



DER BAUINGENIEUR

27. Jahrgang

1952/Heft 8

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

Leichtfahrbahnen aus Stahlrosten.

Von Dr.-Ing. Herbert Fröhlich, Dortmund.

Über die Verwendung von offenen Stahlrosten im Brückenbau in USA ist in der deutschen Fachliteratur mehrfach berichtet worden ([1], [2], [3]). In Deutschland selbst wurden bislang Stahlroste im Brückenbau nur gelegentlich für untergeordnete Zwecke benutzt, z. B. bei Besichtigungsstegen. In jüngster Zeit scheint man allerdings der Anwendung von offenen Rosten nicht mehr so

zeigen, daß heute bereits ein weiter Kreis von Firmen sich mit der Frage der Roste befaßt und auch weitere Rostformen entwickelt hat, die gegenüber den beiden obengenannten wesentliche Vereinfachung aufweisen.

Die wesentlichsten Vorteile der offenen Roste sind bereits bei [3] herausgestellt:

Geringes Gewicht bei ausreichender Tragfähigkeit, Einsparen von Entwässerungsanlagen, schnelle Montage durch Verwendung von fertigen Rosttafeln, Verlegen und Befestigen dieser Tafeln auf die Unterstützungsträger unabhängig von der Jahreszeit. Nach Aufbringen eines evtl. vorgesehenen Anstriches sind die Roste sofort verkehrsbereit. Die Unterhaltungskosten sind gering. Die offenen Roste sind im allgemeinen so konstruiert, daß keine Spalten oder Absätze entstehen, an denen sich Staub, Schmutz oder Schnee ansammeln könnte. Ein Abwaschen oder Abschwemmen ist daher nicht notwendig. Der Luftstrom, der von Fahrzeugen erzeugt wird, sowie der Regen bewirken, daß der offene Rost mit den darunterliegenden Traggliedern stets sauber gehalten wird. Der Zustand des Rostes und der Unterbaukonstruktion kann jederzeit von der Fahrbahnoberfläche aus beobachtet werden. Bei Klappbrücken tritt außerdem noch die kleinere Windangriffsfläche zu diesen Vorteilen hinzu.

An die Genauigkeit der Werkarbeit werden allerdings erhebliche Ansprüche gestellt, und zwar ist an Längentoleranzen der Einzelplatten im allgemeinen zugelassen $+0$ und $-5,4$ mm, in der Breite $+0$ und $-3,2$ mm.

Für den Verkehr ergibt sich eine stets saubere, einheitliche, ebene Fahrbahnoberfläche mit großem Reibungswiderstand, der auch im Laufe der Zeit unveränderlich bleibt. Es können keine Risse entstehen, unebene Fugen oder andere Unregelmäßigkeiten sind nicht vorhanden, so daß Stoßwirkungen entsprechend gering sind. Durch die Verbindung untereinander mit den unterstützenden Trägern entsteht ein festes Gefüge, das keinerlei Bewegung gegeneinander zuläßt. Die ebene, nicht gekrümmte Oberfläche der Fahrbahn gibt außerdem insofern eine größere Verkehrssicherheit, als die Neigung der Fahrer, bei einer gewölbten Fahrbahn in der Mitte zu fahren,

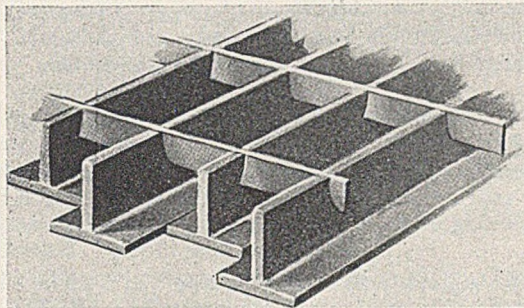


Abb. 1. T-Tri-Rost der Tri-Lok Company, Pittsburgh, Pa.

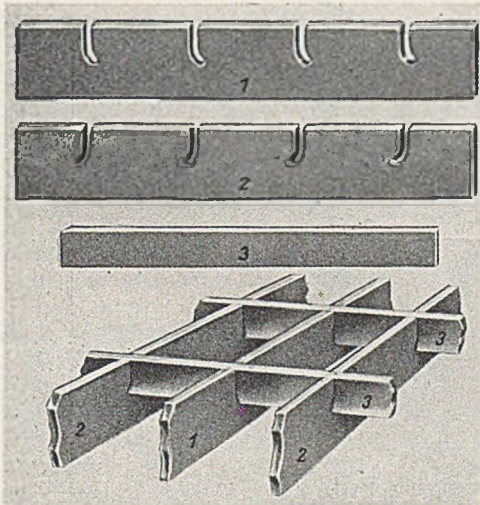
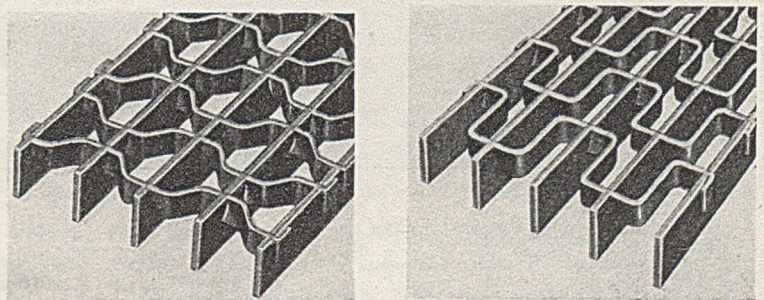


Abb. 2. Tri-Rost der Tri-Lok Company, Pittsburgh, Pa.

ablehnend gegenüberzustehen. Bei der neuerbauten Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß sind die zwischen den Straßenbahngleisen von der übrigen Fahrbahn getrennt liegenden Teile mit offenen, engmaschigen Gitterrosten abgedeckt [4]. Bei der 1951 fertiggestellten Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lauenburg erfolgte die Abdeckung der Fahrbahn außerhalb des Gleises mit stählernen Gitterrosten [5].

In USA dagegen haben offene und auch mit einer Betonfüllung versehene geschlossene Roste verschiedenster Bauart im Brückenbau eine weitgehende Verbreitung gefunden. Es sind sowohl leichte Roste für z. B. Fußstege wie auch offene und geschlossene Roste für schwerstbelastete Fahrbahnen entwickelt worden. Am bekanntesten davon sind in Deutschland die von Irving hergestellten netzförmigen offenen Roste und der geschlossene mit Beton gefüllte T-Tri-Rost. Die Berichte und Prospekte aus USA



a) Rosttyp D,

b) Rosttyp U.

Abb. 3. Sonderroste der Tri-Lok Company.

nicht besteht. Die Notwendigkeit eines Gefälles — sonst durch die Entwässerung bedingt — ist hier nicht vorhanden.

Beim Überqueren der offenen Roste durch Fahrzeuge ergibt sich nur ein surrender Ton, der in keiner Weise störend wirkt. Sonst sind keine Schwingungen oder sonstige Bewegungen an den Fahrzeugrädern festzustellen.

Die Roste von Irving sind bereits bei [1], [2] und [3] eingehend besprochen.

Roste der Tri-Lok Company.

Der von der Tri-Lok Co., Pittsburgh, Pa., herausgebrachte geschlossene, mit Beton gefüllte T-Tri-Rost ist ebenfalls in [1] und [2] dargestellt. Aus Abb. 1 ist der Konstruktionsgedanke des T-Tri-Rostes ersichtlich, der auch für einen offenen Rost, den Tri-Rost, Verwendung gefunden hat, nur daß an Stelle des T-Trägers ein hochkant stehender Flachstahl tritt, Abb. 2 [6].

Die Konstruktion besteht nur aus 2 Teilen, den lasttragenden Längsträgern 1 und 2 und den lastverteilenden Querträgern 3. Diese sind durch die abwechselnde Verwindung ihrer unteren Hälfte in den Führungsschlitzen der Längsträger zu einem festen Verband mit den Längsträgern gezwungen. Das Einpressen der Querträger in die Schlitze der Längsträger geschieht am laufenden Band mittels einer 1600 t-Presse.

Die Querstäbe sind annähernd $\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{8}$ so hoch wie die Längsträger, so daß die Unterkante gerade bis zur neutralen Achse der Längsträger reicht. Dieser so entstehende rechtwinklige Rost ist eine glatte Konstruktion ohne irgendwelche Nietungen oder Schweißungen, bei der rd. 90 % der Grundfläche offen ist.

Bei den Standardausführungen beträgt der lichte Abstand der Längsträger 25 und 29 mm, wird aber auf Wunsch auch geliefert von 19 bis 160 mm. Der Querträgerabstand schwankt zwischen 19 und 203 mm, wobei 50 und 100 mm der üblichen Ausführung entspricht. Die Abmessungen der tragenden Längsstäbe steigen von 13×3 mm bis 57×5 mm bei dem stärksten Rost.

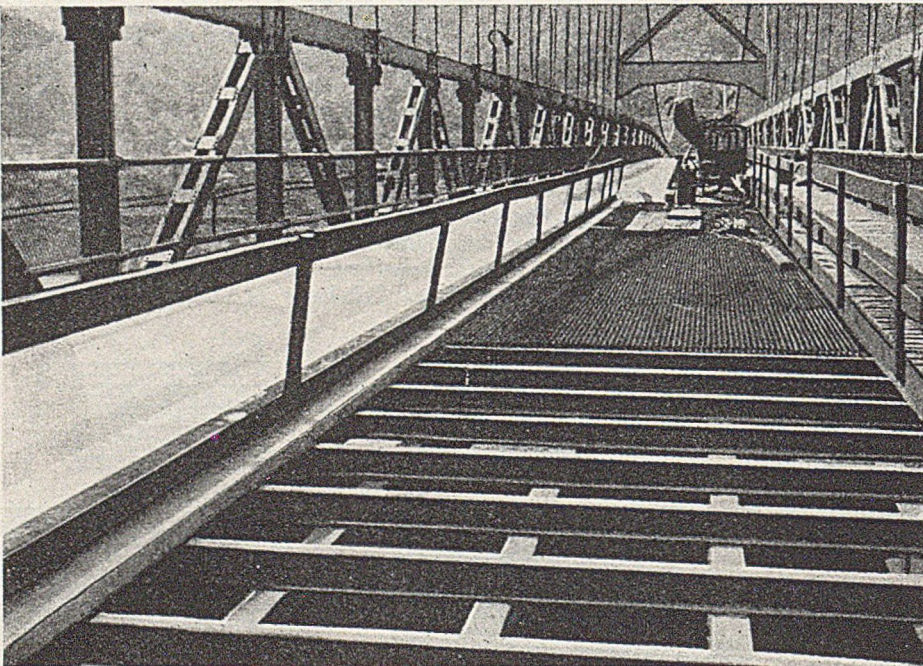


Abb. 4. T-Tri-Rost mit Betonfüllung bei der Fahrbahn einer Hängebrücke im Bauzustand.

Die Breiten der fertigen Rosttafeln liegen zwischen 60 und 90 cm, die Länge der Tafeln soll 4,50 m nicht überschreiten.

Der Vollständigkeit halber soll noch auf einige besondere Konstruktionen der Tri-Lok Company, wie den

in Abb. 3 a dargestellten Rosttyp D und den in Abb. 3 b dargestellten Rosttyp U hingewiesen werden, bei denen der gleiche Konstruktionsgedanke zugrunde liegt, nur daß die Querträger nicht aus geraden, sondern aus regelmäßig abgeboenen Flachstäben bestehen.

Um einen Begriff von der Tragfähigkeit derartiger Roste zu geben, sind in Tabelle 1 für einen Rost 1-G-4, d. h. ein rechteckiger Rost nach Abb. 2 mit 25 mm (1") lichtem Längsträger- und 100 mm (4") Querträgerabstand, die zulässigen Lasten und Durchbiegungen angegeben. Die lasttragenden Längsträger haben die Abmessung 57×5 mm.

Tabelle 1.

Spannweite des Rostes $l =$	0,61 m	1,52 m
Einzellast z_{ul}^P	6,9 t/m Breite	2,5 t/m Breite
Durchbiegung	0,6 mm	3,6 mm
Gleichmäßig verteilte Last g	23 t/m ²	3,6 t/m ²
Durchbiegung	0,7 mm	4,5 mm

Als zulässige Spannung ist dabei zugrunde gelegt 1,12 t/cm².

Interessant ist, daß diese Rostformen auch in Leichtmetall geliefert werden, und zwar die Längsträger in der Al-Legierung 61 S—T, die Querträger in der Legierung 61 S—W.

Zum Vergleich sind in Tabelle 2 die der Tabelle 1 entsprechenden Werte für einen Leichtmetallrost gleicher Abmessung aufgeführt.

Tabelle 2.

Spannweite $l =$	0,61 m	1,52 m
Einzellast z_{ul}^P	4,3 t/m Breite	1,65 t/m Breite
Durchbiegungen	1,0 mm	6,5 mm
Gleichmäßig verteilte Last g	14,2 t/m ²	2,3 t/m ²
Durchbiegungen	1,2 mm	8,2 mm

Bei den Leichtmetallrosten soll die Durchbiegung $1/160$ der Spannweite nicht überschreiten, so daß diese Einschränkung bei höheren Lasten und größeren Spannweiten für die Bemessung maßgebend ist. Das Gewicht des Leichtmetallrostes beträgt rund 28 kg/m² gegenüber dem des Stahlrostes von rd. 90 kg/m².

Die Befestigung dieser Roste auf den Unterstützungsträgern geschieht in einfacher Weise dadurch, daß diese Roste aufgelegt und mit Hakensrauben verankert oder auch angeschweißt werden. Die Verbindung der Roste untereinander an der Längsseite wird durch Vernieten oder Verschweißen der Randträger bewirkt, wobei bei dem T-Tri-Rost an Stelle des T-Stahles am Rand ein Winkelstahl vorgesehen ist.

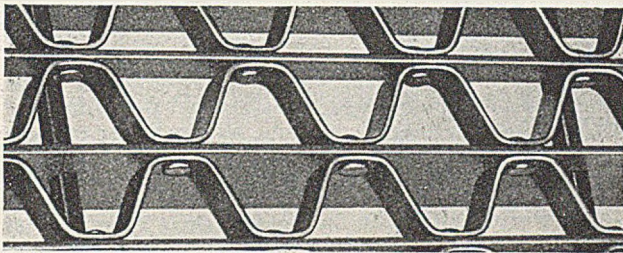
Bei dem geschlossenen T-Tri-Rost wird später eine Füllung mit Beton oder Asphalt ohne Benötigung einer weiteren Schalung aufgebracht. Abb. 4 zeigt die Ausführung einer Fahrbahn einer Hängebrücke mit einem T-Tri-Rost, der später mit Beton gefüllt wird.

Roste der Kerlow Steel Flooring Company.

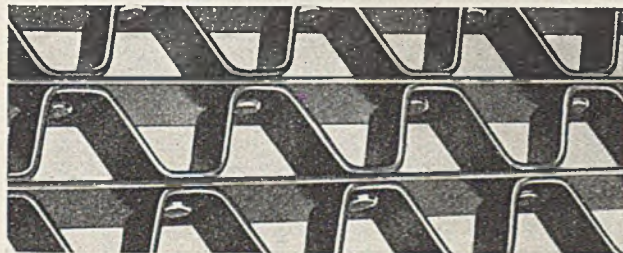
Die Kerlow Steel Flooring Co. [7] hat auf Grund ihrer langjährigen Erfahrungen mit Rosten im Hochbau eine Reihe von offenen und mit Beton gefüllten Stahlrosten herausgebracht, die zum Teil den offenen Fahrbahnrosten von Irving ähneln. Für die Verwendung im Brückenbau kommen in der Hauptsache die Typen VQ (Heavy duty und Standard) als offene Roste und der Typ M als Rost mit Betonfüllung in Frage.

Diese Roste bestehen aus geraden Flachstäben gleicher oder auch abwechselnd verschiedener Höhe, die durch ein oder mehrere wellenförmig gebogene Füllstäbe durch Nietung ($1 \text{ } \phi \text{ } 10 \text{ mm}$) verbunden sind. Für verschieden schwere Lasten steht eine Reihe von Rostgrößen zur Verfügung. Als Material ist ein Stahl nach den US.-Spezifikationen vorgesehen mit einer Mindeststreckgrenze von $2,8 \text{ t/cm}^2$. Neben Rosten mit üblichem Anstrich werden oft auch Roste in galvanisierter Ausführung verwendet.

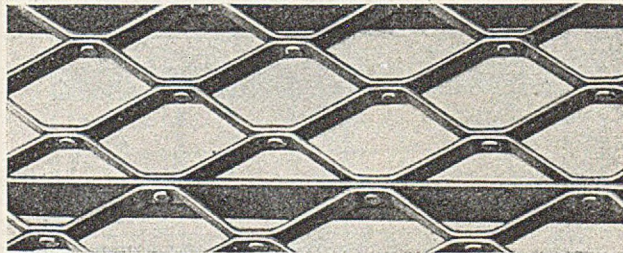
Der in Abb. 5 a dargestellte Typ VQ (Heavy duty) besteht aus abwechselnd hohen und niedrigen Längsstäben mit einem einfachen Füllband. Die Höhe der $6,4 \text{ mm}$ dicken Hauptrippen schwankt bei den verschiedenen Rostgrößen zwischen $90\text{--}130 \text{ mm}$ bei einem Abstand



a) Offener Rosttyp VQ (Heavy duty),



b) Offener Rosttyp VQ (Standard),



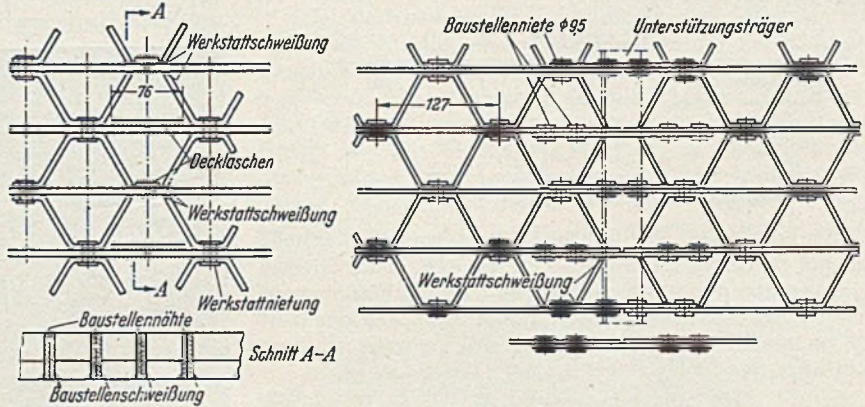
c) Rosttyp M mit Betonfüllung.

Abb. 5. Rosttypen der Kerlow Steel Flooring Company.

von 130 mm . Die dazwischenliegenden Längsrippen haben einen Querschnitt von $38 \times 6,4 \text{ mm}$, die wellenförmig gebogenen Füllstäbe sind bei 6 mm Stärke 32 mm hoch. — Das Gewicht dieser Roste liegt je nach Größe zwischen $83\text{--}98 \text{ kg/m}^2$.

Dieser Rost ist bei Verwendung quer zur Fahrtrichtung vornehmlich für besonders breite Fahrbahnen geeignet. Bei einer normalen Längsträgeranordnung sind zusätzliche Unterstützungsträger und auch Querstöße nicht erforderlich, so daß eine wesentliche Ersparnis an Baustellenarbeit und vor allem an Schweißung eintritt.

Bei dem Typ VQ (Standard) ist die gleiche Anordnung vorhanden, jedoch mit gleich hohen Längsrippen (Abb. 5 b). Die Abmessungen der Längsstäbe betragen



a) Geschweißte Ausführung,

b) Genietete Ausführung.

Abb. 6. Stoßausbildung Rosttyp VQ (Standard).

$62\text{--}78 \text{ mm}$ Höhe und $5\text{--}8 \text{ mm}$ Stärke. Die Gewichte liegen in der Größe von $73\text{--}106 \text{ kg/m}^2$.

Dieser Rost erfordert jedoch zusätzliche Träger in geringem Abstand. Das Verwendungsgebiet dieses Rostes liegt in der Hauptsache bei beweglichen Brücken. Mit Hilfe von Baustellenstößen in Längs- und Querrichtung kann erreicht werden, daß der Rost in jeder Richtung kontinuierlich durchläuft.

An den Längsseiten werden dabei die Rostplatten einfach vernietet. An den Enden der Rostplatten ist ein spezieller Stoß vorgesehen, der bei geschweißter Ausführung in Abb. 6 a bei genieteter Ausführung in Abb. 6 b dargestellt ist. Bei der letzteren Ausführung sind auf der Baustelle zur Herstellung der Verbindung jeweils 2 Niete und eine Schweißnaht erforderlich.

Der Typ M (Abb. 5 c) kommt sowohl für schwere wie auch mittelschwere Lasten in Frage, wenn eine geschlossene Fahrbahn gefordert wird. Der Rost besteht aus geraden Längsstäben, die unten mit einem Blech mittels unterbrochener Schweißnaht (beiderseitige Kehlnähte

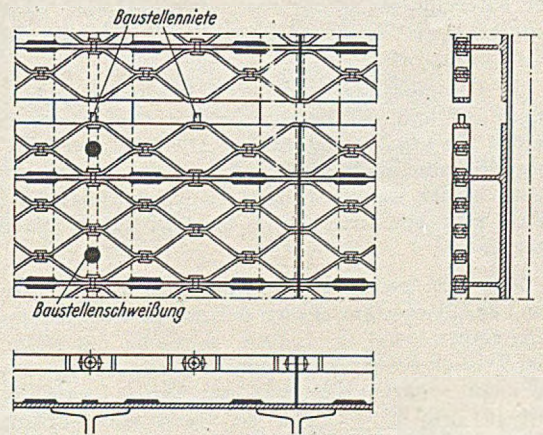


Abb. 7. Stoßausbildung Rosttyp M.

$6,4 \text{ mm}$, 50 mm lang, im Abstand von 170 mm) verbunden sind. Oben liegen zwischen diesen Hauptstäben je 4 wellenförmige, gebogene Füllstäbe, die jeweils an den Berührungspunkten untereinander und mit den Hauptstäben mit je einem kalt geschlagenen Niet, $\phi 6,4 \text{ mm}$,

vernietet sind. Das 6,4 mm starke Bodenblech dient als Zugglied und erspart gleichzeitig die Schalung. Die Verbindung mit den Unterstützungsträgern geschieht durch Verschweißung mit dem Bodenblech, in dem Löcher von 19 mm ϕ in gewissen Abständen für diesen Zweck vorgesehen sind. Tabelle 3 gibt die Abmessungen und Gewichte für die leichteste und schwerste Ausführung dieses Rosttypes wieder.

Die Ausbildung der Stoßstellen in Längs- wie auch Querrichtung zeigt Abb. 7.

Tabelle 3.

Rosthöhe	57 mm	89 mm
Längsstäbe....	50 · 6,4 mm	82 · 4,8 mm
Füllstäbe.....	25 · 4,8 mm	25 · 4,8 mm
Stahlgewicht..	90 kg/m ²	93 kg/m ²
Gesamtgewicht	200 kg/m ²	278 kg/m ²

Die mit Beton in Berührung kommenden Stahlteile sind nur von Schmutz und Rost zu reinigen. Alle übrigen Teile erhalten den üblichen Anstrich. Der Füllbeton wird gerüttelt und verdichtet mittels Stochern, so daß der Rost voll aufgefüllt ist und der Beton um ein ganz geringes Maß über der Stahloberkante liegt.

Bei den zulässigen Verkehrslasten betragen die Spannungen im Beton etwa 84 kg/cm² und im Stahl 1266 kg/cm².

Bei dem Ersatz der Fahrbahn des Hoboken Jersey City 14th Street Viaduct konnte durch Einbauen eines derartigen Rostes rd. 2000 t Eigengewicht eingespart werden und dadurch die Lastklasse von H 12 auf H 20 erhöht werden.

Als besondere Vorzüge dieses Rostes werden gerühmt:

a) Alle Verbindungen, genietet oder geschweißt, sind für die volle Kraft bemessen. Keine Übertragung durch Reibung, keine Schlitzverbindungen u. dgl.

b) Die Bodenplatte als das Hauptzugglied ist nach allen Richtungen hin kontinuierlich und sorgt für eine gleichmäßige Verteilung der Zugspannungen.

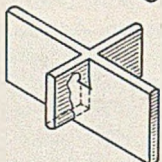
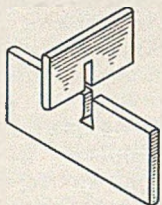
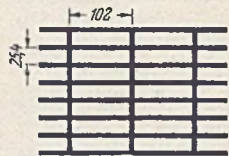


Abb. 8. Rosttyp CB der Kerlow Co.

c) Die Verschweißung des Rostes mit den Obergurten der Fahrbahnträger (vgl. Abb. 7) ergibt eine wesentliche Erhöhung der Traglast dieser Träger, da der Rost als Obergurt mitwirkt.

d) Die hochkant stehenden Flacheisen nehmen den Schub auf und erübrigen außerdem eine Bewehrung des Betons für negative Momente. Die gebogenen Füllstäbe, sorgfältig auf die Flacheisen aufgenietet, unterstützen den Beton in der Druckzone und bilden zusammen mit dem Beton eine bewehrte Oberfläche von großer Verschleißfestigkeit.

Von den weiteren Rostformen der Firma Kerlow ist der Typ CB erwähnenswert, der mit 25,4 mm Abstand der Längsrippen und rd. 102 mm Abstand der Querrippen dem Tri-Lok-Rost gleicht, jedoch beruht die Konstruktion auf einer anderen Idee, wie aus Abb. 8 ersichtlich. Die Nut in den Längsrippen ist unten schwalbenschwanzförmig verbreitert, so daß sich beim Einpressen der Querrippen eine Ausfüllung dieser Verbreiterung und damit eine feste Verbindung beider Teile ergibt.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß der Rosttyp VQ am besten gleitsicher ist, wenn die Hauptstäbe quer zum Verkehr laufen. In diesem Falle wirkt der Rost wie eine Häufung von Nuten und ergibt ein feinmaschiges Netz

für die Radreifen, so daß die Rutsch- und Gleitgefahr auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Der längslaufende Trägerrost kommt gewöhnlich nur bei besonderen Brückenentwürfen in Frage und benötigt dann bei üblichen Konstruktionen zusätzliche Querträger. Dadurch ergibt sich bereits eine Gewichtserhöhung, die sich vor allem im Großbrückenbau ungünstig auswirkt.

Die offenen Roste sind zwar in der Hauptsache für den Verkehr von Kraftfahrzeugen vorgesehen, können jedoch ohne Schwierigkeiten auch von Pferden und anderen größeren Huftieren benutzt werden (vgl. Abb. 9).

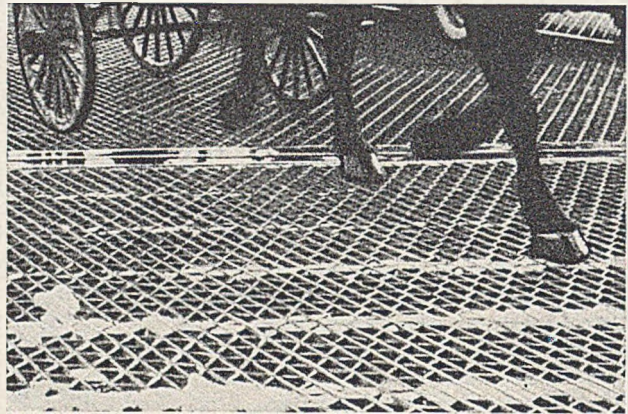


Abb. 9. Längsgespannter Rost VQ (Standard) mit Pferdeverkehr.

Bei der Berechnung der Roste ist ein Stoßzuschlag von 30% vorgesehen. Die Stahlspannungen betragen 1,4 t/cm² in den Hauptrippen bei einer Streckgrenze des Stahles von 2,8 t/cm².

Es wird angenommen, daß sich die rd. 8 t schwere Radlast des Lastzuges H 20 und H 20—S 16 auf eine Kreisfläche von 37 cm ϕ verteilt. Die Anzahl der mittragenden Längsstäbe beträgt 8. Auf die gleiche Fläche und die Anzahl Rippen verteilt sich ebenfalls die rd. 6 t schwere Radlast des Lastzuges H 15 und H 15—S 12.

Um einen Anhalt für die Tragfähigkeit zu geben, sei der Rost VQ 35 (Heavy duty) mit 127 mm Höhe herausgegriffen. Bei einem Gewicht von 98 kg/m² läßt derselbe für den 8-t-Raddruck eine Spannweite von 80 cm zu.

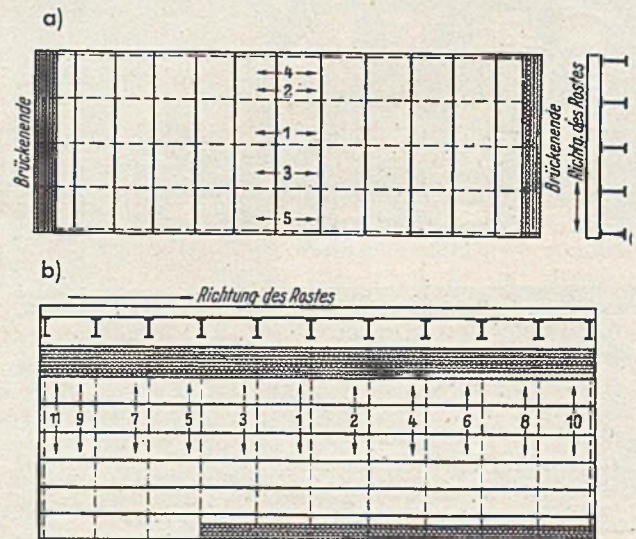


Abb. 10. Plan für die Baustellenschweißung bei a) quer- und b) längsliegendem Rost.

