

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 20. August 1937

Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Hauptvorflutkanal (Tiefkanal) Dortmund.

### I. Bauabschnitt.

Von Stadtoberbaurat Wilhelm Utermann, Dortmund.

Auf dem Gebiete des Kanalbaues wird zur Zeit, wie bereits früher kurz mitgeteilt<sup>1)</sup>, durch das Tiefbauamt der Stadt Dortmund die Herstellung eines Regenauslasses von 4,20 m l. W. im Tunnelbauverfahren mittels Schildvortrieb nach den Patenten Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen (Abb. 1), ausgeführt. Die Art der Ausführung ist die erste in Deutschland und hat im In- und Auslande bereits reges Interesse hervorgerufen.

Über den Anlaß, der zum Bau dieses Regenwasserauslasses führte, folgen kurz einige Angaben:

Durch Einwirkungen des Bergbaues waren besonders im nördlichen Teile der Altstadt Dortmund erhebliche Senkungen eingetreten, die sich naturgemäß sehr störend in der Straßen- und Grundstücksentwässerung auswirkten. In den letzten Jahren waren die Senkungen derart groß geworden, daß z. B. der im Norden der Altstadt liegende Hauptvorfluter, der ein dicht besiedeltes Gebiet von etwa 1000 ha entwässerte und sein natürliches Gefälle nach Westen zur Emscher hatte, so stark in Mitleidenschaft gezogen wurde, daß er rückläufiges Gefälle bekam und nicht mehr in der Lage war, die anfallenden Abwässer einwandfrei weiterzuleiten. Die Folge davon war, daß bei allen größeren Niederschlägen Überschwemmungen der Keller und Straßen in den tiefliegenden Gebieten eintraten, die dauernd zu Beschwerden und Schadenersatzansprüchen Anlaß gaben.

Der Versuch, durch ein Pumpwerk mit Druckrohrleitung Abhilfe zu schaffen, brachte zwar für den Normalzustand Erleichterungen, konnte aber nicht verhindern, daß bei allen plötzlich eintretenden Niederschlägen (Gewitter im Frühjahr und Sommer) wiederum Überflutungen und damit Schäden auftraten (Abb. 1). Die Beseitigung dieses unhaltbaren Zustandes lag daher nicht zuletzt im volkswirtschaftlichen Interesse. Eine durchgreifende Änderung war aber erst möglich, nachdem der Lippeverband im östlichen Stadtteil den sogenannten Körnebach und die Seseke reguliert hatte, deren Entwässerungsgebiete in den tiefliegenden Teilen ebenfalls durch Bergsenkungen häufigen Überflutungen ausgesetzt waren.

Mit der Fertigstellung der Körnebach- und Seseke-Regulierung im Jahre 1928 war für die gefährdeten nördlichen Stadtteile Dortmunds für einen neu zu erbauenden Vorfluter eine Entwässerungsmöglichkeit nach Osten gegeben.

Der Entwurf für diesen Vorfluter — den sogenannten Tiefkanal — wurde zwar sofort im Benchmen mit dem Lippeverband aufgestellt, doch konnte wegen finanzieller Schwierigkeiten erst im Jahre 1935 mit dem Bau des Kanals begonnen werden.

Das von dem neuen Kanal zu entwässernde Gebiet hat eine Größe von rd. 1000 ha. Es ist zu zwei Dritteln sehr dicht bebaut, während das restliche Drittel zur Zeit landwirtschaftlich benutzt wird und später industriellen Zwecken dienen soll.

Die als Unterlage für die Ausschreibung vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergaben in der Hauptsache stark wasserhaltigen Sand — teilweise Fließsand —, Lehm und Mergel. Da der Grundwasserstand allgemein ziemlich hoch war, mußte mit starkem Wasserandrang während der Bauzeit gerechnet werden.

Bei der Ausschreibung des ersten Bauabschnitts (Abb. 2 u. 3) vom Körnebach bis zum Borsigplatz als Notstandsarbeit wurde es den Anbietern freigestellt, Vorschläge über die Ausführungsart zu machen. Bis auf die Bauunternehmung Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, wurde von allen Firmen die Ausführung in offener Baugrube zwischen eisernen Spundbohlen vorgesehen. Die genannte Firma bot in Arbeitsgemeinschaft mit der Bauunternehmung Hautzel & Kobecke, Essen-Dortmund, die Ausführung des Tiefkanals im Tunnelbau mittels Schildvortrieb nach den Patenten Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, an. Da dieses Angebot sowohl tech-

nisch als auch in der Preisgestaltung günstig war, wurde der Arbeitsgemeinschaft der Zuschlag erteilt, zumal nach dem genannten patentierten Vortriebverfahren bereits zwei Unterwassertunnel unter der Donau in Budapest mit gutem Erfolg fertiggestellt waren. Mitbestimmend für die Zuschlagserteilung war dabei ferner, daß bei der Ausführung im Tunnelbau die im Zuge des Kanals liegenden Kleingärten erhalten bleiben konnten, während bei der Ausführung im Tagebau nach den anderen Angeboten mindestens 40 000 bis 50 000 m<sup>2</sup> guter Gartenboden auf mindestens zwei Jahre der Bewirtschaftung entzogen worden wären.

Das Kennzeichen des neuen Hallingerschen Tunnelschildes<sup>2)</sup> ist die Anordnung eines durch Wasserdruk betriebenen Abbaugerätes, der sogenannten „Schürfkugel“ (beim Kreisprofil), s. Abb. 4. Durch die Verwendung der Schürfkugel gelang es, die schwierige Minierarbeit mit ihren vielen Nachteilen erfolgreich zu mechanisieren und damit gleichzeitig die

Vortriebleistungen in ungeahntem Maße zu erhöhen. Diese Neukonstruktion, die sich bei drei jeweils unter den schwierigsten Verhältnissen aufgefahrene Tunneln vorzüglich bewährt hat, ist als ein bedeutender, gewissermaßen epochemachender Fortschritt auf dem Gebiete der Schildbauweise zu bezeichnen.

<sup>2)</sup> Die Beschreibung des Schildvortriebes stellte Dipl.-Ing. Schick von der Firma Hallinger zur Verfügung.



Abb. 1.



Abb. 2. Lageplan des Bauabschnitts I.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1936, Heft 42, S. 617.





Abb. 4.

Der bisher übliche Tunnelschild war vor Ort offen, und es wurde jeweils eine Vortrieblänge vom Scheitel aus beginnend von Hand ausminiert, ein Vortriebmesser nach dem anderen vorgezogen und die Brust verbaut. War die Minierarbeit für einen Vortrieb beendet, so mußte der gesamte Brustverbau umgesteift und mittels einiger Stützen auf den Druckverteilungsring abgestützt werden. Erst dann konnte der Schild durch die Vorschubpressen an die freiminierte Vortrieblänge vorgeschoben werden. Diese Arbeitsfolge war naturgemäß sehr zeitraubend, und selbst bei sorgfältigster Ausführung konnte nicht vermieden werden, daß der anstehende Berg zeitweilig ungestützt bleiben mußte. Infolgedessen war das Vorminieren durchaus nicht immer ungefährlich, und außerdem neigten die Mineure und Tunnelmeister immer wieder dazu, den zeitraubenden Brustverzug und die Aussteifung zu sparen, da sie den Berg für standfester hielten, als er unter Umständen in Wirklichkeit war. Dies hatte gar häufig recht schwere Unglücksfälle zur Folge.

Alle diese Schwierigkeiten und Gefahren sind beim Tunnelschild nach den Patenten Gottfried Hallinger ausgeschlossen, da die gesamte Minierarbeit und die Abstützung des Berges maschinell durch die Schürfkugel ausgeführt werden.

Bei kreisförmigem Tunnelquerschnitt besteht das Abbaugerät aus einer Halbkugel, die dicht hinter der Schildschneide auf einer starren Achse gelagert ist. Auf der Rückenfläche dieser Halbkugel (also dem Berge zugekehrt) sind in besonderen Schlitz Messerreihen angeordnet, und zwar je nach der Größe des Profils 3, 4, 5 oder mehr. Die Zahl der Messerreihen wird so gewählt, daß, auf dem größten Kreise der Kugel gemessen, der Abstand von Messer- zu Messerreihe möglichst 1 m nicht überschreitet. Weiterhin sind die Messerreihen gegeneinander stufenförmig mit einer jeweiligen Stufenhöhe von 20 mm versetzt, d. h. also, wenn die Schneide der untersten Messerreihe z. B. 20 mm über die Außenfläche der Halbkugel hinausragt, so steht die zweite 40 mm, die dritte 60 mm und die vierte Messerreihe 80 mm über den Außenmantel der Halbkugel vor. Angetrieben wird das Abbaugerät durch Wasserdruck mittels eines selbsttätig wirkenden Doppelkolbens (Arbeitskolben)

unter Zuhilfenahme von Gallschen Ketten. Auf dem Kopf der Arbeitskolben ist ein kräftiges Zahnrad angeordnet, und die Gallschen Ketten sind jeweils mit ihrem einen Ende auf dem Kugelrücken befestigt, laufen dann über das Zahnrad und sind mit dem anderen Ende am Zylinder des Arbeitskolbens befestigt. Beträgt nun der Abstand der Messerreihen 1000 mm, so wird der größte Hub der Arbeitskolben auf 550 mm eingestellt, was, auf dem größten Kugelkreise gemessen, einer Bewegungslänge der Kugel von 1100 mm entspricht.

Der Arbeitsvorgang ist dann folgender:

Zu Beginn steht die Kugel auf Angriff, d. h. der nach unten wirkende Arbeitskolben I ist voll ausgeschoben, während der nach oben wirkende Arbeitskolben II ganz eingezogen ist. Wird jetzt dem Arbeitskolben II Druckwasser zugeführt, so wird hierdurch die Kugel geschlossen, während gleichzeitig der Arbeitskolben I eingezogen wird. Beim Schließen der Kugel aber schürft jede Messerreihe der „Schürfkugel“ gleichsam einen 20 mm dicken „Span“ von 1100 mm Länge vom Berg ab. Ist der größte Kugelweg von 1100 mm erreicht, so steuern sich die Arbeitskolben selbsttätig um, und die Schürfkugel öffnet sich wieder. Oben angekommen, wird die Schürfkugel stillgesetzt, und nunmehr greift jede Messerreihe in das vorgeschchnittene Profil des vorhergehenden, da ja der Messerabstand 1000 mm gegen einen Kugelweg von 1100 mm beträgt, und zwar in beiden Fällen auf dem größten Kugelkreise gemessen, während die oberste Messerreihe sich im Schildraum befindet. Darauf werden die Vortriebpressen in Betrieb gesetzt, und der ganze Tunnelschild wird um 20 mm vorgeschoben. Der geschilderte Vorgang wiederholt sich nunmehr so lange, bis die gewünschte Vortrieblänge erreicht ist.

Bedient wird die Maschinerie durch einen Maschinisten, der lediglich zwei Hebel einmal vor und das andere Mal zurückzuschieben hat, wobei er das eine Mal die Kugel in Betrieb setzt und gleichzeitig den Vorschub abstellt, das zweite Mal umgekehrt den Vorschub betätigt und die Schürfkugel stoppt. Von Interesse ist ferner noch, daß beim Tunnelschild nur eine Druckpumpe erforderlich ist, die samt Elektromotor auf der Bedienungsbühne im Schild eingebaut ist, so daß also lediglich ein Stromkabel nachgezogen wird. Hierdurch wird erreicht, daß alle Druckwasserleitungen recht kurz und dicht bleiben und daß alle Druckverluste infolge der Reibung in den sonst üblichen zwei Leitungen bis zur Druckwasserpumpe über Tage wegfallen.

Die von der Kugel abgeschürften Erdmassen, die ja völlig zerkleinert sind, werden von Becherwerken oder anderen Fördermaschinen in die Tunnelwagen geladen und zur Kippe befördert.

Die Anordnung der Schürfkugel, die den ganzen Schild nach dem Berg zu verschließt, machte jedoch besondere Vorrichtungen zur Steuerung des Schildes erforderlich. Denn es ist ja nunmehr nicht mehr möglich, wie beim offenen Schild links oder rechts mehr freizuminieren, um eine entsprechende Richtungsänderung des Schildes zu erreichen. Ebenso wenig ist es, um den Schild zu heben, möglich, im vorher freiminierten Raum einen kräftigen Stempel zu setzen und den Schild darauf auflaufen zu lassen.

Zur Steuerung des Tunnelschildes nach den Patenten G. Hallinger sind daher folgende Vorrichtungen getroffen:

Um zu verhindern, daß der Schild, der durch die Schürfkugel im vorderen Teil recht schwer ist, absacken kann, wurde durch entsprechende Vorkehrungen die sogenannte „Auftriebsfläche“ geschaffen, die von Natur aus dem Tunnelschild das Bestreben zum Steigen gibt. Um aber diese regeln und ferner auch Richtungsänderungen nach links und rechts vornehmen zu können, wurden rings um die Schildschneide die sogenannten „Minierplatten“ angeordnet. Diese bestehen aus vorn zugespitzten starken

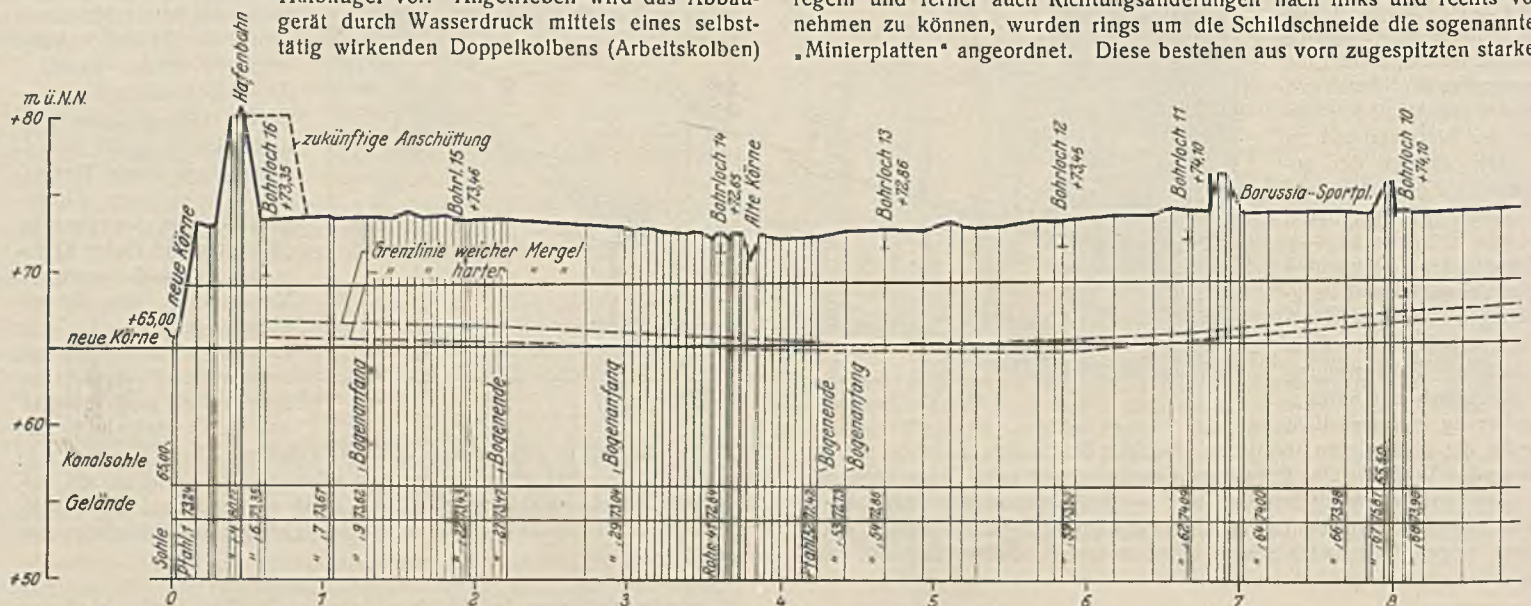


Abb. 3. Längenprofil des Bauabschnitts I.



