

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen.

Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

Bis vor wenigen Jahren gründete sich das Planungsverfahren für Pfahlgründungen vor allem auf die Annahme, daß man mit Hilfe von Formeln aus dem Eindringen eines Pfahles unter dem Stoß des Rammhämern auf seine Tragfähigkeit schließen könne, und auf die stillschweigende Voraussetzung, daß die Tragfähigkeit eines einzelnen Pfahles hinreichende Gewähr für die Tragfähigkeit der ganzen Fundierung biete. Obendrein wurde es dem Ermessen des Einzelnen überlassen, was er sich unter der zulässigen Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles vorstelle. Unter diesen Umständen war es unvermeidlich, daß die Größe des Anwendungsbereiches der verschiedenen Spezialpfähle in erster Linie vom kaufmännischen Geschick der Vertreter abhing und daß sich die Anpreisung der Pfahltypen auf Argumente stützte, deren Stichhaltigkeit weder bewiesen noch widerlegt werden konnte. Die Unkenntnis der Wirkung der Pfähle auf die Setzung der Fundamente führte zu unwirtschaftlichen Konstruktionen, indem Hunderttausende von Pfählen gerammt wurden unter Bodenverhältnissen, die gar keine Pfahlgründungen erforderten. Ebenso verhängnisvoll ist die weitverbreitete Ansicht, daß der Nachweis hinreichender Tragfähigkeit der Einzelpfähle die Gewähr für das klaglose Verhalten der ganzen Pfahlgründung biete. Diese Ansicht geht unter anderem aus der Tatsache hervor, daß die Theorie der Pfahlgründungen im einschlägigen Schrifttum fast immer mit der Theorie der Tragfähigkeit der Einzelpfähle identifiziert wird. Aus diesen Gründen bildete die Vertiefung unserer Einsicht in die Wirkungsweise der Pfähle eine der wichtigsten Aufgaben der neueren Bodenmechanik.

Tragfähigkeit der Einzelpfähle.

Die Untersuchungen betreffend das Verhalten der Einzelpfähle führen zu folgenden Ergebnissen:

1. Die Möglichkeit, verlässliche Rammformeln abzuleiten, setzt angenäherte Identität des statischen und dynamischen Pfahlwiderstandes voraus. In durchlässigem Boden ist eine solche Identität zum mindesten theoretisch denkbar, hingegen in sehr schwach durchlässigem Boden (Schlamm, Ton usw.) aus physikalischen Gründen ausgeschlossen. In letzteren Bodensorten könnte bestenfalls bei sehr gleichmäßiger Bodenbeschaffenheit der Quotient aus dynamischem und statischem Pfahlwiderstande für ein und dieselbe Rammtiefe einen halbwegs konstanten Wert haben, doch kann dieser Wert je nach der Bodenbeschaffenheit zwischen sehr weiten Grenzen schwanken, so daß es unmöglich ist, für solche Böden allgemeingültige Rammformeln aufzustellen. Falls der Rammwiderstand nach Ablauf einer Rammpause größer oder kleiner ist als während des laufenden Rammbetriebes, so kann man mit Sicherheit annehmen, daß die Rammformeln entweder gar keine oder nur eine bedingte Gültigkeit haben.

2. Die Berechnung der Tragfähigkeit eines Pfahles aus der inneren Reibung und der Kohäsion des Bodens ist unsicher, denn sie beruht u. a. notwendigerweise auf der Annahme, daß der Druck auf die Mantelfläche einem Grenzdruck der Erddrucktheorie gleichkomme. Die Richtigkeit dieser Annahme ist nicht bewiesen. Obendrein stehen die Voraussetzungen der Theorie mit einer Reihe von empirischen Tatsachen in Widerspruch.

3. Der Einfluß der Gestalt des Pfahles (zylindrisch oder konisch) und insbesondere der Querschnittsform (quadratisch oder rund) auf die Tragfähigkeit kann bei verschiedenen Bodenarten sehr verschieden sein. In der Tat wurde z. B. festgestellt, daß die Mantelreibung für die Flächeneinheit für Pfähle mit rundem Querschnitt im Schlamm- und Tonboden von Shanghai wesentlich kleiner ist als für gleichlange Pfähle mit rundem Querschnitt, während im Schluffboden von New-Orleans die Querschnittsform keinen Einfluß auf die Mantelreibung zu haben scheint.

4. Je mehr die Mantelreibung eines Pfahles den Spitzenwiderstand überwiegt, desto schärfer ist der Knick, den die Setzungskurve für statische Belastung aufweist. Im Grenzfall der reinen Reibungspfähle setzt sich die Setzungskurve aus einem sehr flachen und einem nahezu senkrecht absteigenden Teil zusammen. Aus diesem Grunde ist die Sicherheit von Pfählen bei gleicher zulässiger Eindringung je nach der Bodenbeschaffenheit sehr verschieden.

5. Die verdichtende Wirkung der Pfähle auf den durchrammten Untergrund hängt in hohem Maße von der Art des durchrammten Bodens ab. Sie schwankt zwischen Null für sehr schwach durchlässigen Tonboden und hohen Werten für locker gelagerten, durchlässigen Boden.

Die Richtigkeit dieser erdbaumechanischen Ergebnisse ist bereits durch die Erfahrung so vollinhaltlich bestätigt worden, daß sie nicht mehr angezweifelt werden kann. Eine gedrängte Zusammenfassung des Tatsachenmaterials findet sich in einem Bericht, den der Verfasser vor kurzem für das „Sub-Committee on pile driving formulas and tests“ der „American Society of Civil Engineers“ verfaßt hat. Obendrein stellt die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles gar kein Problem von einschneidender Bedeutung dar, denn er kann in jedem zweifelhaften Fall mit mäßigem Kostenaufwand durch Probelastungen gelöst werden.

Tragfähigkeit von Pfahlgründungen.

Viel ungeklärter und wichtiger ist das Verhalten von Pfahlgründungen, deren Elemente einzeln genommen eine hinreichende Tragfähigkeit aufweisen. Um diesem Problem näher zu kommen, sollen zunächst die Anhaltspunkte angeführt werden, die uns die Bodenmechanik für die Beurteilung des Sachverhaltes liefert, und anschließend daran die Ergebnisse der Beobachtungen an bestehenden Bauten.

Im Hinblick auf die Bodenverhältnisse kann man die Pfahlgründungen in folgende Gruppen einteilen:

- A. Schwebende Fundierungen auf tiefgründigen, weichen Schlamm- oder Tonablagerungen.
- B. Pfahlgründungen auf tiefgründigen, locker gelagerten Sand- oder Schluffablagerungen.
- C. Übertragung der Gebäudelast durch weichere Bodenschichten auf steifere.
- D. Pfahlgründungen auf durchlässigem Sediment, das in größerer Tiefe weiche, plastische Schlamm- oder Toneinlagerungen enthält.

A. Schwebende Fundierung auf tiefgründigen, weichen Schlamm- oder Tonablagerungen. Bei solchen Bodenverhältnissen kommt für schwere Bauwerke lediglich die einfache Plattengründung oder die Plattengründung in Verbindung mit der Pfahlgründung in Betracht. In letzterem Falle haben die Pfähle folgende Wirkung:

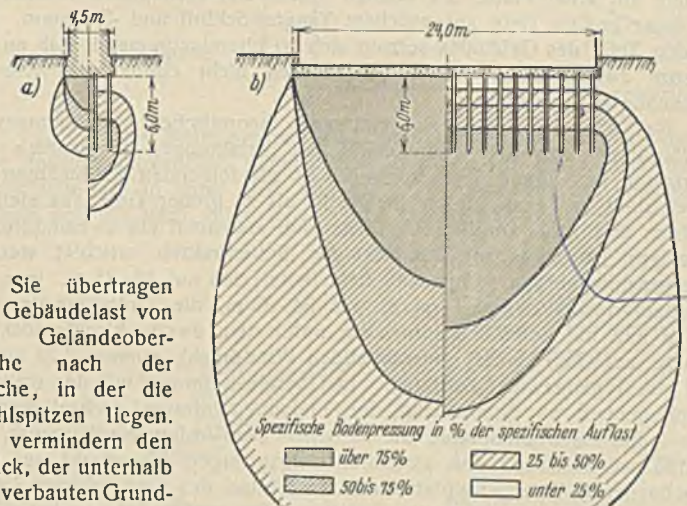


Abb. 1.

Sie übertragen die Gebäudelast von der Geländeoberfläche nach der Fläche, in der die Pfahlspitzen liegen. Sie vermindern den Druck, der unterhalb der verbauten Grundriffsfläche, in Höhe der Pfahlspitzen herrscht, um die Reibung, die an der äußeren Umfangsfläche der Pfahlgruppe wirksam ist. Schließlich verzögert die Anwesenheit der Pfähle das Auftreten jener Setzungskomponente, die sich beim Auslassen der Pfähle (einfache Plattengründung) infolge der Konsolidierung der obersten Bodenschichten einstellen würde. Der praktische Wert der Pfähle hängt also lediglich davon ab, in welchem Maße die Anwesenheit der Pfähle den Setzungsvorgang beeinflusst, der bei Abwesenheit der Pfähle eintreten würde. Die Größe dieses Einflusses ist in erster Linie durch den Wert des Quotienten aus der Breite des verbauten Raumes und der Länge der Pfähle bestimmt. Je größer dieser Quotient, desto geringer ist der Einfluß der Pfähle auf die im Untergrund auftretende Spannungsverteilung und die mit ihr verbundene Setzung. Diese Tatsache kann aus der schematischen Abb. 1 entnommen werden. Bei schwebenden Pfahlgründungen mit hohem Werte des Quotienten aus Breite und Tiefe (Abb. 1 b), also für Gründungen, für die sich die an der Umfangsfläche der Pfahlgruppe

wirksame Reibung auf weniger als etwa 20% der Gebäudelast beläuft, beschränkt sich demnach die Wirkung der Pfähle auf die Ausschaltung der durch die Konsolidierung der obersten Bodenschichten hervorgerufenen Setzungskomponente. Diese Setzungskomponente scheint jedoch in vielen Fällen der Praxis verschwindend klein zu sein. Die weitaus überwiegende Setzungskomponente ist zumeist auf seitliches Ausweichen des belasteten Ton- oder Schlammbodens bei nahezu unvermindertem Wassergehalt zurückzuführen. Der Hauptsitz dieser Setzungsursache befindet sich aus mechanischen Gründen in einer Tiefe, die mindestens der halben Breite des verbauten Raumes gleichkommt und sich daher bei großen Abmessungen der verbauten Fläche tief unterhalb des Niveaus der Pfahlspitzen befindet. Die Stichhaltigkeit dieser Überlegungen scheint u. a. durch die nachfolgend angeführten Beobachtungen bestätigt zu werden.

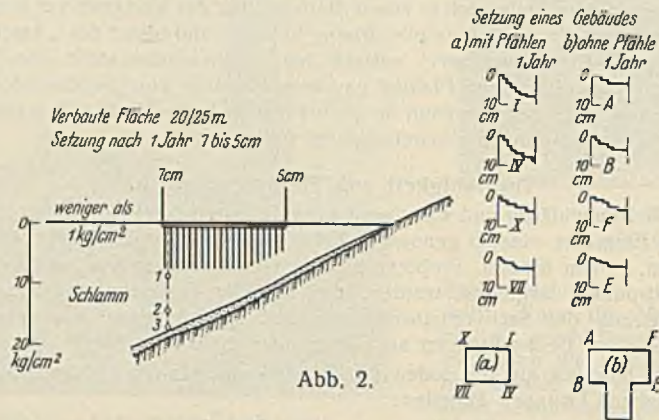


Abb. 2.

Fall (1). Maschinenhaus. 20 auf 25 m, durchgehende Eisenbetonplatte auf 500 Eisenbetonpfählen, 7,50 m lang (Abb. 2). Der Untergrund bestand aus schwarzem Schlamm von weicher Konsistenz. Bei der Probelastung eines Einzelpfahles ergab sich unter einer Last von 4 t keine meßbare Einsenkung. Die Nutzlast je Pfahl belief sich auf 2 t. Trotzdem senkte sich das Gebäude im Laufe des ersten Jahres nach Baubeendigung um ungefähr denselben Betrag wie ein auf einer Eisenbetonplatte ohne Pfähle ruhendes Nachbargebäude. Die zeitliche Zunahme der Setzung dieser beiden Gebäude ist in Abb. 2 auf der rechten Seite dargestellt.

Fall (2). Das „Wing On“-Geschäftshaus in Schanghai¹⁾ ist aus zwei Teilen hergestellt, von denen der eine auf einer einfachen Platte, der andere auf einer Platte mit Pfählen ruht. Der Untergrund besteht bis zu einer großen Tiefe aus weichem Yangtse-Schluff und -Schlamm. Die beiden Teile des Gebäudes setzten sich so übereinstimmend, daß an der Grenze zwischen den beiden Abschnitten nicht einmal Haarrisse im Deckenbewurf auftraten.

Fall (3). Die eingangs erwähnten theoretischen Überlegungen in Verbindung mit den eben erwähnten Erfahrungen veranlaßten den Verfasser bei einem Gründungsentwurf zu folgenden Maßnahmen: In einer Stadt in Texas, deren Baugrund bis zu großer Tiefe aus steifem, gelbem und rotem Ton besteht, sollte zum erstenmal ein zweiunddreißigstöckiges Hochhaus mit fünfstöckigen Seitentrakten errichtet werden. Die gesamte verbaute Grundrißfläche belief sich auf 46·45 m, jene des zweiunddreißigstöckigen Traktes auf 34·32 m, die Gründungstiefe auf 7,3 m und die Bodenbeanspruchung unter dem zweiunddreißigstöckigen Trakte auf 2,65 kg/cm² (ausschließlich Winddruck), wovon 2,25 kg/cm² auf das Eigengewicht entfielen. In Übereinstimmung mit der örtlichen Gepflogenheit war beabsichtigt, die Fundamentplatte auf sechzehnhundert 6 m lange Eisenbetonpfähle zu stellen. Der Verfasser schlug vor, die Pfähle wegzulassen, den zweiunddreißigstöckigen Haupttrakt auf eine durchgehende Eisenbetonplatte und die Säulen des fünfstöckigen Seitentraktes auf Einzelfundamente zu stellen. Die größte Setzung belief sich ein halbes Jahr nach Beendigung des Baues auf 3,6 cm und die kleinste Setzung auf 2,3 cm. Bei den Pfahlfundierungen, die in der gleichen Stadt durchgeführt wurden, haben sich Setzungen von ähnlicher Größenordnung ergeben.

Aus den mitgeteilten drei Fällen scheint in der Tat hervorzugehen, daß sich der Sitz der Setzungen vornehmlich in beträchtlicher Tiefe unter der Sohle des Gebäudes befindet. Im Falle (1) bestand die Belastung der Hauptsache nach aus einem großen, sehr schweren Maschinenfundament, das exzentrisch auf der 1 m starken Fundamentplatte ruhte. Trotzdem wurde die ganze Fundamentplatte von den Senkungen betroffen und verbog sich nur wenig. Auch im Falle (2) muß der Sitz der Senkungen tief unterhalb des Niveaus der Pfahlspitzen gewesen sein, sonst wären Risse unvermeidlich gewesen. Im Falle (3) war kein Unterschied zwischen den Setzungen des zweiunddreißigstöckigen Traktes und des fünfstöckigen Traktes zu beobachten. Infolgedessen muß auch in diesem Falle

der Sitz der Setzungen in einer Tiefe gelegen sein, in der sich der Druck bereits auf eine breite Fläche verteilt hat, so daß nicht nur der verbaute Raum, sondern auch seine weitere Umgebung in die Setzung einbezogen wurde.

