

# DIE BAUTECHNIK

## Der Umbau der Unterführung der Augusta- und Laubacher Straße in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Mag.-Oberbaurat Usinger und Dipl.-Ing. Ewald, Berlin.

Als Entlastung der Kaiserallee, die den Berliner Westen mit Steglitz—Zehlendorf verbindet, hat in den letzten Jahren der Straßenzug Augustastraße—Laubacher Straße—Steglitz eine immer mehr wachsende Bedeutung gewonnen, besonders nachdem auch eine Omnibus-Schnellverbindung Moabit—Zehlendorf in den genannten Straßenzug gelegt worden ist. Außerordentlich störend und verkehrgefährdend war jedoch in diesem wichtigen Verkehrsstraßenzug der Engpaß, den die Unterführung der Straße unter dem Südring darstellte. An dieser Stelle wurde der sonst zwischen den Hausfluchten rd. 26 m breite Straßenzug auf eine Gesamtbreite von nur 9 m eingeschnürt, wobei der Umstand besonders erschwerend war, daß der Engpaß unmittelbar am Fuß einer Rampe lag, von der die Fahrzeuge meist in scharfem Tempo zur Unterführung herunter kamen (Abb. 1).

ginnenden Rampe der Augustastraße unmöglich war, andererseits die lichte Durchfahrthöhe auf das normale Maß von 4,50 m vergrößert werden mußte (Abb. 4).

Der Bauvorgang war durch die Forderung der uneingeschränkten Aufrechterhaltung des viergleisigen Eisenbahnbetriebes ohne Gleisverschwenkungen im wesentlichen festgelegt; der Fahrverkehr auf der Straße wurde während der Dauer der Bauarbeiten gesperrt, während der Fußgänger-



Abb. 1. Altes Bauwerk.

Als die Reichsbahn die alten Überbauten dieses kleinen Unterführungsbauwerkes wegen ihrer mangelnden Tragfähigkeit auswechseln mußte, benutzte daher die Stadt diese Gelegenheit, das Bauwerk auf die volle Breite des Straßenzuges von 26 m zu verbreitern und damit diesem wichtigen Verkehrsstraßenzug seine volle Leistungsfähigkeit zu geben. So wurde im Sommer des Jahres 1933 mit dem Umbau der Unterführung begonnen, auf dessen Einzelheiten im folgenden kurz eingegangen werden soll:

Im Gegensatz zu dem alten Bauwerk, das neben einem nur zweispurigen Fahrdamm sehr schmale Gehbahnen aufwies, erhielt die neue Unterführung die Breite des Straßenzuges zwischen den anschließenden Baufluchtlinien von 26 m. Dabei entfallen im vorläufigen Straßenausbau 11 m auf den Fahrdamm und je 7,5 m auf die beiden Gehbahnen,

verkehr durch einen besonders gesicherten Durchgang aufrecht erhalten blieb. Der Bauvorgang ist unter diesen Grundlagen von allgemeinem Interesse, da ähnliche Gesichtspunkte, wie sie in dem vorliegenden Falle maßgebend gewesen sind, auch in anderen Fällen der Verbreiterung eines bestehenden Unterführungsbauwerkes berücksichtigt werden müssen.

Der erste Bauabschnitt umfaßte das Einbringen der Gleisbrücken, in deren Schutze dann die übrigen Bauarbeiten ohne Berührung mit dem Eisenbahnverkehr durchgeführt werden konnten. Zunächst wurden die Rammträger für die Außenwände der Baugruben der Widerlager und Flügel in Betriebspausen des Eisenbahnverkehrs — im Bereich der Gütergleise am Tage, im Bereich der Personengleise nachts — eingerammt, wobei die Ramme auf Schienen, die quer zu den Eisenbahngleisen gelegt wurden, bewegt wurde. Gleichzeitig mit diesen Rammarbeiten wurde die Verbreiterung des Bahndammes nach Süden durchgeführt, um die Gleise auf

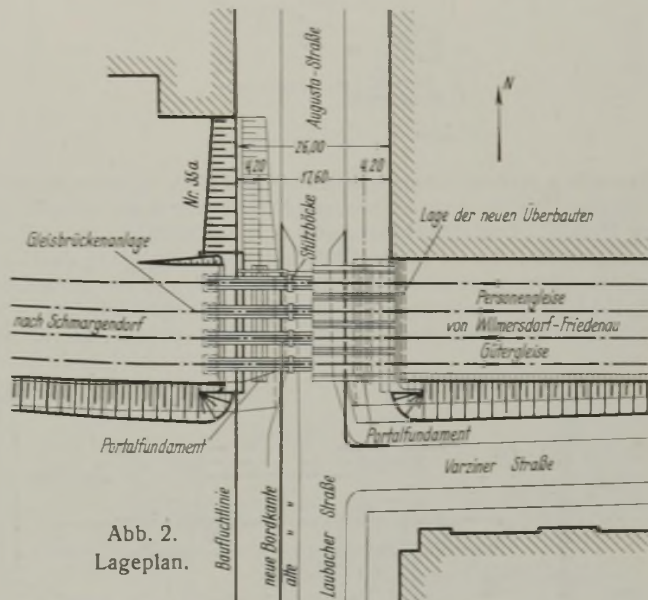


Abb. 2. Lageplan.

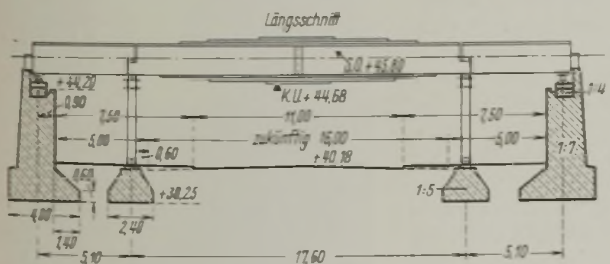


Abb. 3. Straßenquerschnitt.

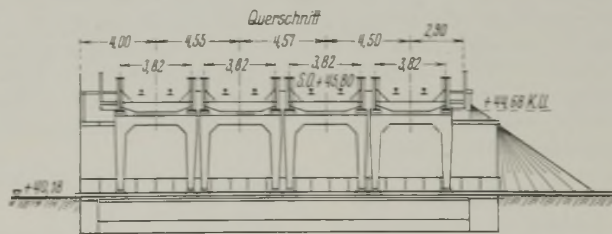


Abb. 4. Brückenquerschnitt.

die Stützenreihen der neuen Überbauten sind jedoch so angeordnet, daß eine zukünftige Durchführung eines sechsspürigen 16 m breiten Fahrdammes bei gleichzeitiger Verschmälerung der Gehbahnen auf je 5 m Breite möglich bleibt (Abb. 2 u. 3). Der neue stählerne Überbau besteht aus eingleisigen Trogbriicken auf vier Stützen mit Gelenken in den Nebenöffnungen. Zur Erreichung der für diese Überbauten erforderlichen Bauhöhe von 1,12 m mußte die Schienenoberkante der Gleise über der Straße um rd. 55 cm gehoben werden, da einerseits eine Absenkung der Straße wegen der starken Steigung der unmittelbar an der Unterführung be-

einen Mindestabstand von rd. 4,50 m auseinanderziehen zu können; diese Auseinanderziehung der Gleise war durch die Trogbriicken des neuen Überbaues mit ihren hohen Hauptträgern, die außerhalb des lichten Raumprofils der Eisenbahn liegen, bedingt (Abb. 4). Die zur Anschüttung des Bahndammes erforderlichen Bodenmassen wurden dabei in zweckmäßiger Weise z. T. unmittelbar auf der Baustelle auf dem Grundstück Augustastraße 35a zur Herstellung des Straßenplanums entnommen (Abb. 2), der Rest wurde mit der Eisenbahn antransportiert und unmittelbar vom Eisenbahnwagen aus eingebaut.



Die Abdeckung der ganzen Baugrube zwischen den Rammträgerwänden geschah durch drei Gleisbrücken für jedes Gleis, und zwar durch eine Mittelgleisbrücke von rd. 8 m Stützweite und zwei Seitengleisbrücken von je rd. 14 m Stützweite. Die Seitengleisbrücken wurden hinter den Rammwänden auf Schwellenstapeln von rd. 2,60-2,60 m Grundfläche (Bodenpressung rd. 1,5 kg/cm<sup>2</sup>) gelagert. Die Auflagerung an dem Übergang von den Seitengleisbrücken zur Mittelgleisbrücke geschah auf eisernen Hilfskonstruktionen (Abb. 5). Vor der Montage der Behelfbrücken selbst wurden daher zunächst die genannten Auflagerungen hergerichtet. Die Schwellenstapel wurden in Betriebspausen eingebaut und bis zum Einbau der Gleisbrücken vorläufig wieder mit Schotter überdeckt. Grundsätzlich sei an dieser Stelle bemerkt, daß alle diese behelfmäßigen Einbauten bereits entsprechend der zukünftigen Gleislage mit ihren größeren Gleisabständen hergestellt wurden, da die Behelfbrücken die Montage der neuen endgültigen Überbauten berücksichtigen mußten.

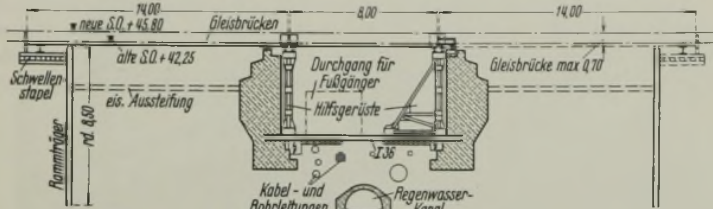


Abb. 5. Gleisabfängung.

Wesentlich größere Schwierigkeiten als das Einbringen der Schwellenstapel bereitete die Montage der eisernen Hilfsgerüste in der alten Brückenöffnung (Abb. 5). Das eine Hilfsgerüst wurde als kräftige eiserne Pendelstütze ausgebildet, die für je ein Gleis bei Berücksichtigung des Lastenzuges G durch Eigengewicht und Verkehrslast einen lotrechten Auflagerdruck von rd. 184 t zu übernehmen hatte; zu dieser Belastung trat jedoch noch eine lotrechte Zusatzkraft durch die Seiten- und Windkräfte, die für einen

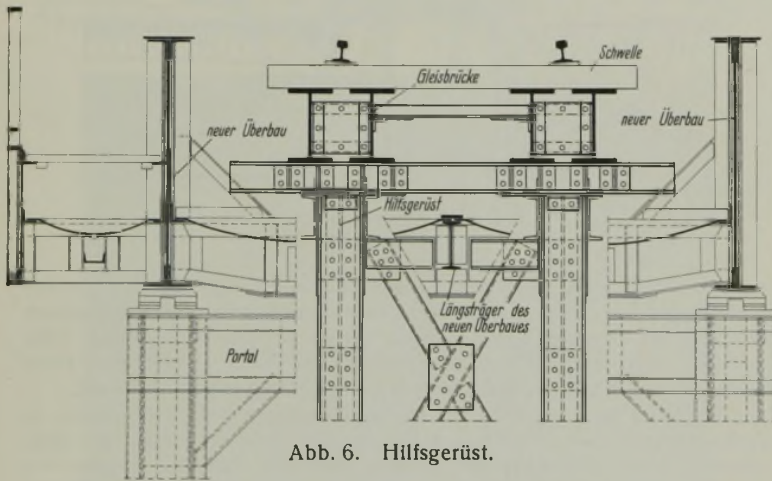


Abb. 6. Hilfsgerüst.

Stiel jeder Pendelstütze rd. 49,1 t betrug. Die Höchstbelastung der beiden einzelnen Stiele der Pendelstütze betrug daher rd.  $92 + 49,1 = \text{rd. } 141,1 \text{ t}$ . Das zweite Hilfsgerüst wurde als Bock konstruiert, da hier außer der bei der Pendelstütze erwähnten Belastung noch die in Richtung des Gleises wirkende Bremskraft aufzunehmen war. Diese Bremskraft wurde mit ihrem halben Werte  $= \frac{1}{14} P$  in Rechnung gestellt und zu rd. 20,2 t für ein Gleis errechnet; die Ermäßigung der Bremskraft auf  $\frac{1}{14} P$  geschah dabei in der Annahme, daß der Rest durch den Gleisstrang selbst übertragen wurde. — Die Untersuchung der Übertragung dieser Lasten auf den Untergrund ergab, daß eine unmittelbare Lagerung der Hilfsgerüste mittels Schwellenstapel unmöglich war, da die Bodenpressungen unzulässig hoch geworden wären, überdies aber auch die unmittelbare Belastung eine Gefährdung der zahlreichen Leitungen, die unter der Unterführung lagen, bedeutet hätte (Abb. 5). Zur Gründung der Hilfsgerüste diente daher ein schwerer Trägerrost — je 6 I/36 unter jedem Gleis; diese Träger wurden nacheinander rd. 75 cm tief in die alten Widerlager eingestemmt und unter Einbau eiserner Keile fest einbetoniert; um die Träger zweckmäßig einbringen zu können, wurden sie gestoßen,

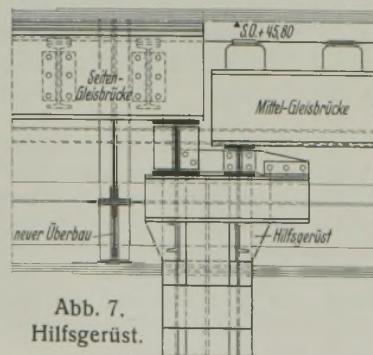


Abb. 7. Hilfsgerüst.

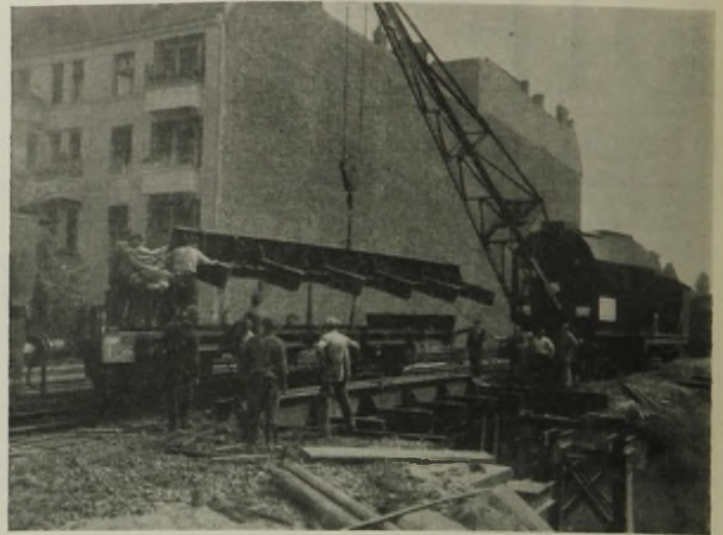


Abb. 8. Ausbau des alten Überbaues.

und zwar mit Rücksicht auf ihre Beanspruchung mit biegefestem Stoß. Die Belastung aus den Hilfsgerüsten wurde nun in der Weise übertragen, daß die Träger einmal als teilweise eingespannt gerechnet wurden ( $\max \sigma = 1450 \text{ kg/cm}^2$ ), außerdem aber auch mittels unter den Trägern fest verkeilter Schwellen Bodenpressungen übertragen konnten (Abb. 5). Auf diesen Trägerrost wurden dann die Hilfskonstruktionen unter den alten Überbauten fertig montiert, so daß damit das Einbringen der Gleisbrücken selbst vorbereitet war. Die Hilfsgerüste mußten dabei in ihrer Stellung längs und quer zur Gleisachse von vornherein auf die Trägerlage der neuen endgültigen stählernen Überbauten Rücksicht nehmen, da diese ohne Beeinträchtigung durch die Hilfskonstruktionen montiert werden mußten (Abb. 6 u. 7).

