

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 18. Juni 1937

Heft 26

Betrachtungen zum Einsturzunglück beim Bau der Nord-Süd-S-Bahn in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. e. h. J. Bousset, Berlin.

Bei der Ausführung von Ingenieurgroßarbeiten sind wir mancherlei Gefahren ausgesetzt. Ihnen zu begegnen und sie zu überwinden, ist neben der Planung solcher Bauwerke keine geringere Aufgabe des Ingenieurs. Mag auch schon die Bauwerksplanung im Hinblick auf die Abschätzung der bei seiner künftigen Verwirklichung zu erwartenden Schwierigkeiten neben Kostenerwägungen persönliche praktische Erfahrung voraussetzen, so ist sie doch, verglichen mit der Ausführung selbst, eine Aufgabe, die mehr mit Kenntnissen auf der theoretischen Linie zu erfüllen ist. Die Ausführung liegt demgegenüber ausgesprochen auf dem Gebiete praktischer Erfahrung, womit keineswegs gesagt sein soll, daß dem praktischen Ingenieur das Rüstzeug theoretischen Wissens nicht eigen zu sein braucht.

Je mehr er davon besitzt neben den eigenen Erlebnissen seiner Praxis, um so sicherer wird sein Blick, um so leichter wird es ihm sein, seine Erfahrungen zu verallgemeinern und miteinander sowie mit Erfahrungen anderer zu verbinden, d. h. seine einzelnen Erfahrungen für künftige Nutzenanwendung zu einer Theorie zu erheben. Denn was ist eine Theorie? Sie ist eine allgemeine Erkenntnis, die auf gesicherter Erfahrung ruht und möglichst anschaulich begrifflich niedergelegt ist. Hier erhebt sich freilich für den gewissenhaften Theoretiker schon eine grundlegende Schwierigkeit, nämlich die, daß alle Begriffe, mit denen — als mit sprachlichen Mitteln — wir Erfahrung auszudrücken genötigt sind, zunächst Wortgemälde sind, die notwendigerweise unscharf, wandlungsfähig und auch wandlungsbedürftig sind. Im Kleide mathematischer Formensprache steigert sich demgegenüber der theoretische Ausdruck zur allgemeinsten Form, die sich seltsamerweise oft als dauerhafter erweist als die begriffliche, die sie ursprünglich verallgemeinern sollte. Eben ihre allgemeine Form verträgt sich mit mehreren begrifflichen Fassungen des Wirklichen. Das ist eine Überlegenheit der mathematischen Sprache über die begriffliche. Ihr Ideal, mit einem Minimum von Formeln ein Maximum wirklicher Beziehungen zu erfassen, wird mit dem Opfer erkauft, daß diese Formeln sehr oft kaum mehr in anschauliche sprachliche Sätze zurückübersetzt werden können. Immerhin bleibt die Forderung der Zuordnung mathematischer Symbole zu rationalen Begriffen, die ihrerseits wirklichen Beziehungen entsprechen müssen, bestehen, denn es darf nicht vergessen werden, daß reine Mathematik praktisch leer wäre, wie reine Praxis unfruchtbar. Keines von beiden allein würde ein geordnetes, in sich zusammenhängendes Wissen und Können über ein Gebiet der Wirklichkeit, d. h. Wissenschaft ergeben. Widerspruchsfrei beglaubigt kann eine Theorie also nur sein durch Tatsachen, d. h. Erfahrung und Versuche einerseits sowie durch richtige Schlüsse, sei es in irgendwelcher Form, andererseits. Wenn die Zeichen des mathematischen Formalismus begriffliche Beziehungen, die ihrerseits realen Beziehungen wirklicher Tatsachen entsprechen sollen, symbolisch darstellen, dann setzen sie teils und klar abgegrenzte Begriffe voraus. Die Reinigung der Begriffe ist ein Prozeß, der wiederum abhängig ist von Erfahrung. Diese allein ist es, die mit den Mitteln der Kritik und Analyse zu einer Abgewogenheit und fort-dauernden Überprüfung des Sprachmaterials führt, in dem sich eine Theorie begrifflich ausdrückt. Erfahrung ist es wieder, die immer schärfere Grenzen für den Geltungsbereich der Begriffe setzt und unbewußten, vorzeitigen Verallgemeinerungen vorbeugt oder solche rückgängig macht.

Nun gibt es Ingenieure mit vorwiegend theoretischen Neigungen, die mit Vorliebe, fern von der Praxis, Bauideen nachgehen, auf dem Papier planen und rechnen und die Zusammenhänge im geplanten Bauwerk zwischen äußeren Einwirkungen und inneren Widerständen unter allen möglichen Umständen in denkbar eleganter und allgemein gültiger Methode darstellen. Es gibt andererseits Ingenieure mit vorwiegend praktischen Neigungen, die mit Vorliebe das geplante und als ein fertiges Ganzes rechnermäßig organisierte Bauwerk unter ihren Händen erstehen lassen und den im Baufortschritt auftretenden wechselnden Umständen, Einwirkungen und Widerständen mit ihren aus der Praxis geläufigen unmittelbar anschaulichen handwerklichen, es sei gestattet zu sagen: Faustregeln und Faustformeln begegnen, die in den meisten, baulich vorübergehenden Fällen genügen, um dem, vergleichsweise zum fein organisierten Bauwerk rohen Kräftespiel, das hier oft, ja meist wirkend ist, gerecht zu werden. Seltener sind die Ingenieure, bei denen sich theoretisch geschulter Scharfblick und durch eigene Erfahrung gesicherte über-schauende Beweglichkeit die Waage halten, die in vollem Besitze des

theoretischen Rüstzeuges das Maß seiner Nutzenanwendung in der „rohen“ Praxis jeweilig abzuschätzen vermögen. Aber Ingenieure, die sich nur praktische oder nur theoretische nennen wollten, gibt es dem Wortsinne nach nicht. Nach den Ansprüchen, die im Hinblick auf die ernstesten Aufgaben an den Ingenieur gestellt werden, würden sie diesen Namen nicht verdienen. In die gerichtliche Hauptverhandlung über das Unglück wurde mit nicht mißverständlicher Deutlichkeit der Satz hineingerufen: „Die Ingenieurwissenschaft ist eine Erfahrungswissenschaft“. Der Ingenieur muß wissen und weiß, daß er mit theoretischem wissenschaftlichen Begreifen mehr Türen öffnen kann als mit bloßen Händen, aber er weiß auch, daß dieses Begreifen nicht das Begreifen allein und überhaupt ist und daß in der Praxis das wissenschaftliche Begreifen weitgehend, ich sage nicht überhaupt, zu einem natürlichen Begreifen wird, das gefühlsmäßig zum richtigen Handeln führt. Ja, die mathematische Formensprache kann unter Umständen die natürliche und selbstverständliche Klarheit und Anschaulichkeit einfacher Probleme verdunkeln, sogar verdecken. Der Ingenieur weiß, daß es sowohl anerkannte theoretische Regeln als auch anerkannte praktische Regeln der Baukunst gibt, von denen jede an ihrem Platze mit gleichem Recht und gleicher Verpflichtung Gültigkeit hat.

Bei Ingenieurgroßbauten pflegen in Anerkennung verschiedenartiger persönlicher Anlagen und Neigungen die Gebiete der Praxis und die Gebiete der Theorie und — was noch hinzukommt — das Gebiet der Verwaltung, um es so allgemein zu bezeichnen, von verschiedenen Händen und Köpfen betreut zu werden. Da dem so ist, stellt sich dem Auftraggeber, der über solche Großarbeiten zu verfügen hat, die Aufgabe, die zusammenwirkenden Kräfte richtig zu wählen und richtig zu organisieren. Möge in letzterer Beziehung durch Dienstvorschriften und Inhalt der Verträge eine auch noch so zweckentsprechende, dennoch immer in gewissem Grade abstrakt bleibende Norm gegeben werden können, sie können, wie jeder weiß, nicht alles das leisten, was für ein Ineinandergreifen und ein möglichst harmonisches Sicherganzes der zum Zusammenwirken berufenen Kräfte erforderlich ist und dies gewährleistet. Sie können auch das nicht ersetzen, was überdies die einzelne Persönlichkeit abgesehen von ihren Kenntnissen und Erfahrungen als ihre persönliche Gesamteinstellung mitbringen muß: Treue zum Werk. Sie ist für den ausführenden Ingenieur von ganz besonderer, größter Bedeutung, eben weil wir bei Ausführung von Ingenieurgroßbauten mancherlei Gefahren ausgesetzt sind. Es braucht in einer technischen Fachschrift nicht ausgeführt zu werden, was diese Treue in sich schließt. Sie bedeutet vor allem ein stetes, enges Zusammenleben in stets reger Wachsamkeit mit dem anvertrauten Werk; sie bedeutet, daß diesem Zusammenleben und dem kameradschaftlichen Zusammenwirken mit den gleichzeitig am Werk Tätigen alle rein persönlich gefärbten Regungen, auch alle außerhalb der dem Werk unterstellten Aufgaben liegenden, sonst und an sich oft gewiß bedeutenderen Gesichtspunkte nachgestellt werden müssen. Der Ingenieur muß eine stete und aufrichtige Zwiesprache mit seinem Werke halten. Das Ergebnis einer solchen Einstellung und eines solchen Zusammenwirkens wird immer das sein, daß der ausführende leitende Ingenieur und die mit ihm am Werke Berufenen das unter ihren Händen entstehende Werk in jedem Augenblick beherrschen und sich nicht von ihm diese Herrschaft entziehen lassen, es sei denn, daß höhere Gewalt es ihnen aus den Händen schlägt. Gewissermaßen als Gegengabe wird das in wechselnden und wachsenden Formen entstehende, in jedem Augenblick seines Wachstums gefesselte Werk dem Ingenieur die Gewißheit geben, daß es in keinem der vorübergehenden Stadien seines Entstehens in sich und sich ihm versagt. Erst wenn es von den ihm vom Ingenieur einverleibten gesetzgeberischen sichernden Maßregeln gegenüber den andrängenden äußeren Kräften auch die letzten Reserven erschöpft hat, d. h. wenn dem Ingenieur die Herrschaft über das Werk entglitten ist, wenn er das Werk gesetzlos werden ließ, kann es zerfallen.

Das Ereignis.

Am Mittwoch, den 20. August 1935, stürzten die Wände der Baugrube des Bauloses der Nord-Süd-S-Bahn in der Hermann-Göring-Straße zwischen km 3,0⁺¹⁵ und km 3,0⁺⁷⁵, also auf einer Länge von rd. 60 m, ein. Hierbei kamen 19 Menschen durch Verschüttung zu Tode, die während der

Mittagspause mit dringlichen Aufräumungsarbeiten in der Baugrube zusammen mit noch 6 Arbeitskameraden beschäftigt waren, die sich zum Teil unversehrt retten konnten, zum Teil Verletzungen davonzutragen. Die Gleise der Straßenbahn, die an der etwas gekrümmten Westkante der eingestürzten Baugrube, sie sehnensförmig anschnendend, entlang führten, stürzten mit ab. Einem glücklichen Zufall war es zu danken, daß ein Straßenbahnzug kurz vor den einstürzenden Massen bremsen konnte.

Alle Maßnahmen, die zunächst auf der Baustelle ergriffen wurden, waren von der Hoffnung beherrscht, Menschenleben zu retten. Diese Hoffnung erwies sich sehr bald als trügerisch, obgleich alle erreichbaren, auch bergmännische und militärische Kräfte herangezogen wurden. Das scheinbar regellose Gewirr von Erdboden, Bohlen, Balken, Rundholzstößen, eisernen Trägern und Lagermaterial stellte jedem planmäßigen Eingriff, um in die Tiefe vorzudringen, schwer zu überwindende Hindernisse entgegen. Ohne daß vorher irgendwelche wahrnehmbare warnende Vorboten der Katastrophe zutage getreten waren, war der Einsturz das Werk weniger Sekunden gewesen, und die Verunglückten fanden ihren raschen Tod durch Erstickten unter dem über sie hinwegstürzenden Erdrück.

Das Gericht hat vor das Forum der Hauptverhandlungen 14 Sachverständige berufen. Sie sollten ihm Klarheit über die Fragen schaffen helfen, deren Beantwortung ihm zur Aufhellung des Sachverhalts auf der Baustelle notwendig erschien. Die Folgerungen, die das Gericht hieraus gezogen hat oder noch ziehen wird, liegen außerhalb des Kreises, in dem diese Zeilen sich bewegen sollen. Lediglich dem Interesse, dem diese Zeitschrift dienen will, d. h. dem Interesse der Technik, wollen auch diese Zeilen dienen, dem Ingenieur eine Klärung dessen zu bieten, was sich hier ereignete.

Zwei Fragegruppen sind es, deren Untersuchung in sachlicher Richtung sich in den Vordergrund drängte:

Haben Sabotage, höhere Gewalt oder andere Umstände, deren Abwendung nicht in der Macht der beteiligten Ingenieure stand, das Unglück herbeigeführt; waren es Mängel, die der Bauweise, die aus der Erfahrung bei seitherigen Untergrundbahnbauten in Berlin übernommen war, schließlich dennoch anhafteten, oder waren es Unüberlegtheiten und Nachlässigkeiten, mit denen eben diese Bauweise hier gehandhabt wurde, die zu dem Zusammenbruch geführt haben?

Wesentlich diese beiden Fragegruppen sind es auch, um die es sich hier handeln wird.

Das Bauvorhaben der Reichsbahn.

Die Nordsüd-S-Bahn, zu deren südlichem Abschnitt das Baulos in der Hermann-Göring-Straße gehört, soll den Zügen der südlichen Vorortstrecken von Wannsee, Lichterfelde-Ost und Zossen sowie den Zügen der nördlichen Vorortstrecken von Velten, Oranienburg und Bernau die Fahrt in den Stadtkern ermöglichen, indem sie gleichzeitig die beiden für sich getrennt endenden Vorortschiene Wege miteinander verbindet. Dieser für Berlin so wichtige Plan wird im Rahmen des großen Arbeitsbeschaffungswerkes des Dritten Reiches zur Wirklichkeit, und zwar folgerichtig nachdem die Elektrisierung der Stadt- und Ringbahn und der Vorortlinien, namentlich der Wannesebahn, abgeschlossen war. Nachdem die Meinungsverschiedenheiten über die Linienführung ausgetragen waren, folgte der Baubeginn im nördlichen Teile der Bahn Anfang 1934, und dieser Bahnabschnitt vom Steintiner Bahnhof bis zum Bahnhof Unter den Linden konnte bereits in der zweiten Hälfte 1936 betriebsfertig hergestellt werden. Die Südstrecke erfuhr noch Ende 1936 in letzter Stunde eine sehr erwünschte Vervollkommnung. Während man die Züge des Südrings ursprünglich über den Anhalter Bahnhof in die Verbindungsbahn, auf dem Potsdamer Platz köpfend, einfahren wollte, indem man sie von jenem Bahnhof bis zum Potsdamer Bahnhof die Gleise der Verbindungsbahn mitbenutzen ließ, trennte man jetzt beide Betriebe, indem man die Ringbahnzüge nunmehr auf ihrer jetzigen Trasse unmittelbar in den neuen Untergrundbahnhof Potsdamer Platz auf eigenen Gleisen einführt und ihnen hinter diesem Bahnhof ein bis nahe an das Brandenburger Tor reichendes Kehrgleispaar gibt. Diese Maßnahme in letzter Stunde, deren generelle Bearbeitung die Zeit bis März 1935 beanspruchte und über deren Einzelheiten sich Überlegungen und Verhandlungen bis Mitte Juni 1935 hinzogen, griff verhängnisvoll in die im Gange befindlichen Bauarbeiten in der Hermann-Göring-Straße ein, die Mitte Dezember 1934 im Sinne der sogenannten Berliner Tunnelbauart bereits in Angriff genommen waren und im März 1936 beendet sein sollten.