Diese Feststellungen lenken unsere Aufmerksamkeit auf eine Tatsache von großer wirtschaftlicher Tragweite. Es werden nämlich in vielen Fällen kostspielige Pfahlfundierungen hergestellt, in denen die Wirkung der Pfähle praktisch gleich Null ist. Um die damit verbundene Vergeudung von Kapital zu verhindern, ist es eine wirtschaftliche Notwendigkeit, den Sachverhalt restlos aufzuklären. Theoretische Überlegungen und Versuche im Laboratorium können uns hierbei nur die ersten Anhaltspunkte liefern. Die entscheidenden Beobachtungen müssen an ausgeführten Bauwerken durchgeführt werden, die sich dazu besonders eignen.

Zur allgemeinen Beurteilung der Setzungsvorgänge mag folgender Hinweis dienen: Es handelt sich in jedem gegebenen Falle in erster Linie darum, zu entscheiden, welcher Teil der Setzung auf Zusammenpressung des beanspruchten Bodens und welcher Teil auf Formänderung des Untergrundes, d. h. auf seitliche Ausweichung des belasteten Bodens, zurückzuführen ist. Falls eine Setzung infolge von Zusammenpressung vorliegt, setzt sich nicht nur die verbaute Fläche, sondern auch ihre weitere Umgebung, was schon durch ein auf die Geländeoberfläche beschränktes Nivellement festgestellt werden kann. Falls hingegen eine Setzung infolge von Formänderung vorliegt, müßte die Umgebung der verbauten Fläche eine leichte Hochwölbung erfahren. Daß eine solche Hochwölbung in manchen Fällen tatsächlich stattfindet, geht u. a. aus der in manchen amerikanischen Städten gemachten Beobachtung hervor, daß die Zerstörung eines schweren Gebäudes die Setzung der Nachbargebäude bewirkte.

Im Falle (1), Setzung eines Maschinenhauses, erstreckten sich die Senkungen nachgewiesenermaßen bis auf eine Entfernung von 50 m von der Grenze des verbauten Raumes. Dort handelte es sich um eine von unten nach oben fortschreitende Konsolidierung der weichen Schlamm-massen, wobei das überschüssige Wasser durch eine unterhalb des Wassers befindliche Schicht groben Sandes abzog.

Im Falle (2) (weicher Schluff- und Schlamm Boden von Schanghai) scheint es sich vor allem um Setzungen infolge von Formänderung zu handeln. Dies geht aus zwei Tatsachen hervor. Zunächst wurde in Schanghai beobachtet, daß bei Lagerhäusern mit kleinem Eigengewicht und großer Nutzlast die Schwankungen der Nutzlast mit bedeutender Zu- bzw. Abnahme der Senkungen verbunden sind. Die Senkungen infolge von Zusammenpressung sind nahezu irreversibel. Infolgedessen könnte eine Entleerung der Warenhäuser unmöglich einen nennenswerten Rückgang einer Senkung infolge Konsolidierung bewirken. Obendrein hätte die Zusammenpressung der Bodenschichten bei der Beschaffenheit des Untergrundes von Schanghai an der Oberfläche, d. h. unmittelbar unter der Fundamentplatte, ihren Anfang genommen und wäre von dort nach der Tiefe fortgeschritten. Bei einem solchen Zusammendrückungsvorgang hätte sich, ganz besonders im Anfang, der auf einer Platte fundierte Teil des „Wing On“-Gebäudes wesentlich ausgiebiger gesetzt als der auf den Pfählen ruhende Teil. Dies war jedoch nicht der Fall.

Im Falle (3) handelt es sich infolge der sehr geringen Durchlässigkeit des Materials wieder offenbar um eine Setzung infolge von Formänderung. Andernfalls bliebe das Fehlen einer ausgiebigen Setzungsdifferenz zwischen dem zweiunddreißig- und dem fünfstöckigen Trakt unverständlich.

B. Pfahlfundierungen auf tiefgründigen, locker gelagerten Sand- oder Schluffablagerungen. In diesem Falle läßt sich auf Grund unserer bodenphysikalischen Kenntnisse vermuten, daß die Zusammendrückbarkeit des Untergrundes bis zu einer Tiefe von etwa 3 bis 5 m unterhalb der Geländeoberfläche sehr rasch abnimmt und für größere Tiefen ziemlich konstant ist. Man sollte daher bei solchen Bodenverhältnissen durch kurze Pfähle eine bedeutende Herabminderung der Setzungen bewirken können. Überzeugende empirische Argumente für die Richtigkeit dieser Schlußfolgerung liegen noch nicht vor. Es sei jedoch auf folgenden Fall verwiesen:

In San Francisco, Kalifornien, wurde ein zweiundzwanzigstöckiges Hochhaus mit einer verbauten Fläche von 67·46 m errichtet. Der Untergrund bestand bis zu einer Tiefe von 50 m unter der Geländeoberfläche aus feinem, reinem bis schlammigen Sand. Die Fundierungstiefe belief sich auf 2,4 m und die Bodenbeanspruchung auf 2,4 kg/cm². Die Probelastungen auf umschütteten Flächen von 30·30 cm ergaben unter gleichem Druck Setzungen von 0,1 bis 0,4 cm, im Mittel 0,25 cm. Die Setzung des Gebäudes belief sich auf 5 cm. Mit Hilfe der Boussinesq'schen Formeln kann man sich leicht davon überzeugen, daß sich die Setzung des Gebäudes auf ein Vielfaches dieses Betrages belaufen sollte, falls nicht die Zusammendrückbarkeit des Untergrundes mit der Tiefe sehr stark abnehmen würde.

C. Übertragung der Gebäudelast durch weichere Bodenschichten auf steifere. In diesem Falle liegen zwei Möglichkeiten vor:

¹⁾ Whangpoo Conservancy Board, General Series, Nr. 13, S. 30.

a) Die oberen Schichten erfahren durch das Rammen der Pfähle eine ausgiebige Verdichtung, z. B. sehr lockerer Sand, Bauschutt u. dgl. Unter solchen Verhältnissen liegt theoretisch keine Notwendigkeit vor, mit den Pfählen in die festen Schichten einzudringen, da es genügen sollte, die obere Bodenschicht durch den Rammvorgang zu verdichten. Die Praxis bestätigt diese theoretische Schlussfolgerung, wie folgende Beispiele zeigen:

Ein Hochbau in Wien (Abb. 3a) steht zum Teil auf Bauschutt, zum Teil auf steifem, blauen Letten mit einer zulässigen Bodenpressung von 4 kg/cm^2 . Der auf der Schüttung ruhende Teil erhielt eine Gründung auf Pfählen, System Konrad, deren Spitzen nicht einmal bis zur Oberfläche des Letten herabreichen, und der auf dem Letten ruhende Teil erhielt eine einfache Sockelfundierung. Beide Teile setzten sich um nahezu gleiche Beträge.

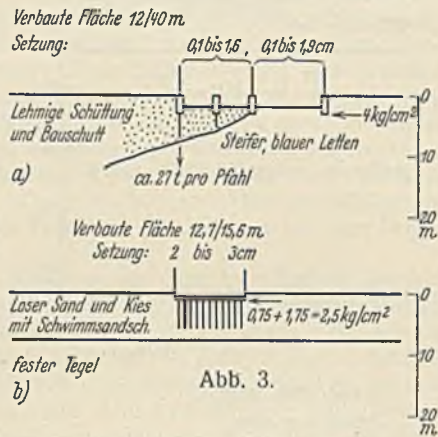


Abb. 3.

Die Fundierung eines Getreidesilos (Abb. 3b) geschah auf einer etwa 7 m mächtigen Schicht von lockerem Sand und Kies, mit Schwimmsandeinlagen. Auch in diesem Falle endeten die Pfähle, System Konrad, oberhalb der festen Tegelschicht. Trotzdem setzte sich das Gebäude höchstens um 3 cm.

In beiden Fällen wurde die Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle von der Pfahlfirma auf Grund der beim Rammen auftretenden vorübergehenden Eindringung des Vorschlagpfahles eingeschätzt, wodurch es gelang, die Wirkung der ungleichmäßigen Beschaffenheit der Zusammendrückung der Bodenschicht auf die Setzung nahezu auszuschalten. Das Verfahren beruht auf folgender Tatsache²⁾: Nehmen wir an, zwei Pfähle werden in gleichartige Bodenschichten gerammt, von denen die eine von einer sehr elastischen, die andere von einer unnachgiebigen Bodenschicht unterlagert wird. Im ersten Falle würde ein beträchtlicher Teil der lebendigen Kraft des Rammens in die verlorene, für die elastische, vorübergehende Zusammendrückung der Unterschicht aufgewendete Arbeit umgesetzt werden. Man erhielt infolge dieses Umstandes eine große vorübergehende Eindringung s_1 und eine kleine bleibende s_2 . Im zweiten Falle wären die vorübergehende und die bleibende Eindringung s_1 und s_2 nahezu gleich groß. Dieser Sachverhalt wird beim System Konrad während des Rammens von einem Vorarbeiter mit einem Schreibstift an einem an dem Pfahl befestigten Blatt Papier aufgezeichnet. Nach der in der Pfahlpraxis herrschenden Gepflogenheit führt man in die Rammformeln die bleibende Eindringung s_2 ein, während der dynamische Eindringungswiderstand im Sinne der Theorie des Rammvorganges aus der vorübergehenden Eindringung s_1 ermittelt werden sollte. Das Konradsche Verfahren der Eindringungsbeobachtung macht es möglich, den aus der elastischen Formänderung des Bodens und des Pfahles erwachsenden Störungsfaktor weitgehend zu berücksichtigen. Dieser Sachverhalt wird auch neuerdings von Dr. E. Rausch in Berlin voll gewürdigt, und man darf sich von den einschlägigen experimentellen Untersuchungen dieses Forschers wertvolle Ergebnisse versprechen. Doch sei nochmals hervorgehoben, daß die Anwendung auch des Konradschen Verfahrens auf jene Fälle beschränkt ist, in denen der dynamische und der statische Eindringungswiderstand halbwegs identisch sind.

b) Falls die Deckschicht durch Rammwirkung gar nicht oder nur in bescheidenem Maße verdichtet werden kann (Schlamm, weicher Schluffboden), liegt zumindest theoretisch die Möglichkeit vor, daß die Deckschicht im Bereich der unteren Pfahlabschnitte infolge der statischen Belastung durch das Bauwerk eine Verdichtung und die Pfahlgründung eine Setzung erfährt. Das Fehlen einer verdichtenden Wirkung der Rammarbeit äußert sich im Hochsteigen des durchrammten Bodens zwischen den Pfählen, wobei der Rauminhalt der emporgedrückten Bodenmasse ungefähr dem gesamten Rauminhalt der Pfähle gleichkommt. Nachdem sich jedoch der Boden zwischen den Pfählen infolge der Mantelreibung ähnlich verspannt wie der Inhalt einer Silozelle zwischen den Silowänden, dürfte es auch in diesem Falle genügen, die Pfähle entweder gar nicht oder auf eine nur kurze Strecke in die tragfähige Schicht einzutreiben. Verlässliche Beobachtungen an ausgeführten Bauten, die die Richtigkeit dieser Behauptung bestätigen oder widerlegen würden, liegen derzeit noch nicht vor.

²⁾ Rich. Kafka, Die Theorie der Pfahlgründungen. Berlin 1912. Julius Springer.

D. Pfahlfundierung auf durchlässigem Sediment, das in großer Tiefe weiche, plastische Schlamm- oder Toneinlagerungen enthält. Am trügerischsten und am schwierigsten zu beurteilen sind jene Fälle, in denen sich unterhalb des Niveaus der Pfahlspitzen eine weichplastische, wenig durchlässige Bodenmasse befindet, die von durchlässigen Materialien umgeben ist. In diesen Fällen wird die Setzung durch folgende Vorgänge verursacht:

a) durch eine von den Grenzflächen der Einlagerung nach deren Inneren fortschreitende Konsolidierung,

b) durch eine über die ganze plastische Einlagerung sich erstreckende Formänderung (elastische und plastische Deformation).

Der Sitz der Setzungen kann sich unter solchen Verhältnissen in Tiefen befinden, die sich bis auf das 1- bis 1 1/2-fache der Breite des verbauten Raumes belaufen. Aus diesem Grunde ist es in zweifelhaften Fällen unerlässlich, mit den Bohrungen bis in die angegebene Tiefe vorzudringen, und es ist unzulässig, die Tiefe der Bohrlöcher ohne Rücksicht auf die Breite des verbauten Raumes vorzuschreiben.

Falls die Dicke der Ton- oder Schlammschicht kleiner ist als etwa der dritte Teil der Breite des verbauten Raumes, tritt die Setzungskomponente b) gegenüber der Setzungskomponente a) in den Hintergrund, und das Setzungsbild läßt sich aus den Bodenkonstanten mit Hilfe der Boussinesq'schen Formel mit guter Annäherung konstruieren.

Zur Erläuterung des Sachverhaltes mögen folgende Beispiele dienen:

Fall (1). Kreisrundes Gebäude auf einer Plattenfundierung mit 9 m langen Pfählen (Abb. 4). Der Schlamm hatte einen hohen Gehalt an organischen Bestandteilen, und sein Wassergehalt befand sich nahe an der Fließgrenze.

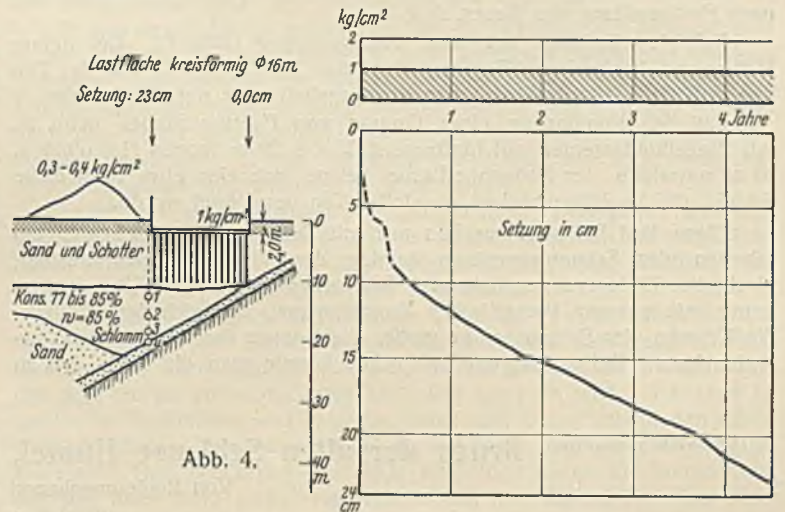


Abb. 4.

Fall (2). Ein Krathaus mit Einzelfundamenten auf Pfählen (Abb. 5). Die zusammendrückbare Bodenschicht bestand aus Bänderton, dessen Oberfläche sich in einer Tiefe von etwa 4 m unterhalb der Pfahlspitzen befand und der nach unten zu in einen Quarzschluff überging.