Der Einbau aller drei Gleisbrücken für je ein Gleis geschah auf den Gütergleisen zusammen mit der Hebung der Schienenoberkante um rd. 55 cm in einer einzigen sonntäglichen Betriebspause von rd. 12 Stunden Dauer mit Hilfe eines Schwenkkranes und eines Brückenkranes. Nach Beseitigung des alten Gleises wurde zunächst mit dem Schwenkkran der alte Überbau von rd. 10 m Stützweite, der in zwei Teile zerschnitten wurde, herausgehoben und abgefahren (Abb. 8). Darauf konnte die Hebung der vorher unter dem alten Überbau montierten Hilfskonstruktionen auf die der Auflagerung der Gleisbrücken entsprechende Höhenlage folgen; die Höhenlage der Schienenoberkante auf den Gleisbrücken entsprach grundsätzlich der endgültigen gegenüber früher um rd. 55 cm gehobenen Schienenlage. Die Pendelstütze wurde durch den Schwenkkran angehoben, zum Ausgleich der Höhen wurden Träger I 50 untergelegt, und darauf wurde die nunmehr in ihrer endgültigen Höhenlage stehende Pendelstütze durch Anziehen der zu diesem Zweck vorgesehenen Bolzen mit dem Auflagerträgerrost fest verbunden (Abb. 5). Bei dem Gerüstbock konnte die Hebung wegen der Gefahr der Verkantung nicht mit dem Schwenkkran stattfinden, sondern wurde aus diesem Grunde durch Ansetzen von Handwinden erreicht. Die feste Verbindung des Bockes mit dem Trägerrost wurde auch hier durch Bolzen gewährleistet. Hiermit war die Auflagerung der Gleisbrücken entsprechend der neuen Gleislage vollständig vorbereitet. Die kleinere Mittelgleisbrücke wurde durch den Schwenkkran eingelegt (Abb. 9), die beiden Seitengleisbrücken wurden — in je zwei Hüben — auf dem Nachbargleis durch den Brückenkran auf Schienen, die quer zu den Gleisen gelegt waren, abgesetzt und dann von Hand auf die vorbereiteten Auflager verschoben (Abb. 10). Die Mittelgleisbrücke bestand aus Trägern mit oben-



Abb. 9. Einbau der Mittelgleisbrücke.





Abb. 10. Einbau der Seitengleisbrücken.

liegenden hölzernen Schwellen, während die Schienen bei den größeren Seitengleisbrücken zur Verringerung der Bauhöhe zwischen den Trägern versenkt angeordnet waren (Abb. 7). — Gleichzeitig mit dem Einbau der Gleisbrücken war das Gleis beiderseits der Baugrube durch Aufbringen von Schotter auf die neue Schienenoberkante angerammt und entsprechend der neuen Gleislage verschwenkt worden, so daß nach

Verlegung der Schienen auf den Gleisbrücken die ganze Strecke wieder fahrbereit war (Abb. 11). Die beiderseitigen

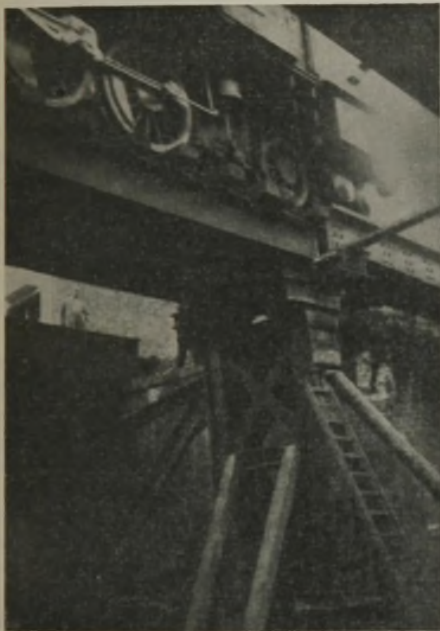


Abb. 11. Die Gleisbrücken auf dem Hilfsgerüst.

Gleisanrampungen wurden dabei zunächst vorläufig mit steileren Neigungen ausgeführt und dann in den folgenden Tagen auf die endgültige Gradiente ausgezogen.

Bei den Personengleisen mußte der geschilderte Bauvorgang wegen der hier nur rd. dreistündigen nächtlichen Betriebspausen in mehrere Teilabschnitte zerlegt werden. So wurden für jedes Gleis in je einer Betriebspause die Schwellenstapel eingebaut, die mittlere Gleisbrücke eingebracht, diese Mittelgleisbrücke mit kurzen Rampen auf die neue Schienenhöhe um rd. 55 cm gehoben und schließlich in zwei Pausen nacheinander die Seitengleisbrücken durch den in dem Gleis selbst stehenden Brücken-

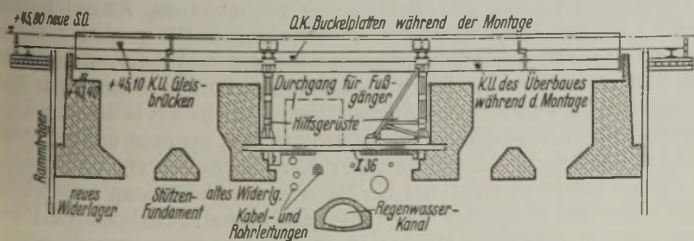


Abb. 13. Bauvorgang.

kran eingelegt. — Hiermit waren alle vier Gleise auf die ganze Länge der Baugrube durch Gleisbrücken abgefangen; die Behelfbrücken wurden vollständig ausgebohrt, so daß das Planum vorläufig durchgehend wieder hergestellt war. Die längs der Gleise liegenden Leitungen, Stark- und Schwachstromkabel sowie eine Preßgasleitung wurden während der Bauzeit auf besonderen Leitungsbrücken, die aus hölzernen Böcken und Walzträgern als Überbauten bestanden, über die Baugrube überführt.

Nachdem der Eisenbahnbetrieb vollständig abgefangen war, konnten nunmehr die eigentlichen Tiefbauarbeiten im Schutze der Gleisbrücken in Angriff genommen werden. Zunächst wurde die Abschachtung der Erdkörper zwischen den alten Widerlagern und den rückwärtigen Baugrubenwänden durchgeführt. Die Aussteifung der Rammträgerwände gegen die alten Widerlager geschah dabei durch eiserne Steifen, die alten Widerlager selbst wurden noch einmal durch besondere kräftige Hölzer gegeneinander abgesteift. Die Druckübertragung von den Rammträgern in die als I 38 ausgebildeten Steifen geschah über kräftige als  $\square$  30 konstruierte Gurte, außerdem enthielt die Aussteifungsebene noch Diagonal- und Querverbindungen (Abb. 12). Der große Vorteil dieser eisernen Aussteifung ist neben der großen Sicherheit die ausgezeichnete Übersichtlichkeit in der Baugrube sowie die Möglichkeit, Umsteifungen vollständig zu vermeiden, da die eisernen Steifen nach Betonierung der Widerlager herausgezogen oder, sofern es sich um nicht mehr brauchbares Altmaterial handelt, überhaupt im Widerlager belassen und abgeschnitten werden können. Im vorliegenden Falle erfüllten diese Steifen in besonders zweckmäßiger Weise noch eine weitere Aufgabe, indem sie gleichzeitig nach Fertigstellung der Widerlager die Grundlage für die Montagerüstung der neuen stählernen Überbauten darstellten.

Die Widerlager wurden so weit hochbetoniert, wie es unter Berücksichtigung der Montage der neuen Überbauten, die unter den Gleisbrücken durchgeführt werden mußte, möglich war. So wurden die Widerlager ungefähr bis zur Ord. + 43,40 hochgeführt und gleichzeitig die alten Widerlager bis zu dieser Höhe abgestimmt (Abb. 13). — Die größte Bodenpressung unter den Widerlagern beträgt bei voller Bremskraft rd. 3,9 kg/cm<sup>2</sup>, die Bodenpressung unter den Stützenfundamenten höchstens rd. 2,8 kg/cm<sup>2</sup>. Die Stützenfundamente haben eine kräftige Bewehrung mit Rundeisen  $\phi$  26 mm erhalten, auch die Widerlager haben eine Sohlenbewehrung. Der Beton ist im Mischungsverhältnis 1 : 7 hergestellt, in den oberen Teilen, den Kiesmauern usw. im Mischungsverhältnis 1 : 5, die Auflagerkörper bestehen aus bewehrtem Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4 (Abb. 3 u. 13);

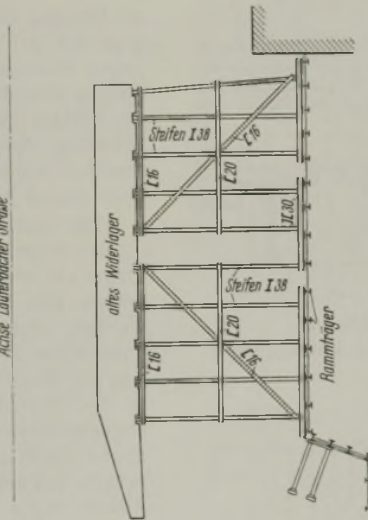


Abb. 12. Baugrubenaussteifung.

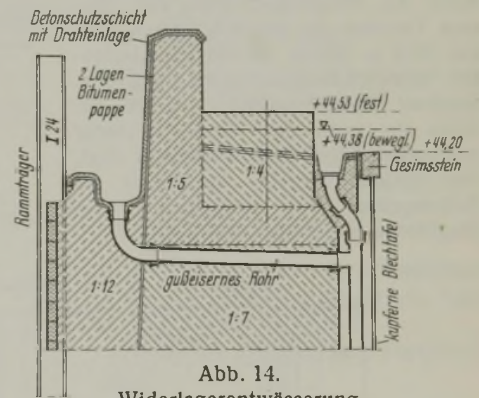


Abb. 14. Widerlagerentwässerung.

die Flügel sind als angehängte Eisenbetonkörper ausgebildet. Mit Rücksicht auf die wiederholt beobachteten Zerstörungen von Widerlagern unter dem Einfluß des von der Rückwand her durchdringenden Wassers ist der Dichtung besondere Aufmerksamkeit geschenkt worden. Der Raum zwischen dem Widerlagerkörper und der Rammträgerwand wurde mit Magerbeton im Mischungsverhältnis 1 : 12 ausgefüllt. In seinem oberen

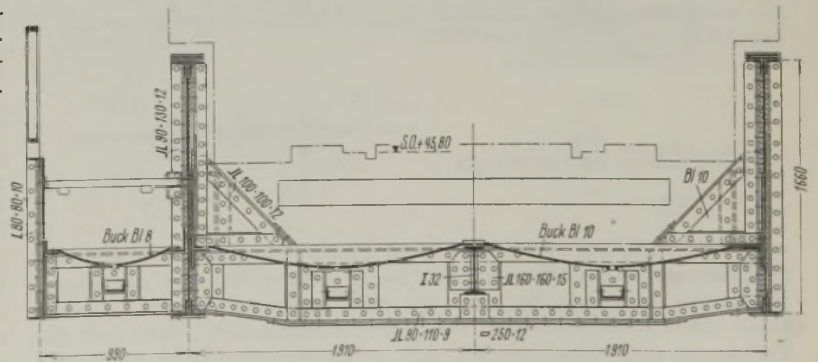


Abb. 15. Normalquerschnitt.



Teil bzw. längs der Kiesmauer erhielt das Widerlager dann eine vollständige Dichtung aus zwei Lagen Pappe und einer Betonschutzschicht mit Drahteinlage, hinter der außerdem eine Steinpackung angeordnet wurde. Die Entwässerung dieser rückwärtigen Widerlagerdichtung geschieht dann durch eine besondere Rohrleitung durch das Widerlager hindurch in die Entwässerungsrinne der Überbauten (Abb. 14). Die Widerlager und Flügel haben eine Verblendung aus Oldenburger Klinkern erhalten, als Sockel und Gesimsband wurde schlesischer Granit vorgesehen. Das Gesimsband verläuft genau waagrecht, die Entwässerung der Überbauten mündet hinter diesem Gesims in eine auf dem Widerlager entlanglaufende Rinne, die zur Mitte hin Gefälle hat. Hier wird das Wasser zusammen mit dem von der Rückenentwässerung her durchgeführten Wasser in einem Abfallrohr unter die Straßenoberfläche geführt, wo die Leitung Anschluß an das Straßentwässerungsnetz findet. Der Schlitz des Abfallrohres ist zur Erzielung durchlaufender Ansichtflächen der Widerlager durch eine gehämmerte Kupferplatte abgedeckt (Abb. 14).

Der neue stählerne Überbau besteht aus vier eingleisigen Trogbrücken aus gekupferten St 37 mit einem Gesamteisengewicht von rd. 337 t einschl. der Lagerkörper. Die Brücken sind als Gerberbalken mit Gelenken ausgebildet und zwischen den Widerlagern auf zwei Pendelstützenreihen gelagert; die Stützweite der Mittelöffnung beträgt 17,60 m, die der Nebenöffnungen vom Gelenk bis zu den Auflagern auf den Widerlagern je 4,75 m (Abb. 3). Die Höhe des aus ästhetischen Gründen in allen Öffnungen in gleicher Höhe durchgeführten Stegbleches der Hauptträger beträgt 1,66 m, also rd.  $\frac{1}{11}$  der größten Stützweite. Die Spannungen sind in der Mittelöffnung bis auf rd. 1380 kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt, in den Nebenöffnungen sind sie wegen der verhältnismäßig großen Trägerhöhe naturgemäß wesentlich niedriger und betragen nur rd. 430 kg/cm<sup>2</sup>. Die Bauhöhe der neuen Überbauten zwischen Schienenoberkante und Konstruktionsunterkante beträgt 1,12 m, wovon rd. 60 cm auf Schiene und Schotterbett entfallen. Die Querträger sind zur Erreichung einer größeren Quersteifigkeit der Tröge und mit Rücksicht auf die Schwächung der Querträger durch die Löcher für die Entwässerungsrinnen bis zur Höhe der untersten Lamelle der Hauptträger heruntergezogen worden; die Unterkante der Querträger liegt also an den Seiten, wo die Hauptträger nur eine oder gar keine Gurtlamelle mehr haben, einige Zentimeter tiefer als die Unterkante der Hauptträger (Abb. 15). Um dem Überbau ein möglichst geschlossenes Bild zu geben, ist ein durchlaufender hoher Fußwegrandträger angeordnet worden; Fußwegkonsolen werden dadurch also vermieden, da das Gelände unmittelbar über dem Randträger liegt. Das Gelenk ist im Randträger als Bolzgelenk mit Überlappung der Stegbleche ausgebildet (Abb. 16 u. 17).

