

# DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 14. April 1939

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Straßentunnel und seine Ausrüstung.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart.

Der Straßentunnel wird entsprechend den wachsenden Abmessungen der Straßen selbst auch an Breite und Höhe zunehmen. Auch hier werden Unterschiede zwischen den Landstraßen, Stadtstraßen und den Autobahnen festzustellen sein, die sich auch in gewissem Umfange auf die Ausrüstung dieser Tunnel mit künstlicher Beleuchtung und Entlüftung erstrecken.

### Tunnel im Zuge von Landstraßen.

Sie sind nur im Gebirge anzutreffen<sup>1)</sup>. Ihre Abmessungen haben sich denen der Gebirgsstraßen angepaßt und sind daher beschränkt. Sie sind nur in Ausnahmefällen Scheiteltunnel, wie bei der Eisenbahn, um einen Gebirgsstock weit unterhalb der Paßhöhe zu durchstoßen, sondern meist Galerien, die an steilen Wänden zum Schutze gegen Steinschlag und Lawinen angelegt werden. Gelegentliche Fensterausbrüche geben ihnen Luft und Licht. Die Frage, ob ein Einschnitt oder ein Tunnel angelegt werden soll, ist im Straßenbau wohl seltener gestellt worden, hat aber Bedeutung gewonnen, worüber später noch gesprochen wird.

In dem sehr standfesten Urgestein hat man zum Teil auf eine Auskleidung verzichtet oder sich mit einer Betonauskleidung gegen Ausbrechen des Gesteins oder mit Torkretputz begnügt. Der Wawona-Tunnel (Abb. 1), der im Nationalpark (Kal.) liegt, hat bereits eine lichte Breite von 8,4 m bei 7,2 m Fahrbahnbreite. Der Ausbruch beträgt ohne Auskleidung 43,8 m<sup>2</sup>, mit Auskleidung 50 m<sup>2</sup>.

Eine große Anzahl anderer Straßentunnel im Westen der VStA, die sowohl vom Bureau of Public Roads, wie von dem Staate Kalifornien gebaut sind, zeigen die gleichen Abmessungen, so daß diese Form als eine Regelform angenommen werden kann. Der Wawona-Tunnel hat eine Länge von 1290 m, nach dem Tunnel im Zion Nationalpark mit 1700 m Länge bei 6,10 m Fahrbahnbreite (Abb. 2) der längste Straßentunnel.

Mit diesen Querschnitten sollen einige neuere Straßentunnel in Europa verglichen werden. Am nächsten kommt der amerikanischen Form derjenige der Olympiastraße München—Garmisch-Partenkirchen bei Eschenlohe (Abb. 3)<sup>2)</sup>. Die Abmessungen sind aber etwas größer. Bei 8,4 m Fahrbahnbreite ist die lichte Breite 10 m, die Höhe 5,70 m;

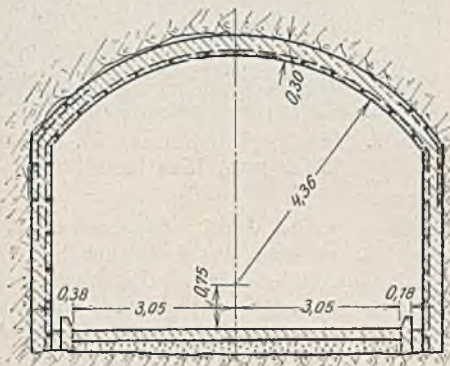


Abb. 2. Tunnel im Zion Nationalpark in VStA.

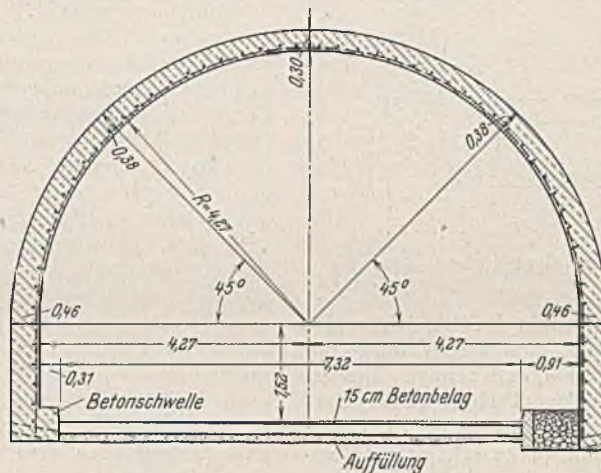


Abb. 1. Wawona-Tunnel in Kalifornien.

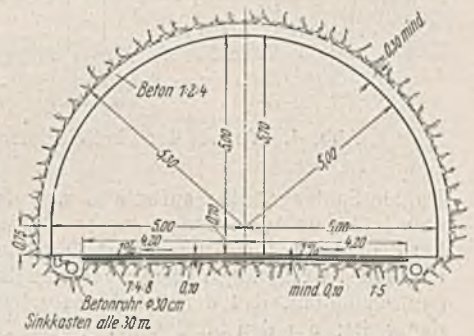


Abb. 3. Tunnel der Olympiastraße bei Eschenlohe.

Für die Tunnelanlage spricht die günstigere Linienführung im Grundriß — Vermeidung vieler Krümmungen —, Abkürzung der Strecke. Soweit keine besonderen Vorkkehrungen für die Beleuchtung und Lüftung zu treffen sind, werden die Unterhaltungskosten ermäßigt. Das gilt aber nur in beschränktem Maße, weil die Tunnel meist feucht sind und darunter die leichten Fahrbahnen leiden. Schneebeseitigung wird allerdings erspart. Wo ein Geländeanschnitt aus Gründen der geologischen Beschaffenheit, zur Verhinderung der Erosion oder zur Erhaltung des Landschaftsbildes nicht zugänglich ist, bleibt keine andere Wahl, als einen Tunnel anzulegen. Nach amerikanischen Erfahrungen wird ein Tunnel gegenüber dem Einschnitt wirtschaftlich bei einer Überdeckung von etwa 24 bis 30 m, bei einer Mindestlänge von 24 m, wenn für die Ausgestaltung der Tunnelmündungen 4000 s angesetzt werden.

Die Querschnittform des Tunnels wird bedingt durch die Abmessungen der Fahrzeuge, Zahl der Fahrspuren und die Art des durchfahrenen Gebirges. In schwimmendem Gebirge, bei meist lotrechten Drücken, wird das Scheiteltgewölbe überhöht, der Querschnitt wird aus statischen Gründen eiförmig. Bei größeren Tiefen ist eine kreisrunde Form angebracht, ebenso in standfestem Gebirge, die bei großer Breite der Fahrbahn auch ein flaches Tonnengewölbe sein kann, wie es auch bei Kanaltunneln üblich ist. Da die Querschnittsform den Tunnelausbruch bestimmt, beeinflußt sie in hohem Maße auch die Baukosten. Ausgegangen wird von den Bedürfnissen des Verkehrs. Es sollen daher einige Querschnittsformen älterer und neuerer Straßentunnel hier gegenübergestellt werden.

Die Entwicklung des Straßennetzes im Westen der VStA, an Stelle der Erschließung durch die Eisenbahnen, hat in den gebirgigen Strecken zur Anlage einer großen Anzahl bedeutender Tunnelbauwerke geführt<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Im Mittelgebirge werden nur sehr selten Tunnel notwendig werden. Im Jahre 1835 ist im Ahrtale der heute noch bestehende Straßentunnel angelegt worden. Er ist 61 m lang, 6,3 m breit und 5,7 m hoch.

<sup>2)</sup> Public Roads, Vol. 19, Nr. 7.

der Tunnelausbruch einschließlich der mindestens 30 cm Verkleidung beträgt 52,6 m<sup>2</sup>. Dagegen haben die beiden Tunnel der Großglockner-Hochalpenstraße geringere Abmessungen<sup>4)</sup>. Die Fahrspurbreite von 2,70 m (Abb. 4) entspricht der Breite der Straße selbst und der für diese Gebirgsstraße angenommenen größten Wagenform (Omnibus). Die Anordnung der Verkehrsfläche bei sparsamster Form des Querschnitts muß als sehr zweckmäßig angesehen werden. Denn der Tunnelausbruch beträgt in den Abschnitten, die ein 35 cm dickes Scheiteltgewölbe und Widerlager von 50 bis 60 cm Dicke als Verkleidung haben, nur 37,8 m<sup>2</sup>. Die geringe Fahrbahnbreite ist nur zulässig, weil es sich um Touristenstraßen handelt und die Tunnelstrecken kurz sind. Die Tunnel der Autocamionale Genua—Valle del Po, die für Lastkraftwagenverkehr ausgebaut sind, haben eine lichte Verkehrsöffnung von 62 m<sup>2</sup> über der Fahrbahn (Abb. 5)<sup>5)</sup>.

<sup>3)</sup> Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., XII. Bd., S. 323.

<sup>4)</sup> Die Straße 1935, Heft 10, S. 379.

<sup>5)</sup> Bautechn. 1937, Heft 46, S. 594.

### Zusammenstellung 1. Abmessungen ausgeführter Straßentunnel.

Tunnel	Fahrbahnbreite m	Tunnel l. Breite m	Freie Fläche m <sup>2</sup>	Vollausbruch m <sup>2</sup>	Bemerkungen
Wawona . . . . .	8,4	9,6	43,0	50,0	für jede Richtung ein Tunnel
Zion Nationalpark . . . . .	6,0	6,86	31,2	37,6	
Eschenlohe . . . . .	8,4	10,0	46,8	52,6	
Großglocknerstraße . . . . .	5,4	7,5	29,75	37,8	
Littoria . . . . .	9,0	10,3	62,0	114,6	
Engelberg—Reichsautobahn . . . . .	zweimal 7,5	10,125	—	zweimal 145,0	
Waldo Zufahrt, Golden Gate-Brücke, San Franzisko . . . . .	12,8	14,27	101,4	130,0	

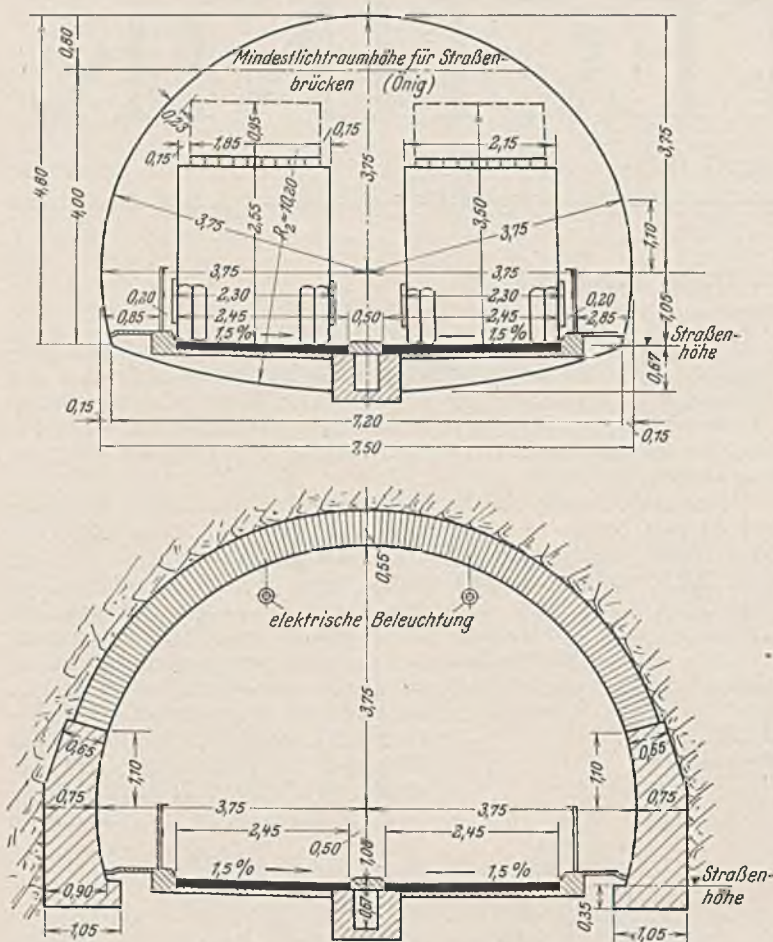


Abb. 4. Tunnel der Großglockner-Hochalpenstraße.

Da sie Sohlengewölbe aufweisen, weil das Gestein brüchig ist, mußte eine kräftigere Ausmauerung angewendet werden, so daß der Vollausschub bei dem mit Lüftung versehenen Querschnitt 114,6 m<sup>2</sup> beträgt. Die geringeren Abmessungen der amerikanischen Tunnel sind wohl darauf zurückzuführen, daß der Anteil des schweren Lastkraftwagens dort geringer ist; auf den Straßen der großen Nationalparke scheidet er überhaupt aus.

Die Zusammenstellung 1 gibt eine Übersicht über die neuesten hier behandelten ausgeführten Straßentunnel bezüglich ihrer Fahrbahnbreite, lichten Querschnitt und Vollausschub.