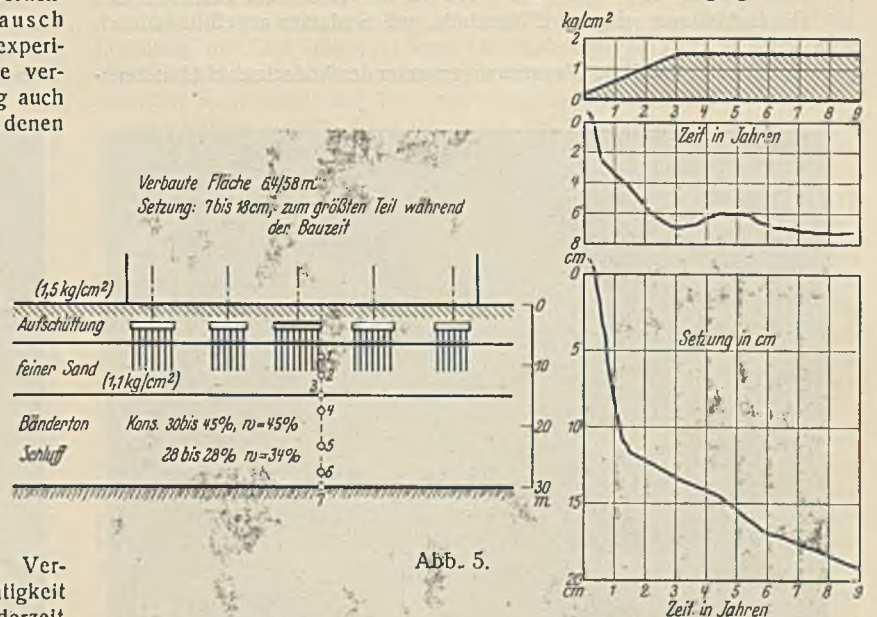
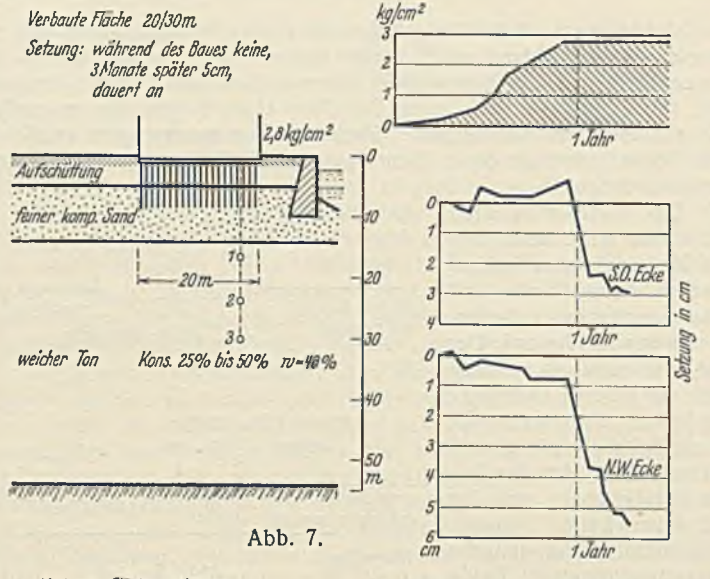
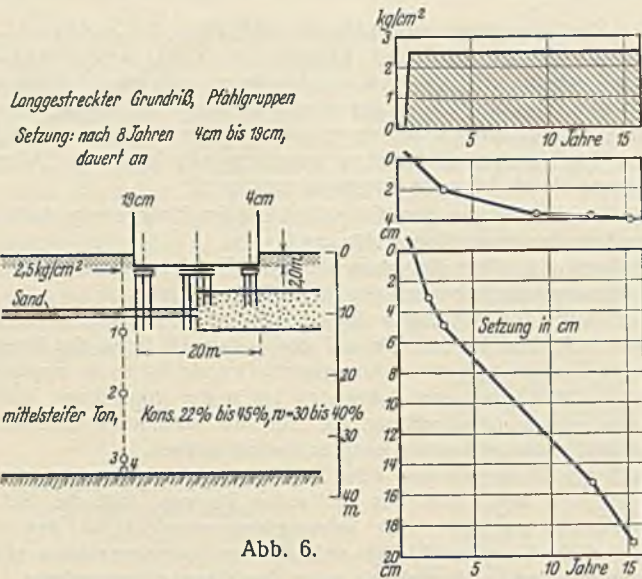


Abb. 5.

Fall (3). Ein Monumentalbau, dessen tieferer Untergrund (mittelsteifer, glazialer Ton) mit einer Sandschicht von wechselnder Mächtigkeit abgedeckt war (Abb. 6). An den Stellen stärkster Mächtigkeit des Sandes wurden die Pfähle nur in den Sand getrieben, an den Stellen geringster

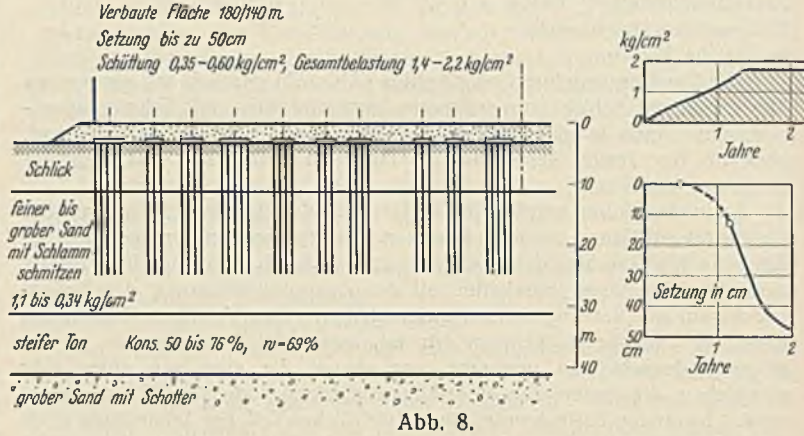


Mächtigkeit reichen sie hingegen durch den Sand hindurch in den weichen Ton. Die Nutzlast für die Pfähle wurde derart bemessen, daß sich der Einzelpfahl unter dem Einfluß dieser Nutzlast um nicht mehr als 0,15 cm setzt. Die Setzungen des Gebäudes als Ganzes waren sehr unregelmäßig und lagen zwischen 4 cm und 19 cm. Sie dauern auch heute noch, 15 Jahre nach Fertigstellung des Baues, fort.

Fall (4). Krafthaus auf einer Pfahlgründung (Abb. 7). Der tiefere Untergrund bestand aus Ton von ähnlicher Beschaffenheit wie der Ton von Fall (3), nur befand sich sein Wassergehalt nahe der Fließgrenze.

Fall (5). Fundierung einer Gruppe von Fabrikgebäuden (Abb. 8), mit Einzelfundamenten auf fünftausend 15 bis 20 m langen Holzpfählen. 30 m unterhalb der Bodenoberfläche befand sich eine etwa 10 m dicke Schicht, die im Bohrprotokoll als steifer Ton bezeichnet wurde.

Diese fünf Beispiele machen uns mit den charakteristischen Eigenschaften der Setzungsvorgänge infolge des Vorhandenseins weicher, plastischer Einlagerungen bekannt. Wir lernen zunächst, in Übereinstimmung mit unseren theoretischen Vorstellungen, daß sich der Sitz bzw. die Ursache der Setzungen in großer Tiefe unter der Erdoberfläche befinden kann. Bei gedrängten Lastflächen könnte man die Tiefe, bis zu



der eine weiche Einlagerung noch bedenklich sein kann, etwa auf die Breite der verbaute Fläche ansetzen, für langgestreckte Lastflächen auf das 1 1/2-fache dieser Breite. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bruch der alten Schleuse Hüntel, Untersuchung und Instandsetzung.

Von Regierungsbaurat Rudolf Jehn, Meppen.

(Schluß aus Heft 28.)

Auffallend war, daß die Abdeckschicht des erhöhten Drempeibodens, bestehend aus Klinkerroll- und Flachsichten, völlig hohl lag (Abb. 11).

Farbeversuche mit Uraninkali ergaben sofort ein Durchdringen des Farbstoffes unter dem Drempeimauerwerk her nach dem Sturzbett hin. Die Hohlräume waren mit Muscheln und Schlamm angefüllt (s. auch Abb. 11).

Es müssen erhebliche Wassermengen unter der Abdeckschicht hindurch-

geflossen sein, die unter Umständen das Ausweichen der kurzen Abschlußspundwand vor dem Sturzbett zur Folge hatten (Abb. 12).

Die Ursache für die Ausbildung dieser besonderen streifenartigen Struktur des Sohlenbetons und für das Ablösen der Abdeckschicht des erhöhten Dremfels von dem darunterliegenden Beton liegt in der Art der Herstellung. Nachdem der Sohlenbeton durch Trichterschüttung unter Wasser auf eine gleiche Höhe gebracht worden war, wurde die Baugrube

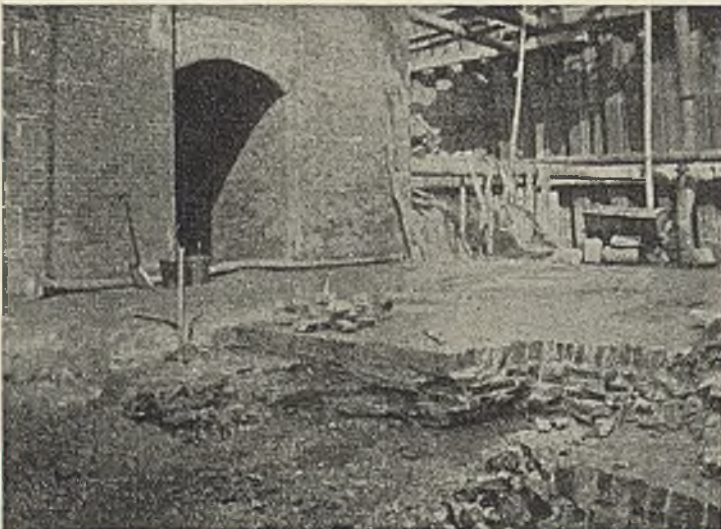


Abb. 11. Befund der Drempeabdeckschicht vor Ausführung der Arbeiten zu Abb. 10.

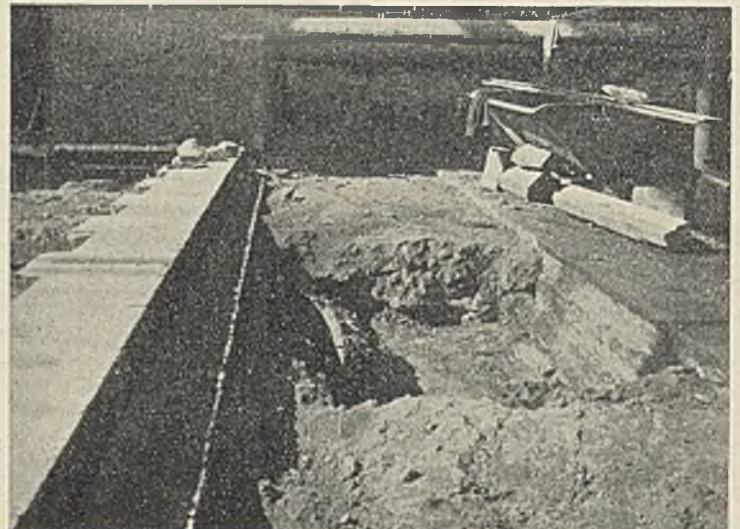


Abb. 12. Ausgewichene Spundwand. Loser Beton ist entfernt.

leergespült und an den verschiedensten Stellen in aller Eile nach Aufbringen von ausgleichenden Beton- oder Mörtelschichten das aufgehende Mauerwerk hochgeführt. Das Grundwasser stand während des Baues des Oberhauptes auf rd. NN + 8 m. Bis auf NN + 4,50 m mußte das Wasser also gegen einen Überdruck von 3,50 m gehalten werden. Nach Erkundigung bei dem damaligen Bauleiter floß nach dem Abpumpen auf ein bis zwei Tage wenig Wasser zu, dann aber drang es etwas stärker nach. Eine Bestätigung dieser Tatsache konnte in den untersten Schichten des Klinkermauerwerks im Beobachtungsschacht A gefunden werden. Dort war der Mörtel aus den äußeren Steinschichten völlig verschwunden. So war von vornherein unter den Drempelsteinen und unter der Abdeckungsschicht sowie zwischen dem aufgehenden Mauerwerk und dem Sohlenbeton eine Trennschicht zwischen den ungleichartigen Baustoffen vorhanden.

Das aufgehende Klinkermauerwerk war in vorzüglichem Zustande und sachgemäß hochgeführt. Die Klinker waren Hartbrandklinker von gleichmäßiger Farbe und guter Festigkeit, ihr Brand zeigte den Beginn der Sinterung.

Es konnte noch aus den Aussagen des damaligen Baubeamten festgestellt werden, daß im Sommer 1895 die Sohle eingebracht und am 16. Juli 1896 die Schleuse dem Verkehr übergeben wurde. Der Sohlenbeton war im Mischungsverhältnis 1 Zement : $\frac{1}{2}$ Kalk : 3 Sand : 5 Schotter hergestellt worden. Es wurde der Sand — Emsand — trocken mit dem damals handelsüblichen Zement und dem hydraulischen Kalk (trocken in Säcken), zu trockenem Mörtel von Hand gemischt, dann der Steinerschlag beigegeben und ebenfalls trocken durchgemischt. Dann wurde das Emswasser zugesetzt.

Der Beton wurde von einem Schüttgerüst aus mittels Trichters von 60 × 60 cm lichter Weite in die vorher mit Handbagger ausgehobene Baugrube zwischen Spundwänden geschüttet. Das Schüttgerüst, das auf den Umfassungsspundwänden aufgebaut war, war so eingerichtet, daß die Lagen in der Richtung der kürzeren Spundwandentfernung, d. h. parallel der Schleusenachse, eingebracht wurden. Der Sohlenbeton war in etwa 10 Arbeitstagen zu je 16 Arbeitstunden eingebracht worden. Dann blieb der Beton 4 Wochen stehen, worauf, wie vorbeschrieben, leergespült und das aufgehende Mauerwerk aufgesetzt wurde.

Das Klinkermauerwerk wurde mit verlängertem Zementmörtel hochgeführt.

Der Sturzbettbeton wurde als Magerbeton von Hand eingebracht, nachdem mit einer Handpumpe das Wasser entfernt worden war.

Obiger Bauvorgang zeigt, daß der Unternehmer die Arbeit nach den damaligen Bauregeln richtig ausführte, wobei, wie bei so vielen Bauwerken der Trichterschüttperiode, sich auch hier ähnliche Ergebnisse gezeigt haben. Man gab sich allgemein zufrieden, wenn die oberste Schicht gut abgebunden zu haben schien, und das aufgehende Mauerwerk sachgemäß aufgesetzt werden konnte.

Wie die Untersuchungen gezeigt haben, hat sich der Beton trotz sorgfältiger Überwachung durch die Bauleitung und des ehrlichen Willens des Unternehmers stark entmischt.

Daß in den Beobachtungsschächten in der untersten Lage an der Spundwand überall der fast reine Zement vorgefunden wurde, kommt daher, daß das hölzerne Trichterrohr mit seiner Verzimierung und durch die Spundwandzangen behindert nicht ganz bis an die Spundwand herangeführt werden konnte. Die groben schweren Teile rollten nach dem freien Wasser hin, und der feine Zement und Kalk lagerte sich in dem Winkel zwischen Sohle und Spundwand ab. Daß der Beton gut gemischt gewesen sein muß, beweist die Umhüllung des Schotters mit Mörtel, der noch überall gefunden wurde. Auch wird das fast völlig ausgelaugte Sand- und Schottergemisch ursprünglich auch Zement- und Kalkteilchen enthalten haben. Jedoch zu einer Art Beton hat dieses ausgewaschene Gemisch nicht mehr abbinden können. Kalkteilchen in kleinen Klümpchen fanden sich noch stellenweise im Sand vor.