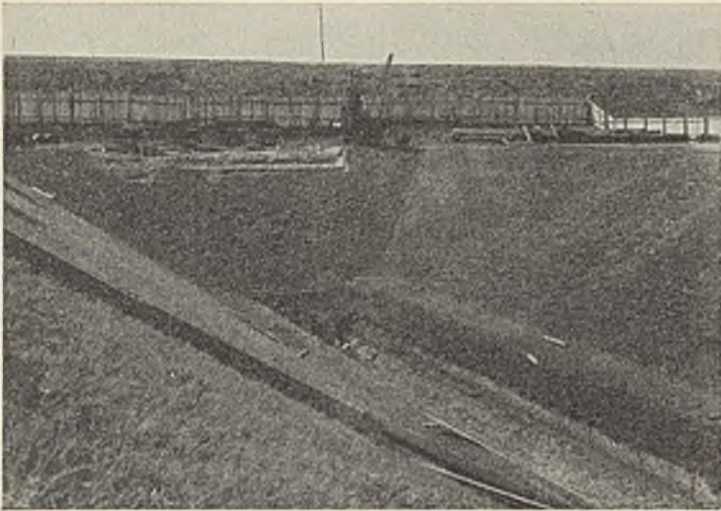


Abb. 5.

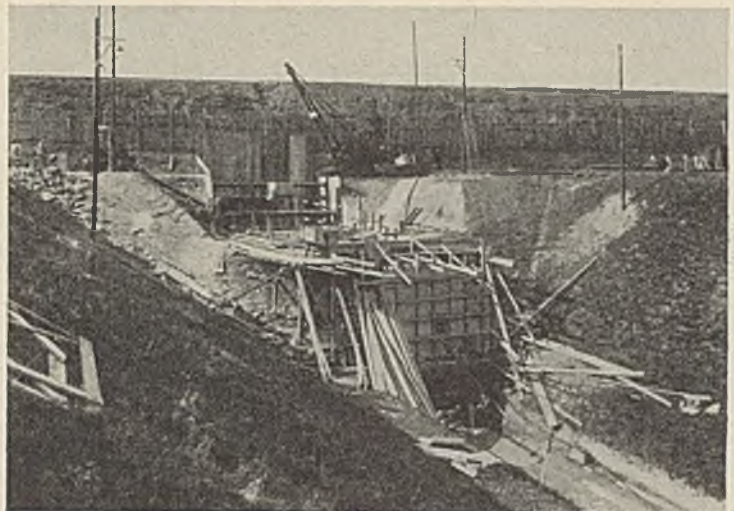


Abb. 6.

Stahlplatten, die in den schrägen Flächen der Schiltschneide (Kegelflächen!) genau eingepaßt sind und zwischen Führungen bewegt werden können. Die Bewegung wird mittels kräftiger Spindelschrauben betätigt. Zeigt sich nun, daß der Schild ungewünscht steigen will, so werden die unteren Minerplatten ausgeschoben, d. h. die Auftriebsfläche wird je nach Wunsch ganz oder teilweise aufgehoben. Gleichzeitig werden die oberen Minerplatten um dasselbe Maß eingezogen, so daß also die erforderliche Profilhöhe jederzeit vorhanden ist. Wäre also einmal die Auftriebsfläche voll wirksam, so müßten die oberen Minerplatten um 15 cm ausgeschoben sein, da sonst der Schild in einen Keil geschoben würde. Ebenso verhält es sich mit der Steuerung nach rechts oder links, immer werden die Minerplatten nach der Seite ausgeschoben, nach der man zu fahren beabsichtigt.

Bei den bisher aufgefahrenen Tunneln machte die genaue Einhaltung von Richtung und Höhe keinerlei Schwierigkeiten, wobei zu bemerken ist, daß die Linienführung in Dortmund zum Teil recht scharfe Kurven aufwies (100 m Halbmesser).

Zum Schluß seien noch einmal die Vorteile des Tunnel Schildes nach dem neuen Verfahren zusammengestellt:

1. Gleichzeitig mit der erreichten Mechanisierung der Minierarbeit wird der Berg jederzeit durch die Schürfkugel völlig und in einwandfreier Weise abgestützt. Alle im Schild tätigen Arbeiter sind also stets in Sicherheit.
2. Vom Schild wird immer der gleiche Querschnitt glatt und genau vorgeschritten, und dieser wird im Schildschwanz immer wieder sofort voll ausgefüllt. Das durchfahrene Gebirge wird daher so gut wie gar nicht gestört, im Gegensatz zur Handminierung, bei der Mehrausbrüche und damit Störungen des Gebirges unvermeidlich sind.
3. Zum Bau des Tunnel werden nur ungelernete Arbeitskräfte benötigt, da jedes Minieren und Verzlammern in Wegfall kommt.

Mit den Bauarbeiten wurde im September 1935 begonnen, und zwar zunächst mit der Einrichtung der Baustelle und dem Bau der Schild- und

Schleusenammer. Die letztere wurde in zwei Teilen ausgeführt, wovon der untere der Materialförderung diente, während der obere für die Personenschleusung vorgesehen war.

Abb. 5 u. 6 zeigen das Ende des Körnebachbettes vor Beginn der Bauarbeiten und die Schild- und Schleusenammer während der Schildmontage.

Nach Fertigstellung der Schildmontage und Abdeckung der Schildkammer wurde Druckluft eingeblasen und mit dem Auffahren des Tunnel begonnen, wobei zur völligen Trockenhaltung des Gebirges 0,7 atü erforderlich waren.

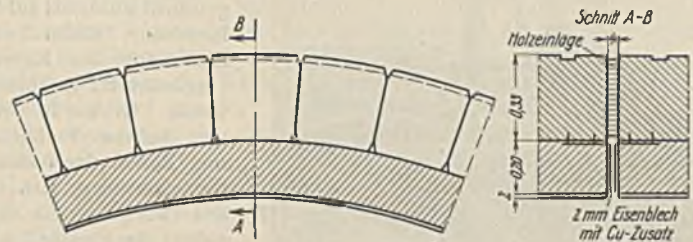
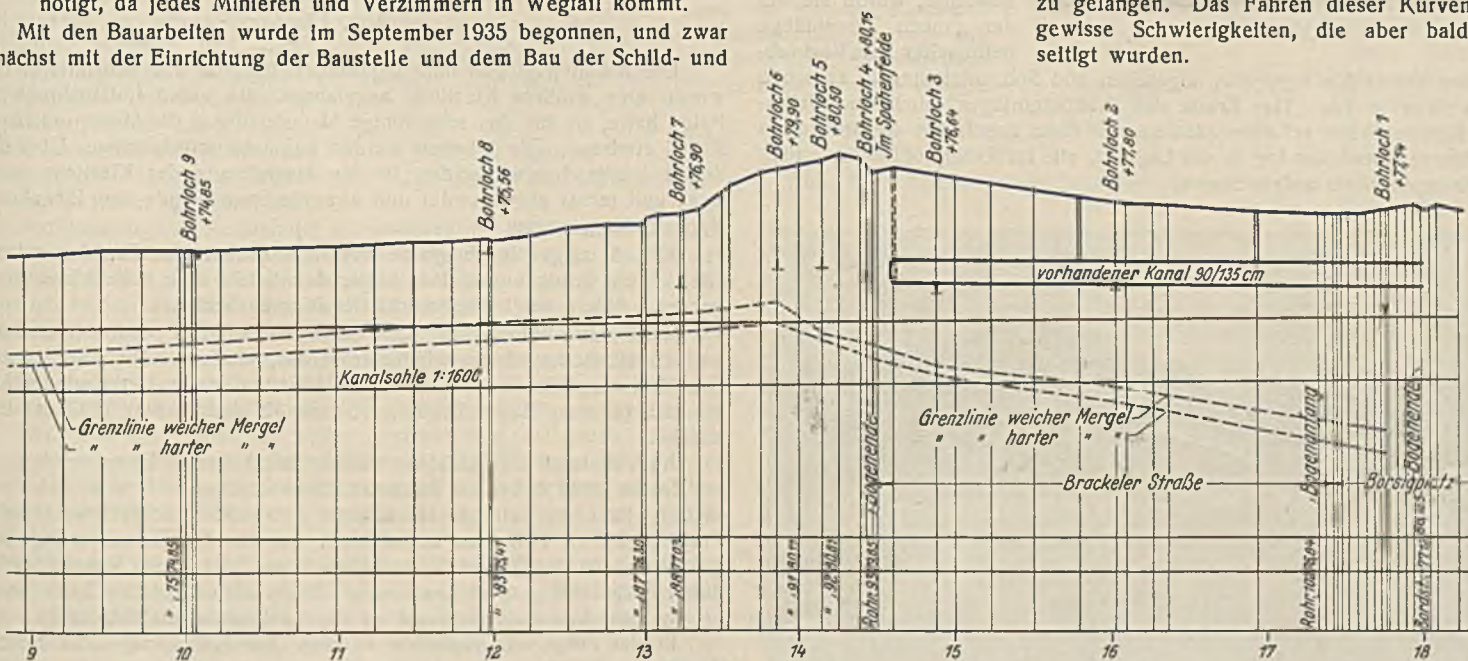


Abb. 7.

Der Querschnitt des Tiefkanals ist ein Kreisprofil von 4,20 m I. W. und wurde zunächst mit einem äußeren Preßbetonring von 29 cm und einem inneren Eisenbetonring von 20 cm Wanddicke ausgeführt. Um den später noch zu erwartenden bergbaulichen Einwirkungen möglichst Rechnung zu tragen, wurden in Entfernungen von je 12 m Dehnungsfugen eingebaut (s. Abb. 7).

Wie aus dem Lageplan ersichtlich, mußten gleich zu Beginn der Baustrecke zwei Kurven von je 100 m Halbmesser gefahren werden, um in die Achse der geplanten Verlängerung der Brackeler Straße zu gelangen. Das Fahren dieser Kurven bot gewisse Schwierigkeiten, die aber bald beseitigt wurden.



Noch Abb. 3.





Abb. 9.

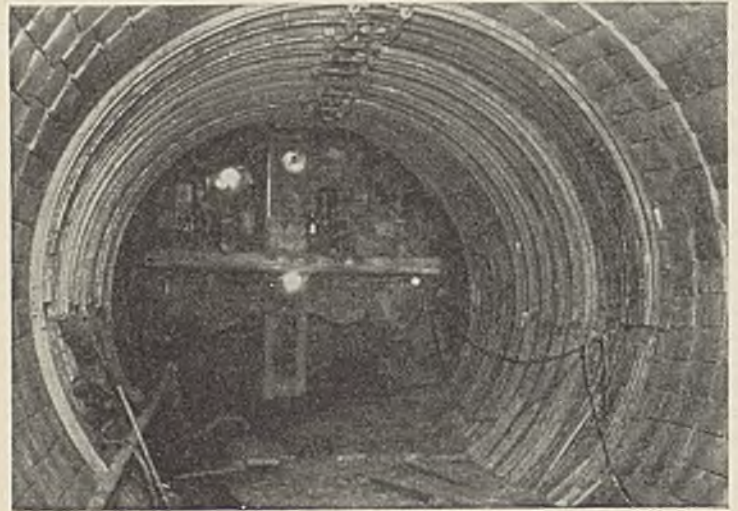


Abb. 10.

Nachdem die Hafenbahn unterfahren war, betrug die Deckung des Kanalprofils nur noch 3 bis 4 m. Bald stellte es sich heraus, daß bei dieser Deckungshöhe und dem lockeren Boden der erforderliche Luftdruck zur Trockenhaltung vor Ort nicht gehalten werden konnte. Die Folge

hiervon war, daß der Preßbeton beim Kurvenfahren auf der Außenseite in stärkerem Maße in den schlammigen Boden gedrückt wurde als auf der Innenseite, wodurch die Einhaltung des Kurvenhalbmessers gefährdet wurde. Es wurde daher der äußere Preßbetonring durch einen Betonformsteinring ersetzt. Damit war für die Aufnahme der Pressendrucke ein festes Widerlager geschaffen.

Zum Zusammenhalt der Formsteine wurde um jeden Formsteinring außen ein Band aus Flacheisen gelegt und dieses nach vollendetem Einbau fest angezogen. Da sich diese Ausbauseite in der Folge gut bewährte, wurde sie auf der ganzen Tunnellänge beibehalten. Die Vortriebs-

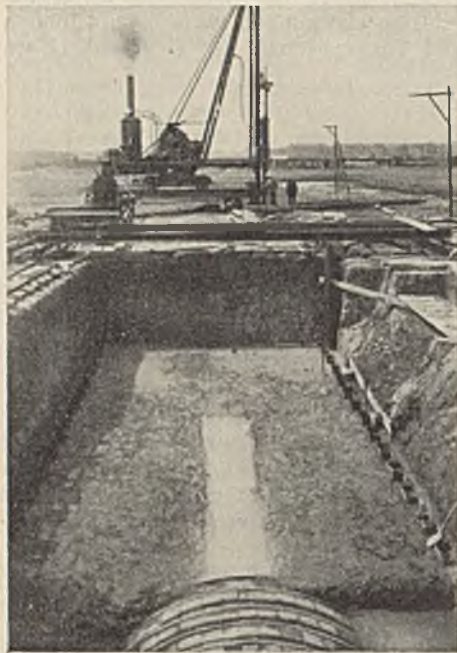


Abb. 8.

leistung schwankte nunmehr, abgesehen von Spitzenleistungen, zwischen 8 bis 10 m je Tag. Der Ersatz des Preßbetonringes durch den Betonformsteinring kann selbstverständlich nur dann zugelassen werden, wenn der innere Eisenbetonring in der Lage ist, alle im Kanalprofil auftretenden Spannungen allein aufzunehmen.



