau der Sperre 460 000 m<sup>3</sup> Beton benötigt. Während des Baues wird die Limberg-Sperre durch 1,20 m breite Kühlspalten in Blöcke von etwa 15 m Breite (Abb. 3, 4 u. 5) aufgelöst, die die Abführung der Abbindewärme des Betons erleichtern und zusätzliche Spannungen im Bauwerk aus Schwinden des Betons und durch ungleichmäßige Setzungen des Untergrundes vermeiden sollen. Nach dem Abbinden der Blöcke werden die Spalten mit Beton ausgefüllt und nach der Erhärtung dieses Betons die Fugen mit Zementmilch ausgepreßt. Durch Einbau entsprechender Meßgeräte werden Auftrieb, Temperaturen, Spannungen und Bewegungen des Bauwerks ständig beobachtet.

Die Speicherkapazität des Stausees beträgt 80 Mio m<sup>3</sup> bei einem Stauziel von 1670 m und einem Absenkeziel von 1590 m. Der Gesamtjahresabfluß der Zubringerflüsse beträgt 245,8 Mio m<sup>3</sup> (215,2 Mio m<sup>3</sup> im Sommer und 30,6 Mio m<sup>3</sup> im Winter).



Abb. 4. Limbergsperre im Bau.

Die Baustellen liegen in ausgesprochen hochalpinem, lawinengefährdetem Gelände. Im Winter ruht daher der Betrieb auf der Baustelle. Trotz aller Vorsichtsmaßnahmen waren bei den Lawinenkatastrophen des Januar 1951 auch hier mehrere Todesopfer zu beklagen. Die Arbeiter wurden von der Umwelt abgeschnitten.



Sie mußten aus der Luft mit Lebensmitteln versorgt werden. Lediglich der Stollen konnte in dieser Jahreszeit vorwärtsgetrieben werden.

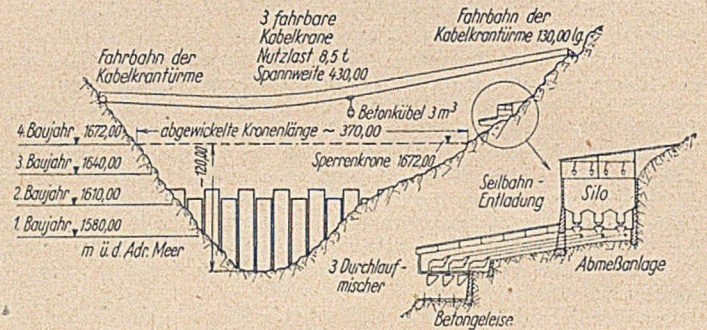


Abb. 3. Limbergsperre. Betoninbringung.

Den täglichen Zementbedarf von 350 bis 400 t liefert das Tiroler Werk Kirchbichl. Der Zement wird aus den Tiefsilos der Talstation Kaprun mit Hilfe einer Umlaufseilbahn von 7,4 km Länge unter Überwindung eines Höhenunterschiedes von 920 m bei einer Stundenleistung von 35 t zur Betonierungsanlage Limberg

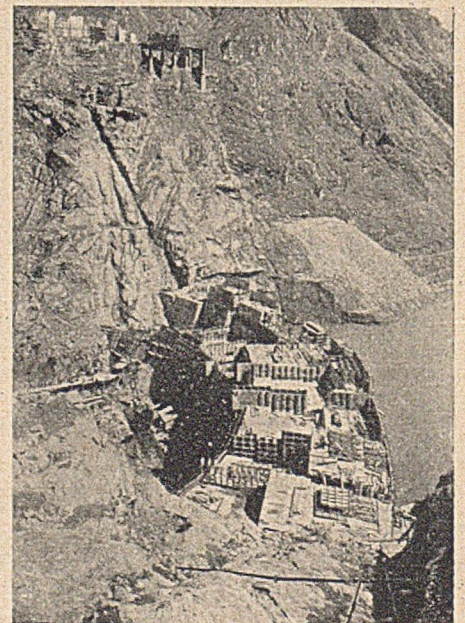


Abb. 5. Limbergsperre im Bau.