Der Vorgang der Zerstörung des Mauerwerks liegt klar zutage:

Gegen Eindringen von Wasser vom Oberwasser her glaubte man den Sohlenbeton durch die Betonlage des Vorbodens mit vorgeschlagener dichter Pfahlreihe genügend gesichert zu haben.

Die Flügel der Bauwerke baute man damals allgemein aus Ersparnis an Baukosten möglichst kurz. Die Umfassungsspundwand ließ man beim Hochführen des Mauerwerks bis zur Grenze der offenen Wasserhaltung stehen, um die Trichterschüttung bequem durchführen zu können und um an Erdaushub für die Baugrube zu sparen.

Daß man das aufgehende Mauerwerk nicht dicht an die stehengebliebenen Spundwände anschloß, ist unzweifelhaft die Ursache zu dem Bersten des an sich guten Mauerwerks gewesen.

Das Wasser konnte unter dem Druck des größten Gefälles von NN + 10,40 m bis NN + 7,50 m = 2,90 m an den verschiedensten Stellen eindringen.

Es wird zunächst den kürzeren Weg gewählt haben und durch die Stirnspundwand eingetreten sein. Dann wird es wohl auch an der Umfassungsspundwand entlang die Hohlräume ausgefüllt und stellenweise hier auch den Weg weiter in den Beton hinein gefunden haben. Hier

hat dann ganz allmählich die aggressive Kohlensäure den Kalk in pulverförmigen kohlensauren Kalk verwandelt und mag ihn auch stellenweise in das lösliche Bikarbonat übergeführt haben. Den dichten Zement mit dem eingesprengten Kalk konnte sie nur an der Oberfläche erfassen, aber die noch vorhandenen Kalk- und Zementteilchen des Mörtels des Schotterbetons hat sie in jahrzehntelanger Arbeit fast restlos vernichtet. Es ist anzunehmen, daß die fortschreitende Zerstörung des Betons in breiter Front vom Oberwasser her stattgefunden hat und daß die Festigkeit und Tragfähigkeit des Betons bis zum Drempel hin dadurch stark vermindert wurde. Am rechten oberen Flügel muß, begünstigt durch die Umläufigkeit vor der hochstehenden Spundwand, die Auslaugung des Sohlenbetons ebenfalls größere Fortschritte gemacht haben. Aus der Art und dem Fortschritt der Quellenbildung ist zu schließen, daß das oben eindringende Wasser sich mit dem Grundwasser vermischen konnte. Es trat nacheinander an mehreren Stellen unmittelbar aus dem gut unterschotterten Pflaster unterhalb des rechten Oberhauptes aus (s. weiter vorn).

Das ging so lange gut, bis die Volumenverminderung in dem heftig angegriffenen Teil die Standfestigkeit in Frage stellte.

Das rd. 60 t unter Wasser schwere Herdmauerwerk zur Schaffung der tiefen Torkammer (Grund hierfür war, überall gleich hohe Ober- und Untertore zu haben) erhöhte den Bodendruck und wirkte mit einem rd. 7 m langen Hebelarm um die Drehlinie des Drempelanschlags. Das unnötig tief bis auf NN + 5,50 m hinunterreichende Stützmauerwerk für den Zahnstangenkanal wirkte mit einem Hebelarm von 3,5 m und einem Gewicht von rd. 20 t in demselben Sinne.

Die Tore waren in der Nacht vom 24. bis 25. November 1916 geschlossen mit Oberwasser am Obertor und Unterwasser in der Schleuse. Der Stemmdruck wirkte den Mauergewichten entgegen.

So war der Zeitpunkt gekommen, wo die Festigkeit des Mauerkörpers in der Rißfläche bei wahrscheinlich ganz geringem Nachgeben des ausgelaugten Sohlenbetons vor der Drempellinie überbeansprucht wurde. Das Absinken des vorderen Bauwerkteiles um ein ganz geringes Maß hat dann den Bruch herbeigeführt und damit einen neuen Gleichgewichtszustand geschaffen. Einen deutlichen Riß konnte der Sohlenbeton bei seiner schlechten Beschaffenheit nicht ausbilden.

Es ist auch kaum anzunehmen, daß der linke Mauerkörper als Folge des Bruchs des rechten Körpers jetzt erst allmählich seinen Riß ausgebildet haben könnte. Dafür besitzt der Sohlenbeton zu wenig Elastizität und Zusammenhalt mit dem aufgehenden Mauerwerk.

Es müssen also auch hier ähnliche Vorgänge gewirkt haben wie am rechten Mauerkörper. Nur müssen sie sich langsamer durchgesetzt haben. Quellen sind nicht gefunden worden, woraus geschlossen werden kann, daß dort die Einwirkungen nicht so heftig gewesen sind. Vielleicht ist auch eine Verbindung des langsam durch den Beton dringenden Oberwassers mit dem Grundwasser nicht in dem Maße oder gar nicht möglich gewesen. Die Zerstörung hat auch nur einen feinen Riß hinterlassen, der sich auch nicht mehr erweiterte in den drei Tagen, die dazu nötig waren, das Mauerwerk zu verklammern.

Es wird hier wohl nur ein Betonangriff durch das Oberwasser von der undichten Spundwand her die Ursache gewesen sein, da das von Osten nach Westen strömende Grundwasser hier leichter vom Emswasser des Oberkanals verdrängt wird.

Möglich ist jedoch auch, daß das Einbringen von Schlick auf die Böschung und auf den Vorboden im September 1917 hier noch mehr nutzbringend gewirkt hat, indem sich die vielleicht feineren Kanälchen zwischen Spundwand und Mauerwerk ganz geschlossen haben.

Hohlräume werden unter der Sohle nicht bestehen, wenn auch nicht überall der dichte Zementstein liegen mag. Das Wasser brauchte sich ja seinen Weg in den tieferen Schichten nicht zu suchen.

Die gute Wirkung der Dichtungsmaßnahmen des September 1917 haben sich auf der rechten Seite deutlich gezeigt.

Hinter der Spundwand konnten überall kleinere oder größere Mengen Schlick gefunden werden, der durch den Wasserstandswechsel beim Schließen sich vorwärts bewegen und in den Hohlräumen ablagern konnte. Er fand sich dicht an der Sohle, an mehreren Stellen zwischen Spundwand und Sohlenbeton in dünnen oder dickeren Adern bis Oberkante Spundwand (Abb. 8). Jedoch hatte er noch nicht alle Hohlräume schließen können, da der vom Wasser mitgeführte Schlick dazu nicht ausreichte.

Das Ergebnis der Prüfung dieses Schlicks von seiten des Materialprüfungsamtes spricht sich dahin aus, daß „der Gehalt der Schlickprobe an löslicher Kieselsäure und fein verteiltem kohlensauren Kalk auf einen geringen Gehalt von Zementbestandteilen hinweist, die wahrscheinlich beim Durchsickern der kohlensäurehaltigen Wasser durch den Beton aus dem Zement des Betons ausgelaugt sind.“

Nach Umwandlung des Kalziumbikarbonates in normales Karbonat hat sich dieses zusammen mit ausgelaugter Kieselsäure in den organischen Anteilen des Schlickes niedergeschlagen.“

Aus diesem Befund kann geschlossen werden, daß der Schlick, vom Kanal- oder Grundwasser mitgerissen, mit dem Sohlenbeton in Berührung gekommen sein muß.

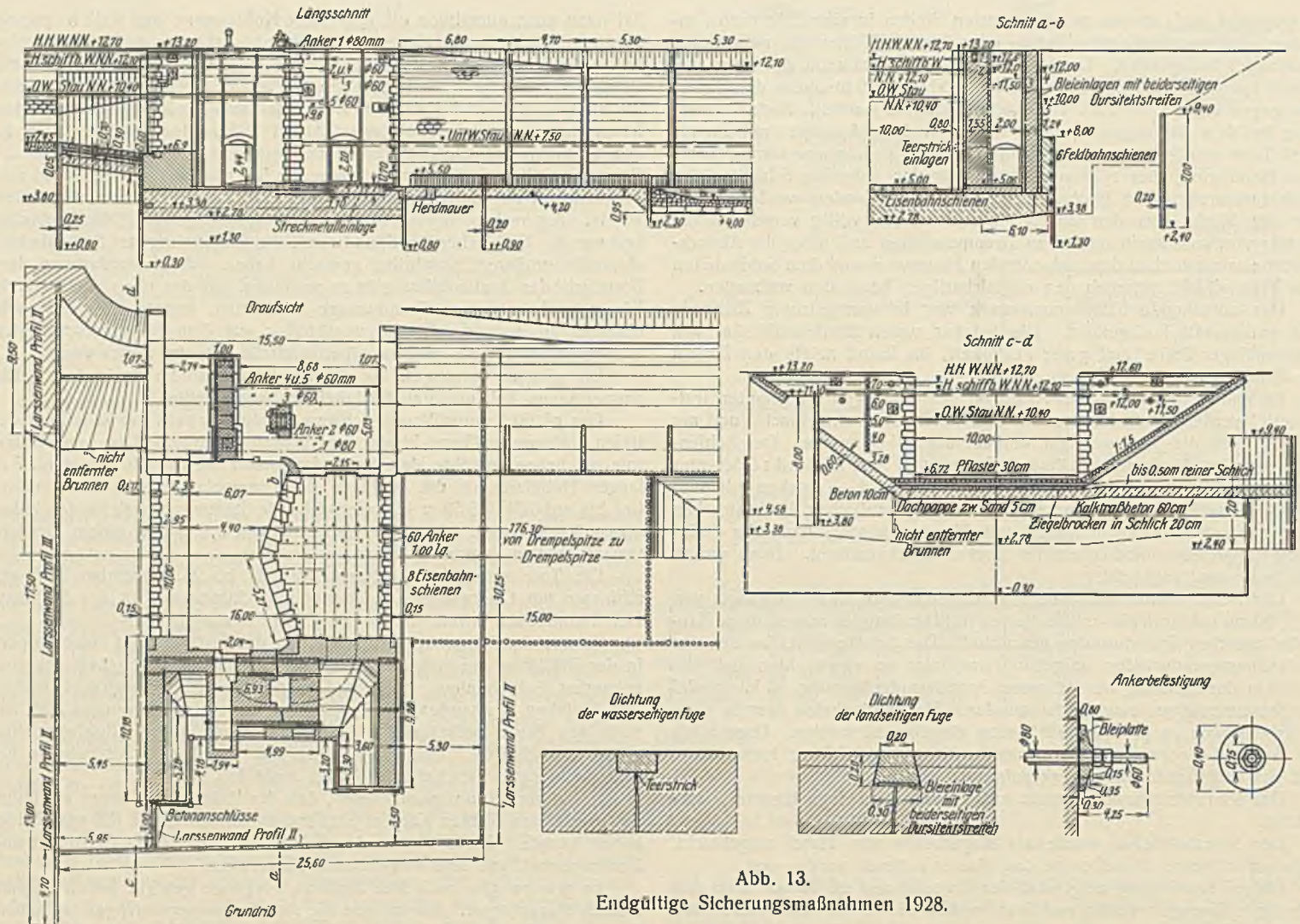


Abb. 13. Endgültige Sicherungsmaßnahmen 1928.

Also kann nur die aggressive Kohlensäure und der undichte Beton schuldig sein, ebenso der Zustand der Spundwände und der für die vorliegenden Verhältnisse unglücklich gewählte Zusatz von Kalk zum Beton, der überdies bereits vom Zement her einen hohen Kalkgehalt hatte.

Die zum Instandsetzen des beschädigten Oberhauptes getroffenen Maßnahmen konnten sich im wesentlichen nur auf den rechten Teil des Oberhauptes erstrecken, weil erst nach Beginn der Bauarbeiten der Riß im linken Mauerkörper entdeckt wurde und weil sowohl die Bauzeit als auch die verfügbaren Mittel nicht hingereicht hätten, den linken Teil in gleicher Weise zu behandeln wie den rechten.

Gleichwohl sind für den linken Teil die möglichen Sicherungsmaßnahmen getroffen worden.

Nach dem Befund der Untersuchungen, den Beobachtungen und den Feststellungen während der Bauzeit kam es im wesentlichen darauf an, das Bauwerk vor dem weiteren Eindringen von Wasser zu schützen und die auseinandergebrochenen Mauerwerkteile so wieder zu vereinigen, daß sie wieder ein Körper wurden und der Schiffsahrtbetrieb von der Schleuse gegebenenfalls jederzeit wieder aufgenommen werden kann.

Das erste Ziel, nämlich das Eindringen von Wasser zu verhüten, wurde dadurch zu erreichen gesucht, daß zunächst das Oberwasser jede Berührung mit dem tragenden Sohlenbeton verlieren sollte.

Zu diesem Zwecke wurde die obere Abschlußspundwand mit ihren ausreichend in die Böschungen einbindenden Flügeln im Boden belassen.

Der alte Beton des Vorbodens wurde ganz aufgenommen, die abschließende Pfahlreihe gezogen und zwischen der Abschlußspundwand und dem Stirnmauerwerk nicht nur ein neuer Vorboden gezogen (Abb. 13), sondern eine dichte Kalktrabzementbetondecke auf die linke Böschung und weiter vor dem Bauwerk entlang bis zur Verbindungsspundwand der beiden Abschlußspundwände gelegt. Für diese Abdichtung wurde Kalktrabzementbeton gewählt, weil dieser Beton ein sehr dichtes Gefüge zeigt, nur langsam abbindet und immer noch eine gewisse Elastizität behält, um kleinen Bodensenkungen folgen zu können, ohne daß er dabei Risse und Sprünge bekommt.

Zur Verlängerung des oberen rechten Flügels wurde noch eine 3 m lange eiserne Spundwand zur Verbindungsspundwand geschlagen und an das Mauerwerk und an die Verbindungsspundwand bis in genügende Tiefe durch je einen Betonwulst dicht angeschlossen, um jedes Eindringen von Oberwasser hinter den Flügeln zu verhindern.

Zur Sicherung gegen etwaiges Eindringen in feine Fugen hat die Decke — nur an der Stelle des stark geneigten Rückens der linken Böschung nicht — eine Schlicklage von 30 cm erhalten, die mit Kies und Steinschüttung durchsetzt wurde, soweit sie keilrig ausgeführt werden mußte.

Der offene Vorboden hat außerdem noch eine Pflasterdecke aus 30 cm starken Reihenpflastersteinen erhalten.

Gegen eine etwaige wiedereintretende Umläufigkeit zwischen Spundwand und Mauerwerk konnten nur auf der rechten Seite Maßnahmen ergriffen werden.

Soweit die Stirnspundwand links vom Vorboden aus in der Böschung zu erreichen war, wurde sie auf Undichtigkeiten untersucht und gedichtet.

Die im Beobachtungsschacht B im Vorboden bloßgelegte Eintrittsstelle für das Wasser wurde sorgfältig mit einem nach innen sich verbreiternden Betonpfropf geschlossen.