Die Montage dieser Trägerroste verläuft nach folgenden Grundsätzen:

Bei Anlieferung auf der Baustelle werden die Rostplatten sorgfältig in Abstimmung mit dem Bauprogramm aufgestapelt und dann später an den vorgesehenen Stellen

Die Konstruktion des offenen I-Träger-Rostes geht aus Abb.11 hervor. Besonders profilierte, rd. 127 mm hohe I-Stähle, deren Oberkante gleichzeitig Bestandteil der befahrenen Oberfläche ist, werden durch in Abständen von 76 mm liegende Querrippen versteift, die ihrerseits wieder zwei untergeordnete parallel zu den Hauptrippen verlaufende Längsrippen aufnehmen.

Um die Querträger durchzuschieben, ist der Steg des I-Trägers so durchbrochen, daß keine wesentliche Quer-

Die sekundären Längsträger liegen bündig mit der Oberkante der Hauptträger. — Die näheren konstruktiven Einzelheiten wie auch die Stoßausbildung sind aus Abb.12 zu ersehen.

Der Typ TR (Abb.11 b) ist für eine Verkehrsrichtung, die senkrecht zu den I-Trägern läuft, entwickelt. Die Querträger bestehen aus $38 \times 6,4$ mm. Die Oberkante liegt 2,4 mm unter der Oberkante der I-Träger. Die Zwischenträger liegen bündig mit den I-Trägern und

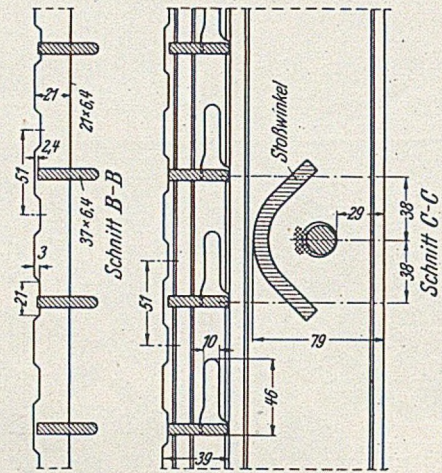
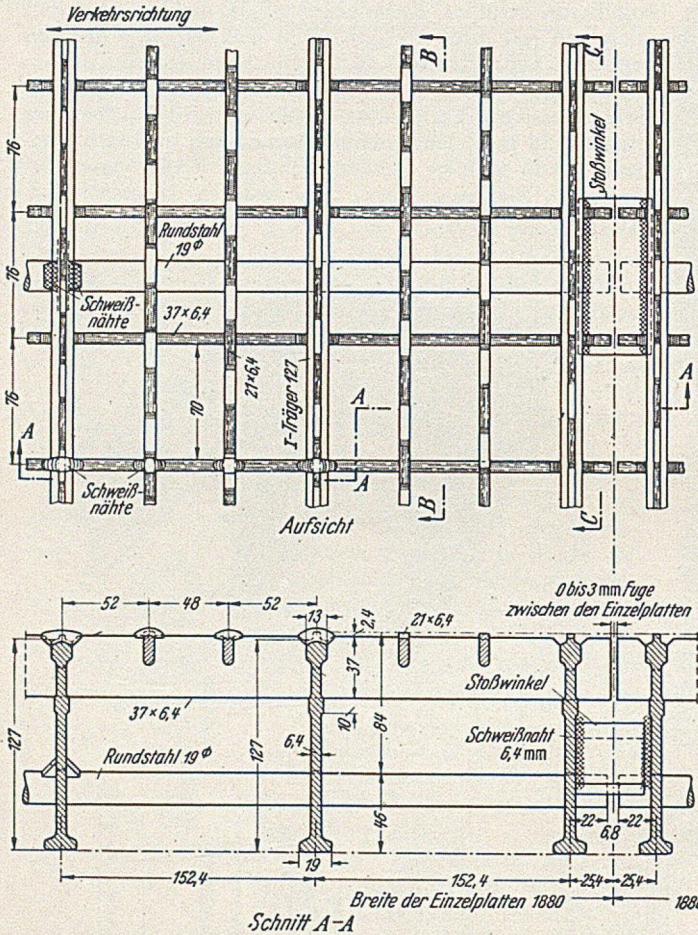
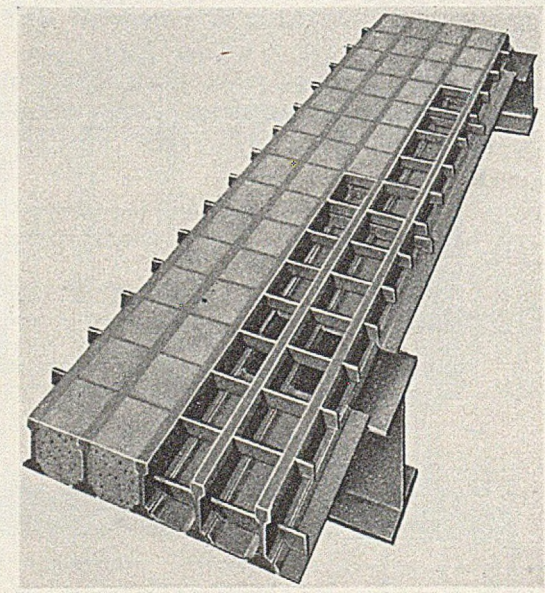
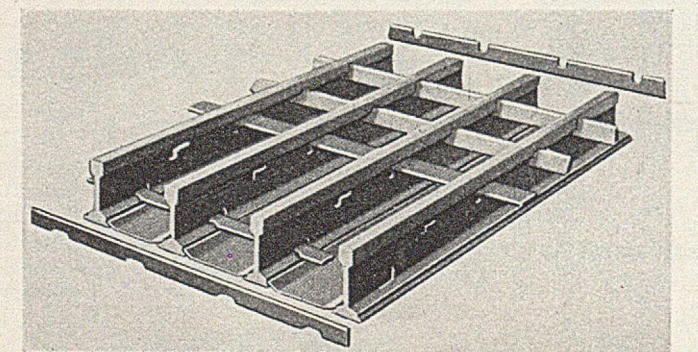


Abb. 13. Konstruktive Einzelheiten des I-Trägerrostes Typ TR.



a) Konstruktion,

b) Ansicht (teils mit Beton gefüllt).

Abb. 14. I-Trägerrost mit Betonfüllung.

schnittsschwächung entsteht. Die Querrippen werden zuerst horizontal in die ausgeschnittene Nute eingeschoben und dann um 90° gedreht und in dieser Endlage durch Schweißung befestigt. Der gesamte Rost bildet eine Stahloberfläche mit rechteckigen Öffnungen von ungefähr 41×70 mm. Die Grundfläche ist rd. 80% offen.

Bei dem Typ PL (Abb.11 a) laufen die Hauptträger parallel zur Verkehrsrichtung. Die Querrippen haben die Abmessungen $41 \times 6,4$ mm und liegen mit der Oberkante ungefähr 2,4 mm über der Oberkante der Hauptrippen.

sind mit rd. 2,4 mm tiefen und 20–30 mm langen Ausnehmungen an der Oberkante versehen (Abb.13).

Bei beiden Typen wird durch die beschriebene Anordnung erreicht, daß in Verkehrsrichtung keine durchlaufende, hochliegende Stabkante vorhanden ist, welche einen ungünstigen Einfluß auf die Lenkbarkeit des Fahrzeuges ausüben könnte.

Die I-Träger sind so bemessen, daß sie direkt auf den Obergurten der Unterstützungsträger aufgelagert werden können. Bei den üblichen Abständen der Fahr-

bahnträger sind keine zusätzlichen Träger erforderlich. Das Gesamtgewicht des Rostes liegt bei etwa 93 kg/m².

Die fertigen Rosttafeln werden in Abmessungen von rd. 1,9 m Breite und bis zu 15 m Länge geliefert. Die großen Platten, gleich auf den Abstand der Unterstützungsträger abgestimmt, verringern die Montagekosten.

Infolge der großen Steifigkeit der hohen I-Träger können diese Roste mit ausreichender Sicherheit bis zu einer Spannweite von 1,20 m die Lasten des Standardlastzuges H 20 aufnehmen. Für den Lastzug H 15 erhöht sich der noch zulässige Abstand der Unterstützungsträger bis auf 1,50 m.

Aus Versuchen hat sich ergeben, daß die sekundären Längsrippen, die parallel zu den I-Trägern verlaufen, zu 50% mitwirkend gerechnet werden können, so daß sich z. B. bei dem 127 m hohen Rost auf 152,4 mm (6") Breite die folgenden Querschnittswerte ergeben:

Trägheitsmoment rd. 185 cm⁴,
Widerstandsmoment oben rd. 29 cm³,
Widerstandsmoment unten rd. 29 cm³.

Als Material wird Baustahl nach den anerkannten Standardspezifikationen verwendet mit einem Kupferzusatz von mindestens 0,20%. Die geringste Dicke der verwendeten Teile beträgt 6,4 mm. Diese Einschränkung entspricht den üblichen Vorschriften für Überbauten von gewöhnlichen Brücken.

Bei der Entwicklung dieser offenen Roste ist besonderes Augenmerk auf die Vermeidung von sekundären Spannungen gelegt worden, um die Bildung von Rissen, besonders infolge Dauerbeanspruchung, zu verhindern. Die I-Trägerflansche sind an den Auflagerpunkten der Querstäbe 25% verstärkt, um die Lagerpressungen an diesen Stellen zu reduzieren. Aus dem gleichen Grunde sind die Unterkanten der Querträger und die der sekundären Längsträger und die entsprechenden Auflagerflächen halbrund ausgebildet. Dadurch werden scharfe Ecken oder Punkte vermieden, welche als Ausgangspunkte einer Rissebildung dienen könnten.

Versuche mit offenen I-Trägerrosten.

Im Jahre 1939 wurden in der Pittsburgher Versuchsanstalt Versuche mit 127 mm hohen I-Trägerrosten der USS. durchgeführt mit folgendem Ziel:

1. Durchbiegungen infolge der H-20-Lasten und Überprüfung, ob bleibende Durchbiegungen auftreten.
2. Spannungen unter H-20-Lasten.
3. Wirksame Trägheits- und Widerstandsmomente und Überprüfung der neutralen Achse des Gesamtquerschnitts einschl. der sekundären Längsstäbe.
4. Festlegung der Spannweiten, bei denen die zulässigen Spannungen nicht überschritten werden.
5. Festlegung der Lasten, bei welchen die Beanspruchung des Stahls innerhalb des elastischen Bereichs bleibt.

Die Versuche wurden an einer Standardplatte von rd. 1,85 m Breite und 2,90 m Länge ausgeführt, welche als ein über 2 Felder durchlaufender Rost von je rd. 1,30 m Spannweite ausgebildet war. Die Anordnung und insbesondere die Verschweißung mit den Unterstützungsträgern entsprach der üblichen Baustellenausführung. Als Ergebnis aus diesen Versuchen ist folgendes festgehalten:

1. Die Durchbiegung betrug bei einer Last von 20 t rd.

1,5 mm in Feldmitte der durchlaufenden Platte. Eine bleibende Formänderung nach Entlastung war nicht festzustellen.

2. Bei Spannweiten des durchlaufenden Rostes bis zu 1,20 m entstehen unter den Nachlasten des Lastzuges H 20 Spannungen bis zu 1,4 t/cm².

3. Die beobachteten Durchbiegungen und Spannungen erbrachten den Beweis für die Annahme, daß eine Mindestzahl von 5 I-Trägern des Rostes bei jedem Rad mit-

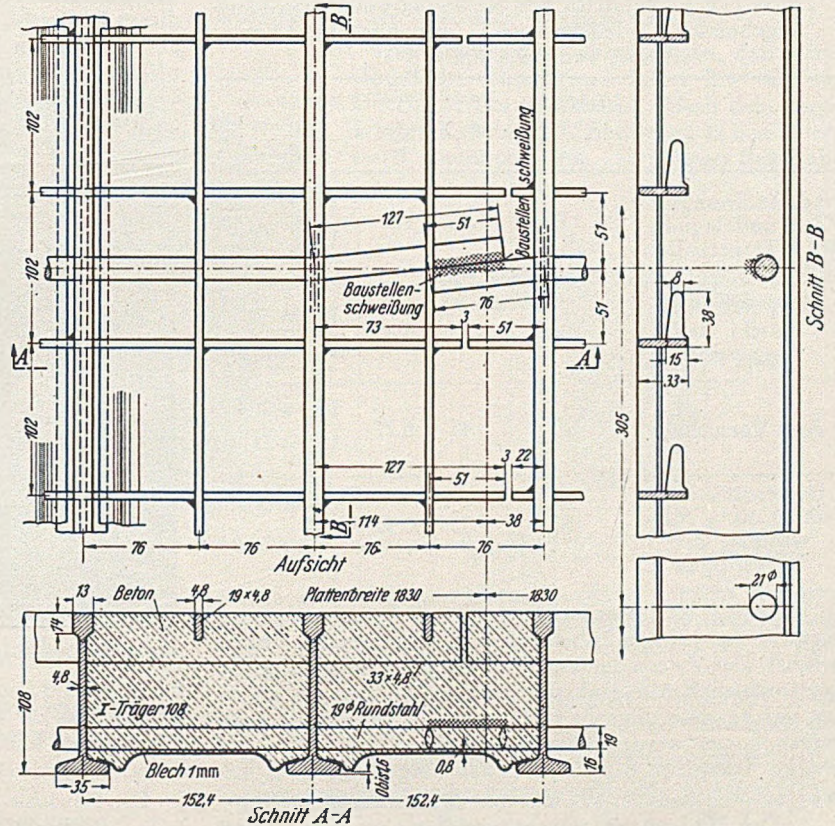


Abb. 15. Konstruktive Einzelheiten des 108 mm hohen I-Trägerrostes mit Betonfüllung.

wirkt und daß eine Berechnung des 127 mm hohen Trägerrostes auf dieser Basis auf der sicheren Seite liegt.

4. Das Anwachsen der Durchbiegungen verläuft bis zur Streckgrenze proportional den Lasten. Die Streckgrenze wurde bei 59 t Last erreicht, d. h. das rd. 2,9fache der Achslast des Lastzuges H 20 einschl. 40% Stoßzuschlag.

5. Die Versuchsanordnung mit der durchlaufenden Platte über 2 Felder ist wesentlich ungünstiger als die in

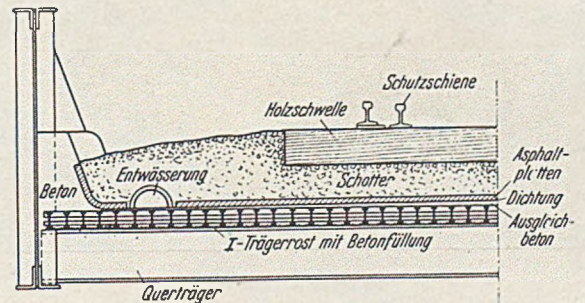


Abb. 16. Querschnitt einer Eisenbahnbrücke bei Verwendung eines I-Trägerrostes mit Betonfüllung.

der Praxis vorhandenen Fälle. Dort handelt es sich nur im Grenzfall um ein Außenfeld und sonst im allgemeinen um Innenfelder, so daß die beim Versuch beobachteten Durchbiegungen und Spannungen größer sind als die in der Praxis auftretenden Werte.

Ein weiterer Versuch wurde durchgeführt mit einer 1,85 m breiten Rostplatte, die auf eine Länge von rd. 2,64 m

frei tragend war. Bei 13,6 t Last betragen die Spannungen im Durchschnitt oben rd. 1,86 t/cm² Druck und unten 1,9 t/cm² Zug. Die Durchbiegungen in der Mitte lagen bei rd. 12,5 mm. Der Versuch bestätigte, daß die Zwischenrippen statisch mitwirkend angenommen werden können und daher bei der Bestimmung der Nulllinie und des Widerstandsmomentes mitzurechnen sind.

In Tabelle 4 sind die Rechnungs- und Versuchsergebnisse gegenübergestellt.

Tabelle 4. Vergleich von Rechnung und Versuchsergebnissen (I-Träger-Rost 127 mm hoch für eine Breite von 152,4 mm = 6")

	Trägheitsmoment cm ⁴	Randabstände		Widerstandsmoment cm ³
		e _o cm	e _u cm	
Nach Rechnung unt. Zugrundelegung des I-Trägers allein	132	5,4	7,3	$W_u = 24,6$ $W_o = 18,0$
Nach Rechnung einschl. der Längsrippen	208	6,85	5,85	$W_u = 30,3$ $W_o = 25,5$
Aus Versuchen	167	6,43	6,27	$W_u = 26,0$ $W_o = 26,7$
Beimessungsvorschlag 50% Mitwirkung der Längsrippen	185	6,35	6,35	$W_u = 29,0$ $W_o = 29,0$

Im April 1939 wurden Brems- und Beschleunigungsversuche auf 127 mm hohen offenen I-Trägerrosten durchgeführt. Der Zweck der Versuche war die Bestimmung der horizontalen Kräfte senkrecht zu der Richtung der I-Träger, welche ohne zu große Deformationen oder Bruch noch aufgenommen werden können. Solche Kräfte treten bei großen Beschleunigungen der Fahrzeuge auf. Das Ergebnis der Versuche läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Der Widerstand einer Einzelplatte ist ausreichend, um die Horizontalkraft der H-20-Last ohne Überbeanspruchung eines Teiles der Konstruktion aufzunehmen. Dabei ist die horizontale Belastung bis zu rd. 12 t/Rad gesteigert.

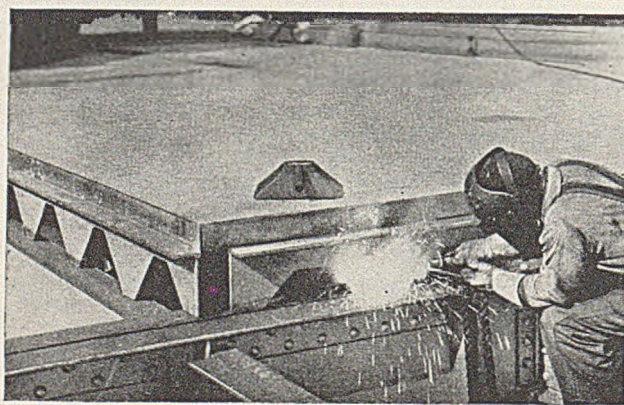


Abb. 17. Verschweißung der vorgefertigten I-Trägerrostbetonplatten auf der Baustelle.

2. Erst bei einer Steigerung der Lasten über 12 t waren örtlich bleibende Formänderungen festzustellen, so daß bei Annahme einer horizontalen Kraft von 60% der senkrechten Lasten eine 3fache Sicherheit vorhanden ist, wobei der Einfluß der benachbarten Platten nicht berücksichtigt ist.

Versuche auf fertigen Fahrbahnen, die vereist waren, haben ergeben, daß bei einer Geschwindigkeit von 55 km/Std. die Wagen normale Bremswege aufwiesen. Es konnte ein leichtes Gleiten in Fahrtrichtung beobachtet

werden, aber in keinem Falle ein seitliches Rutschen oder eine Neigung zur Verdrehung der Fahrzeuge.

Der USS I-Trägerrost mit Betonfüllung besteht aus längslaufenden I-Stählen, die am Unterflansch mit 1 mm starken Blechen nach unten hin abgedeckt sind und die im oberen Bereich mit Oberkante Fahrbahnoberfläche bündig liegen und Querriegel aus Flachstählen tragen. In größeren Abständen sind im unteren Bereich der Balken ebenfalls Querstäbe vorhanden, welche zur Stabilisierung des gesamten Rostes dienen. Der Konstruktionsgedanke dieses Rostes ist aus Abb. 14 zu ersehen. Das Einschleiben der Querrippen geschieht in ähnlicher Weise wie bei dem offenen I-Trägerrost.

Die Trägerroste stehen zur Verfügung in Abmessungen von 51, 63, 76 und 89 mm Höhe und Tafeln bis zu 1,20 m

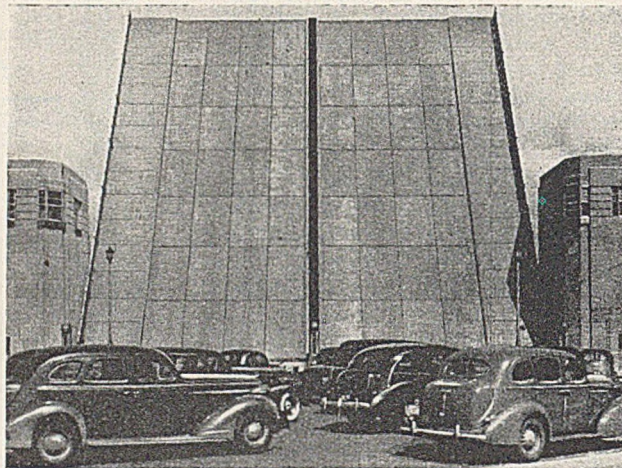


Abb. 18. Doppelklappbrücke über den Chicago River in Chicago.

Breite und 15 m Länge. Der 108 mm hohe Rost wird geliefert bis zu 1,80 m Breite und ebenfalls 15 m Länge. Die näheren konstruktiven Einzelheiten dieses Rostes sind aus Abb. 15 zu entnehmen.

Die Gewichte dieses Rosttypes betragen:

Tabelle 5.

Höhe	63	76	89	108*)	mm
Gesamtgewicht ...	196	230	262	281	kg/m ²
Stahlgewicht	70	76	80	73	kg/m ²

*) Dieser Rost hat eine längslaufende Zwischenrippe 18,3 x 4,8 mm bei einem Abstand der I-Träger von 152,4 = 6".

Häufig wird eine Überdeckung des Stahlroste von rd. 1,2 bis 1,9 cm ausgeführt. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß diese Überdeckung ausreicht, und daß keine Absprengungen des Betons über den schmalen Stahlflächen auftreten.

Die Verwendung dieses Rostes im Straßen-Brückenbau entspricht den bereits mehrfach erwähnten Grundsätzen. Dieser Rost hat ebenfalls bei Eisenbahnbrücken Verwendung gefunden. Ein Beispiel für die Ausführung bei Eisenbahnbrücken zeigt Abb. 16.

In vielen Fällen wird der Beton nicht an Ort eingebracht, sondern bereits mit Beton gefüllte fertige Platten auf der Baustelle verlegt, wobei die Fugen zwischen den Platten später vergossen werden. Abb. 17 zeigt die Verschweißung eines derartigen Plattenstückes auf der Baustelle. Abb. 18 zeigt die Aufsicht einer Klappbrücke aus Chicago, bei der diese vorgefertigten Betonrostplatten verwendet wurden. Bei dieser Brücke wurden rd. 2400 m² Roste (89 mm hoch) für die Fahrbahn und rd. 600 m² 51 mm hohe T-Tri-Roste für die Fußwege verlegt.

Um einen Begriff von der Tragfähigkeit dieser geschlossenen Roste zu geben, sind einige statische Werte aufgeführt (Tabelle 6), wobei eine Rostbreite von 1' = 30,5 cm zugrunde gelegt ist.

Tabelle 6.

	Trägheitsmoment cm ⁴	Widerstandsmoment		
		Beton Druckzone cm ³	Stahl Zugzone cm ³	
Rosthöhe = 76 mm	3000	328	19,7	pos.
	2740	364	16,3	neg.
Rosthöhe = 108 mm	5830	278	25,3	pos.
	4600	615	19,1	neg.



Abb. 19. Market Street Brücke in Harrisburg, Pa. Herstellung der Betonfüllung mit schweren Geräten.

Das Verhältnis der Elastizitätsmaße ist in allen Fällen mit $n = 15$ in Rechnung gesetzt. Der in der Zugzone liegende Beton wird bei der Berechnung nicht in Ansatz gebracht.

Die auftretenden Spannungen in Abhängigkeit von den Rostspannweiten sind in der nachstehenden Übersicht (Tabelle 7) zusammengestellt.

Tabelle 7. Größtwerte der Spannungen bei querliegendem Rost für Lastzug H 20.

Rostspannweite in m	Rost mit 76 mm Höhe kg/cm ²		Rost mit 108 mm Höhe kg/cm ²	
	Stahl	Beton	Stahl	Beton
0,61	580	35	450	24
1,22	970	59	770	41
1,52	1190	72	940	49
1,83			1090	58
2,13			1240	66
2,74			1370	72

Für Lastzug H 15 ermäßigen sich die Spannungen auf rd. 75%. Bei längsliegenden Rosten sind die Spannungen bis zu 10% höher.

Im allgemeinen wird der Rost bei den Fahrbahnträgern nicht mittragend gerechnet. Es ist jedoch ohne Schwierigkeit möglich, die Anschlußnähte so zu bemessen, daß die volle Schubkraft, die bei einer Mitwirkung des Rostes entsteht, aufgenommen werden kann. Der so entstehende Plattenbalken bietet wesentliche Vorteile. Für eine solche Konstruktion wird empfohlen:

1. Der Fahrbahnträger übernimmt die ständige Last.
2. Als mitwirkend ist die 12fache Dicke der Fahrbahnplatte anzunehmen, jedoch bei Innenträgern nicht mehr als $\frac{3}{4}$ des Fahrbahnträgerabstandes oder bei Randträgern $\frac{3}{8}$ zuzüglich des überkragenden Plattenteils.
3. Der gefüllte Rost ist einheitlich als Betonquerschnitt zu betrachten und mit $n = 15$ in Rechnung zu stellen.

4. Die Verkehrslast ist auf diesen Plattenbalken anzusetzen.

5. Der Beton ist nur auf Druck in Rechnung zu stellen.

Die richtige Wahl und sorgfältige Herstellung des Betons ist von ausschlaggebender Bedeutung. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Mischung 1 Teil Portlandzement und mehr als 2 Teile feinkörnige und nicht weniger als 3 Teile grobkörnige (bis 19 mm Korngröße) Zuschläge einen ausreichend guten Beton ergeben. Das Wasserzementverhältnis soll 0,45 bis 0,54 betragen, wobei der Wassergehalt der Zuschläge eingeschlossen ist.

Der Beton ist so einzubringen, daß seine Oberfläche etwa 30 mm höher liegt als die Oberkante des Stahlrostes. Nach dem sorgfältigen Rütteln sollte noch etwa 12 mm Überstand vorhanden sein. Dann ist der Beton ab-

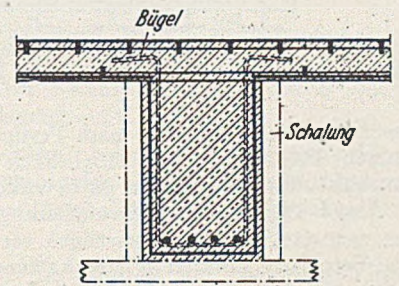


Abb. 20. I-Trägerrost mit Betonfüllung in Verbindung mit Stahlbetonunterzug.

zuziehen, so daß eine glatte Oberfläche entsteht, die nunmehr noch etwa 3–6 mm über der Stahloberkante liegt oder in Sonderfällen auf der beabsichtigten Höhe über der Stahloberkante.

Dieser Überstand von 3–6 mm ist erforderlich, damit die Betonoberfläche nach dem Setzen und Schwinden des

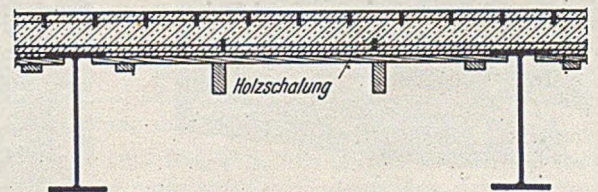


Abb. 21. I-Trägerrost mit Betonfüllung ohne Bodenblech. Schalungskonstruktion.

Betons im Laufe der Zeit nicht unter die Oberkante des Stahlrostes zu liegen kommt.

Das Einrütteln des Betons erfolgt gewöhnlich durch Rütteln an dem Stahlrost mittels eines leichten Preßluft-

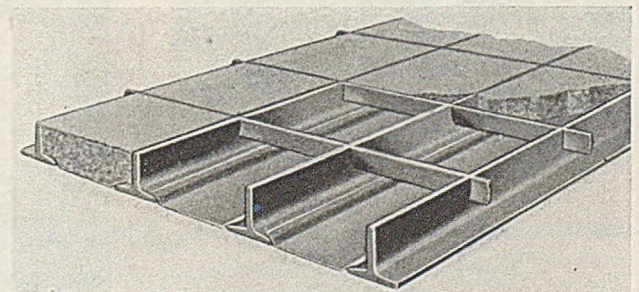


Abb. 22. T-Tri-Rost der USS mit Betonfüllung.

hammers, oder auch mittels einer Rüttelbohle. Abb. 19 zeigt das Einbringen und die Bearbeitung des Betons in der rd. 5000 m² großen Fahrbahn der Market Street Brücke in Harrisburg.

Nach Fertigstellung der Oberfläche sind unnötige Störungen, insbesondere auch Ausbesserungen sorgfältig zu vermeiden. Das Aufbringen einer Feinschicht ist uner-

wünscht. Es bedeutet keinen Nachteil, wenn grobkörniges Material in der unmittelbar befahrenen Oberfläche liegt.

Der Beton ist auf übliche Art sorgfältig feucht zu halten. Interessant ist, daß auch ein Schutz durch Asphalt-

allerdings durch den Mehraufwand an Schalungskosten aufgewogen.