befördert. Die Fahrgeschwindigkeit der Seilbahn beträgt 2,25 m/s, der Wagenabstand rund 130 m. Die Zuschlagstoffe werden in einer eigenen Aufbereitungsanlage im Talboden des Moserbodens aus dem dort lagernden Gletschergesteinsschutt gewonnen, und zwar werden sie durch Bagger aus dem Talboden geschürft und mit Schmalspurzüge unter die aus drei Kabelkränen (je 12 t Tragkraft, 900 m Spannweite, 0,75 m/s Hub und 4 m/s Fahrgeschwindigkeit) bestehende Kabelkrananlage gefahren, die die Beförderung zur Aufbereitungsanlage am östlichen Talausgang des Moserbodens übernimmt. Diese besteht aus zwei Schubwagenspeisern, Vorsieb, Brechanlage, 12 Schwingsieben mit Kieswaschanlage, 12 Bandstraßen mit insgesamt 1 km Förderbändern sowie aus den Silos mit 1000 m<sup>3</sup> Fassungsraum. Von diesen Silos werden die Zuschlagstoffe nach Körnungen getrennt in Seilbahnwagen abgezogen und mit der sogenannten Kieselbahn zur Betonierungsanlage oberhalb der Limbergssperre befördert.

Die Betonierungsanlage Limberg umfaßt acht Großraumsilos mit 1000 t Inhalt für Zement, ein Silo für Plastiment mit 5 t Inhalt und vier Silos für die Zuschlagstoffe mit insgesamt 5000 m<sup>3</sup>. Drei parallele Zubringeranlagen mit 500 m Förderbändern und automatischen Waagen, drei kontinuierliche Mischer mit je 60 m<sup>3</sup> Stundenleistung, Verladebrücke für Beton mit drei parallelen Gleisen, drei Kabelkräne von je 450 m Spannweite, 1,5 m/s Hub- und 4,33 m/s Fahrgeschwindigkeit und 8,5 t Tragkraft ermöglichen eine termingerechte Durchführung des Bauprogrammes (Abb. 3 bis 5). An der Limbergssperre wurde im Jahre 1950 der größte Arbeitsfortschritt erzielt. Mit Fertigstellung der Sperre kann im Frühjahr 1952 gerechnet werden. Die Speicherung des Staues hat bereits begonnen. Es hat sich schon ein mehrere Quadratkilometer großer See von beträchtlicher Stauhöhe gebildet. Oberstufe.

Die geplante Oberstufe (Baubeginn 1950) soll die Hauptstufe ergänzen und verstärken. Sie besteht aus den Staumauern Höhenburg Ost und West (Höhe über Sohle ungefähr 90 m, Mauerkrone auf 2027 m) und dem Stausee Moserboden mit einem Speicherraum von 68 Mio m<sup>3</sup> bei einem Stauziel von 2025 m. Hierzu gehört auch die Möllüberleitung, welche sich zusammensetzt aus einem Wasserfassungsspeicher von 1 Mio m<sup>3</sup> an der Margaritze (zwei Staumauern, 60 und 20 m hoch) bei einem Stauziel von 1985 m, südlich der Wasserscheide des Großglocknermassivs gelegen (Abb. 1). Weiter gehören dazu die Wasserfassung und Zuleitung des Leiterbaches in einem Freispiegelstollen von 1,8 km Länge, der Überleitungsstollen Margaritze-Moserboden (11,5 km lang,  $\phi$  2,3 m) und ein Pumpwerk, welches das Wasser aus dem Margaritzen in den Moserbodenspeicher fördert. Zusätzlich wird das Wasser des Moserbodenspeichers durch einen 3,8 km langen Druckstollen zum Wasserschloß oberhalb des Krafthauses Limberg genutzt, von wo es wieder in den Wasserfallbodenspeicher zurückgeleitet wird.

Der im Krafthaus Limberg (Oberstufe) erzeugte Strom wird mittels Hochspannungskabel durch einen Kabelstollen bis zum Kesselfall und von dort über eine 100 kW-Freileitung zur Schaltanlage im Kapruner Winkel geführt.

Nach seiner Fertigstellung kann das Kapruner Kraftwerk allein den elektrifizierten Teil der Österreichischen Staatsbahnen mit Strom versorgen, und zwar bei vollem Friedensverkehr.

Schmidt-Misch.

#### Der Ruhrverband und der Ruhrtalsperrenverein.

Am 17. Januar 1951 fand die Genossenschaftsversammlung der beiden wasserwirtschaftlichen Verbände Ruhrverband und Ruhrtalsperrenverein in Essen statt.