Abb. 11.

Die Sohle des inneren Eisenbetonringes wurde jeweils Sonnabends in Abschnitten von 50 bis 60 m nachgeholt, während das Gewölbe an den übrigen Tagen der Woche gleichlaufend mit den Vortriebsarbeiten betoniert wurde.

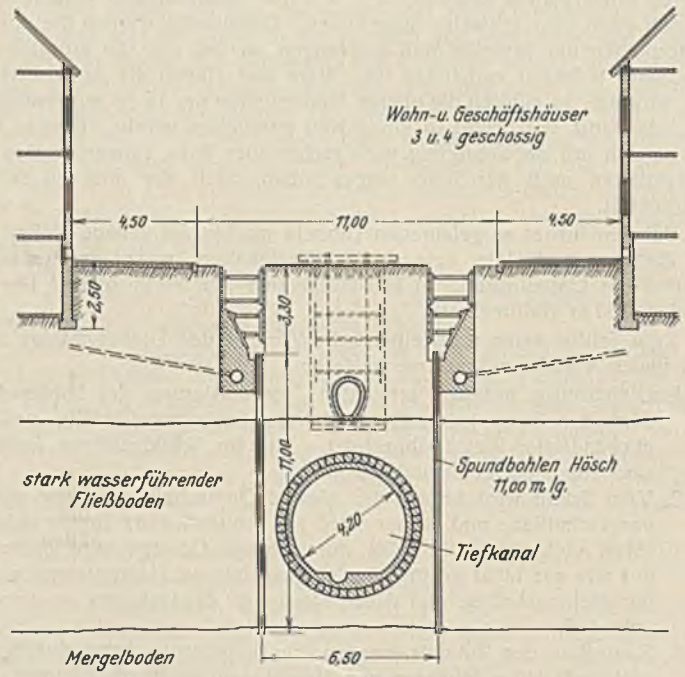


Abb. 12.

Die Arbeiten gingen nun ungehindert bis Stat. 385 vorstatten. Hier wurde eine größere Kieslinse angefahren, die einen Luftausbruch zur Folge hatte, so daß das schlammige Material durch die Messerreiben der Kugel eindrang. Die Arbeiten wurden nunmehr unterbrochen. Über dem Schild wurde freigeschachtet, in der Ausdehnung der Kieslinse wurde links und rechts abgespundet und über die Spundwände eine Eisenbetonrippendecke gezogen.

Abb. 8 zeigt die Baugrube vor dem Einbau der Eisenbetondecke. Gleichzeitig wurde unmittelbar hinter dem Schild eine neue Schleuse eingebaut. Abb. 9 zeigt die Ansicht der inneren Schleuse.

Nach dem Abbinden der über der Spundwand liegenden Betondecke wurden die Bodenmassen wieder aufgefüllt, und nunmehr wurde wieder Druckluft eingeblasen. Die weiteren Arbeiten gingen jetzt wieder glatt vor sich bis zum Hause Brackeler Straße 32, das ist Stat. 1520 der Baustrecke.

Abb. 10 zeigt die Schildmaschinerie mit äußerem Formsteinring.

In der dicht bebauten Brackeler Straße ergaben sich neue Schwierigkeiten. Hier war ein 40 Jahre alter gemauerter Schmutzwasserkanal, Profil 90/135 cm i. W., zu unterfahren, der für die Entwässerung eines größeren bebauten Gebiets unentbehrlich war. Da dieser Kanal ebenfalls durch Bergsenkungen im Laufe seiner Betriebsjahre gelitten hatte, wurde er zur Sicherheit freigelegt und an starken Drahtseilen aufgehängt.

In der Folge war natürlich an eine Drucklufthaltung nicht mehr zu denken.

Nachdem man auf diese Weise bis etwa 150 m vor der Baugrenze angekommen war, folgte unvermutet ein großer Schlammmandrang. Die





Abb. 13.

Untersuchungen und Nachforschungen ergaben, daß ein alter verschlammter Teich angefahren war, der vor etwa 70 Jahren 8 bis 10 m hoch zugefüllt worden war; jedoch hatte sich der verfüllte Schlamm nicht im geringsten verfestigt. Dieses lag wohl daran, daß der Teich Wasserzufluß von einem alten Bachlauf bekam. — Abb. 11 zeigt die Kippe nach dem Antreffen der

Schlammassen. Um nun nicht die Häuser beiderseits der Brackeler Straße zu gefährden, wurden links und rechts von der Tunnelachse 11 m lange Stahlspondwände eingerammt. Sodann konnten die Vortriebarbeiten wieder aufgenommen werden.

Abb. 12 zeigt den Straßenquerschnitt mit den eingerammten Spundbohlen, Abb. 13 das Auslaufbauwerk des Tiefkanals in den Körnebach, und Abb. 14 stellt die Bauausführung eines der verschiedenen Zuleitungskanäle dar.

Das Modell des Schildvortriebes mit Schürfkugel wird auf der Ausstellung „Schaffendes Volk“ in Düsseldorf, Abteilung Dortmund, gezeigt.



Abb. 14.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Anwendung des Sektorwehres bei Wehren mit großer Lichtweite.

Von den Reglerungsauräten Hampe und Müller, Magdeburg.

Wehre, die nur dazu dienen sollen, einen Fluß oder Strom im Interesse der Schifffahrt zur Erzielung ausreichender Tauchtiefe in den Zeiten geringer Wasserführung aufzustauen, erhalten zweckmäßig große lichte Weiten, damit die Schifffahrt bei ungestautem Abfluß den freien Strom benutzen kann und dabei nicht durch Pfeiler behindert wird. Die in neuerer Zeit viel gebauten aus dem Wasser herausnehmbaren Verschlusskörper, wie Segmentwehre, Walzen und ungetellte Schützen, sind bei sehr großen Lichtweiten nicht mehr anwendbar und auch bei mittleren Weiten dann nicht geeignet, wenn der zu errichtende Stau nur klein ist, das Wasser zur sicheren Vermeidung von Schwingungen aber über den Verschlusskörper abgeführt werden soll und infolgedessen für die Verschlüsse nur Konstruktionshöhen zur Verfügung stehen, die für die gewünschten lichten Weiten zu klein sind. In diesem Falle kommen daher nur solche Verschlüsse in Frage, die durchlaufend oder in kleinen Abständen nur oder teilweise gegen die Sohle abgestützt sind. Nachfolgend soll gezeigt werden, in welcher Weise sich mit dem allein in der Sohle abgestützten Sektorwehr die Aufgabe lösen läßt und welche Vorteile diese Wehrart in solchen Fällen bietet.

Das Sektorwehr überträgt den Oberwasserdruck durch sein Drehgelenk auf das Wehrfundament (Abb. 1). Sein Eigengewicht wird in der Staustellung durch den gleichmäßig verteilten inneren Überdruck getragen und durch Änderung dieses Druckes gehoben und gesenkt. Das Wehr hat infolgedessen in der Längsrichtung weder nennenswerte Kräfte aus Wasserdruck noch aus Eigengewicht zu übertragen und wird daher auf Biegung und Verdrehung nur unwesentlich beansprucht. Es kann schon in der bisher üblichen Bauart zwischen massiven Pfeilern und Wangen in verhältnismäßig großen Längen ausgeführt werden, ohne daß sich dadurch konstruktive Schwierigkeiten ergeben. Die beiden 1909 erbauten Sektorwehre in der Weser bei Bremen haben z. B. bereits die stattlichen lichten Weiten von je 54 m. Obwohl diese Wehrkonstruktionen dort nicht von Schiffen durchfahren werden sollen, würden diese Weiten bei mittleren Flüssen auch für die Schifffahrt als ausreichend angesehen werden können.

Wird das Ziel erheblich weiter gesteckt und soll auch bei dem Kanalisationswehr der neuerdings häufig gestellten Forderung entsprochen werden, den Strom von Pfeilern ganz frei zu halten, so kann auch diese Aufgabe mit Hilfe des Sektorwehres gelöst werden, und zwar auf folgende zwei Arten:

1. Bei der ersten Art wird eine Anzahl von Sektorwehren nebeneinander im Wehrfundament angeordnet, wie Abb. 2 zeigt. Jedes Sektorwehr erhält dabei seine eigene Nische im Wehrfundament und eigene Wasser- und Luftdruckregelung in den Wehrwangen. Zwischen den Nischen wird das Wehrfundament nur bis zur normalen Stromsohle hochgeführt. Damit das den Wehrkörper stützende Druckwasser unter den gehobenen Wehren nicht seitlich entweicht, erhält der Sektorkörper seitliche Abschluß-

wände als Ersatz für die fortfallenden Pfeilerflächen. Die Dichtungen, die zwischen dem Wehrfundament und der oberwasserseitigen Wand des Sektorwehres in Sohlenhöhe ohnehin notwendig sind, können dann, gleichfalls in Sohlenhöhe, an den Kanten der massiven Trennwand entlang bis zum Drehlager geführt werden.

Die Trennwand zwischen den einzelnen Sektorkörpern ist einerseits mindestens so breit zu wählen, daß auf ihr ein Notverschluß Platz findet, der bei Ausbesserungsarbeiten um ein Sektorwehr herumgebaut werden muß. Andererseits ist die Trennwand höchstens so breit zu bemessen,

daß durch die in Breite der Trennwand frei bleibende Wehrlücke nur die kleinste Abflußmenge des Stromes unter Einhaltung des Soilstaus abfließen kann. In der Regel wird es möglich sein, diese beiden Bedingungen zu erfüllen und zugleich die Breite so zu bemessen, daß die Trennwand außerdem dem größten Wasserdruck, der

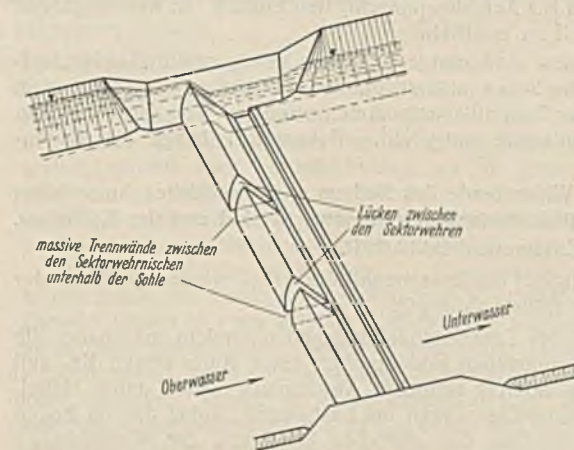


Abb. 2. Schaubild eines Sektorwehres mit Lücken.

in einer Wehrrische auftritt, widerstehen kann, wenn die benachbarte Wehrgrube im Schutze des Notverschlusses leer gepumpt ist.

Zur unschädlichen Vernichtung der Energie des Wasserstrahls muß unterhalb der Wehrlücken das Sturzbett in ähnlicher Weise ausgebildet werden, wie es bei Klappenwehren, Nadelwehren und Grundablässen, bei denen die gleichen Verhältnisse vorliegen, sich als notwendig erwiesen hat. Die Seitenwand des Sektorkörpers würde zweckmäßig mit besonderen Schutzplatten zu belegen sein, falls ein stärkerer Verschleiß in der Wehrlücke bei Sand- und Geschiebeführung zu befürchten ist.

2. Bei der zweiten Art wird eine Anzahl von Sektorwehren nebeneinander im Wehrfundament in einer durchgehenden Wehrrische angeordnet. Damit die einzelnen Wehre sich unabhängig voneinander bewegen lassen, müssen unter ihnen verschieden große Wasser- und Luftdrücke hergestellt werden können. Dazu werden zwischen den einzelnen Sektorwehren besondere bewegliche sektorwehrrähnliche Teile vorgesehen, die die durchgehende Wehrrische unterteilen. Diese Teile, die nachfolgend Trennsektoren genannt sind, sollen dazu je zwei Seitenwände erhalten, die nach unten so vergrößert sind, daß sie auch bei gehobenem Wehr die normale Nische der Sektorwehre verschließen. Ihr Sektorwinkel muß dazu etwa doppelt so groß sein wie der vom Wehrkörper zwischen der



tiefsten und höchsten Wehrstellung beschriebene Drehwinkel (Abb. 3). Damit sich die Trennsektoren wie die Sektorwehre bewegen lassen, wird die Wehrrische im Bereich der Seitenwände der Trennsektoren zum Unterwasser zu entsprechend vergrößert (Abb. 4).

Damit die Trennsektoren den Sektorwehren stets den seitlichen Abschluß geben, können sie bei der Stauerrichtung entweder zuerst für sich allein mittels Druckluft gehoben und dann durch ein in der Wehrrische angeordnetes Gestänge vom Ufer verriegelt werden, oder sie können durch besondere Anschläge von den benachbarten Sektorwehren im normalen Betriebe dauernd mit gehoben werden. Im letzteren Falle muß ein Ausgleich der Wassermenge während der Wehrbewegung unter den Trennsektoren ermöglicht werden. Die Kanäle, die zum Spülen der Trennsektornischen sowieso erforderlich sein werden, können dazu mit benutzt werden.

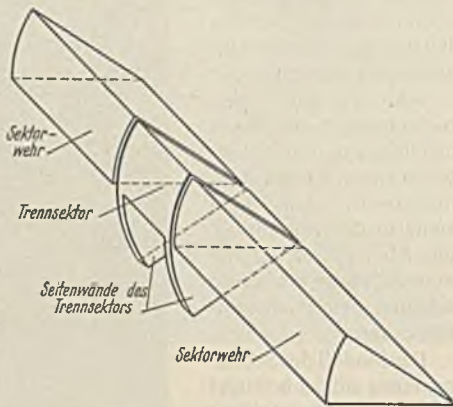


Abb. 3. Schaubild des Trennsektors zwischen den Sektorwehren.

Die einzelnen Wehre lassen sich hinter Notverschlüssen ausbessern, die an die dazu verriegelten Trennsektoren angeschlossen werden. Damit auch die Trennsektoren selber einwandfrei unterhalten werden können, sollen sie soweit wie möglich, mit alleiniger Ausnahme der Seitenwand, die dem im Betrieb bleibenden Sektorwehr zugekehrt ist, vom Not-

verschluß mit umgeben werden (Abb. 5). Die Seitenwand, die dem im Betrieb bleibenden Sektorwehr zugekehrt ist, wird den Notverschluß ergänzen und den Wasserdruck aufnehmen. Bei Untertellung der Trennsektoren in zwei Hälften, von denen eine jede für sich den seitlichen Wasserdruck aufnehmen und übertragen kann, ist dann die Ausbesserung der Trennsektorhälfte, die dem aus-

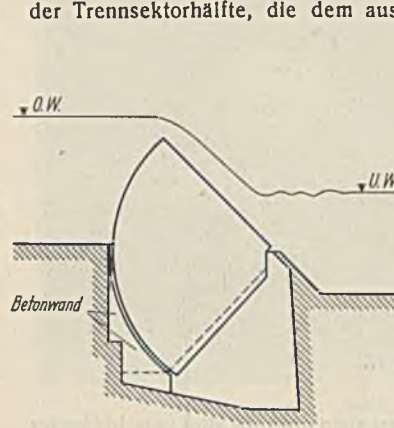


Abb. 4. Querschnitt durch die Seitenwand des Trennsektors und die dazugehörige Wehrrische.

