

DIE BAUTECHNIK

Bau eines Trinkwasserdükers durch die Elbe bei Dresden - Laubegast.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Ernst Richter, Mannheim.

Allgemeines und Beschreibung des Bauwerks.

Im Januar 1929 wurde in der Elbe bei Dresden-Laubegast ein Düker für Trinkwasserzwecke von rd. 163 m Länge versenkt. Der Bau brachte hinsichtlich der Vorarbeiten und der Art der Ausführung, die sich infolge des ungewöhnlich strengen Winters und starken Eisganges besonders schwierig gestalteten, verschiedenes Bemerkenswertes, über das im folgenden berichtet werden soll.

Die Dresdner Wasserwerke hatten, um dem stark zunehmenden Wasserverbrauch der Stadt entsprechen zu können, in den Jahren 1927 bis 1929 die Leistungsfähigkeit des Hosterwitzer Werkes durch den Bau einer Grundwasseranreicherungsanlage von 20 000 auf 60 000 m³/Tag gesteigert. Da die vorhandenen Druckrohrstränge für die größeren Leistungen nicht ausreichten und der steigende Wasserbedarf besonders auf der links-elbischen Seite auftrat, mußte eine neue Hauptdruckleitung von 1200 mm Durchm. vom Hosterwitzer Werk nach einem Hochbehälter auf den Räcknitzer Höhen erstellt werden. Diese Leitung kreuzt in ihrem ersten Bauabschnitt die Elbe bei Laubegast und mußte, da hier noch keine Brücke vorhanden ist, den Strom als Düker unterfahren. Um eine Störung des Fährbetriebes zwischen Laubegast und dem Hosterwitzer Ufer durch die Bauarbeiten zu vermeiden, wurde die Dükerachse etwa 180 m unterhalb der Fähre bei Elbeprofil 654 festgelegt, wie aus Abb. 1 hervorgeht. In dieser Stromstrecke liegt die Schifffahrtsrinne auf der rechten Stromseite.

Die Wasserwerke entschlossen sich, die Dükerstrecke in zwei parallel geführte Leitungsstränge von je 900 mm Durchm. aufzulösen, um den Betrieb im Falle einer an einem Stränge auftretenden Undichtigkeit aus- hilfswise mit der anderen Leitung aufrechterhalten zu können. Die Länge der doppelten Leitung beträgt insgesamt 220 m, wovon 163 m als Düker versenkt wurden, während das restliche Stück nach Versenkung des eigent- lichen Stromdükers und Einbau eines Abschlußdammes gegen die Elbe in offener Baugrube bei Wasserhaltung verlegt wurde. Verwendet wurden schmiedeiserne, mittels Wassergas überlappt geschweißte Rohre von 900 mm lichtem Durchmesser und 15 mm Wanddicke aus bestem basischem S.M.-Flußbeisen von 34 bis 42 kg/mm² Festigkeit und 25% Dehnung. Die Rohre waren innen mit Bitumen versehen, außen mit Bitumen-Woll- filzplatte isoliert.

Für die Linienführung des Rohres war die Geländegestaltung des

Gemäß der genannten Geländegestaltung und Tiefenlage des Dükers wurde die Linienführung des Rohres festgelegt, wie aus Abb. 2 a im einzelnen näher hervorgeht. Bemerkte sei noch, daß auch der gewählte Bauvorgang die Linienführung mit beeinflusste, da die Knicke der Rohrleitung dorthin zu liegen kamen, wo sich die Abbläuserüste befanden.

Bauvorgang.

Für die Art des Bauvorganges und die hierbei zu treffenden Maß- nahmen waren folgende Forde- rungen von Einfluß:

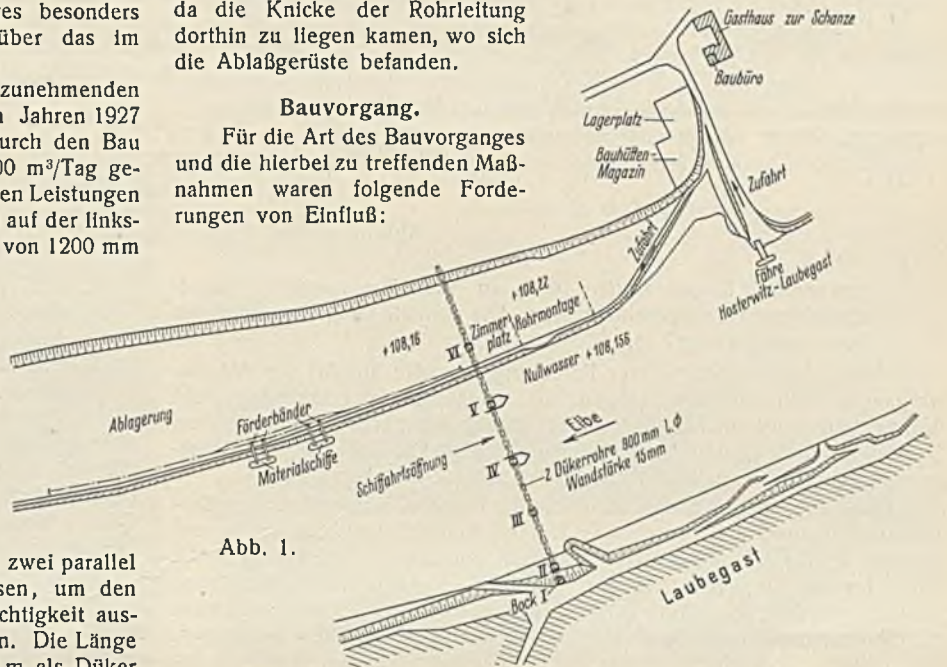


Abb. 1.

- a) Für die Schifffahrt war während der Bauausführung eine ungehinderte Durchfahrt von mindestens 35 m frei zu halten, wobei ein Dampfer zum Buglieren der zu Tal fahrenden Schiffe bereitgehalten werden mußte.
- b) Die Elbschifffahrt durfte höchstensfalls 36 Stunden unterbrochen werden.
- c) Die Rohrverbindung sollte mittels Autogenschweißung hergestellt werden, wobei in den geraden Strecken Sicherheitsschweißmuffen,

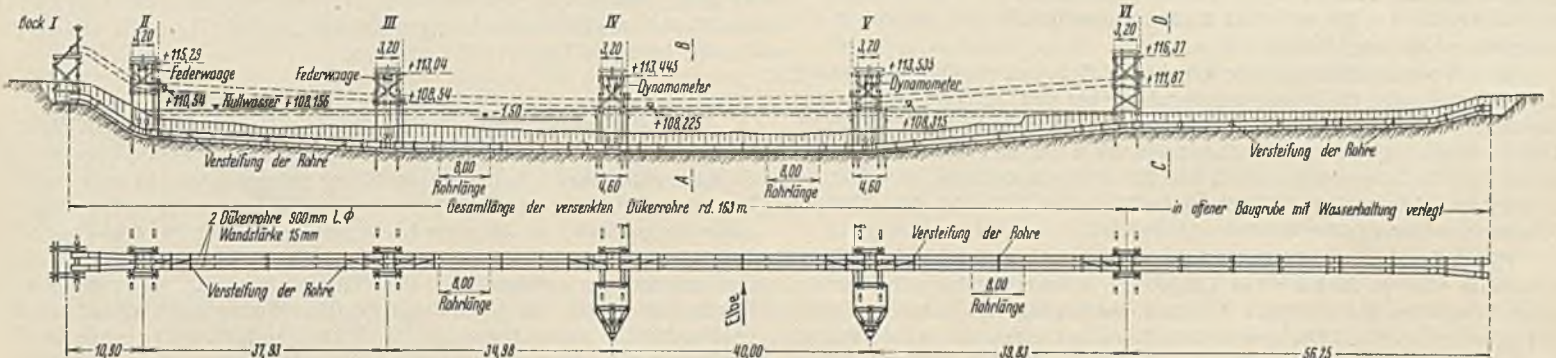


Abb. 2a.

Flußbettes der Elbe an der gewählten Stelle maßgebend. Die Fluß- sohle steigt nach dem rechten Ufer gleichmäßig an, während auf der linken Seite infolge von Anlandungen die Gestaltung unregel- mäßig ist und keine genügende Fahrtiefe bietet. Hier war eine spätere Vertiefung gelegentlich der Elberegulierung geplant, die bei der Linienführung des Dükers berücksichtigt werden mußte. Die linke Flußseite wird durch ein Hochufer begrenzt, während sich auf der Hosterwitzer Seite ein Vorland von etwa 60 m Breite befindet. Die Tiefenlage des Dükers war durch die Forderung der Strombauverwaltung bedingt, daß zum Schutze des Dükers gegen Beschädigungen durchschleppende Anker von Elbschiffen eine Über- deckung der Rohre von mindestens 1,20 m vorhanden sein muß.

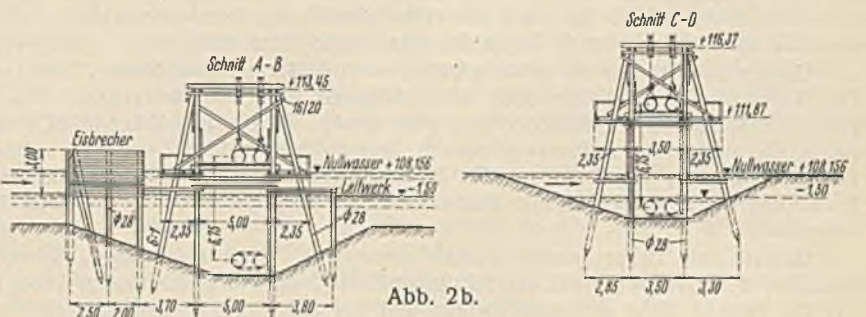
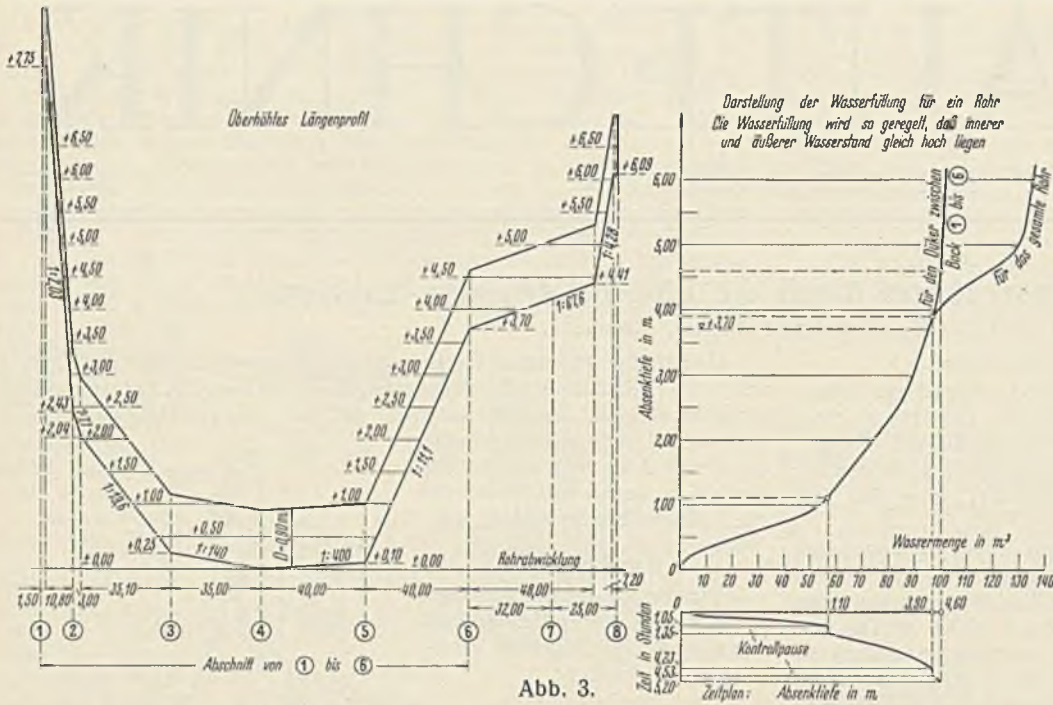


Abb. 2b.



sogenannte Klöppermuffen und an den Knickpunkten Kugelschweißmuffen vorgesehen waren. Die normale Länge der einzelnen Rohrstücke betrug 8 m.

Neben der Erfüllung dieser Forderungen mußte die Art des Arbeitsvorganges volle Gewähr für genaueste Einhaltung der Dükerlage und Vermeidung aller unzulässigen Rohrspannungen während und nach dem Versenken bieten, um die notwendige völlige Dichtigkeit dieses Trinkwasserdükers zu erreichen, dessen Betriebsdruck 6 at beträgt.

Unter diesen Gesichtspunkten war die Frage des zu wählenden Bauvorganges Gegenstand eingehender Untersuchungen der Wasserwerke und der mit der Ausführung betrauten Bauunternehmung Grün & Billfinger AG, Niederlassung Dresden. Bei den Voruntersuchungen war in Erwägung gezogen worden, die Rohre als ein ganzes Stück am Lande längs dem Elbufer zusammenzubauen und schwimmend an Ort und Stelle zu bringen. Ein anderer Vorschlag war der, die Rohre seitwärts der Baustelle zusammenzubauen, sie quer zum Strom als Ganzes teilweise schwimmend beizuziehen und von Ablaufvorrichtungen aus in den Strom zu versenken. Beide vorgenannten Ausführungsarten wurden jedoch fallen gelassen, da die Ermittlung der in den Rohren auftretenden Spannungen nicht einwandfrei möglich war. Nach eingehender Prüfung wurde daher im Einvernehmen mit den Wasserwerken folgender Bauvorgang gewählt:

Der Düker wurde in einzelne Rohrabschnitte zerlegt, von denen jeder am Lande zusammengeschweißt, als Doppelrohr untereinander verbunden, ins Wasser gelassen, an Gerüste beigeschwommen und an diesen hochgezogen wurde. Nachdem alle Rohrabschnitte sich auf den Gerüsten befanden, wurde der ganze Düker zusammengeschweißt und sodann in die endgültige Lage abgelassen.

Eine Voruntersuchung hatte ergeben, daß bei etwa 40 m Entfernung der Anhängpunkte die Beanspruchung der Rohre sich noch in den zulässigen Grenzen hielt. Dieser Gerüstenentfernung paßte sich auch die verlangte Durchfahrtsöffnung für die Schifffahrt von 35 m gut an. Gewählt wurden daher fünf Aufhängeböcke Nr. II bis V, deren Anordnung aus Abb. 2a hervorgeht. Ein weiterer Hilfsbock I diente zur Führung des schrägen Stückes am Laubegaster Hochufer.

Hiernach ergaben sich zwischen den fünf Gerüstböcken vier Rohrabschnitte von je 35 bis 40 m Länge, die schwimmend an die Gerüste gebracht wurden, während das Rohrstück auf Laubegaster Seite vom Lande aus montiert wurde. Die gestrichelte Lage des Dükers in Abb. 2a zeigt den zusammengeschweißten Düker auf den Gerüstböcken liegend kurz vor dem Ablassen. Die Rohrunterkante lag hierbei 1 m über dem Nullwasserstand + 108,156, der nach den Häufigkeitslinien der Jahre 1916 bis 1925 im Mittel nur an 50 Tagen im Jahr überschritten wird.