Oberstadtdirektor Dr. Rosendahl teilte zunächst mit, daß im abgelaufenen Jahr beide Verbände eine verstärkte Bautätigkeit durchgeführt haben und daß weitere umfangreiche Baumaßnahmen im Anlaufen sind. Direktor Dr. Prüß wies darauf hin, daß die Ruhr zwei verschiedenen Aufgaben dienen muß; sie ist einmal der Hauptaufnehmer des Abwassers der im Flußgebiet lebenden 1,5 Millionen Einwohner und auch des gewerblichen Abwassers, andererseits ist Wasser aus der Ruhr mit Hilfe der Ruhrwasserwerke für einwandfreies Trink- und Brauchwasser zu entnehmen.

Gegen die Einleitung der vielen Krankheitskeime durch das häusliche Abwasser wurden vorzugsweise städtische Kläranlagen gebaut. Mit der weiteren Verschmutzung der Ruhr infolge der steigenden Entwicklung der Industrie und des steigenden Wasserentzuges wurde die Hoffnung, daß durch den Bau großer Stauseen eine weitgehende Selbstreinigung des Wassers erfolgen würde, zunichte gemacht, so daß man sich genötigt sah, vollbiologische Kläranlagen zu errichten und die Reinigung der gewerblichen Abwassermengen energisch zu verlangen.

Der Ruhrverband hat vom Zeitpunkt der Währungsreform bis zum Ende des Geschäftsjahres 11 Millionen DM fast ausschließlich für Reinhaltemaßnahmen ausgegeben und muß im neuen Geschäftsjahr weitere 9 1/4 Millionen DM für diesen Zweck anfordern.

Der wieder angestiegene Wasserbedarf kann mengenmäßig z. Zt. nicht mehr als gesichert angesehen werden, insbesondere nicht, wenn wieder derartige Trockenperioden wie die von 1947 auftreten. Auch durch die Verse-Talsperre wird die 1952 zu erwartende zusätzliche Wasserabgabe keine wesentliche Verbesserung erbringen. Die Vergrößerung der Henne-Talsperre von 11 auf 33 Millionen m<sup>3</sup> Inhalt mit einem voraussichtlichen Kostenaufwand von rund 32 Millionen DM, die im Frühjahr in Angriff genommen werden soll, wird dem Wassermangel ab 1955 nur z. T. abhelfen können. Es ist daher, wie schon im Vorjahre als dringlich vermerkt, notwendig, um der Ruhrwasserwirtschaft auch mengenmäßig eine gesunde Grundlage zu geben, den von den Ruhrverbänden vorgelegten und vom Vorstand beschlossenen Entwurf der Bigge-Talsperre zur beschleunigten Ausführung zu bringen. Nur durch den Bau der Bigge-Talsperre dürfte auf längere Sicht eine Sicherstellung der Ruhrwasserversorgung gegeben sein.

Im Einzelnen wurden im letzten Jahr fertiggestellt und in Betrieb genommen:

Die Kläranlage Arnsberg, die Faulanlage auf der Kläranlage Fröndenberg, Kläranlage Hagen-Boele, die biologische Nachreinigung auf der Kläranlage Hagen, die Kläranlage Volmarstein, die Erweiterung der Auflandungsteiche Mansfeld und Robert-Müser, der Abfangsammler zu der Kläranlage Kettwig. Umfangreiche Baumaßnahmen von Reinigungsanlagen sind gegenwärtig noch im Gange.

Am Kettwiger See ist der planmäßige Betrieb des Kraftwerkes aufgenommen worden.

Die Arbeiten an der Verse-Talsperre sind so weit fortgeschritten, daß noch in diesem Winter angestaut werden kann. Die endgültigen Entwürfe für die Vergrößerung der Henne-Talsperre sowie für den Ausbau des Mühnekraftwerkes und den Ausgleichweiher sind fertiggestellt.

P r e B.