Ferner wurde im Beobachtungsschacht A eine Betonwand an Stelle der fortgenommenen Spundbohlen in den Sohlenbeton mit Verzahnung

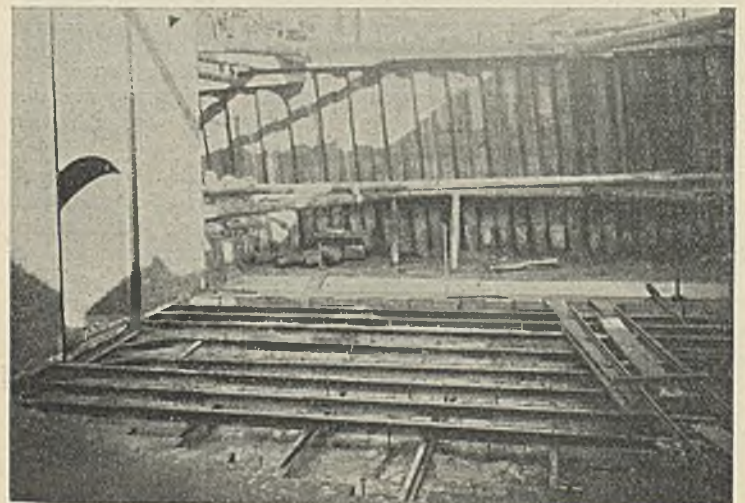


Abb. 14. Eiseneinlagen im erhöhten Drempeboden.

eingebunden, ebenso an den beiden Lücken in derselben Spundwand weiter unterhalb. Zwischen den Spundwänden und dem aufgehenden Mauerwerk wurde an einzelnen Stellen der Schutt entfernt und durch dichtenden Beton ersetzt, um den früheren Wasserweg möglichst oft zu unterbrechen.

Weiter wurde der Sturzbettbeton vom Bauwerk bis zur Herdmauer völlig entfernt und durch dichten Traßzementbeton ersetzt.

Die untere Abschlußspundwand wurde in ihrem Bodenteil ebenfalls stehengelassen, um dem Oberwasser den Weg nach der Kammer zu versperren. Die Risse selbst wurden im aufgehenden Mauerwerk gedichtet (Abb. 13).

Das Böschungspflaster wurde zwischen den Abschlußspundwänden und dem Bauwerk besonders sorgfältig und mit starker Schotterunterlage

dicht verlegt. — Gegen ein weiteres Absinken des vorderen Oberhauptes vor dem Riß sind auf jeder Seite in dem Mauerwerk je fünf flußeiserne Anker eingezogen worden, deren Anordnung aus Abb. 13 hervorgeht.

Der erhöhte Drempeboden sowie die Drempeanschlagsteine wurden aufgenommen. Der lose Beton wurde entfernt und die Drempeanschlagsteine wieder dichtschließend verlegt. Der erhöhte Drempeboden wurde in Eisenbeton mit starken Eiseneinlagen hergestellt und durch zahlreiche Eisenanker und eine Streckmetalleinlage mit dem darunterliegenden alten Beton verbunden (Abb. 14).

Damit dürfte auch alles getan sein, so daß zu erwarten ist, daß an dem weiteren Bestande des Bauwerks in absehbarer Zeit ein Schaden nicht entstehen wird.

Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken.^{*)}

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

(Vortrag gehalten am 20. Mai 1930 in Wittenberge vor den Brückenzernenten der Reichsbahndirektionen.)

(Schluß aus Heft 29.)

5. Beispiel: Anschluß einer Windstrebe mit Stumpf- und Kehlnähten (Abb. 9).

$$S = \pm 9,0 \text{ t.}$$

Durch die Schweißnähte ist anzuschließen

$$S = 9 + \frac{1}{2}(9 + 9) = 18 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{zul Schw}} = \frac{1}{2} \cdot d_{\text{zul}} = \frac{1}{2} \cdot 1000 = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Stumpfnah ist auf Zug bzw. Druck beansprucht, die Kehlnah auf Abscheren. Wie sich die Spannung auf die Schweißnähte verteilt, läßt sich rechnerisch nicht ermitteln. Nimmt man eine gleichmäßige Verteilung auf alle drei Nähte an und läßt — obwohl die zulässige Normalspannung in der Stumpfnah $= 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ kg/cm}^2$ wäre — nur die für Abscheren zulässige Spannung $\tau_{\text{zul}} = 500 \text{ kg/cm}^2$ zu, so finden wir mit

$$a = 1,5 \text{ cm in der Stumpfnah und}$$

$$a = \frac{1,5}{\sqrt{2}} = 1,06 \text{ cm in der Kehlnah.}$$

$$F_{\text{V Nah}} = l a = 14 \cdot 1,5 = 21,0 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{Kehle}} = 2 l a = 2 \cdot 8 \cdot 1,06 = 17,0 \text{ "}$$

$$\Sigma F = 38,0 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{Schw}} = \frac{18000}{38} = 474 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Zul. } \tau_{\text{zul Schw}} = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Beispiel: Stegblechstoß einer Blechträgerbrücke von 16 m Stützweite in $x = 5 \text{ m}$ Abstand vom Auflager.

Beim Lastenzug N ergab sich bei Berücksichtigung der Stoßziffer

$$\text{max } M = + 345,5 \text{ tm}$$

$$\text{min } M = + 32,8 \text{ tm,}$$

davon als Anteil des Stegblechs entsprechend dem Trägheitsmoment

$$\text{max } M = 62,2 \text{ tm}$$

$$\text{min } M = 5,9 \text{ tm.}$$

Die Querkraft $\text{max } Q = 44,2 \text{ t}$, $\text{min } Q = 4,1 \text{ t}$ soll vom Stegblechstoß allein aufgenommen werden können. Stegblech $1750 \cdot 12$.

a) Stoß mit aufgelegten Laschen.

Es werden 2 Laschen $280 \cdot 11$ aufgelegt. Beiderseits mit Kehlnähten $\frac{7,8}{1710}$ und außerdem mit je zwei

Reihen Schlitznähten $\frac{11 \cdot 20}{80}$ angeschweißt (Abb. 10).

Die Schweißnähte werden auf Abscheren berechnet, und zwar:

1. durch das Moment

$$M = 62,2 + \frac{1}{2}(62,2 - 5,9) = 90,3 \text{ tm}$$

in waagerechter Richtung (Randspannungen);

2. durch die Querkraft

$$Q = 44,2 + \frac{1}{2}(44,2 - 4,1) = 64,3 \text{ t}$$

in senkrechter Richtung.

$$\text{Fläche der Kehlnähte } F_1 = 2 \cdot 0,78 \cdot 171 \approx 266 \text{ cm}^2$$

$$\text{„ Schlitznähte } F_2 = 2 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 8 = 288 \text{ „}$$

$$\Sigma F = 554 \text{ cm}^2.$$

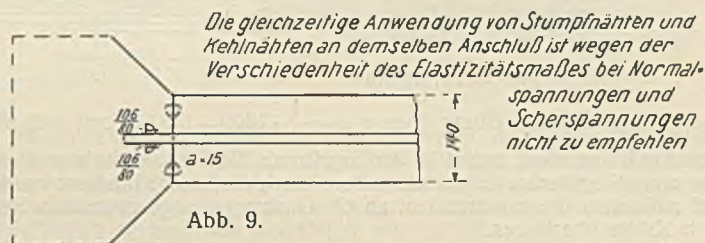
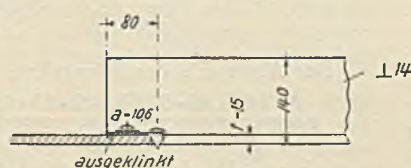


Abb. 9.

Trägheitsmomente der Kehlnähte

$$J_1 = 2 \cdot \frac{0,78 \cdot 171^3}{12} = 650\,000 \text{ cm}^4$$

Trägheitsmomente der Schlitznähte

$$J_2 = 2 \cdot 9 \cdot \frac{2 \cdot 8^3}{12} + 4 \cdot 2 \cdot 8(19^2 + 38^2 + 57^2 + 76^2) = 695\,000 \text{ „}$$

$$\Sigma J = 1\,345\,000 \text{ cm}^4.$$

$$W = \frac{1\,345\,000}{171} = 15\,700 \text{ cm}^3$$

somit

$$\tau_M = \frac{9\,030\,000}{15\,700} = 575 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_Q = \frac{64\,300}{554} = 116 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} = \sqrt{575^2 + 116^2} = 587 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{zul}} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Obwohl die Spannungen nicht voll ausgenutzt sind, würde doch gegenüber Nietverbindungen gespart werden. Bei genieteten Laschen wären zwei Decklaschen $\frac{520 \cdot 11}{1750}$ mit $2 \cdot 3 \cdot 15$ Nieten 23 Durchm. erforderlich. Besser ist folgender Stoß:

b) Geschweißter Stoß mit durchgesteckter Lasche von $24,0 \text{ mm}$ Dicke.

Durch das \perp zur Stegblechebene durchgesteckte Blech wird zugleich eine vorzügliche Aussteifung der Gurtungen und des Stegblechs erzielt. Die Schweißnähte müssen aufnehmen

$$M = 62,2 + \frac{1}{2}(62,2 - 5,9) \approx 90,3 \text{ tm}$$

$$Q = 44,2 + \frac{1}{2}(44,2 - 4,1) = 64,3 \text{ t (Abb. 11).$$

Wir wählen die breitesten Kehlnähte, die bei 12 mm Dicke des Stegblechs zugelassen sind, mit $b = 1,5 \cdot 12 = 18 \text{ mm}$.

$$\text{Es wird } a = \frac{18}{\sqrt{2}} = 12,7 \text{ mm.}$$

Die Zug- und Druckspannungen im Stegblech infolge der Biegung müssen durch die beiden senkrechten Kehlnähte I, II auf die Lasche und von dieser wieder durch die Kehlnähte III, IV auf das Stegblech übertragen werden. Wir denken uns wieder die Kehle AB in die Vertikalebene umgeklappt.

^{*)} Ein Sonderdruck erscheint demnächst im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1930.

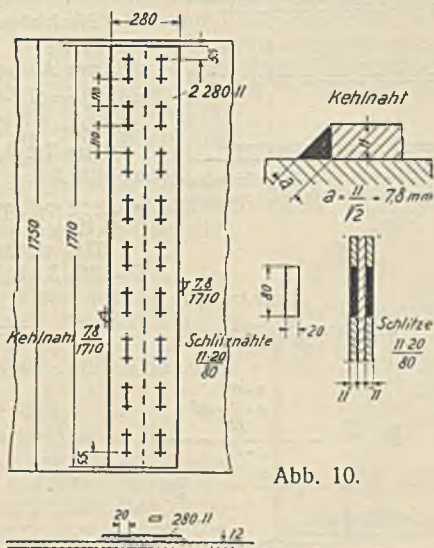


Abb. 10.

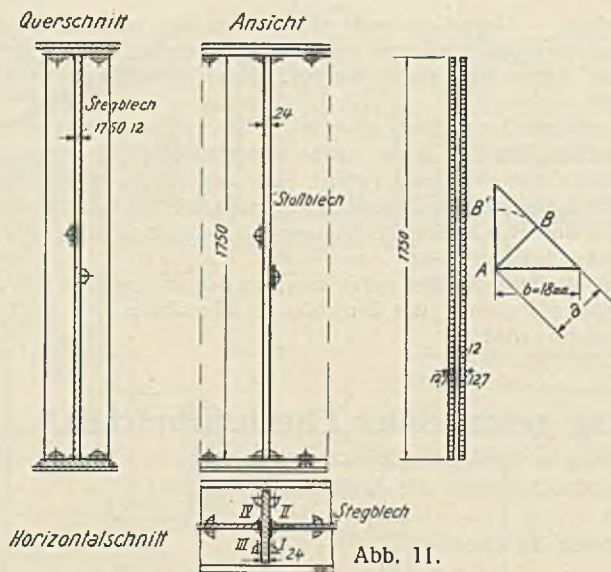


Abb. 11.

Umgeklappte Fläche der Kehlnähte
 $F = 2 \cdot 1,27 \cdot 175 = 445 \text{ cm}^2$
 $W = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1,27 \cdot 175^2 = 12\,964 \text{ cm}^3$
 $\tau_M = \frac{9\,030\,000}{12\,964} = 696 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_Q = \frac{64\,300}{445} = 145 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau = \sqrt{696^2 + 145^2} = 711 \text{ kg/cm}^2$

Die geringe Überschreitung über $\tau_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$ soll nicht beanstandet werden, zumal in der Druckzone die Druckkräfte unmittelbar von einer Stegblechseite auf die andere durch die Lasche hindurchwandern und außerdem die horizontalen, an die Gurtungen angeschweißten Nähte auch Kräfte übertragen.

Diese Stoßdeckung ist außerordentlich einfach und läßt sich auch schweißtechnisch leicht ausführen. Die im Deutschen Stahlbauverband eingeleiteten Versuche werden zeigen, ob man dieser Stoßdeckung zumuten kann, was man von ihr verlangt.

7. Beispiel: Anschluß einer zweiten Gurtplatte.

Für eine Blechträgerbrücke von 10 m Stützweite beträgt nach der Berechnung für den Lastenzug N die theoretische Länge der zweiten Gurtplatte 5,60 m. Der nach der BE (ohne Rücksicht auf Ermüdung) berechnete Querschnitt der Gurtplatte beträgt
 $F = 22 \cdot 1,6 = 35,2 \text{ cm}^2$.

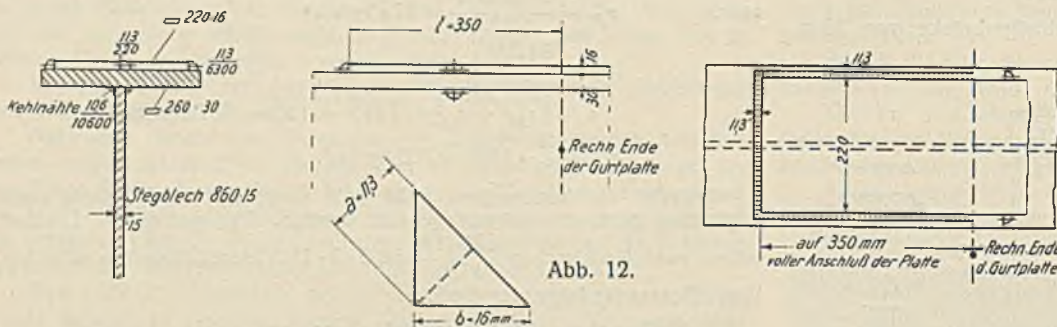


Abb. 12.

Das größte Moment an der theoretischen Anschlußstelle ist ermittelt zu $\max M = \max M_g + \varphi \max M_p = 12,5 + 145,2 = 157,7 \text{ tm}$ und das kleinste $\min M = 12,5 \text{ tm}$ (Abb. 12).

Sollen die Schweißnähte unter Berücksichtigung von Ermüdungserscheinungen berechnet werden, so muß der ideelle Querschnitt

$$F_i = 35,2 \cdot \frac{157,7 + \frac{1}{2}(157,7 - 12,5)}{157,7} = 35,2 \cdot \frac{230,3}{157,7} = 51,4 \text{ cm}^2$$

angeschlossen werden. Da $\tau_{zul\ Schw} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{zul}$ ist, so muß die Scherfläche mindestens

$$F_{Schw} = 2 \cdot F_i = 102,8 \text{ cm}^2 \text{ sein.}$$

Wählt man bei allen Kehlnähten $b = 16 \text{ mm} = \text{Plattendicke}$, so ist $a = \frac{b}{\sqrt{2}} = \frac{16}{\sqrt{2}} = 11,3 \text{ mm} = 1,13 \text{ cm}$, somit $F_{Schw} = 22 \cdot 1,13 + 2 \cdot 35 \cdot 1,13 = 104,0 \text{ cm}^2$. Die Scherspannung der Kehlnähte ist also $< 700 \text{ kg/cm}^2$. Es empfiehlt sich, vorläufig die Gurtplatten so lang zu machen, daß der erforderliche Querschnitt der Schweißnähte ganz außerhalb des theo-

retischen Anschlußpunktes vorhanden ist. Bei Anschluß durch Niete ist für den Anschluß der Gurtplatte eine größere Plattenlänge erforderlich als beim Schweißen.