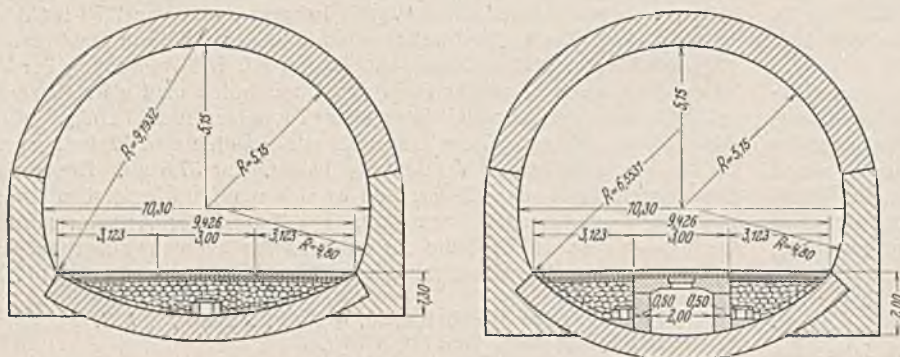


Abb. 5. Tunnel der Autocamionale Genua—Valle del Po.

In der Reichsstraßenverkehrsordnung wird eine Höhe von 4 m gefordert. Die DIN 1071 (Deutsche Norm für die Straßenbrücken) sieht sogar eine Höhe von 4,5 m vor. Diese sollte im Tunnel etwa in dem gleichen lichten Querschnitt zur Verfügung stehen wie bei Straßenbrücken, wenn mit schwerem Lastkraftwagenverkehr oder mit Omnibusverkehr zu rechnen ist. Dann würde sich ein Regelquerschnitt nach Abb. 6 ergeben. Es muß eine ausreichende Höhe vorhanden sein, um verunglückte Wagen heben zu können, auch für die Lüftung ist ein höherer Querschnitt von Vorteil.

**Städtische Tunnel.**

Diese Abmessungen reichen für städtische Tunnel nicht aus. An dieser Stelle sollen die städtischen Unterwassertunnel nicht behandelt werden, wie die unter der Elbe bei Hamburg, Schelde—Antwerpen, London, Liverpool, New York und San Franzisko, weil über sie eine be-

sondere Arbeit vorliegt<sup>6)</sup>. In hügeligen Städten haben sich Tunnel in Straßenhöhe zur Verbindung einzelner Stadtteile zur Vermeidung größerer Umwege oder verlorener Steigungen wiederholt als notwendig erwiesen, z. B. Stuttgart (Schwabtunnel), Rom, Genua, Pittsburgh, San Franzisko, Los Angeles. Diese Anlagen stellen nun besondere Anforderungen an die Abmessungen und die Ausrüstung. Solche Tunnel sind nur vertretbar zur Durchführung von Hauptverkehrsstraßen, die an und für sich schon erhebliche Breiten haben, die ungeschmälert in dem Tunnel fortgeführt werden müssen. Allenfalls können die Gehbahnen eingeschränkt werden; die Fahrbahnen müssen ihre volle Breite behalten. Die Straßendurchbrüche in Tunnelform der letzten 10 Jahre in Genua (Abb. 7) und Rom haben daher eine Breite von 15 bis 16,5 m, besonders wenn sie wie z. B. der Traforotunnel durch den Quirinalhügel in Rom Straßenbahngleise haben aufnehmen müssen.

Straßenbautechnisch stellen solche Tunnel starken und gemischten Verkehrs besondere Anforderungen. Die Pflasterung muß mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden, denn im Tunnel bildet sich Feuchtigkeit, z. B. Schwitzwasser, das die Schlüpfrigkeit begünstigt. Bei Trockenheit entsteht Staub, der nicht abgeführt werden kann. Deckenarten, die durch die Luftreifen poliert werden, spiegeln das Licht der Leuchtquellen wieder, was die Sicht im Tunnel behindert. Unbedingt muß auch auf Geräuscharmheit der Pflasterung gesehen werden. Holz hat sich nicht bewährt, da es in der Feuchtigkeit fault, sich schnell abnutzt und dann uneben wird und die Erschütterung beim Befahren lästige Geräusche verursacht, obwohl es an sich staubarm scheint und seine Oberfläche stumpf ist. Ein geeignetes Pflaster scheint Gummi zu sein, ist aber teuer. Allerdings hat eine Probestrecke aus Gummipflaster im Mersey-Tunnel in Liverpool wegen Schlüpfrigkeit der Oberfläche nicht



Abb. 7. Genua. Vitt. Emanuel III.-Tunnel. 275 m lang, 15 m breit.

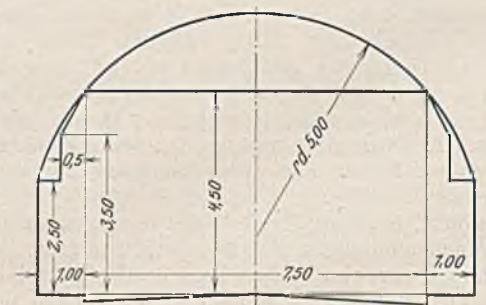


Abb. 6. Umgrenzung des lichten Raumes für Brücken auf Tunnel angewendet.

befriedigt. In Italien haben sich gepreßte Stampfasphaltplatten, die in Bitumenmörtel verlegt sind, gut gehalten. Auch Zementbeton ist angewendet, der aber einen Überzug aus asphaltgebundenem Porphyrsplitt erhalten hat, der kräftig abgewalzt ist. Die Oberfläche ist rau, widerstandsfähig, stumpf und staubarm. Auch die Tunnelwände dürfen nicht spiegeln.

Noch nicht genügend berücksichtigt ist bisher die Minderung der Geräusche. Denn durch diese Tunnel werden Straßenbahnen und auch Gespannfuhrwerke geführt, die starke Geräusche erzeugen. Das Gewölbe müßte eigentlich so angelegt werden, daß die Schallwellen, deren Erregerpunkte etwa in der Mitte der jeweiligen Fahrspuren anzunehmen

<sup>6)</sup> Kress, Richtlinien für die Bearbeitung von Autotunnels. (Diss. Stuttgart).

sind, nicht mehrmals gebrochen werden, sondern in einen Punkt zusammengeführt und dort sich gegenseitig vernichten. Da die Gewölbeform sich aber nach statischen Gesichtspunkten und dem Raumbedarf ergibt, wird das undurchführbar sein und nichts anderes übrigbleiben, als

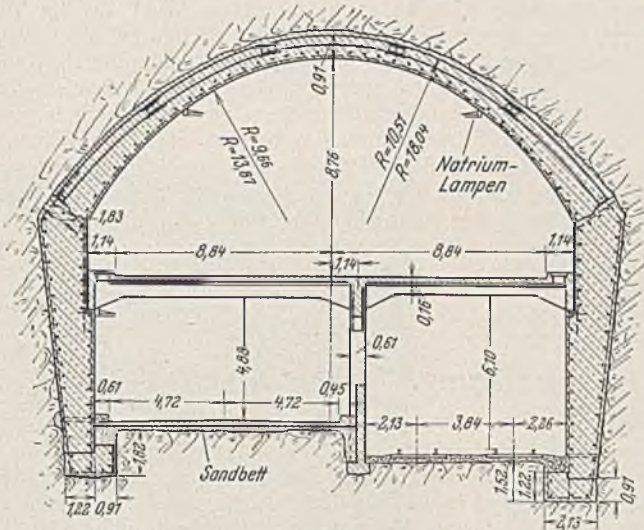


Abb. 8. Yerba-Buena-Tunnel der San Franzisko—Oakland-Bay-Brücke.

möglichst geräuschlose Fahrbahndecken anzuwenden und die Tunnelwände mit schalldämmenden Stoffen auszukleiden. Bei dem dichten Wagenverkehr kann bei größerer Länge des Tunnels auf Lüftung nicht verzichtet werden, woraus sich wieder besondere Formen für den Querschnitt ergeben, worüber noch später Angaben gemacht werden. Städtische

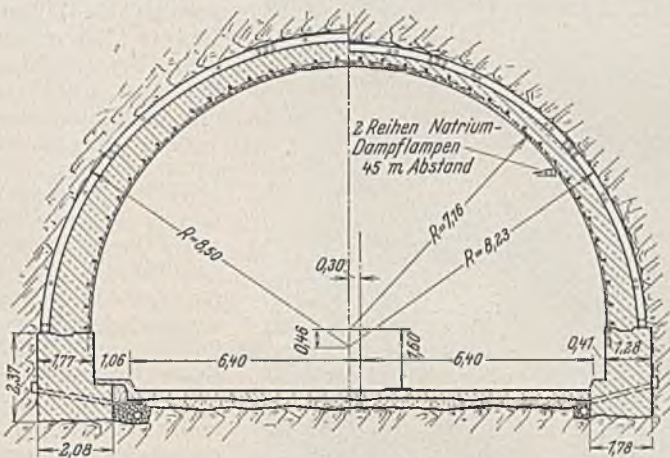


Abb. 9. Tunnel der Zufahrtstraße der Golden-Gate-Brücke in San Franzisko.

Straßentunnel von ungewöhnlichen Abmessungen mußten im Zusammenhang mit den gigantischen Verkehrsanlagen und Brückenbauwerken, die San Franzisko mit der Umgebung verbinden, erstellt werden, die trotz ihrer Breite als ein Bauwerk ausgeführt werden konnten, weil die durch-



Abb. 11. Straßentunnel in Kalifornien. Aus California Highways and Public Works, November 1938.

fahrenen Gebirge festerer Granit sind. Die Straßenführung im Zuge der San Franzisko—Oakland-Bay-Brücke durchbricht die Yerba Buena-Insel in einem zweigeschossigen Tunnel von 165 m Länge mit bisher noch nicht bekannten Abmessungen (Abb. 8), und ebenso mußte die Zufahrtstraße zur Golden-Gate-Brücke durch einen 305 m langen Tunnel gelegt werden, dessen lichte Breite in Fahrbahnhöhe 14,22 und 8,76 m betragen (Abb. 9).

Ganz ungewöhnliche Abmessungen ergeben sich dann, wenn die Tunnelröhren noch mit Lüftungseinrichtungen versehen werden müssen, die bei Straßentunnel am besten im oberen Sektor der Gewölbe untergebracht werden können. Der fast 1 km lange städtische Tunnel in Oakland (Kal.) — eine Wohnstadt von San Franzisko — besteht aus je einer Tunnelröhre für jede Richtung, die wegen des starken Verkehrs

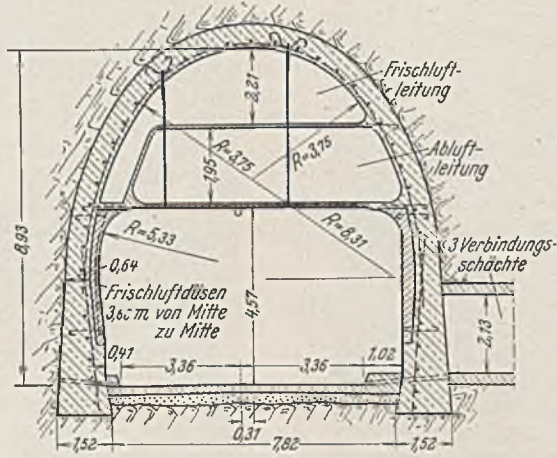


Abb. 10. Oakland-Tunnel San Franzisko für eine Fahrtrichtung.

und wegen der bedeutenden Länge künstlich belüftet werden muß (Abb. 10). Da mürber Schleier durchfahren wird, ist die Überhöhung des Gewölbes aus konstruktiven Gründen notwendig gewesen, so daß der Raum für die Lüftleitungen ohne weiteres zur Verfügung stand, deren Abmessungen aus der Luftmenge, die umlaufen muß, gegeben sind, wofür später noch Rechnungsunterlagen gebracht werden.

#### Tunnel oder Einschnitt?

Auch bei Straßentunneln wird oft die Entscheidung zu treffen sein, ob ein Einschnitt oder ein Tunnel wirtschaftlicher oder zweckmäßiger ist. Die Vorteile des Tunnels sind schon zuvor aufgezählt worden. Der Einschnitt ist im Winter schwer oder bei höherer Lage gar nicht schneefrei zu halten. Dagegen ist festzustellen, daß der Verkehr, wie noch später behandelt wird, die Fahrt im Tunnel nicht besonders schätzt. Auch die Beleuchtung und Lüftung erfordern bedeutende Anlage- und Unterhaltungskosten. Selbst sehr tiefe Einschnitte, für die sich bei Eisenbahnlinien bereits

Tunnel als günstiger erweisen, können bei Straßen noch vorteilhaft sein, so daß man kürzlich sogar auf einer verkehrsreichen Staatsstraße in Kalifornien einen Straßentunnel beseitigt und dafür einen tiefen und breiten Einschnitt angelegt hat (wie auch an der südlichen Einfahrt zum Bahnhof Mainz und an anderen Stellen). Die Straße durchstieß eine Wasserscheide mit einem im Jahre 1910 erbauten Tunnel von 132 m Länge, der nur eine Breite von 5,35 m hatte, dunkel war und in einer S-Kurve lag. Weil die Fahrzeuge ihn nur mit geringer



Abb. 12. Einschnittarbeiten zur Beseitigung eines Straßentunnels in Kalifornien. Aus California Highways and Public Works, November 1938.