Für Fußwege oder Brückenteile mit geringerer Belastung sind besondere Leichtroste entwickelt worden, deren Konstruktion aus Abb. 22 und Abb. 23 zu ersehen ist. Die Höhe beträgt 51 mm. Die Gewichte der beiden Rosttypen, die sich nur durch den Abstand der T-Träger 152 mm und 102 mm unterscheiden, betragen:

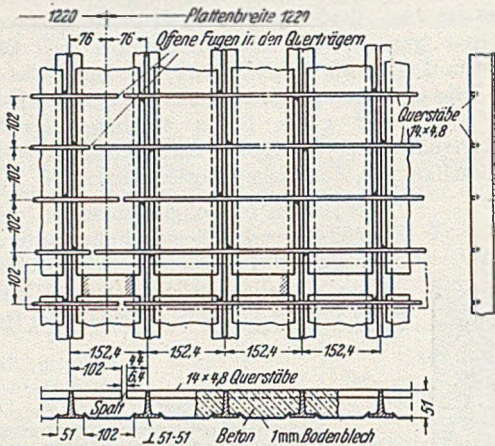


Abb. 23. Konstruktive Einzelheiten des T-Tri-Rostes mit Betonfüllung.

Tabelle 8.

	Stahlgewicht kg/m ²	Gesamtwicht kg/m ²
Rost L a = 102 mm	46,5	150
Rost H a = 152 mm	61,5	159

Der T-Stahl ist 51 mm hoch bei 51 mm Flanschbreite, und 6,4 mm Mindestdicke des Profils. Der Zwischenraum, zwischen den Profilflanschen ist mit Zwischenblechen von rd. 1 mm Stärke abgedeckt, die durch Heftschweißung mit den Flanschen verbunden sind. Die Querrippen haben einen Querschnitt von 14 × 4,8 mm bei einem Abstand von 102 mm.

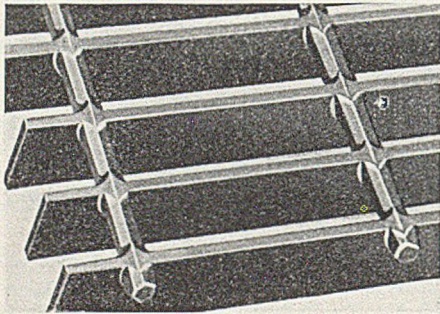
Die Tragfähigkeit dieser Roste geht bis zu 196 kg/m² Last bei einer Spannweite von rd. 1,50 m. Die dabei auftretenden Spannungen betragen:

Tabelle 9.

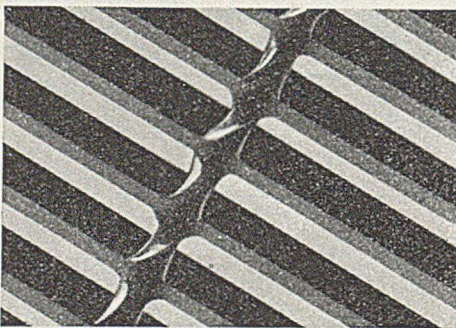
	Beton	Stahl	
bei Rost L..	69	740	kg/cm ²
bei Rost H..	54	520	kg/cm ²

emulsion, die unmittelbar nach Fertigstellung des Betons aufgebracht wird, als eine Möglichkeit angesehen wird, ein ausreichendes Feuchthalten zu bewirken.

Der I-Trägerrost mit Betonfüllung läßt sich auch zusammen mit Stahlbetonunterzügen verwenden, so daß im Betonbau üblicher Plattenbalkenquerschnitt entsteht (Abb. 20). Allerdings erfordert die Montage dann eine zusätzliche Abstützung der Roste, die erst nach Erreichen der vollen Tragfähigkeit des Betons abgebaut werden kann.



a) Bates-Rost,



b) Blaw-Knox-Rost.

Abb. 24. Offene Roste für untergeordnete Zwecke.



Abb. 25. Brooklyn-Brücke; Verlegen der USS-I-Trägerroste von 76 mm Höhe.

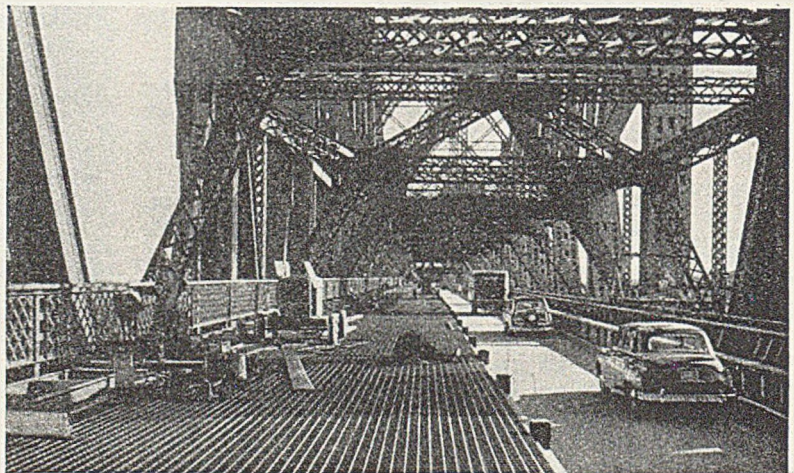


Abb. 26. Quebec-Brücke über den St. Lawrence-Strom; Ersatz der alten Fahrbahn.

Es besteht weiterhin die Möglichkeit, die Bodenbleche zu ersparen und den Beton in den Rost mittels einer besonderen Schalung einzubringen. Die Schalung ist so auszurichten, daß die Unterkante der I-Träger etwa 20 mm vom Beton überdeckt wird. Dadurch wird außerdem eine glatte Betonfläche an der Unterseite des Rostes erlangt. Abb. 21 zeigt eine Möglichkeit für Anbringung der Schalung. Die Ersparnis an Stahl wird

Diese Rosttafeln werden hergestellt in Breiten von 1,20 m und 1,80 m Länge von 6 und 8 m.

Die Zusammenstellung Tabelle 10 gibt einen Überblick über die Verbreitung der USS Rostfahrbahnen, wobei nur die größten Ausführungen berücksichtigt sind.

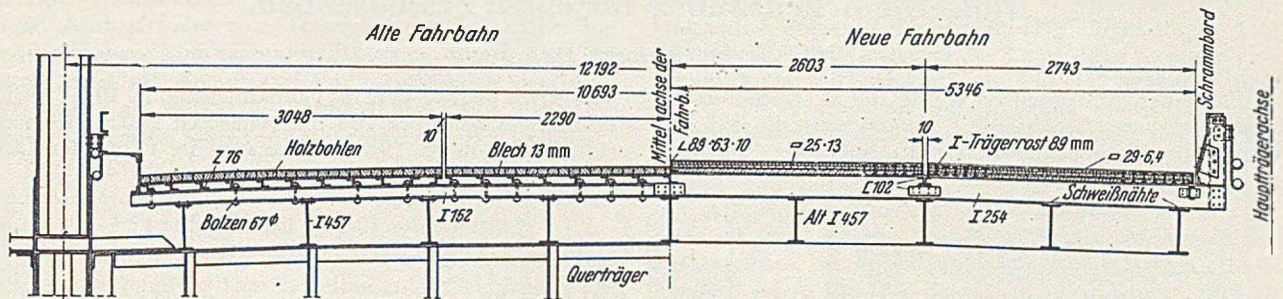


Abb. 27. Querschnitt der Manhattan-Brücke in New York vor und nach der Erneuerung.

Tabelle 10. Zusammenstellung einiger der größten ausgeführten Brückenfahrbahnen in den letzten Jahren.

Bauwerk	Rostfläche m ²	Gewicht t	Zeitpunkt
1. Offener I-Trägerrost 127 mm hoch.			
Brücke über den Housatonic-Fluß in Milford-Stratford, Conn.	8 700	855	1939
Brücke über den White-Fluß, Indianapolis, Ind.	2 000	200	1939
Lyons-Fulton-Brücke, Clinton, Iowa	2 300	237	1939
Fassett-Straßenbrücke, Toledo, Ohio	2 200	223	1939
Charleroi-Monessen-Brücke, Charleroi, Pa.	2 100	212	1939
2. I-Träger-Rost mit Betonfüllung.			
South Side Brücke, Charleston, W. Va.	3 200 (108 mm hoch)	230	1936
Brücke über den Connecticut, Middletown-Portland, Conn.	2 600 (89 mm hoch)	228	1936
Missouri-Brücke, Weldon Springs, Mo.	8 200 (89 mm hoch)	810	1936
Queensboro-Brücke, New York, N. Y.	10 200 (89 mm hoch)	977	1936
Pittsburgh-Homestead, High Level-Brücke	10 000 (108 mm hoch)	850	1936
Bronx-Withestone-Brücke, New York, N. Y.	19 600 (108 mm hoch)	1606	1937
Thousand-Island-Brücke über den St. Lawrence-Strom	7 400 (108 mm hoch)	509	1937
Queensboro-Brücke (obere Fahrbahn), New York, N. Y.	7 800 (63 mm hoch)	581	1938
Manhattan-Brücke (neue Fahrbahn), New York, N. Y.	17 200 (89 mm hoch)	1563	1938
Williamsburgh-Brücke (neue Fahrbahn), Manhattan, N. Y.	4 500 (89 mm hoch)	450	1938
Main Ave-Brücke, Cleveland, Ohio	17 301 (108 mm hoch)	1209	1938/39
General Ulysses Grant-Brücke, Portsmouth, Ohio	4 650 (76 mm hoch)	332	1939
Potomac-Brücke, Dahlgren, Va.	14 100 (108 mm hoch)	1200	1939
Brücke über den Connecticut, Hartford, Conn.	3 900 (108 mm hoch)	267	1940
Brücke über den Mississippi, Chester, Ill.	2 800 (108 mm hoch)	208	1941
3. T-Tri-Rost mit Betonfüllung, 51 mm hoch.			
South 10th Street-Brücke, Pittsburgh, Pa.	1 640	102	1932
South Side-Brücke, Charleston, W. Va.	1 620	62	1936
Brücke über den White-Fluß, Indianapolis, Ind.	970	39	1939
General Ulysses Grant-Brücke, Portsmouth, Ohio	1 170	76	1939

Sonstige Roste.

Es ist noch auf zwei leichte Rostkonstruktionen hinzuweisen, die allerdings nur für untergeordnete Konstruktionen zu verwenden sind:

1. Die Bates Co. hat einen „Bates-Rost“ herausgebracht, dessen Konstruktion aus Abb. 24 a zu erschen ist: Längsstäbe ausgesteift durch 6-Kant-Querrippen, die in Nuten der Hauptglieder eingeschweißt werden.

2. Der Blaw-Knox-Rost, bei dem die Längsstäbe durch gedrillte Querstäbe verbunden sind. Die feste Verbindung dieser beiden Elemente wird durch Elektroschmieden hergestellt (Abb. 24 b).

Zum Schluß noch der Hinweis auf zwei Anwendungen der beschriebenen Roste bei den beiden bekannten Bauwerken Brooklynbrücke in New York und Quebecbrücke über den St. Lawrence-Strom.

Bei der Brooklyn-Brücke soll nach 68 Jahren Nutzung der aus 23 cm dicken Bohlen bestehende Fahrbahnbelag durch einen geschlossenen USS-I-Träger von 76 mm Höhe ersetzt werden. Gleichzeitig wird ein Ersatz der alten Fahrbahnträger und Querträger vorgenommen. Die zweispurige Straßenbahn fällt fort, so daß durch die Verbreiterung die Leistungsfähigkeit der Brücke von 3000 auf 6000 Fahrzeuge pro Stunde erhöht werden kann. Für diese Arbeiten sind rd. 3 Mill. \$ vorgesehen. Abb. 25 zeigt die Verschweißung des I-Trägerrostes.

Bei der 1917 fertiggestellten Quebec-Brücke, die heute noch den weitgespanntesten Gerberbalken darstellt, wird ebenfalls durch Fortfall der Straßenbahngleise eine Verdoppelung der nutzbaren Fahrbahnbreite auf rd. 9,00 m erreicht. Die neue Fahrbahn besteht aus einem geschlossenen I-Trägerrost. Wie aus Abb. 26 zu ersehen ist, geschieht der Umbau unter Aufrechterhaltung des Verkehrs, indem jeweils eine Fahrbahnhälfte fertiggestellt wird.

In welcher Form der Ersatz derartiger alter Fahrbahnen konstruktiv erfolgt, zeigt Abb. 27, bei der alter und neuer Querschnitt der 1938 erneuerten Fahrbahn der Manhattan-Brücke gegenübergestellt ist.

Literatur.

1. F. Schleichner: Taschenbuch für Bauingenieure, Neudruck Berlin 1949, S. 1709.
2. K. Schaechterle: Bautechnik 12 (1934) S. 482.
3. F. Schleichner: Bauingenieur 25 (1950) S. 429.
4. Denkschrift zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß 1950-1951, Düsseldorf 1951.
5. Neue Lauenburger Elbe-Brücke, Mai 1951, Festschrift, Hamburg 1951.
6. Katalog der Tri-Lok Company, Pittsburgh, Pa.
7. Katalog der Kerlow Steel Flooring Co., Jersey City, N. J.
8. Light Weight Steel Flooring, Katalog der USS.
9. Construction, Methods and Equipment, Juni 1951, S. 42 und S. 72.

Hölzerne Arbeitsbühne für einen Schleusenbau.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Für einen Schleusenbau wurde die in Abb.1 dargestellte fahrbare Arbeitsbühne hergerichtet, die sich bei diesem Bau bestens bewährt hat. Auf einer Spurweite

von 4,0 m wurde der in Fahrstienenhöhe 10 m breite, fahrbare Arbeitsbock von insgesamt fast 30,0 m Höhe errichtet. Die in rd. 19,0 m Höhe von der Fahrstiene an-

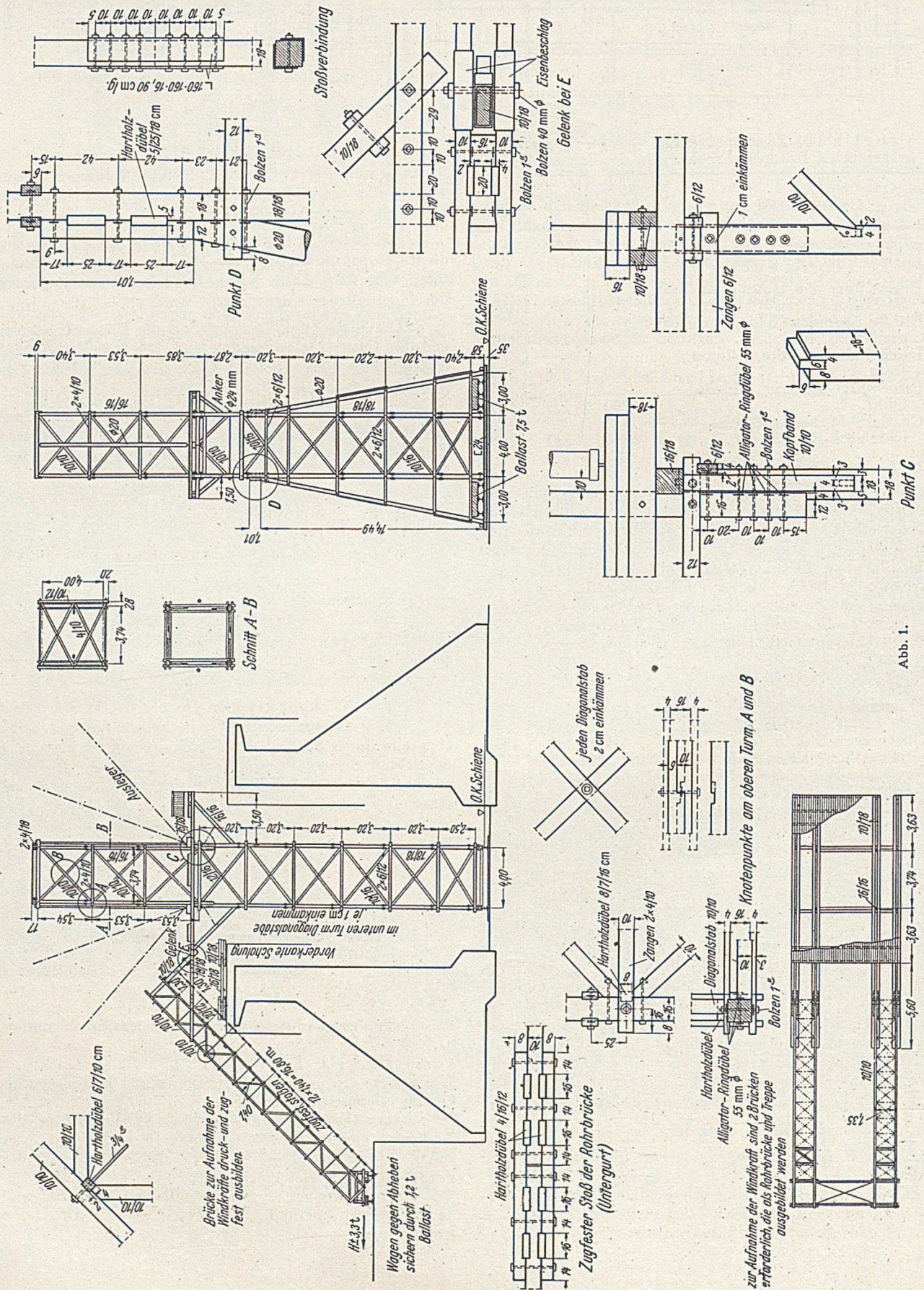


Abb. 1.

geordnete, ausladende Plattform besaß auf jeder Seite einen Ausleger, der zum Transport der Schalttafeln besonders Anwendung fand. Zur Aufnahme der Windkräfte waren zwei gekoppelte zug- und druckfest ausgebildete, gleichzeitig als Treppe zur Arbeitsbühne und als Rohrbrücke dienende fahrbare Schrägbrücken erforderlich.

Für alle Holzkonstruktionen wurden Hartholzdübel und Alligatorringdübel, 55 mm ϕ , verwandt. Als Ballast wurden 2·7,5 t auf dem Fahrgestell aufgebracht.

Die fahrbare Schrägbrücke ist mit der Arbeitsbühne gelenkig verbunden. Die Ausbildung des Gelenkes ist auf der Abbildung gezeigt. Eine Stoßverbindung unter Ver-

wendung von zwei Winkelstählen L 160·160·16, 90 cm lang und 8 Bolzen ϕ 1" ist gleichfalls aufgezeichnet. Der zugfeste Stoß am Untergurt der Rohrbrücke ist unter Verwendung von 8 Hartholzdübeln 4·16·12 cm und 6 Bolzen ϕ 1" ausgebildet. Bei Kreuzung zweier Diagonalstäbe ist jeder Diagonalstab 2 cm eingekämmt. Die Knotenpunkte am oberen Turm a und b sind besonders aufgetragen. Sie sind unter Verwendung von Hartholzdübeln und Alligatorringdübeln, 55 mm ϕ , und Bolzen von 1" ϕ durchgebildet. Die Ausbildung des Turmes unterhalb der auskragenden Plattform unter Anbringung von Kopfbändern ist in Punkt c dargestellt. Die Zangen 6/12 cm stark, sind 1 cm tief eingekämmt worden.

Der neue Universal-Großbagger L 1801 für den Baubetrieb.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt (Main).

Bei der Ausführung größerer Bauvorhaben beanspruchen in der Regel die Erdbewegungen einen erheblichen Aufwand an Zeit und Arbeitskräften. Um daher die Fertigstellung der Bauarbeiten nach Möglichkeit zu beschleunigen und die Kosten einzuschränken, wird heute die Handarbeit durch neuzeitliche, maschinelle Hilfsmittel ersetzt. Dies gilt besonders bei Beseitigung von Erd- und Gesteinsmassen und zwecks Erreichung einer genügenden Betriebswirtschaftlichkeit ist jeder Bauunternehmer zwangsläufig dazu übergegangen, für derartige Arbeiten Löffelbagger oder die damit verwandten Umstellungsmöglichkeiten des Universalbaggers einzusetzen. Unter den leistungsfähigen, großen Baggertypen, die im letzten Jahre auf den Markt gekommen sind und z. B. auf der Technischen Messe in Hannover ausgestellt waren, ist der bereits zu den Großbaggern zu rechnende neue Universalbagger L 1801 hervorzuheben, der auch hinsichtlich seiner Förderleistung auf die Großraumförderung hindeutet und im Lübecker Werk der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG. hergestellt wird. — Die Arbeitsmöglichkeiten dieses Universal-Großbaggers sind — ohne erhebliche Umbauten — die folgenden: Hochlöffelbagger, Schleppschaufelbagger, Tieflöffelbagger, Kran- und Greifbagger, so daß die Mehrzahl der im Baubetriebe vorkommenden Bagger-, Förder- und Hebearbeiten damit verrichtet werden können. — Die früher streng voneinander getrennten Begriffe von Bagger und Kran gehen daher bei diesen Maschinenkombinaten vollständig ineinander über, denn der Universalbagger kann, je nach den vorkommenden Arbeits- und Hilfsaufgaben wahlweise als Bagger oder Kran eingesetzt werden, so daß dadurch der Umfang des Maschinenparkes für den Bauunternehmer erheblich eingeschränkt werden kann.

Die ursprüngliche Aufgabe des Löffelbaggers ist bekanntlich das Lösen und anschließende Laden, sowie auch die Förderung auf kurze Strecken von lockerem oder geschüttem sowie zuweilen festem bzw. gesprengtem und mit Steinen durchsetztem Baggergute aller Art. Bei einzelnen der bereits erwähnten Umstellungen vertritt der Universalbagger auch die Stelle von anderen Baumaschinen und Förderanlagen, wodurch eine Anpassungsfähigkeit an Sonderaufgaben des Baubetriebes in weitestem Maße erreicht wird; ganz abgesehen von der raschen Möglichkeit des Wechsels der jeweiligen Arbeitsplätze, so daß auch Einsätze von kürzerer Dauer auf mehreren Baustellen nacheinander wirtschaftlich vertretbar sind.

Einsatzmöglichkeiten des Universal-Großbaggers L 1801. Der neue Bagger ist u. a. für folgende Bauarbeiten verwendbar:

1. Als Hochlöffelbagger (Abb. 1 und 12), als Grund- und Ausgangstypen zum Ausheben und Abtragen von Erd- und Gesteinsmassen, meist oberhalb des Baggerplanums für Vorbereitungen zu Fundamentarbeiten usw., für den Einsatz im Eisenbahn- und Wasserbau, beim Abgraben von festem Boden sowie zur Trümmerbeseitigung bzw. zum Freilegen von Bauplätzen und ähnlichen Arbeiten oder sonstigen Hilfsdiensten im Baubetrieb. — Ferner ist die Anwendung im Erz- oder Kohlentagebau und in Steinbrüchen zu erwähnen sowie bei Förderung gesprengter Gesteins- oder Felsmassen. — Die letzteren Baggerarbeiten gehören zu den schwersten Arbeitsbedingungen und stellen hohe Anforderungen an die Reißkraft des Löffels. — Daher wird auch der Löffelinhalt nach Art und Schwere des Fördergutes etwa wie folgt abgestuft:

- 2,5—3,0 m³ für den Erztagbau,
- 3,0 m³ für Steinbruchbetrieb,
- 4,0 m³ für Abraumförderung,
- 6,0 m³ für Braunkohlenförderung und leichten Boden.

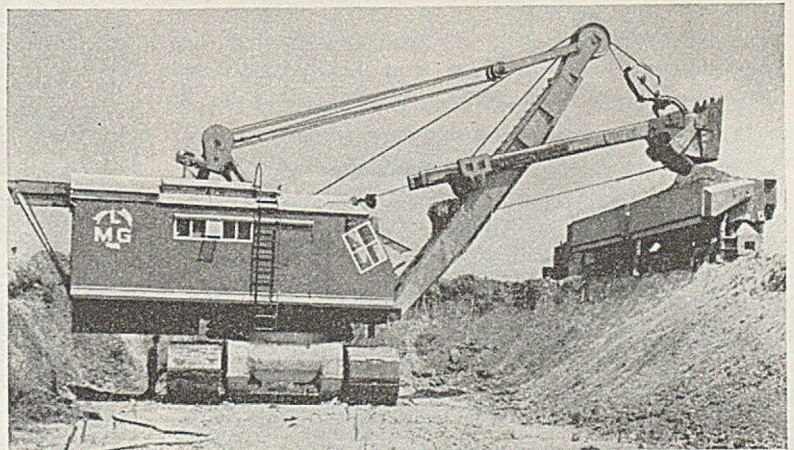


Abb. 1. Hochlöffelbagger L 1801 (Löffelinhalt bis 6 m³) bei der Verladung von Erdreich in die über der Böschung stehenden Kippwagen.

2. Als Schleppschaufelbagger (auch Eimerseilbagger oder Schürfkübelbagger) nach Abb. 13, vorzugsweise zur Herstellung von Böschungen und Erdschnitten, zum Ausheben von flachen Kanälen oder Baugruben unterhalb des Baggerplanums, zur Gewinnung von Sand, Kies, Lehm usw., ferner für viele Fluß- und Hafengebäudearbeiten. Weiter kommen in Frage: Herstellung und Zufüllung von Gräben sowie im Kohlentagebau zur Beseitigung der Abraumdecke, Freilegung der Kohle usw. Die Länge des Auslegers kann wahlweise: 24 oder 30 m betragen, der Inhalt des verwendeten Schürfkübels je nach Art des Fördergutes 2,3 oder 1,9 cbm

3. Als Tieflöffelbagger zur Herstellung von Gräben und anderen, meist unterhalb der Baggersohle zu erledigenden Erdarbeiten.

4. Als Greifbagger (Abb. 14), heute noch vielfach bei der Trümmerbeseitigung anzutreffen, ferner zum Ausschachten von Kellern und anderen Vertiefungen unter der Baggersohle; schließlich bei der Verladung von Baustoffen und für vielseitige Verwendungszwecke bei Vor-

Nach Abb. 15 kann die Auslegerlänge wahlweise 18, 24 oder 30 m betragen, und es können Nutzlasten von 6 bis 20 t — je nach Ausladung — gehoben werden, und zwar abhängig von der Schwere des verwendeten Ballastgewichtes (20 oder 30 t).

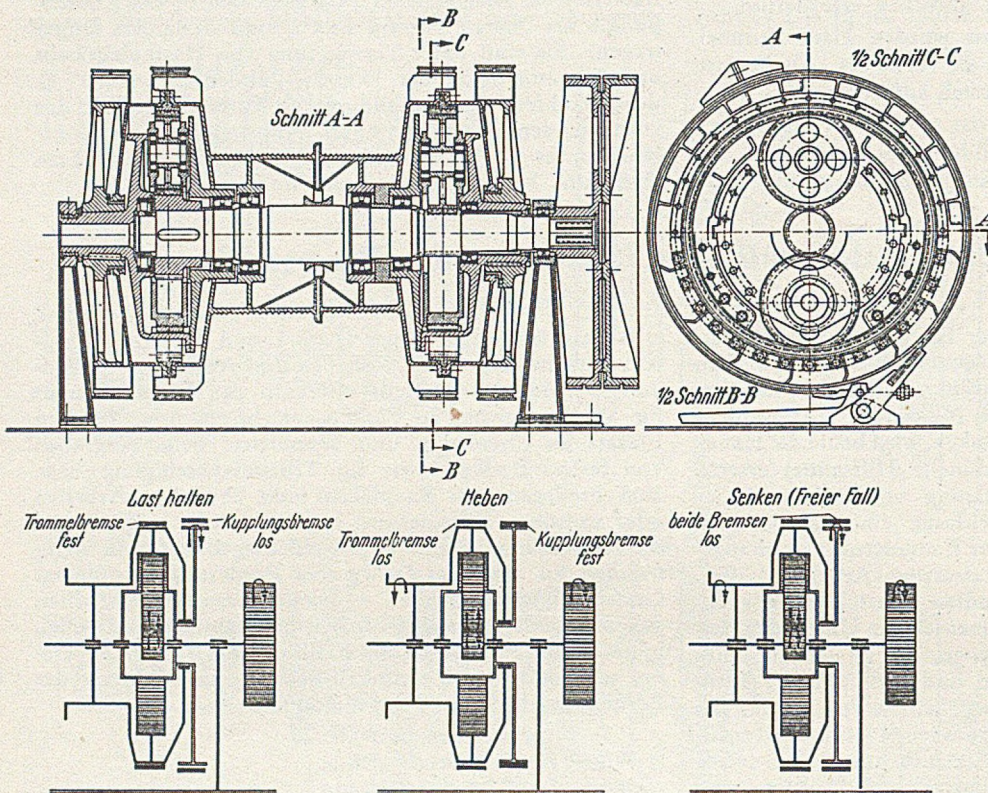


Abb. 2. Zweitrommelwindwerk zum Universal-Großbagger L 1801 mit Steuerschema des Hubwerkes bei durchlaufendem Antriebsmotor (unten).

bereitungen für den Bahn- und Brückenbau. — Verwendet wird dabei ein Zweiseilgreifer bei einer Auslegerlänge von wahlweise 18 oder 24 m und Greiferinhalte von 1,8 — 2,0 — 2,5 — 3,0 m³, und zwar nach Maßgabe des

z. B. sämtliche Seiltrommeln geschnittene Seilrillen, und alle Seile werden nur in einer Lage aufgewickelt. — Auf gute Zugängigkeit zu den mechanischen und elek-

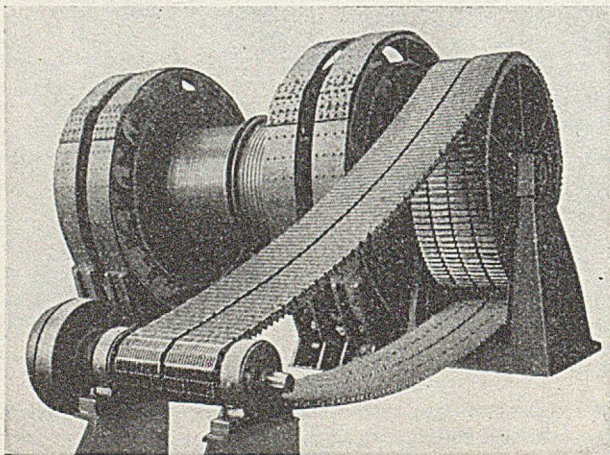


Abb. 3. Universal-Zweitrommelwindwerk für Diesalbagger mit Westinghouse-Bogenzahnkette. — Jede Getriebetrommel besitzt eine Kupplung und Haltebremse mit außenliegenden Bremsbändern.