Die Berliner Bauart.

Man hat die Regelausführung der U-Bahntunnel in Berlin zum Unterschied der Bauweisen in Paris und London die Berliner Bauart genannt. Ihr Wesen ist der Einbau des Bahntunnels in eine offene Baugrube mit senkrechten Seitenwänden, sei es, daß diese Baugrube nachträglich aus Verkehrsrücksichten ganz oder teilweise abgedeckt wird, sei es, daß sie während der ganzen Bauzeit offen bleibt. Ihr Wesen ist ferner, daß eine Wasserhaltung es ermöglicht, die Ausschachtungen im Trockenen auszuführen, ebenso den Einbau des Tunnelkörpers in die fertig aus-

geschachtete und trockene Baugrube, obgleich der natürliche Grundwasserstand weit über der Baugrubensohle liegt.

Die Herstellung der beiden die Baugrube umfassenden senkrechten Seitenwände geschieht durch Einrammen senkrechter Stiele aus I-Eisen, zwischen denen Bohlen je nach dem Fortschritt der Ausschachtung gegen den Boden eingekellt werden. Für dieses Einsetzen der Bohlen hat sich ein handwerklich zuverlässiges Verfahren herausgebildet, das sich bei jeder in Berlin vorkommenden Bodenart bewährt hat. Die gegenseitige Abstützung der senkrechten Wände zur Abfangung des beiderseitigen Erddrucks geschieht im allgemeinen durch Rundholzstößen, je nach Fortschritt des Aushubes und nach der Tiefe der Baugrube in mehreren waagerechten Ebenen. Ist das Tunnelbauwerk so breit, daß der rechnermäßige Querschnitt der Rundholzstößen praktisch zu groß bzw. ihre Handhabung zu unbequem werden würde, werden eine oder mehrere Mittellängswände gleichlaufend mit den Außenwänden angeordnet in der Weise, daß, um den Einbau des Tunnelbauwerks nicht durch allzu viele Stiele zu stören, die Stiele der Mittelwände in einem mehrfachen Abstände der Seitenstiele eingerammt werden. Die Regelentfernung der Seitenstiele beträgt rd. 2 m, die der Mittelstiele rd. $3 \times 2 = 6$ m. Die letzteren werden daher mit beiderseitigen C-Eisenzangen in jeder Stiefenebene verbunden, an denen sich die hier geteilten Stößen begegnen. Ist die Baugrube bedeckt, so haben Seiten- und Mittelstiele hierbei gleichzeitig die Aufgabe, den über die Baugrube geführten Straßenverkehr aufzunehmen (Abb. 1 u. 2).

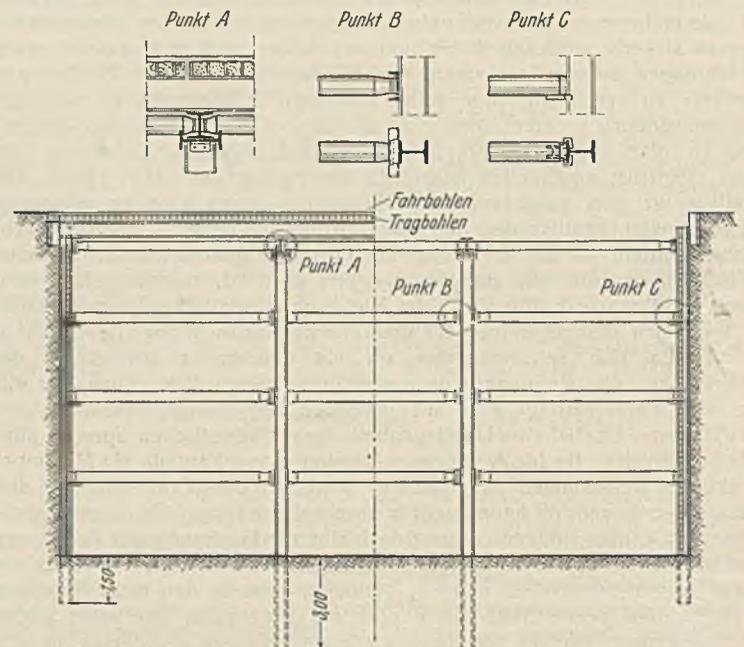


Abb. 1. Die normale Aussteifung der Baugrube. Querschnitt.

Das aus den verschiedenen Bauteilen zusammengesetzte, den Boden aus der Baugrube abhaltende Gesamtsystem muß in jedem Baustadium der Ausschachtung sowie in jedem Stadium des Einbaues des Tunnelbauwerks in die fertig ausgeschachtete Baugrube standsicher sein, d. h. es muß stets in sich den äußeren Einwirkungen gegenüber unverschiebbar sein. Die einzelnen Bauteile als solche müssen außerdem eine Festigkeit in ausreichendem Sicherheitsgrad haben.

Die Bohlen zwischen den Stielen haben von Stiel zu Stiel dem Erddruck zu widerstehen; Ihre Berechnung ist eine einfache Aufgabe. Sie sind sachgemäß einzubringen, was sich, wie gesagt, handwerkmäßig bisher bei jeder beim Untergrundbahnbau in Berlin vorgefundenen Bodenbeschaffenheit ermöglichen ließ.

Die Stiele der Seitenwände haben von Stiefenebene zu Stiefenebene sowie zwischen der untersten Stiefenebene und der Sohle den Bohlen als Stütze zu dienen. Die untere Stiefenebene wird allgemein so weit über der Bausohle angebracht, daß darunter

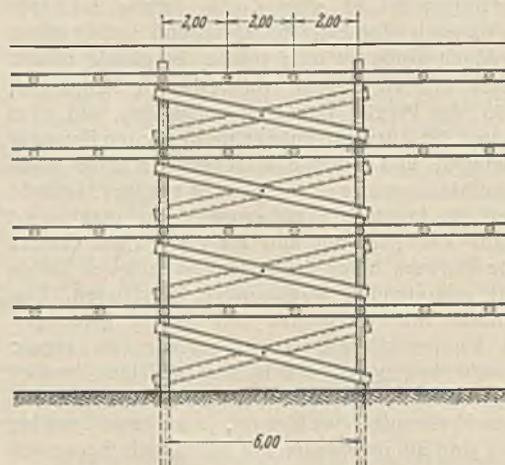


Abb. 2. Die normale Aussteifung der Baugrube. Längsschnitt.

noch die spätere Tunnelsohlen dicke eingebaut werden kann. Eine Einbindetiefe von rd. 1,50 m der Seitenwandstiele hat sich immer, auch in den Fällen, wo die Stiele bei bedeckter Baugrube Straßenbelastung aufzunehmen haben, als ausreichend erwiesen, wie sich eine Einbindetiefe der freistehenden Mittelstiele bei fertig ausgehobener Baugrube von rd. 3 m als ausreichend erwiesen hat. Gegenüber senkrechter Straßenbelastung werden nötigenfalls zur Unterstützung besondere Nebenglieder — Stempel oder Streben — eingebaut.

Die einzelnen Steifen müssen druckfest und knicksicher sein. Bei einschiffligen Baugruben sind die Druckangriffspunkte, d. h. die Köpfe der Steifen, durch die Bohlwand in der Längsrichtung der Baugrube örtlich gesichert. In den Mittelwänden, wo keine Bohlen vorhanden, würde diese örtliche Sicherung fehlen, wenn sie nicht durch besondere Konstruktionsglieder hergestellt wird. Denn die Länge der Mittelstiele von beispielsweise 13 m und mehr über der Bausohle würde selbst bei Verwendung von Breitflanschträgern auch bei vollkommener Einspannung im Boden den Steifenköpfen niemals den nötigen seitlichen Halt geben können. Dieser Halt wird hergestellt, indem, wie es beim U-Bahnbau üblich war, die von den Mittelstielen und den diese ununterbrochen verbindenden C-Eisenzangen gebildeten Gelenkvierecke in jedem vierten bis fünften Mittelfelde mit gekreuzten Diagonalen versehen werden (Abb. 2). Daß diese Verschwendungen unter Umständen ganz oder teilweise auch durch andere gleichwertige Festlegungen ersetzt werden können, wozu der Wechsel der Bauzustände übrigens oft Anlaß gibt, versteht sich von selbst. Gegen Verschiebung der Steifenstöße in senkrechter Richtung sichert die Einbindetiefe der Stiele und zwischen den Stielen der Mittelwände die Biegefestigkeit der C-Eisenzangen. Dergestalt ist das Aussteifungsgerüst der Baugrube stabil, d. h. in sich unverschieblich.

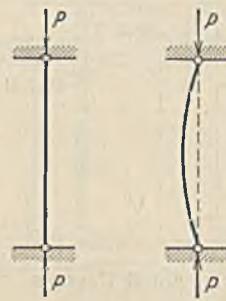
Die Regelblätter, ihre Handhabung und Deutung.

Die Reichsbahn hat vor Beginn ihrer Bauarbeiten unter dem Titel „Nord-Süd-S-Bahn, Abdeckung und Aussteifung der Baugrube“ sogenannte Regelblätter, wie sie in der Hauptverhandlung genannt wurden, aufgestellt, die einer ähnlichen Darstellung der ehemaligen Berliner Nord-Süd-Bahn AG nachgebildet sind. Sie stellen das eben beschriebene Aussteifungsgerüst der Baugrube bis zum Augenblick des Vollaushubes dar, ein Schema also, das sich nach etwa 30-jähriger Bauerschaft, sei es der Berliner Hochbahngesellschaft, sei es der Berliner Nord-Süd-Bahn AG, in Berlin bewährt hat. Die Reichsbahn hat diese Regelblätter nicht in die Liste der Vertragsbestandteile mit aufgenommen. Für jeden, der einmal Bauverträge mit scharf abgegrenzter Verantwortlichkeit durchdacht und abgefaßt hat, ist das verständlich. Die Reichsbahn hat sich indessen selbst durch Aufstellung der Regelblätter Rechenschaft über den bisherigen „Stand der Technik“ auf diesem Sondergebiete gegeben. Indem die Reichsbahn dann diese Regelblätter den zur Preisabgabe aufgeforderten Firmen aushändigte, tat sie etwas weiterhin Naheliegendes. Sie wies auf den Stand der Technik hin, und das galt insbesondere für alle die Unternehmer, die keine ausgesprochene Erfahrung in der Ausführung auf diesem Sondergebiete des Tiefbaues hatten. Bei einer solchen Sachlage erscheint es überflüssig, sich weitere Gedanken darüber zu machen, welche verpflichtende oder nicht verpflichtende oder zum Teil verpflichtende Rolle nun eigentlich die Regelblätter im Verhältnis zwischen Reichsbahn und Auftragnehmer oder im Verhältnis zwischen jedem der beiden zum Werk spielen. Die Regelblätter stellen eben den Stand der Technik im Berliner U-Bahnbau dar. Es ist selbstverständlich, und das weiß auch jeder praktisch denkende Ingenieur, daß diese Norm der Regelblätter, insbesondere ihre Maßzahlen Gültigkeit in Grenzen haben. Bei den Berliner Bodenverhältnissen hat die Norm sich, abgesehen von ganz vereinzelten Ausnahmen, die übrigens in der Hermann-Göring-Straße nicht vorlagen, völlig bewährt. Hier sind also die Grenzen weit.

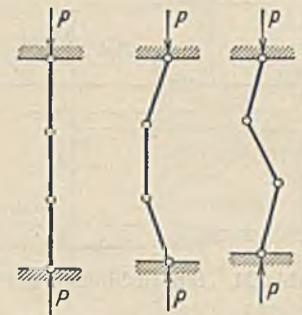
Jeder Auftragnehmer der Reichsbahn war nach den Technischen Bedingungen gehalten, auch für die Aussteifung und Abdeckung der Baugrube, d. h. für die Elemente der Regelblätter der Reichsbahn die erforderlichen Zeichnungen und statischen Berechnungen, gültig für den Sonderfall seines Bauloses, zu liefern. Die Berechnung und Zeichnung für die ursprüngliche Gestalt des Bauloses wurde auch hier geliefert. Für seine abgeänderte Gestalt wurde weder Zeichnung noch Berechnung geliefert. Auch wenn zugegeben werden könnte, daß eine neue Berechnung nicht unbedingt notwendig war, so wäre eine neue Zeichnung mit einer Erläuterung der baulichen Überführung von der alten zur neuen Gestalt sehr naheliegend, ja notwendig gewesen. Für den praktischen Ingenieur, der gewohnt ist, den Polieren auf der Baustelle seine Anweisungen in Gestalt von Zeichnungen zu geben, hätte es auf der Hand gelegen. Die Anfertigung nur einer solchen Zeichnung hätte notwendigerweise die Besinnung hervorgebracht, die bei diesem Wechsel des Bauproblems unerlässlich war. Das Fehlen eines solchen Planes ist bei der Hauptverhandlung erschütternd zutage getreten. Im übrigen ist die Berechnung der einzelnen Glieder des Aussteifungssystems, wie es scheint, in der üblichen Weise durchgeführt worden. Es ist hierbei keine Rechnung darüber angestellt, in welchem Grade der Steifenzug bzw. die Steifenzüge

von zwei oder drei gegeneinanderstoßenden Steifen eine Stützungsnotwendigkeit in ihren Gelenken haben müssen, wie dies, soweit mir erinnerlich, in der Vorzeit des Berliner Untergrundbahnbaues nie geschehen ist. Daß diese Stützung notwendig ist, zeigt das Regelblatt in aller Deutlichkeit und ist eine Selbstverständlichkeit.

In der Hauptverhandlung ist in diesem Zusammenhange als von einem Knickproblem gesprochen worden. Wenn diese Bezeichnung zulässig sein soll, dann müssen wir Ingenieure uns nur bewußt sein, daß dieses Knickproblem mit dem elastischen Knickproblem, auf das sich die Eulersche Formel und die Versuchsergebnisse von Tetmajer beziehen, nichts zu tun hat. Die Festigkeit eines auf zentralen Druck beanspruchten überschlankten Stabes versagt, indem er über seine elastische Linie durch Biegung — man sagt durch Knickung — zu Bruch kommt. Diese Knickung ist eine Grenzerscheinung der Stabilität. Ein zentral auf Druck beanspruchter Stab ist stabil; er kann aber bei wachsendem Druck labil werden (Abb. 3). Den Druck, bei dem die Stabilität aufhört, bzw. die erforderliche Sicherheit vor diesem kritischen Druck geben die Eulersche Formel in ihren Grenzen und die Tetmajerschen Versuchsergebnisse an. Die Knickung ist also vom Elastizitätsmodul bzw. Knickmodul des Materials und vom Trägheitsmoment des Stabquerschnitts und vom Schlankheitsgrade des Stabes abhängig. Dies ist das eigentliche Knickproblem. Es tritt auch in gebündelten Stäben auf, hier aber mehr verschleiert. Ein zentral auf Druck beanspruchter, aus mehreren gelenkartig gegeneinander gestoßenen Stäben bestehender Stabzug ist unterschiedlich von einem einzelnen Stabe niemals stabil, sondern von vornherein labil (Abb. 4). Er muß in jedem Falle erst stabil gemacht werden durch seitliche Haltekraften von außen gegen die Gelenke. Der Sicherheitsgrad, der ihm durch solche Haltekraften gegeben wird, kann mathematisch ausgedrückt werden, aber nur in Abhängigkeit von solcher von außen schon vorhandener Haltekraft. In diesem mathematischen Ausdruck spielen der Elastizitätsmodul bzw. Knickmodul des Materials,



Der Stab ist stabil bis zu einer oberen Grenze von P
Abb. 3.