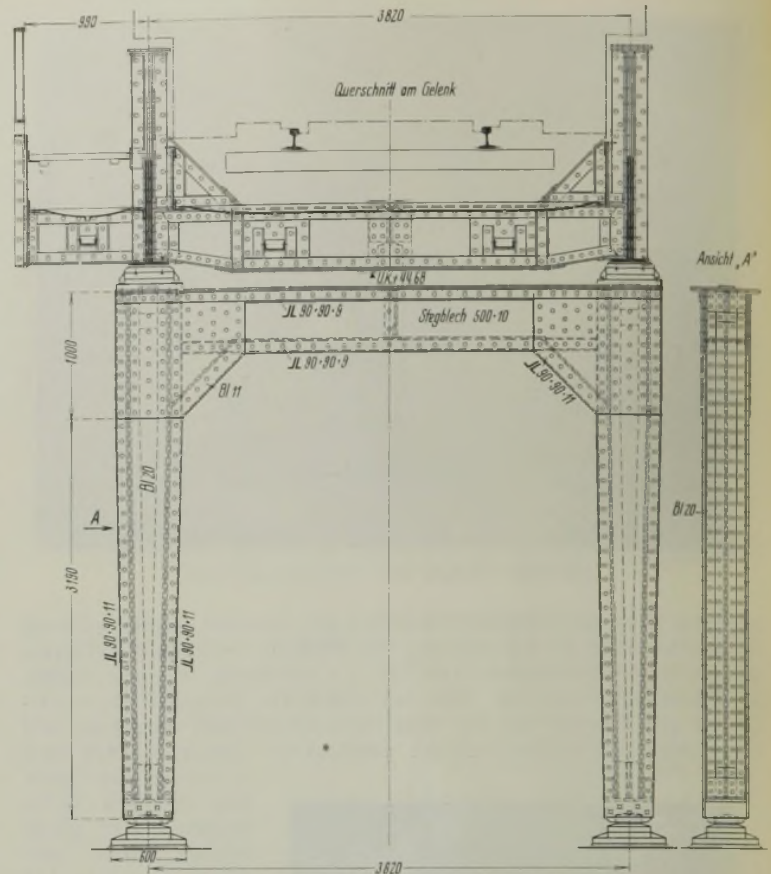


Abb. 18. Querschnitt am Portal.

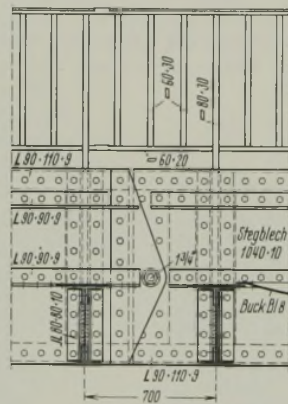


Abb. 16. Gelenk im Fußwegträger.

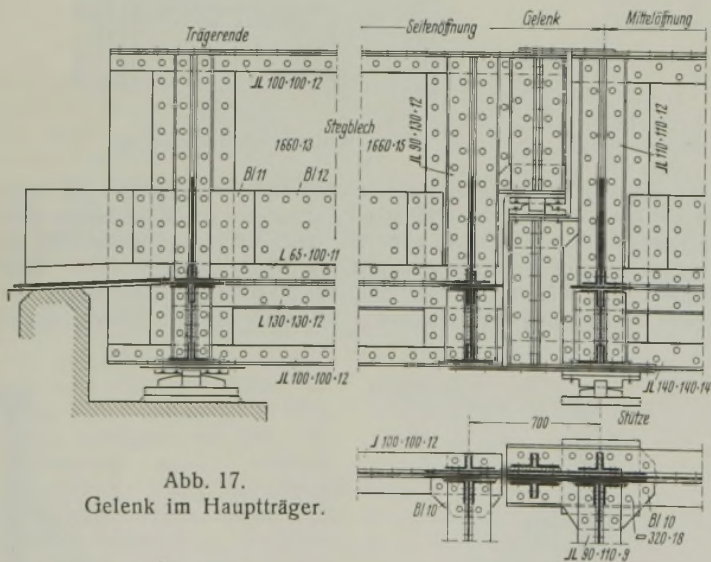


Abb. 17. Gelenk im Hauptträger.

Die Zwischenstützenreihen sind als Portale konstruiert worden, und zwar besonders mit Rücksicht auf die gleisweise Montage der neuen Überbauten in ihre endgültige Lage mit besonderen Portalen für jedes Gleis. Dem ästhetischen Bild des ganzen Bauwerkes angepaßt, sind die Portale so ausgebildet worden, daß Rundungen vollständig vermieden wurden (Abb. 18). Ganz besonders kräftig ausgebildet wurden dabei

die Stützen, die außer der lotrechten Belastung auch eine in 1,20 m Höhe über der Gehbahn angreifende waagerechte Kraft von 100 t als Sicherung gegen Anfahren berücksichtigen; auch die Lager der Stützen sind aus diesem Grunde durch kräftige Konstruktionen gegen ein Herausschlagen der Stützen gesichert. Die Spannung in den Stützen ist für die Sonderbelastung durch die waagerechte Stoßkraft von 100 t zu rd. 2275 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt worden; als zulässig werden dabei für diesen Belastungsfall Spannungen bis zu 2400 kg/cm<sup>2</sup> angesehen.

Der Einbau der neuen Überbauten geschah in zweckmäßigster Weise in der Form, daß die Hauptträger in ihren vollen Längen — für jeden Träger ein langes Mittelstück und zwei kleinere Seitenteile — mit Schwenkkränen vom Eisenbahnwagen aus eingebaut wurden. Die Hauptträger wurden nach Entfernen der Ausbohrung zwischen den Gleisbrücken unmittelbar in die Zwischenräume zwischen den Behelfsbrücken eingesetzt und im Grundriß bereits von vornherein in ihre endgültige Lage gebracht. In der Höhenlage wurden die Hauptträger entsprechend der Höhe des abgestimmten alten und des bis zu der gleichen Ordinate hochbetonierten neuen Widerlagers über das Montageplanum gesetzt, das, wie bereits gesagt, aus den alten und den neuen Widerlagern sowie aus den stählernen Aussteifungen der Baugruben gebildet wurde. Diese vorläufige Höhenlage der Hauptträger war um rd. 80 cm niedriger als ihre endgültige. Bestimmt wurde diese vorläufige Lage durch die Forderung, die Fahrbahnkonstruktion zwischen den Hauptträgern über dem Montageplanum, aber unter den Gleisbrücken montieren und mit der Wulstichtung versehen zu können. Wie bereits ausgeführt wurde, war bei der Festlegung des Trägeretzes der Fahrbahnkonstruktion die Aufstellung der Hilfsgerüste zwischen den alten Widerlagern von vornherein berücksichtigt worden, da die Hilfsgerüste die Fahrbahntafel der neuen Überbauten während der Montage durchstießen (Abb. 13). Nachdem die Überbauten so unter den Behelfsbrücken vollständig fertig montiert und abgedichtet waren, folgte die Hebung der gesamten Überbaukonstruktion durch Pressen auf ihre endgültige Höhenlage, und zwar nacheinander für je ein Gleis um das oben angegebene Maß von rd. 80 cm. Gleichzeitig mit der Hebung der Überbauten wurden die Gleisbrücken von oben mit Kranen herausgehoben, so daß die wegen der durchstoßenden Hilfsgerüste zunächst noch offenen Felder der Fahrbahnkonstruktion mit Buckelplatten abgedeckt werden konnten (Abb. 19). Diese Buckelplatten wurden zunächst nur lose eingelegt und später, während die neuen Überbauten bereits in Betrieb waren, unter einer besonderen kleinen Gleisabfangung fest vernietet und gedichtet. Die Portale waren in Schräglage unter den Überbauten montiert worden und wurden nun gleichzeitig mit der Hebung der Überbauten aufgerichtet, so daß damit die endgültige Lagerung erreicht war. Nachdem die Überbauten auf ihre endgültige Höhenlage gehoben waren, wurden sie sodann, soweit es nicht schon vorher unter den Gleisbrücken geschehen war, mit



Schotter verfüllt, und das Gleis wurde neu verlegt. Für die Ausführung dieser Arbeiten standen für die Gütergleise wiederum sonntägliche Betriebspausen zur Verfügung, während die Arbeiten in den Personengleisen in den nächtlichen Pausen durchgeführt werden mußten.



Abb. 19. Ausbau der Behelfskonstruktion.

Die in ihre endgültige Lage gehobenen Überbauten, die auf den Widerlagern zunächst nur behelfsmäßig unterklotzt werden konnten, wurden nunmehr endgültig gelagert, nachdem die fehlenden Teile am Kopf der Widerlager nachgeholt worden waren. Gleichzeitig wurden

auch die noch fehlenden oberen Teile des Kammermauerwerks im Schutze behelfsmäßiger Gleisabfangungen, die den Zwischenraum zwischen den neuen Überbauten und den Rammträgerwänden überbrückten, fertiggestellt. Nachdem das eigentliche Brückenbauwerk somit fertiggestellt war, blieb zur vollständigen Beendigung der Arbeiten noch der Abbruch des Restes der alten Widerlager, die Beseitigung der Hilfskonstruktionen, die Umlegung der Leitungen in die neuen Gehbahnen und die Wiederherstellung der Straßendecke.

Die Bauarbeiten haben im Juli des Jahres 1933 begonnen. Bis Ende August waren die Arbeiten zur Abfangung der Gleise im Bereich der Baugrube erledigt; bis zum November waren dann die Betonierungsarbeiten so weit vorgeschritten, daß der Einbau der neuen stählernen Überbauten vorbereitet werden konnte. Das Einsetzen der Hauptträger geschah im Anfang des Januar 1934, die Hebung der fertig montierten Überbauten in ihre endgültige Höhenlage in der Zeit von Ende März bis April 1934. Die vollständige Fertigstellung und Inbetriebnahme des neuen Bauwerks nach Beendigung der Straßenarbeiten wird im Sommer des Jahres 1934 stattfinden, so daß die gesamte Bauzeit fast genau ein Jahr betrug.

Die Gleisbrücken- und Tiefbauarbeiten waren der Firma Polensky & Zöllner, Berlin, übertragen, die auch im Auftrage der Reichsbahn die mit dem Brückenbau verbundenen Oberbauarbeiten ausführte. Die Lieferung und Aufstellung der neuen stählernen Überbauten und Portalstrukturen übernahm die Firma Ernst Pfeffer, Erfurt/Gispersleben. Entwurf und Bauleitung des Brückenumbaus lagen in den Händen des Brückenbauamtes der Stadt Berlin, die eisenbahntechnische Aufsicht bei der Reichsbahndirektion Berlin und dem Reichsbahnbetriebsamt 10.

Alle Rechte vorbehalten.

## Stäbe veränderlichen Trägheitsmoments und das $\omega$ -Knickverfahren.

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf-Gerresheim.

Der Aufbau des  $\omega$ -Verfahrens, das heute bei uns zur Berechnung von Druckstäben verwendet wird, ist allgemein bekannt<sup>1)</sup>. In welcher Weise dieses Verfahren sinngemäß auf Stäbe von veränderlichem Trägheitsmoment und bei veränderlichem Querschnitt ausgedehnt werden kann, ist Aufgabe der nachstehenden Untersuchung.

### I.

Hat der Stab ein veränderliches Trägheitsmoment, dagegen eine gleichbleibende Querschnittsfläche, so lassen sich Knickkraft und Knickspannung in der Form darstellen

$$(1) \quad P_K = \frac{\xi J_0 T}{s_K^2}; \quad \sigma_K = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2},$$

worin der Schlankheitsgrad  $\lambda$  den Wert hat:

$$(2) \quad \lambda = \frac{s_K}{i_0 \sqrt{\xi : \pi^2}}$$

$J_0 = F i_0^2$  ist hierin das Trägheitsmoment eines beliebig gewählten Querschnitts. Indem man das Trägheitsmoment der anderen Querschnitte auf dieses bezieht, läßt sich die Beizahl  $\xi$  ermitteln, die an Stelle von  $\pi^2$  bei unveränderlichem Trägheitsmoment tritt. Hierfür können eine Reihe rechnerischer oder zeichnerischer Verfahren benutzt werden<sup>2)</sup>. Die Feststellung der Beizahl  $\xi$  bietet nichts Neues und ist nicht schwierig.  $T$  bedeutet den Knickmodul, der im elastischen Bereich in den Elastizitätsmodul  $E$  übergeht.

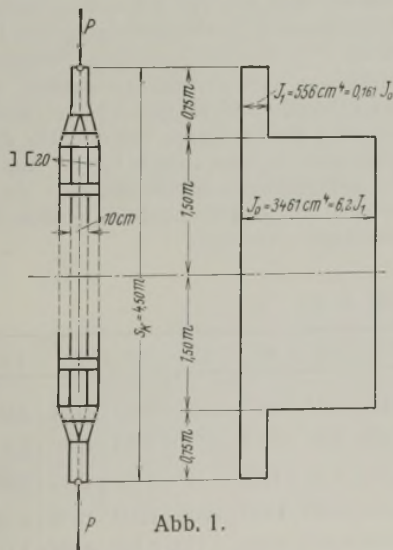
Der Ausdruck  $i_0 \sqrt{\xi : \pi^2}$  in Gl. (2) kann als mittlerer Trägheitshalbmesser angesehen werden.

Mit dem  $\lambda$  der Gl. (2) kann nun das  $\omega$ -Verfahren genau wie bei Stäben von unveränderlichem Trägheitsmoment angewandt werden. — Stäbe von veränderlichem  $J$ , aber gleichem  $F$  kommen in der Praxis durch entsprechend gewählte äußere Begrenzungsform des Stabes vor.

**Beispiel 1.** Ein aus zwei C-Eisen St 37 gebildetes Stabprofil soll durch Spreizung eine erhöhte Tragfähigkeit erhalten; freie Knicklänge  $s_K = 4,50$  m (vgl. Abb. 1).

<sup>1)</sup> Vgl. z. B. Kommerell, „Berechnung von Druckstäben“ im Org. Eisenbahn 1925, Heft 6.

<sup>2)</sup> Vgl. E. Elwitz, Die Lehre von der Knickfestigkeit. Hannover 1920. S. 221 ff.



Um die Stoffachse ist das Trägheitsmoment größer als um die freie Achse und scheidet deshalb aus. Der Stab ist ein Rahmenstab. Die Bindebleche sollen so eng gehalten werden (ihr Abstand  $\leq 30 i$ ), daß eine Abminderung der Tragkraft infolge Rahmenwirkung praktisch nur von untergeordneter Bedeutung ist und vernachlässigt werden kann.