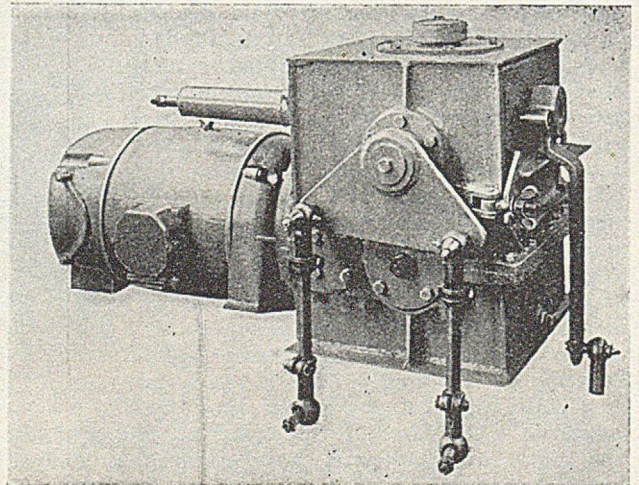


Abb. 4. Elektro-Servo-Getriebe betätigt verschleißfrei über Hebel durch Lüften und Anziehen die Kupplung und Haltebremse einer Getriebetrommel.

Baggergutes. Weiterhin ist die vielseitige Anwendung für Förderzwecke und Umladearbeiten auf Lagerplätzen von Kies, Sand, Schotter usw. zu erwähnen.

5. Als Kran zum Heben und Einmontieren von Stahlkonstruktions- oder Maschinenteilen, ebenso bei Demontage von Gerüsten, zum Einbau von großen Steinen, Betonblöcken usw. sowie für alle möglichen Hilfsarbeiten, die im Baubetriebe gelegentlich vorkommen, wie auch z. B. zum Heben und Verladen von Stückgütern aller Art. —

trischen Triebwerksteilen und auf leichte Austauschbarkeit aller dem Verschleiß ausgesetzten Teile ist bei der Konstruktion besonderer Wert gelegt worden. Bei allen Triebwerkswellen sind Sternkeilwellen vorgesehen, die leichtes Abziehen der Zahnräder und Buchsen gestatten.

Das Universal-Zweitrommelwindwerk ist ohne bauliche Veränderung für Hochlöffel-, Schleppschaufel-, Tieflöffel, Greifer- oder Kranbetrieb verwendbar.

Beim Hochlöffelbetrieb (Abb. 1 und 12) wickelt der eine Strang der zweifach gesicherten Löffelaufhängung auf die Hubtrommel des Universalwindwerkes, der zweite Strang auf die eine der beiden auf die Vorschubritzelwelle aufgeketteten Seiltrommeln. Zwischen der anderen Seiltrommel (Abb. 2) und der Rückholtrommel des Universalwindwerkes spannt sich das Rückholseil. — Die am Ausleger

bremsscheibe (1800 mm ϕ) verbunden ist. Außerdem besitzt jede der beiden Trommeln eine Haltebremsscheibe (ebenfalls 1800 mm ϕ). Durch Festhalten der Kupplungsbremsscheibe jeder der beiden Getriebeträger kann die zugehörige Trommel wahlweise mit dem Antrieb verbunden werden. Andererseits kann beim Festhalten jeder der mit den Getriebetrommeln verbundenen Haltebremsscheiben

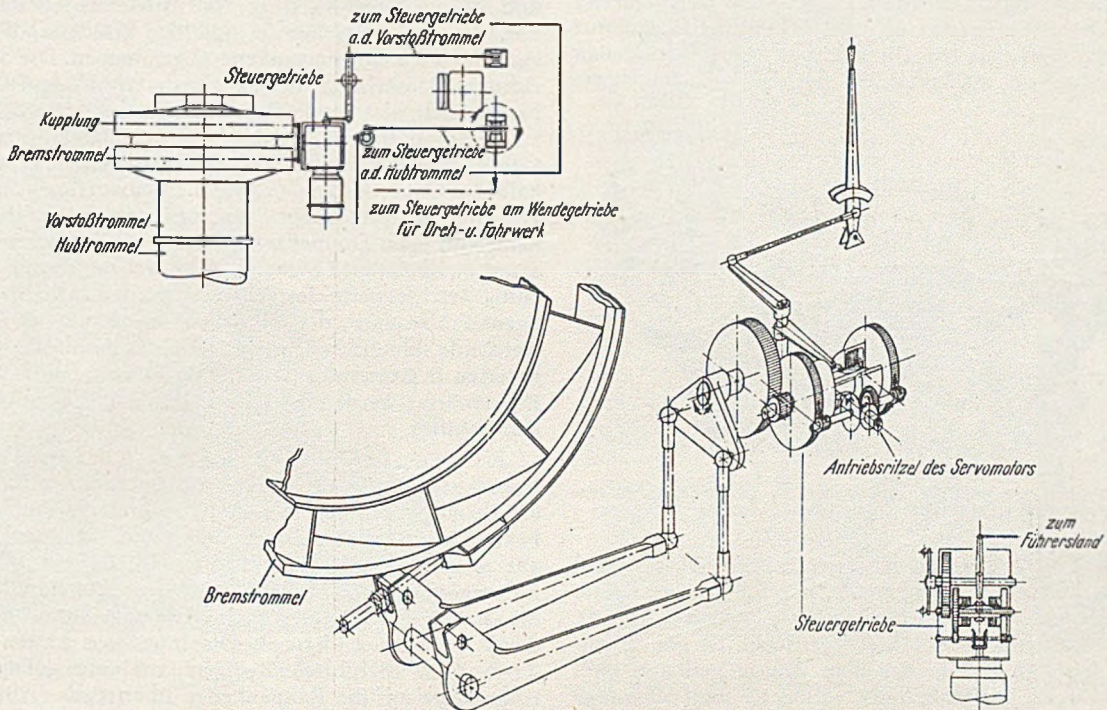


Abb. 5. Schema eines Servo-Motor-Antriebes mit dem Steuergetriebe für die Bremsstrommel.

gelagerte Vorschubritzelwelle dient der Bewegung des doppelten Löffelstieles (Abb. 10 und 11); ein Vorstoßmotor ist daher bei dieser Anordnung nicht erforderlich. Vorstoßen des Löffelstieles wird durch Entkuppeln, Rückholen der Löffelstiele durch Einkuppeln der Rückholtrommel des Universalhubwerkes bewirkt. Zum Hochschwingen des Löffels um die Vorschubritzelwelle als Drehpunkt muß die Rückholtrommel festgehalten und gleichzeitig die Hubtrommel eingekuppelt werden. In gekuppeltem Zustand

die zugehörige Trommel gegen eine äußere Last festgehalten werden; beim gleichzeitigen Lösen von Halte- und Kupplungsbremsscheibe kann die zugehörige Trommel unter einer äußeren Last durchgezogen werden (Abb. 2).

Der Antrieb der Sonnenritzelwelle erfolgt bei Elektroantrieb durch den ununterbrochen in einer Richtung durchlaufenden Hauptmotor (180 kW) über ein geschlossenes,

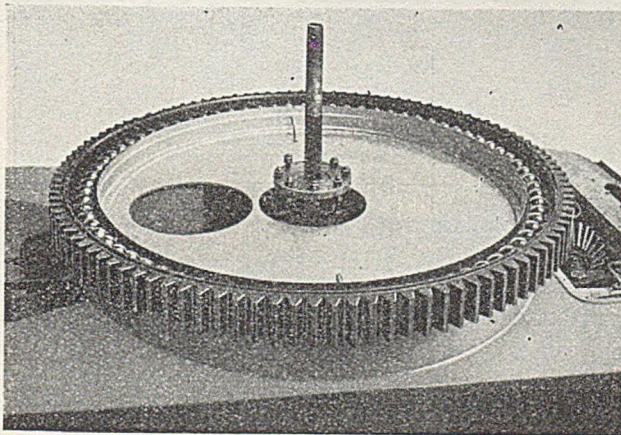


Abb. 6. Kugeldrehring von 2750 mm ϕ überträgt durch 75 Stahlkugeln waagrechte und senkrecht angreifende Lasten; dadurch erübrigt sich der sonst übliche starke Königszapfen.

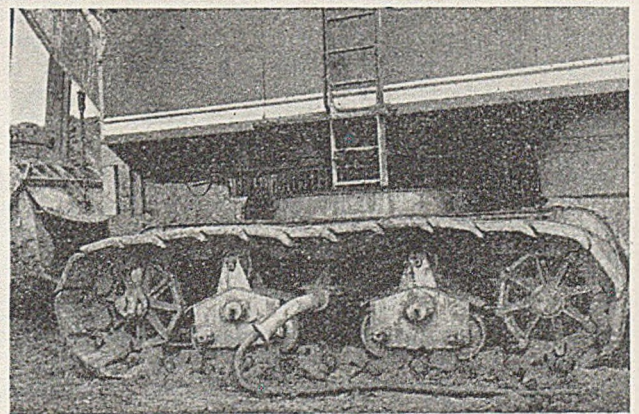


Abb. 7. Unterwagen des Universal-Großbaggers L 1801 mit Zweiraupenfahrwerk. — Bodendruck der Raupen beim Fahren etwa 1,1 kg/cm².

arbeiten sowohl Hub- wie Rückholtrommel ausschließlich im Wickelsinne.

Die beiden Getriebetrommeln stützen sich mittels Wälzlager auf die mit zwei Sonnenritzeln versehene und ständig mit dem Antrieb verbundene Hauptwelle. In jeder der beiden Getriebetrommeln befindet sich ein im Ölbad laufendes Umlaufgetriebe, dessen Getriebeträger mit einer außerhalb der Getriebetrommel angeordneten Kupplungs-

mehrstufiges Stirnrad-Untersetzungsgetriebe, bei Dieselantrieb (350 PS) hingegen über eine Westinghouse-Bogenzahnkette (Abb. 3). Die durchgehende, die Getriebetrommeln tragende Hauptwelle ist beim Dieselantrieb beiderseits in abnehmbaren Lagerböcken abgestützt, die mittels kräftiger Schrauben an der Oberwagenkonstruktion befestigt sind. Beim Elektroantrieb erfolgt die Lagerung auf der Antriebsseite des Stirnrad-Untersetzungsgetriebes.

Auf den Kränzen der Bremscheiben beider Getriebetrommeln liegen die somit besonders gut belüfteten und leicht ausbaubaren Bremsbänder. Das Anziehen und Abheben einander zugeordneter Bremsbänder einer Getriebetrommel betätigt ein Steuergetriebe, was dem Baggerführer eine körperlich wenig ermüdende, leichte Handhabung der Steuerhebel ermöglicht. Jedes Steuergetriebe (Abb. 4) wird von einem ständig unter Strom befindlichen und dauernd in einer Drehrichtung umlaufenden Schleifringläufermotor mit ständig aufliegenden Bürsten bei einem maximalen Drehmoment von 200 kgcm angetrieben. — Die Bewe-

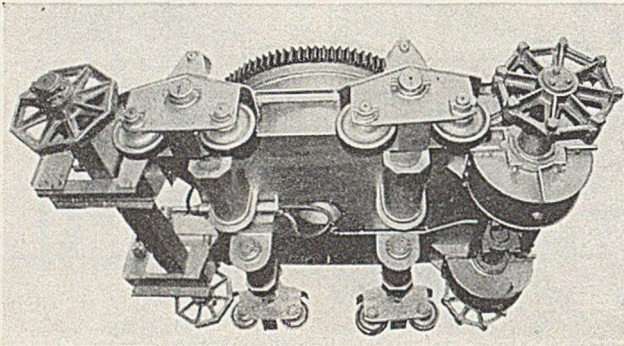


Abb. 8. Elektrisch geschweißter Unterwagen mit staub- und wasserdicht eingebautem Raupenfahrtrieb und mit acht in Schwingen gelagerten Laufrädern.

gungsumkehr der Abtriebswelle des Steuergetriebes wird durch eine im Getriebe eingebaute, nur für geringe Kräfte zu bemessende Hilfs-Lamellenkupplung erzielt (Abb. 5). An der Antriebswelle des Steuergetriebes ist ein gleicharmiger Hebel aufgekeilt, der über Zugstangen und zwei in der Plattform nebeneinander verlagerte ungleicharmige Hebel ein Bremsband anzieht und gleichzeitig das andere lüftet. Es ergibt sich außerdem eine Mittelstellung, bei der Kupplungs- und Haltebremsen gleichzeitig gelöst sind: nämlich die Freifallstellung des Löffels.

Diese Anordnung gewährleistet durch Entfall der Bewegungsrichtungsumkehr des Steuermotors kürzeste Schaltzeiten, weiches Anziehen der Bremsbänder, sichere Erreichung der drei Grundstellungen, den Ausschluß des Verschleißes und geringe körperliche Beanspruchung des Baggerführers.

Oberbauschwenkwerk. Der Baggeroberbau ist um 360° schwenkbar, so daß ein Arbeiten nach allen Richtungen möglich ist. Der Oberbau ruht auf 75 geschliffenen und gehärteten Stahlkugeln von je 100 mm \varnothing , die sich in den brenngehärteten Laufbahnen des oberen und unteren Laufringes bewegen und durch einen Kugelkäfig auf Abstand gehalten werden. Der Laufbahn-Durchmesser beträgt 2750 mm; die Stahlkugeln laufen im Ölbad (Abb. 6).

Ein derartiges Kugelringlager gestattet nicht nur die Übertragung von lotrecht, sondern auch von waagrecht angreifenden Lasten, so daß bei dieser Bauart der bisher übliche, schwer zugängliche und stark bemessene Zentrierzapfen („Königszapfen“) überflüssig wird und wegfällt. Der zwischen dem oberen und unteren Laufbahnring verbleibende Spalt ist gegen Eindringen von Staub und Fremdkörpern sowohl nach innen als auch nach außen durch Labyrinthdichtungen geschützt.

An der unteren Laufbahnhälfte ist ein mit geschnittenen Zähnen versehener Außen-Schwenkkrans angegossen, der mit dem in der Plattform gelagerten Schwenkwerkritzel zahnt. An der Oberbau-Plattform verankerte Kegelrollenpaare, die an der Unterseite des am Unterwagen befestigten Laufbahnringes spielfrei aufliegen, übertragen in einwandfreier statischer Weise beim Grabvorgange auftretende Zugkräfte vom Baggeroberteil auf den Unterwagen (Abb. 9).

Bei elektrischem Antrieb treibt ein Drehstrom-Asynchronmotor oder wahlweise ein Gleichstrommotor in Ver-

tikal Ausführung über ein in einem Getriebekasten zusammengefaßtes, im Ölbad laufendes mehrstufiges Zahnrad-Untersetzungsgetriebe das Drehwerksritzel. — Den Gleichstrom mit wahlweise veränderlicher Spannung liefert ein Leonard-Ward-Satz unter Benutzung elektronischer Steuerung.

Beim Dieselbagger wird der Antrieb für Schwenkritzel und Raupenfahrwerk über eine dritte Zahnkettenscheibe von der den Dieselmotor und das Universal-Windwerk verbindenden Bogenzahnkette abgenommen. Die Schwenkrichtungs-Umkehr wird hier durch ein Umlauf-Getriebe-paar erzielt, das zusammen mit einem Kegelradvorgelege zu einem öldichten Getriebe zusammengefaßt ist. Jeder Getriebeträger eines Umlaufgetriebes ist mit je einer außerhalb des Getriebes angeordneten Bremscheibe von 800 mm Durchmesser verbunden; jede der beiden Bremscheiben kann von einer Doppelbackenbremse über ein vom Führerstand aus betätigtes Steuergetriebe wahlweise und zwangsläufig wechselweise festgehalten werden. Die beim häufigen Abbremsen der schnellen Schwenkbewegung frei werdende kinetische Energie setzt sich an den Backenbremsen in Bremswärme um; zum raschen Abführen dieser Bremswärme werden die Kränze der Bremscheiben zusätzlich belüftet.

Raupenfahrwerk und Unterwagen. Der Bagger stützt sich auf ein Zweiraupenfahrwerk. Diese Bauart gestattet den Raupenbändern sich auch bei Unebenheiten der Fahrbahn diesen weitgehend anzupassen. Auch auf weniger tragfähigen Böden ergeben sich noch gute Fahreigenschaften und gleichmäßige Lastverteilung auf die Raupenbänder, der beim Fahren errechnete Bodendruck ist etwa $1,1 \text{ kg/cm}^2$. Die lotrechten Lasten werden durch 4 in Stahlblechschwinge zusammengefaßte Laufrollenpaare auf die Raupenkettenscheiben übertragen (Abb. 7 u. 8). Alle Antriebsteile sind wasser- und staubdicht in geschweißten, mit dem Unterwagen verbundenen Getriebekästen untergebracht. Nicht nur die Antriebswellen, sondern auch die Tragachsen der Laufwagen sind zur Erzielung eines schnellen und einfachen Ausbaues geteilt ausgeführt. Die Spannachse kann nach Öffnen des Kopfriegels als Ganzes entfernt werden.

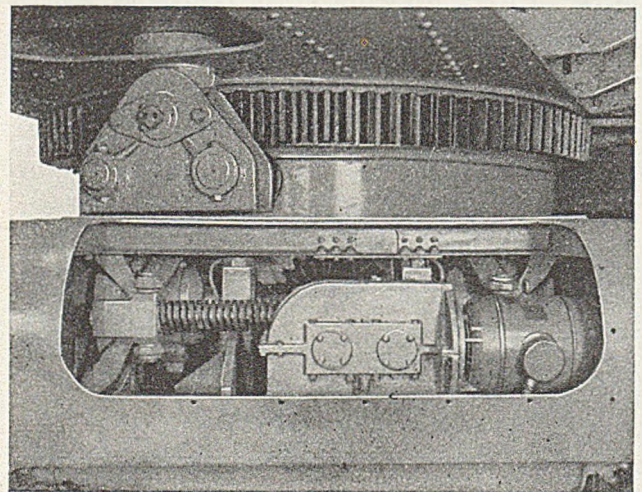


Abb. 9. An der Oberbauplattform verankerte Kegelrollenpaare übertragen beim Grabvorgang auftretende Zugkräfte vom Baggeroberteil auf den Unterwagen.

Der Antrieb der Raupenfahrwerke erfolgt beim Elektrobagger durch Einlegen einer Klauenkupplung vom Hauptmotor über ein im Unterwagen eingebautes Zahnradvorgelege auf die Nockenräder der Raupenbänder. Beim Dieselbagger wird der Fahrtrieb nach Einlegen einer Klauenkupplung vom Schwenkantrieb abgeleitet.

Gleichzeitiges Abbremsen eines Raupenbandes und Einschalten von Vorwärts- bzw. Rückwärtsgang des anderen Raupenbandes erzwingt ein Kurven des Unter-

wagens auf der Stelle. Das Abbremsen eines Raupenbandes erfolgt durch ein im Unterwagen untergebrachtes Elektro-Schaltgetriebe, das durch Fernschaltung vom Führerstand aus betätigt wird und damit Druckluft oder Druckflüssigkeit entbehrlieh macht.

Die den Antriebsnockenwellen der Raupenkettens folgende, im Unterwagen befindliche Vorgelegewelle besitzt für jedes Raupenband eine Klauenkupplung und ein diesem zugeordnetes Gesperre (Abb. 9).

Bei Geradeausfahrt sind beide Klauenkupplungen geschlossen, beide Sperrhebel von den Sperrrädern der Gesperre zwangsweise abgehoben, so daß beide Raupen-

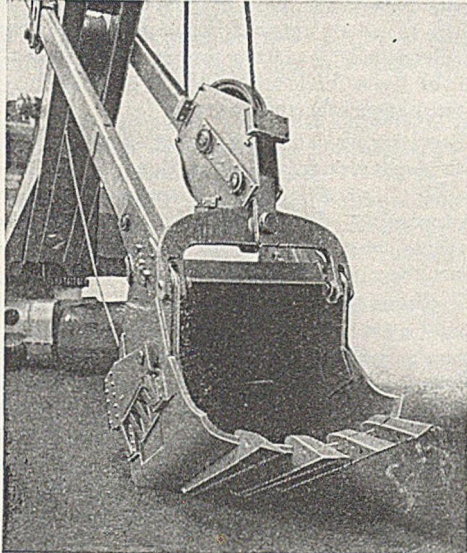


Abb. 10. Hochlöffel des Universal-Großbaggers L 1801 (Inhalt bis zu 6 m³) mit dem doppelten Löffelstiel.

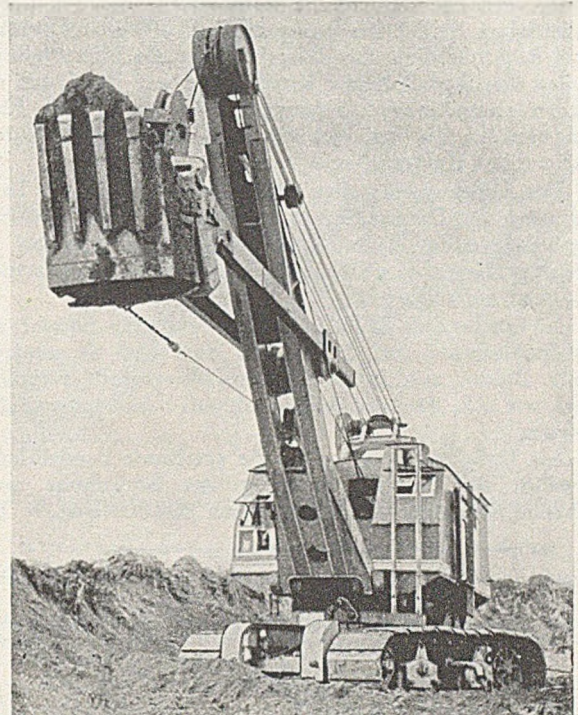


Abb. 11. Vorderansicht des Hochlöffelbaggers L 1801 mit gefülltem, hochgeschwungenem Löffel. — Öffnen und Schließen des Löffels in jeder Stellung durch Druckknopfschaltung über Elektro-Servo-Antrieb.

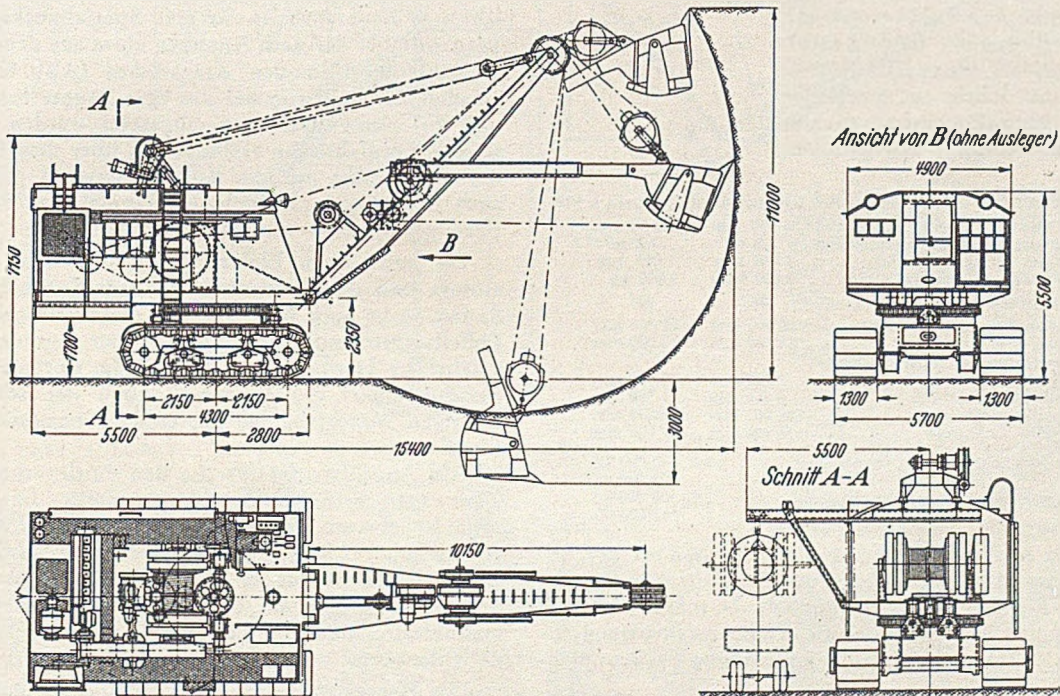


Abb. 12. Zusammenstellungszeichnung mit Hauptmaßen, Daten und Förderleistungen des Hochlöffel-Großbaggers L 1801 des Werkes Lübeck der Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau A.-G.

Dieselmotor 350 PS, Brennstoffverbrauch 30—40 kg/h, Motorenölverbrauch 0,8—1 kg/h.

Elektromotoren: Hauptmotor 180 kW, Drehwerksmotor 72 kW, Stromverbrauch 175 kW/h.

Fahrgeschwindigkeit: 1,2 km/h
Hochlöffel: Windekraft 50 t
Hubgeschwindigkeit 25 m/min
Schleppschaufel-Einziehkraft .. 25 t
Hubgeschwindigkeit 100 m/min

Einziehgesewindigkeit 50 m/min
Greifbagger-Hubkraft 7,5—14 t
Hubgeschwindigkeit 50 m/min
Oberwagen, Umdrehungen 360° 3/min
Steigfähigkeit 1 : 10 = 5°

Bodendruck unter Raupenkette 1,1 kg/cm²
Mittlere Baggerleistungen:
Hochlöffel 250—360 m³/h
Schleppschaufel 140—180 m³/h
Greifbagger 140—180 m³/h

Konstruktionsgewichte: Diesalbagger rd. 114 000 kg, Elektrobagger 105 000 kg

Stichtgewichte: Diesalbagger rd. 139 000 kg, Elektrobagger 130 000 kg

bänder gleichmäßig angetrieben werden. — Ein Schaltgetriebe mit angeflanschem Kleinmotor löst mittels einer Zahnstange beim Anlauf des Motors eine Kupplung und schließt gleichzeitig das zugeordnete Gesperre. Auf diese Weise wird ein Raupenband festgebremst und das andere angetrieben. Beim Stromloswerden des Hilfsmotors drücken zwei Rückholfedern die Zahnstange in die Mittelstellung, stellen den Schluß beider Kupplungen und das Lösen der beiden zugeordneten Gesperre wieder her. Durch Richtungs-umkehr des Schaltmotors wird auch die Richtungs-umkehr des Kurvenfahrens erzielt.

Der Unterwagen selbst ist als ein den unteren Laufbahnring der Drehscheibe tragendes, im übrigen vollständig geschweißtes Raumtragwerk ausgebildet, das bei geringstem Gewicht größte Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit aufweist.

Löffel. Der Löffel (Abb. 10 und 11) besteht aus SM-Stahlblechen, auf die an dem Verschleiß ausgesetzten Teile Bleche aus verschleißfestem Werkstoff aufgesetzt sind, wie z. B. den aus Mn-Si-Stahlguß bestehenden Zahnspitzen.

Als Löffelverschluß wurde die gesteuerte Pendelklappe gewählt, die bei Erzielung größter Schütthöhe weitgehende Schonung der Förderwagen gewährleistet. — Für

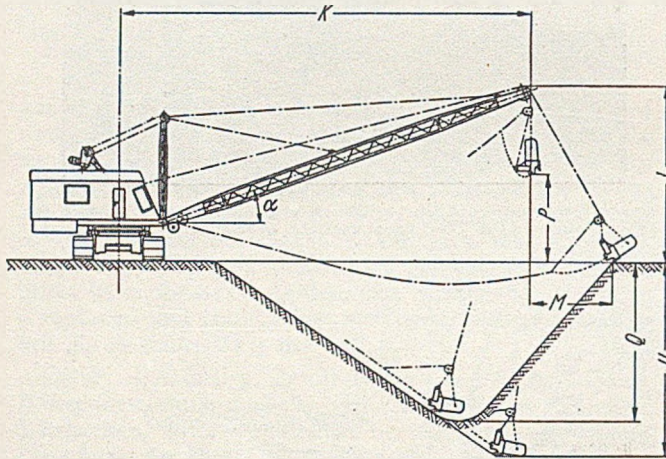


Abb. 13. Maßskizze und Hauptdaten des Schleppschaufelbagers L 1801.