Der Stabzug ist bei jeder Kraft P labil
Abb. 4.

aus dem der Stabzug besteht, sowie das Trägheitsmoment des Querschnitts der Stäbe gar keine Rolle. Das heißt: dieses Knickproblem — ich darf es das sogenannte Knickproblem nennen — ist in Hinsicht des Stabzuges allein weder ein Elastizitätsproblem noch ein Festigkeitsproblem. Ein solcher Stabzug besitzt als solcher weder eine Elastizität noch eine Festigkeit. Sein Verhalten ist daher auch nicht dem elastischen Ausbiegen eines einzelnen Stabes sinngleich. Dies alles kleidet lediglich begrifflich ein, was dem Ingenieur eine einfache Erkenntnis ist, was ihm das natürliche Gefühl und angesichts einer praktischen Aufgabe eine einfache Besinnung sagt.

Die Steifenzüge der Baugrube, um die es sich hier handelte, bestehen aus gelenkartig gegeneinander gestoßenen Einzelsteifen, sie sind solche zusammengestoßenen Stabzüge. Keiner der Steifenzüge der Baugrube besitzt also ohne Hinzunahme anderer Bauglieder eine Stabilität, so stark die einzelnen Steifen auch sein mögen; eine ganze Reihe und mehrere Stockwerke solcher parallelen oder nahezu parallelen Steifenzüge besitzen sie ebensowenig. Daß es sich hier nicht um vollkommene Kugelgelenke, sondern um ein unmittelbares oder durch Keile vermitteltes Gegeneinanderstoßen der vollen Querschnitte handelt, das ändert natürlich nichts an dieser grundsätzlichen Tatsache. Jeder Ingenieur weiß, und das weiß auch jeder aufmerksame Zimmerpolier, daß es einer verhältnismäßig nur kleinen Haltekraft bedarf, um die Bewegung der Gelenke eines annähernd geraden Steifenzuges zu verhindern, d. h. die Stabilität herzustellen. Mit wachsender Abweichung von der Geraden muß diese Kraft freilich nach Maßgabe des Parallelogramms der Kräfte gesteigert werden. Nach dem Regelblatt wird die Stabilität nach dem Muster des früheren Untergrundbahnbaues erfahrungsgemäß mit überragender Sicherheit in der Ebene der Mittelstiele durch gekreuzte Diagonalen in jedem 4. bis 5. Felde der Mittelwände und durch die C-Eisenzangen, die die gekreuzten Felder über die dazwischen für sich stehenden Mittelstiele miteinander verbinden, hergestellt. In senkrechter Richtung wird sie her-

gestellt durch eine Einbindetiefe der Mittelstiele von etwa 3 m, die das Herausziehen der Stiele aus dem Untergrunde und das weitere Eindringen in den Untergrund verhindern. Die von der Reichsbahn selbst aufgestellten Regelblätter sind grundsätzliche Zeichnungen, die als Regel der Baukunst sich an einen denkenden Ingenieur wenden, der sie lesen können muß. In ihrem Wesen, nicht für jede Einzelheit sind sie verpflichtend. Nun stellen diese grundsätzlichen Zeichnungen die Baugrube im Augenblick des Vollaushubes dar. Wie im fließenden Bauvorhaben, d. h. mit wachsendem Aushub das Aussteifungsgerippe

richtig aufgebaut und ergänzt werden muß, und wie es nach vollendetem Aushub mit wachsendem Einbau des Tunnelkörpers allmählich wieder abgebaut werden muß, so daß in keinem Augenblick die Stabilität verlorengeht, das ist dem denkenden und wachsamem Ingenieur im Sinne des Regelblattes überlassen. Seinen Anweisungen ist es überlassen, die erforderlichen Bauglieder im fortschreitenden Aushub rechtzeitig einbauen zu lassen, ist es, wenn beim Einbau des Tunnels solche Bauglieder als hinderlich wieder beseitigt werden müssen, überlassen, die jeweilig erforderlichen Ersatzstützungen stellen zu lassen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Strelasund.

Von Reichsbahnbauassessor Brückner, Stralsund.

(Schluß aus Heft 23.)

2. Die Eisenbahnbrücken.

Bereits unter I wurde allgemeines über die vollständig geschweißten Eisenbahnbrücken gesagt. Als Baustoff wurde St 37 verwendet. Abb. 5 und 18 zeigen die Querschnitte. Als der Entwurf der Brücken aufgestellt wurde, war die Vorschrift für geschweißte Stahlbauten Teil II 1936 noch nicht erschienen. Die sich aus dieser Vorschrift ergebenden Änderungen konnten aber noch rechtzeitig berücksichtigt werden.

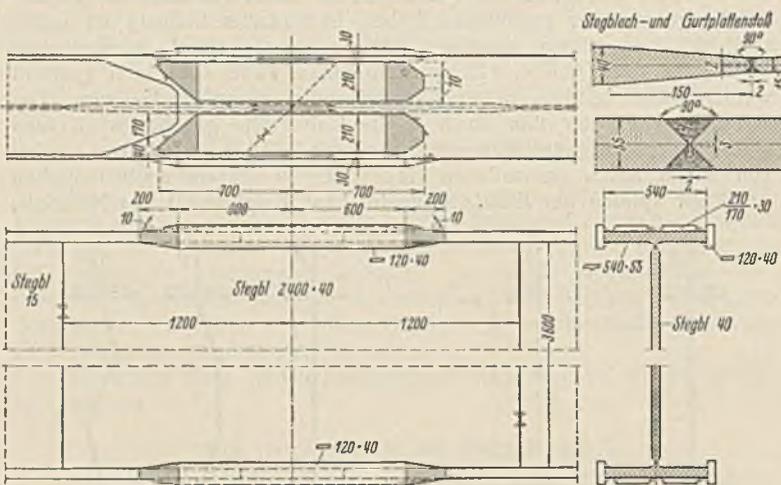


Abb. 24. Stoßausbildung der Eisenbahnbrücke Anteil Doernen.

a) Anteil Doernen. Die Hauptträgerstehblechhöhe beträgt 3600 mm ($\frac{1}{15}$ der Stützweite). Das nur 15 mm dicke Stehblech wird durch I 22 und I 20 ausgesteift, die abwechselnd außen und innen liegen, und außerdem im Bereich der positiven Momente durch 900 mm vom Obergurt entfernte, im Bereich der negativen Momente 950 mm vom Untergurt entfernte an der Stehblechinnenseite liegende waagerechte Druckaussteifungen. Da die senkrechten Zwischenaussteifungen erfahrungsgemäß nie genau am Gurt anliegen und so den Gurt nicht abstützen können und unerwünschte Wasserfugen bilden, wurden auf den Außenflansch der Aussteifungen senkrechte Abstützungsbleche geschweißt. Die Schweißnaht wurde so gezogen, daß sich diese Flachbleche durch die Schrumpfung noch besonders fest gegen den Gurt pressen. Die Gurte bestehen aus

Wulstbreiteneisen Doernen 540 · 55, in Feldmitte und über den Stützen verstärkt durch 510 · 32 und 480 · 38. Die Gurtplatten sind zweimal in jeder Öffnung, etwa 7 m von den Auflagerpunkten (an den Momentenullpunkten für Eigengewicht), durch X-Nähte gestoßen. An der Stoßstelle, an der keine Verstärkungslamellen liegen, wurde, um die Naht zu entlasten, durch Einfügen eines erheblich dickeren Stehblechzwischenstückes (40 mm), dessen Stöße 1200 mm vom Gurtstoß entfernt liegen, das Widerstandsmoment des Trägers künstlich erhöht. Bei einem in einem Probestoß ausgeführten Vorentwurf, der auf der Anschauung aufgebaut war, daß eine Kehlnaht besser ist als eine Stumpfnah, durchdringt das dickere Stehblechzwischenstück die Gurtplatte und bietet so die Möglichkeit, an der Gurtaußenseite durch Anordnung von Kehlnähten das Stehblech zur Stoßdeckung heranzuziehen. Seitwärts des Gurtes ebenfalls durch Kehlnähte angeschlossene Laschen sollten gleichfalls der Stoßdeckung dienen und außerdem den Anfang der senkrecht durch den Gurt laufenden Stumpfnah abfangen. Auf Grund der Bevorzugung der Stumpfnah in den neuen Schweißvorschriften wurde der Stoß des Gurtes nach Abb. 24 ausgebildet. Der Gurt ist nicht mehr geschlitzt, und die jetzt



Abb. 25. Querträgeranschluß der Eisenbahnbrücke Anteil Doernen.

tragende Stumpfnah verläuft unter 45° zum Gurt. Später kamen noch die in der Abbildung vorhandenen aufgeschweißten Laschen als zusätzliche Sicherung hinzu. Die Einzelheiten der Fahrbahnausbildung, der Längsträgeranschlüsse, Queraussteifung zwischen den Längsträgern und der Verbände entsprechen im allgemeinen denen der Ziegelgrabenbrücke. Abbild. 25 zeigt einen Querträgeranschlußpunkt über der Pendelstütze mit Windverbandanschluß, waagerechte Stehblechsaussteifung und Konsole für Besichtigungswagen.

Da die Baustellenstöße etwa 7 m von den Pfeilern entfernt waren, und die Träger ohne Hilfsgerüst abgesetzt werden sollten, mußten die Hauptträger der Öffnung am Widerlager B,

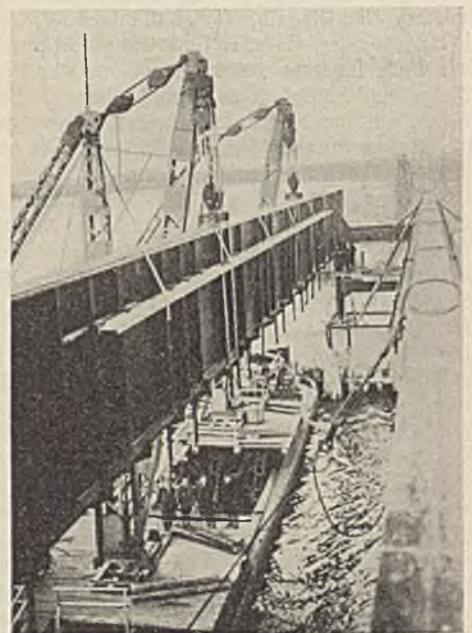


Abb. 27. Absetzen der Hauptträger (Doernen).



Abb. 26. Antransport der Hauptträger.

an dem die Montage begonnen wurde, 7 m länger als die Stützweite, also etwa 61 m lang, sein. Diese in der Werkstatt in Ringen hergestellten Träger wurden mit den bereits bei der Ziegelgrabenbrücke verwendeten Werkwagen zur Baustelle und mit dem Kranschiff auf Widerlager und die vorher festgelegte Pendelstütze abgesetzt. Abb. 26 zeigt einen solchen Trägertransport im Strelasund und Abb. 27 das Absetzen des zweiten Trägers (100 t). Die abgesetzten Träger wurden sofort mit den Endquerträgern behelfsmäßig verschraubt. Die Hauptträger für die folgenden Öffnungen waren 54 m lang und legten sich jeweils auf am überkragenden Hauptträger der vorhergehenden Öffnung befestigte Konsolen, bis der letzte Träger, der $54 + 7 = 61$ m lang war, mit seinem freien Ende die Brückenmitte und damit den Beginn des Loses Krupp erreicht hatte. Fortlaufend mit dem Aufstellen der Hauptträger wurden auch Querträger und Verbände eingebaut. Hierzu diente, wie in Abb. 28 ersichtlich, ein auf den Obergurten der Hauptträger laufender Einbauwagen. Da gleichzeitig mit der Montage auch Stöße geschweißt wurden, mußte durch Hochklotzen der Auflagerpunkte ständig dafür gesorgt werden, daß bei der jeweiligen Belastung die Trägerachse an den Stoßstellen durchlief. Für die Schweißarbeiten wurde an den Untergurten eine Rüstung aufgehängt. Die Schweißaggregate liefen dabei in Wagen, die ähnlich wie der Einbaukran auf dem Obergurt liefen.

Dem Schweißvorgang der Stöße lag folgende Überlegung zugrunde. Wegen des Schrumpfvorganges muß in jeder frisch gezogenen Naht eine Zugspannung und als Gegenkraft in den bereits zur Verbindung der Stücke gezogenen Nähten eine zusätzliche Druckspannung auftreten, die in ihnen etwa noch vorhandene Zugspannung abbaut oder gar in Druckspannung umkehrt. Die Schweißfolge wurde also so gewählt, daß die Zugspannung möglichst gleichmäßig herabgesetzt wurde und vor allem in den Gurten möglichst keine Zugspannung mehr zurückblieb. Das bedeutete also möglichst symmetrische Schweißung, Beginn der Schweißarbeiten an den Gurtplatten, u. U. Wechseln der Schweißrichtung in den einzelnen Lagen, damit in der Naht keine Spannungsspitzen auftraten.

Eine Stehnaht des dicken Stehblechzwischenstücks war bereits in der Werkstatt geschweißt. Das Stehblech wurde so zugearbeitet, daß durchgehend eine 2 mm breite Fuge blieb. Die Gurtplatten wurden auf der Unterseite durch behelfsmäßige Stoßlaschen miteinander verschraubt. Sodann wurde die obere Hälfte der X-Naht im Ober- und Untergurt zu $\frac{1}{3}$ der Höhe gleichzeitig verschweißt. Nach Entfernen der Laschen wurden die Unterseiten überkopf ebenfalls zu $\frac{1}{3}$ verschweißt. Durch Einbau einer 20-t-Winde und durch Zusammenziehen wurden die Zugspannungen im Gurt herabgesetzt und das zweite Drittel der Nähte im Gurt gefüllt. Darauf folgte das Verschweißen der X-Stehnaht des Stehbleches und damit eine Entlastung der Gurte. Durch das nun folgende Fertigschweißen der Gurtnähte vergrößerte sich deren Zugspannung wiederum, bis sie schließlich ihre Entlastung durch das Schweißen der Halsnähte zwischen Stehblech und Gurt und der Kehlnähte an den seitlichen und auf dem Gurt liegenden Laschen erhielt.

Abgesehen von den Kehlnähten waren durch die Firma Doernen insgesamt an Stumpfnähten herzustellen:

	Werkstattnähte	Baustellennähte
im Stehblech	252,80 m	28,80 m
im Gurt	18,30 m	12,20 m

Da die Röntgenanlage erst verhältnismäßig spät auf der Baustelle erschien, wurde erst nach Herstellung des 4. Hauptträgerstoßes festgestellt, daß die Nähte durchweg zwei parallele Schlackenzellen hatten, die Elektrode für die zweite Lage also zu dünn war, um die seitlichen Schlackeneinschlüsse der ersten Raupe ausspülen zu können. Nachdem dann in den beiden ersten Lagen statt mit 3 mm mit 4 mm dicken Elektroden geschweißt wurde, stellten sich die Mängel nicht mehr ein. Abgesehen von einigen geringen und unbedeutenden Schlackenzellen zeigten sich keine Fehler, insbesondere keine Risse in der Naht. Die Überkopfschweißung wies im Röntgenbild das dafür typische leicht porige Bild auf. Nur aus dem Umstande, daß zunächst mit zu dünnen Elektroden geschweißt wurde, und die Röntgenanlage nicht rechtzeitig da war, erklärt sich der Umfang der Ausbesserungen in den Stumpfnähten.