Die Einzelheiten der Gerüstböcke gehen aus Abb. 2b genügend hervor. Das Dükerdoppelrohr befand sich beim Ablassen zwischen den senkrechten Pfählen der Gerüstböcke und glitt hierbei an eisernen Trägern herab, die an den stromabwärts gelegenen Gerüstpfählen befestigt waren. Für das Ablassen des Dükers waren Flaschenzüge vorgesehen, die die Einhaltung der zugelassenen nur kurzen Unterbrechung der Schifffahrt ermöglichten.

Gemäß dem Bauprogramm wurden zuerst die beiden Rohrstränge zwischen den Gerüsten links der Schifffahrtsöffnung, dann der Rohrstrang auf der rechten Seite eingeschwommen und auf den Gerüstböcken ab-

gesetzt. Die Montage des Rohrhalses am Laubegaster Ufer sowie die Verbindung der Stoßstellen auf den Gerüsten II und III sollte sich daran anschließen. Während der 36stündigen Schifffahrtssperre wurde dann als letzter der Rohrstrang innerhalb der Schifffahrtsöffnung eingebracht, worauf nach Verbindung der Stöße auf den Gerüsten IV und V dann der gesamte 163 m lange Doppeldüker versenkt werden konnte.

Für die 36 Stunden war ein ganz genauer Arbeitsplan festgelegt worden, der, beginnend mit dem Unterbrechen der Schifffahrtkette, sämtliche Einzelarbeitsvorgänge bis zum Wiedererschließen der Schifffahrtkette erfaßte.

Um während des Bauvorganges und nach vollendeter Versenkung eine ständige Kontrolle über die Dichtigkeit des Dükers zu haben, waren, außer der Werkdruckprobe der einzelnen Rohre mit Wasser auf 25 atü von den Wasserwerken folgende Dichtigkeitsprüfungen gefordert worden:

1. eine an Land, wobei die auf 35 bis 40 m zusammengeschweißten Rohre in einer Auflagerung, die dem Spannungszustande beim Hochziehen auf die Böcke entsprecht, mit 6 atü Luftdruck abgepreßt wurden,
2. eine zweite im aufgehängten Zustande nach Verschweißung der einzelnen Rohrabschnitte auf den Böcken, ebenfalls mit einem Luftdruck von 6 atü, und
3. schließlich eine letzte mit Wasser auf 15 atü im versenkten Zustande.

Während des Absenkens des Dükers kam es vor allem darauf an, über die im Düker auftretenden Kraftwirkungen im klaren zu sein und völlige Gewißheit zu haben, daß die Biegungsbeanspruchungen in den eisernen Rohren an keiner Stelle und zu keiner Zeit über die zulässige Grenze hinausgingen. Um dies zu erreichen, wurde nach Eintauchen des Dükers in das Elbwasser immer soviel Leitungswasser in das Dükerrohr eingelassen, als dem Auftrieb des Rohres infolge des Eintauchens entsprach. Hierdurch blieb das Gewicht des Dükers während des Versenkens nahezu gleich. Die Wassermenge wurde hierbei für jede Absenktiefe unter Berücksichtigung der wechselnden Rohrneigungen rechnerisch ermittelt und während des Absenkens mit Wassermessern sorgfältig überwacht. Zu diesem Zwecke wurde eine besondere Einflutungsliste (Abb. 3) aufgestellt, die gleichzeitig den Zeitplan für die einzelnen Absenkstufen enthielt. Während das Rohr bis auf den Wasserspiegel in Stufen von 20 cm abgelassen wurde, betrug die Absenkstufen unter Wasser zwecks genauer Kontrolle nur 10 cm.

Diese Maßnahmen in Verbindung mit Meßvorrichtungen an jedem Gerüst hätten an und für sich genügt, das Versenken einwandfrei durchzuführen. Um aber während des Absenkvorganges eine dauernde Kontrolle über die Lastenverteilung und damit über die Spannungen in den Rohren zu haben, wurde die Einschaltung von Dynamometern an den Gerüsten IV und V und von Federvorrichtungen an den Gerüsten II und III vorgesehen, die die jeweilige Last genau anzeigten.

Statische Berechnung.

Das Rohrgewicht betrug einschließlich der Querverbindungen 800 kg/m Doppelrohr. Die beim Hochheben der 40 m langen Rohrstränge auf die Gerüste entstehende Spannung im Rohre wurde zu 823 kg/cm² ermittelt bei einer Durchbiegung von 14 cm. Da das Schweißen im durchgebogenen Zustande geschah, so konnten Stützenmomente infolge der nach dem Schweißen eintretenden Kontinuität im Düker nicht auftreten. Kleinere Beanspruchungen entstanden in den Stützen durch die Auskragungen am linken Dükerende, die jedoch bei der Berechnung im Vergleich zu den Feldmomenten keine Rolle spielten. Die Auflagerdrücke ohne Berücksichtigung von Stützensenkungen ergaben sich für:

- Gerüst II zu 24,40 t
- „ III zu 27,40 t
- „ IV zu 30,70 t
- „ V zu 32,00 t
- „ VI zu 16,00 t

Da das Rohr während des Absenkens noch dem Druck durch die Wasserströmung der Elbe ausgesetzt war, so wurde auch hierfür eine statische Untersuchung angestellt. Zugrunde gelegt wurde eine Geschwindigkeit der Elbe bis zu 1,2 m/sek, entsprechend dem höchsten während der Versenkung noch möglichen Wasserstande von 1,0 m über Nullwasser. Die Berechnung ergab für diesen Fall eine zusätzliche Biegungsbeanspruchung von 112 kg/cm², also keine beträchtliche Vermehrung der infolge Eigengewicht auftretenden Beanspruchungen.

In der statischen Untersuchung des Dükers war weiter nachgeprüft worden, welche Beanspruchungen entstehen, wenn Stützensenkungen durch ungleichmäßiges Nachlassen an den einzelnen Stützen auftreten sollten. Hierbei zeigte sich, daß erst bei einer Senkung von 20 cm Beanspruchungen im Düker entstehen konnten, die der in freier Aufhängung gleichkamen.

Die hierbei ermittelten ungünstigen Gerüstbelastungen waren maßgebend für die Bemessung der Ablaßgeräte. Diese wurden für eine Nutzlast von 12,5 t bemessen, die ungefähr der 1½fachen rechnerisch ermittelten Normallast entsprach.

Die gleichen ungünstigen Belastungen wurden vorsorglich auch der statischen Berechnung der Absenkgerüste zugrunde gelegt, von denen Gerüst V als am stärksten belastet in allen Einzelheiten durchzurechnen war. Die Untersuchung erstreckte sich auf die Berechnung des Waagebalkens der Kettenzüge, der Quer- und Längsträger zum Anhängen des Waagebalkens, sowie der senkrechten Träger zur Führung der Rohre beim Absenken und zur Aufnahme des Wasserstoßes. Für die Berechnung der Holzkonstruktion wurde ein Wasserspiegel während des Absenkens von 1 m über Nullwasser angenommen. Für die i. M. 15 m langen Pfähle ergab sich bei einer 5fachen Knicksicherheit ein mittlerer Durchmesser von 28 cm.

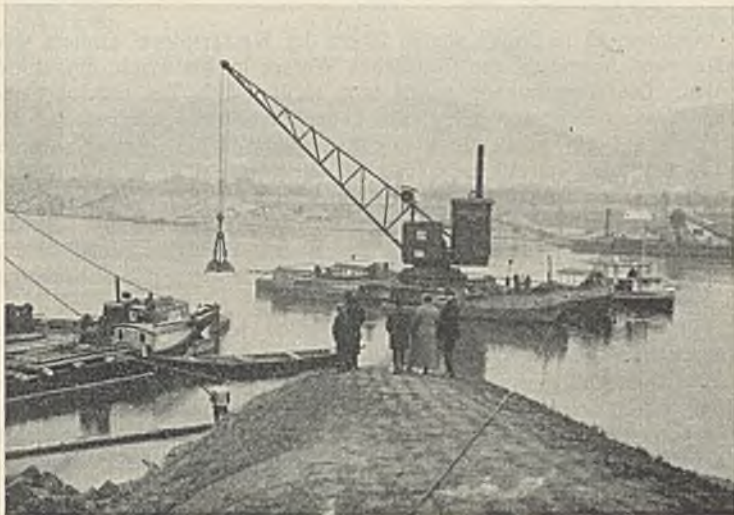


Abb. 4. Ausbaggerung der Rinne.

Bauausführung.

Für die Verlegung des Dükers waren die Herbstmonate vorgesehen, da in dieser Zeit mit günstigem Niederwasser zu rechnen war und die Personenschifffahrt auf der Elbe nahezu stillgelegt war. Durch einen Streik in den Westdeutschen Röhrenwerken trat jedoch eine Verzögerung ein, die zur Folge hatte, daß die Rohre bei den Oberschlesischen Werken bestellt werden mußten und der Auftrag auf die Ausführung der Verlegung erst zu einem verhältnismäßig späten Termin, am 26. Oktober 1928 erteilt werden konnte. Um nicht in den Winter hineinzukommen, mußte daher alles aufgeboten werden, die Arbeiten zu beschleunigen. Das Bauprogramm sah eine Bauzeit von acht Wochen bis zur Versenkung des Dükers am 29. Dezember vor. Trotz der außergewöhnlichen Kälte des Winters gelang es im großen ganzen das Bauprogramm einzuhalten, wenn auch der Versenktag bis zum 14. Januar verschoben werden mußte. Die Restarbeiten hinsichtlich der Wiedereinfüllung des Dükers erfuhren durch die scharfe Kälte der Monate Januar bis März allerdings eine größere Verzögerung.

Anfang November 1928 wurde der Bau entsprechend dem Bauprogramm in Arbeit genommen. Der Schwerpunkt der Arbeiten lag auf dem rechten Elbufer, das sich durch seine Geländegestaltung und Eigentumsverhältnisse hierfür am besten eignete. Für die hochwasserfreie Unterbringung der Magazine und Unterkunftsräume stand auf dem Hochufer längs des befestigten Fahrweges zur Fähre städtisches Gelände in genügendem Ausmaße zur Verfügung. Das Vorland stromabwärts bot genügend Platz für die Zwischenlagerung des Aushubmaterials, während das Gelände oberhalb der Dükerachse für den Rohrmontageplatz und die Ablaßbahn benutzt wurde. Der Antransport der einzelnen bis zu 8 m langen Rohre, die mit Fuhrwerk auf dem Fahrweg angefahren wurden, fand von da an zum Rohrmontageplatz auf besonders verlegtem Eis statt.

Zur Bewältigung des Aushubes der Dükerrinne im Flußbett wurde ein Schwimmgreifer von 14 m Ausladung mit 0,75 m³ Greiferinhalt und ein Schwimmbagger des Wasserbauamtes Dresden angesetzt, die entsprechend dem Arbeitsplan die Dükerrinne vom linken Ufer her profilmäßig auszuheben hatten (Abb. 4). Das Baggergut wurde in Schuten geladen und mit Dampf an das Ufer geschleppt. Das Ausladen geschah unter

Verwendung von Förderbändern. Die Dükerrinne, die in das Strombett bis zu 4 m einschnitt, erhielt eine beiderseitige Böschung von 1:2, die in der Schifffahrtrinne auf 1:3 abgeflacht wurde. Auf Grund der Beobachtungen über das Einschwemmen von Sand, das in der Schifffahrtrinne durch die Dampferwellen und die erhöhte Wassergeschwindigkeit begünstigt war, wurde in deren Bereich eine Mehrtiefe von 1 m vorgesehen, während man sich seitlich mit einer solchen von 50 cm begnügte. Das Material bestand vorwiegend aus Sand und grobem Kies, teilweise auch aus größeren Steinblöcken.

Die Anordnung der Gerüste ist aus Abb. 2 zu entnehmen. Die links und rechts der Schifffahrtöffnung befindlichen Böcke erhielten zum Schutze gegen Strömung, Eisgang und Treibzeug einen besonderen Strömungsabweiser und seitlich zum Schutze gegen Schiffstöße ein Leitwerk.

Obwohl eine kurze Hochwasserwelle Ende November den Umschlagbetrieb erheblich störte und nicht weniger als etwa 2000 m³ Sand und Flußgeschlebe in die Dükerrinne warf, konnten die Arbeiten durch Einlegen dreifacher Schicht planmäßig fortschreiten, so daß die Versenkung für die Tage nach Weihnachten genügend vorbereitet war.

Die etwa 8 m langen Einzelrohre wurden auf der aus waagerechten Schienenlagen hergestellten Montageebene zu Rohrsträngen von 35 bis 40 m entsprechend dem Bockabstande zusammengebaut, ausgerichtet, gebördelt und verschweißt. Zur Vornahme der Druckprobe wurde der einzelne Strang an den Enden hochgezogen und nach Anbringen der Blinddeckel



Abb. 5. Eisgang auf der Elbe.

durch Einpumpen von Luft mittels Kompressoren ein Innendruck von 6 atü erzeugt.

Die bei dieser Gelegenheit durchgeführten Messungen ergaben gute Übereinstimmung mit der rechnerungsmäßigen Durchbiegung. Nach Isolierung der Schweißstellen wurden die Rohre an den beiden Enden und in der Mitte zu Doppelrohrsträngen verbunden. Es wurde hierzu eine Eisenkonstruktion gewählt, die eine Längsverschiebung der beiden Rohre, bei einem lichten Abstände von 52 cm, gegeneinander zu verhindern und gleichzeitig den Druck des strömenden Wassers beim Versenken auf beide Rohre zu verteilen hatte. Außerdem war die Verbindung so ausgestaltet, daß eine kleine gegenseitige Verschiebung der Rohre in der Höhenlage möglich war, um bei ungleichmäßigem Absenken eine Überlastung der Kettenzüge an einem Rohrstrang zu verhindern. Die an den Enden der einzelnen Rohrstränge aufmontierten Aufhängebänder wurden zum Ausgleich der Rohrneigung im aufgehängten Zustand und zur Schonung der Isolierung mit Holz ausgefüllt. Zum Schutze der Rohrisolierung beim Längsgleiten an den Führungsträgern während des Absenkens wurden noch Blechbandagen zunächst behelfsmäßig um die Rohre gelegt und nach dem Zusammenschweißen der Rohrstränge auf den Gerüsten in die genaue endgültige Lage gebracht. Um die Doppelstränge schwimmfähig zu machen, wurden eiserne Deckel wasserdicht aufgeschraubt.

Diese Vorbereitungen wurden Mitte Dezember nach vorübergehendem Schneefall durch eine Kältewelle überrascht, die mit -15° ihren Höhepunkt erreichte. Noch bevor der Eisgang eine gefährliche Stärke angenommen hatte, war es gelungen, die Rammarbeiten zum Abschluß zu bringen. Die restlichen Aushubarbeiten durch den Schwimmgreifer, bestehend in dem Nachputzen der Rinne und dem Durchstich nach dem rechten Vorland, wurden durch den immer stärker werdenden Eisgang zur Einstellung gezwungen (Abb. 5). Wegen drohender Eisunterkeilung und Beschädigung durch Eisschollen mußten schließlich sämtliche Fahrzeuge nach geschützten Stellen abgeschleppt werden. Ferner mußten die Schweißarbeiten eingestellt werden, da eine Gewähr für die Dichtigkeit nicht mehr übernommen werden konnte.