Geschwindigkeit durchfahren konnten, zumal er auf beiden Seiten Rampen von 6% hatte, sammelten sich zeitweilig Wagenreihen bis zu 2 km in den Hauptverkehrsstunden vor den Einfahrten an. Die Besetzung dieses dem Verkehr nachteiligen Engpasses wurde nach eingehenden Studien darin gefunden, an Stelle des nicht mehr leistungsfähigen Tunnels einen Einschnitt herzustellen, weil der tägliche Verkehr von 20 000 Fahrzeugen, mit einer Verkehrsspitze von 3000 stündlich, eine vierspurige Fahrbahn mit 1,2 m breiten Trennstreifen in der Mitte erforderte, Gesamtbreite 19,5 m (Abb. 11). Bei solchen Abmessungen ist der Einschnitt, selbst bei großen Tiefen, immer wirtschaftlicher als die Untertunnelung, selbst wenn 210 000 m<sup>3</sup> Boden zu bewältigen sind. Die örtliche Lage und der Umfang der Arbeit können aus Abb. 11 beurteilt werden.

Die Schwierigkeit besteht bei Einschnittböschungen von solcher Höhe im Abbau der Bodenmassen, der im Strossenbau nicht vorgenommen werden konnte. Die Bagger haben auf der Einschnittsohle gestanden,

und der Boden ist ihnen mit Raupenpflügen zugeschoben worden. Eine solche Betriebsweise ermöglicht große Leistungen (Abb. 12).

Bei geschichteten Bodenarten, die zu Rutschungen neigen, oder bei denen durch die Anlage des Einschnittes Rutschungen ausgelöst werden können, bleibt unter Umständen keine andere Wahl als ein Tunnel, wenn man nicht überhaupt vorzieht, solchen Stellen aus dem Wege zu gehen und die Linie zu verlegen. Denn die Bauausführung eines solchen Tunnels, auf den die Schichten einseitigen Gewölbedruck ausüben können, oder wenn sie in der Tunnelachse einfallen, einen Längsschub ausüben, ist mit den größten Schwierigkeiten verbunden. (Zeller, Bahnbau im Rutschgebiet, Bautechn. 1924, S. 599.)

Die Entscheidung, ob offener Einschnitt oder Tunnel, wird mit der Zunahme der Breite der Straßen und sobald es notwendig ist, solche Tunnel zu beleuchten und zu entlüften, immer mehr zugunsten des Einschnittes gefällt werden, ganz besonders bei den Tunneln für Kraftbahnen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die elektrochemische Bodenverfestigung.

Von Prof. Dr. Leo Casagrande, Berlin.

### I. Allgemeines.

Bei Anwendung von Elektroden aus Aluminium verfestigt sich toniger Boden zwischen den beiden Elektroden durch Absetzung von unlöslichen Al-Salzen unter gleichzeitiger Verringerung der Bodenfeuchtigkeit. Elektroden aus anderen Metallen oder aus Kohle trocknen den Boden durch einfache Elektrolyse langsam aus. Während ein mit Al behandelter Boden auch nach mehrjähriger Wasserlagerung keine zusätzliche Feuchtigkeit aufnimmt, mit anderen Worten die Verfestigung nicht rückgängig ist, erweicht oder zerfällt ein mit anderen Metallen erhärteter Boden nach kurzer Zeit. Die verfestigende Wirkung von Al-Elektroden konnte bisher ausnahmslos an allen untersuchten tonhaltigen Bodenarten erzielt werden. Durch die elektrochemische Behandlung ändern sich vor allem in augenfälliger Weise die physikalischen Eigenschaften wie folgt:

1. Der Wassergehalt nimmt wesentlich ab und bleibt auch nach mehrjähriger Wasserlagerung vollkommen unverändert erhalten. Bisher liegen einwandfreie Ergebnisse über dreijährige Wasserlagerung vor.

2. Die Verdichtungsfähigkeit plastischer Böden wird auf einen Bruchteil der des unbehandelten Bodens verringert. Die Setzung eines Gebäudes verringert sich nach elektrochemischer Behandlung somit auf einen Bruchteil der Setzung eines Bauwerks, das auf dem gleichen, jedoch unbehandelten Boden gegründet ist.

3. Der Reibungswinkel nimmt unter gleichen Versuchsbedingungen durch die Behandlung wesentlich zu. Bei fetten Tonböden beträgt die Zunahme des Winkels bis zu 30% und mehr. Erhöhter Reibungswinkel in Verbindung mit wesentlich verringertem Wassergehalt ist maßgeblich für die Bekämpfung von Rutschungen in tonigen Böden.

4. In der Umgebung der Elektroden lagern sich im Boden unlösliche Al-Salze ab. Bei Anwendung des elektrochemischen Verfestigungsverfahrens auf Pfahlgründungen kann solcherart die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles erhöht werden. Nach den Ergebnissen der bisherigen Großversuche kann mit einer Zunahme der Tragfähigkeit um mindest das Doppelte des unbehandelten Pfahles gerechnet werden, bei weichen Böden mit noch mehr.

Die Kosten der elektrochemischen Verfestigung setzen sich im wesentlichen aus den Strom- und Al-Kosten zusammen. Bei durchgehender Verfestigung ganzer Tonschichten ist der Stromverbrauch verhältnismäßig hoch. Er beträgt je nach dem Aufbau des Bodens und je nach der gestellten Aufgabe zwischen 30 und 300 kWh je m<sup>3</sup> zu verfestigenden Bodens. Für einen durchschnittlichen Strompreis von 10 Rpf je kWh und einen Zuschlag von 2 RM je m<sup>3</sup> Boden für Al und Arbeit betragen somit die Kosten je m<sup>3</sup> verfestigten Bodens zwischen 5 und 32 RM. Ungleich günstiger gestaltet sich die Wirtschaftlichkeit bei der Anwendung des Verfahrens auf Pfahlgründungen, da es hier nicht darauf ankommt, den gesamten Boden zwischen den Elektroden, sondern lediglich eine verhältnismäßig kleine Ringzone um den Einzelpfahl zu verfestigen. Die nach den bisherigen Erfahrungen an Großversuchen zur Erhöhung der Tragfähigkeit auf das Doppelte erforderliche Strommenge beträgt je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 3 und 6 kWh für jedes lfdm Pfahl und für mittlere Pfahldicken. Bei Annahme eines mittleren Strompreises von 10 Rpf je kWh betragen die gesamten, durch Anwendung des Verfestigungsverfahrens aufkommenden Kosten einschließlich Al und Arbeit für einen 10 m langen Holzpfehl etwa 10 bis 15 RM. Die Einsparung beträgt somit bei Anwendung der elektrochemischen Verfestigung in Verbindung mit Pfahlgründungen rd. das Zehnfache der aufgewendeten Kosten.

### II. Laboratoriumsuntersuchungen.

Das wichtigste Ergebnis der ersten vom Verfasser seit 1930 durchgeführten Untersuchungen über die Möglichkeit der Verfestigung toniger Böden unter Zuhilfenahme von Gleichstrom war die Tatsache, daß eine

bleibende Verfestigung nur dann eintrat, wenn die Anode aus Al bestand. Alle anderen Metalle sowie die Zuhilfenahme der verschiedensten chemischen Hilfsmittel (z. B. Al-Salze) hatten nur eine scheinbare Verfestigung zur Folge, die bei Wasserlagerung innerhalb mehr oder minder kurzer Zeit wieder verloren ging. An der Kathode, für die der Verfasser bei den ersten Versuchen in der Hauptsache Cu verwendete, zeigte sich keinerlei verfestigende Wirkung. Das Kupfer blieb an der Kathode auch nach langer Stromdurchführung vollkommen erhalten, während die Al-Anode stark verbraucht war und sich in Form einer un-

löslichen Al-Verbindung im Boden in der Umgebung der Elektrode abgelagert (Abb. 1). Die von Endell 1935 vorgenommenen Versuche bestätigten in vollem Umfang die Feststellungen des Verfassers und stellten sie durch Verwendung anderer Tonböden auf breitere Grundlage. Endell gab auch als erster eine verständliche Erklärung für den Verfestigungsvorgang, indem er die Rolle der austauschfähigen Basen im Tonboden erkannte und ihren Einfluß auf die Festigkeitserscheinungen besonders beschrieb<sup>1)</sup>.

Die vom Verfasser im Laufe der letzten Jahre durchgeführten Untersuchungen brachten noch weitere für die praktische Anwendung des Verfahrens wichtige Erkenntnisse:



Abb. 1. Ablagerung unlöslicher Al-Salze im Boden.

Aufnahmen: Dr.-Ing. Erlenbach, OBR Königsberg (Pr.).

1. Wird für beide Elektroden Al verwendet, so verfestigt sich der Boden nicht nur an der Anode, sondern auch an der Kathode.
2. Alle tonigen Böden ohne Ausnahme eignen sich zur elektrochemischen Verfestigung.
3. Die verfestigende Wirkung auf tonige Böden ist von Bestand und kann nicht rückgängig gemacht werden.

An der Klärung physikalisch-chemischer Einzelfragen haben im Verlauf der letzten Jahre außer Endell insbesondere Erlenbach, Bernatzik und Kumutat verdienstvollen Anteil gehabt. Erlenbach führte eine große Anzahl von Versuchen zur Verfestigung ganzer Tonkörper und zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Pfählen durch<sup>2)</sup>. Von besonderem Interesse mögen für den Praktiker zwei Proben von verschiedenartigen Tonböden sein, die aus größeren Bodenkörpern stammen, die vor etwa 3 1/2 Jahren elektrochemisch behandelt wurden und seither ohne die geringsten Anzeichen einer Zerfallerscheinung unter Wasser lagern (Abb. 2).

<sup>1)</sup> K. Endell, Beitrag zur chemischen Erforschung und Behandlung von Tonböden. Bautechn. 1935, Heft 18.

<sup>2)</sup> L. Erlenbach, Anwendung der elektrochemischen Verfestigung auf schwimmende Pfahlgründungen. Bautechn. 1936, Heft 19.

Die zeitweise Nachprüfung des Wassergehalts dieser Proben ergab, daß sie trotz der langen Wasserlagerung genau den gleichen Wassergehalt behalten haben wie am Ende der elektrochemischen Behandlung. Ein zu gleicher Zeit mit dem gleichen Boden durchgeführter Versuch mit Hilfe von Fe-Elektroden brachte eine scheinbare, wenn auch nicht zu vergleichende Verfestigung, die Proben zerfielen jedoch bei nachträglicher Wasserlagerung innerhalb kurzer Zeit.



Abb. 2. Elektrochemisch verfestigter Ton nach 3 1/2 jähriger Wasserlagerung.

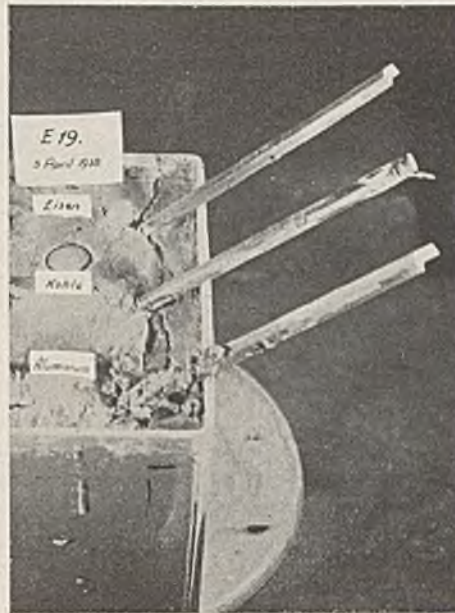


Abb. 3. Vergleichsversuch zwischen Aluminium, Kohle und Eisen.

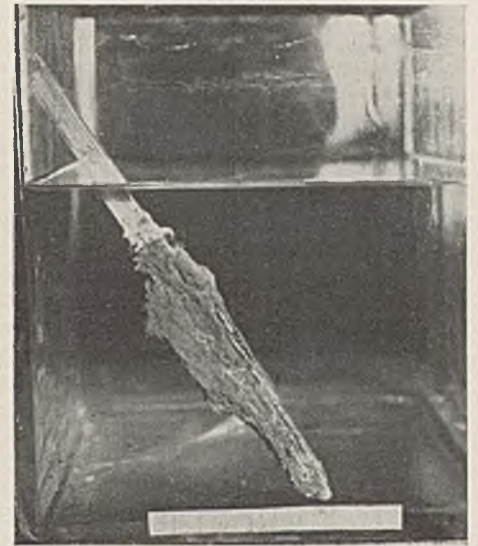


Abb. 4. Al-Pfahl nach 3 jähriger Wasserlagerung.

Abb. 3 zeigt die Wirkungsweise eines Vergleichsversuchs von Erlenbach nach gleichem Stromverbrauch und gleichen Elektrodenabständen mit Al, Fe und C. Beim Ziehen der Elektroden blieb der umgebende Boden am Aluminium haften, während die Kohle und das Eisen sich ohne verfestigte Schicht leicht aus dem Boden ziehen ließen. In Abb. 4 ist ein Al-Modellpfahl abgebildet, der vor 3 Jahren nach Versuchsende die 25fache Tragfähigkeit aufwies und nach dem Ziehen (nicht ausgegraben!) in Wasser gelagert wurde. Trotz Probelastung bis zum Bruch und nachträglichem Ziehen zeigt die verfestigte Zone noch keine Spur von Verwitterung.