	Werkstattnähte	Baustellennähte
im Stehblech	35,9 m = 14,3 %	14,40 m = 50 %
im Gurt	0 m = 0 %	3,06 m = 25 %

Die aufgekrenzten und ausgebesserten Nähte waren einwandfrei.

b) Anteil Krupp. Die Konstruktion entspricht in ihrem Gesamtaufbau und den Maßen der Hauptträger der Anordnung der Querträger und Verbände der des Anteailes Doernen. Die Unterschiede sind in der Hauptsache dadurch bedingt, daß Krupp es vorzieht, V- bzw. U-Nähte statt der von Doernen verwendeten X-Nähte anzuordnen. Demgemäß

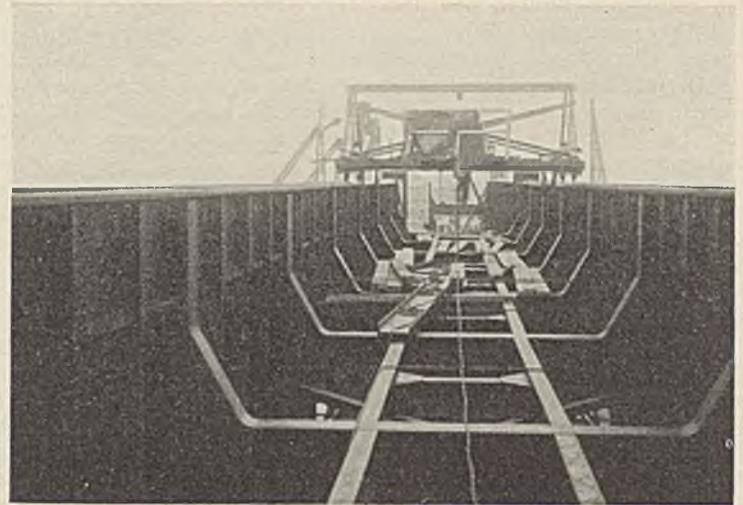


Abb. 28. Montagekran für die Querträger und Verbände.

wurden als Gurte der Haupt- und Querträger ST-Profile verwendet. Die Gurtprofile der Hauptträger ST 400 · 40 sind in jedem Felde zweimal gestoßen, und zwar wie bei Doernen in der Nähe der Momentennullpunkte für Eigengewicht. Von den $2 \cdot 2 \cdot 5 = 20$ Hauptträgerstößen waren 16 auf der Baustelle herzustellen. Abb. 29 u. 30 zeigen die Stoßausbildung mit

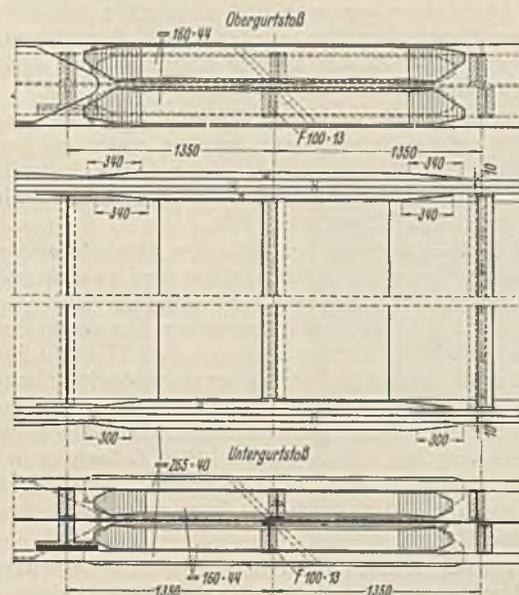


Abb. 29. Hauptträgerstoß der Eisenbahnbrücke (Anteil Krupp).

Doppeltulpennähten im Gurt. Auch hier sind aufgeschweißte Laschen als zusätzliche Sicherung vorgesehen. Der Arbeitsvorgang in der Werkstatt für die Hauptträger ist dadurch bemerkenswert, daß keine Drehringe verwendet wurden. Nachdem die voraussichtlichen Schrumpfungen durch Längenzugaben bei den Hauptträgern ausgeglichen waren, wurden die

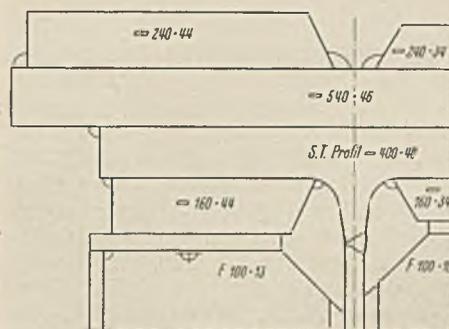


Abb. 30. Gurtquerschnitt (Anteil Krupp).

Stehbleche mit 3,5 mm Luft zwischen den einzelnen Blechen durch Einfügung von Zwischenplättchen in der angegebenen Dicke gelegt und an einigen Stellen geheftet. Nunmehr wurde die V-Naht zwischen den einzelnen Blechen, um in den Randzonen Druck zu erhalten, von außen nach innen gleichzeitig verschweißt. Nach Aufschweißen der Aussteifungen auf der Oberseite und Aufspannen der vorher mit den Gurtingen verschweißten ST-Profile wurden die Träger mit zwei Kranen umgedreht und die Aussteifungen auf der Rückseite eingeschweißt. Gleichzeitig wurde die Wurzel der V-Nahtstöße im Stegblech aufgekrenzt und die Wurzelverschweißung vorgenommen. Nach abermaligem Umkanten konnte die V-Naht zwischen dem ST-Profil und Gurt restlos verschweißt werden, wobei ebenfalls ein Spielraum von 3,5 mm vorgesehen wurde (Wurzelverschweißung wie vor). Um das Auskreuzen der Wurzel zu ersparen, beabsichtigt die Firma, später in ähnlichen Fällen auf die Wurzelseite Kupferschienen mit Nut zu legen und damit gleich mit der ersten Lage ein völliges Durchschweißen der Wurzel zu erreichen. Da verhältnismäßig dünne und breite Aussteifungsplättchen verwendet wurden, wölbten sie sich beim Anschweißen an die Aussteifungen, so daß sich zwischen

den verzogenen Blechen und dem Gurt Wasserfugen bildeten. Es ist deshalb angezeigt, möglichst dicke und schmale Aussteifplättchen zu nehmen oder das von Doernen angewendete Verfahren zu wählen.

Da, wie bereits erläutert, die ganze Brücke (270 m) auf dem Damm montiert werden sollte, wurden die einzelnen Hauptträgerstücke (18 Stück) von etwa 27 bis 40 m Länge mit der Eisenbahn auf den Damm befördert, dort entladen und zum Verschweißen der Stöße in Wälzringe eingebaut (Abb. 31). Um den verhältnismäßig frisch geschütteten Damm an der Böschungskante möglichst wenig zu belasten, wurden die Hauptträger so aufgestellt, daß der eine Hauptträgerstrang in der späteren Gielesachse, der andere in einem Abstände von 5,5 m nach der Dammitte zu stand. Nach dem Zusammenbau der ganzen Brücke war eine seitliche Verschiebung von 2,25 m erforderlich.

Nach dem ursprünglichen Bauplan sollte jeder Hauptträgerstrang für sich in Ringen unter ständigem Drehen zur Vermeidung von Überkopfschweißungen auf die endgültige Länge von 270 m verschweißt und erst dann mit dem Einbau der Fahrbahn begonnen werden. Zur Kontrolle der Gleichmäßigkeit des Drehens waren an den Flanschen der Wälzringe in Abständen von etwa 10° Teilstriche angebracht worden. Da zunächst möglichst kurze Stücke miteinander verschweißt werden sollten, wurden zunächst Trägerpaare miteinander verschweißt und diese dann zu Vierergruppen miteinander vereinigt. Um die einzelnen Paare unabhängig voneinander drehen zu können, mußten die Träger zunächst mit Abstand voneinander abgeladen und später in der Längsrichtung zu den erforderlichen Gruppen zusammengeschoben werden. Dieser Längstransport erwies sich als sehr zeitraubend. Deshalb wurde, nachdem die beiden Hauptträgerstränge etwa zur Hälfte verbunden waren, schon mit dem Einbau der Quer- und Längsträger begonnen und gleichzeitig mit dem Zusammenschweißen der Hauptträger der zweiten Hälfte fortgefahren. Nach Einbau der Fahrbahn auch in der zweiten Hälfte mußten dann beide Brückenteile miteinander verschweißt werden.

Der hierzu erforderliche Stoß (Baugruppenstoß) mußte nun allerdings, da die Hauptträger nicht mehr gedreht werden konnten, anders als der Normalstoß ausgebildet werden. Er unterscheidet sich von ihm dadurch, daß die Tulpe durch beide Gurtplatten durchläuft (86 mm) und deshalb vollständig von oben her geschweißt werden konnte.

Das Schweißen der 2·8 = 16 Hauptträgerstöße der Baustelle wurde nach einem Schweißplan der Firma Krupp durchgeführt, und zwar wurde zunächst die schräge Doppeltulpenschweißnaht der Gurtungen vollständig verschweißt, während das 1,5 m lange Stegblechzwischenstück noch nicht eingebaut war und die Halsnaht zwischen Stegblech und ST-Profil auf etwa 80 cm noch offen war. Sodann wurde das vorgewölbte Stegblechzwischenstück eingebaut und die Schweißung beider V-Nähte zum Stegblech liegend ausgeführt. Hierbei zog sich das Stegblechzwischenstück durch die auftretende Schrumpfung nahezu gerade. Eine Entlastung der Gurtnähte konnte dadurch allerdings nicht erreicht werden. Zum Schluß wurden die Halsnähte geschlossen, wodurch die Zugspannungen in den Gurten abgebaut wurden.

Beim Schweißen der Gurtstöße traten einige örtlich begrenzte Spannungsrisse in der jeweils zuletzt gezogenen Schweißraupe, jedesmal in der Tulpennaht des Nasenprofils, im Obergurt auf. Als Grund hierfür wird die größere Steifigkeit des Nasenprofils gegen die Winkelschrumpfung der Naht angesehen. Nach Verminderung des Wärmeabfalles und damit der Winkelschrumpfung durch entsprechende Schweißgeschwindigkeit, Anwärmen der bereits zur Hälfte geschweißten Gegentulpennaht, Aufbau

der einzelnen Lagen durch steile anstatt flache ineinander fließende Raupen, konnten diese Risse vermieden werden. Von den 8·4 = 32 auf der Baustelle geschweißten Gurtstumpfnähten traten derartige Risse an vier Stellen auf. Das Ausbessern hatte Erfolg und bereitete keine Schwierigkeiten.

An einem Stoß war nach beendetem Schweißen der Gurtungen eine Verwerfung der beiden Gurtlamellen am Ober- und Untergurt gegeneinander eingetreten. Nach Anwärmen auf Rotglut wurden die um etwa 4 bis 5 mm gegeneinander klaffenden Lamellen unter Verwendung von Pumpen und Traversen wieder beigerichtet. Die Längsschrumpfung durch zweimaliges Beirichten im Ober- und Untergurt betrug etwa 20 mm. Da die Außenflächen der Gurte wegen der aufzuschweißenden Decklaschen völlig eben sein mußten und der Schrägstoß an und für sich wegen der Wärmestauung in den spitzen Ecken zu einem Verziehen nach einer windschiefen Fläche neigt, wurden kleinere Unebenheiten nach dem Schweißen und Schleifen der Nähte durch eine besondere an den Gurt anschraubbare Fräsmaschine beseitigt.

Der Schweißplan für den Baugruppenstoß wich von den anderen etwas ab. Vor Zusammenschieben der Träger wurde die Fuge zwischen ST-Profil und Gurtlamelle innerhalb der durchgehenden Tulpe hergerichtet und durch V-Naht verschweißt. Dann wurde der kürzere Brückenstrang, damit er der auftretenden Schrumpfung möglichst folgen kann, auf Rollen verlegt. Da nach den bisherigen Erfahrungen bei der einseitigen Tulpe wie bei einer V-Naht infolge ungleichmäßiger Schrumpfung eine Durchbiegung nach der Nahtwurzel zu entsteht, wurden die Gurte um etwa 10 mm aufgebogen. Eine Zugvorrichtung mit Pufferfedern, die auf 40 t gespannt war, sorgte dafür, daß die ersten Lagen der Schweißung möglichst entlastet wurden (Abb. 32). Die beiden am Stoß liegenden Querträger waren beim Verschweißen der Baugruppen noch nicht eingeschweißt. Nach Füllen der halben Tulpe wurde geröntgt und die Naht dann ganz geschlossen.

Beim Schweißen des Baugruppenstoßes wurden an den Obergurten sichtbare Oberflächenrisse festgestellt, die an der Nase des ST-Profils ansetzten und im Werkstoff ausliefen; sie wurden leicht beseitigt. Weitere durch elektromagnetische Durchflutung festgestellte feine Haarrisse ließen sich durch Ausschleifen beseitigen.

An Stumpfnähten waren insgesamt herzustellen:

	Werkstattstöße	Baustellenstöße
im Stegblech	151,20 m	115,20 m
im Gurt	6,15 m	24,65 m

Auf Grund des Befundes der Röntgenaufnahmen (Schlackeneinschlüsse und Wurzelbindungsfehler) wurden ausgebessert:

	Werkstattstöße	Baustellenstöße
im Stegblech	21,80 m = 14,0 %	11,50 m = 10,0 %
im Gurt	0,38 m = 6,2 %	0,77 m = 3,1 %

Beim Ausbessern der Nähte zeigte sich, daß ein Erfolg nur zu erwarten ist, wenn das Auskreuzen mit einem runden Meißel und so lange durchgeführt wird, bis sich der Span nicht mehr teilt.

Beim Schweißen des Fahrbahngerippes sind Schäden irgendwelcher Art nicht aufgetreten. Vor Anschweißen der Querträger wurden zunächst die Längsträger von der Mitte der einzelnen Öffnungen aus verschweißt. Durch länger angelieferte Paßträger wurden die Schrumpfungen in jeder Öffnung ausgeglichen. Vor dem Einschleiben wurde in dem Längsträger-



Abb. 31. Eisenbahnbrücke auf dem Damm in Wälzringen.

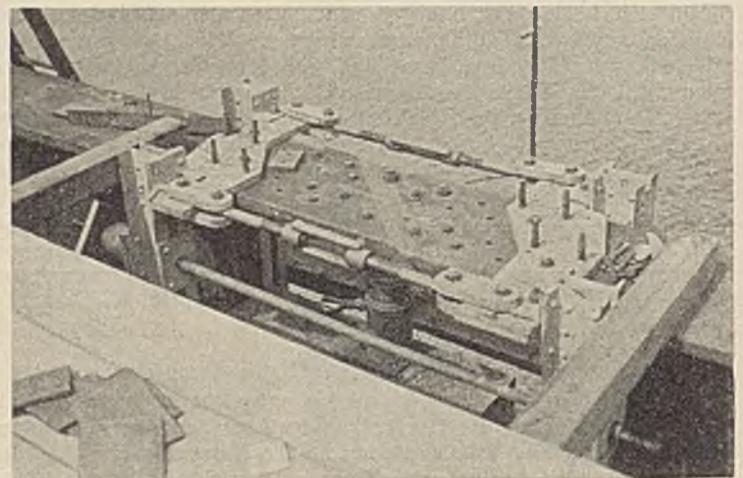


Abb. 32. Spannvorrichtung für den Baugruppenstoß.