Länge des Auslegers (wahlweise)	24 000 mm	30 000 mm
Schleppschaufelinhalt (wahlweise)	2,3 m ³	1,9 m ³
Breite der Schleppschaufel	1 700 mm	1 600 mm
Gewicht der Schleppschaufel	3 000 kg	2 600 kg
α Auslegerneigung	30°	20°
K Ausschüttradius	24 000 mm	31 300 mm
L Höhe des Auslegers	14 750 mm	13 000 mm
M Auswerfen der Schleppschaufel über Maß K	6 000 mm	3 500 mm
P Ausschütthöhe	9 250 mm	7 500 mm
Q Einschnitttiefe	11 000 mm	13 250 mm
U Größte Grabtiefe	15 000 mm	17 800 mm
Konstruktionsgewichte:		
Dieselbagger	rd. 105 000 kg	
Elektrobagger	rd. 96 000 kg	
Dienstgewichte:		
Dieselbagger	rd. 126 000 kg	
Elektrobagger	rd. 117 000 kg	

das Öffnen und Schließen der Pendelklappe ist ein besonderer im Ausleger angeordneter Elektroantrieb vorgesehen. Ein sog. Durchziehmotor: $N = 12 \text{ kW}$ (40 % ED, 700 n/min) ist mit einem die Klappenseiltrommel antreibenden Zahnrad-Untersetzungsgetriebe zusammengebaut.

Diese Anordnung macht jede mechanische Kupplung für das Klappenseil und jeden an den Löffel angebauten Mechanismus überflüssig und gestattet in jeder Stellung, die Pendelklappe wahlweise zu öffnen und zu schließen. Dieser Motor steht auch im Stillstand unter Strom; er besitzt zwei Widerstandsstufen, und zwar Widerstand für rd. 30% Schlupf beim Aufhalten der Klappe und Widerstand für rd. 70% Schlupf für das Spannen des beim Zurückziehen des Löffels lose werdenden Klappenseiles. — Durch einen am Kopfende des einen Steuerhebels eingebauten Druckknopf kann die Pendelklappe mit einem der 2,5fachen

Motor-Nennleistung entsprechenden Drehmoment aufgerissen werden. Beim Aufziehen der Löffelstangen gibt der Motor ein so geringes Drehmoment ab, daß bei mäßigem Durchhang des Klappenseiles ein Schließen der Klappe gewährleistet, die Klappe selbst aber geschlossen bleibt. Beim Rückziehen des Löffels wickelt die Klappenseiltrommel selbsttätig auf.

Das Auslegereinziehwerk ist als Einzelantrieb ausgebildet und an der Spitze des A-Bockes (Abb. 1) oberhalb des Maschinenhauses aufgestellt. Ein Stirnradvorgelege und ein selbstsperrender Schneckenantrieb laufen in einem gleichzeitig den Motor tragenden, öldichten Getriebe. Das Anlassen des Antriebsmotors erfolgt sowohl beim Elektrobagger als auch beim Diesalbagger vom Baggerführerstand aus.

Bei Dieselantrieb wird der elektrische Strom für den Motor des Auslegereinziehwerkes durch einen durch die Dieselmachine angetriebenen Generator geliefert. — Diese Anordnung der Unterbringung des Auslegereinziehwerkes vermeidet lästige Durchdringungen der Dachkonstruktion des Maschinenhauses, ferner jede besondere Wartung dieser Antriebsgruppe.

Maschinenhaus, Maschinenplattform und Führerhaus. Auf der geräumigen Maschinenplattform ist das Universal-Zweitrommelwindwerk, das Schwenkwerksgetriebe und der Baggerführerstand untergebracht (Abb. 12), ferner bei elektrischem Antrieb der Hauptmotor, der Schwenkmotor und das zugehörige Getriebe, Schützen, Regulierwiderstände, bzw. beim Dieselantrieb der Dieselmotor mit Generator, Kühler mit Ventilator, Brennstofftagestank und alle sonstigen Hilfseinrichtungen. Das Führerhaus ist vom übrigen Maschinenraum vollständig abgetrennt, um den Baggerführer vor Staub, Maschinengeräuschen und Warmluft zu schützen. — Über dem Zweitrommelwindwerk befindet sich eine zweiseitige Kranfahrbahn für eine Spezialaufkatze von 10 t Tragkraft, mit der nach Ansetzen eines aus dem Maschinenhaus herausführenden Kragstückes (Abb. 12) die vollständige Getriebetrommel aus dem Bagger herausgehoben und auf einen Lastwagen abgesetzt werden kann. Die gleiche Kranfahrbahn befindet sich über dem Dieselmotor, um damit nicht nur die Kolben, sondern gegebenenfalls auch den ganzen Dieselmotor in gleicher Weise — wie oben geschildert — ausbauen zu können.

Da auch beim Elektrobagger oberhalb des Hauptmotors und des Schwenkmotors sich Kranbahnträger befinden, so ist auch beim Ausbau dieser Maschinen der bei Löffelbaggerdemontagen übliche, aber zuweilen nicht ungefährliche Dreibock entbehrlich. Im übrigen besitzt das Maschinenhaus große, zum Ausbau der schweren und sperrigen Maschinenteile ausreichend bemessene Schiebetüren.

Als Angriffspunkt für die den Auslegerkopf mit dem Oberwagen verbindenden Abspannseile bzw. Flaschenzüge ist ein aus Rohrkonstruktion bestehender A-Bock vorgesehen. — Sowohl die Plattform des Maschinenhauses als Tragkonstruktion für die aus Gegengewicht und Löffel herrührenden und auf die Kugellaufbahn abzusetzenden Hauptkräfte dient, ist sie vollständig aus SM-Blechen in Zellenbauweise zusammengeschweißt.

Das Baggerführerhaus gewährt allseitig gute Sicht auf das Arbeitsgebiet. Eine Zweihebelsteuerung beiderseits des gepolsterten, verstellbaren Sitzes gestattet ohne körperliche Anstrengung die Vornahme der Baggerhauptbewegungen. Mit dem einen, in zwei zueinander senkrechten Richtungen verschwenkbaren Hebel werden Hub- und Rückholtrommel im Hub-, Senk- und Freifallsinne gesteuert. Ein Druckschalter am Hebelkopf betätigt das Öffnen und Schließen der Löffelpendelklappe. — Der zweite Hebel dient für das Schwenkwerk. Zum sanften Ansetzen der Haltebremsen der Trommeln ist noch eine Fußhilfssteuerung vorhanden. Alle übrigen Betätigungen erfolgen

Kurze Technische Berichte.

Der größte Schleppkübelbagger der Welt.

Eine Baggermaschine von wahrlich riesenhaften Abmessungen ist kürzlich in Corby (Südengland) in Betrieb genommen worden (Abb. 1). Sie dient dem Abräumen des tauben Deckgebirges in einer Mächtigkeit bis zu 30 m, um das darunterliegende Eisenerzlager von rd. 2,15 m Mächtigkeit im Tagebau wirtschaftlich abbauen zu können. Charakteristische Zahlen für das Ausmaß dieses Schlepp-

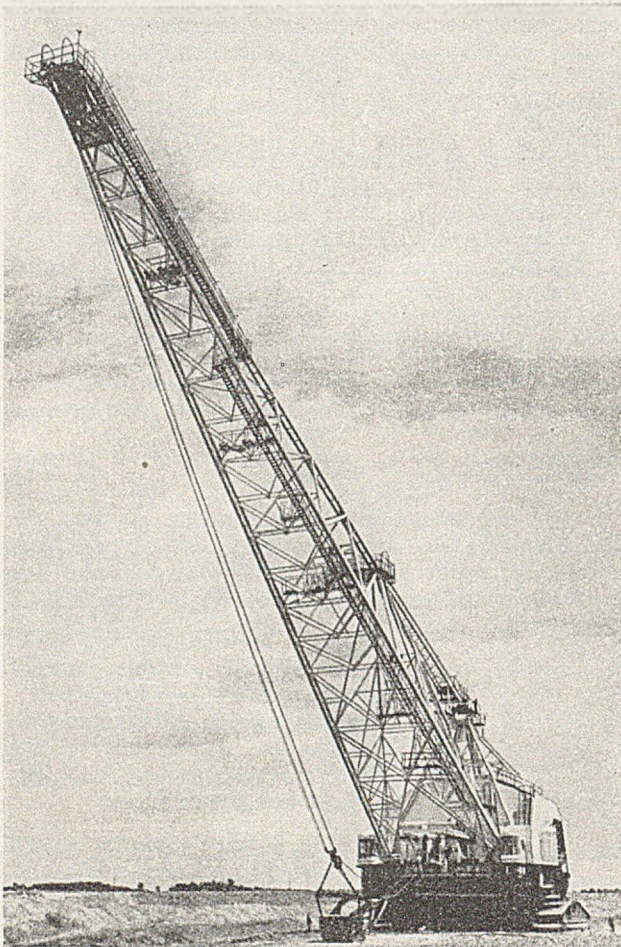


Abb. 1. Gesamtansicht des Schleppkübelbaggers.

kübelbaggers sind folgende: Gesamtgewicht 1600 t, Länge des Auslegers 87 m, Kübelinhalt 15 m³, Gewicht 22 t, Nutzlast 27 t. Antrieb durch Drehstrom von 6600 Volt, den zwei rotierende Umformer von je 1500 PS in Gleichstrom für die Arbeitsmotoren umformen. Folgende Arbeitsvorgänge kann dies Gerät ausführen (vgl. Abb. 2): Aufbrechen des Bodens und Füllen des Kübels bis zu einer Höhe von 15 m über Standort des Baggers (A), und einer Reichweite bis 75 m, Schwenken des Auslegers um 180°, Entleeren des Kübels auf eine Abraumhalde (A₁) bis zu einer Höhe von 30 m über dem Niveau der Erzschiebung. Der zweite Vorgang bezieht sich auf das Abräumen der Deckschicht bis zu 15 m unter dem Standort des Baggers (B) und bis zu 75 m Reichweite; Entleeren wie vor (B₁) nach einer Schwenkung von 90°. Ein volles Spiel dauert im ersten Fall 81 sec, im zweiten Fall 61 sec. Der Bagger kann sich mit seiner eigenartigen Schreitvorrichtung 180 m in einer Stunde fortbewegen bei einer Steigung, die 8% nicht übersteigen darf. Nach Abräumen der Deckgebirge wird das Erzlager durch einen Löffelbagger abgebaut.

Die Hauptbestandteile des Baggers sind das Untergestell mit der Schreitvorrichtung, das drehbare Obergestell mit dem Ausleger, die Bewegungsorgane mit maschineller und elektrischer Einrichtung.

Das Untergestell aus schweren Blechen und Profilen durch Nietung und Schweißung zusammengesetzt dient zur Aufnahme des Drehkranzes von 14,60 m Durchmesser und hat die schweren Beanspruchungen durch das Schürfen, Heben und Schwenken des Schleppkübels aufzunehmen, es nimmt daher nicht wunder, daß es 227 t wiegt. 16 radiale Träger von 1,40 m Höhe werden durchsetzt von zwei kreisförmigen ebenso hohen Trägern, die zur Aufnahme des Zahnkranzes und der Rollbahn dienen. Die radialen Träger laufen in der Mitte zusammen auf einen aus Schmiedestahl geformten Hohlkörper von 1,90 m Höhe, mit dem sie fest verbunden sind. Dieser Hohlkörper nimmt den Königszapfen von 71 cm ϕ auf, der 69 cm über die Oberfläche des Untergestells herausreicht. Konzentrisch um den Königszapfen verläuft die Rollbahn mit einem mittleren Durchmesser von 14,30 m und einer Breite von 19 cm. Die Rollbahn ist aus 32 genau bearbeiteten Segmenten aus Sonderstahl (Ni-Cr-Mo-Legierung) zusammengesetzt. Auf ihr laufen 120 konische Stahlrollen mit einem mittleren Durchmesser von 25 cm. Je vier sind zur leichteren Montage in einem käfigartigen Gestell zusammengefaßt. Schwere U-Eisenringe begrenzen innen und außen die Rollbahn (Abb. 3). Am äußersten Ende des kreisförmigen Trägers unter der Rollbahn sind bogenförmige schwere Stahlschienen angebracht, unter welche hakenförmige Fangbügel des Obergestells fassen zur Verhinderung des Aufkippens bei Überbelastung. Der Zahnkranz für das Drehwerk, der auf dem inneren Kreisträger mit 196 starken Bolzen (5 cm ϕ) befestigt ist, besteht aus 16 Segmenten aus Stahlguß mit zusammen 208 Zähnen. Am inneren Träger sind auch die Anschlüsse für die Stromversorgung (Drehstrom 6600 V und 300 A) und die Kabeldurchführungen vorgesehen. Sehr bemerkenswert ist die Einrichtung zum Fortbewegen des Baggers, die auf Schreitshuhen (Abb. 4) geschieht. In der Arbeitsstellung liegt der Bagger mit seiner tellerartigen Unterplatte fast auf dem Boden auf; zum Fortbewegen stützt er sich auf je einen Schreitshuh an jeder Seite, über welchen er durch eine Exzentervorrichtung bodenfrei angehoben und jeweils um 2,10 m nach vorn bewegt wird. Die Exzenterachse (89 cm ϕ) ist an schweren mit dem Untergestell verbundenen Trägern angebracht. Die Exzenterstange (Exzenterität 66 cm) ist mit dem Schuh, der 14,60 \times 2,90 m Bodenfläche hat und 56 t wiegt, so durch Gelenke und Hebel verbunden, daß eine elliptische Bewegung mit sehr kleiner Achse für den Hub und mit verhältnismäßig großer Achse für den ziemlich horizontalen Marschweg ausgenutzt werden kann. Eine Hilfsvorrichtung sorgt dafür, daß der Bagger beim Fortschreiten nicht ungewollt aus der Marschrichtung abweichen kann. Die Exzenter der beiden Schreitshuhe werden durch je einen Gleichstrommotor von 225 PS mit

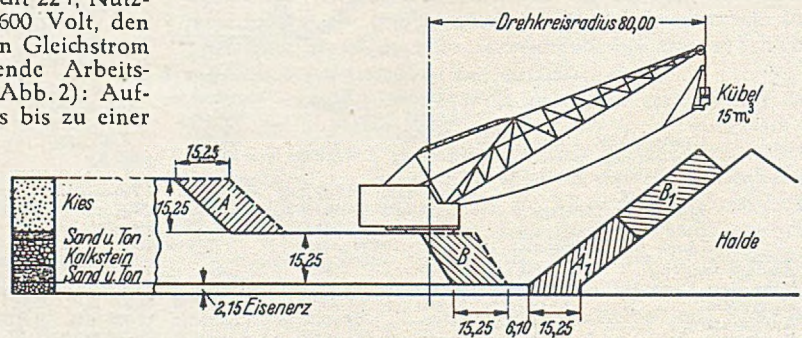


Abb. 2. Arbeitsplan des Baggers.

450 U/Min. unter Zwischenschaltung der entsprechenden Zahnradgetriebe bewegt.

Die Plattform des drehbaren Oberteils, auf der die Stützpunkte des Auslegers und die gesamten Antriebsmaschinen eingebaut sind, wird aus 4,20 m hohen, 23 m langen Längs- und Querträgern gebildet, die aus Profilen und Blechen zusammengesetzt sind. Diese Träger werden wieder von einem 5,10 m hohen kreisrunden Träger durchsetzt, der an seiner Unterseite die obere Rollbahn trägt, welche nun ihrerseits auf den Rollen des Untergestells

zur Auflage kommt. Die Trägerkonstruktion wurde in Größen, wie sie der Transport zuläßt, im Werk geschweißt und auf der Baustelle durch Nietung zusammengefügt. Die Oberseiten der Träger wurden sodann mit starken Flurplatten verbunden, so daß ein äußerst fester Verband

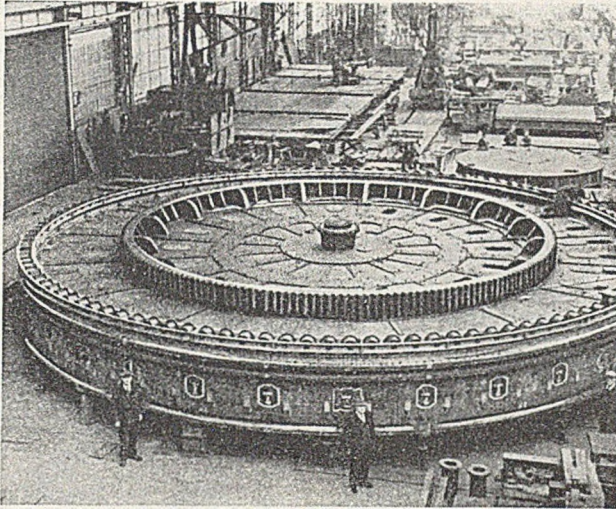


Abb. 3. Rollbahn und Zahnkranz des Baggers.

zustande kam. Auf der Plattform erheben sich die beiden A-förmigen Stützen, welche pyramidenförmig zusammengeschlossen (Abb. 5) in ihrer Spitze die Zugstrebe des Auslegers halten. Der Anschluß der Auslegerfußpunkte auf der Plattform ist entsprechend verstärkt.

Der Ausleger entspricht in seinen Abmessungen durchaus den riesenhaften Dimensionen des ganzen Baggergerätes. Er ist 87 m lang und wiegt ohne Zubehör 94 t. Er ist aus Stahlrohren (Cr-Mo-Stahl hoher Festigkeit) zusammenschweißt (Abb. 5). Je nach Beanspruchung werden drei verschiedene Rohrarten verwendet: für die Hauptträger für Druck und Zug nahtlose Rohre, kaltgezogen und normalgeglüht, für die Träger der A-Rahmen und die Gitterwerksstäbe gewöhnliche nahtlose Rohre und für die Riegel sekundärer Bedeutung nahtgeschweißte

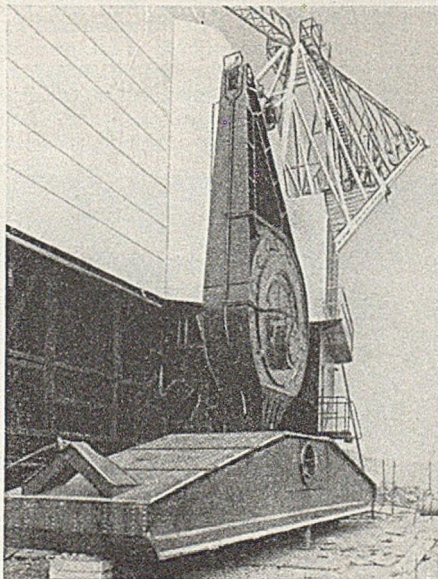


Abb. 4. Ein Schrittschuh des Baggers.

Fabrikware. Die Hauptstreben, zwei für Druck, eine für Zug, sind aus je zwei mit Stegblechen gekoppelten Rohren zusammengesetzt, das Verbindungsstück zwischen Zugstrebe und der Spitze der A-Rahmen sogar aus vier durch Gitterwerk verbundenen Rohren. Die Durchmesser der Rohre liegen je nach Beanspruchung zwischen 20 und 41 cm. Knotenbleche, soweit erforderlich, und die Fuß-

punkte der Druckstäbe sind aus einem besonderen Schmiedestahl gefertigt. Das Verbindungsstück zwischen Zugstrebe und der Spitze der A-Rahmen über dem drehbaren Oberteil kann wahlweise durch eine besondere Verriegelung so eingestellt werden, daß der Ausleger entweder eine Neigung von 30° oder von 35° erhält. Der Ausleger wurde an Ort und Stelle montiert, und zwar auf einem Fahrgestell so hoch, daß die Fußpunkte der Druckstreben den Lagern auf dem drehbaren Oberteil genau gegenüberstanden. Dann wurde er mit Hilfe eines Derrickkranes (50 t Tragkraft) und der eigenen betriebsfertig gemachten Winden in die Höhe gebracht und das vorerwähnte Verbindungsstück eingefügt. Für die Aufstellung der übrigen Teile des Baggers diente neben dem Derrickkran noch ein fahrbarer Kran auf Raupen. Der Montageplatz war 400 m vom ersten Arbeitsplatz entfernt. Der Schleppkübel ist 5,20 m lang und 3,25 m breit und wiegt beladen 49 t; er wird mit je einem doppelten Seil (je 53 mm ϕ , 209 m lang, 153 t Bruchlast) gehoben und ebenfalls mit einem doppelten Seil (je 57 mm ϕ , 106 m lang, 184 t Bruchlast) über den abzubaggernden Boden geschleppt.

Die maschinellen und elektrischen Einrichtungen sind mit Ausnahme der Schrittschühantriebe im Maschinenhaus des drehbaren Oberteiles untergebracht. Sie bestehen aus den Bewegungsantrieben für die Hubseile, die Schleppseile, das Auslegerschwenken und das gelegentliche Verstellen des Auslegers. Die vier Seiltrommeln mit einem Durchmesser von je 1,50 m werden von je zwei Elektromotoren von 225 PS unter Zwischenschaltung von doppelten Untersetzungsgetrieben bewegt. Die Seil-

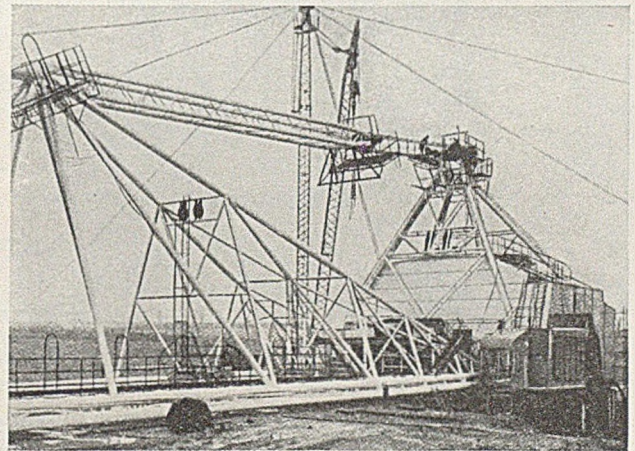


Abb. 5. Montage des Auslegers.

geschwindigkeiten belaufen sich bei Vollast von 75 t auf 88 m/min und bei Leerlauf auf 156 m/min. Der Schwenkantrieb des Oberteiles liegt zwischen seiner Trägerkonstruktion und besteht aus einem Elektromotor (25 PS) mit senkrechter Welle, aus dem Untersetzungsgetriebe im Ölbad und dem in den Zahnkranz eingreifenden Ritzel, das mit seiner Welle aus einem Stahlstück geschmiedet und geschnitten ist. Die Untersetzung ist so gewählt (775 : 1), daß die Auslegerspitze beim Schwenken eine Geschwindigkeit von 10 m/sec aufweist. Das Verstellen des Auslegers auf eine der gewünschten Neigungen erfolgt ebenfalls durch ein starkes Seil (48 mm ϕ , 230 m lang) auf einer elektromotorisch angetriebenen Seiltrommel. Die elektrische Ausrüstung besteht aus je zwei Umformersätzen zu 1200 kVA, einem Transformator von 200 und einem von 50 kVA. Der Einheitlichkeit halber sind die Elektromotoren für die Hub-, Schlepp-, Schreit- und Verstellantriebe die gleichen von 225 PS. Bemerkenswert ist die hier verwendete sogenannte „Amplidyne-Regelung“, die beiden Umformern einen konstanten Leistungsfaktor einhält und bei den Gleichstrommotoren (440 V) die Beschleunigung in zulässigen Grenzen hält. Die elektrische Energie wird dem Bagger durch zwei Hochspannungs-Schleppkabel zugeführt. Die Bedienung des Baggers geschieht von zwei Kanzeln, links und rechts vom Auslegerfuß, aus, hier sind alle Steuer- und Über-

wachungsorgane vereint, so daß ein Mann (wie bei allen großen Kränen) zur Steuerung genügt. Der gesamte Schleppkübelbagger ist in Generalübernahme von der Firma Ransom and Rapier Ltd., Ipswich, erbaut. [Nach L'Ossature Métallique 17 (1952) S. 134—140].

O. Wunderam, Hamburg.

Hebung einer Brücke mit Preßluftwinden.

Ein 460 m langer und 4000 t schwerer Talübergang mit 16 Öffnungen über den Savannah-Fluß in den Vereinigten Staaten mußte mit Rücksicht auf den Bau der Clark-Hill-Talsperre um 5,7 m gehoben werden. Die Brücke hat zwei vollwandige stählerne Hauptträger und besteht aus vier gleichen, über je vier Öffnungen durchlaufenden, je 115 m langen Brückenstücken.

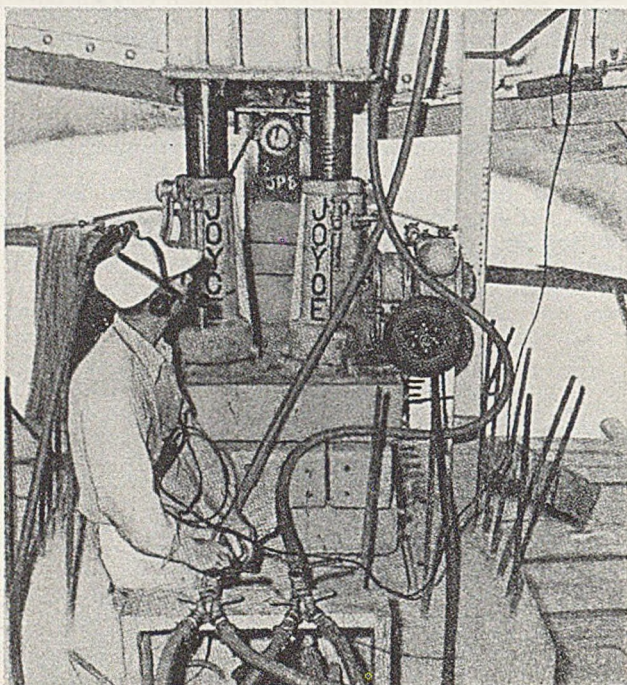


Abb. 1. Zwei 100-t-Preßluftwinden an einem Lager (seitlich an den Winden die Gummiräder, darüber Turbomotor mit Getriebe).

Die Hebung jedes Brückenstücks erfolgte mittels Hubwinden in Abschnitten von 0,19 m. Nach einem solchen Hub wurden die mit der Brücke angehängten Lager mit Betonblöcken unterlegt. Beim Wiedereinziehen der Hubstempel der Winden wurde die Brücke auf diese Betonblöcke abgesetzt. Die Hubstempel waren mit dem oberen Ende an der Brücke befestigt, so daß nach vollständigem Einziehen die Winden ebenfalls mit Betonklötzen unterbaut werden konnten und ohne Umbau für den nächsten Hub bereitstanden. Nach vier solchen Hüben wurden alle Betonklötze einbetoniert, wobei die Verbindung mit dem alten Beton durch Anker hergestellt wurde (Abb. 1). Die Winden wurden dann zum nächsten Brückenstück umgesetzt und dort ebenso verfahren. Wenn die ganze Brücke um $4 \cdot 0,19 = 0,76$ m gehoben war, war der Beton unter den Lagern des ersten Brückenstücks erhärtet und man konnte dort mit der Hebung um die zweiten 0,76 m beginnen.

Bemerkenswert bei dieser — in ähnlicher Weise schon anderswo durchgeführten — Art der Hebung ist die Verwendung von Preßluftwinden. Diese bestehen aus mit umsteuerbaren Turbomotoren ($n = 3250$ Umdr/min, 5,5 PS, 6,3 atü) angetriebenen Spindeln, die innerhalb der auf Abb. 1 sichtbaren Hubstempel liegen. Eine solche Winde wiegt bei 100-t-Hubkraft 285 kg und ist auf zwei Gummirädern wie eine Karre verschiebbar. Auf jedem der drei

Zwischenpfeiler des zu hebenden Brückenstücks standen vier 100-t-Winden; auf den Übergangspfeilern zu den anschließenden Brückenstücken bzw. auf den Widerlagern standen je zwei Winden für je 50 t Hubkraft. Auf jedem Pfeiler war ein mit Telefon ausgerüsteter Bedienungsmann für die Preßluftanlage. Während des Hebens wurden alle Winden nach jeweils 13 mm Hub angehalten, Bleche zur Sicherheit unter die Brückenlager gelegt und auf telefonischen Befehl einer Zentralstelle dann mit allen Winden gleichzeitig wieder weitergehoben. Einschließlich Unterbauen der Betonklötze wurden für 0,19 m Hub 25—30 Minuten gebraucht. Der Kompressor, der alle Winden zentral versorgte, leistete $14 \text{ m}^3/\text{min}$.

Da die Stufe zwischen zwei Brückenstücken niemals höher als 0,76 m war, konnte, abgesehen von den Zeiten,

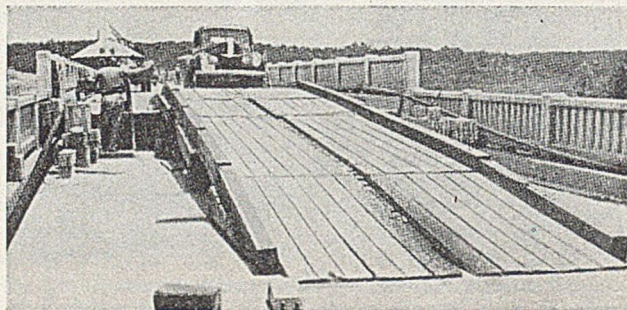


Abb. 2. Verkehr über die Brücke während der Bauzeit.

in denen gehoben wurde, der Verkehr einspurig mittels kurzer hölzerner Rampen (Abb. 2) während der ganzen Bauzeit aufrecht erhalten werden. An den Widerlagern mußte der bis zu 5,7 m große Höhenunterschied durch Rampenbrücken mit Zwischenböcken überwunden werden. Abb. 3 zeigt die Gesamtansicht während des Hebens der Brücke. [Nach Compressed Air Magazine 57 (1952) S. 38.]