Bernatzik<sup>3)</sup> beschreibt u. a. einen Versuch, bei dem 1 m<sup>3</sup> Tonboden elektrochemisch verfestigt wurde. Abgesehen von der rein äußerlichen Verfestigung ergab sich, daß der Reibungswinkel nach Beendigung der elektrochemischen Verfestigung von 23° auf 33° gestiegen war. Der Verdichtungsfaktor stieg für das Belastungsintervall von 1 bis 2 kg je cm<sup>2</sup>, von  $a = 0,055 \text{ cm}^2 \text{ je kg}$  auf  $a = 0,02 \text{ cm}^2 \text{ je kg}$ . Die Setzung eines Gebäudes würde demnach auf diesem Ton vor Verfestigung rund den dreifachen Betrag von der Setzung auf verfestigtem Ton ergeben haben.

Bei seinen Laboratoriumsuntersuchungen errechnete Bernatzik den Druck, der nötig war, um die gleiche Wasserbewegung im Versuchston hervorzurufen wie unter der „elektrischen Auflast“.

<sup>3)</sup> W. Bernatzik, Elektrochemische Bodenverfestigung, Sonderdruck aus dem Schlußbericht des Intern. Brückenbaukongresses. Berlin 1938, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.



Abb. 5. Vorbereitung der Alupfähle.

mit 5 bis 6 at. Mit anderen Worten kann die Verdichtung bzw. Setzung einer Tonschicht unter einem Bauwerk oder einer Pfahlgründung durch elektrochemische Behandlung auf schnelle Art vorweggenommen werden, so daß im Gegensatz zu unbehandeltem Ton unter einer aufgetragenen Last keinerlei oder nur geringe Setzungen zu erwarten sind.

Tafel 1.

Zustand	unbehandelt		behandelt <sup>1)</sup>		behandelt <sup>2)</sup>				
	un-gestört <sup>2)</sup>	gestört <sup>2)</sup>	un-gestört <sup>2)</sup>	gestört <sup>2)</sup>	un-gestört <sup>2)</sup>	gestört <sup>2)</sup>	gestört <sup>2)</sup> unter Wasserzugabe		
Wassergehalt bei Beginn des Verdichtungsversuchs in %	36,0	36,0	28,1	28,0	28,0	28,5	28,5	35,8	51,3
Belastung in kg/cm <sup>2</sup> . . . . .	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
Verdichtung in 1/1000 mm . . . . .	149	221	179	102	52	60	110	142	273

<sup>1)</sup> In ungestörtem Zustande elektrochemisch behandelt. — <sup>2)</sup> „Ungestört“ und „gestört“ beziehen sich auf den Zustand, in dem die Probe in das Verdichtungsgerät eingebracht wurde. — <sup>3)</sup> In gestörtem Zustande und bei 52 % Anfangswassergehalt der elektrochemischen Behandlung unterworfen.

Nach dem vorliegenden besteht kein Zweifel, daß auch zusätzliche Setzungen, die durch Störungen von Ton durch Pfahlrammung eintreten, auf diesem Wege vollkommen verhindert werden können. Selbstverständlich ist dabei, daß Tonschichten unterhalb der Pfahlsplizze, soweit sie nicht auch behandelt werden, durch zusätzliche Belastungen eine entsprechende Verdichtung erleiden.

In welchem Maße die elektrochemische Verfestigung mit Al die Setzung einer Tonschicht vorwegnimmt, ist in Tafel 1 in anschaulicher Weise gezeigt. Ähnliche Ergebnisse liegen auch von anderen Tonböden vor. Aus dem Vergleich verschiedener Zustandsarten desselben Tonbodens (Tafel 1) hinsichtlich der Verdichtung geht hervor, daß unter der gleichen Last von 3,2 kg/cm<sup>2</sup> der behandelte Boden, ähnlich wie auch beim Versuch von Bernatzik<sup>3)</sup>, nur noch etwa 30 % der Setzung des unbehandelten Bodens aufwies.

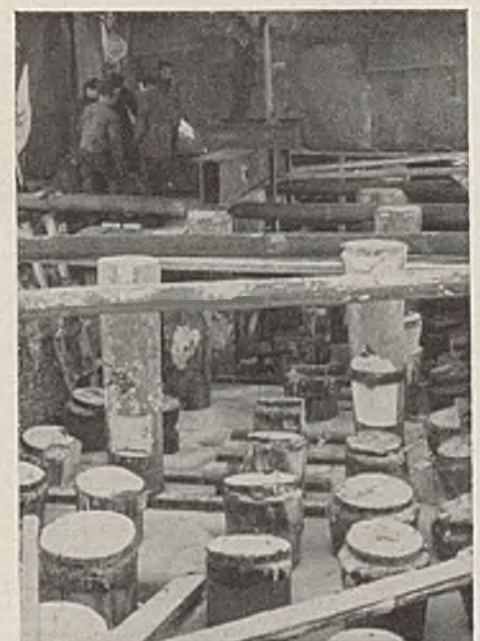


Abb. 6. Baustelle und Probelastung der Alupfähle.

III. Großversuche.

Obwohl der Nachweis, daß es grundsätzlich möglich ist, beliebig große Tonkörper zu verfestigen, durch eine große Anzahl von Versuchen erbracht ist, wurde bisher, möglicherweise infolge der verhältnismäßig hohen Kosten (5 bis 32 RM/m<sup>3</sup>), von der praktischen Anwendung abgesehen. Da für die Anwendung des Verfahrens auf Pfahlgründungen nur eine wesentlich kleinere Zone verfestigt zu werden braucht, dürfte die Anwendung der elektrochemischen Verfestigung auf Pfahlgründungen (kurz „Alupfahl“) insbesondere mit Rücksicht auf die hohe Rohstoff- und Kostenersparnis (zusätzliche Kosten für einen 10-m-Pfahl 10 bis 15 RM) an Bedeutung gewinnen.

Der erste Großversuch mit Alupfählen wurde vor einigen Jahren in tonigem Schluff von sehr weicher Beschaffenheit ausgeführt und sollte grundsätzlich die Wirksamkeit des Verfahrens prüfen. Die Zunahme der Tragfähigkeit betrug etwa bei günstigstem Stromverbrauch von 30 kWh je Pfahl von 8 t auf 36 t<sup>4)</sup>. Dieses Ergebnis war insbesondere mit Rücksicht auf die Tatsache, daß diesem Baugrund kaum eine zusätzliche Belastung zugemutet werden konnte, zufriedenstellend.

Vor etwa einem Jahre führte Grün & Bilfinger einen Großversuch zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Reibungspfählen im Rahmen des Brückenbaues über den Pregel bei Königsberg aus. Der Untergrund an der Brückenbaustelle besteht aus etwa 10 m Moor über einer mächtigen Ablagerung von schluffigem Mehlsand mit etwa 1% tonigen Bestandteilen. Der Brückenpfeiler, an dem der Versuch ausgeführt wurde, besitzt eine Gründung von 90 Holzpfählen in etwa 1 m Abstand voneinander und mit einer Länge von etwa 21 m, 40 cm oberem und etwa 25 cm unterem Durchmesser. Vier Pfähle im gegenseitigen Abstände von 2 m hielten bis 8 m Höhe eine Al-Ummantelung von 0,3 mm Dicke. Vier weitere Pfähle aus engster Nachbarschaft der Al-Pfähle und mit möglichst gleichen Abmessungen wie diese wurden ebenfalls Probebelastungen

<sup>4)</sup> L. Casagrande, Großversuch zur Erhöhung der Tragfähigkeit von schwebenden Pfahlgründungen durch elektrochemische Behandlung. Bautechn. 1937, Heft 1.

unterzogen, um einen Vergleich der Einsenkungen bei den einzelnen Laststufen zu ermöglichen. Die Probebelastung wurde mit Hilfe von Öldruckpressen und unter Benutzung der Nachbarpfähle als Zuganker durchgeführt. Von vier Al-ummantelten Pfählen wurden zwei unter Strom gesetzt, die anderen beiden ebenfalls als Vergleichspfähle benutzt. Die Vorbereitung der Pfähle ist aus Abb. 5, die Baustelle und Probebelastung aus Abb. 6 ersichtlich.

Tafel 2.

Last in t	Bleibende Einsenkung in mm									
	ohne elektrochemische Behandlung				nach elektrochemischer Behandlung Stromverbrauch in kWh					
	Holz-pfahl I	Holz-pfahl II	Holz-pfahl III	Holz-pfahl IV	Alupfahl V			Alupfahl VI		
				30	60	60 4 Monate später	14	60	60 4 Monate später	
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0
30	0	2	1	3	0	0	0	0	0	0
40	2	2	3	4	1	0	1	1	0	0
50	4	5	4	5	2	0	1	2	0	2
60	7	10	3	7	3	0	1	2	1	2
70	8	12	6	9	3	0	1	2	3	2
80	14	24	7	10	4	0	2	4	5	2
90	14	24	7	7	3	1	2	4	5	2
100	17	27	—	—	5	—	1	7	7	2
110	16	—	—	—	—	—	—	8	6	2

Das Ergebnis dieses Großversuchs ist in Tafel 2 zusammengestellt. Obwohl aus technischen Gründen keine höheren Lasten aufgebracht werden konnten, kann man daraus mindestens auf die doppelte Tragfähigkeit schließen. Sieht man von den bei Sonderversuchen erforderlichen Nebenleistungen ab, so betragen für diesen Fall die zusätzlichen Kosten durch elektrochemische Verfestigung etwa 1 RM je lfdm Pfahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Gepanzerte Betonwälzelenke, -pendel und -rollenlager.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart.

Gepanzerte Betonwälzelenke<sup>1)</sup> (Abb. 1) und gepanzerte Betonpendel<sup>2)</sup> (Abb. 2) sind seit ihrer Erfindung wegen ihrer Vorteile wiederholt bei Brückenbauten verwendet worden. Die bemerkenswertesten Ausführungen aus neuerer Zeit, bei denen das Wälzelenk Verwendung fand, sind die Leinebrücke im Zuge der Reichsautobahn Hannover—Ruhrgebiet der OBR Hannover sowie die Brücke über den Neckarkanal bei Neckarrems.

Die Leinebrücke (Abb. 3) führt die Autobahn über das Tal der Leine in einem Vladoht mit acht Bogen hinweg, die alle als Dreigelenkbogenscheiben konstruiert sind, deren Stützweiten zwischen 29 und 35 m und deren Pfeil zwischen 3,30 und 4,25 m liegen; Die aufeinanderfolgenden einzelnen Bogen kragen rd. 1 m über das Kämpfergelenk bis zur Achse der 4 m dicken Mittelpfeiler aus, so daß jeweils die Anordnung von nur einer Kämpferfuge erforderlich wurde. Die Flügelmauern sind

eine zulässige Pressung nach Hertz von 425 kg/cm<sup>2</sup>. Die Krümmungshalbmesser der Kämpfergelenke betragen 2,50 m bzw. 2,00 m, des Scheitelgelenks 2,50 m bzw. 1,80 m.

Die Brücke über den Neckarkanal bei Neckarrems zeigt Abb. 7 im Längenschnitt und in der Ansicht und Abb. 8 im Lichtbild. Die ebenfalls

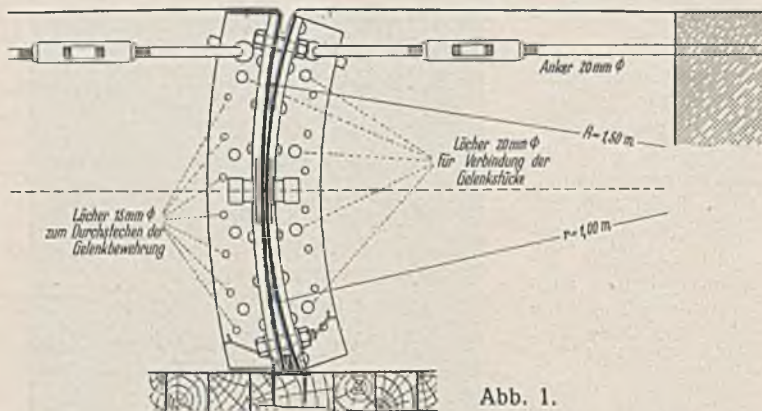


Abb. 1.