8. Beispiel: Anschluß eines Windverbandstabes mit Kehlnähten (Abb. 13).

Die Kehlnähte werden waagrecht durch die Stabkraft $S = \pm 9,0 \text{ t}$ auf Abscheren beansprucht; würde man — wie bei Nietverbindungen — den Einfluß der Exzentrizität unberücksichtigt lassen, so wären die Kehlnähte für eine Scherspannung

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot 1000 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

zu berechnen.

Es ist
 $F_{Schw} = (14 + 2 \cdot 11) \cdot 1,06 = 38,2 \text{ cm}^2$
 $\tau_{Schw} = \frac{9000 + \frac{1}{2}(9000 + 9000)}{38,2} = \frac{18\,000}{38,2} = 471 \text{ kg/cm}^2$

Bei Berücksichtigung des Biegemoments

$$M = \left[9000 + \frac{1}{2}(9000 + 9000) \right] 3,8 = \pm 68\,400 \text{ kgcm}$$

infolge des exzentrischen Kraftangriffs kann eine Scherspannung τ bis zu 700 kg/cm^2 zugelassen werden. Denkt man sich wieder die Kehle AB in die Horizontalebene umgeklappt, so soll der schraffierte Querschnitt das Biegemoment aufnehmen.

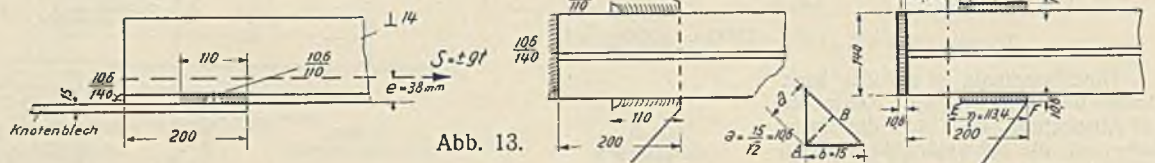


Abb. 13.

Der Abstand η der Schwerlinie wird

$$\eta = \frac{14 \cdot 1,06 \cdot 20,53 + 2 \cdot 11 \cdot 1,06 \cdot 5,5}{38,2} = 11,34 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{12} [14 \cdot 1,06^3 + 2 \cdot 11 \cdot 1,06 \cdot 11^2] + 14 \cdot 1,06 \cdot 9,19^2 + 2 \cdot 11 \cdot 1,06 \cdot 5,84^2 = 236,5 + 1253,3 + 795,3 = 2285 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{2285}{11,34} = 201,5 \text{ cm}^3, \text{ somit}$$

$$\sigma_{Schw} = \frac{68\,400}{201,5} \approx 340 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \tau = \sqrt{340^2 + 471^2} = 581 \text{ kg/cm}^2; \text{ zulässig } 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Man erkennt, daß es zweckmäßig ist, die beiden Schweißnähte CD und EF möglichst nach rechts an den Rand DF zu rücken.

9. Beispiel: Anschluß einer Gurtung an das Stegblech eines Blechträgers (Abb. 14).

Blechträgerbrücke von 10 m Stützweite. Lastenzug N. Die größte Querkraft ergab sich am Auflager zu

$$\max Q = Q_g + \varphi Q_p = 5,0 + 44,5 = 49,5 \text{ t}$$

$$\min Q = 5,0 \text{ t.}$$

Das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts ist

$$J = \frac{1}{12} (26 \cdot 92^3 - 24,5 \cdot 86^3) = 388\,543 \text{ cm}^4.$$

Das statische Moment der Gurtplatte ist $S = 26 \cdot 3 \cdot 44,5 = 3471 \text{ cm}^3$.

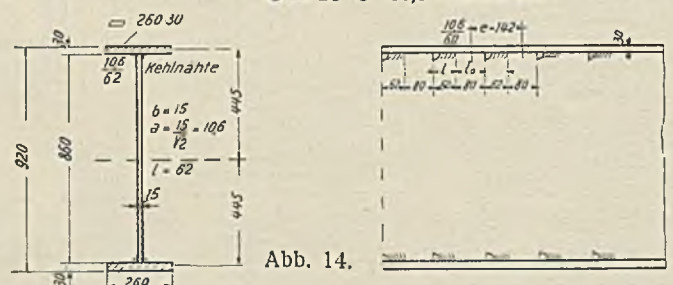


Abb. 14.

Die Schubspannung im Stegblech ist $\tau = \frac{QS}{Jt}$.

Für die Kehlnähte kommt $Q = 49,5 + \frac{1}{2}(49,5 - 5,0) = 71,75 \text{ t}$ in Betracht, dies würde im Stegblech eine Scherspannung am Gurtungsanschluß von $\tau = \frac{71\,750 \cdot 3471}{388\,543 \cdot 1,5} = 427 \text{ kg/cm}^2$ erzeugen.

Ist l die Länge der unterbrochenen Kehlnähte, e ihr Abstand, τ_{Schw} die Scherspannung der Schweißnähte, dann können die beiden Schweißen, die auf den Abstand e entfallen, an Schubspannung aufnehmen, wenn man sich wieder die Kehle $a=1,06$ in die Horizontalebene umgeklappt denkt,

$$2al\tau_{Schw}$$

Die vom Stegblech auf die Gurtung zu übertragende Scherspannung beträgt auf die Länge e

Beide sind gleich groß, also ergibt sich

$$2al\tau_{Schw} = \tau te \text{ oder}$$

$$2 \cdot 1,06 \cdot 6,2 \tau_{Schw} = 427 \cdot 1,5 \cdot 14,2, \text{ daraus}$$

$$\tau_{Schw} = \frac{427 \cdot 1,5 \cdot 14,2}{2 \cdot 1,06 \cdot 6,2} = 692 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Zulässig } \tau_{zul Schw} = \frac{1}{2} \sigma_{zul} = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Gegen die Trägermitte könnte der Abstand der Schweißen entsprechend der Abnahme von Q vergrößert werden.

$$\text{Allgemein ergibt sich } e = \frac{2al\tau_{Schw}}{\tau t} \text{ und mit } \tau t = \frac{QS}{J}$$

$$e = \frac{J}{QS} \cdot 2al\tau_{Schw}$$

Diese Formel entspricht genau der Nietformel.

VI. Grundsätze für die bauliche Durchbildung.

1. Die Vorteile der Schweißung gegenüber der Nietung sind bei der Aufstellung des Entwurfs möglichst auszunutzen. Wegen der Leichtigkeit, mit der Bleche mit Hilfe von Kehlnähten rechtwinklig oder auch beliebig räumlich schief verbunden werden können, lassen sich Blechträger, Fachwerkstäbe, auch kreisförmige Querschnitte, Aussteifungen und Anschlüsse ohne Verwendung von Winkelisen zusammenschweißen. Auf Biegung beanspruchte Teile, z. B. Blechträger, haben infolge Fehlens von Gurtwinkeln im Vergleich zu Nietkonstruktionen mit gleicher Querschnittfläche ein größeres Trägheitsmoment. Doch darf man dabei auch nicht so weit gehen, daß man Teile, die in gleicher Tragfähigkeit als Formeisen oder Stabeisen ausgeführt werden können, besonders aus einzelnen Blechen zusammenschweißt.

2. Biegungsspannungen und Zugspannungen in den Schweißnähten, entsprechend dem Kopfabreißen der Niete, sollen, wenn es geht, vermieden werden, damit kein Aufschlitzen der Nähte eintreten kann. Jedenfalls ist darauf zu achten, daß die Randspannungen nicht zu groß werden.

3. Die Übertragung von Biegungsspannungen auf einzelne Nähte, bei denen die Längsachse der Kehlnaht als Breite des Querschnitts und die Kehle a als Höhe des Querschnitts zu betrachten wäre, ist unzulässig (s. Beispiel 3).

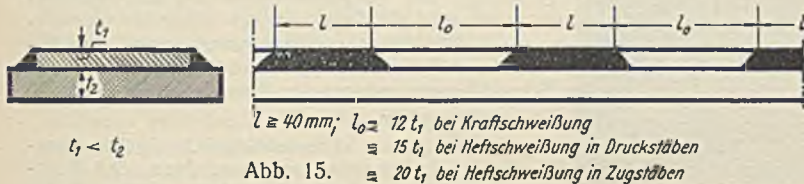


Abb. 15.

4. Wegen des günstigen Ausgleichs der Nebenspannungen sollen bei Fachwerkbrücken und Verbänden Knotenbleche, die aber möglichst klein zu halten sind, angeordnet werden. Dem Anschluß dieser Knotenbleche ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen, damit sich nicht die Knotenbleche selbst (mit den unter Umständen einwandfrei angeschlossenen Füllungsstäben) von den Gurtungen infolge der Biegemomente durch Nebenspannungen ablösen. Durchstecken der Knotenbleche durch die Gurtungsteile und Verwendung von Kehlnähten und Schlitznähten können hier angezeigt sein.

5. Die Übertragung von Zugkräften und Biegemomenten durch Stumpfnähte allein ist unzulässig. Es müssen in diesen Fällen daneben noch Kehlnähte (Decklaschen) angeordnet werden.

6. Sind Stumpfnähte zugelassen, so gelten folgende Regeln: Platten oder Stäbe bis zu 5 mm Dicke dürfen ohne Abschragung der Enden durch Strichnaht verschweißt werden.

Teile von 5 bis 12 mm Dicke dürfen durch V-Naht verbunden werden.

Stumpfschweißungen bei Teilen über 12 mm Dicke müssen als X-Nähte ausgeführt werden.

Bei den V u. X-Nähten dürfen die aneinanderstoßenden Kanten der Platten, und Stäbe bis zu 3 mm gebrochen werden. Bei langen Stumpfnähten ergeben sich oft erhebliche innere Spannungen (Vorspannungen) infolge des Schwindens beim Erkalten der Schweißnaht. Diese Vorspannungen geben aber, wie die Erfahrungen in Amerika zeigen, zu Bedenken keinen Anlaß, solange die Teile sich nicht werfen.

7. Nahtabstände. Der größte lichte Abstand der Schweißstriche l_0 (bei unterbrochener Schweißung) und der Schlitz bei Schlitzschweißungen soll in der Längsrichtung nicht mehr betragen als

- a) bei Kraftschweißung das 12fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden Teile;
- b) bei Heftsweißung in Druckstäben das 15fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden Teile;
- c) bei Heftsweißung in Zugstäben das 20fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden Teile (Abb. 15).

8. Keine Naht soll kürzer als $l=40$ mm sein. Dies gilt insbesondere für unterbrochene Schweißnähte. Dabei müssen die Kraterenden außerhalb der theoretischen Länge liegen. Für ein Kraterende ist bei Kehlnähten die Kehlnahtbreite, bei Stumpfnähten die Nahtdicke anzunehmen (Abb. 16).

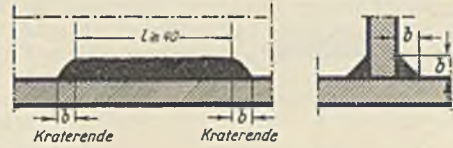


Abb. 16.

9. Die Schweißnahtbreite b soll bei Kehlnähten in der Regel gleich der Blechdicke t , bei Verbindungsteilen mit verschiedenen Blechdicken gleich der Dicke des dünneren Teils gewählt werden. Hiervon darf nur abgewichen werden, wenn auf andere Weise der volle Anschluß nicht erreicht werden kann. Die größte Breite b einer Kehlnaht darf dann jedoch die $1\frac{1}{2}$ fache Dicke des dünneren Anschlußteils nicht übersteigen (Abb. 17). Kehlnähte mit einer geringeren Breite b als 7 mm sind unzulässig. Die größte Kehlnahtbreite b soll 20 mm nicht übersteigen.

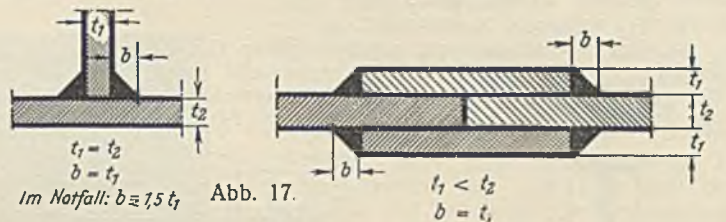


Abb. 17.

10. Wenn irgend möglich, ist noch mehr als bei Nietanschlüssen auf eine symmetrische Kraftübertragung zu achten. Auch zur Verhütung von Verwerfungen beim Schweißvorgang müssen besonders längere, aus Einzelteilen zusammenschweißte Profile bezüglich der Querschnitte der Schweißnähte symmetrisch ausgebildet werden (Abb. 18).

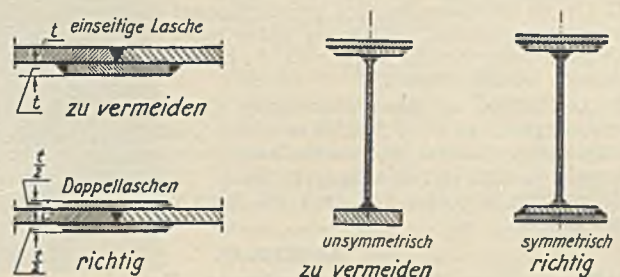


Abb. 18.

11. Beim Anschluß unsymmetrischer Profile durch Schweißung ist durch verschiedene Länge der Schweißnähte dafür zu sorgen, daß die Schwerlinie der Schweißen möglichst mit der Systemlinie zusammenfällt. Es soll sein $a_1 l_1 c_1 = a_2 l_2 c_2$ (Abb. 19).

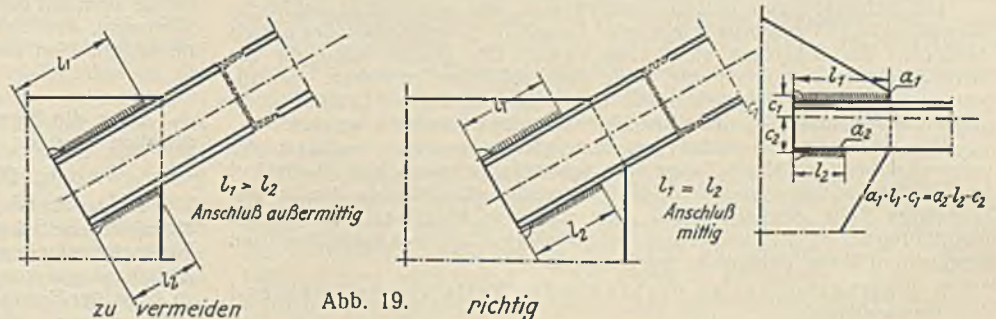


Abb. 19.

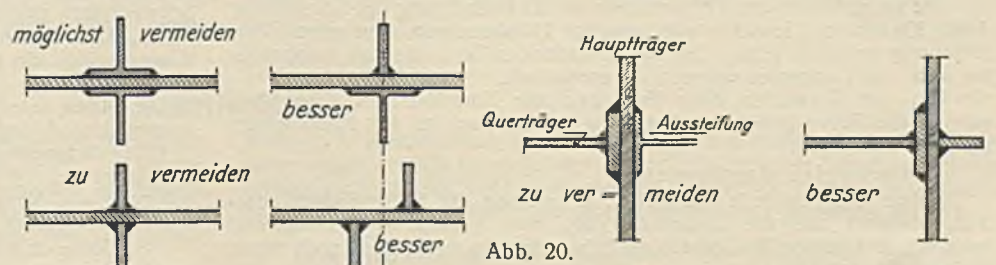


Abb. 20.