#### Druckfehlerberichtigung.

Im Aufsatz Steinhardt, Zur Berechnung der Verbund-Fachwerkträger, Bautechn. 28 (1951), Heft 1, muß es heißen:

S. 10, 1. Spalte, viertletzte Zeile in Formel  $\beta$ ):

$$\text{am Schluß} \quad \frac{M_{St}^u}{S_{St}^u} \cdot (e + h) \quad \text{statt} \quad \frac{M_{St}^u}{S_{St}^u} \cdot e$$

S. 11, 2. Spalte, 9. Zeile:  $\sum N_{xi}$  statt  $\sum N_{ix}$

S. 12, 1. Spalte, Formel 7 a:

$$\text{jeweils } (M_{o,i+1} - M_{o,i-1}) \quad \text{statt} \quad (M_{o,i+1} + M_{o,i-1})$$

S. 12, 1. Spalte, Ableitung der Formel (8):

$$\begin{aligned} \text{über} \quad \Delta s_o - \frac{S_i \cdot \lambda}{E_e \cdot F_e} &= \frac{S_i \cdot \lambda}{E_B \cdot F_B} \\ \text{zu} \quad S_i &= \frac{\Delta s_o}{\lambda} \cdot \frac{E_e \cdot F_e \cdot E_B \cdot F_B}{E_e \cdot F_e + E_B \cdot F_B} \end{aligned}$$

#### Génissiat — Sonderheft der Zeitschrift HOUILLE BLANCHE 1950.

Die Schriftleitung der bekannten französischen Zeitschrift veröffentlicht gemeinsam mit der Compagnie Nationale du Rhone in einer reich ausgestatteten, 296 Seiten starken, mit 225 ausgezeichneten Bildern und Zeichnungen versehenen Sonderausgabe einen beachtlichen Bericht über die Entwicklung und die Bauausführung der großen Kraftanlage Génissiat auf der Rhone. Dieses soeben fertiggestellte Meisterwerk französischer Technik wird hier in allen Einzelheiten seiner Entwicklung und Vollendung ausführlich geschildert. Nach einem Vorwort über den gegenwärtigen Stand und die zukünftige Entwicklung der Compagnie Nationale du Rhone (G. Tournier) werden in drei Hauptabschnitten der Entwurf, die Bauausführung und die hydroelektrische Ausrüstung der Großanlage behandelt. Der erste Abschnitt umfaßt im einzelnen die Ausarbeitung des Entwurfes (M. Henry), die geologischen Verhältnisse und die energiewirtschaftliche Ausnutzung der Rhone zwischen Genf und Seyssel (M. Gignoux u. J. Mathian), der zweite eine einleitende Übersicht über die Bauarbeiten, den Bau der Schweregewicht-Staumauer von 104 m Höhe und 440 000 m<sup>3</sup> bzw. einschl. Krafthaus und Nebenanlagen 680 000 m<sup>3</sup> Betonkubatur, die einen Stausee von 3,5 km<sup>2</sup> abschließt. Die Übersicht gibt G. Gres, die vorbereitenden Arbeiten bespricht Ch. Chagnaud, die Hauptbauausführung mit der großzügigen Baustelleneinrichtung behandeln H. Diserens und H. Escalon. Der dritte Abschnitt bringt schließlich einen ausführlichen Bericht über die maschinelle und hydroelektrische Ausrüstung der gewaltigen Anlage, die Druckrohrleitungen, die Generatoren, die Drosselklappen der Turbinen sowie die besonderen konstruktiven Probleme der eingebauten Turbinen und der Schütze (A. Robert, G. Ferrand, L. Armanet, J. Arnoud u. A. Suss, H. Gérodolle u. F. Mussard). Den Abschluß bildet eine kurze zusammenfassende Übersicht von P. Delattre über die Leistun-



gen der Anlage und die zukünftige wasserwirtschaftliche Entwicklung der Rhone sowie ein umfassendes Schrifttumsverzeichnis über französische und ausländische Veröffentlichungen über das Thema Génissiat.

Die vorliegende hochinteressante Zusammenfassung von Sonderberichten der beteiligten Mitarbeiter und Sachverständigen ist eine wertvolle Bereicherung unserer modernen Talsperren-Literatur.

v. R o t h e.

## Bücherschau

H u m m e l, A l f r e d: Das Beton-ABC. Schwerbeton, Leichtbeton. Ein Lehrbuch für die zielsichere Herstellung von Beton und eine wirksame Baustellenüberwachung. 11., überarbeitete Aufl. VII, 243 S. mit 17 Zahlentaf. u. 126 Abb. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 16,— DM, geb. 18,— DM.

Das neu aufgelegte, als wertvolles Hilfswerk der Betontechnologie in der Fachwelt weit verbreitete Buch des bekannten Verfassers ist, der Weiterentwicklung von Forschung und Praxis folgend, dem gegenwärtigen Stand entsprechend ergänzt und stellenweise überarbeitet worden.