Erst nach den Weihnachtsfeiertagen ließen Witterung und veringertes Eisgang die Wiederaufnahme der Arbeiten zu. Am 30. Dezember wurde

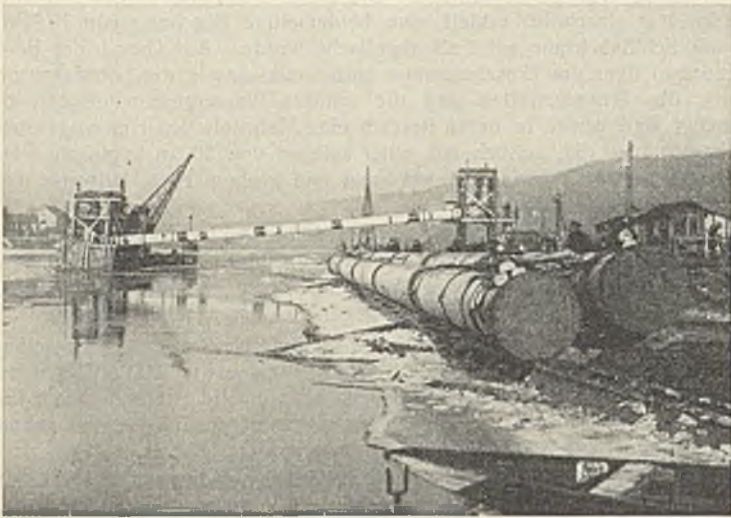


Abb. 6. Ablassen der Rohre auf der Abfahrbahn.

der erste Doppelrohrstrang (Abschnitt I zwischen den Gerüsten II und III) auf einer schrägen Abfahrbahn zu Wasser gelassen (Abb. 6). Ein Dampfer schleppte dann die Doppelrohre an die Gerüste (Abb. 6 u. 7), an denen sie hochgezogen und abgesetzt wurden.

Anschließend wurden die Montagearbeiten für den Rohrhals am linken Dükerende und die Schweißarbeiten aufgenommen. Anfang Januar 1929 konnten die folgenden Rohrstränge und am 8. Januar nach Aufnahme der auf dem Flußbett liegenden Schiffkette bei leichtem Eisgang der letzte Rohrstrang eingebaut werden, so daß nunmehr der ganze Düker an den Gerüsten auflag (Abb. 8). Trotz großer Kälte wurden im Schutze von behelfsmäßigen Schalwänden die letzten Schweißungen und Druckproben durchgeführt.

Der vorher sorgfältig erwogene Bauvorgang während der 36stündigen Pause brauchte somit nicht durchgeführt zu werden, da infolge des Eisgangs die Schifffahrt vollständig gesperrt und mehr als genug Zeit vorhanden war. Für die Absenkung mußte man nun auf einen günstigen Tag warten, an dem möglichst wenig Treibeis und kein Abgehen der oberhalb vorhandenen Eisstöße zu befürchten war.



Abb. 8. Rohrstrang fertig auf das Gerüst verlegt.

Diese Lage war am 13. Januar gegeben, für den von der Landeswetterwarte das Nachlassen des Frostes angekündigt war. Am Morgen des 13. wurde daher die Absenkung beschlossen, nachdem nochmals alles sorgfältig durchgeprüft war und kleinere Sandmengen in der Dükerinne durch Spülpumpe entfernt waren. Der Düker wurde zuerst um 5 cm emporgehoben und an den Dynamometern und Federwaagen die Übereinstimmung mit den rechnungsgemäßen Gewichten festgestellt. Um 15 Uhr begann das Absenken (Abb. 9). Das Kommando geschah von einer am rechten Elbufer befindlichen Kommandostelle aus, die mit jedem Gerüst durch Fernsprecher verbunden war.

Ferner wurden durch Verwendung von elektrischen Lichtsignalen der Absenkvorgang geleitet. Nach jeder Absenkstufe wurden die Lastenablesungen der Kommandostelle gemeldet, so daß jederzeit ein klares Bild über die Belastung jedes Hebezeuges und damit auch der Rohrstränge entstand.



Abb. 7. Anschwimmen der Rohre an die Gerüste.

Nachdem in 13 Stufen von je 20 cm der Wasserspiegel erreicht war, mußte zum Ausgleich des Auftriebes Wasser in die Rohre eingeflutet werden. Die Wassermenge wurde vom rechten Ufer her zugeführt und durch Wassermesser für jede Stufe genau planmäßig zugemessen. Mit Rücksicht auf ein vorsichtiges Einfüllen geschah das Absenken unter Wasser in Stufen von 10 zu 10 cm. Um die Wasserstöße beim Einlassen des Wassers unschädlich zu machen, wurde in jedem Rohrstrang ein Stoßfänger eingebaut und beiderseits nach dem Lande zu verankert. In der Zeit des Durchgehens des Dükers durch den Elbwasserspiegel waren Arbeiter auf den Rohren verteilt, um die einzeln antreibenden Eisshollen mit Stangen vorsichtig unten durchzuführen.

Ohne nennenswerte Störungen und ohne jeglichen Unfall war die vorgesehene Absenktiefe nachts 1⁵⁰ erreicht worden.

Die Rohre blieben an den Kettenzügen hängen, bis eine satte Unterfüllung erzielt war. Noch in der Nacht wurde mit dem Verfüllen unter Verwendung des Aushubmaterials begonnen. Das Schließen der Schifffahrt-kette folgte am nächsten Tage. Nach acht Tagen konnte der Düker ab-

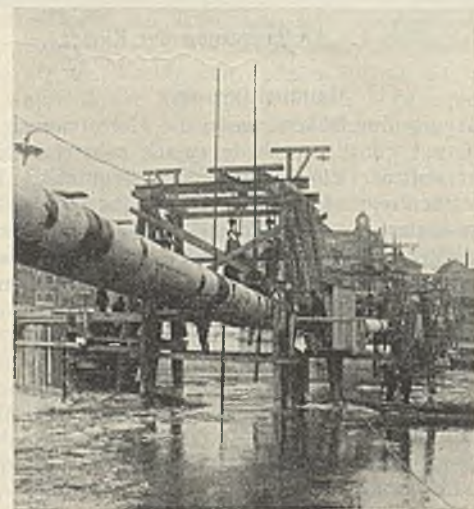


Abb. 9. Ablassen der Rohre.

gehängt werden, wobei sich ein Setzen der Rohre von etwa 8 cm bemerkbar machte. Da in Voraussicht dieses Setzens bei der Absenkung 10 cm über der planmäßigen Tiefenlage Halt gemacht wurde, war damit die Solltiefe mit großer Genauigkeit erreicht. Nach Aushängen der Haken durch Taucher wurde die Abmontage der Gerüste beschleunigt durchgeführt.

Da das rechte Dükerende nach der Versenkung unter dem Elbwasserspiegel lag, mußte hier zur Vornahme der Wasserdruckprobe die Rinne nach der Elbe zu abgedichtet und leergepumpt werden. Die Probe auf 15 at erwies die vollkommene Dichtigkeit der beiden Rohrstränge. Die Lieferung der Rohre oblag den Borsigwerken, Oberschlesien, die Schweißarbeiten oblagen der Vereinigten Rohrleitungsbau-Gesellschaft (Phönix), Berlin, und die Fernmelde- und Signalanlage der maschinentechnischen Abteilung des Betriebsamtes der Städtischen Wasserwerke Dresden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die baulichen Besonderheiten von Abraumförderbrücken

(an einem Beispiel erläutert).

Von Dr.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Die Braunkohle wird gewöhnlich im Tagebau gewonnen, derart, daß die über dem Flöz liegenden Erdschichten, das Deckgebirge, auf der einen Seite der Grube durch Bagger abgeräumt (Baggerseite), auf der anderen wieder aufgeschüttet werden (Haldenseite). Begrenzt wird diese Gewinnungsart einmal durch die technischen Möglichkeiten, also besonders durch die Leistungsfähigkeit der Bagger auch bei großen Deckgebirgshöhen, dann durch Fragen der Wirtschaftlichkeit: Die Kosten der Förderung des Abraums von der Bagger- zur Haldenseite müssen in einem tragbaren Verhältnis zu dem Werte der dadurch freigelegten Kohlenmenge stehen. Entscheidend hierfür ist das Verhältnis zwischen der Überdeckungshöhe und der Flözstärke. Dieses Verhältnis wird im Laufe der Jahre immer ungünstiger, da die mächtigsten bzw. die am leichtesten zu erreichenden Flöze natür-

Brücke, nach der Höhe des Deckgebirges, dem Auflockerungsfaktor und dem natürlichen Bschungswinkel des Schüttgutes die Länge des haldenseitigen Kragarmes.

Von den gewöhnlichen Verladebrücken unterscheiden sich diese Bauwerke grundlegend durch die viel weiter gehenden Anforderungen an die Beweglichkeit. Während Verladebrücken im allgemeinen nur senkrecht zu ihrer Längsachse verfahrbar sind, so daß die beiden Fahrwerke, um ein Voreilen des einen zu vermeiden, mechanisch oder elektrisch gekuppelt werden können, ist hier gerade die Möglichkeit, die Fahrwerke unabhängig voneinander zu betreiben, von größter Wichtigkeit, um alle Ecken des Grubenfeldes ausnutzen zu können und um das Schüttgut unabhängig von der Gewinnung so verteilen zu können, wie es jeweils zweckmäßig

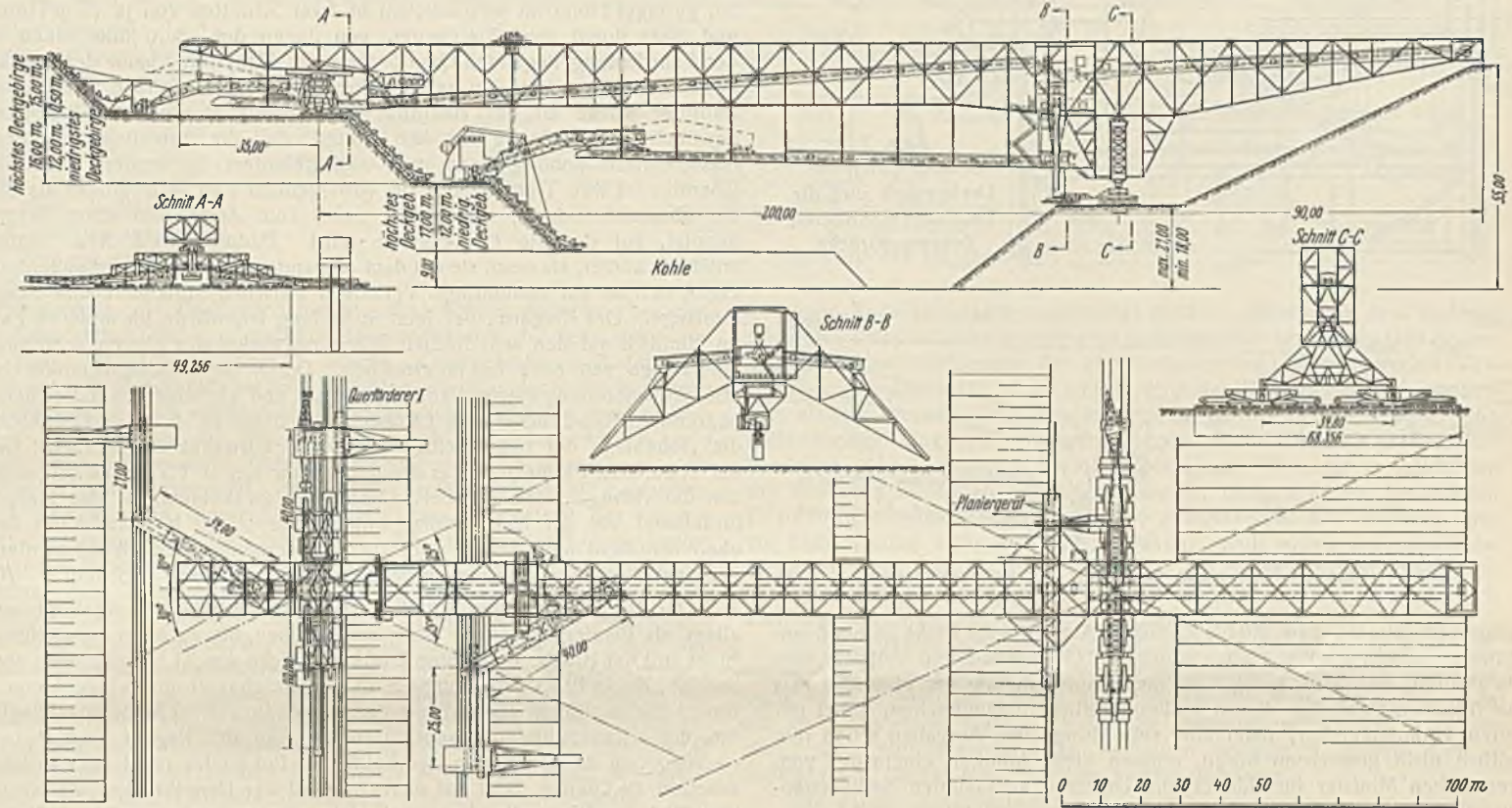


Abb. 1. Abraumförderbrücke Kleinleipisch. Übersicht.

lich zuerst abgebaut wurden. Während früher die Zugförderung, besonders mit Großraumwagen, trotz der oft viele Kilometer weiten Wege noch wirtschaftlich war, mußten später neue Mittel gefunden werden, wenn man den Übergang zum Tiefbau vermeiden wollte.

So entstanden die Abraumförderbrücken, die die Erdmassen auf kürzestem Wege vom Bagger auf Förderbändern über die Grube hinweg zur Abwurfstelle schaffen und die sich trotz der sehr hohen Anlagekosten als wirtschaftlich und trotz der umständlichen baulichen und maschinellen Einrichtungen vor allem auch als durchaus betriebsicher erwiesen haben. Die Grenze des obenerwähnten Verhältnisses von Kohle zu Decke lag vor etwa zwölf Jahren bei rd. 1 : 2,5, stieg dann durch anderweitige Verbesserungen auf 1 : 3,0 bis 1 : 3,5, während heute das Deckgebirge schon bis etwa zum 6fachen der Flözdicke abgebaut wird und Höhen bis zum 7,5fachen noch für abbaufähig gehalten werden; damit kommt man auf im Tagebau zu bewältigende Decken bis zu 100 m¹⁾.

So einfach der diesen Bauwerken zugrunde liegende Gedanke ist — Gewinnung der Erdmassen durch Bagger, Übergabe an Förderbänder auf der Brücke, Abwurf am anderen Ende —, so vielgestaltig sind sie in den Einzelheiten. Die Abstützung geschieht teils auf dem Deckgebirge, teils auf der Kohle, mitunter auch in Zwischenschichten. Die Entscheidung hierüber hängt von den geologischen Verhältnissen, der Tragfähigkeit der einzelnen Schichten, dem Grundwasserstande, etwaiger Rutschgefahr und ähnlichem ab. Nach der Anordnung der Stützen sowie nach der Breite des gewünschten Kohlenvorrates richtet sich wieder die Stützweite der

ist. Die Brücken können daher gegen die Normallage Schiefstellungen einnehmen, die bei einzelnen Ausführungsbeispielen bis zu 45°²⁾ gehen. Hierdurch ist wieder eine Veränderlichkeit der Stützweite bedingt. Ferner ist darauf Bedacht zu nehmen, daß die Höhenlage der beiden Fahrstraßen nicht immer genau der normalen entsprechen wird; auch Neigungen der Längsachse müssen die Brücken also zwanglos ausführen können. Das alles erfordert eine räumlich statisch bestimmte Abstützung des Tragwerks gegen den Baugrund und ebenso eine statisch bestimmte Verbindung der einzelnen Teile, während diese selbst innerlich statisch unbestimmt sein dürfen.