Würden die  $\square$ -Eisen keine Spreizung erfahren, dann würde sein

$$F = 64,4 \text{ cm}^2; \quad J = 556 \text{ cm}^4; \quad i = 2,95 \text{ cm}; \quad \lambda = 450 : 2,95 = 152,5;$$

$$\sigma_K = 902 \text{ kg/cm}^2; \quad P_K = 0,902 \cdot 64,4 = 58 \text{ t};$$

$$\omega = 5,50 \quad \text{und} \quad P_{zul} = \frac{1,4 \cdot 64,4}{5,5} = 16,5 \text{ t}.$$

Würde der Stab mit einem Lichtabstande  $e = 10$  cm zwischen den beiden C-Eisen als Rahmenstab von einem bis zum anderen Auflager durchgehen, dann würde man erhalten

$$F = 64,4 \text{ cm}^2; \quad J = 3461 \text{ cm}^4; \quad i = 7,32 \text{ cm}; \quad \lambda = 450 : 7,32 = 61,5;$$

$$\sigma_K = 2890 - 8,175 \cdot 61,5 = 2385 \text{ kg/cm}^2; \quad P_K = 2,385 \cdot 64,4 = 154 \text{ t};$$

$$\omega = 1,28 \quad \text{und} \quad P_{zul} = \frac{1,4 \cdot 64,4}{1,28} = 70,5 \text{ t}.$$

Die wirklichen Kräfte  $P_K$  und  $P_{zul}$  müssen zwischen den vorstehend ermittelten Grenzen liegen. Sie werden auf Grund der Gl. (1) wie folgt ermittelt.

Der Beiwert  $\xi$  errechnet sich im Näherungsverfahren nach Formel 45, S. 247 der angezogenen Quelle (Fußnote 2) zu

$$\xi = \frac{1}{6,2} \cdot \frac{1}{\left[ \frac{4}{3} \left( \frac{0,75}{4,50} \right)^3 - \left( \frac{0,75}{4,50} \right)^4 \right] \left( 1 - \frac{1}{6,2} \right) + \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{6,2}} = 7,55.$$

Die genaue Knickbedingung der Gl. (26) auf S. 232 wird durch  $\xi = 7,3$  erfüllt:

$$\sqrt{\frac{3461}{556}} = \text{tg} \frac{75}{450} \sqrt{7,3 \cdot \frac{3461}{556}} \cdot \text{tg} \frac{150}{450} \sqrt{7,3}.$$

Wegen des verhm. kleinen Unterschiedes konnte der Näherungswert  $\xi = 7,55$  praktisch sofort verwendet werden. Er ist auch insofern von Nutzen, um die schärfere Rechnung, die im Ausprobe-Verfahren stattfinden muß, schneller durchzuführen.

$$\text{Mit } \xi = 7,3 \text{ folgt } \frac{\xi}{\pi^2} = \frac{7,3}{\pi^2} = 0,74; \quad \sqrt{\xi : \pi^2} = 0,855$$

$$\lambda = \frac{450}{7,32 \cdot 0,855} = 72; \quad \sigma_K = 2890 - 8,175 \cdot 72 = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_K = 2,3 \cdot 64,4 = 148 \text{ t}; \quad \omega = 1,43; \quad P_{zul} = \frac{1,4 \cdot 64,4}{1,43} = 63,0 \text{ t}.$$

Durch die Spreizung hat sich  $J$  erhöht und  $\lambda$  verkleinert. Der Stab ist gedrungener geworden. Gegenüber dem nicht gespreizten Profil ist die Knickkraft  $P_K$  von 58 t auf 148 t (auf das  $2\frac{1}{2}$ fache) gewachsen, während die Gebrauchslast  $P_{zul}$  von 16,5 t auf 63 t (fast das Vierfache) gestiegen ist. Die ungleiche Steigerung von  $P_K$  und  $P_{zul}$  ist auf die mit abnehmenden  $\lambda$  auch abnehmende Knicksicherheit  $\nu$  zurückzuführen.







**Beispiel 2.** Hier soll das Knicken des in Abb. 3 dargestellten Stabes um die Stoffachse untersucht werden. Knicklänge  $s_K = 5,0$  m; mittlere Verstärkungslänge = 3,0 m. Durchgehend unverstärktes Profil  $\square 20$  aus St 37 mit  $F_1 = 64,4$  cm<sup>2</sup>;  $J_1 = 3820$  cm<sup>4</sup>;  $i_1 = 7,7$  cm. Im mittleren Teile durch 2  $\square 150 \cdot 12$  verstärktes Profil mit  $F_0 = 100,4$  cm<sup>2</sup>;  $J_0 = 4496$  cm<sup>4</sup>;  $i_0 = 6,65$  cm. Zunächst wäre man geneigt, anzunehmen, daß die Knickkraft  $P_K$  und Gebrauchslast  $P_{zul}$  zwischen den folgenden Grenzen liegen müßte, was aber für  $P_{zul}$  nicht zutrifft.

Stab mit unverstärktem Profil.

$$F = 64,4 \text{ cm}^2; i = 7,7 \text{ cm}; \lambda = \frac{500}{7,7} = 65;$$

$$\sigma_K = 2890 - 8,175 \cdot 65 = 2360 \text{ kg/cm}^2; P_K = 2,36 \cdot 64,4 = 152 \text{ t}; \omega = 1,325;$$

$$P_{zul} = \frac{1,4 \cdot 64,4}{1,325} = 68 \text{ t.}$$

Stab mit durchgehend verstärktem Profil.

$$F = 100,4 \text{ cm}^2; i = 6,65 \text{ cm}; \lambda = \frac{500}{6,65} = 75;$$

$$\sigma_K = 2890 - 8,175 \cdot 75 = 2275 \text{ kg/cm}^2; P_K = 2,275 \cdot 100,4 = 228 \text{ t}; \omega = 1,49;$$

$$P_{zul} = \frac{1,4 \cdot 100,4}{1,49} = 94 \text{ t.}$$

Die Knickkraft selbst des in Abb. 3 dargestellten Stabes liegt auf alle Fälle zwischen 152 und 228 t; dagegen fällt die Gebrauchslast  $P_{zul}$  noch unter die tiefere Grenze  $P_{zul} = 68$  t.

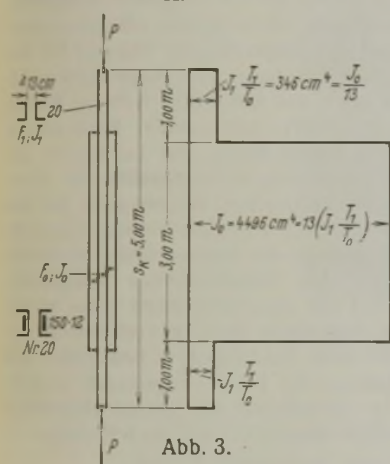


Abb. 3.

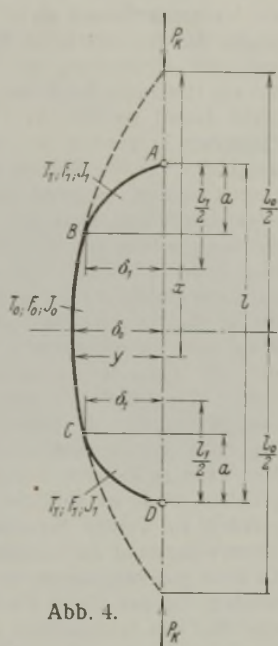


Abb. 4.

Das Schlankheitsverhältnis für den unverstärkten Stab beträgt  $\lambda = 65$ , für den durchgehend verstärkten Stab  $\lambda = 75$ . Es wird daher für die Stabenden  $\lambda_1 < 65$  und für den mittleren Teil  $\lambda_0 > 75$ . Die Knickspannung der Stabenden wird  $> 2360$  kg/cm<sup>2</sup>; sie kann sofort mit ihrem Höchstwerte  $\sigma_K = 2400$  kg/cm<sup>2</sup> angesetzt werden. Damit erhält man die Knickkraft  $P_K = 2,4 \cdot 64,4 = 155$  t, also nur wenig größer als beim unverstärkten Stab mit 152 t. Als Knickspannung im mittleren Teil wird  $\sigma_K = \frac{155 \cdot 1000}{100,4} = 1549$  kg/cm<sup>2</sup>. Dieser Spannung entspricht ein  $\lambda_0 = 116$ ;  $\omega = 3,19$ , womit  $P_{zul}^0$  folgt zu  $\frac{1,4 \cdot 100,4}{3,19} = 44,0$  t. Damit wäre die Aufgabe eigentlich schon gelöst, denn für die Stabenden wird mit  $\lambda < 65$   $P_{zul}^1 > 44$  t.

Während für den mittleren Teil schon  $\lambda_0 = 116$  gefunden wurde, folgt durch Ausproben der Gl. (4) für die Stabenden  $\lambda_1 = 29,5$ , wie folgende Nachrechnung zeigt. Einem  $\lambda_1 = 29,5$  entspricht ein  $T_1 = \frac{2400}{\pi^2} \cdot 29,5^2 = 210 \cdot 1000$  kg/cm<sup>2</sup>, während  $\lambda_0 = 116$  im elastischen Bereich liegt. Mithin  $\frac{T_1}{T_0} = \frac{T_1}{E} = \frac{210}{2100} = 0,10 = \tau$ . Ersatzträgheitsmoment  $J_1 \cdot \frac{T_1}{T_0} = 3820 \cdot 0,10 = 382$  cm<sup>4</sup>. Für die Linie des Ersatzträgheitsmoments (Abb. 3) wird wie im Beispiel 1 die Beizahl  $\xi$  gefunden: als Näherungswert  $\xi = 4,65$ ; als genauer Wert  $\xi = 4,10$ .

$$\frac{\xi}{\pi^2} = \frac{4,10}{\pi^2} = 0,415; \sqrt{\frac{\xi}{\pi^2}} = 0,642.$$

Gemäß Gl. (4) wird nun erhalten

$$\lambda_0 = \frac{500}{6,65 \cdot 0,642} = 116; \lambda_1 = 116 \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{0,10} \cdot \frac{100,4}{64,4}}} = 29,5$$

$$\omega_0 = 3,19; \omega_1 = 1,055.$$

Annahme und Ergebnis für  $\frac{T_1}{T_0}$  decken sich also.

Die zulässigen Gebrauchslasten betragen

$$P_{zul}^1 = \frac{1,4 \cdot 64,4}{1,055} = 85,5 \text{ t für die Stabenden,}$$

$$P_{zul}^0 = \frac{1,4 \cdot 100,4}{3,19} = 44 \text{ t für den mittleren Teil (maßgebend!).}$$

Man erhält also das merkwürdige, aber zutreffende Ergebnis, daß der verstärkte Stab ein kleineres  $P_{zul}$  (44 t) aufweist als der unverstärkte Stab (68 t), während die Knickkraft selbst um ein geringes gestiegen ist, von 152 auf 155 t. Die Wahl der Verstärkung war nicht zweckmäßig getroffen. Das Schlankheitsverhältnis hat sich von  $\lambda = 65$  auf  $\lambda = 116$  vergrößert, was eine erheblich höhere Sicherheit bedingt. In vorliegendem Falle mußte eine Verstärkung gewählt werden, die im mittleren Teile bei kleinem  $F$  ein großes  $J$  brachte. Statt schlanker mußte der mittlere Stabteil gedrungener werden. Allerdings ist die Verstärkung durch mittlere Lamellen hier nicht ganz einfach, insofern der noch unverstärkte Stab bereits ein verhm. kleines Schlankheitsverhältnis  $\lambda = 65$  besitzt.

Die freien Knicklängen  $l_0$  und  $l_1$  für die einzelnen Stabteile (vgl. Abb. 4), mit denen man mit den Bestimmungstücken  $J_0, T_0; J_1, T_1$  die Knickkraft  $P_K$  aus  $P_K = \frac{\pi^2 T_0 J_0}{l_0^2} = \frac{\pi^2 T_1 J_1}{l_1^2}$  berechnen kann, ergeben sich

$$\text{für den mittleren Stabteil zu } l_0 = 116 \cdot 6,65 = 772 \text{ cm und}$$

$$\text{für die Stabenden zu } l_1 = 29,5 \cdot 7,7 = 227 \text{ cm.}$$

Anschließend hieran möge noch auf eine andere, sehr anschauliche Betrachtungsweise eines Stabes mit verschiedenen Schlankheitsverhältnissen in seinen einzelnen Teilen kurz eingegangen werden. Man kann die freien Knicklängen  $l_0$  und  $l_1$  auch unmittelbar aus Abb. 4 herleiten. Die elastische Linie des unter der Knicklast ausgebogenen Stabes besteht aus zwei

Zweigen  $\overline{AB}$  und  $\overline{BC}$ . Sie stellen Teile von Sinuslinien mit den Pfeilen  $\delta_0$  und  $\delta_1$  dar.

$$\text{Für } \overline{BC} \text{ gilt } y = \delta_0 \cdot \sin \frac{\pi x_0}{l_0}; \text{tg} = \delta_0 \cdot \frac{\pi}{l_0} \cdot \cos \frac{\pi x_0}{l_0};$$

$$\text{für } \overline{AB} \text{ } y = \delta_1 \cdot \sin \frac{\pi x_1}{l_1}; \text{tg} = \delta_1 \cdot \frac{\pi}{l_1} \cdot \cos \frac{\pi x_1}{l_1}.$$

Im Grenzpunkte B der beiden Zweige müssen sowohl  $y$  wie  $\text{tg}$ , also auch die Ausdrücke  $y : \text{tg}$  einander gleich sein, woraus

$$(7) \quad \text{tg} \frac{\pi x_0}{l_0} : \text{tg} \frac{\pi x_1}{l_1} = \frac{l_1}{l_0}.$$

Eine zweite Bedingung folgt aus der gleich großen Knickkraft für die beiden freien Knicklängen  $l_0$  und  $l_1$

$$(8) \quad P_K = \frac{\pi^2 T_0 J_0}{l_0^2} = \frac{\pi^2 T_1 J_1}{l_1^2} \text{ zu } \frac{l_1^2}{l_0^2} = \frac{T_1 J_1}{T_0 J_0} \text{ und } l_1 = l_0 \sqrt{\frac{T_1 J_1}{T_0 J_0}}.$$

Führt man vorstehenden Wert von  $\frac{l_1}{l_0}$  in Gl. (7) ein, dann folgt als Schlußgleichung zur Berechnung von  $l_0$

$$(9) \quad \text{tg} \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{l_0 - l + 2a}{l_0} \right) = \sqrt{\frac{T_1 J_1}{T_0 J_0}} \cdot \text{tg} \frac{\pi a}{l_0 \sqrt{\frac{T_1 J_1}{T_0 J_0}}},$$

worauf dann  $l_1$  aus Gl. (8) berechnet wird.