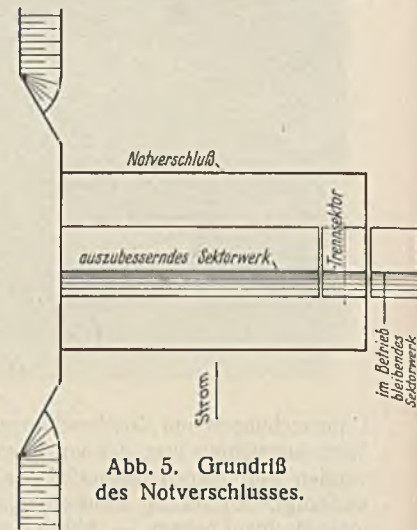


Abb. 5. Grundriß des Notverschlusses.

zubessernden Sektorwehr benachbart ist, in vollem Umfange möglich. Beide Trennsektorhälften werden für den Betrieb fest miteinander verschraubt und nur bei einer Lagerauswechslung oder anderen größeren Ausbesserungsarbeiten, die eine Bewegung des auszubessernden Teiles hinter dem Notverschluß erfordern, voneinander gelöst werden.

### Einfluß faulschlammhaltiger Schluff- und Tonteile auf die Tragfähigkeit von Sandböden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Bodenschichten ist es wichtig, den Einfluß der häufigen Beimengungen der Böden in bezug zur Tragfähigkeit zu erkennen. Verfasser hat daher neben seinen umfangreichen Versuchen über Tragfähigkeit, Druckverteilung usw. von Sanden und bindigen Böden, worüber in der Bautechnik wiederholt Berichte erschienen sind<sup>1)</sup>, sich es auch zur Aufgabe gemacht, den Einfluß von Beimengungen auf die Tragfähigkeit zu ermitteln.

Im nachstehenden sind einige in Berlin häufig anzutreffende „faulschlammhaltige“ Sandböden untersucht, die mit Hilfe einer Stanze dem Baugrunde aus einer Baugrube entnommen wurden. Von den Versuchen sei nur das Wesentlichste mitgeteilt. Bekanntlich hängt die Bodenbeanspruchung ab

- a) von dem Widerstande des Bodens gegen seitliches Ausweichen (hauptsächlich abhängig von Reibungswinkel und der Kohäsion),
- b) von der Zusammendrückbarkeit.

Die Geschwindigkeit der Zusammendrückbarkeit wiederum ist von der Durchlässigkeit der Böden abhängig.

Zur Ermittlung der Zusammendrückbarkeit unterzieht man daher die mit der Stanze entnommenen Bodenproben einer stufenweisen Be- und Entlastung bei verhinderter seitlicher Ausdehnung unter durch Hebelübertragung gemessenen Setzungen der Lastplatten, wobei das im Boden enthaltene Wasser frei zu- und abfließen kann und die Wassermenge jeweils genau gemessen wird.

Wie bereits früher ermittelt, ist die Zusammendrückbarkeit als auch das Schwellen der Böden sehr verschieden, wie auch die Werte einer Bodenart allein je nach der Anfangsdichte wesentlich verschieden sein können (z. B. zwischen lose eingefülltem Sand und leicht eingerütteltem Sand gleicher Kornzusammensetzung).

Die beiden hier beschriebenen Bodenproben sind einer Baugrube entnommen, sie lagen im Abstände von  $\approx 5$  m in gleicher Höhe.

Zur Ermittlung der Anteile von Sand, Schluff und Ton wurden die entnommenen Proben einer Sieb- und Schlämmanalyse unterzogen. Abb. 1 zeigt das Ergebnis. Die Probe 1 mit sehr gleichmäßigem Korn hat als Hauptgemengenteil groben Mehlsand. Die Probe 2 besteht zu fast 60% aus Sand und Mehlsand von 2 bis 0,2 mm Größe, die restlichen 40% sind stark durch Faulschlamm durchsetzte Schluff- und Tonteile. Der Wassergehalt der frisch entnommenen Proben betrug in % zur Trockensubstanz bei Probe 1 = 60, bei Probe 2 = 88.

Die Porenziffer, d. h. das Verhältnis von Hohlraum zum Raum der festen Bodentelle  $e = \frac{n}{1-n}$  (wobei  $n$  das Porenvolumen  $n = \frac{w_{ges.}}{100} \cdot \gamma$  ist,

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 12.

ferner  $w_{ges.}$  den Wassergehalt in % der Gesamtmasse bei wassergesättigtem Boden und  $\gamma$  das Raumgewicht bezeichnet), betrug bei Probe 1 = 1,2, bei Probe 2 = 1,94.

Der Kalkgehalt betrug bei Probe 1 = 15%, bei Probe 2 = 35%. Der Kalkgehalt bewirkt durch das Zusammenhalten der Körner zu größeren Teilen eine den Boden lockerer und somit wasserdurchlässiger machende Krümelbildung.

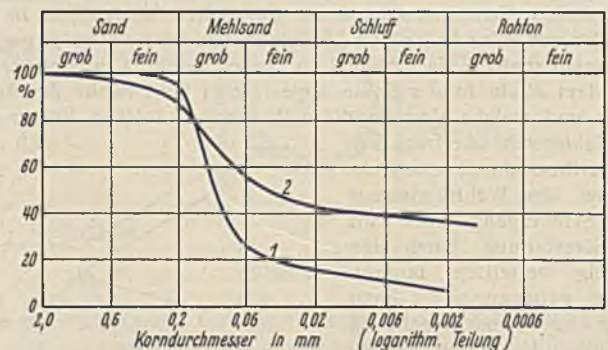


Abb. 1. Sieb- und Schlämmanalyse.

Das mittlere spez. Gew. der Kornsubstanz betrug bei Probe 1 = 2,25, bei Probe 2 = 2,6.

Die Fließgrenze, d. h. die Grenze des Wassergehaltes, bei der eine in der Bodenprobe gezogene Furche bei geringer Erschütterung zuzufießen beginnt, war in % zur Trockensubstanz bei Probe 1 bei 50, bei Probe 2 bei 125 erreicht.

Die Ausrollgrenze, dort, wo infolge des diesbezüglichen Wassergehaltes der Boden in 4 mm dicken Rollen gedreht zu zerbröckeln beginnt, betrug in % zur Trockensubstanz bei Probe 1 = 30, bei Probe 2 = 90. Die Plastizitätszahl, d. h. die Differenz zwischen Fließ- und Ausrollgrenze, beträgt demnach bei Probe 1 = 20, bei Probe 2 = 35. Der Humusgehalt, ermittelt durch den Glühverlust, betrug bei Probe 1 = 1 Gew.-%, bei Probe 2 = 12 Gew.-%.

Die bei den Belastungsversuchen bei behinderter Seitenausdehnung ermittelten Werte sind in Abb. 2 u. 3 dargestellt.

Abb. 2 zeigt die Zusammendrückungs-Zeitdiagramme. Die Kurven zeigen eindeutig, daß bei Belastungen über der durch Überlagerung bisher erduldeten Last die Setzungswerte bedeutend steigen, und daß in diesem Bereich, je undurchlässiger der Boden ist, desto langsamer — gleiche belastete Bodendicke vorausgesetzt — der Grenzwert der Zusammendrückung unter einer bestimmten Last erreicht wird.



Bei Beurteilung der Kurven (Abb. 2) gegeneinander sei jedoch besonders darauf hingewiesen, daß die Geschwindigkeit des Grenzwert-erreichens im umgekehrten Verhältnis zum Quadrate der Dicke der belasteten Bodenschicht steht. Bei den Kurven ist daher neben der Einheitsbelastung die Anfangsdicke der Bodenprobe  $h_0$  verzeichnet.

Abb. 3 zeigt die Druckporenziffer-Diagramme der Proben. In der Abbildung sind die von den frisch entnommenen Proben ermittelten Porenziffern eingetragen.

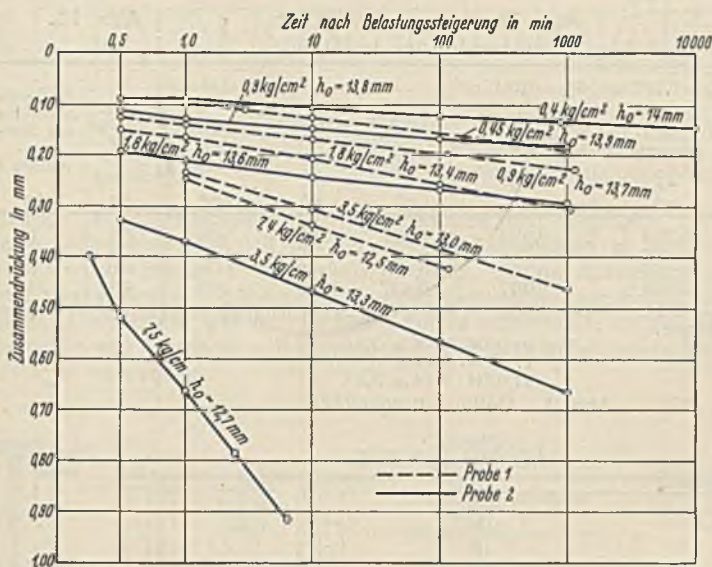


Abb. 2. Zusammendrückungs-Zeitdiagramme.

Aus den Diagrammen (Abb. 3) ist noch weit besser ersichtlich, daß bis zu Belastungen, die der Anfangsbelastung gleichkommen, keine wesentlichen Setzungen zu erwarten sind, daß aber der Boden, besonders Probe 2, bei größerer Belastung beträchtliche Setzungen erfährt. Die Entlastungskurven zeigen, daß die Probe 2 infolge der Beimengungen ein

großes elastisches Verhalten aufweist, während die Schwellungen des Sandes, Probe 1, nur geringfügig sind.

Wie aus den Versuchen ersichtlich, ist eindeutig durch das Vorhandensein von 40% Ton- und Schluffteilen und organischen Stoffen die große Zusammen-drückbarkeit und die Elastizität gegeben.

Das bedeutende Wasserhaltungsvermögen ist gleichfalls durch diese Ton- und Schluffteile, jedoch auch — wie weiter durchgeführte Versuche zeigten — durch den hohen Prozentsatz organischer Stoffe, die auch die Werte von Fließ- und Ausrollgrenzen wesentlich beeinflussen, bedingt.

Wie anderweitige Versuche ergaben, werden die große Zusammen-drückbarkeit und die Elastizität wie auch das bedeutende Wasserhaltungsvermögen bindiger Böden allein von der Schuppenform der Mineralbestandteile dieser Böden hervorgerufen.

Es ist daher erforderlich, nicht nur den Ton- und Schluffgehalt, sondern auch den Anteil der schuppenförmigen Mineralbestandteile künftighin zu ermitteln.

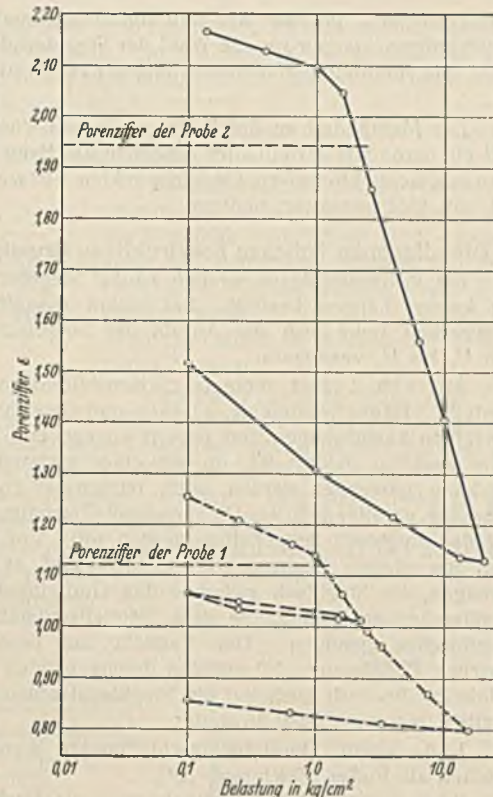


Abb. 3. Druckporenziffer-Diagramme.

## Wo kann beim Entwerfen von Stahlbauten noch an Stahl und Kupfer gespart werden?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Kurt Schreiner, Dresden.

Wenn hier, veranlaßt durch die Notwendigkeit, den Stahlbedarf auf das Kleinmaß einzuschränken, einige Konstruktionsfragen angeschnitten werden, so kommt es mir vor allem darauf an, nicht mißverstanden zu werden. Deshalb möchte ich einleitend einiges vorausschicken.

Die wesentlichen Konstruktionsgrundsätze des Stahlbaues sind besonders durch die deutschen Fachleute in einer Form entwickelt worden, die vorbildlich ist. Es sind dabei nicht nur der Stahlhochbau und der Stahlbrückenbau, sondern auch weitergehend die Belange des Eisenbahnbrückenbaues und des Straßenbrückenbaues berücksichtigt worden. Maßgebend waren dabei namentlich zwei Gesichtspunkte:

1. Die unbedingte Sicherheit eines Bauwerkes ist oberstes Gesetz. Vor allem bei rechnerisch schwer einwandfrei zu erfassenden Bauteilen ist ohne jede Rücksicht auf den Baustoffbedarf zu konstruieren.

2. Mit den kleinsten Mitteln ist die beste Wirkung zu erzielen. Unter kleinsten Mitteln war hierbei der niedrigste Kostenaufwand zu verstehen, der jedoch nicht immer mit dem niedrigsten Werkstoffverbrauch zusammenfällt.

Heute zwingt uns jedoch die Stahlknappheit, den Stahlverbrauch so klein wie nur irgendmöglich zu halten. Diese Forderung war der Anlaß, bei vielen ausgeführten Bauten zu prüfen, ob nicht an der oder jener Stelle noch am Baustoff hätte gespart werden können. In welchem Umfange dabei an eine Stahlersparnis gedacht werden kann, mag daraus hervorgehen, daß die Veranlassung zu diesen Untersuchungen der Vorschlag eines Ingenieurs Bee war, durch eine entsprechende Ausbildung von Blechträgeraussteifungen die Futter unter ihnen zu sparen. Es handelt sich also um ein Sparen im Kleinen.