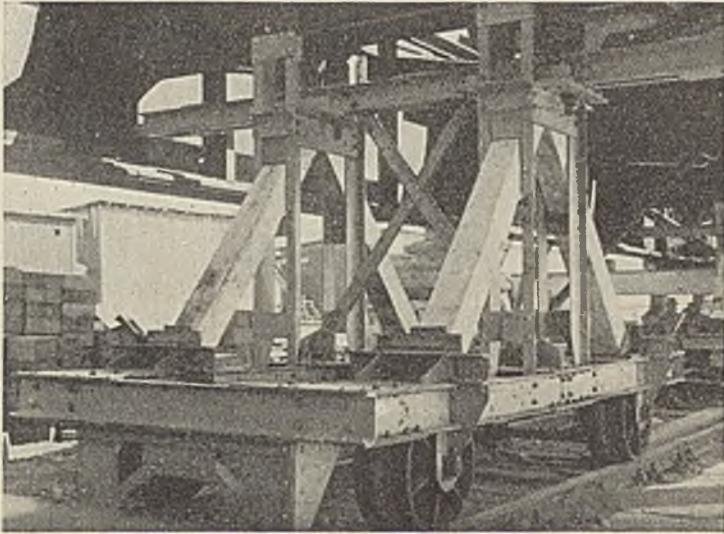


Abb. 33. Vorschubwagen (Anteil Krupp).

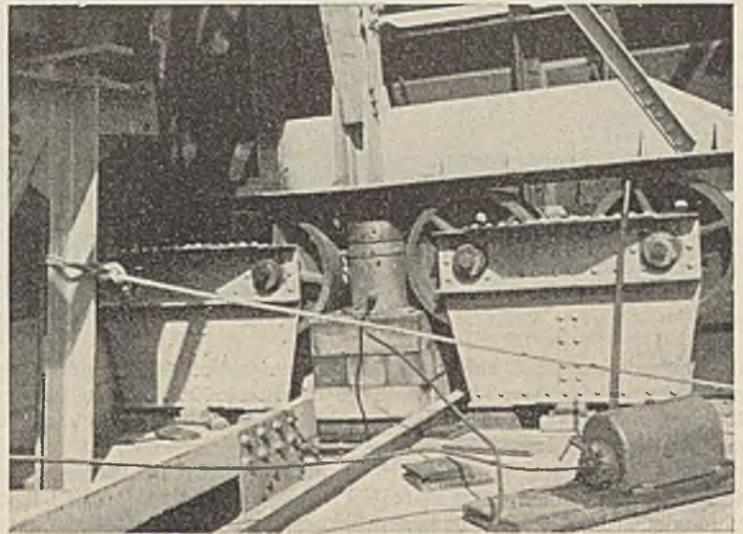


Abb. 35. Einschubrollen auf dem Widerlager A.

strang jeder Öffnung eine Unterbrechung gelassen, um die Fahrbahn möglichst von Spannungen frei zu halten. Aus dem gleichen Grunde wurden die Schienenträger für die Besichtigungswagen am Untergurt erst nach dem Einschleiben verschweißt.

Nachdem der Brückenteil von 270 m Länge auf dem Damm in der beschriebenen Weise fertig montiert war, wurde er um 2,75 m quer in die Gleisachse verschoben. Das Querverschieben geschah mit Hilfe von Schraubwinden gleichmäßig und gleichzeitig an allen Unterstützungen, nachdem der Überbau auf 13 Verschubbahnen mit quer zu seiner Achse liegenden Schienen gelegt worden war, mit denen er auf IP 50 verschoben wurde. Um ungleichmäßiges Verschieben zu verhindern, wurde an jeder Verschubbahn eine Skala angebracht.

Das nun folgende Längsverschieben fand auf 25 zweiachsigen Wagen (unter jedem zweiten Querträger) statt. Das Verschubgleis bestand aus Schienen S 49 in Normalspur auf Rippenplatten. Um möglichst geringe Bodenpressung zu erhalten, lagen je zwei Schwellen dicht zusammen, und zwischen den Schwellenpaaren war nur so viel Platz, daß die Kiebbettung nachgestopft werden konnte. Um zu verhindern, daß die Einschubwagen beim Nachgeben des Gleises an einer Stelle ganz entlastet werden und Überlastungen an anderen Stellen auftreten, wurden zwischen Wagen und Überbau Federn eingeschaltet. Damit die Wagen am Ende der Verschubbahn, also vor dem Widerlager, leicht seitlich entfernt werden konnten, erhielt das Gleis dicht vor dem Widerlager so viel Gefälle, daß die Wagen sich nach Festlegung der Federn von selbst freisetzen. Abb. 33 zeigt einen dieser Einschubwagen.

Für das Verschieben über die Brückenöffnungen mußten um die Pendelstützen besondere Abstützkonstruktionen (Abb. 34) gebaut werden, die den etwa 16 t betragenden waagerechten Schub aus rollender Reibung und Zapfenreibung aus dem Pfeilerkopf übertragen und gleichzeitig die Rollen für das Längsverschieben aufnehmen. Die Pfeiler konnten die Seltenkräfte ohne besondere Hilfskonstruktionen aufnehmen.

Die Einschubrollen (Abb. 35), von denen an jedem Unterstützungspunkte der Hauptträger vier Stück erforderlich waren, wurden, damit sie

sich der Biegelinie des Trägers anpassen konnten, paarig in Schwingen drehbar gelagert. Ehe das Vorschleiben auf die Rollen begann, mußten die Untergurte der Hauptträger wegen ihrer verschiedenen Dicke ausgefuttert werden.

Die Brücke wurde mit zwei 35- und 30-t-Flaschenzügen vorwärts bewegt — je einer an jedem Hauptträger —, die von elektrischen Kabelwinden bedient wurden. Die Seile griffen an einem Doppelhebel an, so daß auch bei geringer Verschiedenheit des Anziehens der Flaschenzüge auf beiden Brückenseiten die auf die Brücke wirkenden Gesamtkräfte zentrisch angriffen. Diese Doppelhebel wurden an dem Untergurt der Hauptträger so angeklemt, daß sie sich gegen die Sicherheitslaschen abstützten. Sie mußten, damit die Zugselle nicht zu lang wurden, verschiedentlich umgesetzt werden. Der Zug der Winden wurde durch eine Bockkonstruktion unmittelbar an die Widerlager abgegeben.

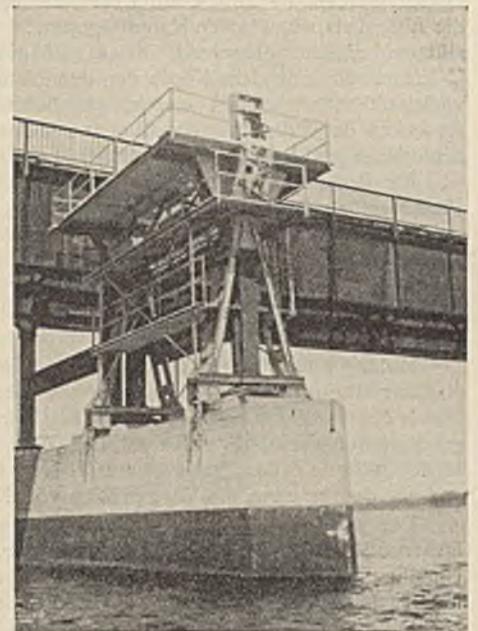


Abb. 34. Festlegung der Pendelstützen.

Die Brücke, die vor Erreichen eines Pfeilers 54 m frei auskragte, hatte bis zu 60 cm Durchbiegung an der Spitze. Die Einschubrollen auf den Pfeilern konnten deshalb erst eingebaut werden, wenn die Trägerspitze

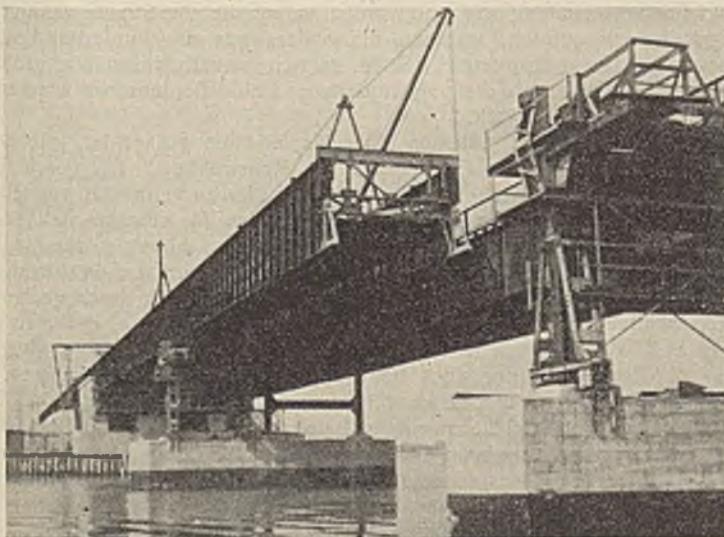


Abb. 36. Vorschleiben des Eisenbahnüberbaues in die Öffnung 2.

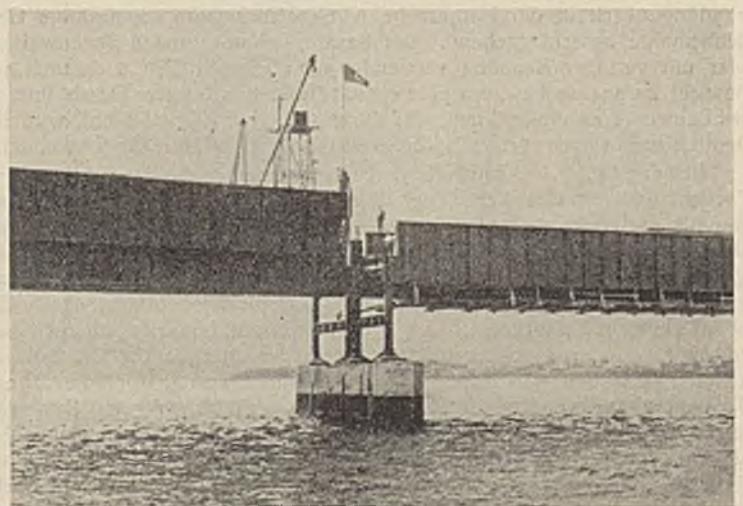


Abb. 37. Der Eisenbahnüberbau (Anteil Krupp) erreicht den Pfeiler 5.



Abb. 38. Gesamtansicht der Brücke mit Stralsund im Hintergrunde.

mit Wasserdruckpressen auf den Pfeilern um das Maß der Durchbiegung angehoben worden war. Abb. 36 zeigt die Brücke mit einem leichten Montageschnabel beim Einschleiben, Abb. 37 kurz vor Erreichen des Doernenschen Überbaues.

Nach Beendigung des Einschlebens diente die Bockkonstruktion am Widerlager mit Ballast beschwert als Führung der Brücke in der Längsrichtung beim Absenken. Mit Rücksicht darauf, daß die Widerlager schon fertiggestellt waren, mußte die Höhenlage der Brücke beim Einschleiben um 2,1 m höher sein als in der endgültigen Lage. Als die Brücke ihre endgültige Grundrißlage erreicht hatte, wurden die bereits vorher eingebauten Absenkkonstruktionen, die auch für die seitliche Lage der Brücke während des Absenkens sorgten, mit der Brücke verklebt. Als dann wurde die Brücke angelüftet und auf die Absenkkonstruktionen abgeklotzt. Darauf wurden die Rollen mit Unterstützungsstruktur ausgebaut und die Absenkstapel zwischen Hauptträgerunterkante und Pfeiler- bzw. Pendelstützenoberkante eingebaut. Diese Absenkstapel waren mit je zwei C-Eisen, die mit dem Kopfe der Pendelstütze fest und mit der Brücke verschleißlich verbunden waren, gut befestigt. Schließlich wurde das Absenken der Brücke in der üblichen Weise auf allen Pfeilern und dem Widerlager gleichzeitig durchgeführt.

Als Restarbeiten nach dem Absenken blieben noch das endgültige Verschweißen der Fahrbahn und der Einbau der Träger für die Fahrbahn des Besichtigungswagens und eines Kabelsteges.

IV. Sonstiges.

Für die Schifffahrt durch die Brücke werden zwei Öffnungen, für jede Richtung eine, freigegeben und zum Schutze der Pfeiler mit einem stählernen Leitwerk aus Union-Kastenpfeilern versehen. Das Leitwerk hat eine trichterförmige Einfahrt, in der die Leitholme aus Spundbohlen bestehen. Innerhalb der eigentlichen Öffnung liegen hölzerne Fachwerk-Schwimmfelder, die sich gegen elastische Eckdalben stützen. Die Durchfahrt wird durch elektrische Positionslampen gekennzeichnet.

Der Bau der Brücke begann im Winter 1934/35. Die Eisenbahnbrücke wurde am 5. Oktober 1936 dem Betrieb übergeben, die Straßenbrücke war wenige Wochen später fertig.

Abb. 38 zeigt eine Ansicht der fertigen Brücke.

Es wurden u. a. folgende Massen geleistet:

rd. 2400 t Stahl 37 für die Eisenbahnbrücke,
rd. 1400 t Stahl 52 für die Straßenbrücke,
rd. 800 t Stahl 37 für die Straßenbrücke,
5400 m² Stahlpundwand Profil IV und V,
8000 lfd. m Stahlrohrpfähle,
5400 m³ Unterwassergußbeton einschl. der Pfähle,
13 500 m³ Eisenbeton,
10 000 m³ Stampfbeton,
11 000 m³ Bodenaushub unter Druckluft.

Alle Rechte vorbehalten.

Unedle Nichteisenmetalle im Bauwesen.

Von Dipl.-Ing. C. L. Rudolph, Berlin.

Bislang haben neben dem Stahl und Eisen auch die unedlen Nichteisenmetalle im Bauwesen eine weit verbreitete Verwendung gefunden. Durch die vorübergehende Verknappung der Metalle ist der Bauingenieur genötigt, den Verbrauch an Kupfer, Blei, Zink, Zinn usw. einzuschränken und an deren Stelle andere Stoffe zu verwenden oder seine Konstruktionen so zu ändern, daß er ohne die Verwendung von Nichteisenmetallen auskommt.

Die weitaus größte Verwendung fanden bisher die unedlen Metalle, insbesondere die unedlen Nichteisenmetalle, im Stahlbau, in geringerem Umfange auch im Beton- bzw. im Eisenbetonbau. Im folgenden soll untersucht werden, welche Auswirkung die Verknappung der unedlen Nichteisenmetalle im Bauwesen hat. Dabei sollen zunächst einige Worte über die Verwendung des Stahles gesagt werden, wenn dieser Stoff auch nicht zum engeren Thema dieser Erörterungen gehört.

Bei der Planung von Ingenieurbauten muß, soweit es sich um Stahl handelt, auch gleich überlegt werden, welche Stahlsorte zu verwenden ist, d. h. ob Handelsbaustahl, St 37 oder St 52 für das Bauwerk in Frage kommt. Bei der Wahl der Stahlsorte waren bisher neben dem Verwendungszweck in der Hauptsache wirtschaftliche und konstruktive Gesichtspunkte ausschlaggebend. Bei Bauwerken mit großen Spannweiten oder mit geringer Bauhöhe verwendet man gern St 52, um dadurch an Gewicht zu sparen bzw. um eine einwandfreie konstruktive Durchbildung des Bauwerks zu ermöglichen. (St 48, ein Silizium-Nickel-Stahl, wird in Deutschland wegen seiner Sprödigkeit fast gar nicht mehr verwendet.)