Gl. (8) u. (9) werden im Beispiel 2 erfüllt durch  $l_0 = 772, l_1 = 227$  cm:

$$l_1 = 772 \sqrt{0,10 \cdot \frac{3820}{4496}} = 772 \cdot 0,292 = 227 \text{ cm};$$

$$\text{tg} \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{7,72 - 5,00 + 2,0}{7,72} \right) = 0,292 \cdot \text{tg} \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1,0}{2,27} \right); 1,45 \approx 1,45.$$

Bei beiden Arten der Berechnung erhält man somit die gleichen freien Knicklängen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Peiner Kastenspundwand.

Von Dipl.-Ing. Carl Otlinghaus, Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Die Möglichkeit, aus Stahl leicht rammbare Spundbohlen von größerer Länge und höherer Festigkeit herzustellen, führte immer mehr zu ihrer Verwendung als Abschluß offener, trockener Baugruben. Diese, ohne Zweifel allen anderen vorzuziehende Gründungsart konnte somit auch unter ungünstigeren Bedingungen, z. B. für größere Tiefen, bei stärkeren Erd- und Wasserdrücken, angewendet werden. Daneben gewannen die Stahlspundwände als bleibende Bauteile oder Bauwerke, besonders im

Verkehrswasserbau und Seebau, zur Herstellung von Uferwänden, Molen usw. mehr und mehr an Bedeutung.

Mit dem Wachsen der Bauwerke stiegen, besonders in der Nachkriegszeit, auch die Anforderungen, die an die Länge und vor allem an das Widerstandsmoment der stählernen Spundbohlen gestellt wurden. Es wurden immer schwerere Profile gewalzt, diese durch Aufschweißen von Lamellen noch verstärkt oder für sie Stähle mit höherer Festigkeit



und Beanspruchungsmöglichkeit verwendet. Schließlich wurden, um den gesteigerten Anforderungen gerecht zu werden, an Stelle einfacher Spundwände Kastenspundwände hergestellt, d. h. solche aus Doppelbohlen mit rohrförmigem Querschnitt, die durch lose oder angewalzte Schloßer zusammengehalten werden.

Die vor einiger Zeit auf dem Markte erschienene „Peiner Kastenspundwand“, über die im folgenden berichtet werden soll, erfüllt die gesteigerten Bedingungen, die an eine Spundwand mit schwerer Beanspruchung gestellt werden, in besonders hohem Maße.

Die Peiner Kastenspundwand wird von der Ilseder Hütte, Abteilung Peiner Walzwerk, in Peine hergestellt und geliefert. Den Peiner Breitflanschträgern (P-Trägern) ist ein neues Anwendungsgebiet erschlossen worden. Der Gedanke, das hohe Widerstandsmoment der P-Träger für Spundwände auszunutzen, lag zwar nahe; die zweckmäßigste Gestaltung der Schloßer bereitete jedoch anfangs Schwierigkeiten, heute können diese aber als überwunden gelten.

Wie aus nachstehender Tafel (Abb. 1) hervorgeht, besteht die Peiner Spundwand aus Breitflanschträgern mit keilförmig verstärkten Flanschenden, die von H-förmigen Schloßriegeln mit sich nach außen verengenden Nuten umfaßt werden. Bei gleichen äußeren Abmessungen sind zwei verschiedene mit L und S bezeichnete Gruppen, eine leichtere und eine schwerere mit verschiedenen Steg- und Flanschdicken vorgesehen. Im Bedarfsfalle können auch Bohlen mit anderen Flansch- und Stegdicken gewalzt werden. Die Bohlen werden aus allen gebräuchlichen Stahlsorten hergestellt, wobei besonders auf hohe Festigkeit und Korrosionsbeständigkeit in aggressivem Grund- und Seewasser Rücksicht genommen werden kann. Da die Bohlen und die Schloßeisen unabhängig voneinander gewalzt werden, kann für beide ein Material von verschiedener Güte gewählt werden. Die Schloßeisen, die beim Rammen großen Beanspruchungen ausgesetzt sind, werden grundsätzlich aus hochwertigem Stahl (Mindestfestigkeit 50 bis 60 kg/mm<sup>2</sup>) gewalzt.

Die Widerstandsmomente der Peiner Kastenspundwände sind im Vergleich zu anderen Bauarten verhältnismäßig hoch. Dies ist begründet durch die günstige Massenverteilung bei I-Trägern an sich sowie dadurch, daß die Schloßeisen an den statisch günstigsten Stellen, nämlich in den Außenzonen der Wand liegen. Für das bessere statische Zusammenwirken von Bohle und Schloßeisen können diese bei jedem Rammelement, das in der Regel aus einer Bohle und zwei Schloßeisen besteht, auf irgendeine Weise, z. B. durch Verschweißung, Verriegelung, Verdübelung usw., miteinander verbunden werden. In den Außenzonen sind naturgemäß die Schubkräfte in dem auf Biegung beanspruchten Querschnitt zwischen Bohle und Schloßeisen verhältnismäßig gering, so daß im fertigen Bauwerk wahrscheinlich schon die Reibung in den Schloßern zu ihrer Übertragung ausreicht. Die größten Beanspruchungen treten erfahrungsgemäß bei unsachgemäßen Rammen auf. Wird hierbei jedoch darauf geachtet, daß die Schloßeisen von der Rammpatte stets voll überdeckt sind, so werden die Verriegelungen der Schloßer entlastet und auch beim Rammen nur geringen Beanspruchungen unterworfen.

Aus der günstigen Massenverteilung im Querschnitt der Spundwand ergeben sich hohe „Gütezahlen“. Dieser in die Spundwandtechnik allgemein eingeführte Begriff drückt das Verhältnis zwischen dem Widerstandsmoment und dem Wandgewicht aus, läßt also einen Schluß auf die Materialausnutzung zu. Wie die Profiltabelle zeigt, bewegen sich die

Widerstandsmomente je Meter Wand zwischen 4430 und 13 550 cm<sup>3</sup> m Güteziffern von 13,7 bis 26,9. Das sind Werte, die bei anderen Kastenspundwänden nur in der unteren Grenze erreicht wurden. In der Peiner Spundwand steht somit für besonders schwere Konstruktionen ein neues Bauelement zur Verfügung. Jedenfalls ist die Anwendungsmöglichkeit stählerner Spundwände beträchtlich erweitert.

Das Rammen der Bohlen bereitet nach den bisherigen Erfahrungen keine Schwierigkeiten. Wie schon erwähnt, werden zur Bildung eines Rammelementes in der Regel eine Bohle und zwei Schloßeisen zusammengezogen. Unter Umständen kann ein Rammelement auch aus zwei Bohlen und den vier zugehörigen Schloßeisen gebildet werden. Das Zusammenziehen geschieht zweckmäßig schon im Walzwerk vor dem Transport zur Baustelle. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Schloßeisen gegen Längsverschiebungen zu sichern, um ein Voreilen oder Zurückbleiben einzelner Teile des Elementes beim Rammen zu verhindern. Diese Sicherung kann dadurch erzielt werden, daß man die Teile durch Kehlnähte auf eine gewisse Länge starr verschweißt. Es hat sich jedoch als besser erwiesen, die Verriegelung gegen Längsverschiebung so auszubilden, daß das Spiel in den Schloßteilen erhalten bleibt. Obwohl die Bohlen beim Rammen stets doppelt geführt sind, können dann Zwängungen und ein Ineinanderfressen nicht auftreten. Die Doppelführung erleichtert es gegen das fluchtgerichte Rammen der Bohlen sehr. Sollte jedoch einmal eine Abweichung aus der Flucht auftreten, z. B. infolge Auftreffens auf ein Hindernis im Boden, so kann die Wiedereinlenkung in die Flucht leicht erzielt werden, da alle Bohlen mit um 5 mm verschiedenen breiten Flanschen hergestellt werden. Gegebenenfalls kann die ganze Spundwand aus solchen Bohlen mit verschiedenen breiten Flanschen zusammengesetzt werden. Solange die Flucht gerade bleibt, werden die aufeinander folgenden Bohlen stets um 180° gedreht eingeschlagen, während bei Abweichungen aus der Wandebene die Einlenkung, dem Auge kaum sichtbar, in der Weise erreicht werden kann, daß zwei oder mehrere Bohlen mit ihren gleichbreiten Flanschen aneinandergereiht werden. Entsprechend der in der Ramntechnik allgemein gültigen Regel, daß bei Bohlen im Wulst und Klaue erstere in der Rammrichtung vorauszugehen hat, damit sich die Klaue nicht durch Erdreich verstopfen, werden auch bei der Peiner Wand die von den Schloßeisen freien Wulste vorausgenommen. Das gleichzeitige Einfädeln der beiden in der Rammrichtung rückwärtigen Schloßeisenklauen läßt sich ohne Schwierigkeiten ermöglichen. Man kann es dadurch erleichtern, daß das eine Schloßeisen etwas kürzer gehalten wird, so daß die beiden Schloßteile nicht gleichzeitig eingefädelt zu werden brauchen. Um beim Eindringen in den Boden den Rammwiderstand zu vermindern, können die Bohlen angeschärft werden. Zu dem gleichen Zweck können die Schloßeisen mit Spitzen ausgerüstet werden, die aus einem Flacheisenstück hergestellt und nach Einsetzen in eine Nut des Schloßeisens mit diesem verschweißt werden.

Sollten sich auf dem Transport die Flanschenden einmal etwas verbogen haben, so können sie vor dem Einfädeln mittels eines eigens für diesen Zweck konstruierten Werkzeuges leicht auf das passende Maß zusammengezogen oder auseinandergespreizt werden.

Kurvenrammungen, die bekanntlich nicht selten sind, können auch mit der Peiner Kastenspundbohle durchgeführt werden. Entweder bedient man sich der Bohlen mit verschiedenen Flanschbreiten, wobei stets die gleichen Flanschbreiten auf derselben Wandseite aneinandergereiht werden

Tafel der Peiner Spundbohlen.

| Profilbezeichnung | Abb. 1.           |     |                 |                 | Bohlenbreite einschl. Schloß | Angaben für 1 lfd. m Wand |                   |                     |                                      |      | 1 Bohle ohne Schloßer |                 |      | 1 Bohle mit 2 Schloßern (s. Abb. links) |                 |      | 1 Bohle mit 4 Schloßern |                 |      | 2 Bohlen mit 2 Schloßern zwischen sich |                 |   |
|-------------------|-------------------|-----|-----------------|-----------------|------------------------------|---------------------------|-------------------|---------------------|--------------------------------------|------|-----------------------|-----------------|------|---|-----------------|------|-------------------------|-----------------|------|--|-----------------|---|
|                   | Abmessungen in mm |     |                 |                 |                              | Gew. für 1 m <sup>2</sup> | Widerstandsmoment | Wirksamkeitsgrad    | Erdberührte Außenfläche für 1 m Höhe | G    | W <sub>x</sub>        | W <sub>y</sub>  | G    | W <sub>x</sub>                          | W <sub>y</sub>  | G    | W <sub>x</sub>          | W <sub>y</sub>  | G    | W <sub>x</sub>                         | W <sub>y</sub>  |   |
|                   | h                 | b   | d <sup>1)</sup> | t <sup>1)</sup> |                              |                           |                   |                     |                                      |      |                       |                 |      |   |                 |      |                         |                 |      |  |                 | B |
| P Sp              |                   |     |                 |                 | mm                           | kg                        | cm <sup>3</sup>   | cm <sup>2</sup> /kg | m <sup>2</sup>                       | kg/m | cm <sup>3</sup>       | cm <sup>3</sup> | kg/m | cm <sup>3</sup>                         | cm <sup>3</sup> | kg/m | cm <sup>3</sup>         | cm <sup>3</sup> | kg/m | cm <sup>3</sup>                        | cm <sup>3</sup> |   |
| 30 L              | 300               | 320 | 8               | 11,0            | 335,0                        | 324                       | 4 430             | 13,7                | 2,22                                 | 83   | 1150                  | 475             | 109  | 1480                                    | 734             | 134  | 1910                    | 1290            | 192  | 2540                                   | 2290            |   |
| 35 L              | 350               | 380 | 9               | 12,5            | 397,5                        | 366                       | 5 860             | 16,0                | 2,24                                 | 109  | 1770                  | 724             | 145  | 2330                                    | 1150            | 181  | 3040                    | 2170            | 255  | 3950                                   | 3540            |   |
| 40 L              | 400               | 380 | 10              | 13,5            | 397,5                        | 395                       | 7 210             | 18,3                | 2,24                                 | 121  | 2220                  | 756             | 157  | 2860                                    | 1210            | 193  | 3680                    | 2200            | 278  | 4910                                   | 3870            |   |
| 50 L              | 500               | 380 | 11              | 14,5            | 397,5                        | 440                       | 9 980             | 22,7                | 2,24                                 | 139  | 3130                  | 784             | 175  | 3970                                    | 1270            | 211  | 5010                    | 2220            | 314  | 6890                                   | 4360            |   |
| 60 L              | 600               | 380 | 12              | 14,5            | 397,5                        | 472                       | 12 640            | 26,8                | 2,24                                 | 152  | 3970                  | 784             | 188  | 5030                                    | 1300            | 224  | 6300                    | 2220            | 340  | 8780                                   | 4700            |   |
| 30 S              | 300               | 320 | 9               | 13,0            | 337,5                        | 389                       | 5 220             | 13,4                | 2,30                                 | 95   | 1300                  | 543             | 131  | 1760                                    | 883             | 167  | 2360                    | 1740            | 227  | 2930                                   | 2640            |   |
| 35 S              | 350               | 380 | 12              | 15,5            | 397,5                        | 428                       | 6 610             | 15,4                | 2,24                                 | 134  | 2100                  | 853             | 170  | 2630                                    | 1320            | 207  | 3340                    | 2300            | 304  | 4540                                   | 4300            |   |
| 40 S              | 400               | 380 | 12              | 15,5            | 397,5                        | 440                       | 7 840             | 17,8                | 2,24                                 | 138  | 2490                  | 853             | 175  | 3120                                    | 1330            | 211  | 3940                    | 2300            | 313  | 5410                                   | 4420            |   |
| 50 S              | 500               | 380 | 12              | 16,5            | 397,5                        | 479                       | 10 780            | 22,5                | 2,24                                 | 154  | 3460                  | 880             | 191  | 4290                                    | 1390            | 227  | 5340                    | 2320            | 344  | 7520                                   | 4850            |   |
| 60 S              | 600               | 380 | 12              | 16,5            | 397,5                        | 503                       | 13 550            | 26,9                | 2,24                                 | 163  | 4350                  | 880             | 200  | 5390                                    | 1420            | 237  | 6670                    | 2320            | 363  | 9490                                   | 5090            |   |

1) Die Bohlen können in besonderen Fällen auch in anderen Flansch- und Stegdicken gewalzt werden.

Sämtliche Profile sind in den gebräuchlichen Stahlgüten, erforderlichenfalls in Sondergüten für besonders aggressive Wässer, Seewässer usw. lieferbar. Für rechtwinklige Anschlüsse und Kurvenrammungen können entsprechende Anschluß- bzw. Ausgleichstücke geliefert werden.