Unterstützt wurden diese Bemühungen ferner durch die Weiterentwicklung der Schweißtechnik, durch die Erfahrungen mit St 52 und die Vervollkommnung der statischen und Festigkeitsnachweise, hier vor allem der Knicksicherheit. Auch dabei hat bisher nicht die Notwendigkeit bestanden, die sich hier bietenden Möglichkeiten mit Rücksicht auf die Werkstoffersparnis zu erschöpfen, es kam vielmehr auch da nur auf die beste Ausführung bei niedrigsten Kosten an.

Hinzu kommt schließlich noch, daß der Einfluß, den der Architekt auf die Gestaltung neuerdings wieder ausübt, häufig einen nicht unerheblichen Mehrverbrauch an Stahl zur Folge hat. Um so mehr wird der Bauingenieur veranlaßt, seine Bauweise zu prüfen, um der Forderung, Stahl zu sparen, zu genügen.

So sind die folgenden Vorschläge entstanden. Sie wollen keine Kritik an dem bisher Üblichen sein, sie erheben auch nicht Anspruch darauf, Regel und Gesetz zu werden. Bestimmt lassen sie sich nicht verallgemeinern. Entschließt man sich zu dieser oder jener Ausführung, so bleibt jederzeit noch zu entscheiden, ob sie ganz allgemein oder im Hochbau, im Straßen- oder im Eisenbahnbrückenbau angewandt werden sollen. Gegebenenfalls ist auch zu beurteilen, ob es sich dabei um eine vorübergehende Maßnahme handelt oder nicht.

Genannt sei nur noch kurz die Möglichkeit, allgemein Stahlbauwerke durch Ausführungen in Beton und Naturstein zu ersetzen. Ohne Zweifel könnte hier am meisten Stahl gespart werden. Ein solches Vorgehen wäre jedoch, ganz abgesehen von seiner Durchführbarkeit, weder wünschenswert, noch volkswirtschaftlich vertretbar. Vor allem mit Rücksicht auf unsere Ausfuhr ist es notwendig, das der deutsche Stahlbau so weitgehend gefördert wird, als es nur irgend möglich ist. Da auch Kupfer und andere Metalle zur deutschen Einfuhr gehören, ist es erforderlich, die Verwendung von (gekupferten) St 52 soweit als möglich einzuschränken. Auch hierauf soll im folgenden Bezug genommen werden.

Anregungen aus Fachkreisen nachgehend, bringe ich einige Beispiele, die nach drei Gesichtspunkten zusammengestellt sind.

I. Die allgemein üblichen konstruktiven Grundsätze. Hierunter fallen übliche Abmessungen, Festlegung von kleinsten Profildicken und kleinsten Profilen, Anordnung von Futter sowie Überschlüge nach Faustformeln für einzelne Konstruktionsteile.

II. Eine nach den bestehenden Vorschriften und üblichen Regeln aufgestellte statische Berechnung läßt häufig entlastende Nebenumstände außer acht; mit ihrer Berücksichtigung würden oft wesentlich niedrigere Spannungen ausgerechnet werden. In solchen Fällen könnten zuweilen geringe Spannungsüberschreitungen bei den Ergebnissen der so aufgestellten Berechnung zugelassen werden.

Gedacht ist hier etwa an die Verstärkung, die Längsträger durch aufgenietete oder aufgeschweißte Buckelplatten erfahren, deren Flanschen gewissermaßen ja als Gurtplatten wirken.

III. Weltgehende Voruntersuchungen und eine besonders ausführliche statische Berechnung. Hier ist unter anderem anzuführen die grundlegende Entscheidung über Nieten und Schweißen, die richtige Verteilung von St 37 und St 52, wie schließlich die Zweckmäßigkeit der Anordnung



von Verbänden. Im einzelnen sind vor allem eingehende Knickuntersuchungen für die Wahl der Stegblechdicken, Zahl und Anordnung von Aussteifungen usw. zu nennen.

Der Mehrbedarf an Stahl, der allein mit Rücksicht auf ein besonders vorteilhaftes Aussehen des Bauwerkes, also aus architektonischen Gesichtspunkten notwendig ist, soll hier unerörtert bleiben.

I. Die allgemein üblichen konstruktiven Grundsätze.

Bei Vollwandträgern werden häufig Stegbleche in zu kurzen Längen bestellt. Bei vielen ausgeführten Bauwerken ließe sich die Anzahl der Stegblechstöße um  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{4}$  verringern.

Auf Abb. 1 sind mehrere Stoßausbildungen dargestellt. Trägheitsmomente, Flächen und Gewichte der einzelnen Ausführungen sind jeweils angegeben. Nachdem zunächst geklärt ist, ob mit einer späteren Verstärkung gerechnet werden muß, ist vorerst zu entscheiden, ob allgemein am Universalstoß (Zeichnung „a“) für das Stegblech festgehalten werden soll. Vor allem bei den niedrig beanspruchten Stößen wird es wohl genügen, das Stegblech zwischen den Gurtwinkeln mit Stoßlaschen zu decken, die dem Trägheitsmoment des Stegbleches genügen. Der Verzicht auf besondere Laschen (Zeichnung „b“) auf den durchgehenden Gurtwinkeln, die auch noch auf die Stegblechlaschen übergreifen, bietet oft zwei Vorteile:

1. An einem Querträgeranschlußpunkte dienen die Decklaschen als Futter (Zeichnung „c“),
2. an einer anderen Stelle können die Decklaschen auch schwächer als die Gurtwinkeldicken gehalten werden (Zeichnung „d“).

Ist eine waagerechte Aussteifung im Stoßfelde angeordnet (Abb. 2), so läßt sich das Futter unter der Aussteifung oft vermeiden, wenn man die entsprechende Decklasche aus zwei Teilen bildet. Die auf Abb. 2, oben, dargestellte Stoßdeckung ist in der Lage, alle auftretenden Momente und Querkräfte aufzunehmen.

Bei der Wahl des Grundquerschnittes können oft kleinere Profile für die Gurtwinkel gewählt werden, als das bisher allgemein üblich war. Die Verwendung ungleichschenkliger Winkel verdient mehr Beachtung als bisher.

Abb. 3 stellt Baustellenstoßausbildungen schwerer genieteter Gurte mit vielen Lamellen gegenüber. An Stelle des für die Montage bequemen, symmetrischen Stoßes (unten), kann der oben dargestellte kürzere unsymmetrische Stoß treten, bei dem allerdings ein Einfädeln der Gurtplatten notwendig ist.

Für den Wegfall der Futter unter den Aussteifungen bestehen neben den bekannten Kröpfungen bereits verschiedene Vorschläge (Abb. 4). Meistens handelt es sich dabei um ein Ausklinken der Winkel beim Anschluß der Gurte. Hier wird dann ein Futterstück eingeschoben oder angeschweißt. Sollten jedoch für die auf der Abbildung dargestellten Ausführungen Lizenzen zu zahlen sein, so wird von den Stahlbauanstalten wohl jederzeit die Kröpfung oder eine Verwendung von Keilfuttern bevorzugt werden.

Waagerechte und lotrechte Aussteifungen sind möglichst nicht auf derselben Seite anzuordnen; wird dies mit Rücksicht auf das Brückenbild gefordert, so empfiehlt es sich, auch bei der genieteten Ausführung beim Kreuzungspunkt zu schweißen, so wie es auf Abb. 2 bei „a“ dargestellt ist. Sodann bleibt auch die Frage, ob nicht bei genieteten Trägern Flachisen als Aussteifung an Stelle der üblichen Winkel aufgeschweißt werden können.

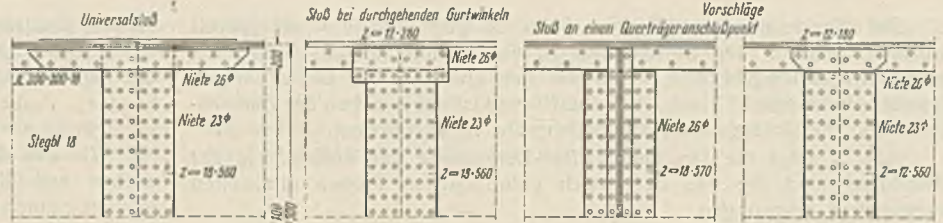


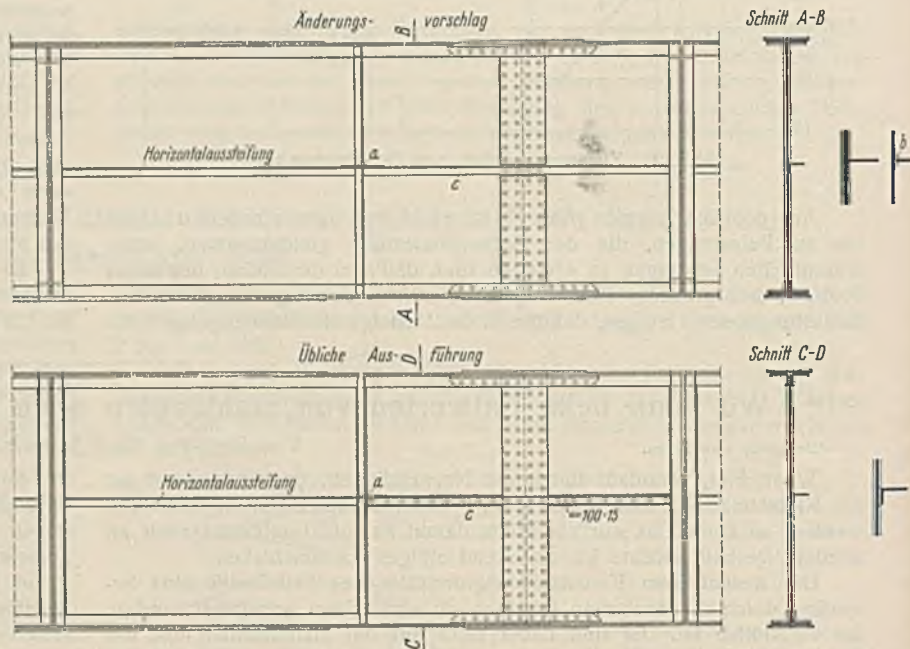
Abb. 1a. Abb. 1b. Abb. 1c. Abb. 1d.  
Die Gegenüberstellung der Stöße.

Stegblech — 4500 · 18	$J_n = 0,1162 \text{ m}^4$ $W_n = 0,0517 \text{ m}^3$		Trägheits- u. Widerstandsmomente der Stoßniete		$F = 810 \text{ cm}^2$	Gewicht der Stoßlaschen $F$	Ersparnis gegenüber der Stoßausbildung $b$
	Trägheits- und Widerstandsmomente der Stoßlaschen	Trägheits- und Widerstandsmomente der Stoßniete	$J$	$W$	Fläche der Stoßlaschen $F$		
	$J_n$ m <sup>4</sup>	$W_n$ m <sup>3</sup>	$J$ m <sup>4</sup>	$W$ m <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	kg	kg
Stoßausbildung a	0,2324	0,1034	0,1197	0,056	1620	712	16
b	0,2238	0,1000	0,1197	0,056	1610	728	
c	0,1755	0,0857	0,1230	0,060	1476	660	68
d	0,1509	0,0677	0,1197	0,056	1070	484	244

Beispiel: Bei einer 500 m langen Autobahnbrücke mit 4 Hauptträgern und mit je 30 Stößen beträgt die Ersparnis gegenüber der Stoßausbildung b:

- Stoß a:  $0,016 \cdot 30 \cdot 4 \approx 1,9 \text{ t}$ ,
- c:  $0,068 \cdot 30 \cdot 4 \approx 8,2 \text{ t}$ ,
- d:  $0,244 \cdot 30 \cdot 4 \approx 29,3 \text{ t}$ .

Abb. 1. Vollwandträgerstöße.



Beispiel: Bei einer 500 m langen Autobahnbrücke mit 4 Hauptträgern und mit je 30 Stoßfeldern beträgt die Ersparnis E: Futter — 100 · 15, 2,4 m lg.;  $g = 11,8 \text{ kg/m}$ ;  $E = 2,4 \cdot 0,0118 \cdot 120 = 3,4 \text{ t}$ .

Abb. 2. Waagerechte Aussteifung im Feld mit Stegblechstoß.

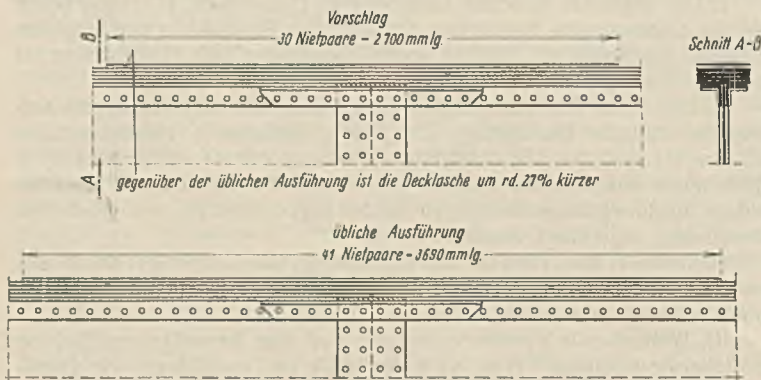
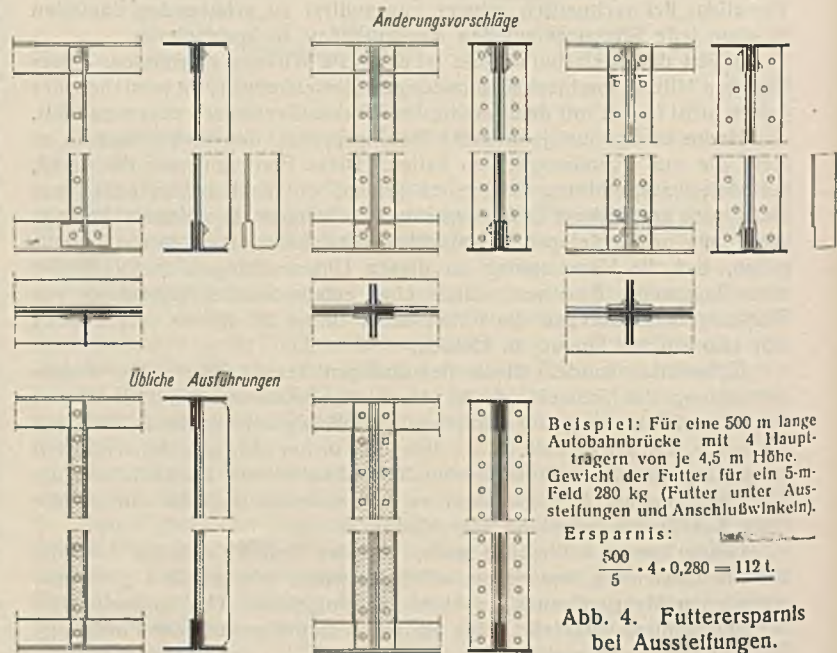


Abb. 3. Baustellenstöße schwerer Gurte.