Bei der Wahl des Baustoffs und des Systems muß schon mit großer Vorsicht und mit viel Weitherzigkeit zu Werke gegangen werden. Es ist verfehlt und vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus untragbar, daß hierbei nach einem bestimmten Schema oder nach bestimmten Grundsätzen verfahren wird, indem man für einen bestimmten Typ von Bauwerken immer denselben Baustoff und dasselbe System anwendet. Es ist abwegig, z. B. für eine weitgespannte Brücke ohne Zwischenstützen und mit geringer Bauhöhe als System einen stählernen Vollwandbalken nehmen zu wollen, was zwangsläufig dazu führen würde, hochwertigen Baustahl zu verwenden. Mit der Wahl eines zweckmäßigeren Systems, sei es ein Fachwerkträger, sei es ein Langerscher Balken, kann man wohl die Verwendung von St 37 ermöglichen, und man wird überdies noch an Gewicht und Baukosten sparen können. Das gleiche gilt sinngemäß auch für den Hochbau. Es läßt sich die Verwendung von St 52 in vielen Fällen vermeiden, und damit wird u. U. auch der Kupferverbrauch ein-

geschränkt. Die Verwendung von St 52 bei geschweißten Konstruktionen ist sogar nicht immer ratsam, und zwar wegen der dabei auftretenden großen Schwierigkeiten bei Herstellung von einwandfreien Schweißnähten. Dies gilt besonders für stark dynamisch beanspruchte Systeme.

Vielfach ist man dazu übergegangen, dem Stahl eine mehr oder minder große Menge Kupfer (etwa 0,2 bis 0,3%) zuzusetzen, um dadurch eine größere Korrosionsbeständigkeit zu erzielen. Der Erfolg ist im allgemeinen gering und steht in keinem Verhältnis zu dem Einsatz. Wohl läßt sich durch einen Kupferzusatz im allgemeinen die Korrosionsgeschwindigkeit herabmindern¹⁾, doch kann man auf keinen Fall auf einen besonderen Schutzanstrich verzichten. Ist aber ein Anstrich doch erforderlich, dann kann man auch auf den Kupferzusatz verzichten. Gelegentlich einer Studienreise wurde bei einer stählernen Spundbohlen-Uferbefestigung in der Nähe von Dünen (Nordsee, Elbmündung) festgestellt werden, daß der Kupferzusatz die Korrosion geradezu beschleunigt hat. Es waren zwei Versuchsstrecken unter den gleichen Bedingungen und zur gleichen Zeit dicht nebeneinander geschlagen worden, wovon die eine Strecke gekupferte Spundbohlen enthielt, während die andere aus ungekupferten Bohlen bestand. Die gekupferten Bohlen zeigten unverhältnismäßig größere Korrosionsschäden als die ungekupferten. Beide Bohlenarten stammten vom gleichen Lieferwerk.

Was hier im allgemeinen über Kupferstähle gesagt ist, gilt auch im besonderen für die Einzelheiten der Konstruktion. Ein geschickter Statiker und Konstrukteur wird es in vielen Fällen zu vermeiden verstehen, sowohl im Stahlbau wie auch im Eisenbetonbau für einzelne Bauglieder St 52 zu verwenden. Ganz besonders scheint es abwegig, für die Bewehrung von Fundamenten, Widerlagern, Flügelmauern u. a. hochwertigen Stahl zu verwenden. Es lassen sich fast ausnahmslos durch geeignete konstruktive Maßnahmen die Zugspannungen so ermäßigen, daß man gut mit St 37 oder gar mit Handelsbaustahl auskommt. Ist man gezwungen, für die Eisenbewehrung doch hohe Spannungen zulassen zu müssen, so empfiehlt sich etwa die Verwendung von Drillwulst- oder Istegstahl. Die Verwendung von St 52 (hochwertigem Betonstahl; vgl. Min.-Erl. v. 16. 2. 1937) im Eisenbetonbau erscheint also, von Sonderfällen abgesehen, als nicht unbedingt notwendig, und man sollte im Interesse der Metallwirtschaft ganz darauf verzichten.

¹⁾ K. Daeves und E. H. Schulz, Der derzeitige Stand der Korrosionsfrage im Stahlbau. Stahlbau 1937, Heft 1, S. 4 ff.

Kupfer wird aber im Bauwesen nicht nur zum Vergüten des Stahles gebraucht, sondern auch in großem Maße neben anderen Metallen zum Dichten von Fugen und Fahrbahnen, zum Eindecken von Dächern, zu Verkleidungen usw.

Eines dürfte wohl klar sein, daß man Kupfer ebensowenig wie Blei, Zinkblech oder ähnliches für Dacheindeckungen verwendet. Für die Verwendung der eben genannten Metalle als Dachhaut gibt es überhaupt keinen zwingenden Grund, auch keinen architektonischen. Vielfach sind Metalle als Eindeckungen geradezu ungeeignet, wenn es sich nämlich um Räume handelt, in denen schwefelhaltige Dämpfe auftreten können, z. B. Hütten, Lok-Schuppen u. ä. Es steht dem Ingenieur und Architekten eine derartige Fülle von anderen Stoffen — wie z. B. Glas, Schiefer, Ziegel, Eternit-, Beton-, Leichtbeton-, Bimsbetonplatten, um nur einiges zu nennen — zur Verfügung, daß für jede Konstruktion und für jeden besonderen Fall sich eine geeignete Eindeckung finden läßt, ohne Metall verwenden zu müssen. Soll eine besondere architektonische Wirkung erzielt werden, so läßt sich dies leicht durch einen entsprechenden Anstrich erzielen, besser noch bringt man von vornherein die Gesamtgestaltung des Bauwerks mit den ohne weiteres zur Verfügung stehenden heimischen Baustoffen in Einklang. Jede erzwungene Formgebung, die nicht dem natürlichen Kräfteverlauf oder dem Rahmen des Ganzen angepaßt ist, schadet dem Gesamtausdruck des Bauwerks. Bei der Mannigfaltigkeit der heutigen Technik und Industrie gibt es immer die Möglichkeit, einen Baustoff durch einen anderen zu ersetzen, ohne daß die Standfestigkeit, Wirtschaftlichkeit und das Aussehen darunter leidet.

Besondere Beachtung verdient die Dichtung von Fugen. Bei Bewegungsfugen von größerem Ausmaße werden zur einwandfreien Dichtung häufig korrosionsbeständige weiche Metalle, besonders Kupfer, verwendet. Aber auch hier lassen sich Wege finden, den Verbrauch von unedlen Nichteisenmetallen zu vermeiden. Der eine Weg ist der, daß man die Konstruktion so einrichtet, daß man für die Dichtung in einwandfreier Weise Bitumen und Teerstrick verwenden kann. Der andere Weg ist, für die schwer zu beschaffenden Metalle einen anderen gleichwertigen Stoff zu verwenden, der die übliche Konstruktionsweise zuläßt. Ein solcher Stoff scheint das auf der Leipziger Baumesse 1937 gezeigte sogenannte weichste Eisen zu sein. Den auf der Messe gezeigten Schaubildern nach vereint das „weichste Eisen“ dieselben Eigenschaften wie Kupfer in sich, besonders wenn es durch einen geringen Nickelzusatz korrosionsbeständig gemacht ist. Auch dünne Aluminiumbleche, die mit Bitumen gestrichen sind, lassen dieselbe Verwendungsmöglichkeit zu wie Kupfer.

Besonders sorgfältig müssen die Fahrbahnen von Brücken gedichtet werden. Hierbei aber Blei- oder Kupferfolien zu verwenden, erscheint nicht unbedingt notwendig. Nach den AIB der Deutschen Reichsbahn ist die Verwendung von Blei ohne schützende Umhüllung wegen der Gefahr der Zerstörung bei Berührung mit alkali- oder säurehaltigem Wasser nicht zweckmäßig. Es liegt also nahe, mit Rücksicht auf die schwierige Beschaffung von Blei, die „Schutzumhüllung“ zu einer regelrechten Dichtung auszubilden. Weiterhin gibt es im Handel viele Dichtungsarten, die von derselben Güte und Beständigkeit sind wie Kupfer- oder Bleidichtungen. Es sei hier besonders auf den deutschen Naturasphaltmastix hingewiesen, der leider viel zu wenig verwendet wird,

obwohl er anderen Stoffen gegenüber zum Teil erhebliche Vorteile hat²⁾. Ein anderer ausgezeichneter Dichtungsstoff ist auch das Tektipix. Bei Fahrbahnen mit Buckelblechen wird oft gefordert, daß die Buckelbleche einen Bleimennigeanstrich erhalten, verbleit oder verzinkt werden. Abgesehen davon, daß ein guter Anstrich aus Bitumen oder dem bereits erwähnten deutschen Naturasphaltmastix den gleichen Korrosionsschutz bildet wie ein Mennige- oder Metallfilm, kann ersterer durch mechanische Einflüsse auch nicht so leicht zerstört werden. Im Wasser- und Grundbau hat man ebenfalls mit gutem Erfolg bituminierte Spundbohlen oder Rammträger verwendet, wenn man es nicht überhaupt vorzog, auf einen Korrosionsschutz zu verzichten. Ganz verfehlt ist es aber, erst einen Bleimennigeanstrich aufzubringen und dann zu bituminieren. In solchem Falle würde man gerade das Gegenteil von dem erreichen, was man erreichen will, die Korrosion wird nämlich dadurch gefördert³⁾.

Die zur Abführung des Wassers dienenden Rinnen werden im allgemeinen aus Stahlblech oder C-Stahl hergestellt, die einen metallischen Überzug aus Zink, Zinn oder Blei erhalten. Um die Verwendung dieser Metalle zu umgehen, ist es zweckmäßig, bei Abfallrohren u. dgl. Eternit oder ähnliches zu verwenden. Bei Betonbauten läßt es sich oftmals ermöglichen, die Rinnen unmittelbar in der Konstruktion auszusparen, sie mit einem Glattstrich oder Estrich zu versehen und dann zu bituminieren. Bei Rinnen aus Stahl läßt sich der Korrosionsschutz ebenfalls durch bitumen- oder teerähnliche Stoffe erzielen, deren es verschiedene Sorten im Handel gibt. Neben dem Vorteil, nicht unedle Metalle verwenden zu müssen, hat dieses Verfahren auch noch den Vorzug, die Kosten zu verringern, ohne dabei die Haltbarkeit zu beeinträchtigen.

In diesem Zusammenhang seien auch noch die Fluats, wie Blei-, Zink-, Aluminium- usw. Fluats, erwähnt, die der Oberflächendichtung von Betonbauwerken dienen. Sie lassen sich alle durch die verschiedenen Silikate ersetzen. Die Anwendung der Silikate ist jedoch etwas umständlich und nicht immer zweckmäßig; daher muß sich der gestaltende Ingenieur oder Architekt überlegen, ob nicht eine Klinkerverblendung oder ein mit Thurament- oder Sikazusatz hergestellter Vorsatzbeton von Vorteil ist.

Eine stark verbreitete Verwendung im Bauwesen findet das Blei zum Vergießen von Lagerfugen, Geländerstäben usw. Auch hier ist die Verwendung des Metalls nicht erforderlich, denn eine Betonvergußmasse erfüllt denselben Zweck. Ergibt sich die Notwendigkeit, eine Lagerfuge in sehr kurzer Zeit herstellen zu müssen, wie dies z. B. bei Eisenbahnbrücken, die während des Betriebes gebaut oder eingefahren werden müssen, vorkommen kann, so kann man sich mit Tonerdezement oder anderen schnellbindenden Zementen behelfen, ohne daß dadurch eine Verzögerung im Bauprogramm oder gar ein Gefahrenmoment entsteht.

Allgemein läßt sich sagen, daß alle unedlen Nichteisenmetalle im Bauwesen entbehrlich sind. Es gibt für jeden Verwendungszweck andere Stoffe, die fast durchweg nicht als Ersatzstoffe anzusprechen, sondern oft der Verwendung von Metallen überlegen sind. Sie haben meistens auch den Vorzug, billiger zu sein als die Metalle.

²⁾ Haupt, Verbesserungsvorschläge für Abdichtungen von Brücken. Bautechn. 1935, Heft 23. — Vgl. auch Schröder, Bautechn. 1937, Heft 22, S. 288.

³⁾ Haupt a. a. O. Dort sind für diesen Vorgang aufschlußreiche Beispiele angeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuerungen an Geräten für den Bau bituminöser Straßendecken.

Durch die Vorteile, die die bituminösen Straßendecken gegenüber den Decken aus Beton bieten, und durch die Fortschritte, die in der Erforschung der Eigenschaften der bituminösen Stoffe gemacht wurden, ergaben sich für die Entwicklung der Geräte für den Bau bituminöser Straßendecken neue Anregungen, die durch eine Reihe neuer Maschinen (von W. & J. Scheid, Limburg) praktisch brauchbare Formen annahmen.

Zur Herstellung von Feinkornmischungen aus Walzasphalt oder Teerbeton entstand eine Mischmaschine (Abb. 1) mit einer Leistung von 10 bis 12 t/h. Diese hohe Leistung wird dadurch möglich, daß die Mischtrommel gegen Wärmeverluste geschützt ist. In dem neu entwickelten Mischer drehen sich die Mischkreuze nicht nur um die Mischerachse, sondern auch um ihre Befestigungswellen, so daß das Mischgut eingehend und rasch durcheinander gemischt wird und feine- und grobkörnige Mischungen in gleich einwandfreier Zusammensetzung entstehen. Nicht nur die Siebanlagen, sondern auch die Wiege- und Wärmemeßeinrichtungen arbeiten genau. Die Pumpe zum Fördern des Bitumens hat keine Kolben und Ventile. Zum Antrieb dient ein eingebauter Dieselmotor.

Für das Verdichten der aufgetragenen Schichten kommt der Schwingungs-Walzenverdichter (Abb. 2)¹⁾ in Betracht, der sich für bituminöse und für Betondecken gleich gut eignet. Die umlaufenden Walzen verteilen das Bitumen sehr gleichmäßig, so daß eine genau ebene Decke entsteht.

Zum Festlegen von bituminösen Decken auf Radfahr- oder Fußwegen, Sportplätzen usw. ist eine leichte Walze entwickelt worden (Abb. 3), die dieselbe Druckverteilung wie eine größere Tandemwalze hat. Durch Wasserfüllung läßt sich der Achsdruck der Treibwalze vergrößern. Da die

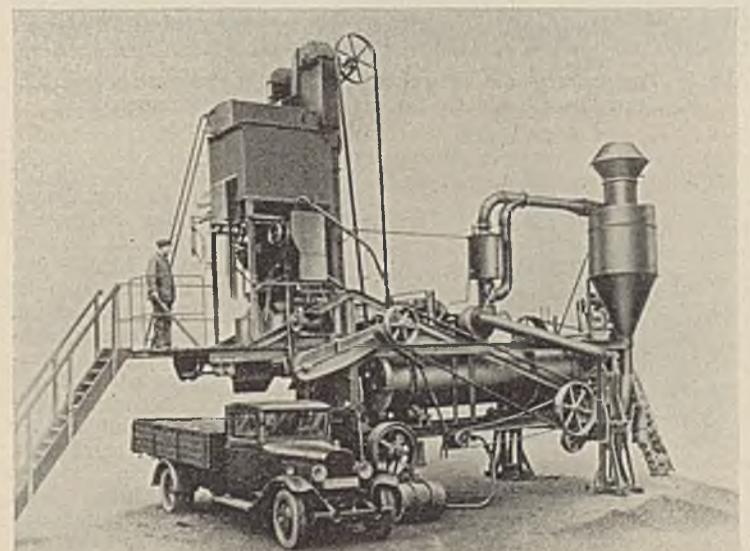


Abb. 1. Walzasphalt- und Teerbetonmischmaschine für eine Leistung von 10 bis 12 t/h Feinkornmischung. Antrieb durch eingebauten Dieselmotor.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 43, S. 650.