Abgetrennte Flanschseite mit der keilförmigen Verdickung an das in der Ecke liegende Rammelement angeschweißt.

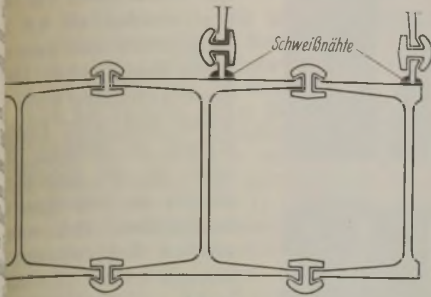


Abb. 2.  
Rechtwinklige Eckausbildung.

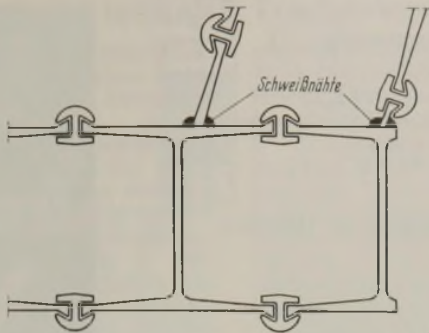


Abb. 3.  
Stumpfwinklige Eckausbildung.

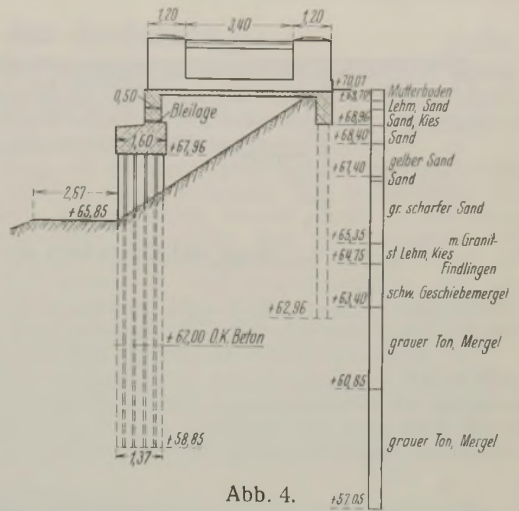


Abb. 4.  
Feldwegbrücke über den Mittellandkanal.  
Längsschnitt durch ein Widerlager.

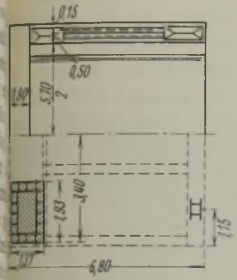


Abb. 5. Draufsicht und Grundschnitt in Abb. 4 dargestellten Widerlagers.



Abb. 7. Feldwegbrücke über den Mittellandkanal. Das fertige Widerlager mit dem stählernen Überbau.

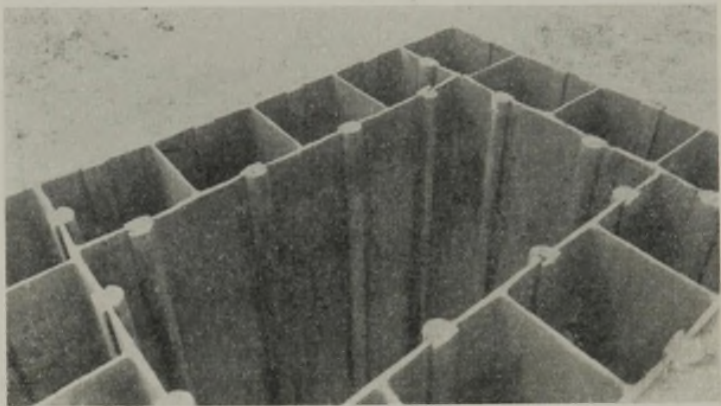


Abb. 6.  
Feldwegbrücke über den Mittellandkanal.  
Pfeilerkasten nach dem Rammen und vor dem Ausfüllen mit Beton.

er man benutzt be-  
ndere Ausgleichstücke,  
eist Flacheisen mit den  
ohlenflanschen ent-  
rechenden verdickten  
nten. Die durch jedes  
sleichstück erreich-  
re Ablenkung beträgt  
wa 15°. Durch ein-  
tliges Abschneiden eines  
ansches und Anschweißen eines Schloßeisens lassen sich schärfer ge-  
mmte Wände ausführen.

Die Eckausbildungen können in üblicher Weise durch Zusammen-  
eten oder Zusammenschweißen abgetrennter Bohlenteile hergestellt  
erden (Abb. 2, 3 u. 6).

Das bei wellenförmigen Spundwänden oft recht störend empfundene  
"Voreilen", d. h. Überneigen der Bohlen in der Rammrichtung, tritt nach  
n bisherigen Rammerfahrten nicht auf, da durch den beim Rammen  
ischen die Flanschen und Stege eindringenden Erdkern die gerammten  
ile fest verspannt werden und das neu anzusetzende Rammelement  
ts eine lotrechte Führung vorfindet. Auch das Mitziehen bereits ge-  
mmter Bohlen wird durch die erwähnte Verspannung hintangehalten.

Sollte jedoch einmal ein Voreilen oder Mitziehen auftreten, so kann  
m durch einfache Mittel, wie exzentrische Rammschläge oder Ver-  
gelung der Rammelemente untereinander nach ihrem Einschlagen, leicht  
gegnert werden.

Die Verwendungsgebiete der Peiner Kastenspundwand sind der  
und-, Tief- und Wasserbau, und zwar ist die Wand dort am Platze,  
es sich um schwere Belastungen handelt.

Bei der Umschließung von Baugruben bereitet die Überwindung eines  
asserdruckes von 25 m keine Schwierigkeiten. Es wurde bereits vor-  
schlagen, eine Tiefgründung bei 45 m Wassertiefe mit Peiner Spund-  
nden auszuführen<sup>1)</sup>. Auf diese Weise ist es möglich, in vielen Fällen  
kostspielige Druckluftgründung zu umgehen.

Die hohe Zug- und Druckfestigkeit der Schlösser und ihre Lage in  
n Außenzonen der Wand gestatten, die Wand nicht nur in bezug auf  
e Längsachse der Bohlen, sondern auch in Richtung der Wandachse  
f Biegung zu beanspruchen. So kann z. B. bei einer etwa rechteckigen  
nanschließung einer Baugrube jede der vier Umschließungswände statisch  
eine elastische Platte mit dreiseitiger Lagerung aufgefaßt werden,  
bei ihr eingerammter Teil als im Baugrunde eingespannt und ihre  
den auf den senkrecht zu ihnen stehenden Wänden als lose aufgelagert  
gesehen werden können. Damit ergeben sich die bekannten baustoff-  
renden Vorteile einer mehrseitig gelagerten Platte. Belastungs-

versuche haben gezeigt, daß die Trägerwirkung in der Wandrichtung  
vorhanden ist. Diese Versuche bestanden darin, daß ein besonders her-  
gestelltes Wandstück als Balken auf zwei Stützen waagrecht und an den  
seitlichen Enden aufgelagert und durch Kokillenblöcke belastet wurde.  
Zur Übertragung der naturgemäß an den Auflagern besonders stark auf-  
tretenden Schubkräfte wurden die Hohlräume der Wand ausbetoniert.  
Der Beton verhindert Verbiegungen des Steges und verbündelt gewisser-  
maßen die obere und die untere Flanschreihe miteinander. Infolge dieser  
Plattenwirkung der Peiner Kastenspundwand erübrigt sich bei Baugruben-  
umschließungen in vielen Fällen die innere Aussteifung, oder diese kann  
häufig erheblich schwächer gehalten werden, so daß die Baugrube weniger  
eingeeengt wird. Die Wasserdichtigkeit der Wand wird durch die Auf-  
betonierung der Kasten noch erhöht. In solchen Fällen, wo eine Aus-  
betonierung aus statischen Gründen nicht notwendig ist, kann die  
Dichtung durch Einstampfen von Lehm verbessert werden.

Für bleibende Bestandteile von Bauwerken ist die Peiner Kasten-  
spundwand ebenso brauchbar, wie für die oben beschriebene Einfassung  
von offenen Baugruben. Es kommen hier Uferwände im Hafenbau,  
Kammerwände und Leitwerkwände für Schleusen und ähnliche Anlagen  
des Fluß- und Seebaues in Betracht; ferner Dichtungskerne für hohe  
Erd- oder Steindämme, Mittel- und Landpfeiler von Brücken usw. Bei  
letzteren können u. U. die Flügelwände unter Ausnutzung der Platten-  
wirkung an den Hauptpfeilerkörper angeschlossen werden, wodurch ihnen  
eine große Standsicherheit verliehen wird.

Für die Tragfähigkeit wirkt sich sehr günstig aus, daß die von den  
Bohlen umschlossenen Erdkerne beim Rammen mitgenommen und stark  
verdichtet werden. Der unter den Bohlen befindliche Erdkörper wird  
ebenfalls verdichtet und gewissermaßen vor dem unteren Ende der Bohlen  
hergetrieben. Bei Versuchsrammungen ist der Kern dieses verdichteten  
Erdkörpers bei einer Rammtiefe von etwa 8 m 2,5 m in den schweren  
Kiesboden eingedrungen. Infolge der Bodenverdichtung und -verspannung  
beim Einrammen werden die lotrechten Kräfte nicht nur durch die Reibung  
der Außenflächen wie bei einfachen Spundwänden übertragen, sondern  
auch durch die verdichteten Erdkerne wie bei einem stumpfen, vollen  
oder hohlen Pfahl. Die Peiner Spundwand eignet sich daher besonders  
für solche Anlagen, bei denen starke lotrechte Lasten, z. B. aus Kran-  
schienen, Brückenauflagern oder sonstigen Überbauten aufzunehmen sind

<sup>1)</sup> Bode, Peiner Kastenspundwände zur Ausführung von Tief-  
gründungen, Bautechn. 1933, Heft 32, S. 452.



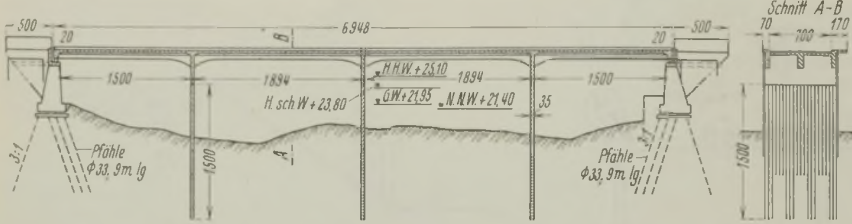


Abb. 8. u. 9. Längs- und Querschnitt der Emsbrücke bei Helsen.

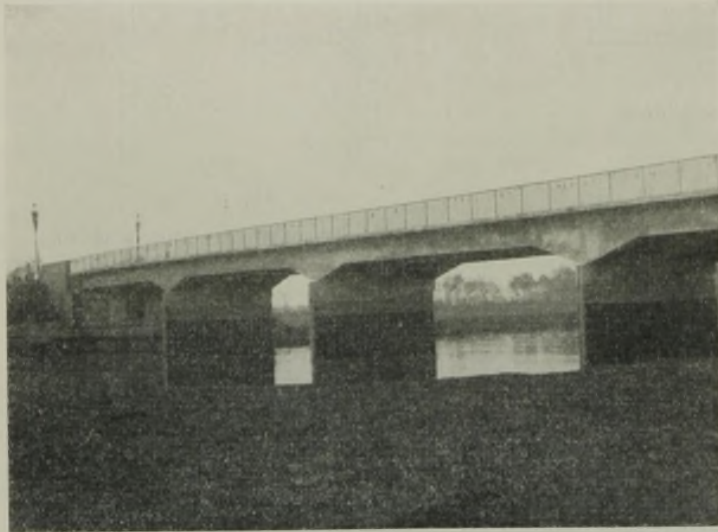


Abb. 10a. Emsbrücke bei Helsen.  
Ansicht des fertigen Bauwerks vom linken Ufer aus.

Der obere Abschluß der Wände kann in üblicher Weise durch Formeisen oder durch an Ort hergestellte Eisenbetonholme gebildet werden. Letztere lassen sich besonders leicht anbringen, da die Hohlräume eine gute Anschlußmöglichkeit bieten.

Die bekanntlich sehr teuren rückwärtigen Verankerungen der Uferwände können bei der Peiner Spundwand wegen ihrer großen Biegezugfestigkeit und Standsicherheit im Baugrunde in vielen Fällen selbst bei größeren Bauhöhen entbehrt werden. Manchmal ist es wirtschaftlicher, ein stärkeres Profil zu wählen und auf eine Verankerung ganz zu verzichten, da mit deren Wegfall ja der Erdaushub hinter der Wand für ihre Einbringung erspart wird. Sind Verankerungen notwendig, so bietet es keine Schwierigkeiten, sie in üblicher Weise an die Rückseite der Wand anzuschließen. Wegen der Quersteifigkeit der Wand sind lastverteilende Ankerholme meist nicht notwendig. —

Zum Schluß soll noch auf einige ausgeführte Bauwerke hingewiesen werden, die mit Hilfe der Peiner Kastenspundwand fundiert wurden, und zwar sollen nur die Gesichtspunkte hervorgehoben werden, die die zweckmäßige Verwendung der Peiner Kastenspundwand dort erkennen lassen.

Abb. 4 bis 7 zeigen die Pfeilergründung einer Feldwegbrücke über den Mittellandkanal in der Nähe von Braunschweig. (Bauherrin: Elbstrombauverwaltung, Magdeburg, Kanalbauamt Braunschweig. Ausgeführt wurden diese Arbeiten von der Arbeitsgemeinschaft der Firmen: Friedrich Preuß, Braunschweig, und Friedrich Hanke, Peine.)

Ursprünglich waren hier normale Widerlager aus Beton mit anschließenden Flügelmauern vorgesehen, die in einer Baugrubenumschließung mittels einfacher Spundwände unter Wasserhaltung hergestellt werden sollten. Statt dessen geschah die Gründung in wirtschaftlich günstiger Weise auf je zwei geschlossenen Kästen aus Peiner Spundwänden, die durch einen kräftigen Eisenbetonbalken quer verbunden wurden. Auf diesem Balken ruht sowohl der eiserne Überbau als auch das eine Auflager einer kleinen Eisenbetonplattenbrücke, die die Kanalböschung überbrückt. Das landseitige Auflager der Böschungsüberbrückung wurde aus zwei Hohlpfählen gebildet, die aus zwei Peiner Spundbohlen und den sie verbindenden Schloßeisen zusammengesetzt wurden.