Beispiel: Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 4 Hauptträgern von je 4,5 m Höhe. Gewicht der Futter für ein 5-m-Feld 280 kg (Futter unter Aussteifungen und Anschlußwinkeln).

Ersparnis:  
 $\frac{500}{5} \cdot 4 \cdot 0,280 = 112 \text{ t}$

Abb. 4. Futterersparnis bei Aussteifungen.



Bei Fachwerken ist es üblich, alle Knotenbleche gleich dick auszuführen. Bei der großen Elbebrücke für die Reichsautobahn in Dresden wurden jedoch drei verschiedene Dicken ausgeführt. Dabei wurden insgesamt 60 t gespart.

Abb. 5 gibt ein 200 m langes und 10 m hohes Fachwerk in St 52 wieder. Die Querschnitte der mittleren Stäbe werden vor allem mit

Stahl 37 ausgenutzt werden können. Eine sparsame Ausbildung wird hier durch Unsymmetrie bei Ober- und Untergurt erreicht, die die Schwerlinie in eine für das Widerstandsmoment günstigere Lage bringt; im Beispiel ist der Unterschied der Widerstandsmomente nur gering.

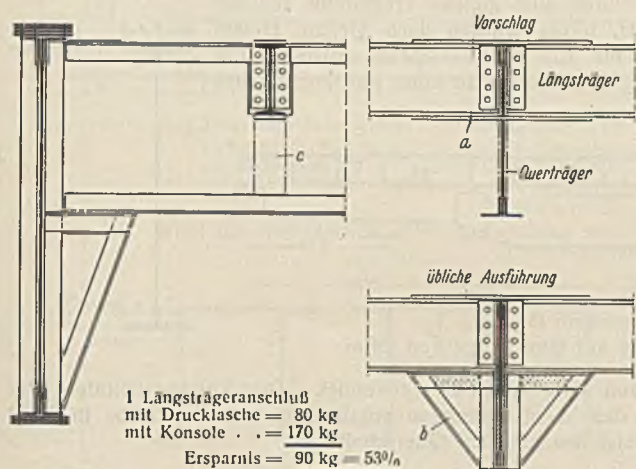
Ob beim Anschluß der Querträger auch auf die Futter verzichtet werden kann, bleibt noch zu entscheiden.



Abb. 5. Stahl 37 für nicht ausgenutzte Stabquerschnitte eines Fachwerkes.

Rücksicht auf die Knicksicherheit ihrer Teilstäbe (hier Stegbleche) oft so wenig ausgenutzt sein, daß für sie auch eine Ausbildung in St 37 ausreichen wird. Ebenso können ja auch Pfosten, die zur Aussteifung von Druckgurten dienen und sonst spannungslos oder niedrig beansprucht sind, aus St 37 hergestellt werden. Es bleibt nur zu entscheiden, ob man dazu übergehen will, in einem und demselben Tragwerkteil verschiedene Stahlsorten zu verwenden.

Besonders günstig wirkt sich das beim Anschluß schwerer Konsole aus, die mit Rücksicht auf die einwandfreie Druckübertragung oft viel Material erfordern. Abb. 9 zeigt die Konsole der Elbebrücke bei Dresden. Rechts ist die Ausführung mit Anschlußwinkel und Futter dargestellt, links ist die Ausführung mit vorgeschweißten Platten angegeben. Die Ersparnis bei einer 500 m langen Brücke mit vier Hauptträgern wird hier 12 t betragen. Nieten und Schweißen in ein und derselben Konstruktion würde also hier das geringste Gewicht erfordern.

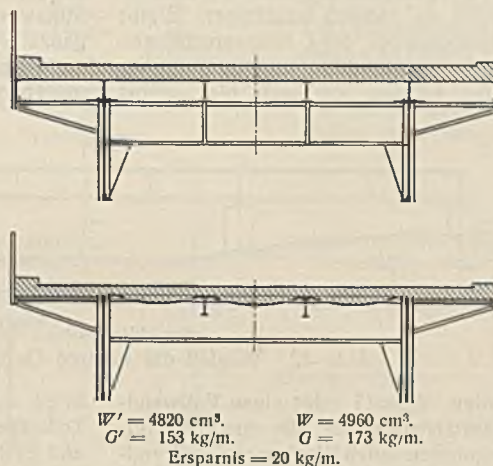


1 Längsträgeranschluß mit Drucklasche = 80 kg  
mit Konsole = 170 kg

Ersparnis = 90 kg = 53%

Beispiel: Bei einer 500 m langen Autobahnbrücke mit 6 Längsträgersträngen und 100 Querträgern beträgt die Ersparnis  $0,090 \cdot 6 \cdot 100 = 54$  t.

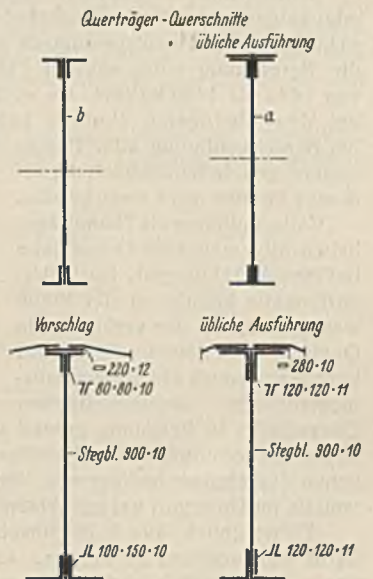
Abb. 6. Nietanschluß durchlaufender Längsträger.



$W' = 4820 \text{ cm}^3$ ,  $W = 4960 \text{ cm}^3$   
 $G' = 153 \text{ kg/m}$ ,  $G = 173 \text{ kg/m}$   
Ersparnis = 20 kg/m.

Beispiel: Bei einer 500 m langen Autobahnbrücke mit 2 getrennten Überbauten und je 100 Querträgern von 6,5 m Länge beträgt die Ersparnis  $0,020 \cdot 6,5 \cdot 200 = 26$  t.

Abb. 7. Ausführung von Querträgern.

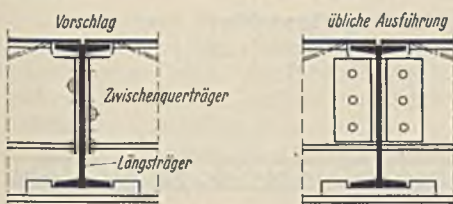


Hier z. B. würde die Kupferersparnis nicht unerheblich sein, praktisch dürfte es sich empfehlen, die Stäbe der anderen Stahlsorte auf irgendeine Weise besonders zu kennzeichnen, um etwa bei späteren Verstärkungen Verwechslungen auszuschließen.

Für einen zwischenliegenden Längsträger (Abb. 6), bei dem eine einwandfreie Druckübertragung im Untergurt gewährleistet sein soll, ist der sparsamste Anschluß die durchschleifende Druckplatte. Hierbei können die sonst häufig angeordneten Konsole wegfallen, theoretisch besteht dann und wann die Möglichkeit, auch noch auf eine besondere Aussteifung unter dem Anschluß zu verzichten. Die Praktiker des Eisenbahnbrückenbaus werden jedoch die besondere Aussteifung der Längsträgeranschlußpunkte durch Konsole ungern aufgeben. Der wesentliche Einfluß der dynamischen Kräfte gibt der Forderung eines besonders steifen Anschlußpunktes ihre Berechtigung.

## II. Berücksichtigung entlastender Nebenumstände bei geringer Spannungsüberschreitung der Ergebnisse der statischen Berechnung.

Querträger sind nach den Vorschriften als Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Allgemein ist vor allem bei Straßenbrücken eine Laststellung maßgebend, die die benachbarten Querträger wesentlich niedriger beansprucht. Das berechtigt um so mehr bei geringer Spannungsüberschreitung, die Einspannungs- bzw. Rahmenwirkung zu berücksichtigen (Abb. 10).



1 Anschluß mit Winkeln:  
4 - 100 · 100 · 12; 220 mm lg.;  $G = 15,7 \text{ kg}$

1 Anschluß mit Stirnplatten:  
2 - 210 · 12; 250 mm lg.;  $G = 9,9 \text{ kg}$

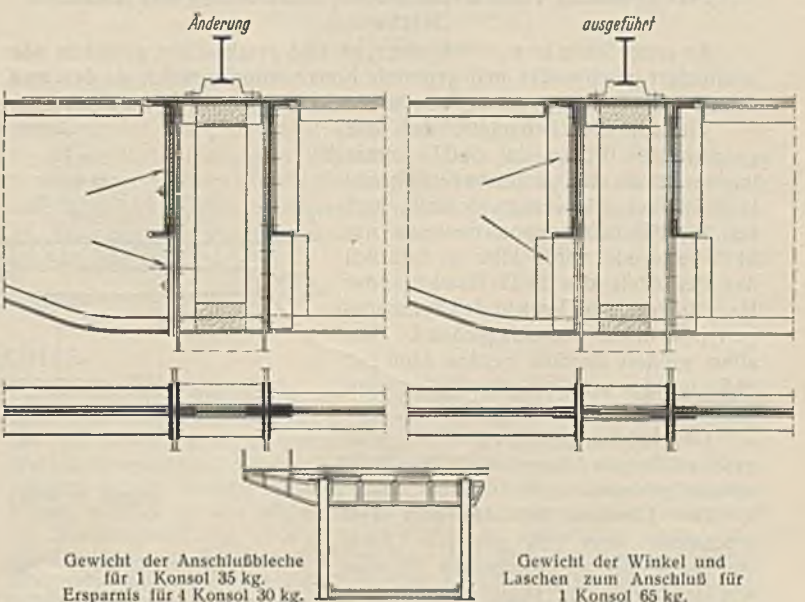
Ersparnis = 5,8 kg.

Beispiel: Bei einer 500 m langen Autobahnbrücke mit 1000 Zwischenquerträgeranschlüssen beträgt die Ersparnis  $0,0058 \cdot 1000 = 5,8$  t.

Abb. 8. Vorgeschweißte Platte statt Anschlußwinkel.

Grundquerschnitt nur mit Winkeln genügt. Da an der Anschlußstelle der obenliegenden Längsträger ohnehin eine Aussteifung erforderlich ist, ist auch dann ein Abbiegen der oberen Gurtwinkel nicht zu erwarten.

Bei genieteten Querträgern, an denen Buckelbleche angeschlossen sind (Abb. 7, unten), wird man auf eine besondere Lamelle nicht ver-



Gewicht der Anschlußbleche für 1 Konsole 35 kg.  
Ersparnis für 4 Konsole 30 kg.

Gewicht der Winkel und Laschen zum Anschluß für 1 Konsole 65 kg.

Für eine 500 m lange Brücke mit 4 Hauptträgern und 400 Konsolen: Ersparnis 12 t.

Abb. 9. Konsolanschluß mit geschweißter Platte.



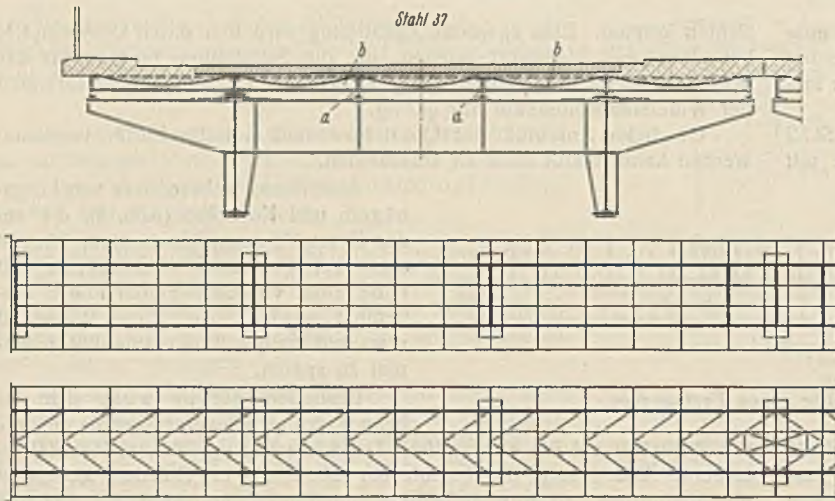


Abb. 10. Hochbeanspruchtes Fahrbahngerippe.  
Knicksicherheit der Querträger-Obergurte.

Längs- und Zwischenquerträger werden durch die aufgeschweißten oder aufgenieteten Buckelblechränder verstärkt (Abb. 11), selbst bei Berücksichtigung aller Hauptspannungen werden sie dadurch tragfähiger. Ergibt die Berechnung eines solchen Fahrbahngerippes etwa Beanspruchungen von 1470 bis 1480 kg/cm<sup>2</sup>, so wird man unbedenklich die Querschnitte bei den niedrigeren Profilen belassen können, da auch hier, selbst bei Berücksichtigung aller Hauptspannungen, in Wirklichkeit die zulässige Grenze nicht erreicht wird.

Vollwandträger als Hauptträger haben allgemein eine Grundplatte im Ober- und Untergurt. Die Untergurtlamelle könnte an der Stelle wegbleiben, wo der verbleibende Querschnitt ausreicht. Schließlich könnte auch noch das Widerstandsmoment des unsymmetrischen Querschnitts in Rechnung gesetzt werden. Abb. 12 zeigt einen Vollwandträger mit technisch unzweckmäßiger Stützaufteilung, die durch die örtlichen Verhältnisse bedingt war. Hier konnten durch Weglassen der Grundlamelle im Untergurt bei acht Hauptträgern etwa 10 t Stahl gespart werden.

Es ist üblich, alle Stöße unabhängig von ihrer Lage der Querschnittsfläche entsprechend zu decken. Auf Abb. 13 ist der durchlaufende Längsträger einer Straßenbrücke dargestellt. Dieser durchlaufende Längsträger ist in den Momententiefpunkten gestoßen. Auch bei einer etwa noch notwendig werdenden Verstärkung der Längsträger bei noch hinzutretenden schweren Lasten wird man sich mit der auf der Abbildung dargestellten schwächeren Stoßdeckung begnügen können. Hier hat vor allem die Berücksichtigung der Nietschwächung und die Anzahl der Stoßniete einen wesentlichen Einfluß auf den Materialbedarf, wenn der Stoß dem Querschnitt des Trägers entsprechend gedeckt werden soll.