Im Hinblick auf die Spannbetonbauweise wurde der Abschnitt über das Kriechen des Betons durch Aufnahme der Kriechzahlen vervollständigt. Unter die bekannten Betonzusätze wurden die „luftzuführenden Mittel“ neu aufgenommen. Das Kapitel über Leichtbeton erhielt einen weiteren, mit drei neuen Abbildungen versehenen Teil über die Erfassung des Porenraumes. Bei den Leichtbetonarten wurde Sinterbims und Globulit eingefügt und das Wesen des Globulit-Konstruktions- und Isolierbetons an zwei vortrefflichen Lichtbildern gezeigt. Der punktweisen Verkitung von Einkornbeton ist eine kurze Bemerkung mit zugehöriger Abbildung gewidmet.

Das Verzeichnis der Normenblätter und Richtlinien erhielt Ergänzungen durch die Aufnahme von Spannbeton, Ziegelsplittbeton, geschütteten Leichtwänden und Betondachsteinen.

Das neue Buch erfreut durch seine zeitgemäße Aufmachung mit guten Abbildungen und klaren Lichtbildern.

Ein Anhang mit straffer Zusammenfassung von 21 Regeln erhöht Übersicht und Brauchbarkeit des Buches, das, wie bisher, auch weiterhin Praktikern und Lernenden wertvollste Dienste leisten wird in einer Zeit, da erfolgreiche, fortschrittliche Bauweisen die zielsichere Herstellung hochwertiger Betone zur Voraussetzung haben.

D r. S c h w a r z.

G e b a u e r, F r a n z: Die Plastizitätstheorie im Stahlbetonbau. Entwicklungsgeschichte und praktische Anwendung mit zahlreichen Beispielen. VIII, 184 S. mit 92 Textabb. u. 15 Taf. Wien 1949, Verlag Georg Fromme & Co. Geh. 18,— DM.

Der Verfasser, der als Verfechter des n-freien Verfahrens bereits bekannt ist, bringt in dem Buch eine zusammenhängende Darstellung der Plastizitätstheorie des Stahlbetons und ihrer Entwicklungsgeschichte. Ausgehend von den Eigenschaften der Baustoffe werden an Hand zahlreicher Beispiele der Praxis und der kritischen Auswertung von Versuchsergebnissen die aus der Plastizitätstheorie hergeleiteten Bemessungsverfahren für Stahlbetonquerschnitte entwickelt und erläutert. Die Ausführungen stellen einen sehr beachtlichen Beitrag im Streit über die Richtigkeit und Zweckmäßigkeit des n-Verfahrens oder n-freien Verfahrens dar, der zudem noch eine ganze Reihe von Fragen der Bemessung und konstruktiven Gestaltung anspricht, die noch hinsichtlich der Grundlagen umstritten sind und der Klärung durch Versuche bedürfen. Der an den Fragen der Bemessungstheorien interessierte Fachmann wird die sehr lebendig geschriebenen Ausführungen mit Gewinn lesen und eingehend mit den Grundlagen des n-freien Verfahrens vertraut gemacht.

S c h r ö d e r.

T ö l k e, F r i e d r i c h: Mechanik deformierbarer Körper. I. Bd. VIII, 388 S. mit 339 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1949, Springer-Verlag. Ganzleinen 45,— DM.

Der vorliegende erste Band bringt in drei Abschnitten: 1. die geradlinige, 2. die beliebige Bewegung des punktförmig idealisierten Körpers und 3. den punktförmig idealisierten Körperhaufen.

Die Probleme werden mathematisch sehr ausführlich behandelt. Insbesondere wird die Vektor- und Tensorrechnung weitgehendst angewendet, weil diese besonders für den Übergang vom eindimensionalen Bereich auf mehrdimensionale Bereiche geeignet ist und schwierige Probleme sehr anschaulich macht. Vorkenntnisse der Vektorrechnung werden beim Leser nicht vorausgesetzt; ebenso werden auch an den gegebenen Stellen die Elemente der Differentialgeometrie und Feldertheorie sowie sehr eingehend die der Schwingungslehre behandelt.

Besonderen Wert für den Benutzer erhält das Werk durch 55 vollständig durchgerechnete praktische Beispiele aus der Technik, die zeigen, daß sich auch schon schwierigere Probleme mit Methoden der Punktmechanik lösen lassen. Wo, wie im Falle der Schwingungen

mit quadratischen Dämpfungen, keine geschlossenen Lösungen gegeben werden können, sind die Ergebnisse in Zahlentafeln zusammengefaßt, aus denen die Lösung der technischen Aufgabe unmittelbar entnommen werden kann.