12. Überkopfschweißungen sind schwer auszuführen und daher möglichst zu vermeiden.

13. Wegen des Einbrennens der Schweißnähte ist darauf zu achten, daß die Schweißnähte sich nicht an einzelnen Stellen zu sehr häufen (Abb. 20 u. 21).

14. Gurtplatten auf Blechträgern sind im allgemeinen so anzuordnen, daß die oben liegende Platte breiter als die darunter liegende ist, damit die Kehlnähte untergebracht werden können.



Abb. 22.



Abb. 23.

Abb. 22 richtig (statisch günstiger). Abb. 23 weniger günstig, weil das Verhältnis des Trägheitsmoments zur Querschnittfläche kleiner als bei der anderen Lösung ist und weil — wegen der Symmetrie — der Träger in der Werkstatt doch in beiden Fällen gedreht werden muß, um Überkopfschweißungen zu vermeiden.

15. Bei Blechträgern mit aufgeschweißten Gurtplatten müssen die Aussteifungen mit den Gurtplatten verschweißt werden. Werden nur Flacheisen zur Aussteifung der Blechwand verwendet, so ist ihr Abstand nicht größer als 1 bis 1,30 m zu wählen (Abb. 24).

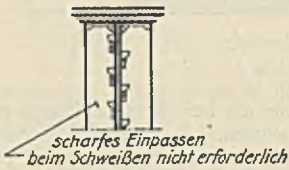


Abb. 24.

16. Liegen die Querschwellen unmittelbar auf einer mit dem Stegblech verschweißten Gurtplatte, so müssen unter jeder Schwelle Aussteifungsbleche, deren Höhe h nicht kleiner als die halbe Gurtplattenbreite $b/2$ ist, angeschweißt werden (Abb. 25).

17. An Stellen, an denen Einzellasten übertragen werden, wie z. B. an den Auflagern, an den Anschlüssen der Querträger, an den Stellen der Endquerträger, unter die Winden zum Anheben der Brücke gesetzt werden sollen, sind die Wandungen durch kräftige \perp oder Flacheisen auszusteifen, die in jedem Fall auch mit ihren waagerechten Flächen zu verschweißen sind.

VII. Ausführung.

1. Bearbeitung der zu verbindenden Teile.

Teile von Blechen oder Stäben, die mit dem Brennschneider sauber getrennt werden, brauchen in den Fugen nicht besonders nachbearbeitet zu werden, wenn diese Fugen auf ihrer ganzen Länge später zusammenschweißt werden, doch muß vor dem Verschweißen die vom Brennschneider herrührende Schlacke sorgfältig entfernt werden.

2. Schweißnähte.

Die Schweißungen müssen konvex sein, der entstehende natürliche Schweißwulst soll möglichst klein sein. Er soll 15% des Kehlmaßes a nach Abklopfen der Schlacken nicht übersteigen. Ein glattes Abhobeln der Schweißnaht muß möglich sein, ohne daß Fehlstellen entstehen. Im allgemeinen dürfen — abgesehen von Stumpfnähten, die mit Laschen überdeckt werden sollen — die Schweißnähte nicht nachgefeilt werden.

Die Schweißnähte sollen erst abgebrochen werden, nachdem die vorgeschriebene nutzbare Länge der Schweißnaht (ohne Krater) erreicht ist. Heftschweißen dürfen nur bei spannungslosem Zustande der zu verbindenden Teile gesetzt werden. Sie sollen so klein sein, daß sie bei Ausführung der eigentlichen Schweißung wieder vollkommen aufgeschmolzen werden und keine Fehlstellen veranlassen.

3. Festhalten der zu verbindenden Teile vor und während des Schweißens.

Die zu verbindenden Teile müssen bis zur Beendigung der Schweißung durch Klammern, Gewichte oder sonstige Hilfskonstruktionen gegen Verschiebung gesichert sein. Die zu verbindenden Teile müssen spannungslos sein, ein Zusammenzwängen ist unstatthaft.

Um ein Verwerfen oder Verziehen der Einzelteile zu vermeiden, müssen die Schweißnähte wechselseitig symmetrisch zu den Hauptachsen gezogen werden.

4. Verwerfen der Bauteile.

Haben sich Bauteile verworfen, so müssen die Schweißnähte sorgfältig entfernt und die Einzelteile nach dem Richten neu verschweißt werden. Auf keinen Fall dürfen die Schweißnähte weder kalt noch warm nachgerichtet werden.

5. Schweißanlagen.

Etwaiger Wechselstrom muß in Gleichstrom transformiert werden. Der Stromverbrauch muß einstellbar sein, auch muß gleichmäßige Stromzuführung und Lichtbogenspannung gewährleistet sein.

6. Stromstärke und Lichtbogenspannung.

Für Schweißstäbe von 3 mm Durchm. 100 bis 120 A			
:	:	" 4 "	" 130 " 150 "
:	:	" 5 "	" 150 " 180 "
:	:	" 6 "	" 200 " 250 "

Spannung am Lichtbogen ungefähr 20 V.

Der Lichtbogen ist kurz (etwa 3 mm) zu halten. Er soll nicht länger als der Schweißstabdurchmesser sein. Der Minuspol soll an der Schweißzange, der Pluspol am Blech liegen.

7. Arbeitsverfahren.

Die Schweißflächen müssen metallblank sein. Schmutz, Rost, Zunder, Farbe und Schlacke, die von Schneidbrennern herrührt, müssen sorgfältig entfernt werden. Dagegen braucht ein zum Schutz gegen Rosten vorher aufgebracht Leinölhauch (ohne Farbzusatz) vor dem Schweißen nicht entfernt zu werden.

8. Einbrenntiefe.

Die Einbrenntiefe, bis zu der sich der geschmolzene Werkstoff und Zusatzstoff mischen, soll 1 bis 2 mm betragen. Die Verbindung zwischen den Stoffen muß eine vollständige und ununterbrochene sein.

9. Schweißgeschwindigkeit.

Schweißstabdicke, Strom und Geschwindigkeit, mit der der Schweißstab geführt wird, müssen entsprechend der Dicke und Anordnung der Verbindungsteile so gewählt werden, daß ein zu großes Überhitzen der Werk- und Zusatzstoffe vermieden wird.

10. Schweißen in Lagen.

Die Zahl der Lagen muß vor Beginn der Schweißarbeiten in den Werkzeichnungen festgelegt werden. Die erste Lage muß stetig in der Längsrichtung der Schweißnaht aufgebracht werden, dabei sind dünne Schweißstäbe zu verwenden. Die folgenden Lagen sind möglichst gleichmäßig dick neben- und übereinander zu legen. Die Schweißnaht muß vollkommen ausgefüllt sein. Vor dem Aufbringen der nächsten Lage ist die vorhergehende von Schlacke zu reinigen und mit Drahtbürsten u. dgl. metallisch rein zu machen.

11. Schrumpfungen.

Auf die beim Schweißen auftretenden Schrumpfungen ist durch entsprechende Ablängung der Einzelteile Rücksicht zu nehmen. Schweißnähte dürfen zur Beseitigung von Schrumpfungen weder gehämmert noch gestreckt werden.

12. Montageplan.

Mit den Werkzeichnungen hat die ausführende Brückenbauanstalt einen Plan für die Reihenfolge des Zusammenbaues des Bauwerks getrennt nach Werkstattarbeiten und Arbeiten auf der Baustelle zur Genehmigung vorzulegen. Auch die Art der Hilfskonstruktionen zum Zusammenhalten der zu verschweißenden Teile und die Wahl und Zahl der aufeinander folgenden Schweißungen müssen im Plan dargelegt sein.

13. Baustellenschweißung.

Baustellenschweißung ist möglichst einzuschränken. Später zuzuschweißende Löcher für Montagebolzen sind so anzuordnen, daß hochbeanspruchte Querschnittsteile nicht geschwächt werden. Während des Schweißens müssen die zu verbindenden Teile gegen Regen, Schnee und Wind geschützt werden.

14. Aufsicht.

Die Schweißarbeiten in der Werkstätte der Brückenbauanstalt und auf der Baustelle sind ständig von einem Schweißingenieur des Arbeitnehmers zu überwachen, er muß jede einzelne Schweißnaht genau prüfen, ob sie dem Entwurf entspricht und sachgemäß ausgeführt ist. Ohne Zustimmung des Schweißingenieurs und der Bauleitung darf vom genehmigten Plan nicht abgewichen werden.

VIII. Schweißstäbe (Elektroden).

Über die Eigenschaften der Elektroden müssen genaue Vorschriften gegeben werden.

IX. Bauüberwachung und Abnahme.

1. Der Bauüberwachungsbeamte prüft zusammen mit dem Schweißingenieur jede Schweißnaht auf ihre Übereinstimmung mit der genehmigten Werkzeichnung nach Lage, Länge und Querschnittsmaßen. Sind die Zwischenlagen vor Aufbringen der Decklage nicht abgenommen worden, so kann der Bauüberwachungsbeamte nach seinem Ermessen stichprobenweise einzelne Nahtstücke ausschneiden lassen, um auch die inneren Schweißlagen prüfen zu können.

2. Die Oberfläche der Schweißnähte muß gleichmäßig sein, die Kanten sollen ein federartiges Aussehen zeigen, was bei guter Einbrenntiefe der Fall ist. Schlacken und Poren dürfen nicht vorhanden sein. Die Nähte dürfen keine Verfärbungen aufweisen, die für verbrannten Werkstoff kennzeichnend sind.

Der Schweißingenieur führt planmäßig eine Liste über sämtliche Schweißnähte. In dieser Liste sind alle festgestellten Fehler, ihre Beseitigung und Neuabnahme zu vermerken. Auch muß vermerkt werden, welcher Schweißer (Name) die einzelnen Nähte verschweißt hat.

3. Sollte es vorkommen, daß eine Schweißnaht nicht gründlich geprüft werden kann, so ist die Entscheidung des bauleitenden Beamten ein-

zuholen, ob die Naht zugänglich gemacht werden oder eine zusätzliche Schweißung angeordnet werden soll. Alle Abweichungen vom Entwurf sind vor der Ausführung gleichfalls dem bauleitenden Beamten zu melden.

4. Schweißnähte, die als nicht vorschriftsmäßig befunden sind, müssen mit dem Meißel oder Schneidbrenner entfernt und durch untadelige ersetzt werden.

5. Der erste Grundanstrich darf erst nach der Abnahme der Schweißnähte aufgebracht werden, dabei ist besonders auf einen sorgfältigen Grundanstrich der Schweißnähte mit Bleimennige zu achten. Das Eindringen von Wasser in die Schweißnähte ist unter allen Umständen zu verhindern.

6. Schweißerprüfung. Die Schweißer müssen im Lichtbogen-schweißen geübt sein und zuverlässig gleichmäßige Stumpf- und Kehlnähte in waagerechter und lotrechter Lage schweißen können.

Kommen an einem Bauwerk auch Überkopfschweißungen vor, so muß der Schweißer zur Prüfung auch zwei Nähte über Kopf schweißen.

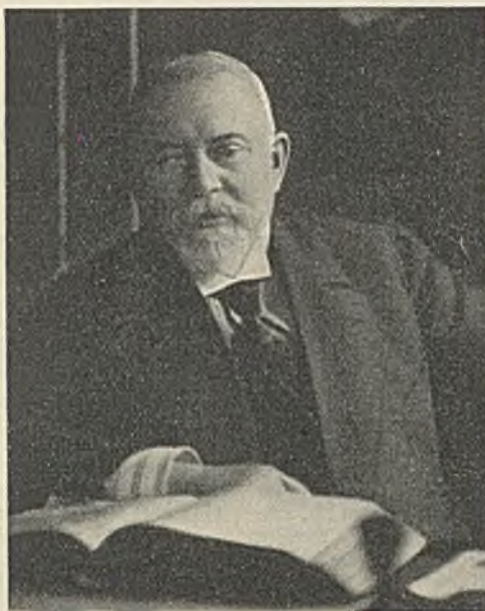
Alle Rechte vorbehalten.

Max Foerster zum Gedenken.

Am 12. Juni d. J. verschied in Dresden Geheimrat Professor Dr.-Ing. ehr. Max Foerster, ein anerkannter Führer unseres Bauingenieurwesens, dem der Dank der Fachwelt gebührt.

Aus einer alten schlesischen Tuchmacher-Familie stammend, 1867 in Grünberg in Schlesien geboren, besuchte er die Technische Hochschule Berlin, errang 1892 den Schinkelpreis des Berliner Ingenieur- und Architektenvereins und war bis 1894 bei der Stadt Charlottenburg unter Baurat Bredtschneider, sowie bei der Preußischen Wasserbauverwaltung in Kassel und Münster unter Oberbaurat Nuyken tätig. Seine erste bedeutsame schriftstellerische Leistung, die er mit 29 Jahren vollbrachte, war die Herausgabe des drei Bände umfassenden ersten Wasserbaubuches des Preußischen Landwirtschaftsministeriums, mit der er seine Tätigkeit im Staatsdienste abschloß. Als Assistent von Prof. Georg Mehrtens begann er 1896 seine akademische Laufbahn an der Dresdener Technischen Hochschule und erhielt sogleich einen Lehrauftrag für bewegliche Brücken. Zwei Jahre später wurde er Extraordinarius und 1900 ordentlicher Professor an derselben Hochschule, der er drei Jahrzehnte bis zu seinem Tode treu blieb. Sein Lehrgebiet umfaßte: Eisenhochbau, Baustoffkunde, Massivbau für Bauingenieure, sowie Festigkeitslehre und Statik für Architekten. Seinen zahlreichen Schülern war er in diesen bedeutsamen Fächern nicht nur ein geistvoller und begeisternder Lehrer, sondern er stand ihnen auch stets als väterlicher Freund auf ihrem weiteren Lebenswege mit Rat und Tat zur Seite.

In der Fachwelt wurde Max Foersters Name sehr rasch durch seine vielseitigen und umfangreichen Werke bekannt. Auf Grund des ihm aus der Louis-Boissonet-Stiftung der Technischen Hochschule Berlin verliehenen Reisestipendiums führte er eine Studienreise durch, deren Ergebnisse er 1897 in einem Bericht über die Brückenbauten der österreichisch-ungarischen Monarchie zusammenfaßte. Im Verlag von Engelmann-Leipzig erschien 1903 bis 1905 das allgemein bekannte Buch der Baumaterialienkunde und 1908 als Fortschrittsheft des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften „Balkenbrücken in Eisenbeton“, sowie „Material und statische Berechnung der Eisenbetonbauten“. Ein Zeichen dafür, daß Foerster es meisterhaft verstand, durch seinen flüssigen Stil und seine klare Darstellung des Stoffes den Bedürfnissen der Baupraxis Rechnung zu tragen, ist die Tatsache, daß sein grundlegendes Werk „Eisenkonstruktionen des Ingenieurhochbaues“ mit einem Umfang von 1300 Seiten bis zum Jahre 1924 fünf Auflagen erlebt hat. Im Handbuch für Eisenbetonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) bearbeitete er das bedeutsame Kapitel der Geschichte dieses Fachgebietes. Noch wenige Wochen vor seinem Tode setzte er seine letzte Kraft ein, um die unvergänglichen Verdienste von Matthias Koenen als einem der Begründer der Theorie



steht nicht (durch frühere Prüfungen) fest, daß die Schweißer die erforderliche Übung besitzen, so müssen sie in Gegenwart eines Abnahmebeamten ihre Eignung durch eine Schweißprüfung nachweisen. Diese Prüfung soll nicht die Güte des Werkstoffs, sondern die Fähigkeit der am Bau beschäftigten Schweißer nachweisen. Die Versuchsschweißung soll mit dem Schweißdraht und möglichst auch mit der Maschinenart ausgeführt werden, die der Auftragnehmer bei der Herstellung des Bauwerks verwendet. (Vgl. Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten s. Elektroschweißung, Heft 1, 1930.)