Für die Berechnung und Ausführung der Stahlkonstruktion bestehen besondere Richtlinien³⁾, die sich im allgemeinen eng an die sonstigen einschlägigen Vorschriften, besonders die Reichsbahnvorschriften (BE) anlehnen. Einige Abweichungen erklären sich aus dem Bestreben, das Gewicht der Brücken möglichst niedrig zu halten, ein Gesichtspunkt, der ja bei bewegten Bauwerken insofern besonders wichtig ist, als das Gewicht nicht nur die einmaligen Anschaffungskosten, sondern auch die ständigen Betriebskosten beeinflusst. So ist der Winddruck auf die unbelastete Brücke auf 150 kg/m² begrenzt (BE: 250 kg/m²). Von der Fläche des leeseitigen Hauptträgers ist trotz der Weltmaschigkeit und des großen Abstandes nur die Hälfte als vom Winde getroffen anzunehmen (BE: 100%); dafür wird eine 1,5fache Kippsicherheit verlangt (BE: 1,3fach). Für die Verbände wird die gleiche Beanspruchung zugelassen wie für die übrigen Tragwerkteile (BE: 0,715fach). Dagegen sind die Scher- und Lochleibungs- spannungen auf das 0,75- bzw. 2,0fache der zulässigen Beanspruchung

¹⁾ Dr.-Ing. chr. v. Delius, Die Entwicklung im Bau und Betrieb von Abraumförderbrücken und deren Wirtschaftlichkeit, Braunkohle 1931, Nr. 31; s. a. Technische Blätter, Wochenschrift zur Deutschen Bergwerks-Zeitung 1931, Nr. 34.

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 36, S. 549.

³⁾ Richtlinien für die Berechnung und Ausführung der Eisenkonstruktionen von Abraumförderbrücken vom 28. Oktober 1930.

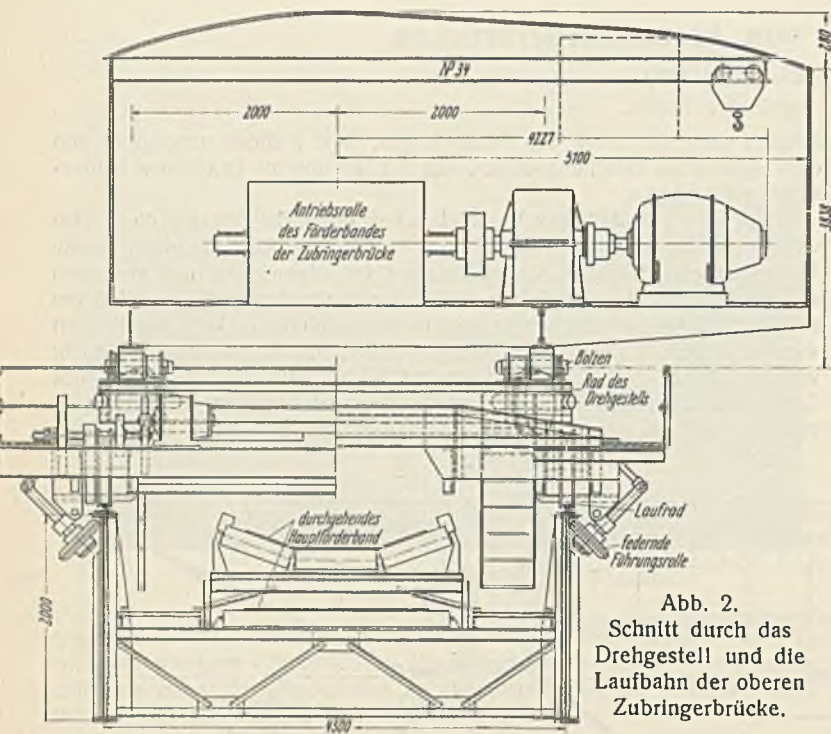


Abb. 2. Schnitt durch das Drehgestell und die Laufbahn der oberen Zubringerbrücke.

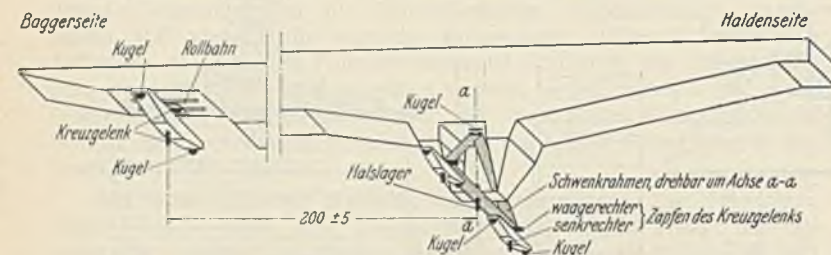


Abb. 3. Statisch bestimmte Lagerung des Brückenkörpers.

festgesetzt (BE: 0,8- bzw. 2,0 bis 2,5fach). Als geringste Dicke gelten 6 mm (9 mm). Abweichend von allen sonstigen Gepflogenheiten vollzieht sich die Prüfung der Berechnung und die Beaufsichtigung der Montage. Da die örtlichen Behörden diesen außerordentlich umfangreichen, dabei nur selten vorkommenden, dann aber sehr dringlichen Aufgaben schon rein zeitlich nicht gewachsen wären, müssen diese Arbeiten einem der vom preußischen Minister für Handel und Gewerbe anerkannten Sachverständigen³⁾ übertragen werden.

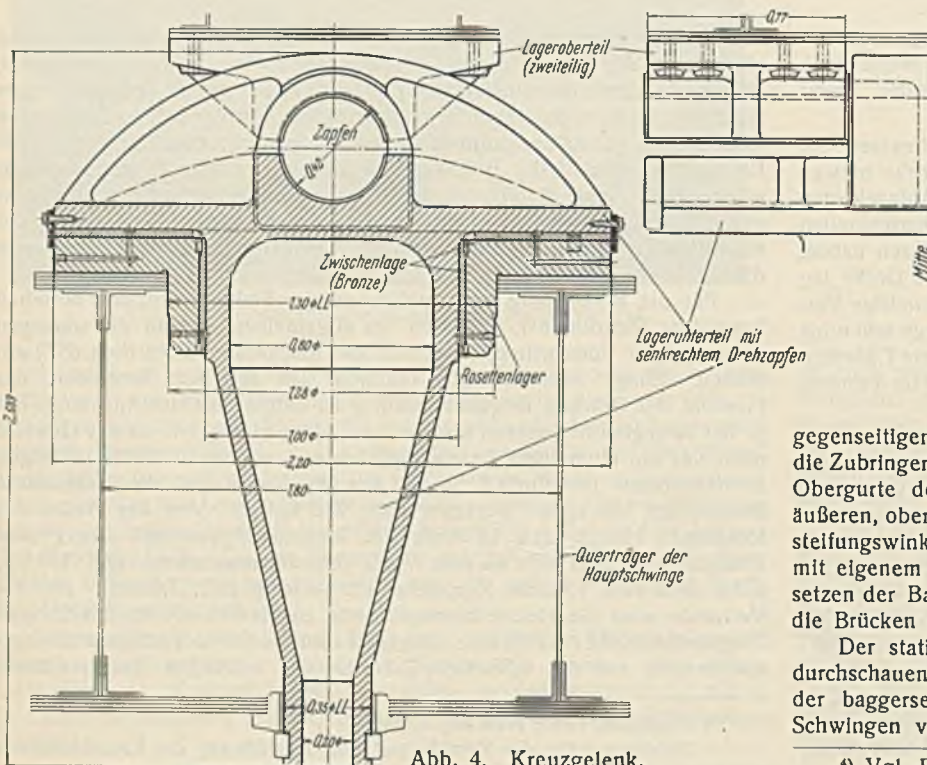


Abb. 4. Kreuzgelenk.

Besondere Beachtung ist dem Winddruck auf die in Betrieb befindliche Brücke zu widmen. „Es sind Sicherheitsvorrichtungen, wie Signale, Fernsprecher, Bremsen, Schienenzangen, Windmesser usw. anzubringen, um die Brücke im Betrieb gegen Windgefahr zu sichern. Der Windmesser soll den Winddruck als Staudruck selbsttätig anzeigen. Er soll während des Betriebes so eingestellt sein, daß er bei einem Staudruck von 30 kg/m² die Brücke durch selbsttätiges Ausschalten des elektrischen Antriebes stillsetzt. Die Einstellung auf einen höheren Staudruck bedarf der Genehmigung des Oberbergamtes.“⁴⁾

Es soll nun eine der neuesten Ausführungen von Abraumförderbrücken besprochen werden, nämlich die der Braunkohlen- und Brikett-Industrie AG gehörende, von den Mitteldeutschen Stahlwerken errichtete Brücke in Kleinleipisch (Niederlausitz). Abb. 1 gibt eine Gesamtübersicht des Bauwerkes. Es dient zum Freilegen eines Flözes von 9 m Mächtigkeit unter einer Decke von 24,5 bis 48,0 m. Das Verhältnis schwankt also zwischen 1:2,7 und 1:5,3. Die Halde hat wegen der Auflockerung der Erdmassen eine Höhe bis zu 55 m. Der Abbau des Deckgebirges geschieht bei geringer Höhe im wesentlichen in zwei Schnitten von je 12 m Höhe, und zwar durch zwei Tiefbagger, von denen der obere über einen in der Fahrriichtung liegenden Querförderer das Hauptförderband der Brücke beschickt, während für den unteren eine besondere Bandstraße mit eigener Zubringerbrücke an das Haupttragwerk angehängt wurde. Diese ungewöhnliche Anordnung hat den Vorteil, daß die untenliegenden Erdmassen nicht unnötig hoch und weit gefördert zu werden brauchen. Überdies ist ihre Tragfähigkeit im vorliegenden Fall weit größer als die der oberen Schichten; sie werden daher zum Anschütten einer Berme benutzt, auf der die Haldenstütze fährt. Dadurch wird diese Stütze erheblich kürzer, als wenn sie auf dem Liegenden der Kohle liefe; außerdem ergibt sich so ein vernünftiges Verhältnis zwischen Stützweite und Kragarmlänge. Der Kragarm, der jetzt 90 m lang ist, würde im anderen Fall im Hinblick auf den sehr flachen Böschungswinkel der oberen Schüttung eine Länge von etwa 150 m erreichen. Durch diese Gesichtspunkte ist also die Anordnung zweier Bänder technisch und wirtschaftlich hinreichend begründet. Die Brücke kann Längsneigungen bis zu ±3,0 m ausführen; die Höhenlage der baggerseitigen Stützung schwankt um ±4,5 m; bei der erwähnten Berme darf das demgemäß nur um ±1,5 m der Fall sein. Um die richtige Höhe der Berme einhalten zu können, ist das Hauptförderband vor der Haldenstütze unterbrochen; von hier aus kann das obere Schüttgut nach Bedarf zwei kurzen Querbändern zugeleitet werden, von denen es über Schurren zu der Berme gelangt (Abb. 1, Schnitt B—B).

Der Bagger des ersten Schnittes wirkt bei niedrigem Deckgebirge vor allem als Planiergerät, kann aber auch Höhen bis zu 12 m bewältigen. Er ist mit der Brücke durch eine Zubringerbrücke von 34 m Stützweite verbunden, die in Brückenrichtung um 15 m verfahrbar ist und Schwenkungen bis zu 25° ausführen kann, damit der Bagger in weitem Maße unabhängig von der schwerfälligeren Hauptbrücke ist. Um den Bagger nach Bedarf — vor allem an den Enden des Feldes — links oder rechts der Brücke ansetzen zu können, läuft auf dem Obergurt der Hauptbrücke eine Katze von 60 t Tragkraft, die die Zubringerbrücke so weit anhebt, daß der Bagger darunter hinwegfahren kann. Nach dem Anheben wird die Zubringerbrücke an Hängestangen aufgehängt (Abb. 8), so daß sie nicht längere Zeit an der Laufkatze zu hängen braucht. Für den untersten Bagger und seine Verbindung mit der angehängten Bandstraße gelten die vorstehenden Ausführungen sinngemäß. Seine Zubringerbrücke wird beim Umsetzen (an Stelle der Aufhängung an Hängestangen) so weit zurückgefahren, daß sie auf ihrer Fahrbahn abgesetzt werden kann. Im mittleren Schnitt ist ein Umsetzen des Baggers naturgemäß unmöglich; hier sollen später zwei Bagger angesetzt werden.

Die Zubringerbrücken sind statisch bestimmt in drei Punkten gelagert. Das Material wird von den Querförderern auf die Zubringerbrücken und von diesen auf die Hauptbänder durch im Drehpunkt angeordnete Trichter übergeben, die Übergabe ist also unabhängig von der gegenseitigen Stellung der einzelnen Elemente. Gegen seitliche Kräfte sind die Zubringerbrücken durch federnde Führungsrollen gesichert, die unter die Obergurte der vollwandigen Fahrbahnträger greifen; die Nieten in den äußeren, oberen Gurtwinkeln dieser Träger sind versenkt, die äußeren Aussteifungswinkel vor dem Obergurt abgebrochen (Abb. 2). Die Brücken sind mit eigenem Antrieb versehen, der aber nur zum Zurückfahren beim Umsetzen der Bagger benutzt wird; im Betrieb ist der Antrieb losgekuppelt, die Brücken werden von den Baggern mitgenommen.