Das Buch wird daher nicht nur dem Studierenden und Theoretiker, sondern auch dem praktischen Ingenieur eine wertvolle Hilfe sein. Dem Band I werden noch folgen:

Band II: Der statisch beanspruchte feste Körper.

Band III: Der dynamisch beanspruchte feste Körper.

Band IV: Der thermisch beanspruchte feste Körper.

Band V: Flüssigkeiten und Gase.

O l s e n, H u g o † u. R e i n i t z h u b e r, F r i t z: Die zweiseitig gelagerte Platte. Die statische Berechnung von zweiseitig gelagerten Platten mit beliebigem Seitenverhältnis und beliebigen Belastungen mittels Einfluß- und Zustandsflächen. I. Bd.: Biegemomente und Durchbiegungen, 2., berichtigte Aufl. VI, 113 S. mit 18 Textabb. u. 9 Gebrauchstaf. mit 525 Schaulinien der Einfluß- und Zustandsflächen. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 16,— DM, geb. 18,50 DM.

Das bekannte Buch liegt nunmehr in der zweiten, berichtigten Auflage vor, nachdem die erste kurze Zeit nach ihrem Erscheinen im Jahre 1944 vergriffen war. Die umfangreichen graphischen Tafeln, denen eine kurze Darstellung der theoretischen Grundlagen und eine Anweisung für deren Gebrauch vorangestellt ist, ermöglichen es, die maßgebenden Biegemomente und Durchbiegungen zweiseitig gelagerter Platten für wandernde Lasten mittels Einflußflächen und für ständige Lasten mittels Zustandsflächen zu berechnen. Die Seitenverhältnisse der untersuchten Platten betragen (Spannweite/Breite) 0,5:1, 1:1, 2:1, 4:1; außerdem wurden der Vollstreifen und der Halbstreifen behandelt. Diese Auswahl erscheint auch für eine graphische Interpolation bei Platten ausreichend, deren Abmessungen von den angegebenen Verhältnissen abweichen. Die Berechnungen der Einfluß- und Zustandsflächen wurden für die Querdehnungszahlen  $\nu = 0$  und  $\nu = 1/6$  bei Isotropie und geringer Orthotropie (1:0,8) durchgeführt.

Das von den Verfassern mit viel Fleiß geschaffene Werk stellt einen dankenswerten Beitrag dazu dar, der Praxis Ergebnisse schwieriger theoretischer Überlegungen in einfach zu gebrauchender Form in die Hand zu geben. Das Buch kann jedem entwerfenden Ingenieur als ein sehr wertvolles Hilfsmittel bestens empfohlen werden.

K o e p k e.

S a l i g e r, R u d o l f: Fortschritte im Stahlbeton. VI, 138 S. mit 113 Textabb. Wien 1950, Franz Deuticke. Geh. 12,— DM.

Wesentliche Fortschritte im Stahlbeton werden durch die Verwendung hochwertiger Stähle und Betone erzielt. In Fortsetzung seiner zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten behandelt der Verfasser im ersten Teil eingehend die Technologie der Bewehrungsstähle. Er weist nach, daß Torstahl den übrigen hochwertigen Stählen in mancher Beziehung überlegen ist.

Der zweite Teil ist dem Zusammenwirken von Stahl und Beton gewidmet. Versuche und Theorie werden aufeinander abgestimmt. Grundlegende Fragen, wie die Zusammensetzung des Gleitwiderstandes aus Haftung und Reibung, seine Abhängigkeit von Stahlspannung und Querspannung, seine Beziehungen zur Sprengwirkung nicht prismatischer Stäbe, führen zu Schlußfolgerungen hinsichtlich der Ribbildung des Betons und deren Beeinflussbarkeit.

Aus diesen Betrachtungen lassen sich Richtlinien für die notwendige Betongüte, Stabdicke und Oberflächenbeschaffenheit gewinnen. Die Wirtschaftlichkeit hochwertiger Stähle ist durch die volle Ausnutzbarkeit der Festigkeiten bedingt. Mit dieser Schrift leistet der Verfasser einen weiteren nützlichen Beitrag zum Fortschritt des Stahlbetons.