K. H. Seegers, Gustavsburg.

Sperrmauer Bull Shoals vollendet.

Nach einer Bauzeit von vier Jahren und drei Monaten wurden im Oktober 1951 die Bauarbeiten an der Sperrmauer Bull Shoals beendet. Durch die Sperre ist im Tal des White River im nördlichen Arkansas (USA) ein Stauraum von 2900 Mio. m^3 geschaffen und der Abfluß des

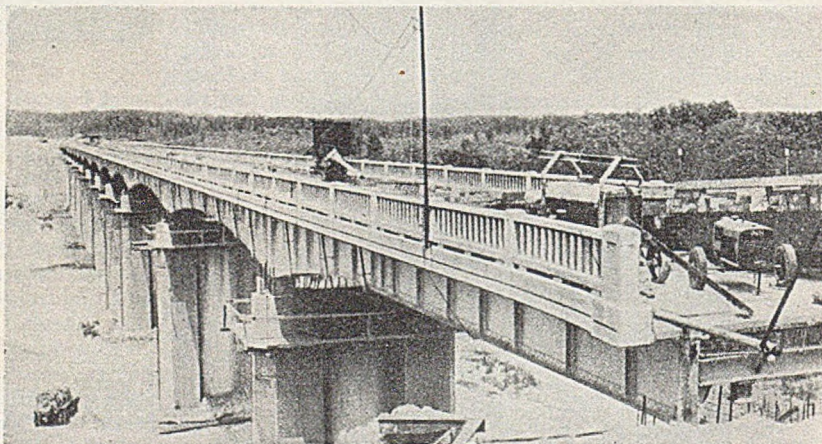


Abb. 3. Gesamtansicht während der Hebung. [Nach Steel Construction Digest 1 (1952) S. 14.]

Flußgebietes, der vorher zwischen 3 und $6800 \text{ m}^3/\text{sec}$ geschwankt hatte, auf $113\text{--}200 \text{ m}^3/\text{sec}$ ausgeglichen worden. Die Sperrstelle ist in einem seichten Bereich des White River, Bull Shoals genannt, gelegen. Die Talhänge, deren linker steil, der rechte mäßig geneigt ist, erheben sich etwa 100 m über der Talsohle. Der Untergrund besteht aus dolomitischem Kalkstein, dessen Schichten eine Dicke zwischen 6 cm und 2,4 m haben. Die schließlich gewählte Achse der Sperrmauer wurde nach den Ergebnissen von sorgfältigen Kernbohrungen festgestellt, von denen 183 mit 7,5 cm Durchmesser und etwa 4000 m Gesamtlänge und

36 mit 92—102 cm Durchmesser zur genaueren Abgrenzung von hohlen Gebieten ausgeführt wurden.

Nach vergleichenden Untersuchungen wurde eine gerade Schwergewichtsmauer als technisch und wirtschaftlich günstigste Lösung gewählt. Ihr Querschnitt ist ein Dreieck mit einem Verhältnis der Basis zur Höhe von 0,82. Die Wasserseite hat einen Anzug von 10 : 1,5, die Luftseite von 10 : 6,7. Bei der üblichen Annahme, daß sich ein Auftrieb auf zwei Drittel der Sohlenbreite erstreckt, liegt die Resultierende noch im mittleren Drittel. Die größte Höhe über Fundamentsohle beträgt 86 m (Abb. 1).

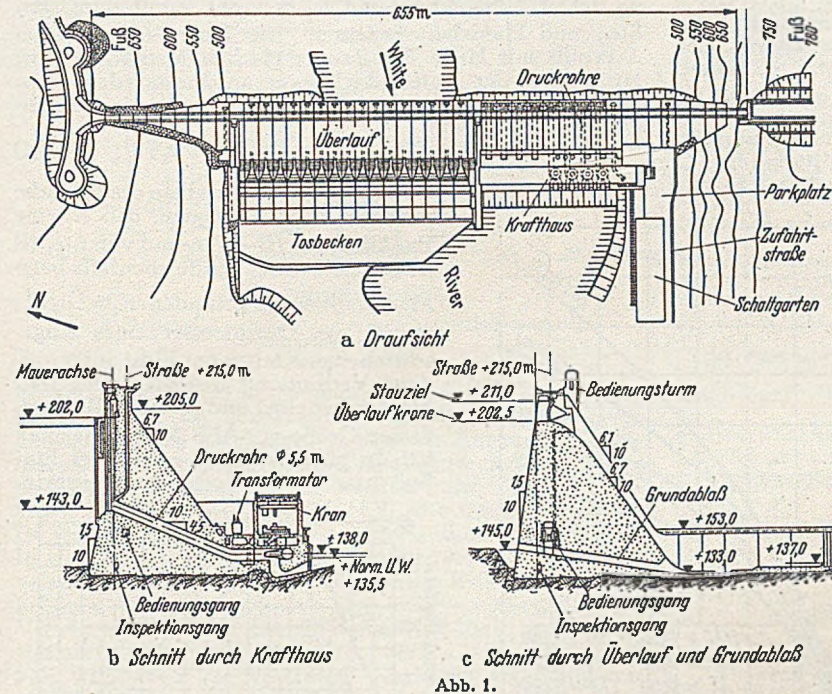


Abb. 1.

Für den Hochwasserabfluß sind auf der rechten Talseite 17 durch Segmentschütze verschließbare Überlauföffnungen von je 12 m Breite und einer Überlaufhöhe von 8,5 m angeordnet. Für die Bemessung wurde eine Regenhöhe von 386 mm in 72 Stunden und dementsprechend ein Spitzenabfluß von 15 500 m³/sec zugrundegelegt. In der gleichen Mauerstrecke sind 16 Grundablässe mit einem Querschnitt von 1,2 m · 2,75 m ausgespart. Das anschließende 62 m lange Tosbecken hat eine mit dem Fels verankerte, zur Energievernichtung abgestufte Sohle und ist nach Modellversuchen gestaltet. Die Geschwindigkeit des abstürzenden Wassers wird in ihm von 38 m/sec auf 3 m/sec abgebremst.

Auf der linken Talseite ist unmittelbar am Fuß der Mauer das Krafthaus gelegen, in dem zunächst vier Maschinensätze, und zwar Francis-Turbinen mit Generatoren von 40 000 kW Leistung, zur Aufstellung kommen. Für die Installation weiterer vier Einheiten sind die baulichen Vorkehrungen getroffen. Den Turbinen fließt das Kraftwasser in mit Stahlblech ausgekleideten Druckrohren von 5,5 m Durchmesser zu, die in der Mauer ausgespart sind. Als Verschlussorgane der vier zunächst für den Betrieb vorgesehenen sind Zugschütze von 5,8 m Breite und 7,9 m Höhe eingebaut worden. Die vier Reserverohre sind auf der Wasserseite durch Stahlschotten verschlossen.

Das Innere der Sperrmauer kann in zwei Kontrollgängen begangen werden. Der untere, 1,5 m breit und 2,15 m hoch, erstreckt sich auf die ganze Länge der Mauer und folgt in der Höhenlage etwa dem Profil der Fundamentsohle. Von ihm aus wurden die Bohrungen und Zementempressungen für einen Dichtungsschleier unter der Sperre und die Bohrung von Drainagelöchern unmittelbar unterhalb davon ausgeführt, welche die Ausbildung von Auftrieb verhindern sollen. Die obere Galerie dient als Zugang zu den Bedienungskammern der Grundablässe und zu den Rohren und Schiebern, durch welche die Druckrohre gefüllt werden.

Über die Mauer führt eine Straße von insgesamt 10,4 m Breite, wovon 8,0 m auf die Fahrbahn und je 1,2 m auf die beiderseitigen Fußwege entfallen.

Zur Ausführung der Bauarbeiten wurde eine zweimalige Umleitung des White River vorgenommen. Stadium 1 erforderte den Aushub eines Umleitungskanals von 91,5 m Breite auf der linken Talseite und den Bau eines 12 m hohen Fangedamms. Vertraglich mußten 4250 m³/sec abgeführt werden können. Mit dem Kanal wurden noch im Trocken die Fundamente und der untere Teil der Pfeiler einer aufgelösten Stahlbetonsperre von 15,2 m Höhe zur späteren Absperrung des Kanals oberhalb der Staumauer gebaut. Kurz vor dem Übergang zur zweiten Umleitung wurden deren Öffnungen mit bereitgehaltenen Stahlbetonsperreblöcken geschlossen und das Bauwerk bis zu seiner vollen Höhe fertiggestellt. Der Fluß wurde nunmehr durch die inzwischen hergestellten Grundablässe geleitet. Ein vom Tosbecken zum linken Talhang geschütteter Erdfangedamm schloß den Umleitungskanal gegen das Unterwasser ab, so daß danach die Gründung des linken Abschnittes der Mauer in Angriff genommen werden konnte (Abbildung 2).

Der Aushub der Baugrube für die Gründung umfaßte 300 000 m³ gewöhnlichen Boden und 450 000 m³ Felsausbruch. Im allgemeinen wurde in der vorgesehenen Tiefe gesunder und von Brüchen und Klüften freier Fels vorgefunden. Zwei örtliche mit Lehm und Felsbrocken ausgefüllte Erosionsmulden wurden bis auf gesunden Fels ausgeschachtet und mit Beton verfüllt.

In den Mauerkörper wurde Beton von 2 Güteklassen eingebaut. Die große Masse enthielt 3 1/2 Sack Zement je cbm Beton, Wasserzementfaktor nicht höher als 0,75; für alle Außenflächen, die Umgebung von Druckrohren und Grundablässen usw. wurde in einer Dicke von 1,50 m ein Beton mit auf 5 1/2 Sack je cbm erhöhtem Zementgehalt gewählt. Wasserzementfaktor nicht höher als 0,52. Als Zement wurde ein alkaliarmer Portlandzement mit mäßiger Abbindewärme verwendet, dem ein Naturzement im Verhältnis 75 % Portlandzement zu 25 % Naturzement beigemischt wurde. Die Ansprüche, die an die Güte und

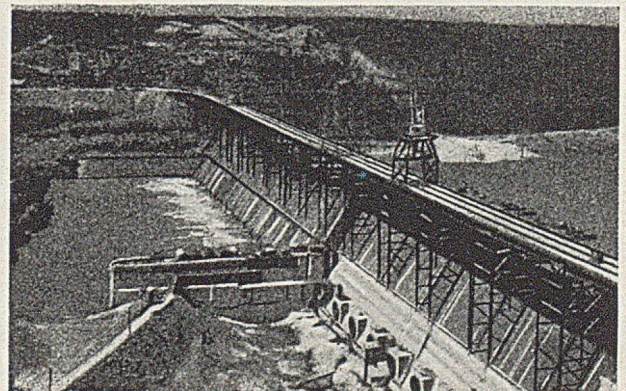


Abb. 2.

Gleichmäßigkeit der Kornzusammensetzung des Betons gestellt wurden, waren sehr hoch. Um Rißbildungen im Bauwerk zu vermeiden, wurden sowohl die Zuschläge wie der eingebaute Beton gekühlt, wofür entsprechende Einrichtungen vorgesehen waren. Über die Baustelleneinrichtung vgl. Bauingenieur 26 (1951), S. 317.

Mit der Vorbereitung und Durchführung des Bauvorhabens waren der Bau von 29 km Zugangsstraßen auf dem Nord- und Südufer, weiter eine Fahrstraße von 26,5 km Länge verbunden, daneben an Hochbauten ein Bürogebäude für die Bauleitung und verschiedene Wohnhäuser für die Familien der Baubeamten. [Nach Civil-Engineering 21 (1951), S. 632—639.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Die Drillbeanspruchung von Baugliedern.

In Ingenieurbauten werden manche Bauglieder einer gewissen zusätzlichen Verdrehung unterworfen, die in den meisten Fällen in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt wird. Die genaue Berechnung von im Bauwesen gebräuchlichen Profilstäben auf Drillung gilt als umständlich, obwohl empirische Formeln in Gebrauch sind.

Die Festigkeit eines Stabes gegen Verdrehung hängt ab: a) von seiner Steifigkeit und b) von der Größe des Drillmoments.

Der elementare Ausdruck für die Berechnung eines elastischen Stabes von kreisrundem Querschnitt, der einem konstanten Drillmoment M_t ausgesetzt ist, lautet:

$$M_t/J = \tau/r = C \cdot \vartheta, \quad (1)$$

wo J das polare Trägheitsmoment des Stabquerschnitts ist, τ die Spannung im Abstand r vom Mittelpunkt, C ein Steifigkeitsmodul und ϑ der Drillwinkel je Längeneinheit.

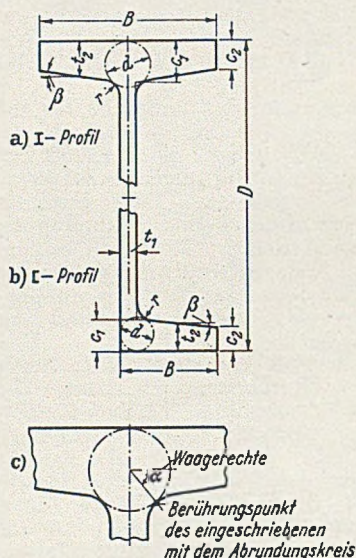


Abb. 1. Bezeichnung der Profilabmessungen.

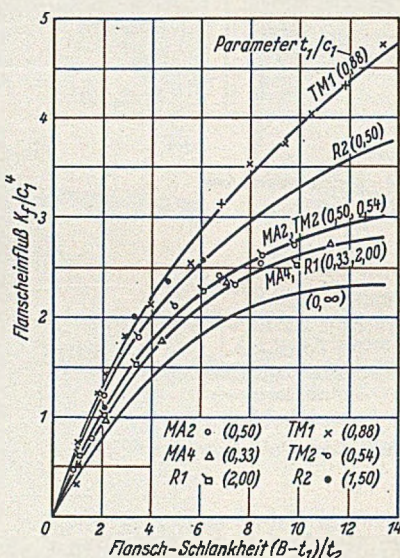


Abb. 2. Anteil der Flanschen an der Steifigkeit eines I-Trägers.

$$K_w = \frac{1}{3} (D - 2 c_1) t_1^3, \quad (4)$$

Versuche, bei denen allein die Flansche geändert wurden, zeigten, daß K_f eine Funktion von $(B - t_1)/t_2$ und von t_1/c_1 ist (Abb. 2). Für K_f wurde ebenfalls beim Membranversuch gefunden: $K_f = 2 \alpha_f d_0^4$, wo d_0 den Durchmesser eines eingeschriebenen Kreises bei nicht ausgerundeter Verbindung zwischen Steg und Flansch bedeutet und α_f einen Beiwert, dessen Größe aus Abb. 3 zu entnehmen ist. In gleicher Weise wurde der Einfluß der Ausrundung des einsprin-

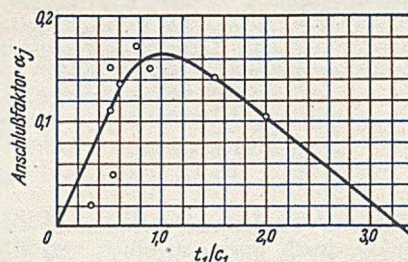


Abb. 3. Einfluß von t_1/c_1 auf den Anschlußfaktor α_f .

gungen Winkels gefunden: $K_r = 4 \alpha_r d^4$, wo α_r eine annähernd lineare Funktion von r/c_1 ist, und zwar $\alpha_r = 0,0238 r/c_1$. Für praktische Fälle genügt es zu schreiben: $K_f + K_r = 2 \alpha_f d^4$. Für andere Querschnitte wurde angenommen, daß die Steifigkeitsanteile K_w , K_f , K_r die gleichen sind wie für I-Profile, und nur der Anteil K_f für U-Profile und Winkel gesondert untersucht.

$$M_t/\psi = C J/l. \quad (2a)$$

Die größte Spannung

$$\max \tau = C \vartheta R, \quad (3a)$$

wenn R den Halbmesser des Kreisprofils bedeutet. Für andere Querschnittsformen können ähnliche Gleichungen aufgestellt werden, aber die Bestimmung von Größen, die den Werten J und R der Gleichungen für runden Querschnitt entsprechen, ist schwierig, weil die Grundannahme, daß ursprünglich ebene Querschnitte auch nach erfolgter Verdrehung des Stabes eben bleiben, für sie nicht zutrifft. Wegen der Verkrümmung der ursprünglich ebenen Querschnitte ist das Problem mit Hilfe der mathematischen Elastizitätslehre zu untersuchen.

Theorie der elastischen Verdrehung. Die Grundgleichung für beliebige Querschnitte ist nach Timoshenko [1] $M_t = 2 C \vartheta \iint \Phi dx dy$. Wenn diese Gleichung auf den Sonderfall eines Kreises angewandt wird [s. Gl. (1)], ergibt sich, daß dem dort enthaltenen Wert J ein Wert $J_t = 2 \iint \Phi dx dy$ entspricht (Φ bedeutet eine Spannungsfunktion), so daß man die Steifigkeit K ausdrücken kann.

$$M_t/\psi = \frac{CK}{l}. \quad (2b)$$

Setzt man an Stelle des Halbmessers R des Kreisquerschnitts einen Spannungsfaktor R , so erhält man für beliebige Querschnitte

$$\tau = C \vartheta R. \quad (3b)$$

Die Werte K und R können für ein gegebenes Profil bestimmt werden: a) durch Anwendung des Analogieverfahrens mittels der Prandtl'schen Membrane und b) durch numerische Rechnung nach der Relaxationsmethode [2].

Die Verdrehungssteifigkeit. Die Untersuchung mittels der Prandtl'schen Membrane zeigt, daß der Wert K eines zusammengesetzten Querschnitts, z. B. eines I-Profiles, als Summe der K -Werte einfacher geometrischer Formen betrachtet werden kann. Es ist also $K = K_w + K_f + K_r$, wo K_w den Anteil des Steges, K_f den der Flanschen und K_r den der Verbindung von Steg und Flanschen bedeutet. Die Untersuchung eines I-Profiles mit Hilfe der Prandtl'schen Membrane lehrt ferner, daß der Anteil des Steges annähernd dem eines Rechteckquerschnitts gleich ist, nämlich, mit den Bezeichnungen der Abb. 1

gungen Winkels gefunden: $K_r = 4 \alpha_r d^4$, wo α_r eine annähernd lineare Funktion von r/c_1 ist, und zwar $\alpha_r = 0,0238 r/c_1$. Für praktische Fälle genügt es zu schreiben: $K_f + K_r = 2 \alpha_f d^4$. Für andere Querschnitte wurde angenommen, daß die Steifigkeitsanteile K_w , K_f , K_r die gleichen sind wie für I-Profile, und nur der Anteil K_f für U-Profile und Winkel wurde gesondert untersucht. Abb. 2 zeigt die Abhängigkeit von K_f für I-Profile vom Verhältnis t_1/c_1 und von $(B - t_1)/t_2$. Für $t_1/c_1 = 0$ oder ∞ wurde der Flanschanteil mit K_0 bezeichnet und K_f in der Form $K_f = K_0 + \alpha_{ff} d_0^4$ ausgedrückt, wobei α_{ff} eine lineare Funktion von $(B - t_1)/t_2$ wie auch von t_1/c_1 ist. Um sich zu vergewissern, ob die für I-Profile erhaltenen Ergebnisse auch auf andere übertragen werden dürfen, wurden die Steifigkeiten für eine Anzahl von U-Profilen nach dem Membranverfahren untersucht, wobei die Stegdicke laufend vergrößert wurde. Der Flanschanteil wurde erhalten zu $K_0 = 2/3 (B - t_1) t_2^3 - 0,42 t_1^3$. Mit Hilfe der Abb. 2, 3 und 4 können die Verdrehungssteifigkeiten der im Bauwesen gebräuchlichen Profile ermittelt werden.

Die größte elastische Spannung. Als Maßstab für die Sicherheit einer Konstruktion dient allgemein die Größe der Spannung, hier der Scherspannung. Kelvin [3] hat nachgewiesen, daß die Scherspannung im einspringenden Winkel zwischen Steg und Flansch ohne Ausrundung ($r = 0$) unendlich groß ist. Griffith [4] hat gefunden, daß die größten Spannungen in Punkten auftreten, die auf oder in der Nähe des größten eingeschriebenen Kreises (Abb. 1) liegen. Die analytische Berechnung der größten elastischen Scherspannung ist nur für geometrisch einfache Formen möglich. Für ein Recht-

eckprofil ist $\max \tau = C \vartheta b = \frac{M_t b}{K}$, wo b die Breite des Rechtecks ist. $\max \tau$ liegt hierbei in der Mitte der Langseite. Die folgende Untersuchung behandelt verschiedene Typen von I-Trägern. Die experimentellen Versuche wurden nach der Relaxationsmethode ausgewertet und mittelst der Membranalogie nachgeprüft. Vorläufig wurde die größte Spannung als eine Funktion des Durch-

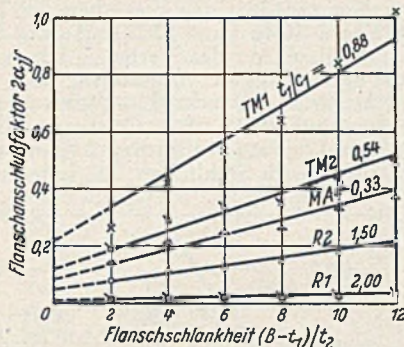


Abb. 4. Beziehung zwischen der Flanschschlantheit und dem Anschlußfaktor $2 \alpha_j$.

messers d (Abb.1) angenommen und die Spannungskonzentration in der Ausrundung als Funktion eines dimensionslosen Parameters, in dem der Abrundungshalbmesser r des einspringenden Winkels enthalten ist. Form und Größe des Querschnitts werden durch die veränderlichen Werte $r/d, (B-t_1)/t_2, (D-2t_2)/t_1, \beta, a, d$ gekennzeichnet. Es wurden mehrere Reihen von Versuchen durchgeführt. In den beiden ersten Reihen wurden nur die Werte r/d und a einzeln geändert. Die dritte Reihe diente zur Prüfung, ob die Ergebnisse der beiden vorhergehenden Versuchsreihen auch ihre Gültigkeit behalten, wenn diese Variablen gleichzeitig geändert werden. Da dieses der Fall war, kann die vorläufige Annahme als gültig anerkannt werden. Ferner wurde angenommen, daß der Einfluß von $(D-2t_2)/t_1$ von gleicher Größenordnung ist wie der von $(B-t_1)/t_2$. Daher wurde nur der letztere in einer vierten Versuchsreihe untersucht und dabei gefunden, daß für I-Profile dieser Einfluß so geringfügig ist, daß beide Verhältnisse vernachlässigbar sind. Bei der Analyse der Ergebnisse wurden dimensionslose Veränderliche benutzt, indem die Größe des Profils durch den Durch-

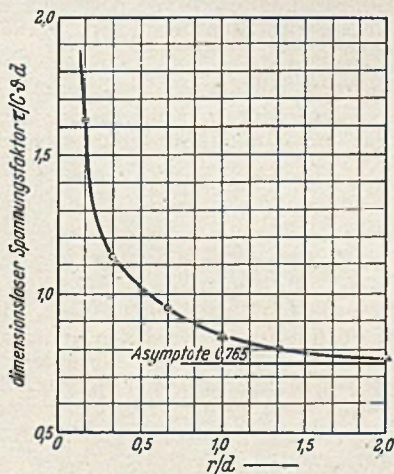


Abb. 5. Abhängigkeit der größten Spannung im einspringenden Winkel vom Abrundungshalbmesser.

messer d ausgedrückt wurde. Die Ergebnisse der Untersuchung sind in den Abb. 5 und 6 zeichnerisch dargestellt. Abb. 5 zeigt den Einfluß von r/d und macht ersichtlich, daß nicht abgerundete einspringende Ecken ($r/d = 0$) eine unendlich große Spannung ergeben (Kelvin [3]). Abb. 6 zeigt den Einfluß des Berührungswinkels α . Auch der Einfluß der Flanschschlantheit $(B-t_1)/t_2$ wurde untersucht, wobei sich herausstellte, daß er für das Verhältnis $(B-t_1)/t_2 > 4$, das in I-Profilen stets vorhanden ist, vernachlässigt werden darf. Desgleichen kann der Einfluß

der Flanschverjüngung in der Praxis unberücksichtigt bleiben. Die Kurven der Abb. 5 und 6 erlauben die größte Spannung in Profilstäben zu bestimmen. Sie sind außer auf I-Träger auch auf Winkel- und einflanschte Profile anwendbar.

Das zulässige Drillmoment. Das zulässige Drillmoment kann nach folgenden drei Gesichtspunkten bestimmt werden: a) aus der zulässigen Verformung, b) aus der zulässigen elastischen Spannung und c) nach der Plastizitätstheorie.

a) Wenn der zulässige Drillwinkel kleiner ist als ψ_z ,

$$\text{so ist das entsprechende zulässige Drillmoment } M_t = \frac{CK\psi_z}{l}$$

In Bauwerken wird ein Hauptträger in der Regel durch die Anschlußmomente von Nebenträgern auf Drillung beansprucht. Daher ist ψ_z durch die Neigung bestimmt, die von der Durchbiegung des Nebenträgers herrührt. Rechnet man die zulässige Durchbiegung des Nebenträgers zu $1/350$ seiner Stützweite, so kann in der Praxis der Drehungswinkel $\psi_z < \frac{1}{100}$ angenommen werden, so daß sich der Grenzwert, das zulässige Drillmoment, zu $M_t = CK/100 l$ ergibt.

b) Aus der zulässigen elastischen Spannung berechnet, erhält man $M_t = \frac{K}{R} \cdot I_z \cdot \sigma_z$. Wenn die Fließgrenze des Baustoffes 2520 kg/cm^2 ist, muß die zulässige Spannung zu 1260 kg/cm^2 angesetzt werden, damit ausreichende Sicherheit gegen Fließen gewährleistet ist. Wenn nicht außer-

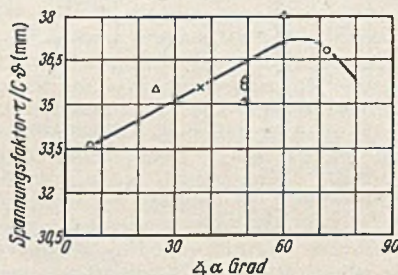


Abb. 6. Einfluß des Berührungswinkels α auf die größte Spannung $\max \tau$.

dem ein höchstzulässiger Drehwinkel gegeben ist, erscheint die Brauchbarkeit von M_t als Grenzwert zweifelhaft.

c) Die einfache Plastizitätstheorie. Die Neigung der Prandtl'schen Membrane entspricht im elastischen Bereich der Scherspannung und der beim Membranversuch ausgeübte Druck dem Drillmoment für eine gegebene Oberflächenspannung. Wenn durch das Drillmoment die Spannung so weit gesteigert ist, daß in einem Punkte des Stabes die Fließgrenze erreicht ist, so bleibt bei weiterer Steigerung des Moments die Spannung in diesem Punkt konstant und gleich der Fließspannung. Analog: wenn der Druck die Neigung der Membrane bis zu einem Grenzwert gesteigert hat, so entspricht diese der Fließgrenze des Stabmaterials. Demnach hat der plastische Bereich eine Spannungsfunktion R , die beim Membranversuch durch eine Oberfläche mit gleichbleibender Neigung dargestellt wird (dem sog. Nadaidach). Nadai benutzt die „Sandhaufenanalogie“ zur Bestimmung der Größe des Drillmoments. Es entspricht dem Gewicht eines auf dem zu untersuchenden Querschnitt als Unterlage geschütteten Sandhaufens. Durch Vergleich mit dem Gewicht des auf einer Kreisfläche geschütteten Sandhaufens, für den die algebraische Lösung möglich ist, kann für beliebige Querschnitte der Modulus bestimmt werden. Für ein Rechteck erhält man beispielsweise $\frac{M_t}{\tau} = \left[\frac{1}{2}(n-1) + \frac{1}{8} \right] t^3$, wo n das Verhältnis l/t und t die Dicke bedeuten. Für geometrisch ähnliche Querschnitte kann man schreiben $\frac{M_t}{\tau} = k A^{3/2}$, wo A die Querschnittsfläche und k ein Formfaktor ist. Mit Hilfe der Sandhaufenanalogie wurden 20 verschiedene

Bauprofile untersucht, wobei der Formfaktor k zu 0,1079 gefunden wurde (Abb. 7).

Nach den drei beschriebenen Verfahren (und noch zwei weiteren, hier nicht näher betrachteten) wurde eine größere Anzahl von I-Profilen berechnet und dabei gefunden, daß die Plastizitätstheorie mit der Gleichung $\frac{M_t}{\tau} = 0,1415 A^{1,3}$ die besten, weil mit den praktischen Versuchen am besten übereinstimmenden Ergebnisse liefert. Es zeigt sich weiter, daß vollkommene Plastizität erst eintritt, wenn das Drillmoment doppelt so groß ist wie das zum Einleiten des Fließens erforderliche.