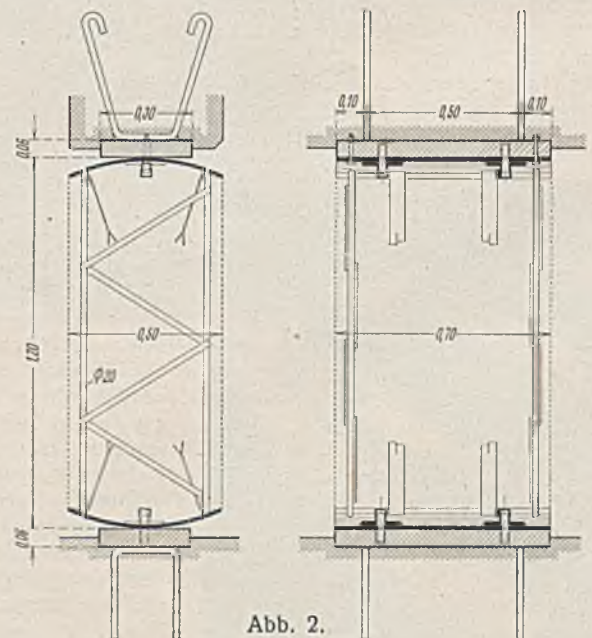


Abb. 2.

gleichfalls auskragend konstruiert. Die Anordnung der Kämpfergelenke über den Mittelpfeilern zeigt Abb. 4. Die nahezu vollendete Brücke, die eine Gesamtlänge von 270 m hat und in einem Bogen von 3000 m gelegen ist, gibt Abb. 5 wieder. Beachtung verdient die Querschnittsausbildung der Brücke nach Abb. 6 mit einer auf die ganze Länge der Brücke durchgehende Platte ohne jeden Querträger. Der größte Kämpferdruck der mittleren Scheiben beträgt 582,9 t oder 7,3 t/lfdm und der Scheiteldruck 504,8 t oder 5,05 t/lfdm. Die Gelenke sind berechnet für

als Bogenscheibe konstruierte Brücke hat eine Stützweite von 71,00 m und einen Pfeil von 11,71 m. Die Fahrbahnbreite der Brücke beträgt 7 m; die beiderseitigen Gehwege sind je 1 m breit (Abb. 7a). Die Berechnung des Tragwerks der Brücke wurde nach DIN 1075 für Brückenklasse I durchgeführt. Der größte Kämpferdruck beträgt 1153,73 t oder 6,07 t/lfdm, der größte Scheiteldruck 821,30 t oder 6,09 t/lfdm. Die als gepanzerte Wälzelenke ausgeführten Gelenke sind für eine zulässige Pressung nach Hertz von 432 kg/cm<sup>2</sup> berechnet. Die Gelenkbleche im Kämpfer und im Scheitel sind beide nach einem Halbmesser von 2,00 m bzw. 1,60 m gekrümmt.

An der Konstruktion des gepanzerten Betonwälzelenks hat sich, abgesehen davon, daß an Stelle der genieteten eine geschweißte Ausführung

<sup>1)</sup> Bautechn. 1933, Heft 48.  
<sup>2)</sup> Bautechn. 1934, Heft 51.

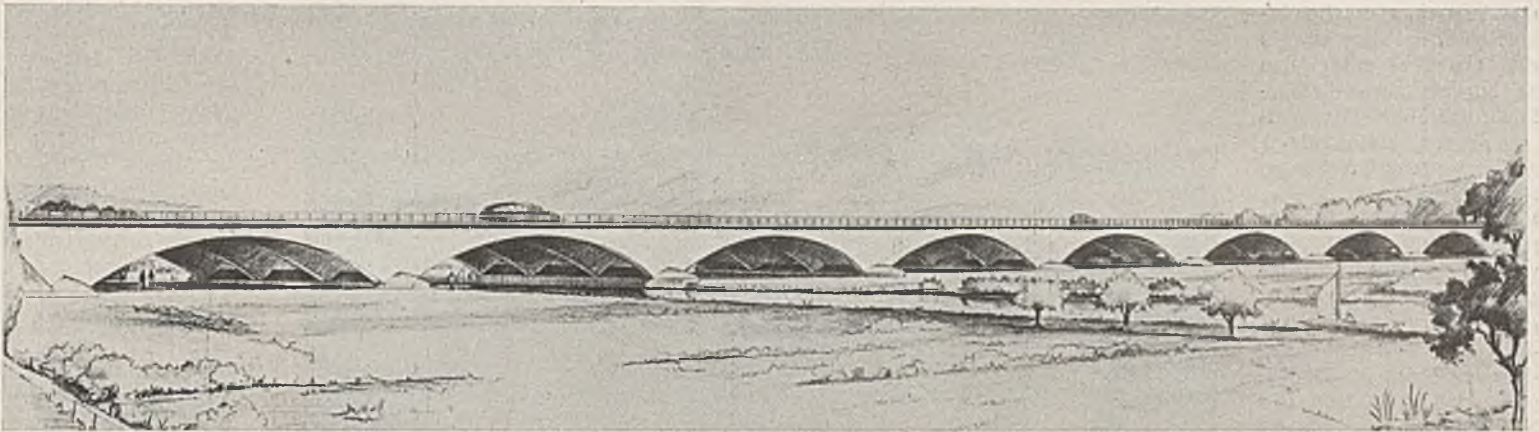


Abb. 3.

getreten ist, nichts geändert. Sein Anwendungsbereich konnte jedoch auch auf Pendelstützen, gelenkig gelagerte Stützenfüße von durchlaufenden Balkenbrücken auf elastisch drehbaren Stützen und auf Zweigelenkrahmen ausgedehnt werden. Während bisher die Lagerung der

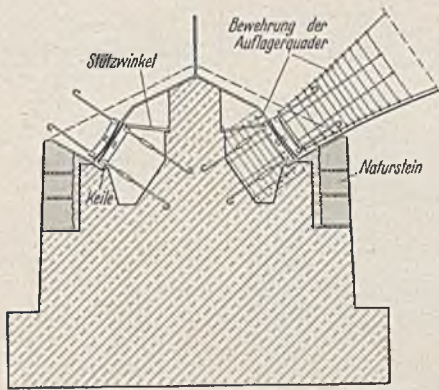


Abb. 4.



Abb. 5.



Abb. 7.

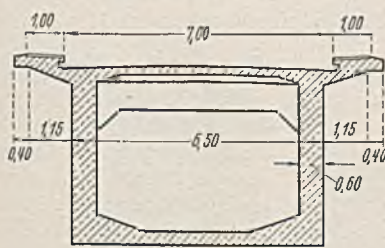


Abb. 7a.

Stützenfüße bei sorgfältiger Ausbildung in der Regel unter Zuhilfenahme von Stahlgußgelenken etwa nach Abb. 9 geschah, kann nunmehr der Stützenfuß in einwandfreier und stahlsparender Weise auch nach Art eines gepanzerten Wälzgelenks ausgebildet werden. Abb. 10 zeigt ein derartiges Wälzlager einer drehbar gelagerten Stütze im Längen- und Querschnitt. Die Gelenkbleche sind durch angeschweißte Flacheisen versteift.

wegen über die Reichsautobahn gebaut wurde, deren Stützenfüße mit dem beschriebenen Gelenk ausgeführt wurde. Die Pressung in der Berührungsbreite nach Hertz beträgt  $605 \text{ kg/cm}^2$  bei einem Halbmesser des gekrümmten Bleches von 3,50 m. Abb. 12 gibt die ausgeführte Brücke in der Ansicht wieder. Einen Zweigelenkrahmen mit Pendelstütze

An die Flacheisen angeschweißte Anker verbinden die Bleche fest mit dem Mauerwerk. Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte sind in der Regel in der Gelenkachse zwei Rollen angeordnet. Drei Stellschrauben halten die Bleche zusammen, so daß das Gelenk als Ganzes versetzt werden kann. Die Abdichtung des Gelenkes gegen Nässe und Verschmutzung geschieht besonders sorgfältig dadurch, daß, nachdem das Gelenk genau versetzt worden ist, die Ankerlöcher ausgegossen und die untere Lagerplatte sorgfältig unterstopft worden sind, ein oben und unten offener Blechkasten, der unten in eine Rille des Fundaments eingreift und vergossen wird, umgelegt und der Zwischenraum zwischen Kasten und Gelenk mit Bitumen ausgegossen wird. Nach Auslegen des später überstehenden Teils der Stütze mit Bitumen getränktem Kork wird die aufgehende Stütze betoniert.

Abb. 11 zeigt im Längsschnitt eine durchlaufende Balkenbrücke auf elastisch drehbaren Stützen, wie sie häufig zur Überführung von Feld-

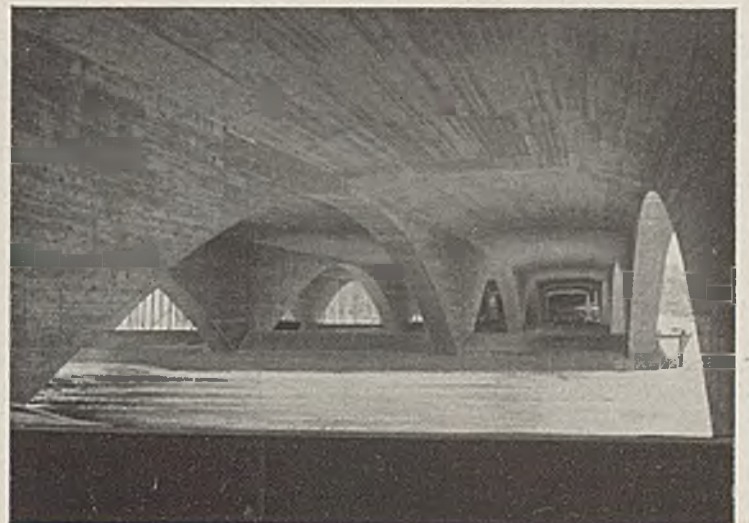


Abb. 6.

ebenfalls über die Reichsautobahn, bei dem sowohl die Gelenke unter den Stielen als auch die Gelenke der Mittelstützen als gepanzerte Betonwälzgelenke ausgeführt worden sind, zeigt Abb. 13 im Längenschnitt und Abb. 14 in der Ansicht. Die Gelenke werden mit  $570 \text{ kg/cm}^2$  nach Hertz bei der ungünstigsten Belastung beansprucht. Die Ausbildung der Fußgelenke ist dieselbe wie nach Abb. 10. Die Brücken nach Abb. 12 bis 14 wurden von der OBR. Stuttgart ausgeführt.

Beim gepanzerten Betonpendel, das neuerdings ebenfalls in geschweißter Ausführung geliefert wird, konnten stahlsparende Fortschritte bei der oberen und unteren Lagerplatte erzielt werden. Während bisher die Dicke der Lagerplatten aus dem Biegemoment um den Angriffspunkt der Last, herrührend von dem gleichmäßig verteilten Auflagerdruck, berechnet wurde, was zu erheblichen Plattendicken führte, wird nunmehr der obere und untere Teil des Pendels samt Lagerplatte als Wälzgelenk aufgefaßt und nach Hertz berechnet. Es empfiehlt sich jedoch, die ebene Platte mit Rücksicht auf die Steifigkeit beim Verlegen nicht dünner als 2 cm zu machen. Mit der zulässigen Beanspruchung der Pendel wird in der Regel nicht über  $750 \text{ kg/cm}^2$  hinausgegangen.



Abb. 8.

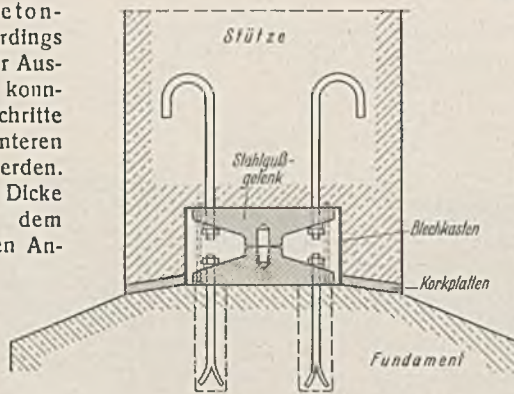


Abb. 9.

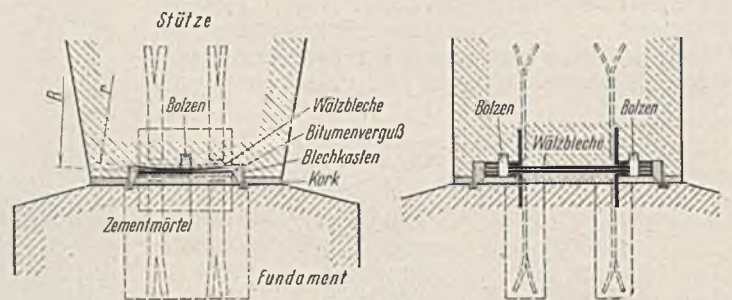


Abb. 10.

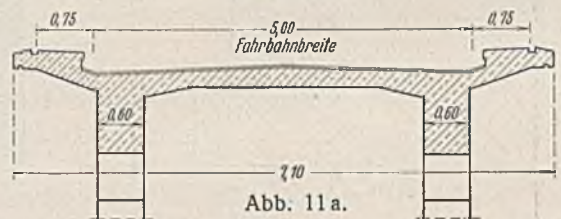


Abb. 11 a.

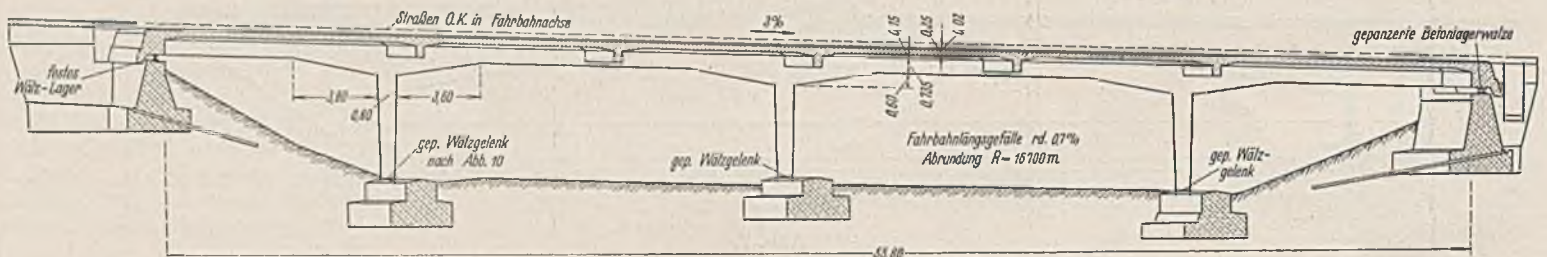


Abb. 11.