A. G r o t k a m p.

INHALT: Der neue Verkehrsweg Osterleden in Stockholm (1. Teil). — Nährungsverfahren zur Spannungsermittlung quadratischer, symmetrisch bewehrter Stahlbetontüben bei zweiseitiger Außermitigkeit. — Beton im Wasserbau. — Bauwerke in Erdbebengebieten. — Das Wasserstraßenkreuz Minden und die Verkehrsleitung während der Wiederherstellung der Kanalsbrücke. — Vermischtes: Professor Dr.-Ing. Ernst Gaber 70 Jahre. — Professor Dr.-Ing. E. h. Otto Graf 70 Jahre. — o. Professor Dipl.-Ing. Richard Schaffhauser †. — Talsperren- und Kraftwerkbau am Großglockner. — Der Ruhrverband und der Ruhrstalsperrenverein. — Druckfehlerberichtigung. — Génissiat, Sonderheft der Zeitschrift Houille Blanche 1950. — Bücherschau. — Zeitschriftenschau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilage „Der Stahlbau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort. Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährig 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderjahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:  
E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.  
Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.  
Druck: Oskar Zach o.H.C., Berlin-Wilmersdorf.







**Bautenschutz**  
seit 50 Jahren

**FIRMA PAUL LEHLER INERTOLFABRIK STUTTGART-N**

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN · WILMERSDORF (West-Berlin)

Wir empfehlen als „Betonlexikon“:

**KLEINLOGEL, Einflüsse auf Beton und Stahlbeton** Ein Auskunftsbuch für die Praxis

Die chemischen, mechanischen und sonstigen Einwirkungen auf Beton und Stahlbeton, sowie die Beeinflussung der zugehörigen Eigenschaften

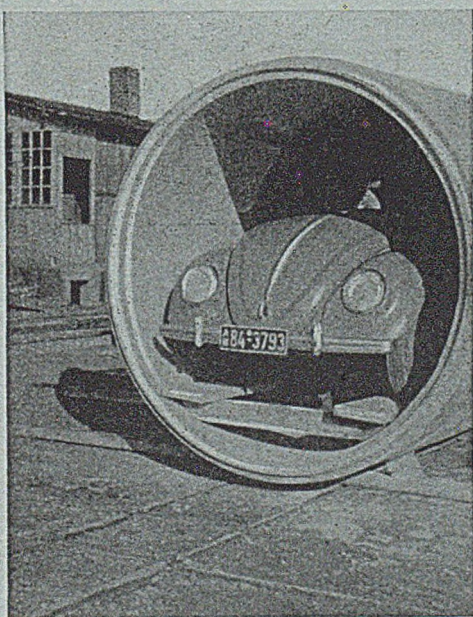
Fünfte, neubearbeitete und ergänzte Auflage

Unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt Walz im Institut für Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart, und

Dr.-Ing. Hugo Vierheller, Darmstadt

Gr. 8°. VII, 340 Seiten mit 76 Textabbildungen, Geheftet DM 25,—; Ganzleinen DM 28,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung, (1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168



**ED. ZÜBLIN AG.**

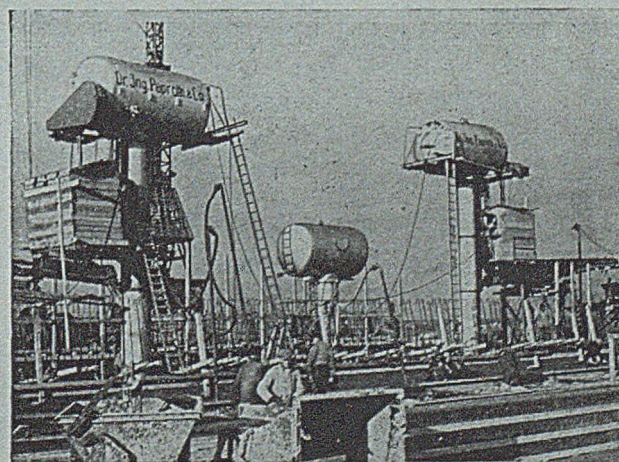
BAUUNTERNEHMUNG

STUTTGART

Schleuderbetonrohrwerke

KEHL a./Rh.