Schlußfolgerung. Das größte Drillmoment, das ein Stab ohne Rücksicht auf seine Verformung übertragen kann, wird am besten nach der einfachen Plastizitätstheorie berechnet. Weil jedoch einem Bauentwurf die

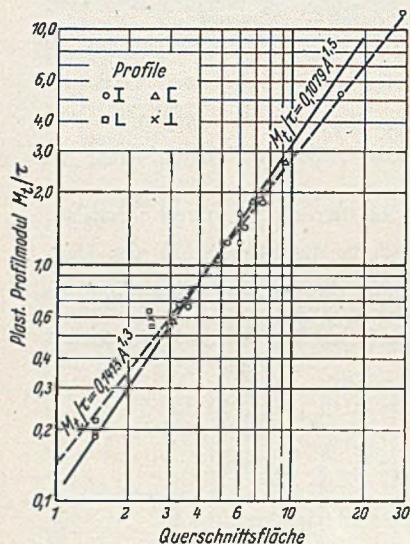


Abb. 7. Beziehung zwischen der Querschnittsfläche und dem plastischen Profilmodul.

Spannung in einem Bauprofil beschrieben. Bei Verwendung eines Baustoffes mit einer Fließgrenze 2520 kg/cm² soll das höchstzulässige Drillmoment keine größere Scherspannung als 1260 kg/cm² hervorrufen. Der größte Drillwinkel soll stets nachgewiesen werden, da er zweifellos einen wichtigen Kontrollfaktor darstellt. Ebenso wie für Bauglieder, die durch Biegung und Axialkräfte beansprucht werden, die zulässigen Spannungen und die Durchbiegung behördlich festgelegt sind, sollten auch der zulässige Drillwinkel und die zulässigen Spannungen für Drillung einschließende Kräftewirkungen festgelegt werden. [Nach W. B. Dobbie: The Torsional Strength of Structural Members in The Structural Engineer, 30 (1952), S. 34.]

Literatur.

1. Timoshenko: Theorie of Elasticity, New York (1934), Chapt. 9
2. Cassie and Dobbie: Structural Engineer, 26 (1948), S. 154.
3. Thomson and Tait: A treatise on natural Philosophie, Bd. 2, Oxford (1867) S. 699.
4. Griffith: The determination of the torsional stiffness and strength of cylindrical bars of any shape. Techn. Report of Advisory Committee for Aeronautics, 3. (1917), 910, R. and M., Nr. 334.

E. Jacoby, Lübeck.

Schwierige Ausführung eines Tunnels in offener Baugrube.

In unmittelbarer Nachbarschaft eines den Gezeiten unterliegenden Flusses und eines Baches, der wenige Meter neben der Baugrube entlang fließt, wurde ein 177 m langer Abschnitt des Straßentunnels Norfolk-Portsmouth in Virginia/USA in offenem Einschnitt bis 20,5 m unter dem normalen Hochwasserstand ausgeführt. Der Tunnel unterfährt den südlichen Arm des Elizabeth-River, der am tiefsten Ende des besagten Abschnitts vorbeifließt. Zu-

dem kreuzt eine Bahnlinie unter 40° die Tunnelstraße (Abb. 1).

Nach Probebohrungen waren Sand, Lehm, Kies und Schlamm mit Muscheln auszuheben. Die Tunnelsohle liegt maximal 21 m unter Gelände. Die obersten 4 m wurden zunächst mit Böschung ausgebaggert. Von dieser Rammebene aus wurden geschweißte Träger im Abstand von 1,60 m zu beiden Seiten der künftigen Baugrube bis 4,50 m unter die Tunnelsohle hinab gerammt. Der Horizontalverbau zwischen den Flanschen der Träger bestand aus Hölzern 10/16 bzw. 10/20 mit 5 cm lotrechtem Zwischenraum. Diese Art des Verbaues hat man gegenüber dichten Spundwänden vorgezogen, um die Ausbildung hydrostatischen Drucks hinter dem Verbau nach Möglichkeit auszuschalten. Die Querversteifungen des 15 m breiten und 17 m tiefen Einschnitts erfolgten in zwei bzw. drei Ebenen durch Stahlträger, die unter sich in der

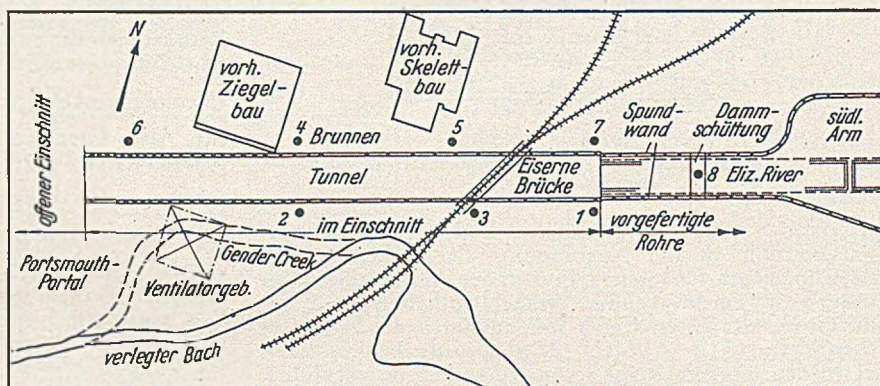


Abb. 1.

Lotrechten durch Holzpfosten und Diagonalverstrebenungen ausgesteift waren (Abb. 2).

Die ursprünglich vorgesehene vierte Queraussteifung unmittelbar unter der Tunnelsohle wurde weggelassen, da in dieser Tiefe Mergel anstand, so daß erhebliche Einsparungen durch Wegfall von Aushub, Wiederverfüllung zur Herstellung des Sohleprofils und von etwa 200 t Stahl erzielt werden konnten. Dafür mußte allerdings in Kauf genommen werden, daß der letzte Aushub in der Nähe der Gründungssohle von Hand bewerkstelligt werden mußte. Die Steifen wurden an jedem zweiten Rampfahlg angesetzt und folgten in ihrer Höhenlage dem Längsgefälle des Tunnels, das 5‰ beträgt. Der Aushub wurde in Schichten von 1,20 bis 1,50 m Dicke auf die ganze Fläche der Baugrube jeweils von ihrem tiefsten Ende aus vorgetrieben. Dieses Vorgehen erleichterte die Dränage und den Einbau der Längsträger und Quersteifen. Vor dem Einsetzen dieser Steifen wurden jeweils die einander gegenüberliegenden Längsträger unter 50 t Druck hydraulisch nach außen gepreßt und danach die Steifen auf Länge geschnitten und eingesetzt. Man ersparte auf diese Weise jegliches Keilen und verhinderte Bewegungen des Erdreichs hinter dem Verbau.

Bereits 1,2 m unter Gelände stieß man auf Wasser. Bis zur Tiefe von 4 m, der Rammebene der Verbauträger, konnte der Wasserandrang durch Oberflächenableitung und aus einem Pumpensumpf mit Hilfe einer 6"-Kreisel-pumpe bewältigt und gehalten werden. Der Wasserzufluß fiel innerhalb 14 Tagen von 900 l/min auf 45 l/min.

Für die weiteren etwa 4,5 m Tiefe hatten die Probebohrungen neben großer Verschiedenheit der Schichten Schlammlagen über porösen Sandschichten von 15 cm bis 3,0 m Dicke angetroffen. Es bestand daher die Gefahr von Boden- und Wasseraufbrüchen, wie sie auch nach Erreichen der 4-m-Sohle vorkamen. Um die Untergrundverhältnisse weiterhin und insbesondere auf die Möglichkeit der Grundwasserhaltung zu erforschen, hat man, während die Ausschachtung weiterging, in der Nähe des tiefsten Endes der Baugrube einen Tiefbrunnen bis auf 38 m unter Gelände gebohrt und mit einer 4"-Unterwasserpumpe besetzt. Bereits drei Tage nach Ingangsetzen der Pumpe war der Grundwasserspiegel in zwei 22 m entfernt angelegten Beobachtungsbrunnen um 10 m gesenkt worden. Die

größte gepumpte Wassermenge betrug 1000 l/min. Nach diesem Erfolg hatte man die Gewißheit, daß die Baugrube durch eine Anzahl solcher Brunnen erfolgreich und wirtschaftlich trockengelegt werden konnte. Entlang der Baugrube wurden sieben weitere Brunnen niedergebracht. Hierbei ging man folgendermaßen vor: Ein 2"-Rohr, an der Spitze mit einem 6"-Bohrer versehen, wurde abgesenkt und dabei eine Lehmschlämme eingepreßt, die einmal die Bohrlochränder versetzen und stabilisieren sollte,

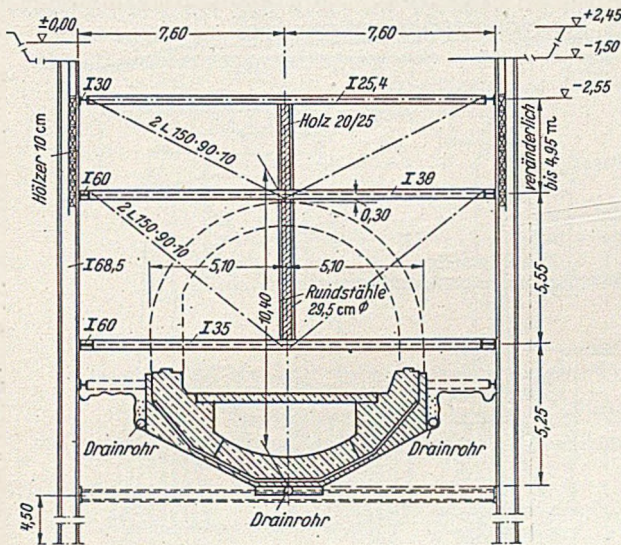


Abb. 2.

zum andern das Bohrgut zutage förderte, aus dem Aufschlüsse über Reihenfolge und Zusammensetzung der Schichten des Untergrundes gewonnen wurden. Nach diesen Aufschlüssen wurde ein Rohr mit Einsätzen von 1,5–3,0 m langen Filterstücken angefertigt, welche letztere den durchlässigen Sandschichten entsprachen. Nach Vollendung der Bohrung wurde das vorbereitete Filterrohr eingesetzt und Klarwasser eingepreßt, das die Lehmdichtung der Bohrlochwände zu beseitigen hatte. Gleichzeitig

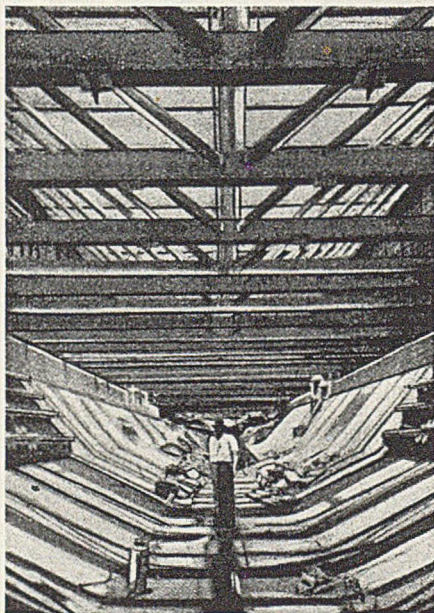


Abb. 3.

wurde das Rohr außen mit Filterkies umschüttet, um auf die ganze Tiefe des Brunnens einen Filter zu schaffen. Für alle Brunnen waren 4"-Unterwasserpumpen vorgesehen. Nachdem der Zufluß insgesamt von 3000 l/min auf etwa 700 l/min gefallen war, konnten bei 6 Brunnen statt dessen 2"-Pumpen eingesetzt werden. Zur Sicherung wurden während der Bauzeit ein ganzer Satz Reservepumpen und außerdem für möglichen Stromausfall ein

50-PS-Dieselmotor bereitgestellt. Tatsächlich haben jedoch die zuerst installierten Pumpen ohne Störung durchgehalten. Der Ausschacht wurde vollkommen im Trockenem mit Hilfe von Greifern vollendet, denen das Material teilweise durch Schrapper zugeführt wurde. Nach dem Betonieren der Sohle und der Widerlager und Einziehen der Fahrbahnplatte konnte nach Umsteifen auf die fertigen Widerlager die unterste Steifenlage ausgebaut werden. Da die nächste Steifenebene über dem Tunnelgewölbe angeordnet war, war es möglich, sämtliche Betonierungsarbeiten ohne Behinderung durch Teile des Baugrubenverbaues auszuführen (Abb. 3).

Das aus Regen oder Sickerung aus der Hinterfüllung anfallende Oberflächenwasser wurde leicht durch Dränagen und Gräben entlang des Baugrubenverbaues abgeleitet und abgepumpt. [Nach „Constructions Methods and Equipment“ 33 (1951 Nr. 11 S. 48.)

Dr.-Ing. G. M e r k l e, Düsseldorf.

Der New Jersey Turnpike und die Brücken über den Passaic- und den Hackensack-Fluß.

Anfang 1952 wurde der New Jersey Turnpike, eine 190 km lange autobahnartige Zollstraße, nach etwa zweijähriger Bauzeit in Verkehr genommen. Die Straße beginnt in der Nähe der Westrampe der George-Washington-Hängebrücke über den Hudson und nimmt dort und bei weiteren Anschlüssen an den Lincoln- und den Holland-Tunnel den aus New York nach Süden fließenden Verkehr auf. In ihrem weiteren Verlauf passiert sie auf dem Westufer des Hudson und weiter südlich auf dem Ostufer des Delaware bleibend Trenton und Philadelphia. Sie endet bei der im August 1951 fertiggestellten, 665 m weit gespannten Hängebrücke über den Delaware bei Wilmington. Im nördlichen eng besiedelten Teil sind auf 35 km Länge zwei getrennte dreispurige Fahrbahnen mit Schutzstreifen und südlich anschließend 2 · 2 Spuren vorhanden. Es ist Vorsorge getroffen, später den nördlichen Abschnitt auf 2 · 4 und 100 km des südlichen Teils auf 2 · 3 Spuren auszubauen. Abb. 1 zeigt den Straßenquerschnitt im jetzigen 2 · 3spurigen Ausbau sowie die entsprechenden Querschnitte für kleinere Brücken und für die beiden größeren Brücken, auf die unten noch näher eingegangen wird.

Die insgesamt 260 Kunstbauten wurden nach einheitlichen Gesichtspunkten gestaltet, wozu den verschiedenen mit dem Entwurf beauftragten Ingenieurbüros für alle Bauwerke dasselbe Architekturbüro beratend zur Seite gestellt wurde. Um ein ästhetisch befriedigendes Aussehen zu erzielen, wurden u. a. alle Brücken mit Tragwerken über der Fahrbahn vermieden, d. h. grundsätzlich Deckbrücken — bei kleineren Spannweiten meist einbetonierte Walzträger — gebaut. Die Überführungen ähneln denen der deutschen Autobahnen. Die Zahl der Brücken konzentriert sich im nördlichen Abschnitt, wo die neue Straße in eine große Anzahl bestehender Verkehrswege eingegliedert werden mußte. Die bedeutendsten Brücken sind hier die 2,1 km bzw. 1,7 km langen Brückenzüge über den Passaic- und Hackensack-Fluß. Ihre Trassierung war dadurch besonders schwierig, daß beide Flüsse von Seeschiffen befahren werden und zunächst die im New Yorker Hafengebiet unter Brücken übliche Durchfahrthöhe von 41,2 m vorgeschrieben war. Außerdem mußten die Pulaski Hochstraße, eine Reihe anderer Straßen, Eisenbahnen und Werkanlagen gekreuzt werden (Abb. 2). Durch Verhandlungen gelang es die lichte Durchfahrthöhe über den Schiffahrtswegen auf 33,6 m zu verringern. Es war so möglich, die Rampenlängen einzuschränken, die Pulaski Hochstraße zu unterfahren und auf den Brückenrampen mit 3% Steigung — der größten auf dem Turnpike zulässigen — auszukommen. Die sich so ergebenden Brücken erhielten über den Schiffahrtsprofilen Öffnungen von 114 m, denen sich rechts und links solche von 83 m anschließen. Die Brücken laufen über diese drei Öffnungen kontinuierlich durch. Die Öffnungen der anschließenden, z. T. in Kurven liegenden Rampenbrücken wachsen von 23 m an den Widerlagern bis 67 m neben den Hauptöffnungen.

Es lag der Gedanke nahe beide Brücken weitgehend gleich auszubilden, um Entwurfsarbeit zu sparen. Da je-

doch bei den Rampen größere Unterschiede zu erwarten waren, die knappe Bauzeit eine Abstimmung der Pläne erschwerte und die Ausführung sowieso in verschiedenen Werkstätten erfolgen mußte, sah man hiervon ab und

legte nur Belastungen, Material (Siliziumstahl) und Hauptmaße z. B. bei den Hauptöffnungen die Spannweiten und Trägerhöhen (4,05 m im Feld und 6,56 m an den Auflagern neben der 114-m-Öffnung) einheitlich fest. Ge-

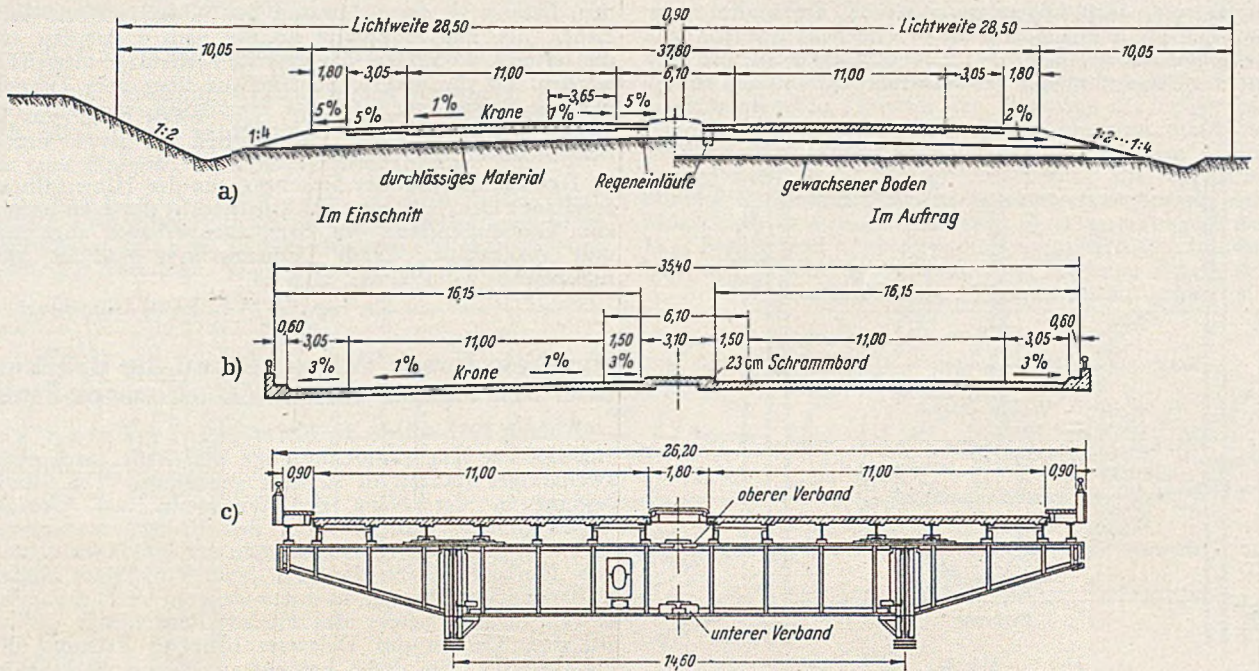


Abb. 1. Fahrbahnquerschnitte.
a) freie Strecke b) kleinere Brücken c) Hackensack-Brücke (die Passaic-Brücke weicht in Einzelheiten etwas ab).

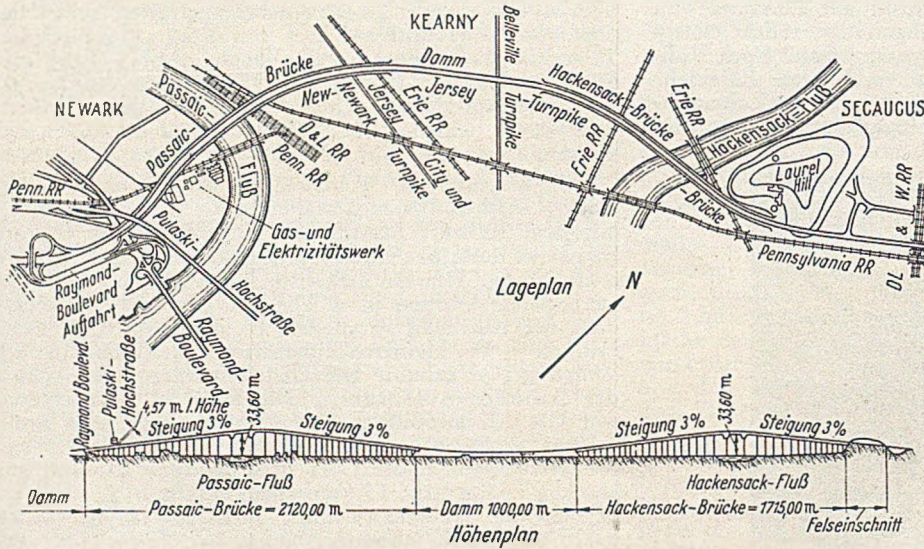


Abb. 2. Lage- und Höhenplan der Passaic- und Hackensack-Brücke.

meinsam sind bei den Brücken ferner die Abmessungen der Fahrbahn (Abb. 1c), die unmittelbar befahrene Stahlbetondecke, die zur Berücksichtigung der Abnutzung 13 mm dicker ausgeführt wurde als statisch erforderlich, und zwei Horizontalverbände in Höhe der Querträgergurte. Die Durchbildung der Einheiten wurde den Ingenieurbüros Ammann u. Whitney für die Passaic- und Howard, Needles, Tammen u. Bergendorff für die Hackensack-Brücke überlassen. Die ausgeführten Deckbrücken ergaben zwar etwas schwerere Hauptträger in den Hauptöffnungen als z. B. über die Fahrbahn hinausragende Fachwerke; dieses Mehr wurde jedoch reich-

lich aufgewogen durch die Ersparnisse, die durch zweckmäßige Anordnung des Fahrbahnrostes auf den langen Rampen möglich waren, so daß diese ästhetisch befriedigende Lösung gleichzeitig wirtschaftlich war.

Größere Vollwandbrücken sind in den USA. bisher kaum gebaut worden. Mit ein Grund hierfür war die Vorschrift, daß die Gurtwinkel in einem bestimmten Verhältnis zur Gurtfläche stehen sollen, wodurch die Ausbildung großer Gurtquerschnitte erschwert wurde. Die weitest gespannte amerikanische vollwandige Brücke war bisher eine leichte Fußgänger-Hubbrücke mit 100 m Spannweite über den Harlem-Fluß [s. Bauingenieur 26 (1951) S. 153]. Die größte kontinuierliche Vollwandbrücke war die Charter-Oak-Brücke über den Connecticut-Fluß bei Hartford, Conn., eine Straßenbrücke mit 2 · 2 Spuren und mit 82 + 92 + 82 m Öffnungen.

Bei der Passaic-Brücke war man bestrebt, der oben erwähnten Vorschrift entsprechend die in Gurtwinkeln untergebrachte Querschnittsfläche möglichst groß zu

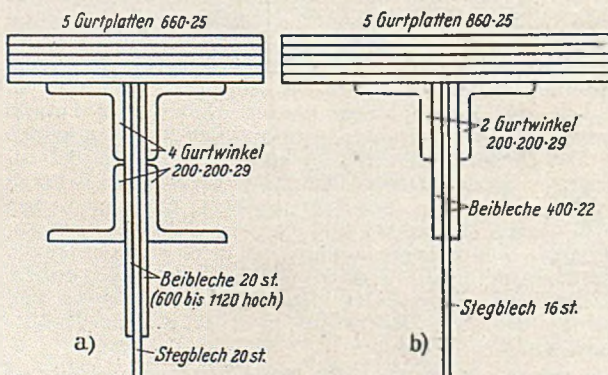


Abb. 3. Größte Querschnitte der Hauptträgergurte.
a) Passaic-Brücke b) Hackensack-Brücke

machen und hat an jedem Gurt vier Winkel und ein nur 660 mm breites Gurtplattenpaket mit höchstens 127 mm Stärke ausgeführt. Bei der Hackensack-Brücke sind nur zwei Gurtwinkel angeordnet und dafür die Gurtplatten 200 mm breiter gemacht (Abb. 3). Hierdurch war es auch möglich, die lotrechten Aussteifungen bis an die Gurtplatten heranzuführen — bei der Lösung mit vier Gurtwinkeln mußten sie an den inneren Gurtwinkel unterbrochen werden. Diese für amerikanische Verhältnisse neuartige Anordnung wird in der unten angegebenen Quelle eingehend erläutert und dabei auf Vorbilder in Europa — insbesondere in Deutschland, wo derartige Spann-

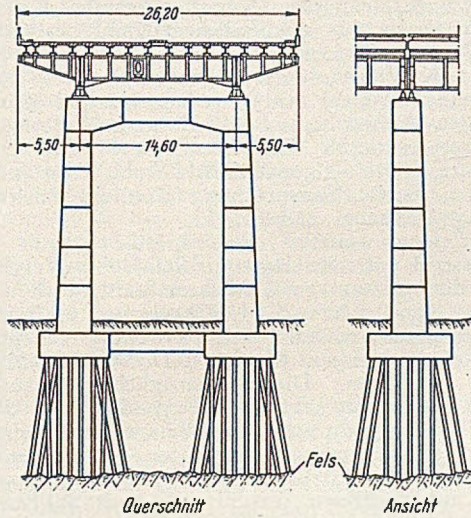


Abb. 4. Pfeiler.

weiten seit bald 25 Jahren nichts Außergewöhnliches mehr sind — hingewiesen. Es wird erwähnt, daß demnächst nach diesem Konstruktionsprinzip eine Brücke über die Newark Bay mit 134 m größter Spannweite gebaut würde, womit nach amerikanischer Auffassung wohl die praktische Grenze für Vollwandbrücken dieser Bauweise — d. h. einwandige Träger — erreicht sei. Die bereits seit einiger Zeit [s. Bauingenieur 24 (1949) S. 28] zu beobachtende Annäherung des amerikanischen an den europäischen Brückenbau ist also weiter fortgeschritten.

Die Pfeiler bestehen bei beiden Brücken aus getrennten Schäften, die bei größeren Höhen unten durch eine

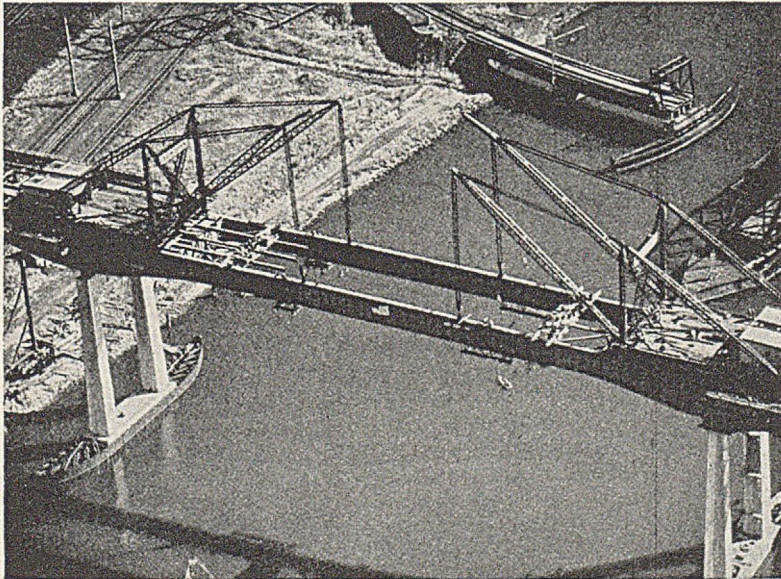


Abb. 5. Einsetzen der Schluß-Stücke bei der Passaic-Brücke.

Sohlplatte und oben durch einen Riegel verbunden sind (Abb. 4). Alle Oberflächen sind unbearbeiteter Beton, nur bei den Flußpfeilern wurde in der Nähe des Wasserspiegels eine Steinverkleidung angebracht. Abgesehen vom Nordende der Hackensack-Brücke in der Nähe des felsigen Laurel-Hill (Abb. 2), wo man unmittelbar auf Fels

gründen konnte, stehen alle Pfeiler im Niederungsgebiet beider Flüsse und als tragfähiger Baugrund kam nur in bis zu 36 m Tiefe anstehender Fels in Frage. Bei den Strompfeilern der Passaic-Brücke, wo der Fels nur rd. 12 m tief lag, gründete man unmittelbar auf der Felssohle. Bei allen anderen Pfeilern wurden Pfahlgründungen mit eingerammten Breitflanschträgern ausgeführt.