Das Einrammen der Bohlen war nicht schwierig, obwohl mehrfach größere Granitfindlinge angetroffen wurden. Nach der Rammung wurden die Kästen und Hohlpfähle bis zu einer bestimmten Tiefe ausgehoben oder ausgebohrt, wobei sich nirgends Beschädigungen oder Unregelmäßigkeiten zeigten (Abb. 6). Die hierzu erforderlichen Erd- und Wasserhaltungsarbeiten beschränken sich auf ein Mindestmaß, da ja nur die von den Spundwänden umschlossenen Erdkerne auszuheben waren und der Wasserandrang wegen der großen Dichtigkeit der Wand sehr gering

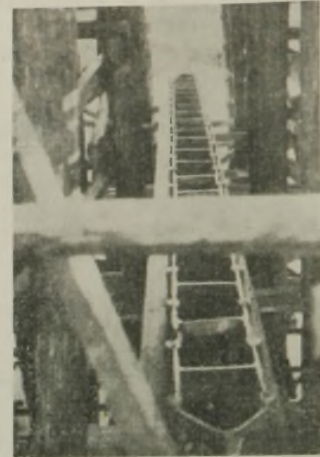


Abb. 10.  
Emsbrücke bei Helsen.  
Vom Lehrgerüst für den Überbau aus gerammte Pfeilerwand.

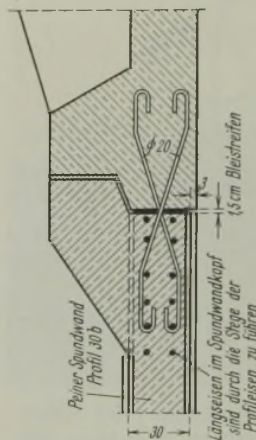


Abb. 11. Gelenkiger Anschluß eines Auflagers an die Auflagerwand aus Peiner Spundbohlen bei einer Eisenbetonbalkenbrücke.

wänden in den Fluß eingebaut werden. Der Überbau erhielt demgemäß vier statt drei Öffnungen und konnte infolgedessen leichter ausgeführt werden. Insgesamt wurde dadurch eine wesentliche Verbilligung gegenüber dem ursprünglichen Entwurf erzielt.

Die Rammung der Pfeilerwände ließ sich ohne Schwierigkeiten in gerader Flucht durchführen (Abb. 10), obwohl mehrfach schräggehend und im Untergrunde liegende Eichenpfähle der alten Holzbrücke durchschlagen werden mußten und auf der entlegenen Baustelle nur ungelernete Arbeitskräfte zur Verfügung standen. Wie Abb. 9 zeigt, wurden von den 20 Bohlen jedes Pfeilers acht tiefer gerammt als die übrigen. Diese Lösung wurde gewählt, weil Vergleichsberechnungen zu dem Ergebnis geführt hatten, daß es zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeit der gesamten Pfeiler wegen der allgemein mit wachsender Rammtiefe rasch zunehmenden Tragfähigkeit von Pfählen überhaupt wirtschaftlicher ist, die Pfeiler vorliegender Bauart mehr nach der Tiefe als nach der Breite auszubilden. Abgeschlossen wurden die Wände durch besondere, V-förmig gebogene Bohlen mit angeschweißten Schloßeisen (Abb. 10), die gleichzeitig als Eisbrecher dienen sollen. Auch bei diesem Bauwerk wurde die Zellen nach Ausbohren oder Ausspülen des Erdreichs mit Beton ausgefüllt. Der starre Anschluß des Überbaues konnte durch in die Spundwand fest eingeführte Bewehrungsseile auf einfache Weise gebildet werden. Abb. 10a zeigt das fertige Bauwerk. —

Ein Beispiel für einen gelenkigen Anschluß eines Plattenbrückenauflagers an die Auflager aus Peiner Spundbohlen zeigt Abb. 11 (Entwurf der Baubehörde Hamburg). Die im Gelenkpunkte sich in üblicher Weise kreuzenden Gelenkeisen sind zusammen mit den über die Spundwand einseitig auskragenden Betonkonsolen durch eine Anzahl Rundseile verankert, die nach dem Einrammen der Bohlen durch vorher gebohrte Löcher der Stege gefädelt wurden.

Durch die Peiner Kastenspundwand ist hiernach der Grund-, Wasser- und Brückenbau um ein Bauelement bereichert worden, das die Anwendung stählerner Spundwände als Bauhilfsmittel und auch als bleibenden Bestandteil von Bauwerken wesentlich erweitert.

war. Bei einer Gesamthöhe der Pfeilerkästen von etwa 9 m wurden sie 6 m tiefer ausgehoben und dann mit Beton ausgestampft. Durch diese Ausfüllung wurde bewirkt, daß jeder einzelne Kasten in statischer Hinsicht als ein einheitliche Körper zur Aufnahme von senkrechten und waagerechten Kräften aufgefaßt werden konnte. Es würde wohl genügt haben, die Ausfüllung ein wenig unterhalb der endgültigen Kanalböschung geführt zu haben, da die festgelegten Schichten des gewachsenen Bodens ein ebenso gute Ausfüllung bilden. Eine Zerstörung durch Rost ist wegen des völligen

Luftabschlusses nicht zu befürchten, zumal sich bekanntlich bei im Erdreich sitzenden Eisen auf chemischem Wege eine Schutzschicht bildet. Das fertige Bauwerk mit der darauf gesetzten eisernen Überbau zeigt Abb. 7.

Bei der in Abb. 8 bis 10a dargestellten Straßenbrücke über die Ems in der Nähe von Helsen wurden die drei Mittelpfeiler aus Peiner Kastenspundwänden mit Betonausfüllung hergestellt. Es handelt sich hier um eine über vier Öffnungen durchlaufende Eisenbetonplattenbrücke (Bauherr: Kreisaußschuß Linden, Bauaufsichtsführende Behörden: Landesdirektorium Hannover, Landesbauamt Lingen; Ausführung: Arbeitsgemeinschaft der Firmen Ludwig Lang Komm.-Ges., Hannover, und Kriete Quakenbrück). Ursprünglich waren für dieses Bauwerk zwei Mittelpfeiler gewöhnlicher Bauart aus Beton vorgesehen. Ohne den Durchflußquerschnitt einzuengen, konnte statt dessen drei Pfeiler aus Kastenspundwänden in den Fluß eingebaut werden. Der Überbau erhielt demgemäß vier statt drei Öffnungen und konnte infolgedessen leichter ausgeführt werden. Insgesamt wurde dadurch eine wesentliche Verbilligung gegenüber dem ursprünglichen Entwurf erzielt.

Die Rammung der Pfeilerwände ließ sich ohne Schwierigkeiten in gerader Flucht durchführen (Abb. 10), obwohl mehrfach schräggehend und im Untergrunde liegende Eichenpfähle der alten Holzbrücke durchschlagen werden mußten und auf der entlegenen Baustelle nur ungelernete Arbeitskräfte zur Verfügung standen. Wie Abb. 9 zeigt, wurden von den 20 Bohlen jedes Pfeilers acht tiefer gerammt als die übrigen. Diese Lösung wurde gewählt, weil Vergleichsberechnungen zu dem Ergebnis geführt hatten, daß es zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeit der gesamten Pfeiler wegen der allgemein mit wachsender Rammtiefe rasch zunehmenden Tragfähigkeit von Pfählen überhaupt wirtschaftlicher ist, die Pfeiler vorliegender Bauart mehr nach der Tiefe als nach der Breite auszubilden. Abgeschlossen wurden die Wände durch besondere, V-förmig gebogene Bohlen mit angeschweißten Schloßeisen (Abb. 10), die gleichzeitig als Eisbrecher dienen sollen. Auch bei diesem Bauwerk wurde die Zellen nach Ausbohren oder Ausspülen des Erdreichs mit Beton ausgefüllt. Der starre Anschluß des Überbaues konnte durch in die Spundwand fest eingeführte Bewehrungsseile auf einfache Weise gebildet werden. Abb. 10a zeigt das fertige Bauwerk. —

Ein Beispiel für einen gelenkigen Anschluß eines Plattenbrückenauflagers an die Auflager aus Peiner Spundbohlen zeigt Abb. 11 (Entwurf der Baubehörde Hamburg). Die im Gelenkpunkte sich in üblicher Weise kreuzenden Gelenkeisen sind zusammen mit den über die Spundwand einseitig auskragenden Betonkonsolen durch eine Anzahl Rundseile verankert, die nach dem Einrammen der Bohlen durch vorher gebohrte Löcher der Stege gefädelt wurden.

Durch die Peiner Kastenspundwand ist hiernach der Grund-, Wasser- und Brückenbau um ein Bauelement bereichert worden, das die Anwendung stählerner Spundwände als Bauhilfsmittel und auch als bleibenden Bestandteil von Bauwerken wesentlich erweitert.



Alle Rechte vorbehalten.

## Der Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuidersee.<sup>1)</sup>

Am 25. September 1933 wurde der Abschlußdeich dem öffentlichen Verkehr in feierlicher Weise freigegeben. Dies rechtfertigt es, einen kurzen Rückblick auf die bauliche Entwicklung seit dem denkwürdigen Zusammenschluß des Deiches am 28. Mai 1932 zu werfen.

Noch am Morgen dieses Tages hatten die sich nahekommenden, aus eileem geschütteten Deichköpfe einem Gefälleunterschiede der durchrömenden See von 1,1 m mit Wassergeschwindigkeiten von mehreren /sek trotzten müssen, bis zuletzt damit die Richtigkeit der angewandten auweise beweisend (Abb. 1). Mit der Unterbindung des Durchflusses aten die Entwässerungsschleusen zur vollen Wirksamkeit (Abb. 2). Bald gigten sich jedoch bedenkliche Ausspülungen des ungeschützten Seedens am Ein- und Auslauf der Schleusen. Sie zwangen zu sofortigen egenmaßnahmen. Auf Kornwerdersand (bei den beiden östlichen hleusengruppen) reichten die Ausspülungen auf der Nordseite teilweise is zur Unterkante der eisernen Spundwände, die das Bauwerk schützen.



Abb. 1. Ebbeströmung durch die Deichlücke am Vormittag des Zusammenschlusses.

Die anschließenden Böschungskegel rutschten nach. Die Schleusen wurden aber vorübergehend stillgelegt. Bei den drei Schleusengruppen nächst den Oever war die kolkende Wirkung geringer, da hier der Seeboden vorwiegend aus Keileem besteht. Sie konnten daher die notwendige Wasserabführung weiter besorgen.

Zunächst wurden die Böschungen mit Betonbruchstücken und Beton mterbaut und wiederhergestellt. Die stärkeren Kolke wurden mit Sand nd Keileem aufgefüllt. Im übrigen ließ man dem Seeboden das Gefälle ach außen hin, das er durch die Ausspülungen erhalten hatte. Lediglich urch Baggerungen wurde die Sohle ausgeglichen. Auf dem so voreiteten Boden wurden beiderseits der Schleusen Senkstücke über die anze Breite der Öffnungen abgesenkt (Abb. 3). Am Auslauf waren sie ber 5000 m<sup>2</sup> groß. Teilweise mußte der Schutz um weitere Senkstücke rweitert werden (Abb. 4). Da bei größerem Wasserauslaß die Steinbdeckung von der Strömung weggetragen wurde, wurden an den gehludeten Stellen Steine bis zu 1000 kg Gewicht abgesenkt. Sie vermögen Wassergeschwindigkeiten standzuhalten, die sich bei einem Gefälleunterchied zwischen Binnen- und Außenwasserstand von 1,25 m einstellen. bei größerem Gefälle wird vorläufig der Durchfluß

urch Absenken der Schützen gedrosselt, bis weitere rfahrungen vorliegen. Auf Kornwerdersand wurde die ontonplatte, auf der das ganze Bauwerk ruht, an einer nzahl von Stellen durchbohrt, um das Ausmaß der ausspülungen hinter den Spundwänden feststellen zu önnen. Die Hohlräume wurden mit Beton ausgegossen. hierzu waren 1400 m<sup>3</sup> erforderlich. Die guten Erfahungen, die man mit der hier verwendeten Betonpumpe rachte, nützte man aus und verstärkte auch die Steineschwerung der Senkstücke versuchsweise durch Beton.

Gegen den unmittelbaren Wellenanprall mußten die chleusen auf der Seeseite geschützt werden. Deiche, ie in entsprechender Entfernung von den Schleusen ufgeführt wurden, schützen vor allem gegen die Wirkung er Nord- und Ostwinde. Ihre Ausführung geschah in er bewährten Weise mit Sand, Keileem, Senkstücken nd Pflaster. Alle diese Arbeiten wurden im Sommer 1933 eendet.

Die Straße über den Abschlußdeich weist neben einem betonierten Fahrradweg in 1,5 m Breite eine bestigte Fahrbahn in 6 m Breite auf. In den Deichrecken, die bereits länger liegen, wurde sie in Beton rgestellt (auf 18 km Länge). In den zuletzt geschütteten eichstrecken, vor allem bei De Vlieter sah man zu-

nächst Klinkerpflaster vor, das gegen Setzungen unempfindlicher ist (auf 12 km Länge). Doch haben die bisherigen Beobachtungen keine nennenswerten Setzungen erkennen lassen. Die Ausführung der zweigleisigen Eisenbahn über den Deich ist vorläufig zurückgestellt.

Die gewaltige Leistung, die mit der Herstellung des Abschlußdeiches zwischen Wieringen und Friesland verbunden war, kennzeichnen die folgenden nackten Zahlen. Die eigentliche Bauzeit wurde auf fünf Jahre zusammengedrängt (1927—1932). Gegenüber dem ursprünglichen Plan wurden zwei Jahre eingespart. An Schüttungsmaterial wurden 15 Mill. m<sup>3</sup> Keileem, 27 Mill. m<sup>3</sup> Sand verarbeitet. Der Verlustkoeffizient, d. i. der Mehrverbrauch gegenüber dem planmäßigen Bedarf, beziffert sich bei dem Keileem auf 1,97, bei dem Sand auf 1,34. Der Keileem mußte bei der Verarbeitung Wassergeschwindigkeiten bis zu 5 m/sek aushalten.

Der kritischste Zeitpunkt während der Bauzeit wurde im Herbst 1931 erreicht, wo man sich wagemutig zu dem Zusammenschluß der östlichen Deichlücke auf den Middelgronden entschloß und doch auch damit rechnen mußte, vorzeitig wegen des Wintereinbruchs abbrechen zu müssen.

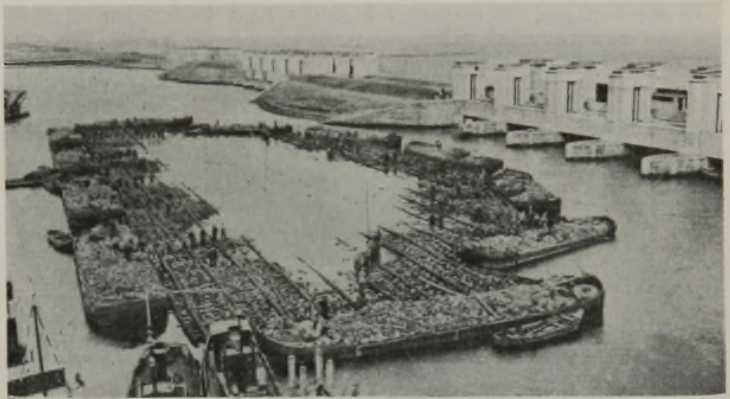


Abb. 3. Senkstück vor einer Schleusengruppe bei Den Oever, fertig zum Absinken.