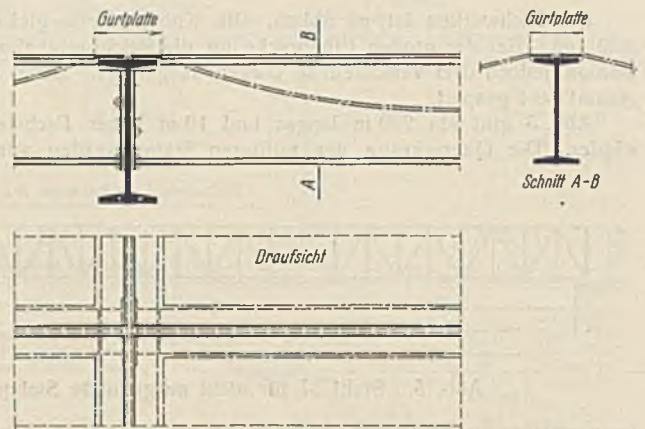
### III. Weitgehende Voruntersuchungen, Erweiterung der statischen Nachweise.

An erster Stelle ist zu untersuchen, ob eine geschweißte, genietete oder kombiniert geschweißte und genietete Konstruktion gewählt werden muß. Die verschiedene Anwendung von St 52 und St 37 ist sachgemäß zu regeln.

Vielfach wird behauptet, daß eine geschweißte Brücke in St 37 immer leichter sei als eine genietete Ausführung in St 52, vor allem auch deshalb, weil für das Fahrbahngerippe meistens nur St 37 verwendet wird. Hier ist natürlich das Verhältnis des St 52-Gewichts der Hauptträger zum Gewicht des Fahrbahngerippes allein ausschlaggebend. Vor allem größere Brücken werden dann mit St 52 leichter sein, am günstigsten wäre dann folgende Aufteilung:

Das Fahrbahngerippe in St 37 wird geschweißt, die Hauptträger in St 52 werden genietet.

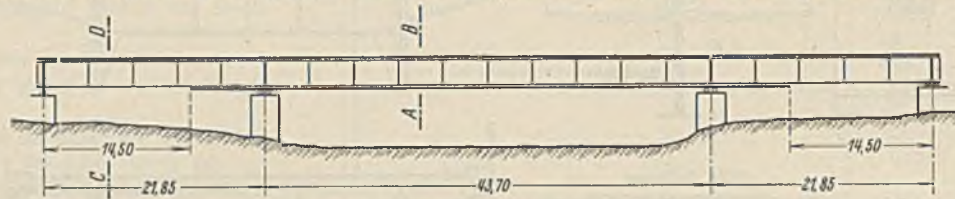
Der Überbau ist also zum Teil geschweißt, zum Teil genietet. Auch hier ist wieder zu entscheiden, ob man von der Forderung, keine kombinierten Konstruktionen durchzuführen, zugunsten der Stahlersparnis abgehen will.



Beispiel: Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 6 Längsträgern soll die Möglichkeit bestehen, mit T 40 statt T 42<sup>1/2</sup> auszukommen.  
Gewichtsdifferenz zwischen beiden Profilen = 11 kg.  
Ersparnis  $500 \cdot 6 \cdot 0,011 = 33$  t.

Abb. 11. Buckelblechränder als Gurtplatten.

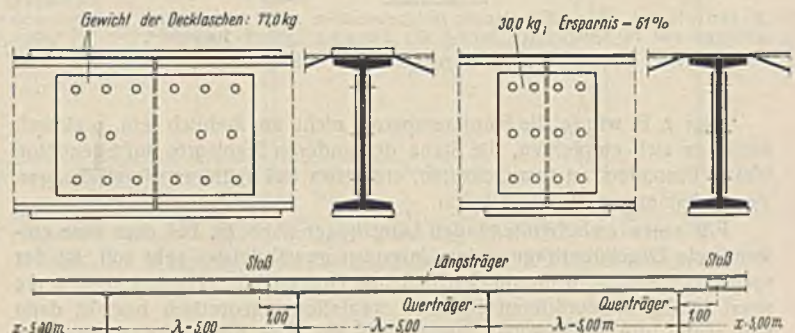
Abb. 14 zeigt einen Sonderfall. Dargestellt sind die Hauptträger der bereits genannten Elbebrücke bei Dresden. Bei technisch ungünstigen Stützweiten wurde eine gleiche Trägerhöhe für das ganze System, ferner wurden auch gleiche Höhen und Breiten für alle Fachwerkstäbe verlangt. Für die Hauptträger wurde bis zu einer gewissen Grenze



Gewichtersparnis bei 8 Hauptträgern 10 t.

Abb. 12. Wegfall der unteren Gurtplatte auf eine Länge von 29 m.

St 52 und von dort an St 37 verwendet. Die Knickverhältnisse der Teilstäbe in den 51-m-Öffnungen ergaben für die Druckstäbe in St 52 und St 37 meist den gleichen Querschnitt.



Beispiel: Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 6 Längsträgern und 42 Stößen  
Ersparnis  $42 \cdot 6 \cdot 0,047 = 11,8$  t.

Abb. 13. Längsträgerstöße.

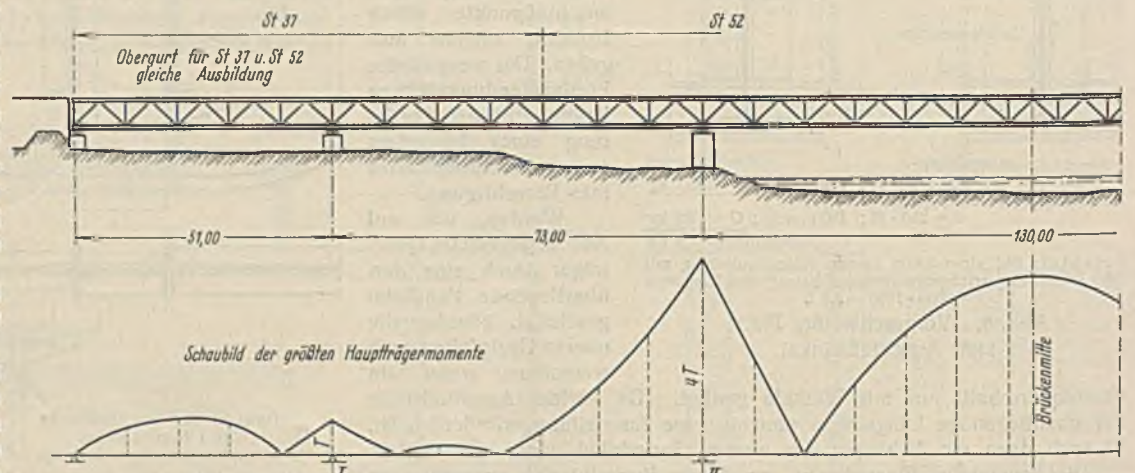
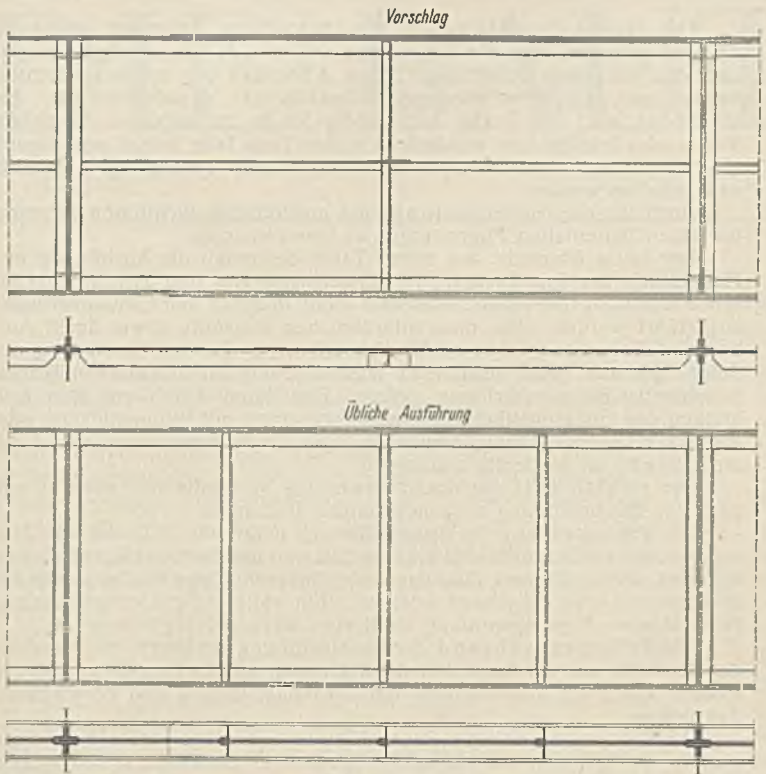


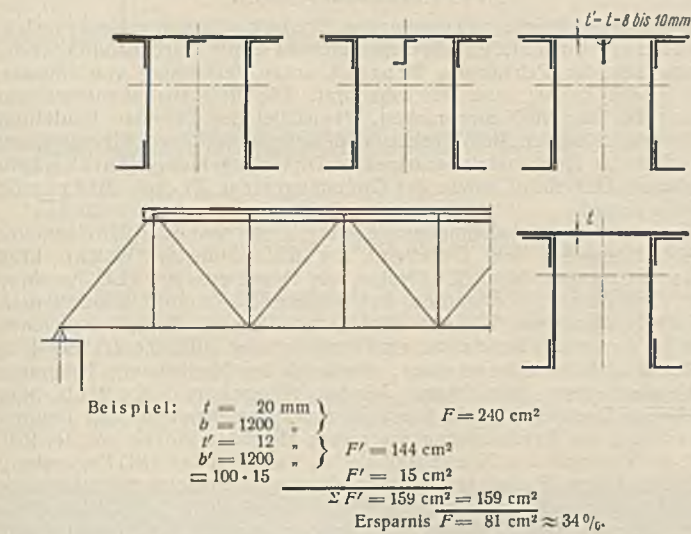
Abb. 14. Technisch unzweckmäßige Stützweiten, St 37 und St 52 in einem System.





Beispiel: Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 4 Hauptträgern von je 3 m Stegblechhöhe:  
Stegblechdicke  $\delta = 12$  mm statt 20 mm + Aussteifungen.  
Blechlifferenz  $500 \cdot 4 \cdot 3 (0,020 - 0,012) 7,85 = 377$  t  
Abzug für Mehraussteifungen . . . . . = 57 t  
Ersparnis = 320 t.

Abb. 15. Wahl der Stegblechdicke — Aussteifung von Vollwandträgern.



Beispiel:  $t = 20$  mm }  $F = 240$  cm<sup>2</sup>  
 $b = 1200$  " }  
 $l' = 12$  " }  $F' = 144$  cm<sup>2</sup>  
 $b' = 1200$  " }  $F' = 15$  cm<sup>2</sup>  
 $= 100 \cdot 15$   
 $\Sigma F' = 159$  cm<sup>2</sup> = 159 cm<sup>2</sup>  
Ersparnis  $F = 81$  cm<sup>2</sup>  $\approx 34$  %.

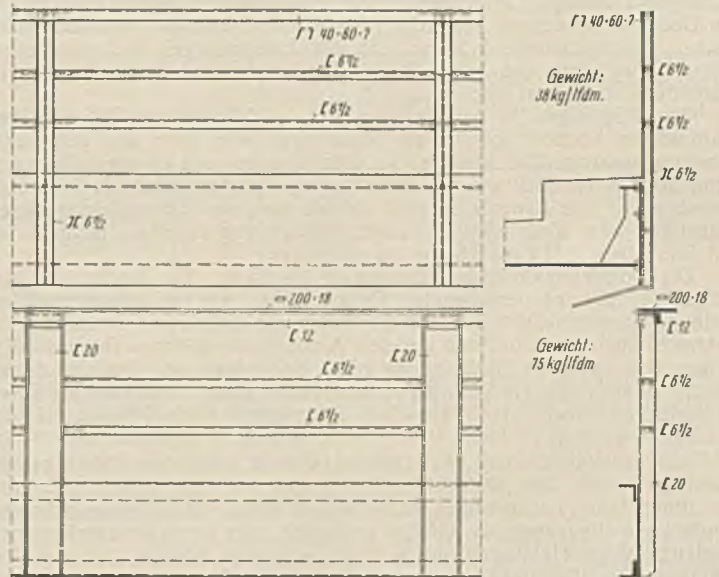
Abb. 16. Druckgurte von Fachwerken — Ausgesteifte Wände.

können durch zweckmäßige Anordnung und die Wahl der Aussteifungen wesentlich herabgedrückt werden (Abb. 15). Eine vorteilhafte Aufteilung der lotrechten und waagerechten Aussteifungen ergibt dabei den Ausschlag. Unterschiede von 8 bis 10 mm und noch mehr der Blechdicken kommen hier in Betracht. Dementsprechend kann dabei wesentlich gespart werden, wie die folgenden Angaben beweisen. Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 4,50 m hohen Hauptträgern erfordert jedes mm Stegblechdicke ein Stahlgewicht von 70 t, das sind gegebenenfalls 1 bis 2% des Gesamtgewichtes der Brücke. — Normalerweise erfordert ein 3 m hohes Stegblech höchstens 14 bis 16 mm Dicke. — Bei kaum einer der bisher ausgeführten Vollwandträgerbrücken wäre eine größere Stegblechdicke als 18 mm notwendig gewesen.

Abb. 16 zeigt, daß auch bei Fachwerkstäben in dieser Hinsicht gespart werden kann. Dargestellt ist der Querschnitt eines schlecht ausgenutzten Druckstabes von einem großen Fachwerk. Mit Rücksicht auf die Knicksicherheit müssen die Wände erheblich dick gemacht werden. Allein die Anordnung einer Längsaussteifung ermöglicht es, die Wanddicke mitunter auf die Hälfte herabzudrücken.

Das Geländer einer Brücke soll im Vergleich mit der schweren Eisenkonstruktion nicht zu leicht wirken. Die Gegenüberstellung auf Abb. 17 zeigt das ausreichende leichte Geländer und die ausgeführte schwere Ausführung.

Die vorstehenden Beispiele sollen nur Anregungen geben und verlangen nicht, eine Grundlage für allgemeine



Beispiel: Für eine 500 m lange Autobahnbrücke mit 2 Geländern  
Ersparnis  $500 \cdot 2 \cdot 0,037 = 37$  t.

Abb. 17. Geländer.

Eine genaue Berechnung und Überlegung muß ergeben, inwieweit Betonplatten und Buckelblechen mit Füllbeton eine Verbandwirkung zuerkannt werden kann. Zur Erhöhung der Knicksicherheit gedrückter Obergurte wird es zuweilen genügen, nur einige Querträgerobergurte besonders knicksicher auszubilden (Abb. 10).

Für die Einzelteile sind in der Hauptsache genau durchgeführte Knickuntersuchungen von Bedeutung. Die Stegblechdicken bei Vollwandträgern

Vorschriften abzugeben. Hierfür wäre zum mindesten eine scharfe Abgrenzung des Anwendungsbereiches erforderlich.