Bevor man sich hierzu entschloß, wurden Vergleiche mit Holz- und Ortbetonpfählen angestellt und es wurde untersucht, ob Stahlpfähle durch vagabundierende Ströme der in der Nähe verlaufenden elektrischen Bahnen und durch Lokalelementbildung gefährdet seien. Hiergegen wurden folgende Maßnahmen ergriffen:

1. Es wurde darauf geachtet, daß keinerlei organische Stoffe (Gras, Torf usw.) mit den Stahlpfählen in Berührung kommen.

2. Kontakt der Pfähle untereinander und mit der Stahlkonstruktion wurde vermieden.

3. Zwischen den Pfahlköpfen und der Bewehrung der Pfeiler wurde mindestens 7,5 cm Zwischenraum gelassen.

Außerdem wurden die Pfahlquerschnitte 20% stärker als statisch erforderlich ausgeführt. Trotz dieser Verstärkung waren Stahlpfähle am billigsten, schneller als Holzpfähle erhältlich und gestatteten daher den schnellsten Baufortschritt. Die Pfahllasten sind 50 t für Haupt- und 75 t für Haupt- und Zusatzkräfte; die größte Pfahllänge beträgt rd. 33 m. Um die Pfeilerbaustellen gut zugänglich

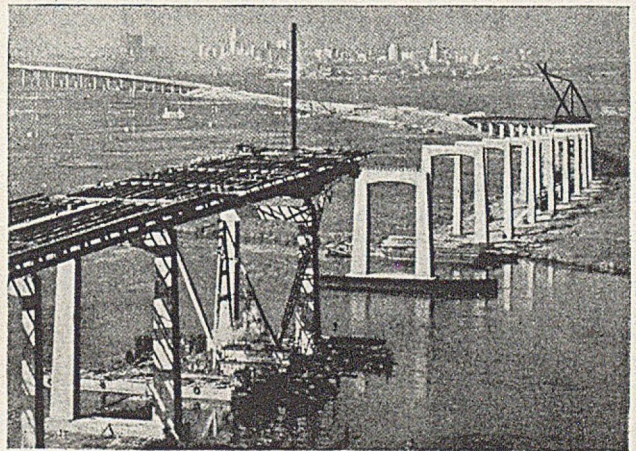


Abb. 6. Vorn Hackensack-, im Hintergrund Passaic-Brücke.

zu erhalten, wurde ein niedriger Damm von etwa 30 m Breite längs der Trasse geschüttet.

Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgte bei beiden Brücken durch auf den Hauptträgern laufende Derricks an den Widerlagern beginnend und zur Mitte der Schiffahrtsöffnungen fortschreitend. Die Stöße wurden durch Stützen abgefangen, so daß diese nach Herstellung der planmäßigen Überhöhung im spannungslosen Zustand geschlossen werden konnten. In den Schiffahrtsöffnungen wurde frei vorgebaut. Die Schlußstücke wurden auf unter die Untergurte der bereits montierten Konstruktion gehängt Konsolen abgesetzt, die ganze Konstruktion in Bezug auf Länge und Überhöhung einreguliert und diese Stöße dann ebenfalls spannungslos geschlossen. Abb. 5 zeigt diesen Vorgang bei der Passaic-Brücke. Jeder der vier Ausleger montierte im allgemeinen eine Hauptträgerwand mit Stückgewichten bis zu 100 t und Längen bis zu 40 m. Bei den 172 t schweren Stücken an den Auflagern neben der Hauptöffnung und beim Schluß der Brücke arbeiteten je zwei Ausleger zusammen.

Bei der Hackensack-Brücke wurde mit nur einem 100-t-Derrick montiert. Nach Beendigung der Montage einer Brückenhälfte vom Widerlager bis zur Schiffahrtsöffnung wurde der Kran zur Aufstellung der anderen Hälfte umgesetzt. Schwerere Stücke als 100 t wurden horizontal geteilt montiert und die weichen Stegbleckkanten dabei z. T.

durch provisorische Gurte ausgesteift. Die Art der Montage war im übrigen dieselbe wie bei der Passaic-Brücke. Abb. 6 zeigt einen Überblick über die Baustelle, im Hintergrund der Damm zwischen den Brücken und die Passaic-Brücke.

Die Kosten der Brücken waren 13,7 Mio. US-Dollar für die Passaic-Brücke und 9,5 Mio. für die Hackensack-Brücke; die Stahlmenge war rd. 60 000 t für beide Brücken. Die Gesamtbauzeit einschließlich Planbearbeitung betrug nur 25 Monate. Die Stahlkonstruktion wurde von der Bethlehem Steel Comp. und der American Bridge Comp. geliefert und montiert. [Nach O. H. Ammann, E. E. Paul u. a. in Civil Engineering 22 (1952) Januarheft.]

K. H. Seegers, Gustavsborg.

Korrosionsschutz und niedrig legierte Stähle.

Ausgedehnte Freilagerversuche wurden unter Aufsicht je einer amerikanischen, englischen und französischen Kommission sowohl an ungestrichenen wie auch durch Anstriche geschützten Stählen durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß beispielsweise die mit je 0,5% Nickel bzw. Kupfer und 0,4% Chrom legierten, sonst aber völlig ungeschützten Stähle nach rd. vierjähriger Bewitterung einen Gewichtsverlust von 10 g/dm³, die mit 5,0% Nickel legierten sogar nur einen solchen von 5 g/dm³ erleiden, während er bei gewöhnlichem Stahl unter sonst gleichen Umständen 16 g/dm³ beträgt. Damit war der Nachweis erbracht, daß schon verhältnismäßig geringe Zusätze der vorbezeichneten Metalle die von Haus aus geringe Rostbeständigkeit gewöhnlichen Stahls wesentlich erhöhen. Andererseits stand aber fest, daß auch die niedrig legierten Stähle gestrichen werden müssen, soweit sie an freistehenden Konstruktionen Verwendung finden.

Aus diesem Grunde wurden auch gestrichene Stahltafeln in die Versuche mit einbezogen und auf insgesamt sieben Stationen den verschiedenartigsten atmosphärischen Bedingungen ausgesetzt. Die erste Versuchsreihe betraf außer gewöhnlichem Stahl insgesamt fünf andere Sorten mit einem Kupfergehalt von 1,5–0,43%. Aus diesen Stählen wurde zunächst eine Anzahl dreiteiliger, d. h. zweimal abgebogener Versuchstafeln hergestellt und jede

davon nach ein- bis zweimaliger Grundierung mit Bleimennige entweder gar nicht oder zweimal nacheinander mit einer Leinölfirnißfarbe auf Zinkoxydbasis gestrichen.

Nach zehnjähriger Bewitterung erfolgte die Bewertung der Anstriche in der Weise, daß die Ziffer 0 dem Zustande der Unversehrtheit, die Ziffer 100 dagegen demjenigen der vollständigen Zerstörung entsprach. Auffällig war, daß sich in reiner Luft bei einer mittleren Wertziffer von 53 an der oberen und weniger als 40 an der unteren Tafelseite zwischen gewöhnlichen und gekupferten Stählen kein wesentlicher Unterschied mehr ergab. Um so stärker trat dieser dagegen im Industriegebiet von Ruisbroek zutage, denn die dort aufgestellten Tafeln wurden, soweit sie aus gewöhnlichem Stahl bestanden, mit Ziffer 75 bzw. 70 bewertet, während diejenigen mit dem höchsten Kupfergehalt die Ziffern 60 bzw. 58 erhielten. Aber selbst in einer mit Säuredämpfen und Rauchgasen gesättigten Atmosphäre ergaben die gekupferten Stähle mit einer mittleren Wertziffer von 87 bzw. 85 noch günstigere Werte als gewöhnlicher Stahl, denn auf diesem fielen bei dieser Beanspruchung sämtliche Anstriche der Verrottung anheim.

Bei einer weiteren Versuchsreihe wurde weicher Thomasstahl mit zwei legierten Stählen in Vergleich gezogen, die sich von gewöhnlichem Stahl durch eine Beimengung von 0,5 bzw. 3,8% Chrom und 0,4 bzw. 0,9% Aluminium unterschieden und als weitere Nebenbestandteile geringe Mengen Kupfer (0,17%) bzw. Molybdän (0,2%) enthielten. Die diesbezüglichen Versuchstafeln wurden einmal mit Bleimennige grundiert und dann mit einem Deckanstrich aus Eisenglimmer und Leinölfirniß versehen. Wie vorweg zu erwarten, schnitt hierbei der molybdänhaltige Stahl seines höheren Chromgehalts wegen auf rostfreien sowohl wie auch auf nicht entrosteten Versuchstafeln am besten ab.

Hierzu wäre noch zu bemerken, daß der Korrosionswiderstand der niedrig legierten Stähle bereits zu wiederholten Malen auch auf deutscher Seite nachgeprüft wurde. Es ergab sich hierbei, daß ein Kupfergehalt dieser Stähle von rd. 0,3 bis 0,5% zu besonders guten Ergebnissen führt. [Nach L'Ossature Métallique 1952/1.]

H. Heberling, Obing i. Chiemgau.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Weiß, Othmar, Dipl.-Ing. Dr. techn.: **Praktische Probleme der Baustatik und ihre Lösungen nach dem Einflußlinienverfahren.** 191 S., Gr. 16,5·24,5 cm, mit 85 Abb. im Text und 19 Hilfstafeln, Wien: Franz Deuticke, 1952. Brosch. DM 25,—, geb. DM 30,—.

Während in den in letzter Zeit erschienenen Büchern über Rahmenstatik die Ausgleichrechnungen im Vordergrund stehen, vermeidet der Verfasser in seinem Buch die Iteration und hebt die Bedeutung der Einflußlinien für die praktische Berechnung hervor. Es werden weitgehend Tafeln benutzt, aus denen unter Berücksichtigung des Einspanngrades die Einflußwerte entnommen werden. Die erforderliche Vorberechnung von Festwerten aus den geometrischen Eigenschaften des Tragwerkes wird nach dafür angegebenen Gleichungen tabellarisch durchgeführt. Die Darstellung wird durch zahlreiche Zahlenbeispiele ergänzt.

Die Schrift soll dem Praktiker eine fühlbare Entlastung bei seinen Arbeiten bringen, was allerdings voraussetzt, daß er sich zunächst einmal eingehend mit dem Rechnungsgang und mit den vielen, z. T. neuartigen Bezeichnungen vertraut macht, um die Tafeln richtig und nutzbringend anwenden zu können. E. Kohl, Braunschweig.

Hauptversammlung 1951, Vorträge. Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein e. V., Wiesbaden, anlässlich der 48. Hauptversammlung am 11. und 12. April 1951 in Wiesbaden. 371 S., Gr. 15·21,5 cm. Nicht im Buchhandel, kann nur durch Deutschen Beton-Verein e. V., Wiesbaden, bezogen werden.

Die Vorträge behandeln die aktuellsten Fragen des Stahlbetonbaues. Den breitesten Raum nimmt der Spannbeton ein (Finsterwalder, H. Meier, Lütze). Es wird ein Überblick über die wichtigsten Methoden

vermittelt. In Bild und Wort werden technische Einzelheiten, Spannvorgänge, konstruktive Prinzipien, wirtschaftliche und statische Fragen, fertige Bauten, Eisenbahnschwellen (Klett), Spannungsmessungen an Bauten und Versuchsträgern erläutert. Ferner werden in mehreren Vorträgen deutsche und italienische Wasserkraftwerke und Ingenieurbauten in Schweden gezeigt (Spanier, Häggbom, DiBrai, H. Fuchs). Außerdem werden problematische Fragen der Betontechnologie und insbesondere der zerstörungsfreien Ermittlung der Festigkeiten am fertigen Bauwerk (Gaede) diskutiert und vor allem auch die in ihrer Bedeutung noch gar nicht abzusehenden Fragen der Spannungsoptik besprochen (Hirschfeld). Moderne Baustoffe des Hochbaues schließen die Vortragsfolge (Finkbeiner). Ein interessantes Buch. W. Fuchssteiner, Darmstadt.

Czitary, Eugen, Dr. techn., Prof. an der TH. Wien: **Seilschwebbahnen.** 391 S., Gr. 16,5·24 cm, 243 Abbildungen. Wien: Springer, 1951. Ganzl. 49,80 DM.

Der Verfasser stellt sich die Aufgabe, Studierenden und Ingenieuren der Praxis eine zusammenfassende Darstellung über die theoretischen und konstruktiven Grundlagen des Seilbahnbaues zu geben. Er behandelt alle gebräuchlichen Arten von Seilschwebbahnen, die mit Trag- und Zugseil ausgestattet sind und verzichtet auf Sonderbauarten wie Einseilbahnen, Kabelkrane und Seilfähren. Diese werden aber in Literaturhinweisen erwähnt. Begriff und Bauarten der Seilbahnen sowie ein ausführlicher Abschnitt über Drahtseile und Seilverbindungen werden in der Einleitung behandelt. Nach einem geschichtlichen Überblick über Seilschwebbahnen beginnt der Verfasser mit der Statik der Seile, der rechnerischen und graphischen Ermittlung der Seilkurven bei verschiedenen Belastungen und Verankerungen, worauf

er anschließend die Ermittlung der Seilbeanspruchungen und die Seilbemessung bringt. Recht ausführlich werden die Linienführung und die Faktoren, die diese beeinflussen, wie Betriebsart, Wagengröße, Stützenausstellung, dargestellt und die Grundlagen der Linienwahl aufgezeigt. Stützen, Kuppengerüste und Streckenspannvorrichtungen werden in schematischer und konstruktiver Darstellung gebracht und die Berechnung einer Portalstütze in Holzkonstruktion behandelt. Eine ausführliche Darstellung über das Zugseil, seine Beanspruchung, Anordnung und Bemessung, die Kraftwirkung der Wagen, der Kraftbedarf einer Seilbahn, die Antriebswindwerke, die elektrischen Sicherheits- und Fernmeldeeinrichtungen sind einem weiteren Kapitel vorbehalten. Eingehend werden die Fahrzeuge der Seilschwebbahnen, ihre Gestaltung und Mechanik, die Laufwerke und vor allem die Klemm- vorrichtungen besprochen. Weitere Kapitel befassen sich mit der Gestaltung, der Berechnung und den baulichen Einzel- und Besonderheiten der Stationsanlagen und Schutzbauten. Zum Schluß bringt der Verfasser eine gedrängte Darstellung über die Bauausführung, den Betrieb, die Kosten und die behördlichen Bestimmungen und rechnet in einem Beispiel den Entwurf einer Güterseilbahn mit Umlaufbetrieb zur Förderung von Schotter durch. Ein Verzeichnis über die einschlägige Literatur gibt wertvolle Anregungen. — Das Buch füllte bisher in der Literatur und wird also für Studierende wie Praktiker eine Lücke ausfüllen.
G. Garbotz, Aachen.

Cattaneo, Antonio Martinez, Ingeniero de Caminos: *Calculo de Cimentaciones de Maquinas, con especial aplicacion a los grupos generadores de energia electrica.* Herausgegeben von Sociedad española de mecanica del suelo a cimentaciones del Instituto Tecnico de la Construccion y del Cemento, Madrid, August 1951. 25 S. Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit 12 Abb., Madrid 1951.

Die Schrift behandelt hauptsächlich Dampfturbinenfundamente. Es sind zunächst die theoretischen Grundlagen an Hand deutscher Veröffentlichungen zusammengefaßt. Danach folgt ein Auszug aus den Deutschen Richtlinien für Dampfturbinenfundamente. In einem weiteren Kapitel sind die in Deutschland entwickelten Formeln für die Berechnung der Eigenschwingzahlen angegeben. Der Hauptteil des Buches enthält Beispiele mit Abbildungen von mehreren in Spanien ausgeführten Dampfturbinenfundamenten in Stahlbeton sowie einer Turbinen- gründung in Stahlkonstruktion. Am Schluß ist auch die Gründung einer Waggonwaage behandelt. Die Schrift gibt eine gute und anschauliche Einführung für die Bearbeitung von Dampfturbinenfundamenten. Es ist zu begrüßen, daß man dem Sondergebiet Maschinenfundamente auch in Spanien Beachtung schenkt.

E. Rausch, Kettwig (Ruhr).

Söchting, Fritz, Dipl.-Ing., Dr. techn., tit. a. o. Prof. an der Techn. Hochschule Wien: *Berechnung mecha-*

nischer Schwingungen. 325 S., Gr. 16,5 · 23,5 cm, mit 140 Abb., Wien: Springer-Verlag, 1951. Ganzleinen DM 32,70.

Das aus Söchtings Lehrtätigkeit hervorgegangene Buch stellt ein bemerkenswert reichhaltiges, durch knappe und übersichtliche Darstellung ausgezeichnetes Lehrbuch und zugleich Nachschlagewerk über die praktische Berechnung mechanischer Schwingungen mit zahlreichen Hinweisen auf die einschlägige Literatur dar. Nach einer Einführung in die allgemeinen Grundlagen behandelt es in besonderen Abschnitten die Berechnung der Schwingungen des Einmassen- und des Mehrmassensystems sowie von elastischen Körpern (insbesondere von Saiten, Stäben, Membranen, Platten und Scheiben), wobei auch den technisch wichtigen Näherungsverfahren die ihnen vom Standpunkt des Ingenieurs zukommende Beachtung geschenkt wird. Im Anschluß an diese Darlegungen, die sowohl den Maschinenbauer als auch den Bauingenieur angehen, wird im letzten Drittel des Buches die Berechnung der Schwingungen von verschiedenen technischen Systemen (vornehmlich aus dem Maschinenbau) — in kurzer Darlegung auch die Berechnung der Schwingungen von Fachwerken — behandelt. Auf zahlreiche Sonderverfahren wird eingegangen.

A. Teichmann, Berlin-Charlottenburg.

Dehnert, Hans, Dr.-Ing., Reg.- und Baurat a. D., Ziviling. in Potsdam: *Wehr- und Stauanlagen.* (= Sammlung Götschen, Band 965.) 134 S. mit 90 Abb. Berlin: W. de Gruyter & Co., 1952. DM 2,40.

Das kleine Büchlein bietet in knappen Worten eine Übersicht über die wesentlichen Formen der festen und beweglichen Wehrkonstruktionen. Der Text wird durch zahlreiche, gut gewählte Abbildungen erläutert. Bei dem geringen Umfang des Buches ist es selbstverständlich, daß auf konstruktive Einzelheiten verzichtet werden mußte. Aus dem gleichen Grunde konnten die hydraulischen und statischen Berechnungen nur kurz behandelt, die Bauausführung nur gestreift werden. Mit Recht empfiehlt der Verfasser Versuche im Laboratorium für die Bemessung solcher Bauteile, die der theoretischen Berechnung schwer zugänglich sind. Um so mehr fällt es auf, daß er für die Berechnung des unvollkommenen Überfalls die unglückselige alte Formel anführt, die auf der willkürlichen Teilung der überfließenden Wassermenge in eine über und eine unter Wasser fließende beruht. Hier wäre ein Hinweis auf die Ergebnisse neuerer Versuche angebracht gewesen. Als Hilfsmittel für den entwerfenden Ingenieur dürfte das Büchlein wohl kaum gedacht sein. Dagegen wird es jedem, der sich kurz über dieses Sondergebiet des Wasserbaues orientieren will, gute Dienste leisten können.
E. Jacoby, Lübeck.

Mahlberg, Paul, Dr., Architekt: *Gestalteter Stahl.* (= Monographien über Stahlverwendung, Heft 1.) Mit einem Geleitwort von F. A. Springorum. Herausgegeben von der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf. 26 S., Gr. 20 · 24 cm, Mai 1952.

Verschiedenes.

Zuschrift

zu dem Aufsatz G. Raczat: *Umgehung der Iteration beim Cross'schen Verfahren*, Bauingenieur 27 (1952) S. 49.

Am Ende des Abschnittes „Verfahren“ sagt R.: „Es ist zweckmäßig, die Wirkung jeder Riegelbelastung einzeln zu untersuchen, weil das hier gezeigte Verfahren allein dann nennenswerte Vorteile vor der Cross'schen Form hat.“

Wenn dieser Grundsatz, die Biegebelastung jedes Stabes einzeln zu untersuchen (Verfahren 1) auch beim Cross'schen Verfahren angewandt wird, so ist der Iterationsprozeß durchaus nicht „verwirrend und schwer nachprüfbar“. Der Einfluß eines Feldes erstreckt sich etwa auf je 2 angrenzende Felder auf beiden Seiten. Die Stütz- momente klingen mit wechselnden Vorzeichen nach beiden Seiten rasch ab. Um die ungünstigsten Stütz- momente zu erhalten, muß noch der Einfluß der einzelnen Laststellungen addiert werden; der hierfür erforderliche Rechenaufwand ist jedoch nicht erheblich. Werden dagegen die

einzelnen Stütz- momente unmittelbar unter der für sie ungünstigsten Gesamtbelastung errechnet (Verfahren 2), so gilt der Vorwurf „verwirrend und schwer nachprüfbar“ ohne jede Einschränkung. Der Vorwurf von R. trifft also nicht das Cross'sche Verfahren, sondern die unzweckmäßige Auswahl der Lastanordnung. — Die Anzahl der zu untersuchenden Lastfälle ist bei beiden Verfahren etwa die gleiche. Bis zu 4 Feldern bzw. Stäben bietet Verfahren 1 keinen Vorteil. Bei vielstäbigen Systemen wird sich zugunsten von Verfahren 1 zunächst die leichtere Nachprüfbarkeit auswirken, und bei sehr umfangreichen Systemen außerdem noch, daß der einzelne Rechengang sich nur über einen Teil der Stäbe erstreckt.

A. O. AnsemboURG, Münster (Westf.)

Erwiderung.

Aus der Zuschrift darf ich entnehmen, daß man darüber, wann das von mir angegebene Rechenschema an Stelle des ursprünglichen Cross'schen Verfahrens am Platze sei,

ganz entgegengesetzter Ansicht sein kann. Danach wäre aber fast zu folgern, daß Abänderungsversuche beim Cross'schen Verfahren nicht sinnvoll wären, weil die getrennte Untersuchung der Belastung jedes einzelnen Feldes, die ohnehin aus anderen Gründen tunlich ist, seine Nachteile nicht spüren läßt.

Vielleicht sind meine Worte „verwirrend und schwer nachprüfbar“ in bezug auf Verfahren 1 zu hart; solche Wertungen sind oft subjektiv gefärbt. Immerhin scheint mir eine Bemerkung von Mehmel [Bauingenieur 24 (1949) S. 161] Ähnliches zu besagen: „... Auch hier bringt allerdings jeder Belastungsfall die gleiche Rechenarbeit. Unangenehm ist für den Prüfer die Tatsache, daß die Reihenfolge der Rechenoperationen meist nicht klar erkennbar ist.“ Luetkens: Methoden der Rahmenstatik, Berlin 1949, S. 148, schreibt: „... Dieses Verfahren (gemeint ist die Ermittlung der Kehrmatrizen mittels Iterationen nach Cross, also etwa „Verfahren 1“) ist nur dann noch als wirtschaftlich zu betrachten, wenn das System zur Hauptsache mehrstäbige Knoten besitzt.“

Wenn man die in gewisser Hinsicht offenbar doch verspürten Nachteile des Cross'schen Verfahrens — denen zwar in anderer Hinsicht sehr gewichtige Vorteile gegenüberstehen — immer hätte hinnehmen wollen oder schon durch den Ansatz getrennter Feldbelastungen hätte befriedigend ausgleichen können, wäre auch die Arbeit vieler anderer, z. B. von Dašek, Lin, Sint, Titze, Luetkens, Hahn u. a., die Varianten in gleicher Richtung vorgeschlagen haben, nicht geleistet worden. Meine eigenen Vergleichsberechnungen haben bei gleichzeitiger Belastung vieler Felder bei dem von mir angegebenen Rechenschemen auch noch eine beachtliche Zahlenfülle ergeben, obschon nicht eine so große wie bei Cross. Bei Einzelfeldbelastung entsteht dagegen ein sehr gelichtetes Zahlenbild.

Wenn ich meinen von A. in Frage gestellten Hinweis hiermit begründet habe, so berührt A. doch mit Recht die Fragwürdigkeit aller Versuche, ein so leicht faßliches Verfahren wie das Cross'sche modifizieren zu wollen. Mindestens ein Teil dessen, was es bekannt und beliebt gemacht hat, geht dabei als Kaufpreis für andere Vorteile verloren. Welche Gesichtspunkte den Vorrang haben sollen, braucht m. E. nicht allgemeingültig entschieden zu werden.

G. R a c z a t, Hagen (Westf.).

O. Mast †.

Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Otto M a s t, Vorstandsmitglied der Beton- und Tiefbau Mast Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, wurde am 12. Juni, im 53. Lebensjahr stehend, durch einen tragischen Unglücksfall aus rastlosem und erfolgreichem Schaffen gerissen.

Wilhelm Stoy 65 Jahre alt.

Am 26. August 1952 vollendet Prof. Dr.-Ing. habil. Wilhelm Stoy, Braunschweig, sein 65. Lebensjahr. Der Name Stoy ist weit über die Grenzen Deutschlands hinaus durch seine Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Holzbaues, besonders aber des Holz-Nagelbaues ein Begriff geworden. Aber auch an der Entwicklung des Stahlbetonbaues ist St. hervorragend beteiligt gewesen. Zahlreiche Bauten legen Zeugnis davon ab, daß St. nicht nur ein hervorragender Wissenschaftler, sondern auch ein Mann der Praxis ist. Seine wissenschaftlichen Veröffentlichungen alle aufzuzählen, würde zu weit führen. Erwähnt seien nur das in vielen Auflagen erschienene Buch „Der Holzbau“, der in Gemeinschaftsarbeit mit F o n r o b e r t verfaßte „Holz-Nagelbau“, der auch in mehreren Fremdsprachen erschienen ist, und sein Beitrag „Holzbau“ in dem Schleicherschen Taschenbuch für Bauingenieure. Stoy ist Prüflingenieur für Statik, Stahl-, Holz- und Stahlbetonbau, seine Gutachtertätigkeit erstreckt sich auch auf das Ausland. St. ist ein hervorragender Lehrer, der es versteht, sein großes Wissen anderen weiterzugeben. Zahlreiche Schüler der Staatsbauschulen Holzminden und Hildesheim werden sich ihres beliebten Lehrers in Dankbarkeit und Liebe erinnern.

1927 wurde Stoy mit seiner Habilitationsschrift „Beitrag zur wissenschaftlichen Ausbildung von Lehr-

gerüsten“ Privatdozent an der Techn. Hochschule Braunschweig, an der er bis heute, seit 1938 als Professor, besonders über „Neuzeitlichen Holzbau“ liest. Auch im Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, in dem er den „Holzbau“ betreut, hat er sich außerordentliche Verdienste erworben, und viele wertvolle Doktorarbeiten sind unter seiner Leitung entstanden. Auf der Constructa-Bauausstellung 1951 zeigte St. von ihm entworfene Holzbauten und gab damit einen eingehenden Überblick über den „Neuzeitlichen Holzbau“. St. ist u. a. Mitglied des Deutschen Betonvereins, des Deutschen Normenausschusses, der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung u. a. mehr.

Durch sein offenes, gerades, hilfsberechtigtes Wesen hat sich Stoy einen großen Freundeskreis erworben. Sie alle wissen, daß sich bei ihm unter einer rauhen Schale ein guter Kern verbirgt, und daß man sich auf ihn voll verlassen kann. Und so wünschen seine Freunde, Bekannten und Schüler, daß er den 26. August noch recht oft im Kreise seiner Familie in Gesundheit und Geistesfrische erleben möge, und daß seine Arbeitskraft, sein enormes Fachwissen, seine Unternehmungslust noch recht viele Jahre der Fachwelt erhalten bleiben.

Th. K r i s t e n, Braunschweig.

50jähriges Doktorjubiläum.

Prof. Dr.-Ing. Robert S c h ö n h ö f e r promovierte am 4. Juni 1902 als erster Bauingenieur an der Technischen Hochschule Prag. Dem Jubilar, der seit Kriegsende seinen Lebensabend in München verbringt, gelten unsere herzlichsten Glückwünsche.

Internationaler Hydraulik-Kongreß.

Der nächste Kongreß der Internationalen Vereinigung für Forschung auf dem Gebiete der Hydraulik soll vom 30. August 1953 ab in Minneapolis, USA., stattfinden, gleichzeitig mit der Tagung der Hydraulischen Gruppe der Amer. Society of Civil Engineers.

Als Verhandlungsgegenstände sind folgende Themen vorgesehen:

1. Dichte-Strömungen,
2. Luftaufnahme durch fließendes Wasser,
3. Wellen, Küstenerosion und Hydromechanik in Seebaukonstruktionen,
4. Geschiebebewegung.

Interessenten wenden sich an Office of the President, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Minneapolis 14, Minnesota, USA., von wo Programm und Richtlinien für die Vorbereitung von Kongreßbeiträgen anzufordern sind. Der Jahresbeitrag für Einzelmitglieder beträgt \$ 5.00.

Bayerische Bautage 1952.

In der Zeit vom 29. bis 31. August 1952 findet in Würzburg, das in diesem Jahr seine 1200-Jahrfeier begeht, ein Treffen der Baufachleute Bayerns statt.

Getrennt nach Fachgruppen, wie Wasserbau, Brückenbau, Straßenbau, Hochbau und Städtebau, finden Exkursionen, Besichtigungen, Vorträge und Aussprachen über die beim Aufbau Bayerns anfallenden Probleme des Bauwesens statt, in Verbindung mit den Bayer. Bautagen die technisch-wissenschaftliche Arbeitstagung des Deutschen Architekten- und Ingenieur-Verbandes (DAI.) und eine Tagung des Rationalisierungskuratoriums der Deutschen Wirtschaft (RKW.).

Mit der örtlichen Vorbereitung und Durchführung ist die Gewerbeanstalt Würzburg, Karmelitenstraße 20, Telefon 26 68, betraut, an die auch Anfragen und Anmeldungen zu richten sind.

Berichtigung.

In dem Aufsatz von Herrn Regierungsbaudirektor W. T i s c h e r: Regelformen für einfache Straßenbrücken kleiner Stützweiten, in Heft 7 des Bauingenieur, ist durch ein bedauerliches Versehen im Verfasserstitel Dr.-Ing. gesetzt worden, es muß richtig heißen Dipl.-Ing. Ein berichtiges Blatt mit den ersten zwei Seiten dieses Beitrages liegt hier bei.