**Druckluftgründungen  
Bohrpfahlgründungen  
Baugrunduntersuchungen**



Maadesiel — Wilhelmshaven

**Dr.-Ing. Paproth & Co.**

(1) Berlin-Steglitz, Kurfürstenstr. 1  
(22a) Krefeld, Diessemer-Bruch 54  
(24a) Winsen/Luhe, Postfach



**WAYSS & FREYTAG**

A. G.

HOCH- UND TIEFBAU



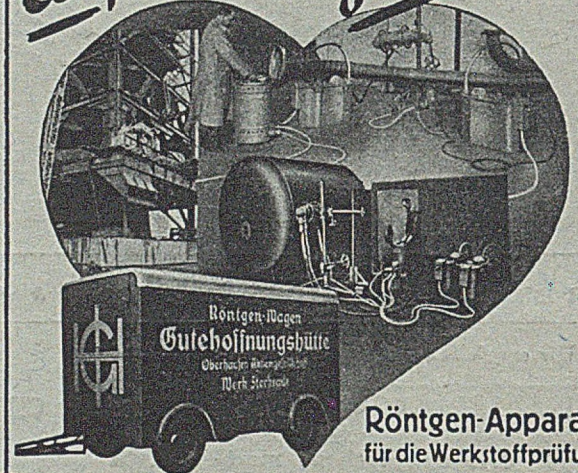
FRANKFURT AM MAIN

Neue Mainzer Straße 59

NIEDERLASSUNGEN

Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen - Frankfurt am Main  
Hamburg - Hannover - Karlsruhe - Mannheim - München  
Neustadt an der Haardt - Nürnberg - Stuttgart

Werkstücke  
werden  
auf Herz und Nieren  
geprüft!

Röntgen-Apparate  
für die Werkstoffprüfung

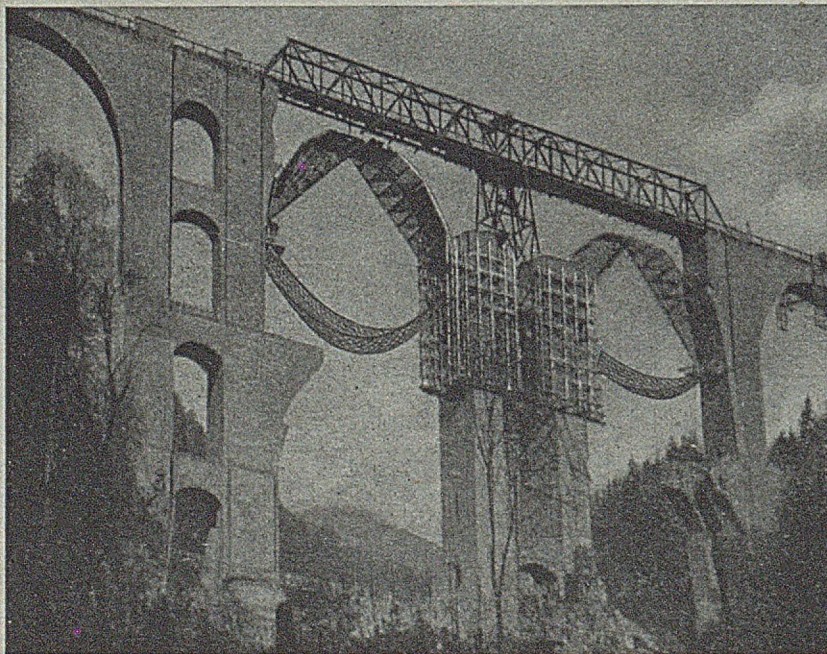
**RICH. SEIFERT & Co**  
HAMBURG 13

Auf der Industrie-Messe Hannover:  
Halle 9, Stand 313

**ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN**  
Früher Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte BROSCHÜRE EF 12491

*Schramm* LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



Für  
absturzgefährliche Arbeiten

*Alpica*

**FANGNETZE** Ges. gesch.  
zur Unfallverhütung und Einsparung von Gerüstholz

Für Lehrgerüste, Dachkonstruktionen, Werkshallen, Bahnhofshallen, Lok-Schuppen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an Werkshallen und Eisenkonstruktionen, (Stahlgerüste), Traversen für Hochspannungsmasten, Brückenbauten, Sicherungsmaßnahmen bei Brückenkränen

Standard-Spannweiten: 5x5, 5x10, 10x10, 10x20 m

**ALPICA NETZFABRIK**

Thilo Hoffmann, Schlotheim / Thüringen  
Seit 70 Jahren