Das Abgehen von dem bisherigen Bemessungsverfahren der Auflagerplatten empfiehlt sich insbesondere auch bei durchlaufenden Balkenbrücken über den Zwischenstützen, da hier die in dem darüberliegenden Trägerteil vorhandenen Druckspannungen der Rissebildung entgegenwirken. So wurde beispielsweise bei einer durchlaufenden Balkenbrücke die obere Auflagerplatte des Pendels über der Zwischenstütze nur 2 cm dick gemacht gegenüber erforderlich 6,5 cm.

Der Aufruf des Führers zum Vierjahresplan hat den Verfasser in dem Bestreben, bei Rollenlagern Stahlguß einzusparen, veranlaßt, an Stelle von Stahlgußwalzen Mannesmann-Rohre zu verwenden, deren Hohlraum mit Beton ausgefüllt wird. Die Füllung aus hochwertigem Beton sollte dabei von der Stirnseite der Rohre her so verdichtet werden, daß

4. die zulässige Beanspruchung in der Berührungsbreite nach Hertz nicht überschritten wird.

Die nach Ziff. 1 u. 2 erforderliche Verdichtung, die mittels Wasserdrukpressen bewirkt wird, wird errechnet auf Grund der plastischen Formänderung des Betons durch Schwinden und Kriechen und nach der Airyschen Spannungsfunktion.

Auf Grund dieses Gedankenganges, der den Beifall von Prof. Dr. Mörsch und Prof. Graf gefunden hat, habe ich in Zusammenarbeit mit der Firma Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart einen Versuch durchführen lassen. Verwendet wurde ein nahtloses gezogenes Mannesmann-Rohr von 270 mm Durchm., 15 mm Wanddicke und 1 m Länge (Walze 1), sowie ein ebensolches von 7 mm Wand-

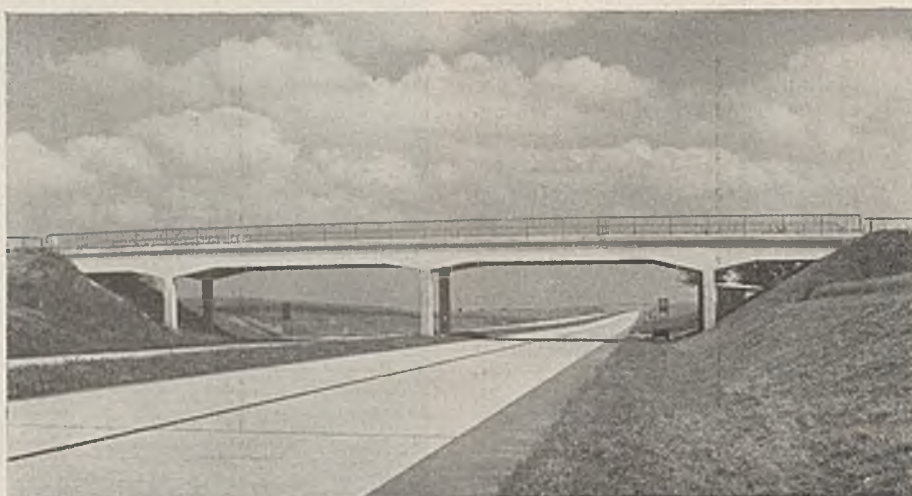


Abb. 12.



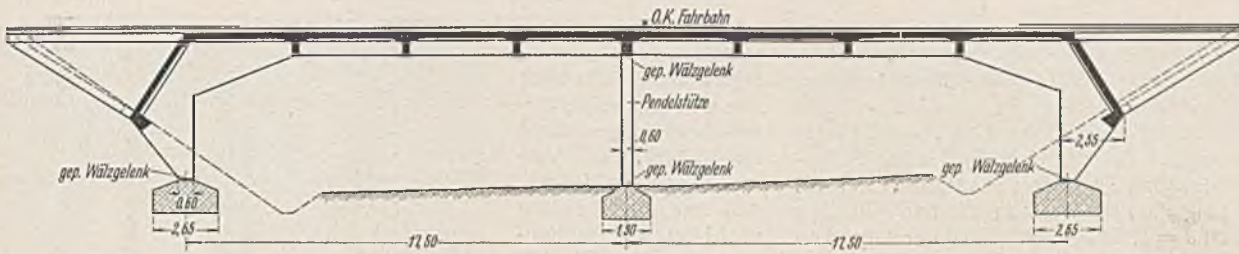


Abb. 13.

dicke (Walze 2). Die Füllung der Rohre bestand aus einem Beton aus Hartsplitt, Sand und Dyckerhoff doppelt stark feuchter Stelke. Nach dem Einbringen wurde der Beton gerüttelt, dann wurden die Pressen

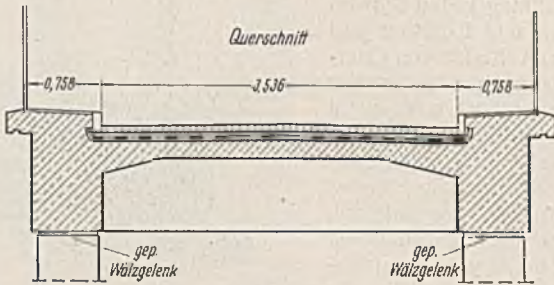


Abb. 13a.

an den Seiten der Rohre angesetzt und langsam bis auf den errechneten Druck gestelgert, wobei noch erhebliche Mengen Wasser austraten. Nach dem Abblinden und Erhärten wurden die lose eingelegten, mit Ausschnitten versehenen, seitlichen Abschlußdeckel angeschweißt und der Pressendruck abgelassen. Die so hergestellten Walzen wurden in der Materialprüfungsanstalt mittels der 1500-t-Presse einem Druckversuch unterworfen, wobei durch je drei Meßuhren an den beiden Langseiten der Walze und je vier Meßpunkte an den Endscheiben die Verformungen der Walze gemessen werden konnten. Das Ergebnis dieser Versuche war folgendes:

unter  $P = 500$  t sichtbares Verformen des Materials (Eindrücken der Walzenplatte) ein;  
unter  $P = 750$  t wurden die ersten Risse in dem Beton beobachtet, der in den Ausschnitten der Stirnschilde sichtbar war;  
unter  $P = 900$  t hatten sich die Stirnschilde soweit gewölbt, daß Streckfiguren sichtbar waren;  
unter  $P = 1050$  t wurde der Versuch mit Rücksicht auf die Prüfmaschine abgebrochen, ohne daß die Bruchlast des Probekörpers erreicht war.

Abb. 15 zeigt den Probekörper nach dem Versuch, Abb. 16 den Zustand des Betonkerns nach dem Entfernen des Mantels. Auffallend ist, daß der Beton in dem belasteten Teil keineswegs zermürbt ist, sondern sich plastisch verformt und die Formänderung des Mantels mitgemacht hat. An den Stirnwänden stützt sich der Beton gewölbeartig ab.

Das gute Ergebnis ließ von einem weiteren Versuch mit der Walze 1 mit dem 15 mm dicken Mantel Abstand nehmen. Diese Walze wurde zersägt, um die Druckfestigkeit des Betons festzustellen. Ein Teilstück, von dem der Mantel entfernt worden war, ergab bei einem Raumgewicht von  $2,57 \text{ kg/cm}^3$  eine Druckfestigkeit von  $813 \text{ kg/cm}^2$ . Ein anderes Teilstück mit Mantel, das in Richtung der Zylinderachse gedrückt wurde, zeigte bei  $P = 360\,000 \text{ kg}$  die ersten Streckfiguren im Mantel. Bei  $P = 550\,000 \text{ kg}$  wurden die Streckfiguren deutlicher sichtbar. Unter  $P = 950\,000 \text{ kg}$  betrug die Verkürzung 2 cm. Unter  $P = 1\,040\,000 \text{ kg}$  wurde der Versuch mit Rücksicht auf die Prüfmaschine eingestellt.

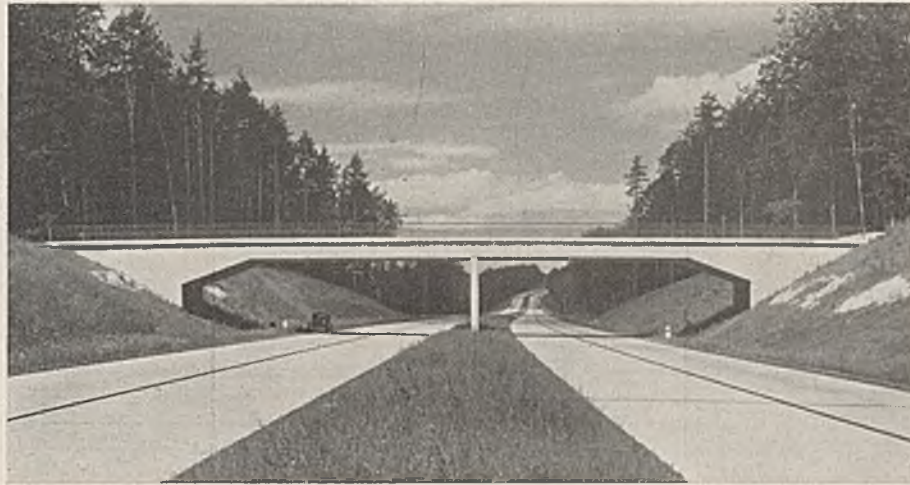


Abb. 14.

Der Probekörper war stark verformt, ohne daß er brach. Abb. 17 zeigt einen Querschnitt durch die Lagerwalze und läßt die vorzügliche Materialzusammensetzung der Betonfüllung erkennen.

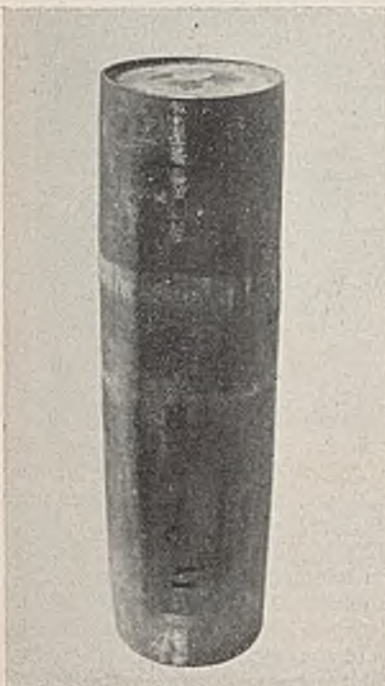


Abb. 15.

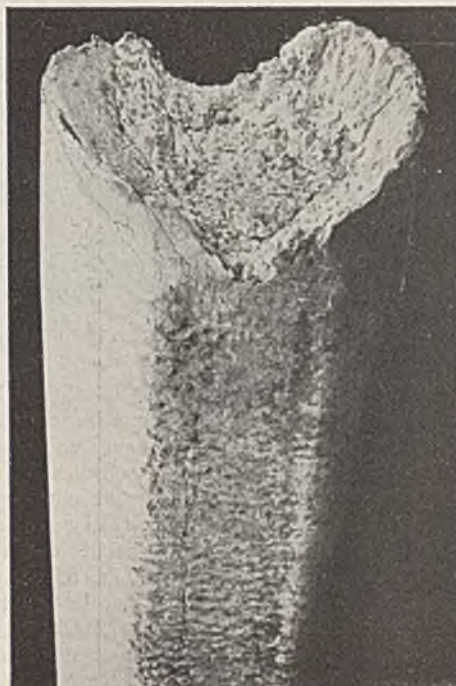


Abb. 16.

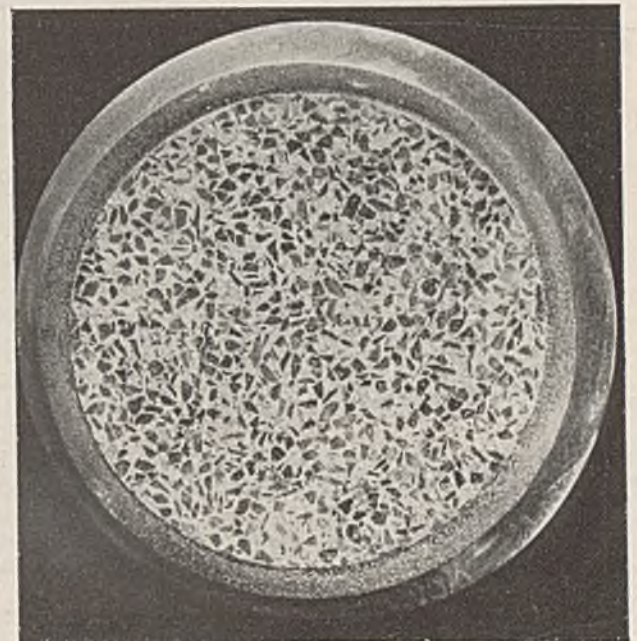


Abb. 17.