Lenkwalzen seitlich etwas über den Fahrzeugrahmen herausragen, kann man bis dicht an Bäume oder Häuser heranwalzen. Die Arbeitsbreite der Walze läßt sich durch Umstecken der Lenkräder vergrößern. Zur Erhöhung der Standsicherheit sind die Lenk- und Treibwalzen am Rahmen in drei Punkten befestigt. Die unabhängig voneinander geführten Lenkwalzen sind gefedert, so daß die festgelegte Decke planeben ausfällt. Angetrieben wird die Walze durch einen kompressorlosen Zweitakt-Dieselmotor, bei dem der Brennstoff unmittelbar eingespritzt wird und keine Ventile und Steuerwellen vorhanden sind. Zwischen Motor und Getriebe liegt eine im Ölbad laufende, weich fassende Kupplung, durch die die Walze beim Umkehren der Fahrtrichtung nicht wahrnehmbar zum Stillstande kommt und wie auch beim Anfahren keinen Eindruck in der plastischen Decke hinterläßt.

Für denselben Zweck dient eine weitere kleine Walze mit Deichsellenkung (Abb. 4). Zum leichten Lenken ist die Walze geteilt. Wenn die Walze von einer Arbeitsstelle zur anderen gebracht werden soll, werden zwei gummibereifte Räder heruntergeklappt, durch die die Walze von der Straße abgehoben wird und in dieser Stellung sich an einen Lastkraftwagen anhängen läßt.

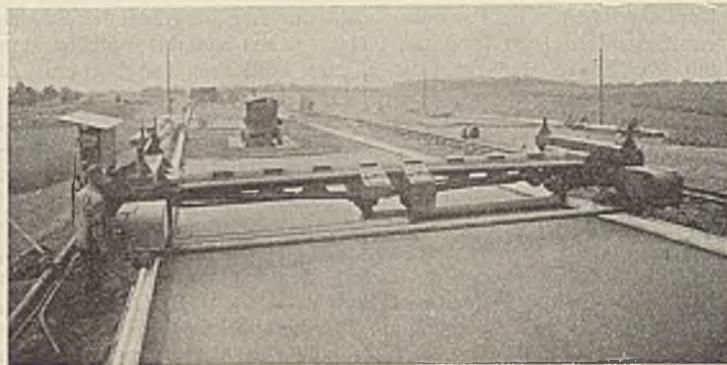


Abb. 2. Schwingungs-Walzenverdichter beim Festlegen von Schwarzdecken.



Abb. 3. Leichte Zweiradwalze für schmale bituminöse Straßendecken.
Dienstgewicht 2 bis 4 t.

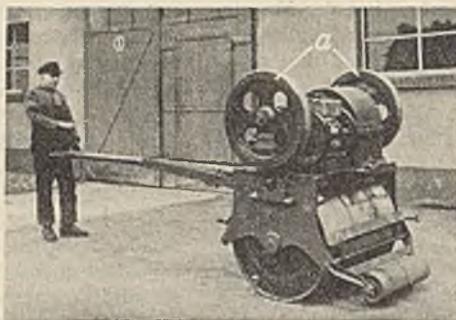


Abb. 4. Kleine Walze mit Deichsellenkung. Antrieb durch Dieselmotor.
Dienstgewicht 0,7 t, mit Wasserfüllung 1 t.
a herunterklappbare Räder zum Verfahren über größere Strecken.

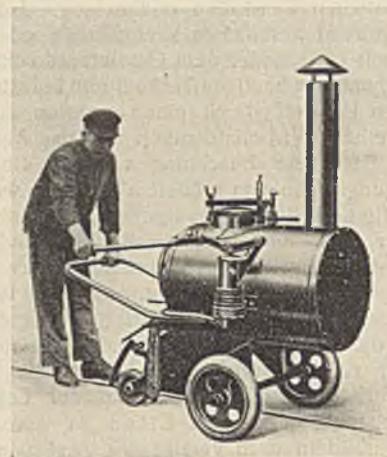


Abb. 5. Fugengießgerät für bituminöse Straßendecken.

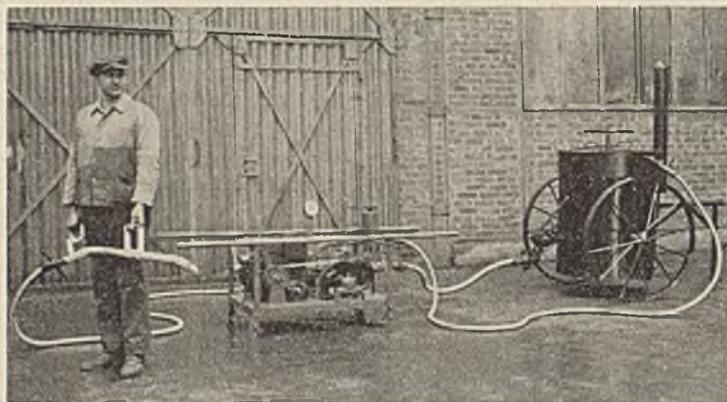


Abb. 6. Pumpensatz zum Verspritzen zähflüssiger und stark gefüllter, bituminöser Stoffe für Isolierungen und Abdichtungen.

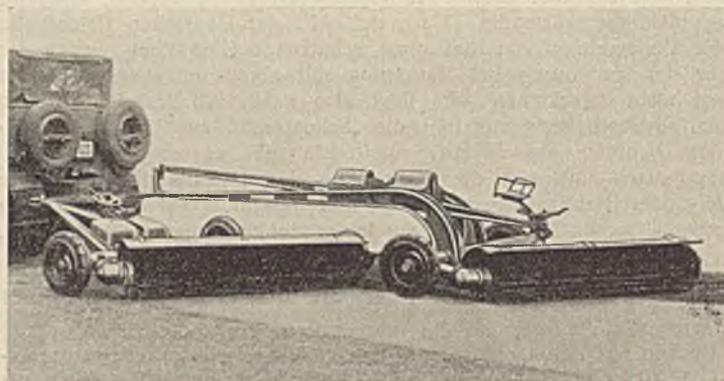


Abb. 8. Anhänge-Kehrmaschine mit Ausgleichgetriebe im Laufwerk.

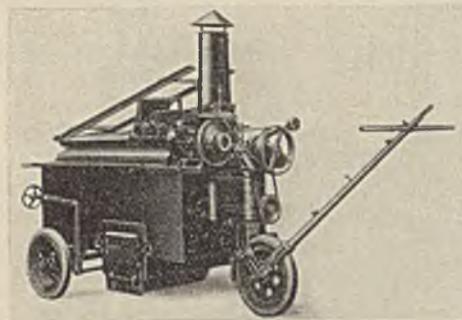


Abb. 7. Teer- und Bitumenspritzmaschine mit Motorpumpe, Röhrenheizeinrichtung und selbsttätiger Vorwärtsbewegung.
Kesselinhalt 500 l.

Zum Ausfüllen der Fugen in der Decke dient das Fugengießgerät (Abb. 5). In den liegenden Kessel von 100 l Fassungsraum ist ein Rührwerk eingebaut, so daß immer ein gleichmäßiger Vergußstoff ausgetragen wird. Den Druck, der sich durch einen Druckluftbehälter gleichmäßig regeln läßt, erzeugt ein kleiner Handverdichter. Wird eine Spritzeinrichtung angesetzt, so kann man das Gerät auch zum

Ausspritzen von Teer und Bitumen verwenden. — Zähflüssige und stark gefüllte Bindemittel, die bisher bei Isolierungen und Abdichtungen nur gespachtelt werden konnten, verspritzt man durch das trag- und fahrbare Gerät mit einer besonderen Pumpe (Abb. 6). Dieses Gerät findet auch beim Straßenbau zum Herstellen von Mastix-Eingußdecken und Walzasphalteppeichen und zur Oberflächenbehandlung mit gefülltem Teer Verwendung.

Die sonst üblichen Spritzmaschinen für Teer und Bitumen erhielten zur Vergrößerung der Leistung eine besondere, durch einen kleinen Dieselmotor angetriebene Pumpe und eine Röhrenheizeinrichtung (Abb. 7). Damit in Steigungen die Spritzarbeit durch einen Mann ausgeführt werden kann, ist ein Vorwärts-Schaltwerk eingebaut, durch das sich das Gerät selbsttätig bewegt. — An den großen Geräten mit 2000 bis 3000 l Kesselinhalt ist außerdem ein Motorverdichter für Druckluft vorhanden, mit der sich die Rohr- und Spritzleitungen leicht reinigen lassen.

Eine weitere Neuerung ist die Anhänge-Kehrmaschine (Abb. 8) mit gummibereiften Rädern. Damit in den Kurven die Räder nicht gleiten, ist im Laufwerk ein Ausgleichgetriebe eingebaut. Fr. Riedig VDI.

Vermischtes.

Drei Eisenbetonbrücken in Brasilien. Im Jahre 1932 hat die Regierung des Staates Rio Grande do Sul, des südlichsten unter den Bundesstaaten von Brasilien, den Bau einer Eisenbahn von Jaguaray in der Richtung auf die Grenze gegen Argentinien in Angriff genommen. Der Bau der 223 km langen Eisenbahn wurde von einem Eisenbahn-Bataillon ausgeführt, das den Bau an beiden Enden begann. Auf der 62 km langen Teilstrecke Jaguaray—Sao Thlago führt die Eisenbahn durch gebirgiges Gelände mit einer Anzahl von Flußläufen, die in der Regenzeit Hochwasser führen. Auf dieser Strecke finden sich 19 Brücken von 50 bis 240 m Länge, für die man Eisenbeton als Baustoff gewählt hat, weil Stahl für die Brücken aus dem Auslande hätte bezogen werden müssen, was Zeitverlust bedeutet hätte und auch Zahlungsschwierigkeiten zur Folge gehabt hätte. Sowohl Zement wie auch die Bewehrungsseisen waren aber im Lande zu haben. Auch insofern bot der Eisenbeton für die Brückenbauten Vorteile, als die Anförderung der Eisenteile für die Brücken wegen der Lage der Brückenbaustellen Schwierigkeiten gehabt hätte, die bei der Verwendung von Eisenbeton wegfallen.

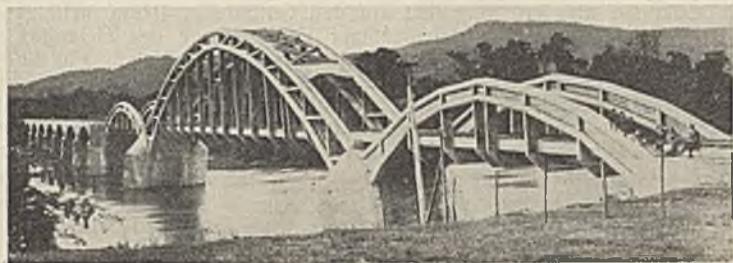


Abb. 1. Jaguaray-Brücke.
Mittellöffnung 60 m, zwei Seitenöffnungen je 30 m.

Abb. 1 bis 3 zeigen drei der Eisenbetonbrücken nach einem Aufsatz in Railw. Gaz. 1936 vom 23. Oktober. Man kann nicht gerade sagen, daß die Brücken einen befriedigenden Eindruck hervorrufen. Bei ihrer Planung hat man entschieden noch zu sehr am Stahlbau geklebt und Formen beibehalten, die wohl für Stahlbau richtig, für die Nachbildung in Eisenbeton aber nicht am Platze sind. Schon die Fachwerkbogen der beiden Bogenbrücken in aufgelöster Bauweise stehen im Gegensatz zu den Formen, für die sich der Eisenbeton als der geeignetste Baustoff darbietet, und auch die Aufhängung der Fahrbahn an diesen Fachwerkbogenträgern mittels rein auf Zug beanspruchter Hängeglieder ist eine aus dem Stahlbau entnommene Form, die in Eisenbeton vermieden werden sollte.

Die in Abb. 1 dargestellte Brücke überspannt den Jaguaray-Fluß mit einer Mittellöffnung von 60 m, an die sich zwei Seitenöffnungen von je 30 m anschließen; die acht kleinen Landöffnungen links auf dem Bilde sind mit Gewölben von 15 m Weite überspannt. Die Brücke nach Abb. 2 überschreitet den Rosario-Fluß; ihre Hauptöffnung ist 60 m weit, die vier Nebenöffnungen haben eine Weite von ebenfalls je 15 m.



Abb. 3. Franklin-Brücke.
Mittellöffnung 40 m, 19 Seitenöffnungen je 8 m, Höhe 28,5 m.

Noch eigenartiger, aber ebenfalls unglücklich in bezug auf den Eindruck, den sie auf das Auge macht, ist die in Abb. 3 wiedergegebene Brücke, die das Tal des Franklin-Flusses in 28,5 m Höhe überschreitet. Ihre Mittellöffnung ist 40 m weit, und die anschließenden 19 Seitenöffnungen, nach Art der in der ersten Zeit des Eisenbahnbaues in Nordamerika beliebten, in Holz hergestellten Bockbrücken (Trestle works) ausgeführt, haben je 8 m Weite. Die beiden parabolisch gestalteten Tragwände der Mittellöffnung sind viel zu dünn, als daß sie das Auge von ihrer Fähigkeit überzeugen könnten, die ihnen zugemuteten Lasten in den Erdboden überzuleiten, und ihr Eindruck dürfte sicher noch schlimmer

sein, wenn sich ein Eisenbahnzug auf der Brücke befindet, der deutlicher und augenfälliger als die leere Brücke erkennen läßt, welches die Aufgabe dieser Trennwände ist. Der plötzliche und unvermittelte Übergang von der Parabel der Mittellöffnung zu den geradlinigen Böcken der anschließenden Brückenteile gibt ebenfalls Anlaß zu Beanstandung, und die schwachen Andreaskreuze, mit denen die Beine der Böcke gegeneinander versteift sind, sind Elemente, die man in Eisenbeton besser nicht anwenden sollte. Auch sonst ließe sich noch mancherlei an der Konstruktion der Brücken aussetzen. Sie mögen zwar den erwähnten Vorteil, eine von Schwierigkeiten freie Bauausführung, gehabt haben, und ihre Unterhaltung wird weniger Aufwand erfordern, als wenn sie in Stahl ausgeführt wären, geschmacklich befriedigen können sie aber nicht.

Im Sommer 1936 war noch eine Lücke von 116 km Länge der, wie erwähnt, 232 km langen Eisenbahn zu schließen. Auf dieser Strecke waren auf 50 km Länge die Erdarbeiten vollendet, und auf 32 km Länge war der Oberbau vorgestreckt. Die ganze Eisenbahn ist mit 34 000 Contos veranschlagt, bis zu dem eben genannten Grade der Fertigstellung waren



Abb. 2. Rosario-Brücke.
Hauptöffnung 60 m, vier Nebenöffnungen je 15 m.