Der statische Aufbau des Haupttragwerkes läßt sich am leichtesten durchschauen, wenn man den eigentlichen Brückenkörper einschließlich der baggerseitigen Hauptschwinge, der Haldenstütze und ihrer beiden Schwingen von den darunterliegenden Fahrwerken trennt (Abb. 3). Die

⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 24, S. 311.

genannte Oberkonstruktion stützt sich mit Hilfe von sechs Kugeln Gelenken — zwei an der Baggerseite, vier an der Haldenseite — auf die Fahrwerke. Diesen sechs Kugeln entsprechen bekanntlich 18 Auflagerbedingungen. Man darf annehmen, daß die Kräfte in der Schienenrichtung sich gleichmäßig auf die zwei bzw. vier Kugeln verteilen, da die Rollwiderstände der Fahrwerke unter den einzelnen Kugeln gleich sein werden; es erscheinen also nur die Summen dieser Kräfte als Unbekannte; damit verringert sich deren Zahl auf 14. Um die notwendige statische Bestimmtheit zu erzielen, muß also die Oberkonstruktion noch $14 - 6 = 8$ Bewegungsmöglichkeiten in sich bergen. Das wichtigste Bauelement zur Erzielung dieses Zweckes ist das sogenannte Kreuzgelenk. Aus dem Brückenbau sind Linienkipplager, die eine Drehung um eine (waagerechte) Achse, und Kugelkipplager, die Drehungen um alle drei Achsen gestatten, bekannt. Das Kreuzgelenk dagegen gestattet Drehungen um die senkrechte und um eine waagerechte Achse. Solche Kreuzgelenke befinden sich zwischen dem Brückenkörper und den drei die Kugeln tragenden Hauptschwingen. Ihre waagerechte Drehachse liegt in Richtung der Brückenachse, da Neigungen der Brücke schon durch die mehrerwähnten sechs Kugeln ermöglicht werden. Treten solche Neigungen ein, so stehen also die Hauptschwingen quergeneigt. Abb. 4 zeigt als Beispiel für die ungewöhnlichen Abmessungen dieser Stahlgußteile das Kreuzgelenk der Baggerseite; das Gewicht beträgt etwa 21,5 t. Mit diesen drei Kreuzgelenken sind sechs Bewegungsmöglichkeiten geschaffen; außerdem befindet sich zwischen dem baggersseitigen Kreuzgelenk und dem Brückenkörper ein Rollentisch, auf dem die Brücke einen Fahrweg von 10 m zurücklegen kann, und schließlich ist der haldenseitige Schwenkrahmen gegen den Brückenkörper um eine senkrechte Achse drehbar, wie aus Abb. 3 ohne weiteres verständlich. Damit sind die Bedingungen der statischen Bestimmtheit erfüllt. Die Verteilung der Kräfte von den sechs Kugeln auf die 128 Laufräder der Baggerseite bzw. die 192 Laufräder der Haldenseite geschieht ebenfalls in statisch bestimmter Weise, und zwar, wie meist üblich, wieder mit Hilfe von Schwingen, also auf mechanischem Wege. Der Raddruck beträgt rd. 13 t.

Eine ausführliche Beschreibung der gesamten Stahlkonstruktion als des eigentlich bautechnischen Teiles des Bauwerks würde über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen. Statt dessen mögen nur einnige der interessantesten Gebilde herausgegriffen werden, die besonders gut die Schwierigkeiten erkennen lassen, die sich einerseits aus den Forderungen der Beweglichkeit und statischen Bestimmtheit, andererseits aus der Rücksicht auf den Forderungsvorgang ergeben. Für diesen Zweck ist eine kurze Besprechung der Fahrwerke am besten geeignet.

Abb. 5 zeigt das Fahrwerk der Baggerseite. Die Untergurte der Hauptträger sind hier so weit hochgezogen⁵⁾, daß das ganze Fahrwerk unter der Brücke Platz findet. Das Förderband läuft unter der Hauptschwinge zwischen den Fahrbahnträgern der oberen Zubringerbrücke bis zu dieser durch. Der Auflagerdruck beträgt 1600 t. Er wird von zwei vollwandigen Rollbahnträgern zunächst auf die acht Rollen des Rollentisches übertragen, der seinerseits auf dem waagerechten Zapfen des bereits in Abb. 4 wiedergegebenen Kreuzgelenkes ruht. In den Rollentisch sind zwei waagerechte Führungsrollen eingebaut. Das Kreuzgelenk ist in der Hauptschwinge gelagert, das sind zwei schwere Fachwerkhauptträger von 27,3 m Stützweite, die durch je einen Vollwandträger an den Enden und zwei in der Mitte verbunden sind. An den Endträgern greifen die Kugeln an. In der Obergurtebene liegt ein Verband; der Verband im Untergurt konnte wegen der durch die Schwinge hindurchlaufenden und auf ihr gelagerten Querförderer nicht durchgeführt werden, mußte vielmehr wieder nach dem Obgurt zurücklaufen (Abb. 6). Dadurch wird das System für den vorliegenden Belastungsfall innerlich einfach statisch unbestimmt.

Noch weit schwieriger war die Durchbildung der darunterliegenden sogenannten Dreieckschwingen. Mit Rücksicht auf die Querförderer mußten die Querverbindungen in der Mitte, wo die Kugel aufsitzt, und

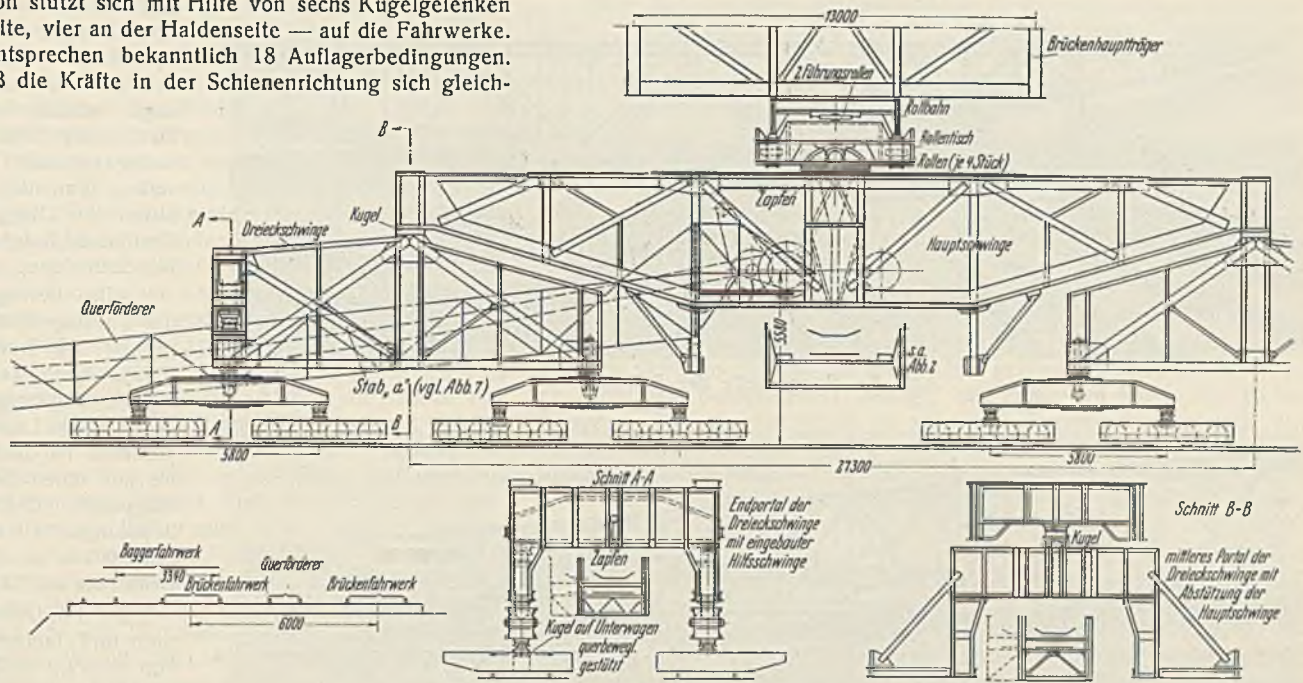


Abb. 5. Fahrwerk der Baggerseite.

an einem Ende portalartig ausgebildet werden, während an dem anderen Ende eine Querverbindung überhaupt nicht unterzubringen war; statt dessen wurden außen beiderseits der Hauptträgeruntergurte waagerechte Verbände angeordnet. Um das Gebilde trotz der Vierpunktlagerung äußerlich statisch bestimmt zu machen, wurde in das Endportal noch eine Hilfsschwinge eingebaut. Innerlich ist das System einfach statisch unbestimmt. Abb. 7 zeigt das System schematisch. Bemerkt sei noch, daß die weiterhin folgenden Schwingen, die im übrigen keiner besonderen Erläuterung mehr bedürfen, teilweise so gelagert sind, daß sie Kräfte quer zur Fahrtrichtung nicht aufnehmen können; damit sollen unvermeidliche kleine Gleisunterschiede ausgeglichen und die erwähnten Kräfte möglichst gleichmäßig auf die vier Schienen verteilt werden, und daraus erklärt sich auch die eigenartige Verteilung der Kraft Q in Abb. 7.

Auf der Haldenseite ist die konstruktive Durchbildung insofern einfacher, als die Behinderung durch die Förderbänder wegfällt; außerdem wird der Auflagerdruck von rd. 2500 t durch den Schwenkrahmen schon auf zwei Schwingen verteilt, so daß die weiterzuleitenden Kräfte kleiner sind. Die Wirkungsweise der folgenden Schwingen gemäß Abb. 1, Schnitt C—C, dürfte ohne weiteres verständlich sein.

Die ganze Stahlkonstruktion der Brücke ist aus einem Sonderstahl

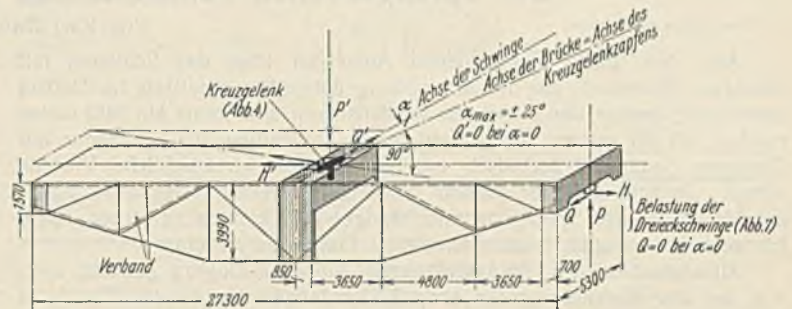


Abb. 6. System der baggerseitigen Hauptschwinge.

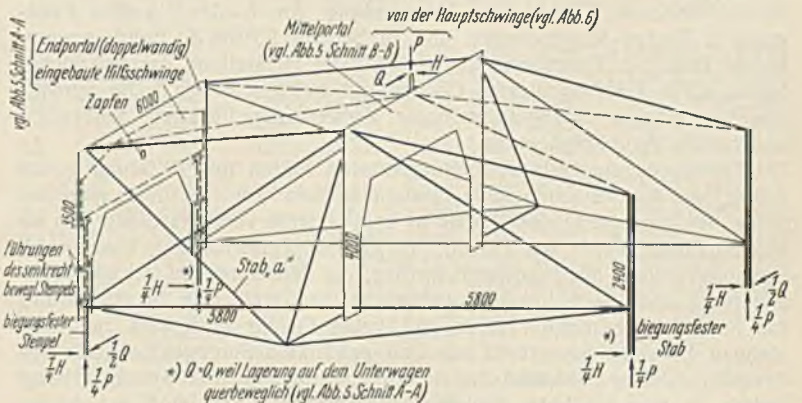


Abb. 7. System der Dreieckschwinge.

⁵⁾ DRP der Mitteldeutschen Stahlwerke.

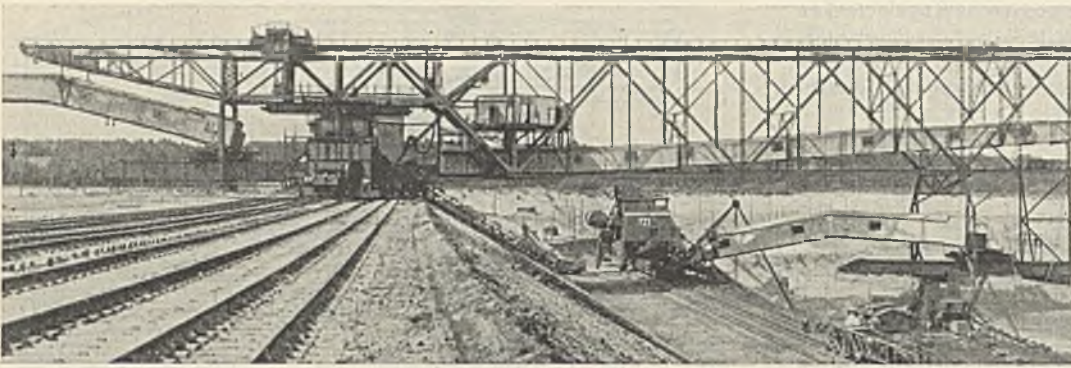


Abb. 8. Baggenseite der Brücke.

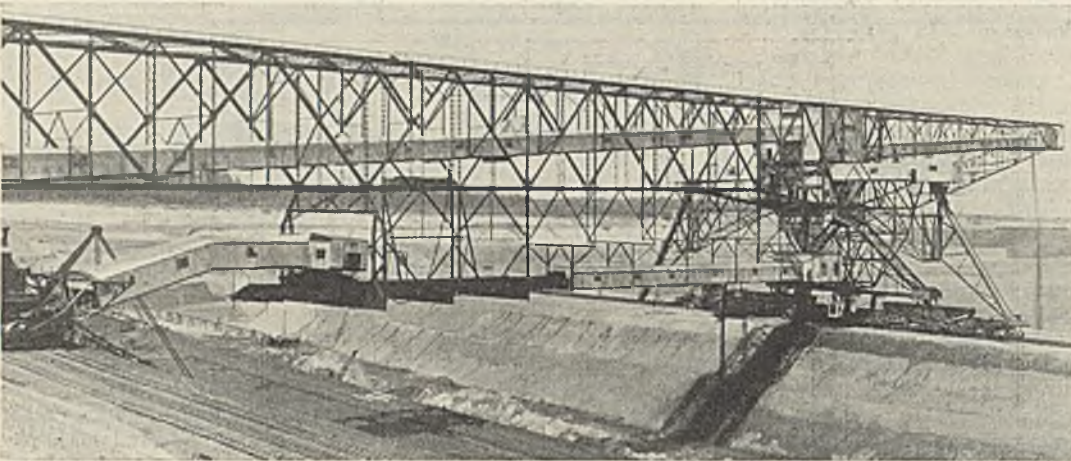


Abb. 9. Haldenseite der Brücke.

St 52 der Mitteldeutschen Stahlwerke hergestellt, für den eine Mindeststreckgrenze von 4000 kg/cm^2 gewährleistet wird. Die zulässigen Beanspruchungen wurden jedoch entsprechend den eingangs erwähnten Vorschriften wie für St 52 mit einer Streckgrenze von nur 3600 kg/cm^2 eingehalten, so daß das Bauwerk also gegen Überschreiten der Streckgrenze eine größere Sicherheit als sonst üblich aufweist.

Von den beiden Führerständen befindet sich der eine dicht neben der Haldenstütze unmittelbar unter dem Untergurt, so daß der Führer nach allen Seiten freie Sicht hat. Darüber liegt zwischen den Hauptträgern das Hauptmaschinenhaus, ein mehrstöckiges Wellblechgebäude, das den

Winde verweht wird. Der Innenraum wird im Winter geheizt, damit es nicht an den Bändern festfriert. Die Förderbänder werden durch Gegenwichte gespannt.

Abb. 8 u. 9 zeigen die fertige Brücke. Das Betriebsgewicht beträgt 4160 t , die Leistung in 21 Stunden $36\,000 \text{ m}^3$ fester oder $50\,400 \text{ m}^3$ geschütteter Masse. 2666 kW sind auf dem Bauwerk installiert; das Gewicht der hierfür benötigten Kabelleitungen beträgt allein etwa 35 t . Die Brücke ist gegen die Normallage um 25° verstellbar; ihre Fahrgeschwindigkeit liegt zwischen 8 und 12 m/min ; sie rückt täglich um etwa 3 m vor.