Einheitliche Richtlinien würden nur dann notwendig werden, wenn in diesem oder jenem Punkte für dauernd oder auch nur für vorübergehend eine Änderung unserer Bauweise allgemein gewünscht wird. Wenn hierzu Anhaltspunkte gegeben worden sind, so ist der Zweck dieser Ausführungen erfüllt.

### Vermischtes.

Wissenschaftliche Tagungen des Vereines deutscher Ingenieure im NS-Bund Deutscher Technik in Düsseldorf. Am 16. und 17. September hält der VdI in Düsseldorf eine Wissenschaftliche Herbsttagung sowie seine diesjährige Betriebswissenschaftliche Tagung in gemeinsamem Rahmen ab.

Die Wissenschaftliche Herbsttagung behandelt in 22 Fachvorträgen wichtige Fragen und Aufgaben aus dem Gebiete der Verfahrenstechnik, die die zweckmäßige Aufbereitung, Verarbeitung und Verwendung der heimischen Rohstoffe betreffen.

Die Betriebswissenschaftliche Tagung legt in 14 Fachvorträgen neue Erkenntnisse und Erfahrungen dar, die hinsichtlich der Gestaltung, Vergütung und Bearbeitung der neuen Werkstoffe erworben worden sind.

Ferner gibt sie Hinweise für die Erhaltung der wertvollen Betriebsmittel und weist Wege zur volkswirtschaftlich richtigen Führung der Betriebe. Die für beide Tagungen gemeinsamen Hauptvorträge zeigen u. a. die Werkstoffersparnisse, die durch konstruktive und betriebstechnische Maßnahmen erzielt werden können. Eine wertvolle Ergänzung zu den Vorträgen wird durch das umfangreiche Anschauungsmaterial geboten, das die Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ in Düsseldorf zeigt. Besichtigungen von Betrieben bilden den Abschluß der Veranstaltungen. Teilnehmerkarten für die ganze Tagung 10 RM, Tageskarten 6 RM, bei der Geschäftsstelle des VdI, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Straße 27 (Konto Berlin 6535, Tagung Düsseldorf), erhältlich.



## Bücherschau.

**Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken.** Ausgearbeitet und herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen im Einvernehmen mit dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Ausgabe Juli 1937 (Richtlinien für Fahrbahndecken). Freiberg (Sa.), Verlag Ernst Mauckisch. Preis 2,50 RM.

Das umfangreiche Deckenbauprogramm der Reichsautobahnen im Baujahr 1936 hat besonders auf dem Gebiete des Betondeckenbaues weitere Erfahrungen und Verbesserungen gebracht. Um die gewonnenen Erkenntnisse möglichst noch im Baujahr 1937 verwerten zu können, war es erforderlich, die „Richtlinien für Fahrbahndecken“ Ausgabe April 1936 neu zu überarbeiten. Als Deckenbefestigung auf den Reichsautobahnen wird zu über 90% Beton verwendet. Es schien deshalb zweckmäßig, die Anweisung für den Betondeckenbau einschließlich der Randstreifen von den übrigen Deckenarten (Pflaster- und Bitumendecken) zu trennen und als besondere „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ herauszugeben.

Die vorliegende „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ Ausgabe 1937 umfaßt zwei Teile, und zwar die „Anweisung für die Herstellung von Betonfahrbahndecken“ und die „Anweisung für die Prüfungen bei der Herstellung von Betonfahrbahndecken“.

Um diese Anweisung möglichst übersichtlich zu gestalten, wurde abweichend von den alten „Richtlinien“ der Inhalt völlig neu gegliedert.

Der erste Teil, die Anweisung für die Herstellung von Betonfahrbahndecken, enthält Angaben über die bauliche Gestaltung der Betondecke, über die erforderlichen Baustoffe, über den Aufbau und die Zubereitung des Betons, ferner über die eigentliche Herstellung der Decke sowie über die Ausbildung und Herstellung der Randstreifen.

Der Abschnitt über die bauliche Gestaltung der Betonfahrbahndecke bringt gegenüber den „Richtlinien“ 1936 einige grundsätzlich neue Gesichtspunkte. Die Zweckmäßigkeit von Eiseneinlagen in den Betonfahrbahndecken war von jeher sehr umstritten. Erstmals wird jetzt bestimmt, daß „Eiseneinlagen überall dort, wo gleichmäßige Bodenverhältnisse vorhanden sind und eine den jeweiligen Verhältnissen entsprechende hinreichende Deckendicke gewählt wird, nicht erforderlich sind“. Eiseneinlagen werden demnach nur mehr bei ausgesprochen unzuverlässigem Untergrund verlegt. In allen übrigen Fällen wird, soweit erforderlich, die Decke entsprechend verstärkt. Die Mindestdicke der Betonfahrbahndecken beträgt nunmehr 22 cm. Soweit Eiseneinlagen verlegt werden, sollen diese über die ganze Breite der Fahrbahnplatte verteilt, d. h. in Mattenform eingebaut werden.

Die Längsfugen in der Geraden und in Krümmungen über 2000 m Halbmesser können sowohl als Raumbaugen wie auch als verankerte Scheinfugen ausgeführt werden. In allen Strecken mit einem Halbmesser unter 2000 m ist nach wie vor die Längsfuge grundsätzlich als Raumbaugen auszubilden. Die Raumbaugen sind überall dort, wo mit ungleichmäßigen Setzungen oder aber auch Hebungen infolge von Frost zu rechnen ist, mit Rundseisen  $\phi$  14 bis 16 mm zu verankern.

Die Querschnittsabstände betragen 10 bis 15 m. Ein Wechsel in der Länge der aufeinanderfolgenden Deckenfelder, wie er bisher zur Vermeidung rhythmischer Stöße auf die Fahrzeuge üblich war, ist nicht mehr vorgeschrieben, weil bei den auf den Autobahnen üblichen Geschwindigkeiten eine derartige Stoßwirkung ohne Bedeutung ist. Die Querschnittsabstände werden in der Regel als Raumbaugen ausgebildet, doch können bei kleineren Felderlängen abwechselnd zwischen Raumbaugen auch Scheinfugen eingeschaltet werden.

Auf die Verdübelung der Querschnittsabstände wird besonderer Wert gelegt. Nicht nur dort, wo schlechter Untergrund oder mangelhafte Damm-schüttung ein ungleichmäßiges Setzen benachbarter Platten erwarten lassen, sondern vor allem dort, wo infolge unzureichender Frostschutzmaßnahmen ungleichmäßige Hebungen durch Frost eintreten können, ist zur Vermeidung von Stufenbildungen grundsätzlich eine Verdübelung der Querschnittsabstände mit Rundseisen von mindestens 22 mm Durchm. vorzunehmen.

Im Abschnitt Baustoffe werden die verlangten Eigenschaften des Zements, der Zuschlagstoffe, des Wassers, der etwaigen Eiseneinlagen, des Unterlagpapiers sowie auch der Fugenfüllstoffe beschrieben. Sie entsprechen im allgemeinen den bereits in den alten „Richtlinien“ festgelegten Bedingungen.

Als Grundlage für den Aufbau und die Zubereitung des Betons gilt die Forderung, daß der Beton nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von mindestens 370 kg/cm<sup>2</sup> und eine Biegezugfestigkeit von mindestens 45 kg/cm<sup>2</sup> aufweisen muß. Dies bedeutet eine Verschärfung gegenüber den Vorschriften vom April 1936, wo Mindestfestigkeiten von 330 bzw. 38 kg/cm<sup>2</sup> verlangt waren.

Die für die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe gegebenen Steblinien sehen gegenüber den alten Steblinien einen grobkörnigeren Aufbau des Betons vor. Es wird außerdem empfohlen, den Gemengeanteil zwischen 7 und 15 mm teilweise zu verringern (Ausfallkörnung), wie dies auch aus Lieferungstechnischen Gründen vorteilhaft sein kann.

Im Abschnitt Zubereitung des Betons sind alle Punkte, die bei der Zumessung und Zwischenförderung des Zements und der Zuschlagstoffe sowie beim Mischen des Betons zu beachten sind, eingehend und übersichtlich erläutert.

Einbau und Verdichtung des Deckenbetons soll mit Rücksicht auf die größere Deckendicke grundsätzlich in zwei Lagen geschehen. Über die dabei an Schalung, Laufschielen und Schienenträger sowie an Planum und Papierunterlage zu stellenden Anforderungen bringt der Abschnitt Schalung und Laufschielen ausführliche Angaben.

Besonders eingehend ist die Fugenherstellung behandelt. Die zukünftig zur Herstellung von Raum-, Schein- und Preßfugen noch zu gelassenen Verfahren sind besonders beschrieben.

Der Nachbehandlung ist ein besonderer Abschnitt gewidmet. Es wird gefordert, daß die Betondecke sofort nach ihrer Fertigstellung je nach den Witterungsverhältnissen 5 bzw. 8 Stunden lang mit hell gefärbten, flachen und möglichst niedrigen Schutzdächern abzudecken ist. Anschließend muß die Decke mit ständig feucht zu haltenden Geweben, Stroh- oder Schilfmatten mindestens sieben Tage lang belegt und daraufhin mindestens zwei Wochen durch luftbereifte Sprengwagen dauernd naß gehalten werden.

Auch für die Fugenfüllung sind ausführliche Richtlinien gegeben, um einen dauerhaften Fugenverguß zu gewährleisten.

Der letzte Abschnitt des ersten Teiles behandelt die Ausbildung und Herstellung der Randstreifen. Abweichend von den Richtlinien 1936 sollen zukünftig die Randstreifen nur mehr in Beton mit Gußasphaltbelag ausgeführt werden. Die dazu erforderlichen Baustoffe sowie deren Aufbau und Zubereitung sind ausführlich erläutert. Bei der Herstellung des Betonunterbaues wird besonderer Wert auf eine einwandfreie möglichst maschinelle Betonverdichtung gelegt. Der Beton erhält vor dem Aufbringen des Gußasphaltbelages einen Voranstrich mit Bitumenlösung oder schnellbrechender Bitumenemulsion. Die Zusammensetzung der Gußasphaltmasse ist eindeutig festgesetzt.

Der zweite Teil der neuen Anweisung bringt die vor, während und nach der Bauausführung vorzunehmenden Prüfungen.

Die Prüfungen vor der Bauausführung erstrecken sich auf die Auswahl geeigneter Baustoffe und die Ermittlungen des zweckmäßigsten Beton-aufbaues. Die an Zement, Zuschlagstoffe, Papierunterlage usw. zu stellenden Bedingungen sind eingehend erläutert. Ein vollständig durchgerechnetes Beispiel einer Eignungsprüfung stellt eine wertvolle Ergänzung dar.

Die Prüfungen während der Bauausführung umfassen die Abnahme der Baustoffe auf der Baustelle, die Prüfungen an den Zumeß- und Mischanlagen sowie die Überwachung der Zusammensetzung und Verarbeitung des Betons.

Die Prüfungen nach der Bauausführung erstrecken sich auf die Feststellung der Ebenheit und Höhenlage der fertigen Decke sowie der Deckendicke, Verdichtung und Festigkeit des Betons an Hand von Bohrkernen.

Der am Schluß der neuen Bauanweisung beigefügte Anhang enthält eine übersichtliche Aufzählung der bei der Deckenherstellung vorzunehmenden Prüfungen sowie der dazu benötigten Geräte und Formblätter.

K. Sack.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung:** Ernann: Zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Behrens unter Versetzung von Münster (Westf.) nach Erfurt; zum Reichsbahnrat: Die Reichsbahnbaussessoren Quarck bei der RBD Saarbrücken, Riepl bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München und Schuh bei der RBD Augsburg, der technische Reichsbahnoberinspektor Diplomingenieur Ventzke beim Betriebsamt Düsseldorf sowie der Diplomingenieur Dr.-Ing. Breyer bei der RBD Kassel.

Versetzt: Die Reichsbahnoberräte Wist, Dezerent der RBD Hannover, als Abteilungsleiter und Dezerent zur RBD Münster (Westf.), Ernst Rohde, Dezerent der RBD Breslau, als Dezerent zur RBD Frankfurt (Main), Fritz Beyer, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 1, als Dezerent zur RBD Breslau, Prof. Wilhelm Richard, bisher zur Technischen Hochschule in Darmstadt beurlaubt, als Dezerent zur RBD Königsberg (Pr.), die Reichsbahnrate Oberweller, Vorstand des Neubauamts Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Minden (Westf.) und Rettich beim Betriebsamt Dortmund 1, als Vorstand zum Schmalspurbahnamt Beuthen (Oberschles.), die Reichsbahnbaussessoren Hermann Weise bei der RBD Erfurt, als Vorstand zum Neubauamt Vacha, Baus bei der RBD Regensburg, als Vorstand zum Neubauamt Amberg, Martin Meinecke beim Betriebsamt Wittenberg und Hornig beim Betriebsamt Leipzig 1 zur RBD Halle (Saale), Pönicke beim Betriebsamt Ratibor zur RBD Münster (Westf.), du Bois-Reymond bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder) zur RBD Berlin, Unbehagen beim Betriebsamt Bremen 1 zur RBD Hannover und Ciecierski beim Betriebsamt Wuppertal 1 zum Neubauamt Düsseldorf.

Übertragen: Den Reichsbahnräten Hohlwein, Vorstand des Neubauamts Düsseldorf, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Düsseldorf und Jürgens in Düsseldorf, die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Düsseldorf, den Reichsbahnbaussessoren Dr.-Ing. Lagershausen in Hannover, die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Hannover, Walter Beyer beim Betriebsamt Bochum, die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Bochum und Effmert in Dresden, die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Dresden.

Überwiesen: Reichsbahnrat Mühlhaus, Vorstand des Neubauamts Dresden, zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Dresden, die Reichsbahnbaussessoren Rudolf Knoll beim Betriebsamt Oppeln 1 zur RBD Oppeln und Otte beim Betriebsamt München 4 zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München.

In den Ruhestand getreten: Die Reichsbahnoberräte Hermann Francke, Vorstand des Betriebsamts Essen 4, und Gotthard Eckert, Dezerent der RBD Breslau, und Reichsbahnrat Merkle bei der RBD Karlsruhe.

**INHALT:** Der Hauptvorflutkanal (Tiefkanal) Dortmund. — Die Anwendung des Sektorwehres bei Wehren mit großer Lichtweite. — Einfluß faulschlammhaltiger Schluff- und Tonanteile auf die Tragfähigkeit von Sandböden. — Wo kann beim Entwerfen von Stahlbauten noch an Stahl und Kupfer gespart werden? — Vermischtes: Wissenschaftliche Tagungen des Vereines deutscher Ingenieure im NS-Bund Deutscher Technik in Düsseldorf. — Bücherschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst &amp; Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.