23 000 Contos verausgabt. Obgleich die Preise seit Beginn des Baues erheblich in die Höhe gegangen sind — Schienen sind z. B. um 40%, andere Baustoffe um 20% teurer geworden —, hofft man, mit dem veranschlagten Betrag auszukommen. Wkk.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Ein Verfahren zur zeichnerischen Ermittlung des Erddrucks und des Erdwiderstandes. Zu diesem in Bautechn. 1937, Heft 7, veröffentlichten Aufsatz bemerke ich folgendes:

Auch bei der zeichnerischen Erddruckbestimmung nach der Theorie von Coulomb führen, wie man sieht, viele Wege nach Rom. Der neue, von Kušević angegebene Weg ist sicher einer der bequemsten. Wichtiger aber als der Weg zur Erddruckbestimmung, den schließlich jeder nach Geschmack und Gewohnheit wählen wird, ist die Klarheit über die Grundlagen der Theorie und die aus ihr zu ziehenden Schlußfolgerungen. Hier kann ich mit dem Verfasser in mehreren Punkten nicht einig gehen.

Der Verfasser vermag gemäß Fußnote 3 meiner — nicht von mir allein vertretenen — Auffassung nicht beizustimmen, daß der Einfluß einer Auflast auf die Erddruckgröße erdwärts der Gleitlinie für unbelastetes Gelände nach der Theorie verschwindet. In meiner Abhandlung „Der Rebhannsche Satz“ habe ich einen Teil meiner Ausführungen gerade dem Beweise dieser meiner Auffassung gewidmet. Der Verfasser geht auf diese Ausführungen leider nicht ein, sondern bringt als Gegenbeweis nur die Konstruktion eines „Coulombschen“ Kraftecks, aus dem die wahre Größe des zu berücksichtigenden Erddrucks zu entnehmen sei. Da diese Konstruktion aber, wie der Verfasser selbst angibt, keinen analytischen Größtwert liefert, kann sie auch nicht als Coulombsches Krafteck bezeichnet werden, denn die Größtwertrechnung ist die „unabdingbare“ Grundlage der Theorie. Man kann auf diese Weise den Einfluß einer Einzellast bis zum Schnittpunkte C mit der Böschungslinie (Abb. 4) nachweisen, wenn nur die Auflast genügend groß (im Punkte C selbst unendlich groß) gewählt wird.

Der Trugschluß beruht darin, daß die ganze Last in das Krafteck eingesetzt wird, während in Wirklichkeit ein mit zunehmendem Abstände von der Mauer wachsender Anteil der Last unmittelbar von dem Gegendruck des Untergrundes aufgenommen wird, sich also nicht in Erddruck umzusetzen vermag. Diese Erkenntnis bedarf meines Erachtens keines besonderen Beweises. Führt man in das sogenannte „Coulombsche“ Krafteck des Verfassers diesen Gegendruck ein, so wird der von ihm behauptete Widerspruch mit den Ergebnissen aus der Anwendung des Rebhannschen Satzes beseitigt und die Geltung dieses Satzes wiederhergestellt.

Auch meine Ausführungen gegen den sogenannten „erweiterten“ Rebhannschen Satz¹⁾ werden vom Verfasser unbeachtet gelassen. Er versucht nur die übliche, aber unrichtige Konstruktion mit seinem Verfahren in Einklang zu bringen (Abb. 5 u. 6). Auch hier aber muß berücksichtigt werden, daß auch von der gleichmäßig verteilten Auflast ein gewisser, mit der Entfernung von der Mauer steigender Anteil nur als Bodendruck zur Wirkung kommt.

¹⁾ Mund, Der Rebhannsche Satz, S. 10, 15 u. 16.

Die der Theorie wirklich entsprechende Gleitlinie findet man, wie ich gezeigt habe²⁾, am einfachsten, indem man die Gleitlinien von den betreffenden Lastfußpunkten, bei gleichmäßiger Auflast von verschiedenen Geländepunkten aus ermittelt. Hierzu kann man das in Abb. 8 dargestellte Verfahren oder die von mir im „Rebhannschen Satz“ angegebenen Konstruktionen verwenden. Als besonders übersichtlich hat sich in der Praxis das halbzechnerische Verfahren nach meiner Abb. 18 erwiesen. Treffen diese Gleitlinien nicht mehr die Mauerrückwand, so ist damit bewiesen, daß ein Teil der Auflast nur als Bodendruck wirksam wird.

Die Druckverteilungsfäche kann ebenfalls zum Beweise dieser Tatsache herangezogen werden. Bei gleicher Geländebegrenzung, gleicher Belastung und gleicher Mauerneigung liegt der spezifische Seitendruck in einer bestimmten Tiefe entsprechend dem geometrischen Charakter der Theorie eindeutig fest, unabhängig von der Gesamthöhe der Mauer. Bei Verwendung des vom Verfasser angegebenen Kräftecks ist er dagegen von dieser Gesamthöhe abhängig. Wird das Kräfteck auch für Zwischenhöhen angewendet, so erhält man damit eine Druckverteilungsfäche, die mit dem Gesamterddruck nicht wie erforderlich übereinstimmt.

Die gleichen Einwände, die der Verfasser gegen meine Auffassung vorbringt, sind bekanntlich in Müller-Breslau „Erddruck auf Stützmauern“ bereits enthalten, was Ihnen ein besonderes Gewicht zu verleihen scheint. Ich behalte mir vor, gelegentlich die betreffenden Ausführungen unseres Altmeisters in einem besonderen Aufsätze unter die Lupe zu nehmen.

Schließlich sei wie immer darauf hingewiesen, daß ich die Richtigkeit meiner Auffassung nur im Sinne der Coulombschen Theorie behaupte. Daß die Berücksichtigung der von Coulomb vernachlässigten elastischen Verschiebungen und Gefügeänderungen die Ergebnisse nicht unwesentlich beeinflussen kann, ist selbstverständlich.

Mund.

Erwiderung.

Der Zweck meines Aufsatzes war lediglich, ein neues zeichnerisches Verfahren zur Erddruckbestimmung anzugeben; die Theorie des Erddrucks habe ich nur gestreift, um den Leser auf die im Aufsätze vertretene Auffassung in der Frage der Einwirkung der Auflasten aufmerksam zu machen. Da diese von der eigentlichen Coulombschen Theorie freilich abweichende Auffassung nicht neu, vielmehr allgemein bekannt ist³⁾, bin ich darauf nicht näher eingegangen. Nach Empfang der Zuschrift des Herrn Mund will ich nun meine Einstellung in dieser Frage ausführlicher begründen⁴⁾.

Herr Mund hält streng an der Coulombschen Theorie und besonders an der Größtwerterechnung als deren eigentlicher Grundlage fest und spricht demzufolge dem Rebhannschen Satze eine allgemeine Gültigkeit zu. Seine statische Deutung des Rebhannschen Satzes, durch die er diesen als ein allgemeines Gesetz zu erklären sucht, erweist sich aber bei näherer Betrachtung nicht als stichhaltig. Nach dieser Deutung fällt nämlich dem Erdprisma BDL (Abb. 1 meines Aufsatzes) gewissermaßen die Aufgabe eines „verlorenen Widerlagers“ für den Gleitkeil zu, dessen Gewicht gleich dem des Gleitkeils und seiner Auflasten sein muß; die über dem „verlorenen Widerlager“ außerhalb des Gleitkeils liegenden Erdmassen oder Auflasten werden unmittelbar in den Untergrund übertragen, ohne die Gewölbewirkung zu beeinflussen; kommt aber das „verlorene Widerlager“ mit einem Teil seiner Fläche außerhalb des wirklich vorhandenen Erdkörpers zu liegen, so ist die Wirkung des fehlenden Erdgewichts als durch den Gegendruck der dann erforderlichen Abstützung ersetzt zu denken. Nun gibt es jedoch viele praktische Fälle (z. B. einseitig gestützte Dämme, wie in meiner Abb. 3), wo man ein fehlendes Erdgewicht hat und keine Abstützung des Geländes nötig ist, weil dieses unter dem natürlichen Böschungswinkel ρ oder einem kleineren Winkel abfällt. In diesen Fällen versagt also die obige Deutung des Rebhannschen Satzes und somit auch die versuchte Erklärung der allgemeinen Gültigkeit des Satzes.

Die Frage, wie groß der vom Gegendruck des Untergrundes aufgenommene Anteil der Auflast ist, und besonders die, ob die Lasten außerhalb des Gleitkeils für unbelastetes Gelände wirklich voll aufgenommen werden, bleibt demnach m. E. noch immer offen; man wird sie auch kaum theoretisch, sondern nur durch erschöpfende, systematisch durchgeführte Versuche einwandfrei lösen können. Aus diesem Grunde habe ich mich für die übliche Auffassung entschieden, daß der maßgebende Erddruck bei Auflasten — ich habe ihn nicht als den „wahren“ bezeichnet — im allgemeinen nur auf Grund der von Coulomb aufgestellten Forderung zu bestimmen ist, daß alle durch einen ebenen Schnitt durch den Mauerfuß abgetrennten Prismen unter der Einwirkung des Eigengewichts und der Kräfte an den Grenzflächen im Gleichgewicht sein müssen. (Jedes Kräfteck, das dieser Forderung entspricht, kann man wohl als ein Coulombsches bezeichnen.) Eine Rechtfertigung dieser Auffassung sehe ich auch darin, daß man danach in allen Fällen, wo sich der Erddruck nicht nach Rebhann, d. h. nicht als ein analytischer

²⁾ Mund, Die Verteilung des Erddrucks, Bautechn. 1935, Heft 20. — Mund, Der Rebhannsche Satz. Abschnitt D, a, β u. D, b.

³⁾ Siehe z. B. die bekannten Arbeiten von Prof. Szily (Zeitschr. d. Verbandes deutscher Architekten- u. Ingenieur-Vereine 1914; Bauling. 1924 [eine Darstellung von Schnidtmann]) und von Buchwald (Ztrbl. d. Bauv. 1916, 1917 u. 1918; Bautechn. 1924).

⁴⁾ Das vergriffene Werk von Müller-Breslau über den Erddruck, in dem, wie ich aus dieser Zuschrift entnehme, die in meinem Aufsätze gegen die Auffassung des Herrn Mund vorgebrachten Einwände bereits enthalten sind, ist mir leider unzugänglich geblieben.

Größtwert ergibt, für jenen einen größeren Wert erhält als bei der strengen Befolgung der Coulombschen Theorie. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit in den Annahmen der Grundwerte und in den Grundlagen der Coulombschen Theorie — deren Gültigkeit bei Auflasten (besonders Einzellasten) nach den bisherigen Versuchsergebnissen noch fraglich ist — erscheint es mir geboten, auf der Seite der größeren Sicherheit zu stehen.

Die Ausführungen des Herrn Mund gegen den erweiterten Rebhannschen Satz und die daraus folgende übliche Konstruktion können — so einleuchtend sie auch auf den ersten Blick scheinen — doch nicht den noch ausstehenden Nachweis eines Trugschlusses in der bekannten analytischen Ableitung dieses Satzes ersetzen. (Übrigens hat Herr Mund selbst im Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IV, 1. Lfg., 1934, den erweiterten Rebhannschen Satz, wenn auch nicht allgemein, abgeleitet und eine mit diesem im Einklang stehende Konstruktion der Gleitlinie angegeben, ohne auf deren Widerspruch mit der Theorie hinzuweisen; die seiner Auffassung nach richtige Konstruktion zeigt er erst im Aufsatz über die Verteilung des Erddrucks bei gleichförmiger Auflast in der „Bautechnik“ 1935, Heft 20.)

Auf den Einwand, daß der spezifische Seitendruck in einer bestimmten Tiefe bei Verwendung meines Verfahrens bei gleicher Geländebegrenzung, Belastung und Mauerneigung von der Gesamthöhe der Mauer abhängig ist, kann ich hier mit Rücksicht auf den verfügbaren Raum nicht näher eingehen. Für den Fall gleichmäßiger Vollbelastung des Geländes ist dieser Einwand, wie leicht zu ersehen, jedenfalls unbegründet. Für diesen Fall liefert nämlich mein Verfahren ein mit dem erweiterten Rebhannschen Satze völlig übereinstimmendes Ergebnis und somit auch die bekannte Druckverteilung nach einem Trapez, bei der sich der spezifische Erddruck in einer bestimmten Tiefe als unabhängig von der Gesamthöhe der Mauer ergibt.

R. Kušević.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Stauklappe für Walzenwehre. (Kl. 84a, Nr. 614 169 vom 2. 3. 1926 von Vereinigte Stahlwerke AG. in Düsseldorf.) Um die Verriegelung der Stauklappe möglichst leicht und billig herzustellen und einen besonderen Hilfsantrieb für die unverriegelte Klappe zu entbehren, wird die Klappe unabhängig vom Zahnkranz der Walze verriegelt. Auf dem Walzenwehrrkörper ist eine Aufsatzklappe 2 angebracht, die mit Rücksicht auf den einseitigen Antrieb durch Verbindung mit einem Rohrkörper verdrehungsfest ausgebildet ist. Eine Hubkette 3 greift mit dem einen Ende am Wehrrkörper und mit dem anderen bei 7 an der Klappe bzw. an einem mit ihr verbundenen Hebel an. Die ausgezogenen Linien stellen die in der Staulage befindliche Walze bei niedergelegter Klappe dar. Zum Aufrichten der Klappe wird das Ritze für die Hubkette entgegen dem Uhrzeigersinn gedreht, während es zum Niederlegen der Klappe und Heben der Walze im Sinne des Uhrzeigers gedreht wird. Beim Anheben der Klappe wird die niedergelegte Klappe dadurch verriegelt, daß ein Kettenbolzen 26 das hakenförmige Ende einer an der Walze in Lagern 28 verschlebbaren Stange 27 umgreift und diese Stange beim Emporgehen nach außen zieht, wobei die Stange einen bei 30 am Walzenkörper gelagerten doppelarmigen Hebel 29 verschwenkt, der mittels eines an seinem freien Ende befindlichen Hakens über einen an der Stauklappe befestigten Fangstift 31 greift, der bei Niederlegung der Klappe durch einen Schlitz im Walzenkörper in dessen Inneres hineinragt.

Ist der Bolzen 26 beim Emporwätzen der Walze in die Stellung 26' gelangt, so kommt die Stange 27 frei, die Verriegelung wird jedoch aufrechterhalten. Beim Absenken der Walze wird die Verriegelung kurz vor Erreichen der Endstellung der Walze wieder aufgehoben.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Betriebsverwaltung: Überweisung: Reichsbahnrat Zabel, Vorstand des Neubauamts Berlin 5, als Vorstand zum Betriebsamt 3 und Reichsbahnbaussessor Heinz-Ulrich Müller bei der RBD Berlin zum RZA Berlin.

In den Ruhestand getreten: Vizepräsident Fritsche in Hannover; die Reichsbahnoberräte Reißer, Dezernt der RBD München, Brust, Vorstand des Betriebsamts Frankfurt (Main) 2, und Messerschmidt, Vorstand des Betriebsamts Karlsruhe 3.

Verstorben: die Reichsbahnoberräte Peter Mühlbauer, Dezernt des RZA München, Purrucker, Dezernt der RBD Erfurt, und Reichsbahnrat Hacke, Dezernt des RZA Berlin.

INHALT: Betrachtungen zum Einsturzungsglück beim Bau der Nordsüd-S-Bahn in Berlin. — Die Brücke über den Strelasund. (Schluß). — Uedle Nichtisenmetalle im Bauwesen. — Neuerungen an Geräten für den Bau bituminöser Straßendecken. — Vermischtes: Drei Eisenbetonbrücken in Brasilien. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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