Antrieb des Hauptbandes, die Verteilungsvorrichtungen für die Abzweigung des Erdreiches nach den Schürren, ferner Transformatoren, Schaltanlagen und sonstige maschinelle Einrichtungen enthält. Der andere Führerstand liegt unter dem hochgezogenen Untergurt an der Baggerseite. Von hier aus kann das Arbeiten aller vier Bagger beobachtet werden. Darüber befindet sich ein zweites kleineres Maschinenhaus.

Alle Bewegungen der Brücke und der Zubringerbrücken sind selbsttätig begrenzt; die Grenzstellungen werden dem Führer durch akustische und optische Vorrichtungen angezeigt, so daß er über die gegenseitige Lage der einzelnen Elemente jederzeit im Bilde ist. Der Windmesser ist auf einen Staudruck von 50 kg/m^2 eingestellt. Mit Hilfe besonderer Überbrückungsschalter kann die Brücke im Bedarfsfalle aber auch noch bei einem Druck bis zu 70 kg/m^2 bewegt werden.

Die Förderbänder sind $1,4$ bis $1,8 \text{ m}$ breit und laufen mit einer Geschwindigkeit von $2,0$ bis $3,5 \text{ m/sek}$ auf dreiteiligen, muldenförmig angeordneten Tragrollenstationen. Die Tragrollen haben staubdicht geschlossene Rollenlager in pendelnd eingehängten Schwenkgehäusen; unter den Materialaufgabestellen sind sie mit starken Gummibandagen versehen. Soweit dem nicht Rücksichten auf den Fahrweg der Zubringerbrücken entgegenstehen, sind die Bänder mit Wellblech umbaut, damit das Fördergut nicht vom

Die Sprengarbeiten beim Bau des Rheinkraftwerks Albruck-Dogern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Karl Daase, Oberhauer.

Aus den bisher erschienenen Aufsätzen über das Schießen mit flüssigem Sauerstoff, die die Anwendung dieses Sprengmittels im Tiefbau darstellten, konnte der praktische Betriebsmann sich kaum ein Bild davon machen, ob für seinen Tiefbaubetrieb die Anwendung des Sprengens mit flüssigem Sauerstoff technisch möglich ist und wirtschaftliche Vorteile bringt. Da ich an einer Anzahl größerer Baustellen Gelegenheit hatte, das Verfahren des Sprengens mit flüssiger Luft kennen zu lernen, halte ich mich für berechtigt, mich zu diesen Fragen zu äußern.

Zum Ausbau des Rheinkraftwerks Albruck-Dogern gehörte auch u. a. bei der Herstellung des etwa $3,5 \text{ km}$ langen Kanals ein Einschnitt in eine 1 km lange Felsstrecke, bei dem etwa $250\,000 \text{ m}^3$ Gestein, zumeist Granit und Gneis zu lösen war. Die Durchführung der Bohrarbeit geschah in der üblichen Weise unter Verwendung von 5 oder 6 großen Flottmann & Demag-Kompressoren und je Schicht 25 bis 30 Bohrhämmern, Bauart Böhler & Flottmann, die sich für die Herstellung der Bohrlöcher bis zu $4,5 \text{ m}$ Tiefe in diesem Gestein gut bewährt haben. Die Sprengarbeiten wurden durchgeführt unter Verwendung flüssigen Sauerstoffs und handfertiger Sprengstoffe.

Die Sprengung mit Sprengluftpatronen hatten nur da einen guten Erfolg, wo das zu sprengende Gestein trocken war. Je tiefer man zur Sohle des herzustellenden Kanals in dem Gestein vorwärts drang, um so wasserhaltiger wurde der Felsen. In diesem wasserhaltigen Gestein ist Ammangelatine I mit angewandt worden, die dem Sprengen mit flüssigem Sauerstoff auch noch insofern vorzuziehen ist, weil man in aller Ruhe das Schußfeld herrichten kann und keine Gefahr läuft, daß zu große Mengen flüssigen Sauerstoffs aus den getränkten Sprengluftpatronen abdampfen. Dieser Übelstand, der sich in einer mangelhaften Sprengwirkung äußert, ist sehr oft beim Schießen mit flüssigem Sauerstoff in wasserhaltigem Gestein aufgetreten. Bei der gleichzeitigen Zündung größerer

Schubreihen von Sprengluftschüssen ist es hierdurch leider oft vorgekommen, daß nur ein Teil der Schüsse die normale Wirkung gezeigt hat, während Schüsse mit Sauerstoffunterschluß mangelhaft gewirkt und hierdurch die zu sprengenden Felsflächen nicht, wie vorgesehen, hereingeworfen haben. Um das Arbeitsfeld wieder ordnungsmäßig herzurichten, mußten zum Teil neue Löcher gebohrt und geladen werden. Erforderlich war nochmaliges Bohren, nochmaliges Auslegen von Zündleitungen nebst elektrischen Zündern, doppelter Verbrauch an flüssigem Sauerstoff nebst den dazugehörigen Sprengluftpatronen, doppelter Arbeitsaufwand für den Transport der getränkten flüssigen Sauerstoffpatronen an die Sprengstelle und für das Besetzen der Sprengluftschüsse. Durch solche Fehlabschläge ist es auch zu erheblichen Störungen im Abtransport der Gesteinsmassen gekommen, weil die Bagger Pausen machen mußten, bis die Sprengungen ordnungsmäßig beendet waren.

Später wurde im wasserhaltigen Gestein, je näher man zur Sohle kam, zum großen Teil auch mit Ammangelatine I gearbeitet. Bei diesem Sprengstoff lief man keine Gefahr, daß durch die Wasserzuflüsse irgendwelche Fehlabschläge zustande kommen, wie dies bei den Sprengluftschüssen häufig aufgetreten und mit schwerwiegenden Folgen verknüpft gewesen ist.

Nach dem Abbau der Hauptgesteinsmassen wurden durch Schüsse mit geringer Ladung Sohle und Böschung genau dem vorgeschriebenen Profil entsprechend nachgearbeitet. Für diese kurzen Pufferschüsse wurde ebenfalls überwiegend Ammangelatine I verwendet. In den Schießkosten zwischen Ammangelatine I und Sprengluft war kein nennenswerter Unterschied. Beim Vergleich beider Schießarbeiten konnte man beobachten, daß die Abschläge dort, wo mit Ammangelatine I gesprengt wurde, gut bis zum Bohrlochtfesten ausgewirkt hatten, so daß das Wegheben der Sohle und Böschung schnell vonstatten ging. Im Gegensatz zu diesem

guten Schußbild ergab sich bei der Sprengarbeit mit flüssigem Sauerstoff, daß Füße und Buckel von erheblicher Größe stehengeblieben waren, die ein schnelleres und sicheres Fortschreiten der Arbeiten verhinderten.

Mit Ammongelatine I wurden Schußfelder bis zu 600 Schuß auf einmal gezündet. Derartig große Schußreihen konnten beim Sprengen mit flüssigem Sauerstoff nicht angewendet werden, auch dort nicht, wo das Gestein nicht ausgesprochen feucht war, vielmehr hat man hierbei höchstens Schußreihen bis zu 150 Schuß abgetan. Der Grund hierfür liegt bekanntlich darin, daß die mit flüssigem Sauerstoff getränkten Sprengluftpatronen dauernd verdampfen, so daß schließlich bei Patronen von 40 mm Durchm. ein Zeitpunkt kommt (der schon nach etwa 8 min erreicht wird), in dem die Sprengluftpatrone nicht mehr genügenden flüssigen Sauerstoff enthält, um eine richtige vollkommene Explosion zu ermöglichen. Die Sprengtruppe müssen bei der Anwendung des flüssigen Sauerstoffs also die Bohrlöcher hastig und schnell laden, um sich nicht der Gefahr von Fehlabschlägen auszusetzen. Wer jemals mit angesehen hat, mit welcher Hast größere Schußreihen von Sprengluftschüssen abgetan werden, ist sich darüber klar, daß unter der Eile, mit der das Laden und Besetzen der Sprengluftschüsse vorgenommen werden muß, die Sorgfalt der Ausführung der Schießarbeit erheblich leiden muß, was wiederum zu einer Rückwirkung auf die Güte der ausgeführten Sprengarbeit führt.

Für die Pufferschüsse wurden besonders kurze Patronen hergestellt, die nach der Zerkleinerung der normalen Patronen in Papier gewickelt und mit dünnem Kupferdraht oder Bindfaden verschürt wurden. An diesen Nebenarbeiten waren täglich zwei Arbeiter beschäftigt, deren Löhne zu den übrigen Unkosten beim Sprengluftverfahren im Gegensatz mit handfertigen Sprengstoffen hinzugerechnet werden müssen.

Größere Steine im Haufwerk wurden angebohrt und mit einer drittel oder einer halben Normal Sprengluftpatrone geladen und abgetan. Die Wirkung bei diesen Anbohrschüssen war gut.

Ähnliche Erfahrungen sind auch auf anderen Tiefbaustellen gemacht worden. Beim Bau des Hochspeicherkraftwerks Herdecke wurden, um ein schnelleres Vorwärtkommen zu ermöglichen, trotz des weichen Sandsteins bei den Sprengungen tausende von kg festen Sprengstoff mit hinzugezogen. Es gab Wochen, in denen 500 und mehr kg fester Sprengstoff verbraucht wurde.

Beim Bau des Schwarzenbachstollens, an dem ich auch mitgearbeitet habe, wurden beim Stollenvortrieb trotz wochenlanger Versuche mit flüssigem Sauerstoff keine zufriedenstellenden Ergebnisse erreicht. Man konnte die Bohrungen ansetzen, wie man wollte, stets ergab sich nach der Sprengung das gleiche Bild einer zerrissenen, zerklüfteten und unregelmäßig abgeworfenen Ortsbrust, zu deren Gleichstellung erhebliche zusätzliche Bohr- und Sprengarbeiten erforderlich waren. Bei Stollenarbeiten macht sich noch mehr als bei Arbeiten im Tagebau die Notwendigkeit, die Schießarbeit bei Anwendung von Sprengluft mit großer Hast zu betreiben, folgenswer bemerkbar. Beim Laden der Bohrlöcher werden wegen der großen Eile, mit der diese Arbeiten vorgenommen werden müssen, zu leicht die fertig geschalteten Stromkreise der elektrischen Zünder zerrissen; diese Störungen werden häufig nicht sogleich bemerkt, sondern stellen sich erst heraus, wenn von der Zündmaschine oder der Starkstromleitung her die Schüsse gezündet werden sollen. Wenn es dann dem Schießmeister gelingt, den Fehler zu finden und zu beseitigen, ist mindestens schon ein so großer Zeitverlust eingetreten, daß bei erneuter Betätigung der Zündmaschine oder des Schließalters die Sprengluftpatronen nicht mehr voll wirksam sind, so daß infolge mangelhafter Sprengwirkung der nicht mehr voll leistungsfähigen Sprengluftpatronen Fehlabschläge eintreten. In diesem Falle treten die giftigen kohlenoxydhaltigen Nachschwaden auf, die eine baldige Wiederaufnahme der Arbeit nach einem Abschlagen ausschließen.

Nach meinen Erfahrungen erzielt man bei Stollenbauten mit den handfertigen Sprengstoffen die günstigsten Vortriebleistungen, kann die Schießarbeit mit der gebotenen Sicherheit und Ruhe durchführen und vermeidet so Fehlabschläge, die das ganze Arbeitsprogramm für die Stollenbeschaffung wirkungslos machen würden. Vortriebleistungen von 6,5 m beim Heimbachstollen, 7,8 m Stollenbau in der Eifel, 8 m beim Schluchseestollen im harten Granit, 14,70 m Stollenbau bei Canne in Belgien usw. wären beim Sprengen mit flüssigem Sauerstoff an den gleichen Arbeitstellen nicht erzielbar gewesen.

Meine Erfahrungen gehen dahin, daß im Vortrieb beim Stollenbau und bei allen Arbeiten in wasserführendem Gestein die Anwendung von handfertigen Sprengstoffen betriebsicherer, wirtschaftlicher und darum empfehlenswerter ist als die von flüssigem Sauerstoff in Verbindung mit den dazu erforderlichen Spezialpatronen.

Grundschwingzahlen der elastischen Querschwingungen dreifach gelagerter Träger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. Karl Federhofer, Technische Hochschule Graz.

Die dynamische Berechnung von dreifach gestützten Stäben erfordert die Kenntnis ihrer den elastischen Querschwingungen entsprechenden Eigenschwingzahlen, die als Wurzeln gewisser transzendenten Gleichungen zu bestimmen sind; wird der betrachtete Stab als dreifach gestützte Welle verwendet, so stimmen ihre kritischen Drehzahlen überein mit den minutlichen Schwingzahlen des Stabes.

Die folgenden Formeln und Zahlenangaben für die Grundschwingzahlen dreifach gestützter Träger ermöglichen die rasche und einfache Beurteilung des Einflusses der Lage der Zwischenstütze sowie der Art der Befestigung der Trägerenden auf die Grundschwingzahl solcher Träger. Dabei werden die in Tabelle I dargestellten Lagerungsfälle I, II, III berücksichtigt.

1. Bei gleichbleibendem Querschnitt F und Trägheitsmomente J des Stabes lauten die diesen drei Fällen entsprechenden transzendenten Frequenzgleichungen¹⁾:

Fall I: $\cotg \lambda_1 - \cotg \lambda_1 = -(\cotg \lambda_2 - \cotg \lambda_2)$;

Fall II: $\frac{\cos \lambda_1 \cdot \sin \lambda_1 - \sin \lambda_1 \cdot \cos \lambda_1}{\cos \lambda_1 \cdot \cos \lambda_1 - 1} = 2 \frac{\sin \lambda_2 \cdot \sin \lambda_2}{\cos \lambda_2 \cdot \sin \lambda_2 - \sin \lambda_2 \cdot \cos \lambda_2}$;

Fall III: $\frac{\cos \lambda_1 \cdot \sin \lambda_1 - \sin \lambda_1 \cdot \cos \lambda_1}{\cos \lambda_2 \cdot \sin \lambda_2 - \sin \lambda_2 \cdot \cos \lambda_2} = - \frac{\cos \lambda_1 \cdot \cos \lambda_1 - 1}{\cos \lambda_2 \cdot \cos \lambda_2 - 1}$.

Hierin sind λ_1 und λ_2 unbenannte Zahlen, und zwar ist $\lambda_1 = \alpha \cdot l_1$, $\lambda_2 = \alpha \cdot l_2$, und die Unbekannte α (Dimension m^{-1}) ist definiert durch die Gleichung

$$(1) \quad \alpha^4 = \frac{\mu F(1 + \delta)}{EJ} \omega^2.$$

In dieser bezeichnet ω (Dimension sek^{-1}) die Kreisfrequenz, so daß $n_s = \frac{\omega}{2\pi}$ die Schwingzahl/sek angibt; μF ist die Eigenmasse des Stabes je Längeneinheit (Dimension $kg \cdot sek^2 \cdot m^{-2}$), zu der noch eine über die

¹⁾ Die Frequenzgleichungen lassen sich sofort hinschreiben, wenn man die von D. Smith angegebene Grundformel für die Schwingung eines Trägerfeldes benutzt. Vgl. Engng. 1925, Bd. 120, S. 808. Diese Formel enthält zweckmäßig gewählte Hilfsgrößen, durch welche die Bedingungen an den Trägerenden und die Übergangsbedingungen an der Zwischenstütze sehr einfach ausgedrückt werden können. Vgl. ferner E. R. Darnley, Phil. Mag. 1921, S. 81, und W. Prager, Z. f. techn. Physik 1929, S. 275 bis 280.