Bedenkliche Erscheinungen, wie Ausspülungen bis zu 20 m Tiefe und wiederholtes Nachsacken des frischgeschütteten Keileemkörpers, wurden durch den Masseneinsatz der Geräte glücklich überwunden.

Ständige Beobachtungen vor und während des Baues und ihre wissenschaftliche Auswertung sicherten die zweckentsprechende Ausführung. Ihre Fortsetzung nach dem Abschluß der Arbeiten muß den Nachweis liefern, ob die Vorausberechnungen das Richtige trafen. Die angenommene Aufhöhung der Wasserstände auf der Nordseite des Deiches hat sich als zutreffend erwiesen, wenn auch die Probe bei großen Sturmfluten bis jetzt noch mangelt. Die Strömungsverhältnisse wurden von Grund auf geändert. Bisher strömte die Flut der Nordsee von zwei Seiten in den Waddensee ein (Texelstrom, De Vliet). Beide trafen sich in einer neutralen Zone, die Sandanlandungen zeigte. Die Verlagerung dieser Zone, die der Abschluß der südlichen Zuidersee mit sich brachte, war zu erwarten; doch ist damit keine Versandung des Hafens von Harlingen zu befürchten, was auf die richtig gewählte Führung des neuen Deiches nächst der friesischen Küste zurückzuführen ist. Die Abnahme des Salzgehaltes im Isselmeer nimmt den erwarteten Verlauf (Mai 1932 6 g/l; Januar 1934 1,9 g/l).

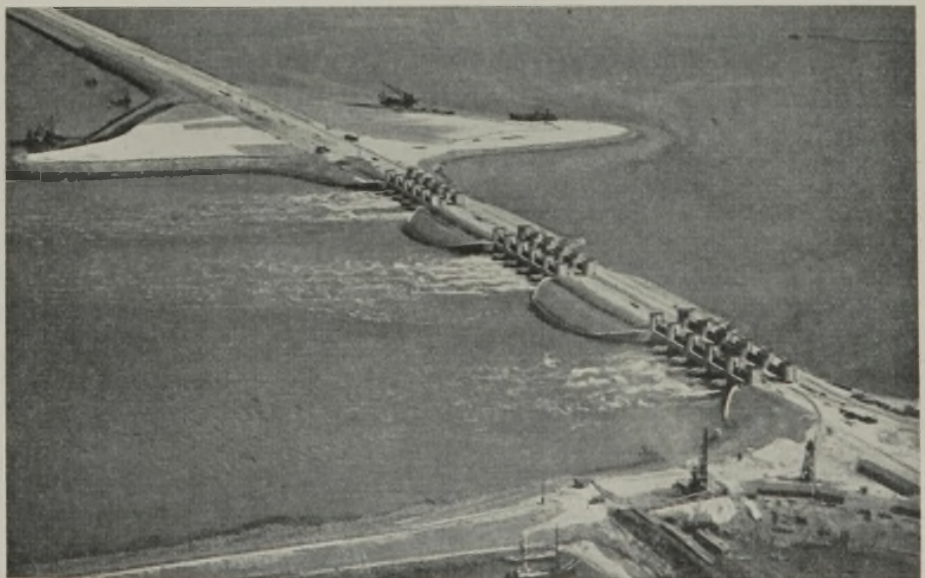


Abb. 2. Die Entwässerungsschleusen bei Den Oever in Tätigkeit bei Ebbe.

<sup>1)</sup> Vgl. De Ing. 1933, Nr. 18, S. B59; Driemaandelijksche Berichten 1932 und 1933. — Bautechn. 1932, Heft 34.



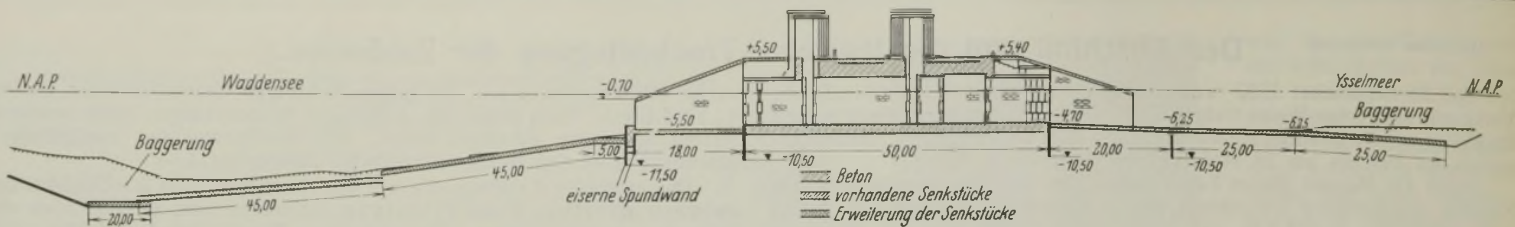


Abb. 4. Schnitt durch eine Schleuse und das Sturzbett.

Der trockengelegte Polder, das Wieringermeer, wurde inzwischen völlig erschlossen. Die Kunstbauten (Schleusen, Brücken, Wege) sind zum größten Teil fertiggestellt. Der überwiegende Teil der Kulturlflächen ist als Ackerland regelrecht bestellt oder als Weide in Benutzung genommen. Nur verhältnismäßig kleine Teile befinden sich noch in Vorbereitung, wo die Entsalzung des Bodens nicht genügend fortgeschritten ist. Mit der Errichtung der Siedelungen wurde begonnen.

Bis jetzt haben gegen 1500 Personen ihren festen Wohnsitz im Polder genommen.

Die Landgewinnung soll mit dem Nordostpolder fortgesetzt werden. Die zunehmende Arbeitslosigkeit und sonstige Gründe volkswirtschaftlicher Art gaben die Veranlassung, den Entwurf den gesammelten Erfahrungen anzupassen und ihn eingehend zu überarbeiten. Über die Ausführung ist noch nichts bekannt geworden.

van Rinsum.

## Vermischtes.

**Grabenfertiger.** Vor einigen Monaten kam in Spanien zum Anlegen von Bewässerungskanälen ein neuartiges Betoniergerät deutschen Ursprungs (der Dingerschen Maschinenfabrik AG) (s. Abbildung) in Betrieb, das eine Leistung von 400 m<sup>2</sup>/Tag Grabenfläche aufweist und erdfeuchten, etwas plastischen Beton mit Zuschlagstoffen bis höchstens 50 mm Korngröße verarbeitet. Die eiserne Stampfbohle mit einem Gewicht von 500 kg

minderung der Formänderungen infolge von Wärmespannungen usw. sollen bei diesem Thema zur Klärung kommen. Als dritte Frage des Stahlbaues wurden Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten der Stahlbauwerke, und zwar sowohl für genietete als auch für geschweißte Konstruktionen in Aussicht genommen.

Für den Eisenbetonbau ist vor allem die Frage der Beanspruchungen und Sicherheitsgrade vorgesehen, wobei besonders der Standpunkt des Konstrukteurs maßgebend sein soll. Der Einfluß dauernder und wiederholter Belastung, Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons, Anwendung von hochwertigem Stahl usw. bilden die Unterfragen. Ein zweites Thema wird sich mit neueren Gesichtspunkten für die Berechnung und das Entwerfen von Eisenbetonbauten beschäftigen, wobei besonders Flächentragwerke (Hallen, Kuppeln, Silos, weitgespannte Brücken usw.) berücksichtigt werden sollen. Berichte über die Anwendung des Betons und Eisenbetons im Wasserbau (Stauwehren, Rohrleitungen, Druckstollen, Behälter usw.) werden den dritten Verhandlungstag für Eisenbetonbau füllen.

Für beide Bauweisen von Bedeutung ist die Baugrunderforschung, die auf dem Kongreß in Rom besonders eingehend behandelt werden soll.

Das ausführliche Programm mit Erläuterungen wird in dem im Juni erscheinenden zweiten Heft der „Mitteilungen“ den Mitgliedern der Vereinigung bekannt gegeben werden. Bei der Sitzung in Stresa wurden die soeben erschienenen Bücher, nämlich der „Schlußbericht“ des Kongresses in Paris und der 2. Band der von der I. V. B. H. herausgegebenen „Abhandlungen“ fertig vorgelegt.

**Eine Anwendung von Eis bei Aufstellung einer Brücke.** Eine Brücke in Kalifornien von 120 t Gewicht wurde nach Railw. Age 1934 vom 24. Februar so zusammengebaut, daß sie im fertigen Zustande etwa 1 m über ihren Auflagern stand. Als man sie mit Winden absenken und auf die Lager aufsetzen wollte, stellte sich heraus — nachdem die Brücke soweit abgesenkt war, daß der Abstand von ihrer endgültigen Lage nur noch 15 cm betrug — daß der freie Zwischenraum nicht mehr ausreichte, um die Winden unterzuschieben. Man wählte daher ein eigenartiges Hilfsmittel, um die Brücke die letzten 15 cm abzusenken. Man beschaffte von einer Kunsteisfabrik sechs Eisblöcke in den Abmessungen 27 × 53 × 132 cm. Diese Blöcke wurden flach auf die Widerlager unter die Enden der Hauptträger gelegt und zur besseren Verteilung der Last mit Brettern abgedeckt. Dann wurde die Brücke auf die Bretter abgesetzt und weiterhin sich selbst überlassen. Nach 25 Stunden war das Eis weggetaut, und die Brücke saß richtig auf den mittlerweile eingebauten Lagern. Wkk.

## Personalmeldungen.

**Preußen.** Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W) Bastian von der Wasserbaudirektion in Königsberg an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg; die Regierungsbauräte Dettmers vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg an das Kanalbauamt in Oebisfelde als Vorstand, Jacob von Breslau an die Regierung in Kassel, Eichmann von Beeskow an die Regierung in Arnberg, Griesert von Landsberg a. W. als Kulturbaubeamter nach Breslau, Tockuss von Aurich als Kulturbaubeamter nach Beeskow, Herbst von Osnabrück als Kulturbaubeamter nach Gumbinnen.

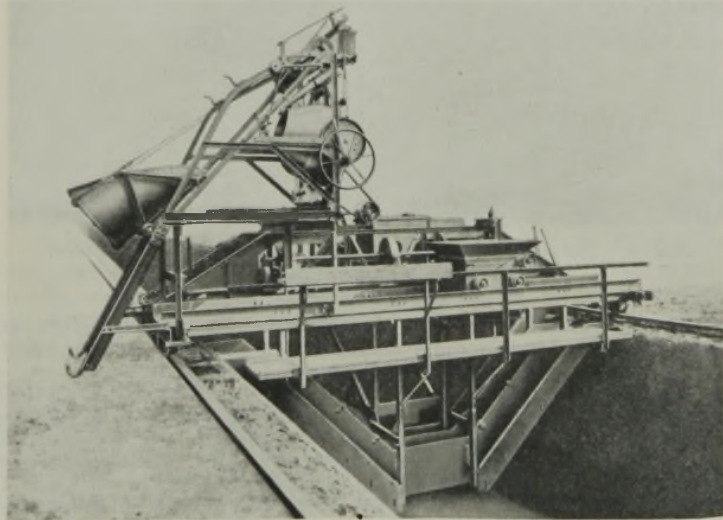
Der Regierungsbaumeister (W) Lorenzen beim Oberpräsidium in Kiel ist unter Übernahme aus der Preussischen Wasserbauverwaltung in die Kulturbauverwaltung zum Regierungsbaurat ernannt worden.

In den Staatsdienst wieder übernommen und zur dienstlichen Verwendung überwiesen: die Regierungsbaumeister (W) Walter Schubel dem Wasserbauamt in Lauenburg a. E., Rudolf Korsmeier dem Bauamt für den Pregelausbau in Insterburg, Starkowski dem Kulturbaubeamten in Osnabrück.

**INHALT:** Der Umbau der Unterführung der Augusta- und Laubacher Straße in Berlin. — Stäbe veränderlichen Trägheitsmoments und das  $\omega$ -Knickverfahren. — Die Peiner Kastenspundwand. — Der Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuiderzee. — Vermischtes: Grabenfertiger. — Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Anwendung von Eis bei Aufstellung einer Brücke. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.



Fertiger zum Betonieren von Bewässerungskanälen.

führt bei einer Hubhöhe von 160 mm 60 Schläge/min aus. Mit dem Gerät kann vor- und rückwärts gestampft werden, wobei die Geschwindigkeit 1,7 m/min beträgt. Die Fahrbahn wird durch einfache Schienen aus Holz mit Auflagebewehrungen aus Profilleisen gebildet. Insgesamt sind etwa 50 m Gleis in Stücken von 3 bis 3,5 m Länge nötig, die nach Fertigstellung eines Kanalstückes abgenommen und vorn wieder angesetzt werden. Links- und Rechtskurven kann die Maschine in gleicher Weise durchfahren. Die Antriebsenergie liefert ein 10-PS-Dieselmotor (Deutz), der bei voller Belastung 210 g/PS h an Rohöl verbraucht. Der eingebaute 250-l-Trommelmischer liefert 7,5 bis 10 m<sup>3</sup>/h fertig gemischten Beton. Die Trommel entladet den Beton in einen fahrbaren Bunker, aus dem der Beton auf den Kanalquerschnitt verteilt wird. R.

**Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.** Die diesjährige Sitzung des Ständigen Ausschusses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau fand unter der Leitung des Präsidenten der Vereinigung, Prof. Dr. A. Rohn (Zürich), im April d. J. in Stresa statt; die Tagung vereinigte 40 Delegierte aus 12 Ländern. Trotz der allgemeinen wirtschaftlichen Schwierigkeiten nimmt die Zahl der Mitglieder der Vereinigung stetig zu; zur Zeit umfaßt sie rd. 1500 Einzel- und Körperschaftsmitglieder, die zusammen 46 Staaten vertreten.

Die Sitzung in Stresa beschäftigte sich besonders mit den Fragen der Vorbereitung und Durchführung des nächsten Kongresses für Brückenbau und Hochbau, der im Frühjahr 1936 in Rom stattfinden soll. Ähnlich wie auf dem Pariser Kongreß 1932 sollen an je drei halben Tagen vorbereitete Berichte über Fragen des Stahlbaues und des Eisenbetonbaues behandelt werden. Ein Bericht betrifft Fragen, die beide Bauweisen interessieren. Ferner ist beabsichtigt, neben der Behandlung der festgelegten Themen freie Vorträge an zwei halben Tagen zuzulassen.

Für den Stahlbau wurde als erstes Thema die Bedeutung der Zähigkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken festgelegt. Ein halber Verhandlungstag ist den praktischen Fragen bei geschweißten Stahlbauten gewidmet; es sollen besonders Fragen behandelt werden, die das Konstruieren und die Ausführung von geschweißten Bauwerken betreffen. Der Einfluß dynamischer Lastwirkungen, ferner Fragen der Kontrolle der Schweißnähte sowie konstruktive Maßnahmen zur Herab-