Faßt man das Ergebnis der Versuche zusammen, so ist festzustellen, daß die Lagerwalze eine Festigkeit aufwies, die alle Erwartungen übertraf. Bezeichnet man die Laststufe für  $P = 500\text{ t}$  oder  $6,25\text{ t/lfdcm}$ , bei der ein sichtbares Verformen des Mantels eintrat, als Risselast, so hätte die Rissesicherheit bei der als zulässig errechneten Last  $P = 96\text{ t}$  oder  $1,2\text{ t/lfdcm}$  allein das 5fache betragen. Bei der üblichen 2fachen Sicherheit könnte die Walze ohne Bedenken mit  $3,1\text{ t/lfdcm}$  beansprucht werden. Berechnet man bei dieser Belastung die nach Hertz auftretende Spannung im Mantel, so ergibt sich diese zu  $\sigma = 3980\text{ kg/cm}^2$ . Nach der Airyschen Spannungsfunktion beträgt die größte Betondruckspannung  $2895\text{ kg/cm}^2$ .

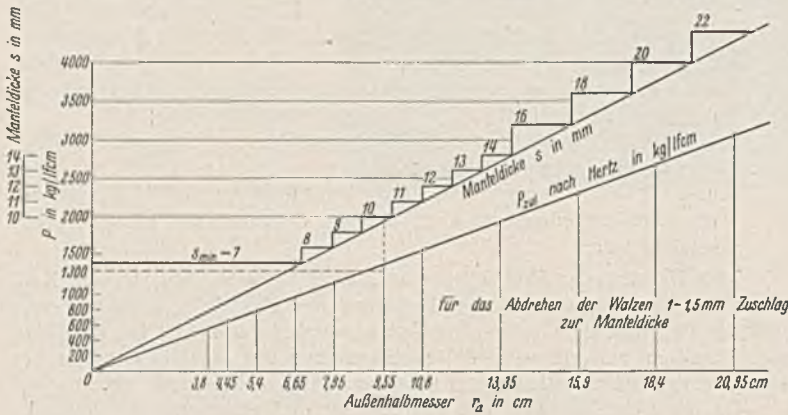


Abb. 18.

Diese rechnungsmäßig hoch erscheinende Spannung ergibt sich daraus, daß bei dieser Berechnung die Last als konzentriert eingesetzt wird, so daß weder die Belastungsbreite noch die verteilende Wirkung des Stahlmantels berücksichtigt wird. Eine Zugspannung tritt infolge der Vorspannung von  $76\text{ kg/cm}^2$  noch nicht auf. Durch die Überlagerung der Querspannung durch die Vorspannung verbleibt immer noch eine Druckspannung von  $3\text{ kg/cm}^2$ . Die im Stahlmantel herrschende Zugspannung ist nach Abzug der Vorspannung infolge Beendigung des Schwindens  $1396\text{ kg/cm}^2$ . Zu bemerken wäre noch, daß bei der geruften Walze das Verhaltnis von Manteldicke zum Walzendurchmesser nicht einmal das günstigste gewesen ist.

Außer den Rollen mit  $270\text{ mm}$  Durchm. wurden auch noch Rollen mit  $108$  und  $190\text{ mm}$  Durchm. geruft, die alle ein gleich gutes Ergebnis hatten. Aus diesen Versuchsreihen ist besonders das Ergebnis eines Vergleichversuchs zwischen einer beheizten Rolle und einer normal erhärteten Rolle hervorzuheben. Die erstgenannte Rolle wurde 2 Stunden lang mit Dampf von  $100^\circ$  beheizt, alsdann wurden die Deckel verschweißt.

Das Bemessungsverfahren für die Betonlagerwalze scheint nach den eingangs aufgeführten Bedingungen recht umständlich. Die Versuche ergaben jedoch, daß nur die Pressung nach Hertz und die Ringspannung im Mantel, herrrend von der Verdichtung gegen Schwinden und Kriechen und das Auftreten von Querspannungen unter der Belastung maßgebend für die Bemessung sind. Die Berücksichtigung der Druckspannung unter der Berührungslinie aus der Spannungsfunktion nach Airy kann unterbleiben, da in dem für die Anwendung der Lagerwalze in Frage kommenden Bereich Airy immer eine größere zulässige Beanspruchung als Hertz ergibt. Die Bemessung geschieht danach in der Weise, daß zunächst für den maßgebenden Auflagerdruck/lfdcm nutzbarer Walzenlänge der nach Hertz erforderliche Halbmesser  $r_a$  der Walze bestimmt wird; alsdann wird die Manteldicke so gewählt, daß die zulässige Ringspannung nicht überschritten wird. Sind Durchmesser und Manteldicke bestimmt, so kann der erforderliche Stempeldruck für die Verdichtung berechnet werden. Wird für die verschiedenen Durchmesser mit der zulässigen Hertzpressung der zulässige Auflagerdruck und gleichzeitig mit der zulässigen Ringspannung die zugehörige Manteldicke berechnet und trägt man das

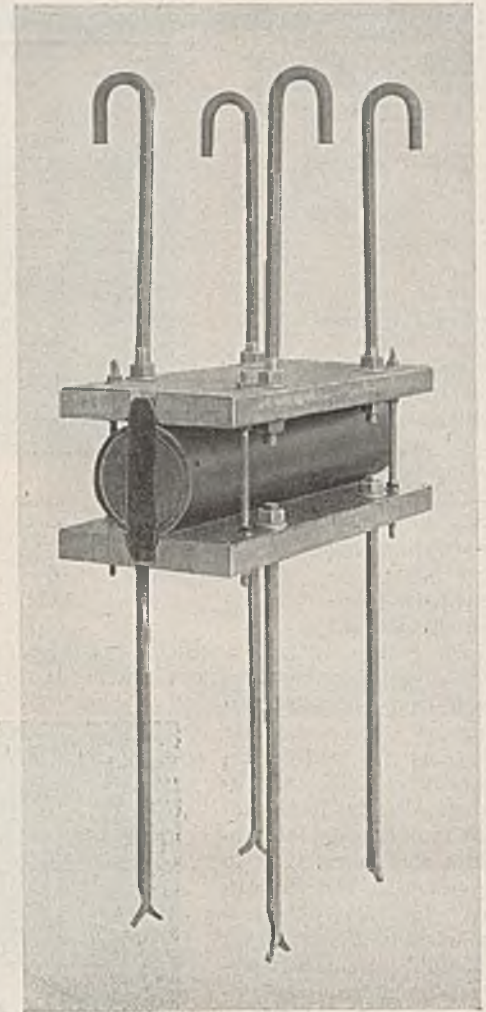


Abb. 19.

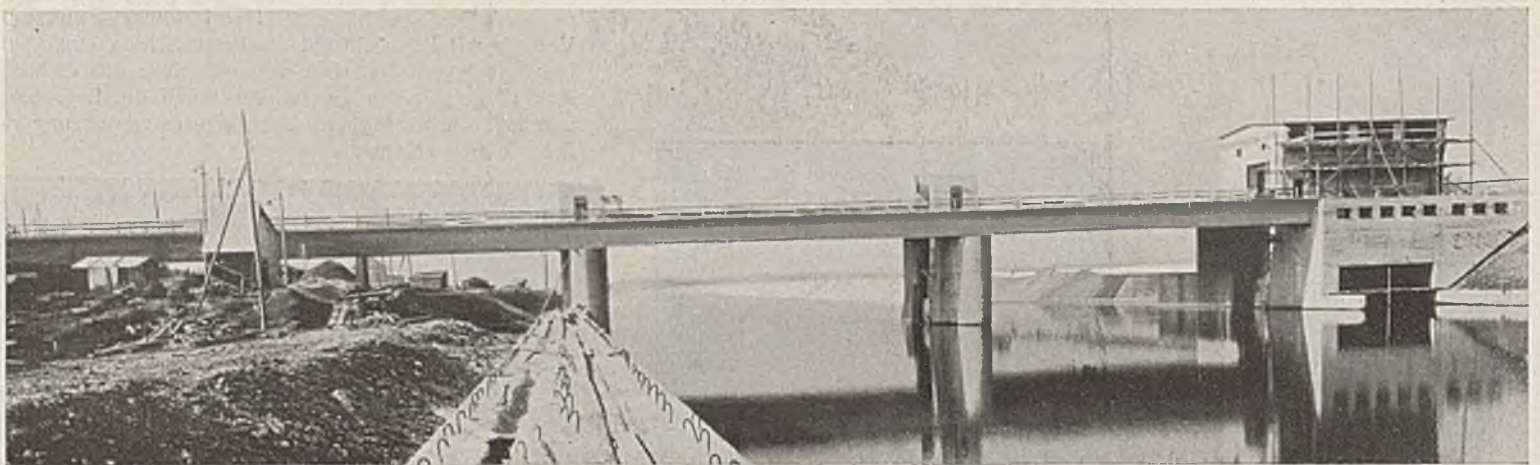


Abb. 20.

Der ganze Herstellungsvorgang dauerte rd. 3 Stunden. Der Herstellungsvorgang der normalen Rolle dauert etwa 48 Stunden. Die beheizte Rolle wurde nach 10 Tagen geruft, die normale Rolle nach rd. 2 Monaten. Es zeigte sich hierbei, daß bis zur Gebrauchslast die Eindrückung der beheizten Rolle nicht größer war als bei der normalen Rolle, daß aber von da an die Verformung der beheizten Rolle größer war als bei der normalen. Der Unterschied bei den höheren Laststufen erklärt sich dadurch, daß durch das Heizen wohl ein anfänglich starkes Anwachsen der Festigkeit erreicht wird, das sich aber nach Aufhrung der Beheizung kaum in gleichem Maße fortsetzt. Durch die Beheizung wird aber doch die Möglichkeit gegeben, in dringenden Fällen die Zeit für die Herstellung der Rollen erheblich abzukürzen und den Zeitpunkt der Belastung vorzurücken.

Ergebnis in eine Bemessungstafel Abb. 18 auf, so erhält man zwei Geraden, von denen die eine  $r_a$  proportional  $P$  und die andere  $s$  proportional  $r_a$  ergibt. Da die verwendeten Röhre nur in bestimmten Durchmessern und mit bestimmten Manteldicken hergestellt werden, wird die Gerade für die Manteldicke durch eine entsprechende Treppe ersetzt. Ein Beispiel soll den Gebrauch der Tafel erläutern. Gegeben  $P = 1,3\text{ t/lfdcm}$ . Gesucht  $r_a$  und  $s$ . Die Waagerechte durch  $P = 1300\text{ kg/lfdcm}$  schneidet die Gerade für  $P$  zulässig bei  $r_a = 8,9\text{ cm}$  als dem erforderlichen Durchmesser. Gewählt wird der nächst höhere handelsübliche Durchmesser von  $9,55\text{ cm}$ . Die Senkrechte durch  $9,55\text{ cm}$  schneidet die Gerade für die Manteldicke bei  $s = 9,8\text{ mm}$ , wofür die Stufe  $s = 10\text{ mm}$  gewählt wird. Wenn für einen Brckenentwurf rasch die Hauptabmessungen des Lagers festgelegt werden sollen, so kann dies auf einfache Weise dadurch geschehen, daß

der Rollendurchmesser in der üblichen Weise nach Hertz unter Zugrundelegung von  $E = 400\,000\text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma = 3200\text{ kg/cm}^2$ , berechnet wird.

Hatten die Versuche die Verwirklichung des Gedankens in statischer Hinsicht erwiesen, so galt es, das gepanzerte Betonrollenlager auch so zu gestalten, daß es einerseits die an ein Rollenlager zu stellenden konstruktiven Forderungen erfüllte und andererseits die Gesamtausbildung des Lagers ästhetisch befriedigte. Abb. 19 zeigt ein hiernach konstruiertes Lager von 190 mm Durchm. und 60 cm Länge.

gekrümmtem Blech; die beweglichen Lager sind als Betonrollenlager bzw. als Pendelstütze ausgebildet.

Das Rollenlager über dem Zwischenpfeiler hat 365 mm Durchm. mit einer Manteldicke von 16 mm und ist 100 cm lang. Die größte Belastung beträgt 2,5 t/lfdcm. Die Rolle über dem Endauflager mit 267 mm Durchm., 12,5 mm Manteldicke und 50 cm Länge wird mit 1,55 t/lfdcm belastet. Die Pressung in der Berührungsbreite beim festen Auflager über der Mittelstütze beträgt nach Hertz 995 kg/cm<sup>2</sup> bei einer Belastung von

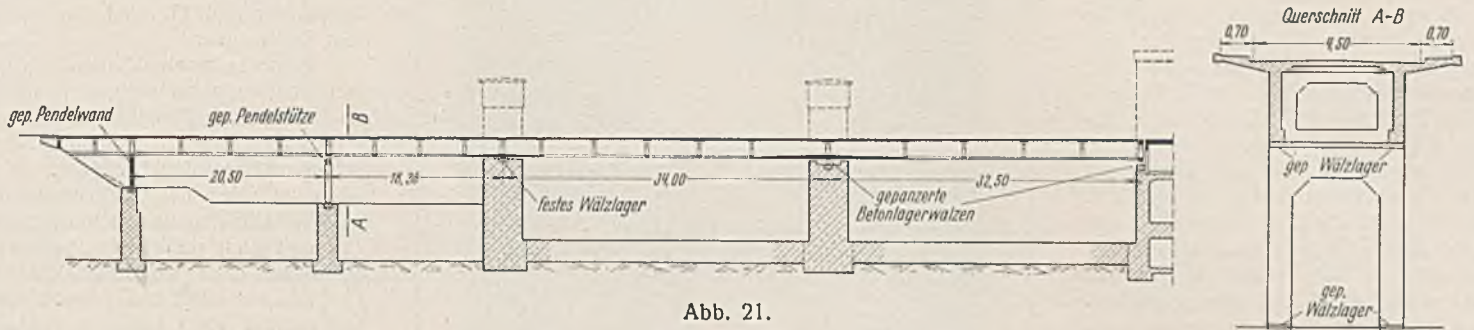


Abb. 21.