Stablänge $L = l_1 + l_2$ gleichmäßig verteilte Auflast treten kann, die das δ -fache der Eigenmasse ausmacht, E ist das Elastizitätsmaß des Stabmaterials ($kg \cdot m^{-2}$) und J (m^4) das Trägheitsmoment des Querschnitts. Für verschiedene Verhältnisse α der beiden Feldweiten ($\alpha = l_2 : l_1$) sind in der folgenden Tabelle die kleinsten Wurzeln $\lambda_1 = \alpha \cdot l_1$ und $\lambda_2 = \alpha \cdot l_2$ sowie die Werte $C = \lambda_1 + \lambda_2 = \alpha \cdot L$ (unbenannte Zahlen) zusammengestellt. Die zugehörigen Grundschwingzahlen berechnen sich dann gemäß Gl. (1) aus der Formel

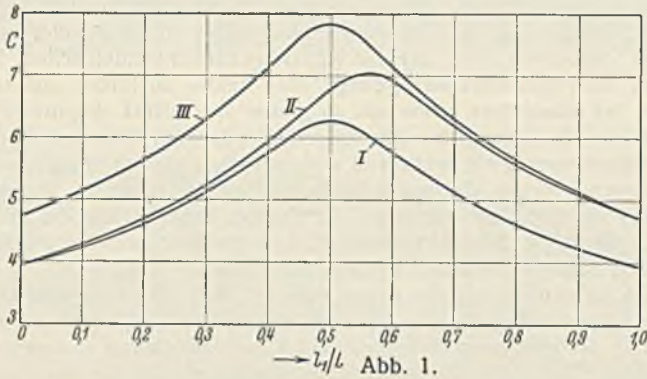
$$(2) \quad n_s = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{C}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EJ}{\mu F(1 + \delta)}}.$$

Tabelle I.

l_1/L	α	Fall I			Fall II			Fall III		
		λ_1	λ_2	C	λ_1	λ_2	C	λ_1	λ_2	C
0	∞	0	3,927	3,927	0	3,927	3,927	0	4,730	4,730
			($\approx 5\pi/4$)							
0,1	9	0,423	3,804	4,227	0,426	3,830	4,260	0,513	4,616	5,129
0,2	4	0,923	3,692	4,615	0,935	3,739	4,675	1,128	4,512	5,640
0,25	3	1,214	3,643	4,857	1,232	3,694	4,928	1,487	4,462	5,949
0,3	$7/3$	1,539	3,592	5,131	1,564	3,649	5,213	1,890	4,411	6,301
0,3	2	1,783	3,565	5,348	1,810	3,620	5,430	2,188	4,375	6,563
0,4	$3/2$	2,313	3,470	5,783	2,369	3,554	5,923	2,859	4,289	7,148
0,428	$4/3$	2,563	3,417	5,980	2,642	3,523	6,165	3,178	4,237	7,415
0,5	1	3,1416(π)	π	2π	3,393	3,393	6,786	3,927	3,927	7,854
0,571	$3/4$	3,417	2,563	5,980	4,029	3,022	7,051	4,237	3,178	7,415
0,6	$2/3$	3,470	2,313	5,783	4,152	2,768	6,920	4,289	2,859	7,148
0,6	$1/2$	3,565	1,783	5,348	4,297	2,149	6,446	4,375	2,188	6,563
0,7	$3/7$	3,592	1,539	5,131	4,344	1,862	6,206	4,411	1,890	6,301
0,75	$1/3$	3,643	1,214	4,857	4,413	1,471	5,884	4,462	1,487	5,949
0,8	$1/4$	3,692	0,923	4,615	4,443	1,111	5,554	4,512	1,128	5,640
0,9	$1/6$	3,804	0,423	4,227	4,589	0,5099	5,099	4,616	0,513	5,129
1,0	0	3,927	0	3,927	4,730	0	4,730	4,730	0	4,730
			($\approx 5\pi/4$)							

Die Werte α sind dabei so gewählt, daß sie den Lagen der Zwischenstütze in den aufeinanderfolgenden Zehnteln der Gesamtstützweite L entsprechen; außerdem sind die häufig vorkommenden Werte $\alpha = \frac{1}{3}, \frac{1}{2}$ und $\frac{3}{4}$ (bzw. $\alpha = 3, 2, \frac{4}{3}$) berücksichtigt.

In den Diagrammen der Abb. 1 ist die Abhängigkeit des Wertes C (Gl. 2) von dem die Lage der Zwischenstütze kennzeichnenden Verhältnisse ($l_1 : L$) für die Fälle I bis III dargestellt. Die Kurven I und III sind natürlich symmetrisch in bezug auf die Trägermitte, im Falle II ergibt sich bei $\frac{l_1}{L} = 0,55776$ der Wert $\max C$ mit 7,068 60.



2. Ist der Träger noch an den Stellen 1, 2 . . . n mit Punktmassen $m_1, m_2 . . . m_n$ besetzt, so wird die strenge Ermittlung der Grundschwingzahlen sehr umständlich. Praktisch brauchbare Näherungswerte liefert bekanntlich die Formel von S. Dunkerley²⁾. Sei Ω die gesuchte Kreisfrequenz, ω_e jene des Stabes ohne Einzelmassen (aus obiger Tabelle zu entnehmen), bedeuten ferner $\omega_1, \omega_2 . . . \omega_n$ die Kreisfrequenzen der Stabschwingungen, wenn nur die 1., 2. . . n^e Masse allein aufgebracht ist, dann gilt genähert

$$(3) \quad \frac{1}{\Omega^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{\omega_i^2}$$

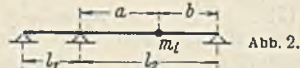
Die Kreisfrequenz ω_i des masselosen Stabes, der nur eine Punktmasse m_i trägt, berechnet sich aus

$$(4) \quad \omega_i^2 = \frac{g}{\delta_{st}}$$

worin δ_{st} die statische Einsenkung des Trägers an der Stelle der Last m_i g ist. Wird diese Einsenkung nach der Biegungstheorie gerader Stäbe in bekannter Weise berechnet, so ergeben sich aus $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{\delta_{st}}{g}$ folgende gebrauchsfertige Formeln:

Fall I (Abb. 2):

$$\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 b^2 [4 l_2 (l_1 + a) - a^2]}{12 E J l_2^3 L}$$



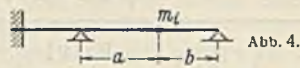
Fall IIa (Abb. 3): Masse m_i im Felde l_1

$$\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^3 b^2 [3 l_1 (l_2 + b) + b l_2]}{3 E J l_1^3 (3 l_1 + 4 l_2)}$$



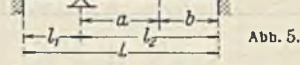
Fall IIb (Abb. 4): Masse m_i im Felde l_2

$$\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 b^3 [3 l_2 (l_1 + a) + a b]}{3 E J l_2^3 (3 l_1 + 4 l_2)}$$



Fall III (Abb. 5):

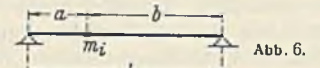
$$\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 b^3 (a l_1 + 4 a l_2 + 3 l_1 l_2)}{12 E J l_2^3 L}$$



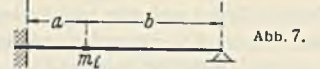
²⁾ London Phil. Transact. A, 185, 1894, S. 279. Theoret. Begründungen zur Formel von Dunkerley gaben E. Hahn, Schweiz. Bauztg. 72, 1918, S. 191, und H. H. Jeffcott, Proc. Roy. Soc. London A, 95, 1918, S. 106; Phil. Mag. 1927, S. 689.

3. Grenzfälle. Der dreifach gelagerte Träger geht, indem eine Feldweite verschwindet oder gegen Unendlich strebt, in die folgenden fünf Grenzfälle des zweifach gestützten Trägers³⁾ über mit den ihnen entsprechenden Werten für $\frac{1}{\omega_i^2}$:

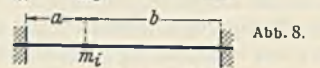
α) (Abb. 6): $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 b^2}{3 E J l}$



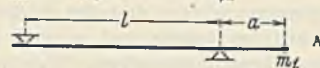
β) (Abb. 7): $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^3 b^2 (3l + b)}{12 E J l^3}$



γ) (Abb. 8): $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^3 b^3}{3 E J l^3}$



δ) (Abb. 9): $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 (l + a)}{3 E J}$



ϵ) (Abb. 10): $\frac{1}{\omega_i^2} = \frac{m_i a^2 (3l + 4a)}{12 E J}$



Man erhält obige Formeln für den

Grenzfalle α) mit $l_1 \rightarrow \infty, l_2 = l$ aus Fall I und IIb,

Grenzfalle β) mit $l_1 = 0$ aus Fall I und IIb, mit $l_1 \rightarrow \infty$ aus Fall III, mit $l_2 \rightarrow \infty$ aus Fall IIa,

Grenzfalle γ) mit $l_2 = 0$ aus Fall IIa, mit $l_1 = 0$ aus Fall III,

Grenzfalle δ) mit $b \rightarrow \infty, l_2 \rightarrow \infty$ aus Fall I oder mit $a \rightarrow \infty, l_1 \rightarrow \infty$ aus Fall IIa,

Grenzfalle ϵ) mit $b \rightarrow \infty, l_2 \rightarrow \infty$ aus Fall IIb und III.

4. Die Kreisfrequenzen ω_e für die Grenzfälle (δ) und (ϵ). Im Falle (δ) des über die eine Stütze um die Länge a überhängenden Trägers ergibt sich die Kreisfrequenz ω_e bei alleiniger Rücksichtnahme auf die gleichförmige Masse $\mu F(1 + \delta)$ je Längeneinheit des Stabes zu

$$\omega_e = \frac{\lambda^2}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{\mu F(1 + \delta)}}$$

und es gilt für λ die Frequenzgleichung:

$$(\sin \lambda \cdot \cos \lambda - \cos \lambda \cdot \sin \lambda) (\sin \alpha \lambda \cdot \cos \alpha \lambda - \cos \alpha \lambda \cdot \sin \alpha \lambda) = 2 \sin \lambda \cdot \sin \alpha \lambda (1 + \cos \alpha \lambda \cdot \cos \alpha \lambda)$$

worin $\alpha = \frac{a}{l}$ ist; die von J. Morrow⁴⁾ berechneten kleinsten Wurzeln λ sind in der ersten Zahlenreihe der folgenden Tabelle II in ihrer Abhängigkeit von α im Bereiche $\alpha = 0$ bis $\alpha = 1$ angegeben. Für kleine α gab C. Chree⁵⁾ die Näherungsformel $\lambda = \pi \left(1 - \frac{\pi^2}{6} \alpha^3\right)$, der Fehler ist kleiner als 1%, wenn $\alpha < \frac{1}{2}$.

Im Falle (ϵ) lautet die Frequenzgleichung

$$\frac{1 - \cos \lambda \cdot \cos \lambda}{1 + \cos \alpha \lambda \cdot \cos \alpha \lambda} = \frac{\sin \lambda \cdot \cos \lambda - \cos \lambda \cdot \sin \lambda}{\sin \alpha \lambda \cdot \cos \alpha \lambda - \cos \alpha \lambda \cdot \sin \alpha \lambda}$$

Aus der zweiten Zahlenreihe der Tabelle II sind die dem gleichen Bereiche $\alpha = 0$ bis 1 zugehörigen kleinsten Wurzeln λ , die bisher nicht berechnet waren, zu entnehmen.

³⁾ Vgl. „Hütte“, des Ingenieurs Taschenbuch, 26. Aufl., 1932, Bd. I, 1., S. 437, wo die Formeln für ω_i^2 zu den Fällen (α bis γ) angegeben sind. Der Fall δ läßt sich aus S. 440, 1., als Sonderfall herleiten. Auf S. 440 bis 442 sind noch weitere Fälle, allerdings allgemeiner, behandelt.

⁴⁾ Phil. Mag. 1908, S. 497.

⁵⁾ Phil. Mag. 1904, S. 517.

Tabelle II.

$\alpha = \frac{a}{l}$	0	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3	1/2	3/4	1
λ (Fall δ) . .	π	3,1364	3,1345	3,1315	3,1265	3,1175	3,0997	3,0588	2,9404	2,5190	1,9017	1,5059
λ (Fall ϵ) . .	3,9269 ($\approx 5\pi/4$)	3,9158	3,9119	3,9056	3,8951	3,8760	3,8376	3,7460	3,4797	2,7591	2,0059	1,5708 = $\pi/2$

Alle Rechte vorbehalten.

Die Personenschwebebahn San Sebastian—Miramar.

Die über dem Hafen von Barcelona befindliche, zur Personenbeförderung zwischen San Sebastian und Miramar bestimmte Seilhängebahn¹⁾, deren Plan im Jahre 1928 entstand, kennzeichnet die schnelle Entwicklung dieses Verkehrsmittels. Vor der Eröffnung der Seilschwebebahn wurde der Verkehr teils durch Schiffe, die das ausgedehnte Hafenbecken durchquerten, teils durch Straßenbahnen und Automobile über die Vorstadt Barceloneta geführt. Ein erheblicher Teil der Personenbeförderung ist nun von der neuen Seilbahn übernommen worden, die zugleich die Verbindung mit dem noch weiter südöstlich von Miramar gelegenen Berge Montjuich vermittelt.

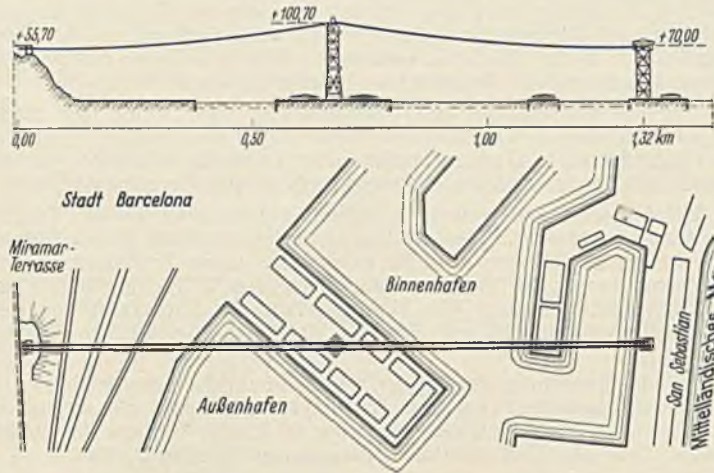


Abb. 1. Schematische Darstellung der Hafenanlagen.