Zusammenfassung. An der Hand von Beispielen ist ein Weg gezeigt, wie die Schweißnähte berechnet werden könnten, solange noch keine Vorschriften für die Berechnungen bestehen. Auch sind Anregungen für die bauliche Durchbildung und die Ausführung geschweißter Brücken gegeben. Ein Ausschuß zur Ausarbeitung von Vorschriften für das Schweißen eiserner Brücken ist von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bereits eingesetzt.

des Eisenbetonbaues auf Grund persönlicher Erinnerungen und Schriften der Fachwelt nachzuweisen. Von seinen zahlreichen übrigen schriftstellerischen Arbeiten seien erwähnt seine Beiträge im Betonkalender, drei Bände über Festigkeitslehre, Statik der Eisenkonstruktionen und Eisenbau als Repetitorien für Studierende des Hochbaues und seine in drei Auflagen erschienenen Grundzüge des Eisenbetonbaues (Verlag von Julius Springer, Berlin).

Ein besonderes Verdienst erwarb sich Max Foerster als Mitbegründer der Zeitschrift „Der Eisenbau“, deren Schriftleitungsausschuß er von 1910 bis 1915 angehörte. Im Jahre 1909 wurde er Mitherausgeber der Zeitschrift „Armierter Beton“, die von E. Probst begründet worden war. Sie ging nach dem Kriege in die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ über, deren Hauptschriftleitung die Hauptaufgabe Max Foersters im vergangenen Jahrzehnt bis zu seinem Tode bildete. Ein weiteres Verdienst hat er sich durch die Begründung und Herausgabe des in fünf Auflagen erschienenen Taschenbuches für Bauingenieure erworben.

Diese vielseitige und umfangreiche schriftstellerische Tätigkeit zeugt von einer seltenen Persönlichkeit, einer Führernatur mit ganz eigenem Gepräge. Eine seiner kennzeichnenden Eigenschaften war vor allem seine Großzügigkeit, mit der er klaren Blickes stets rasch erkannte, welche jungen Zweige unserer Bauingenieurwissenschaft eine fruchtbringende Entwicklung versprachen. Bereits 1901 las Foerster das erste Kolleg über die Theorie des Eisenbetons an einer deutschen Technischen Hochschule. Vor allem kennzeichnet ihn aber die wahrhaft souveräne Beherrschung des Weltchrifttums. Sein glänzendes Gedächtnis war wertvoller als das umfangreichste Sammelwerk. In einem Kopf vereinte er, was sonst nur zahlreiche Hilfskräfte zutage fördern können.

Endlich seien seine unbestrittenen Erfolge als Organisator großen Stiles hervorgehoben. Als Begründer der Vereinigung der Bauingenieurabteilungen an den Technischen Hochschulen Deutschlands war er für alle Fragen dieses Fachgebietes führend und wegweisend, so daß er auf die gesamte Entwicklung unseres Bauingenieurwesens einen nachhaltigen Einfluß ausgeübt hat. An äußeren Ehrungen und Anerkennungen wurden ihm alle Auszeichnungen verliehen, die einem Hochschullehrer zuteil werden können.

Nach einem rastlosen, außergewöhnlich arbeitsreichen Leben ist er im Alter von 63 Jahren verschieden, ohne daß es ihm vergönnt war, in wohlverdienter Ruhe auf sein Lebenswerk zurückzuschauen und durch die vorbildliche, ausgleichende Art seines gütigen Wesens noch weiter fördernd und vermittelnd in der Fachwelt zu wirken. Seine Werke werden weiterbestehen als Zeugen seines unermüden, fruchtbringenden Schaffens und ihm den Dank seiner Schüler, Mitarbeiter und Fachgenossen sichern.

W. Gehler.

Vermischtes.

Technische Hochschule Aachen. Der Geheime Regierungsrat, Prof. Dr.-Ing. ehr., Dr. mont. ehr., Dr. phil. Fritz Wüst in Düsseldorf ist in dankbarer Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste, die er sich in nahezu 30jähriger Tätigkeit als Lehrer und Forscher um die Hochschule erworben hat, zum Ehren-Senator der Hochschule ernannt worden.

Dem Ministerialdirektor Martin Kießling in Berlin, dem erfolgreichen Baumeister, insbesondere dem zielbewußten Neugestalter der Hochbauver-

waltung, in Anerkennung der Tatkraft und des Weitblickes, vermöge derer diese weltverzweigte Behörde unter seiner Leitung an der Arbeit zeitgemäßer Formgestaltung verantwortungsbewußten und wesentlichen Anteil nimmt, ist die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden.

Technische Hochschule Hannover. Die Hochschule wird in der Zeit vom 14. bis 16. Juni 1931 die Feier ihres hundertjährigen Bestehens begehen. Weitere Mitteilungen werden zu gegebener Zeit folgen.



Abb. 1. Neuer Viadukt in der Krümmung.

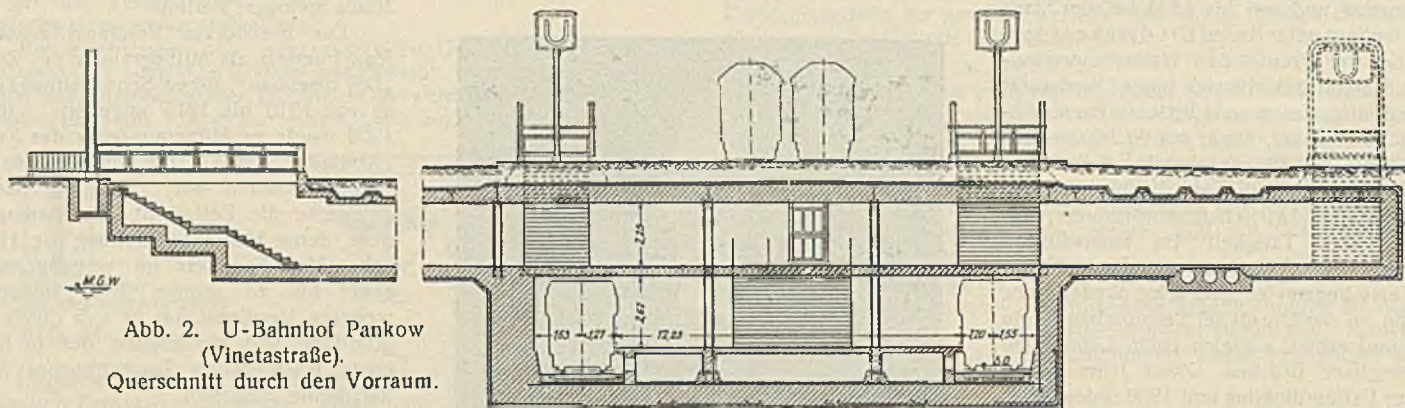


Abb. 2. U-Bahnhof Pankow (Vinetastraße). Querschnitt durch den Vorraum.

Die Strecke Nordring—Pankow (Vinetastraße) der Berliner Schnellbahnen ist am 29. Juni eröffnet worden. Der bisherige Endbahnhof Nordring der U-Bahnstrecke Alexanderplatz—Nordring genügte wegen der mangelhaften Abstellgleise schon lange nicht mehr dem starken Verkehr in den Frühstunden; die erforderliche Zugfolge von $1\frac{2}{3}$ min ließ sich nicht genau innehalten. Man hat deshalb eine weitere Strecke der bis Pankow geplanten und genehmigten Bahn ausgeführt, und zwar im Anschluß an den bisherigen Endpunkt bis zur Kaiser-Friedrich-Straße als Hochbahn, deren eiserner Viadukt Stützweiten von 28,50 m (gegen 12 m auf der alten Strecke in der Schönhauser Allee) hat. Als Hauptträger dienen Blechträger, die auf eisernen, fußverankerten Stützen ruhen.

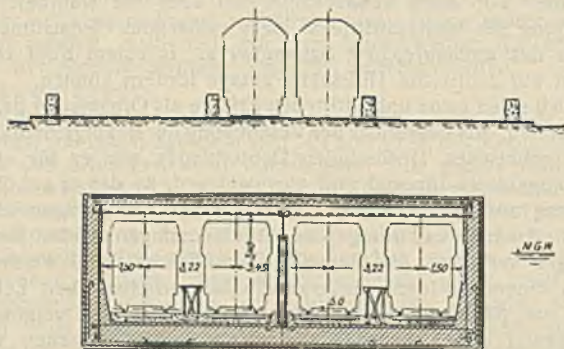


Abb. 3. Querschnitt durch den Bahntunnel nördlich des Bahnhofes.

Auf der mit 400 m Halbmesser gekrümmten Strecke zwischen Bornholmer Straße und Kaiser-Friedrich-Straße sind die Hauptträger mit der Bahnkrümmung gleichmäßig gekrümmt angeordnet (Abb. 1). Von der Kaiser-Friedrich-Straße bis zu dem als Untergrundbahnhof ausgeführten vorläufigen Endbahnhof Pankow (Vinetastraße) führt eine Rampe mit Gefälle von 1:31 herunter. (Die Bahn in der Schönhauser Allee ist also nur etwa zwischen Bf. Senefelder Platz und Bornholmer Straße als Hochbahn ausgeführt!)

Der neue Endbahnhof (Abb. 2) hat seine Eingänge in der Mitte erhalten, und zwar führen zu dem über dem Bahnsteig liegenden Vorraum Treppen von den Bürgersteigen und der Mittelpromenade; vom Vorraum führen zwei Treppen zum Bahnsteig hinab. Der nördlich vom Bahnhof sich anschließende Tunnel (Abb. 3) hat vier Gleise, auf denen acht Achtwagenzüge bequem Platz finden und die derart durch Weichen verbunden sind, daß ein $1\frac{1}{2}$ min-Verkehr sicher durchgeführt werden kann.

Der Geschiebemergel steht auf der neuen Strecke so hoch und mächtig an, daß der Tunnel in ihm ruht; eine Grundwasser senkungsanlage mittels Rohrbrunnen erwies sich daher als entbehrlich, das in die Baugrube eindringende Wasser ließ sich durch Drainage beseitigen.

Das Schnellbahnnetz der Berliner Verkehrs-AG. umfaßt nach Eröffnung der 1,201 km langen neuen Strecke zur Zeit 45,234 km Kleinprofilinien und 25,577 km Großprofilinien mit 83 Bahnhöfen (worunter 7 Kreuzungs- und 3 Abzweigbahnhöfe). Laskus.

Verminderung der Dauerbiegefestigkeit von Baustählen durch Kerbwirkung. Versuche des Reichsbahn-Zentralamtes ergaben nach der „Reichsbahn“ 1930, Nr. 26, S. 749, daß die Dauerbiegefestigkeit des St 37 etwa bei 18 kg/mm² liegt und durch Kerbwirkung auf 11 bis 12 kg/mm² herabgesetzt wird, und daß die Dauerbiegefestigkeit der Baustähle St 52 28 bis 29 kg/mm² beträgt und durch Kerbwirkung auf 19 bis 21 kg/mm² vermindert wird. Die Verminderung durch Kerbwirkung beträgt also bei allen diesen Stahlsorten (St 37 und St 52) etwa $\frac{1}{3}$ der Dauerbiegefestigkeit im unverletzten Zustande. Die oft gehörte Ansicht, die hochwertigen Baustähle seien weit empfindlicher gegen Kerbwirkung als St 37, trifft hiernach nicht zu.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Unglaube beim Betriebsamt Trier, Lutteroth beim Ausbesserungswerk Berlin-Grünwald, Ost bei der R. B. D. Trier und Nolde beim R. Z. A. in Berlin; — zum Reichsbahnratmann: die Reichsbahnoberspektoren Kummer in Berlin, Erich

Müller und Gustav Schulze in Breslau, Mulisch in Leipzig, Haase in Weimar, Born in Nordhausen, Schinzler in Würzburg, Haffner in München, Basedow in Schwerin und Dietrich in Trier sowie die technischen Reichsbahnoberspektoren Penzlin in Berlin, Mündemann in Hamm (Westf.), Moers in Magdeburg, Adam Müller in Mainz, Maurer und Feilmeier in München; — zum Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten der Oberlandmesser Sautter in Stuttgart.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Ernst Schütze, Vorstand des Betriebsamts Schwarzenberg, als Dezernent zur R. B. D. Regensburg, die Reichsbahnrate Theiß, bisher beim Abnahmeamt in Breslau, zum R. Z. A. in Berlin, Friedrich Schulz, bisher beim Abnahmeamt in Kassel, zum Abnahmeamt in Breslau, Bückart, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Opladen, zur R. B. D. Köln, Genzken, bisher bei der R. B. D. Köln, als Vorstand zum Maschinenamt Koblenz, Oplitz, bisher beim Maschinenamt Hirschberg (Schles.), zum Ausbesserungswerk Berlin-Schöneweide, Kurt Böhm, bisher bei der R. B. D. Köln, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Stendal, Martin Lange, bisher bei der R. B. D. Essen, zum Betriebsamt Duisburg 1, Schwamborn, bisher bei der R. B. D. Altona, zum Neubauamt Düsseldorf 1, Manck, bisher beim Maschinenamt Mannheim, zur R. B. D. Karlsruhe und Zetzsche, bisher beim Betriebsamt Leipzig 4, als Vorstand zum Betriebsamt Schwarzenberg sowie der Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Söllner, bisher beim Neubauamt Bad Lausick, zum Betriebsamt Olsnitz (Vogtl.).

Überwiesen: Reichsbahnrat Otter, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum Maschinenamt daseibst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat August Schürg, Vorstand des Betriebsamts Altena (Westf.), die Reichsbahnrate Wilhelm Dieckhoven, Vorstand des Betriebsamts Coesfeld, Ludwig Götz, Vorstand des Betriebsamts Gemünden, sowie die Reichsbahnratmänner Wilhelm Lischke, technischer Betriebskontrollleur bei der R. B. D. Berlin, Adolf Schulze, Hilfsdezernent der R. B. D. Magdeburg, und Heinrich Abele, Vorstand der Bahnmeisterei München Hbf. 2.

Gestorben: die Amtmänner Friedrich Steuber, Vorstand des Stoffbüros der R. B. D. Erfurt, und Gotfried Helm, Vorstand des Sozialversicherungsbüros der R. B. D. Mainz.

INHALT: Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. — Bruch der alten Schleuse Hüntel, Untersuchung und Instandsetzung. (Schluß). — Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschwelter Eisenbahnbrücken. (Schluß). — Max Foerster zum Gedenken. — Vermischtes: Technische Hochschule Anchen. — Technische Hochschule Hannover. — Strecke Nordring—Pankow (Vinetastraße) der Berliner Schnellbahnen. — Verminderung der Dauerbiegefestigkeit von Baustählen durch Kerbwirkung. — Personalnachrichten.