Die Schwierigkeiten im Bezuge von Stahlgußrollenlagern veranlaßten die Neckarbaudirektion Stuttgart, erstmals einen Versuch mit gepanzerten Rollenlagern bei der Brücke der Staustufe Aldingen zu machen. Die Brücke Abb. 20, eine Feldwegbrücke von 4,5 m Fahrbahnbreite und zwei Schrammborden von je 0,7 m, die als durchlaufender Balkenträger über

2,37 t/lfdcm. Die Wälzflächen der Pendelstützen sind im Maximum mit 726 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht. Beim Ausrüsten der Brücke wurde das Verhalten der Rolle von 360 mm Durchm. beobachtet. Die Messung geschah mittels einer Meßuhr, die eine Ablesung bis  $\frac{1}{1000}$  mm zuließ. Nach dem Dia-

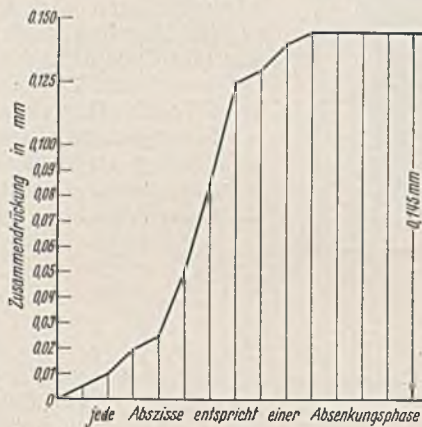


Abb. 22.

gramm Abb. 22 wurde die Gesamtzusammendrückung der Rolle unter dem Eigengewicht der Brücke mit 1,64 t/lfdcm zu 0,145 mm gemessen; dabei war die Berührung zwischen der Rolle, die nicht abgedreht war, keineswegs einwandfrei. Weitere Brücken, deren bewegliche Lager als gepanzerte Rollenlager ausgebildet wurden, zeigen Abb. 23 u. 24. Die erstere ist eine Plattenbalkenbrücke von 19 m Stützweite im Zuge der deutschen Alpenstraßen, die 55 cm langen Lagerrollen haben 169 mm Durchm. mit einer Manteldicke von 11 mm und werden im Maximum mit 1,1 t/lfdcm belastet. Die Brücke nach Abb. 24 führt die Reichsautobahn über eine Schmalspurbahn und eine daneben gelegene Straße in zwei Öffnungen von je 6,5 m Stützweite. Der Zwischenpfeiler ist in einzelnen Pendelstützen, deren Wälzflächen gepanzert sind, aufgelöst. Die bewegliche Lagerung der 24 m breiten Fahrbahnplatte über dem Ortpfeiler geschieht unter Zuhilfenahme eines innerlichen Endquerträgers auf neun Betonlagerrollen von je 140 mm Durchm. und 60 cm Länge, die im Maximum mit 1,0 lfdcm belastet werden. Gepanzerte Betonrollenlager hat auch die durchlaufende Balkenbrücke auf elastisch drehbaren Stützen nach Abb. 11. Die 52 cm langen Rollen haben 170 mm Durchm. und eine Manteldicke von 52 mm. Die Belastung beträgt 1,2 t/lfdcm.

vier Öffnungen für eine Belastung nach DIN 1075, Brückenklasse II, konstruiert ist, überquert den Neckar in zwei Öffnungen mit 32,5 bzw. 34,0 m Stützweite und die danebenliegende künstliche Schleuse in zwei Öffnungen mit 18,25 bzw. 20,50 m Stützweite. Abb. 21 zeigt die Brücke im Längen-

Vergleicht man den Stahlverbrauch einer gepanzerten Betonlagerwalze mit einer Stahlgußwalze bei gleicher Belastung, so ergibt sich je nach den Größenverhältnissen bei der Betonlagerwalze eine Einsparung an Stahl



Abb. 23.



Abb. 24.

schnitt. Das feste Auflager wurde in der Mitte der Brücke über dem rechten Ortpfeiler des Wehres angeordnet. Die Träger über die beiderseits anschließenden Öffnungen sind beweglich gelagert. Das feste Lager ist drehbar und besteht aus einer ebenen Platte mit darauf liegendem

von 60 bis 65% gegenüber der massiven Stahlgußwalze. Dazu kommt noch, daß für die Lagerplatten der Betonlagerwalzen an Stelle von Stahlguß St 37 verwendet werden darf. Die kürzere Lieferzeit des gesamten Betonwalzenlagers ist, wie sich gezeigt hat, weiterhin ein beachtlicher Vorteil.

Alle Rechte vorbehalten.

## Friedrich Bohny †.

Am 9. März d. J. ist Friedrich Bohny im Alter von 71 Jahren für immer von uns geschieden. Sein Tod hat eine sehr empfindliche Lücke in den Kreis der Brückenbauer gerissen, die seit 1900 Führer im deutschen Brückenbau waren.

Bohny's Lebensgang und seine außerordentlichen Verdienste um den deutschen Brückenbau sind anlässlich seines 70. Geburtstages am 30. Dezember 1937 in Bautechn. 1937, Heft 55, eingehend gewürdigt worden.

Seine Sporen hat sich Bohny im Werk Gustavsburg der MAN verdient. Später hat er als Chef der großen und weltberühmten Brückenbauabteilung der Gutehoffnungshütte viele bedeutende Brücken im In- und Auslande geschaffen. Auch im Weltkriege hat Bohny auf allen Kriegsschauplätzen Großes im Brückenbau geleistet. Der Ingenieurhochbau und der Schiffbau waren gleichfalls sein Tätigkeitsfeld.

Daneben hat er eine umfangreiche schriftstellerische Arbeit entfaltet. Im „Ausschuß für Versuche im Stahlbau“ war er ein eifriger Mitarbeiter. Der „Ausschuß“ verdankt ihm viele Anregungen und Vorschläge, die bei der Durchführung der nachfolgenden Versuche zu manchem Fortschritte im Stahlbau geführt haben. Bei den Beratungen der vielen neuen Vorschriften im Stahlbau hat sein Rat nie gefehlt. Mit Feuereifer trat er dabei für von ihm als richtig



erkannte Grundsätze ein. Und wie erfrischend wirkte bei den langwierigen und schwierigen Verhandlungen sein goldener Humor!

Viele wohlverdiente äußere Ehren sind Bohny zuteil geworden. Er war Ehrendoktor der Technischen Hochschule Darmstadt und Mitglied der Akademie des Bauwesens.

Wenn auch seine Gesundheit in den letzten Jahren zu wünschen übrigließ, so hat er doch in seinem Landhaus auf dem Hoyerberg bei Lindau einen sehr schönen Lebensabend verlebt. Er nahm noch an allen neuen Errungenschaften und Fortschritten des Stahlbrückenbaues teil und hielt seine befreundeten Fachgenossen über seine Ansichten und Gedanken auf dem laufenden. Noch kurz vor seinem Tode hatte er mit seinem ältesten Sohne, der sein Nachfolger bei der Gutehoffnungshütte ist, einen langen und lebhaften Gedankenaustausch über die Anwendung des hochwertigen Baustahls St 52 und des Schweißverfahrens im Stahlbrückenbau. Bis zu seinem letzten Schlaf, aus dem er schmerzlos in die Ewigkeit hinüberschlummerte, war sein Geist lebendig. Ein seltenes Glück für den Verstorbenen und ein Trost für seine Gattin und seine Kinder!

Seinen Freunden und Fachgenossen wird Bohny als großer Ingenieur, als lebensbejahender, fröhlicher Mensch und als treuer Freund unvergessen bleiben.  
Schaper.

## Vermischtes.

Selbstfahrende Betonkern-Bohrmaschine. Zum Gewinnen von Kernen aus Betonstraßendecken ist eine auf einem Lastkraftwagenfahrgerüst aufgesetzte Bohrmaschine entstanden, die rasch von einer Stelle zur anderen fahren kann.

Bohrkopf enthält Öffnungen zum Zugeben des Schrotetes und des Spülwassers. Damit ein guter Bohrkern entsteht, ist die Krone fest geführt. Das Spülwasser wird einem Behälter entnommen, dessen Inhalt von 500 l für einen Arbeitstag ausreicht.

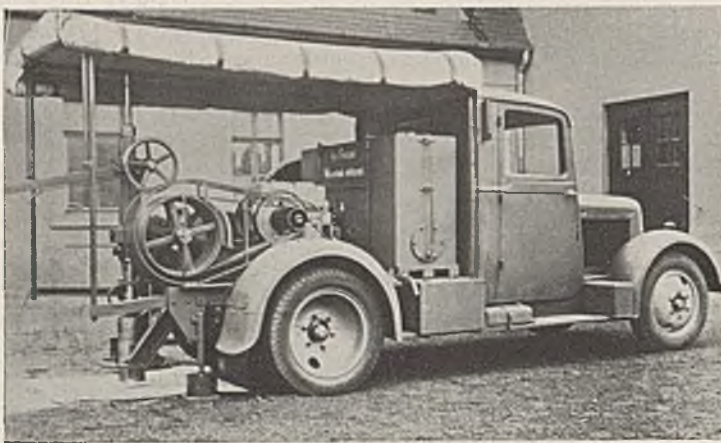


Abb. 1.  
Selbstfahrende Betonkern-Bohrmaschine in Arbeitsstellung.  
Werkaufnahme.

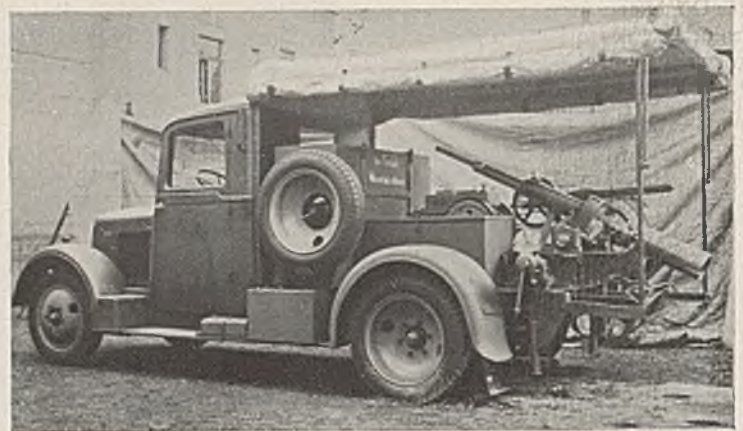


Abb. 2. Die Maschine mit schräg gestellter Bohrspindel für das Verfahren über größere Strecken.  
Werkaufnahme.

Zum Antrieb der Bohrmaschine (Bauart Lange, Lorcke & Co.), die in Arbeitsstellung Abb. 1 zeigt, dient ein Verbrennungsmotor von 5 bis 7 PS Leistung. Die Bohrspindel arbeitet nach dem Grundsatz der Schrotbohrung, bei der zwischen einer geschlitzten Stahlkrone und dem Beton harte Stahlkörner mit großer Geschwindigkeit (120 bis 150 Uml./min) gewälzt werden, so daß der Beton ringförmig zermahlen und ein Kern freigelegt wird. Der Vorschub der Bohrspindel geschieht über zwei einander gegenüberliegende Zahnstangen und Ritzel durch einen Handhebel mit Sperrad und Klinke, durch den der Druck an die Beschaffenheit des Betons angepaßt werden kann. Ferner läßt sich die Bohrspindel durch ein Handrad in jeder Richtung rasch verstellen. An die Bohrspindel ist das Bohrgestänge angeschlossen, das die Bohrkronen trägt. Die Bohrkronen bestehen aus einem Bohrkopf und einem Kernrohr. Der

Beim Verfahren über kürzere Strecken kann die Bohrspindel in Arbeitsstellung stehen bleiben. Bei größeren Strecken legt man sie schräg (Abb. 2). Je nachdem, ob Diamant-, Hartmetall- oder Schrotkronen verwendet werden, kann man senkrecht oder auch waagrecht und schräg bis 50 m Tiefe bohren, so daß sich die Maschine auch zu Untersuchungen an Brückenpfeilern eignet. — Das Bohrwerk kann auch auf einem Anhänger aufgebaut sein.  
R.

INHALT: Der Straßentunnel und seine Ausrüstung. — Die elektrochemische Bodenverfestigung. — Gepanzerte Betonwälgelände, -pendel und -rollenlager. — Vermischtes: Selbstfahrende Betonkern-Bohrmaschine.

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