Vom Seebade San Sebastian aus führt die Bahn (Abb. 1) zunächst über eine auf der Mole von Barcelona gelegene Zwischenstation, von wo der Verkehr nach dem Stadttinneren weitergeleitet wird. Die zweite Hälfte der Strecke verbindet die Zwischenstation mit der Terrasse Miramar. So erreicht die Bahn bei einer Gesamtlänge von 1320 m eine freie Höhe von 62 m, da nach der Forderung der Hafenbehörde die freie Durchfahrt für alle Seeschiffe gewährleistet werden mußte. Da nun das Gelände bei Miramar nur 50 m und die Mole sogar nur 3 m

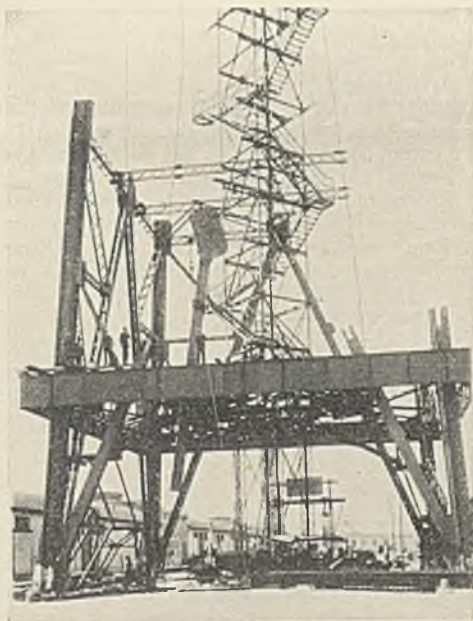


Abb. 2. Die Anfangsstation San Sebastian zu Beginn des Baues.



Abb. 3. Der Turm auf San Sebastian nach Fertigstellung von der Mole aus gesehen.



Abb. 4. Der Mittelurm auf der Mole.

über MW des Mitteländischen Meeres liegt, mußten die Endpunkte und der mittlere Auflagepunkt für die Seile auf hohe Türme gelegt werden. Diese Türme mußten wiederum erheblich höher sein als die geforderte freie Durchfahrt, da die Seile bei ihrer großen Länge sehr stark durchhängen und außerdem die Höhe der Hängebahnwagen mit zu berücksichtigen war.

Am schwierigsten war unter diesen Umständen die Berechnung für den Turm auf San Sebastian (Abb. 2 u. 3), der außer den für solche Bauwerke allgemein auftretenden Kräften noch 125 000 kg waagrecht wirkende Zugkraft der Seile aufzunehmen hat.

Erheblich günstigere Bedingungen bestanden für den Mittelurm auf

¹⁾ Erbauer Bleichert, Leipzig. — Die Unterlagen stammen zum Teil von dieser Firma, zum Teil von dem spanischen Architektenbüro Deulofeu & Arquer.

der Mole (Abb. 4). Dieser dient nur zur Stütze der Seile, ohne deren waagerechte Zugkraft aufzunehmen. Die Seile sind über den Turm hinweggeleitet. Wegen der erforderlichen freien Durchfahrt der Schiffe mußte aber der Mittelurm fast 110 m hoch ausgeführt werden.

Der Turm auf San Sebastian (Abb. 4) ist so niedrig wie möglich, nämlich 70 m hoch, gebaut worden.

Beim Bau der Türme wurden zusammen 1300 t Stahlkonstruktion

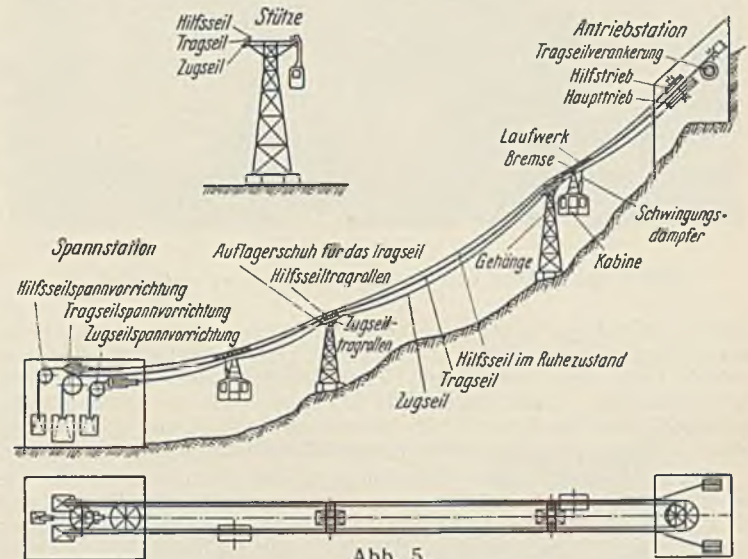


Abb. 5.

verwendet; für die schweren Fundamente waren über 4400 m³ Beton erforderlich. Die Fundamente bieten größte Sicherheit und hinreichenden Halt für alle auftretenden Beanspruchungen. — Der Verkehr in den Türmen zur Verbindung zwischen Erdboden und Bahnsteig wird durch je zwei Aufzüge und eine Treppe für den Fußgängerverkehr vermittelt. Beide Türme haben Warteräume, Gaststätten und Aussichtsterrassen.

Der Konstruktion der Bahnanlage ist der sogenannte Vierwagen-

betrieb nach dem System Bleichert-Zuegg (Abb. 5) zugrunde gelegt. Hierbei werden an einem Zugseil zwei Wagen auf jeder Seite im Abstände der halben Strecke angeordnet. Zu Beginn der Fahrt befinden sich demnach zwei Wagen in der Mittelstation und je ein Wagen in der Anfangs- bzw. Endstation. Das gemeinsame Zugseil zieht nun alle vier Wagen gleichzeitig aus den Stationen. Während der eine Wagen von der Mittelstation sich zur Endstation und der andere Wagen sich zur Anfangsstation bewegt, machen die von der Anfangs- bzw. Endstation ausgehenden Wagen die umgekehrte Bewegung, so daß je zwei und zwei Wagen in der Mitte der beiden Halbstrecken aneinander vorbeifahren. Am Ende der Fahrt haben die Wagen der Anfangs- und Endstation die Mittelstation erreicht, die Wagen der Mittelstation die Anfangs- bzw. Endstation. Darauf folgt die Fahrt in umgekehrter Richtung. Da mithin jeder Wagen nur zwischen der Anfangs- und der Mittelstation bzw. der Mittel- und Endstation hin- und herfährt, muß der Fahrgast, der die ganze



Abb. 6. Gesamtansicht
der Schwebbahn von der Station Miramar aus gesehen.

Strecke zurücklegen will, stets auf der Mittelstation umsteigen. — Dieses System gewährleistet die denkbar größte Betriebssicherheit und erreicht trotz der scheinbaren Umständlichkeit eine beachtenswerte Verkehrsleistung. Jeder Wagen faßt 20 Personen und besitzt eine Fahrgeschwindigkeit von 4 m/sek. Es können also 480 Personen je Std. befördert werden, bei einer Fahrzeit von nicht ganz 4 min je Teilstrecke.

Auch in jeder anderen Beziehung ist der Grundsatz „Zuerst die Sicherheit“ allen anderen Erwägungen vorangestellt. Die Wagen sind mit allen denkbaren Einrichtungen zur Sicherung des Betriebes und zur Schonung der Seile ausgestattet. Die vier Laufwerke tragen je acht Räder mit Gummilaufflächen. Tragseilbremsen in den Laufwerken schalten sich bei Störungen am Zugseil selbsttätig ein und haben außerdem eine Bedienungsvorrichtung für Handbetrieb. In jeder Kabine befindet sich ein Druckknopf zum Stilllegen des Wagens im Gefahrfalle. Für jede irgendmögliche Betriebsstörung kann sofort Abhilfe getroffen werden.

Die elektrischen Antriebmotoren können wahlweise auf das Zugseil oder das Hilfseil wirken. Jeder Antrieb hat drei voneinander unabhängige

Bremsen: eine Hauptwellenbremse für Bedienung durch den Maschinisten, eine selbsttätige elektrische Bremse, die beim Versagen des Stromes oder bei Betätigung eines der auf den Stationen und in den Kabinen angebrachten Notschalter in Tätigkeit tritt, und eine Filekraftbremse, die das Überschreiten der vorgeschriebenen Fahrgeschwindigkeit verhindert. Eine weitere Einrichtung zwingt die Maschinisten zum Einhalten einer verminderten Fahrgeschwindigkeit beim Einlaufen der Wagen in die Stationen. Bei zu schnellem Einfahren bleiben die Wagen selbsttätig stehen. Wird ein Wagen trotz vermindertener Fahrgeschwindigkeit nicht rechtzeitig stillgesetzt, so läuft er auf große Pufferfedern, durch die ein Schalter betätigt und der Wagen stillgesetzt wird.

Auch bei unsichtigem Wetter ist der Betrieb in keiner Weise behindert oder gar gefährdet. Fahrtanzeiger in den Führerständen zeigen stets die jeweilige Bewegung der Wagen auf den Strecken an. Maschinistenstand, Stationen und Kabinen sind durch Fernsprecher verbunden. Als Fernsprechleitung dienen die Seile, von denen Zug- und Hilfseil isoliert verlegt sind, während die Tragseile zur Erdung dienen.

Auf die Konstruktion und Festigkeit der Seile wurde die größte Sorgfalt verwendet. Die Tragseile sind in vollverschlossener Art hergestellt und haben 45 mm Durchmesser. Erheblich schwächer ist das Zugseil mit 23 mm und das Hilfzugseil mit 17 mm Durchmesser.

Die Maschinenanlage für den Antrieb der Seile ist auf der Terrasse Miramar untergebracht. Diese Station ist zu ebener Erde ganz aus Beton erbaut. Der Betriebsstrom wird für gewöhnlich einem Drehstromnetz von 220 V entnommen, an das der Hauptmotor von 36 PS unmittelbar angeschlossen ist. Um auch von Störungen von der Stromzufuhr im Netz unabhängig zu sein, ist auf Miramar eine kleine elektrische Zentrale eingebaut.

Bei der Errichtung der Anlage waren erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden, besonders bei dem Aufbringen der Seile, die wegen der Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs nur in einigen Nächten für wenige Stunden tiefer als 62 m über dem Wasserspiegel hängen durften.

Schon während des Bahnbaues wurde den Arbeiten ein lebhaftes Interesse von Fachleuten und Privatpersonen entgegengebracht. Nach ihrer Fertigstellung besitzt die Bahn auch für Fremde eine besondere Anziehungskraft, die nicht allein der Anlage selbst, sondern auch der schönen Aussicht zuzuschreiben ist, die der Fahrgast, oder der Besucher der Terrassen und Gaststätten auf den Hafen, die Stadt Barcelona, das Bad San Sebastian und das Mittelländische Meer genießt (Abb. 6).
R. Leonhardt.

Vermischtes.

Korrosion von Stahlbauten. In technischen Zeitschriften tauchen immer wieder Angaben über den notwendigen Aufwand der Deutschen Reichsbahn für den Schutz ihrer Stahlbauwerke gegen Korrosion auf. Dabei wird meist behauptet, daß die notwendigen jährlichen Ausgaben der Reichsbahn für diesen Zweck 50 Mill. RM betragen. Diese falsche Angabe findet sich auch oft in den Reklamebeilagen von Firmen, die Farben und andere Rostschutzmittel anbieten. In Wirklichkeit erfordert der Rostschutz der stählernen Brücken und Hochbauten der Reichsbahn einen jährlichen Aufwand von höchstens 6,4 Mill. RM.

Aus dem Reichshaushaltplan 1933. (Reichshaushaltgesetz für das Rechnungsjahr 1933, vom 28. Juni 1933.) Im ordentlichen Haushalt des Reichsverkehrsministeriums sind an einmaligen Ausgaben für Bauausführungen, Beschaffungen, technische Zwecke u. ä. folgende Beträge vorgesehen:

Regulierung der Krümmen Gilje 450 000 RM, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberge (km 442,5 bis 502,5) 150 000 RM, Verbesserung der Elbestrecke bei Barförde (km 563,3 bis 567,3) 400 000 RM, Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln 105 000 RM, Umbau des Weserwehres bei Dörverden 500 000 RM, Instandsetzung der Strombauwerke zur Beseitigung von Gefahrenstellen in der Oberweser 50 000 RM, Beseitigung von Gefahrenstellen in der Weser von km 171,9 bis 175,0 (Vellheimer Bucht), lippisches Ufer 15 000 RM, Verbesserung der Schiffsahrtstraße Stettin—Swinemünde 700 000 RM, Ausbau der Ufer bei Lühe 100 000 RM, Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe und Küstenpunkte der Ostsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandsbestimmungen für die Schiffsahrt bei Nebel 190 000 RM, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank 1 000 000 RM, Regulierung der Unterelbe bei Pagensand 1 800 000 RM, Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser 300 000 RM, weiterer Ausbau des Ems-Weser-Kanals 200 000 RM, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Lippe und Stever der Olfen 2 000 000 RM, Hohenzollernkanal, 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe) 2 300 000 RM, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau 700 000 RM, Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau 1 800 000 RM, Bau eines Staubeckens im Tale der Klodnitz bei Sersno 1 100 000 RM, Küstenkanal 1 100 000 RM, Regulierung des Rheins zwischen Straßburg-Kehl und Istein 2 380 000 RM und Beihilfe des Reichs für den Bau der Rheinbrücken bei Ludwigshafen, Speyer und Maxau 900 000 RM; zusammen 18 402 500 RM.

Patentschau.

Seilrollenschiffshebewerk mit eintauchenden Gegengewichten. (Kl. 84 b, Nr. 563 815 vom 9. 5. 1928 von Dr.-Ing. chr. Otto Krell in Berlin-Dahlem; Zusatz zum Patent 518 886.)¹⁾ Um bei zufälligem Leerlaufen des zu fördernden Troges die Geschwindigkeit der entlasteten Gegengewichte durch den Widerstand abzubremsen, der infolge Durchfließens des Wassers durch den engen Spalt zwischen Gegengewichtskörper und den Schachtwänden erzeugt wird, wird zur Erhöhung der Bremswirkung in die Hauptwasserzuleitung zu den Tauchsächten ein Drosselwiderstand eingebaut.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Dr.-Ing. Petzel in Magdeburg ist zum Strombaudirektor der Elbstrombauverwaltung, der Regierungs- und Baurat (W.) Franzius in Breslau zum Strombaudirektor der Oderstrombauverwaltung ernannt worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Mannsdorf in Tönning ist unter gleichzeitiger Versetzung an die Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. zum Regierungs- und Baurat (W.) ernannt worden.

Versetzt: Regierungs- und Baurat (W.) Ademeit von Königsberg i. Pr. an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam, die Regierungs- und Baurat (W.) Arnold von Breslau nach Hannover als Vorstand des Wasserbauamts II, Steude von Hannover als Vorstand an das Wasserbauamt in Eberswalde, Werner von Eberswalde als Vorstand an das Wasserbauamt in Harburg-Wilhelmsburg, Jaeger von Marienburg als Vorstand an das Wasserbauamt in Breslau, Seemann von Minden i. W. als Vorstand an das Wasserbauamt in Marienburg, Felix Bräuler von Gielwitz an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, Schell von Celle an das Wasserbauamt II in Hannover, Maybaum von Aachen an die Regierung in Trier.

¹⁾ Bautechn. 1931, Heft 52, S. 738.

INHALT: Bau eines Trinkwasserdükers durch die Elbe bei Dresden-Laubegast. — Die baulichen Besonderheiten von Abraumförderbrücken. — Die Sprengarbeiten beim Bau des Rheinkraftwerks Aibbruck-Dogern. — Grundschnitzzahlen der elastischen Querschwingungen dreifach gelagerter Träger. — Die Personenschwebbahn San Sebastian—Miramar. — Vermischtes: Korrosion von Stahlbauten. — Aus dem Reichshaushaltplan 1933. — Patentschau. — Personalmeldungen.