

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

26. JAHRGANG

AUGUST 1951

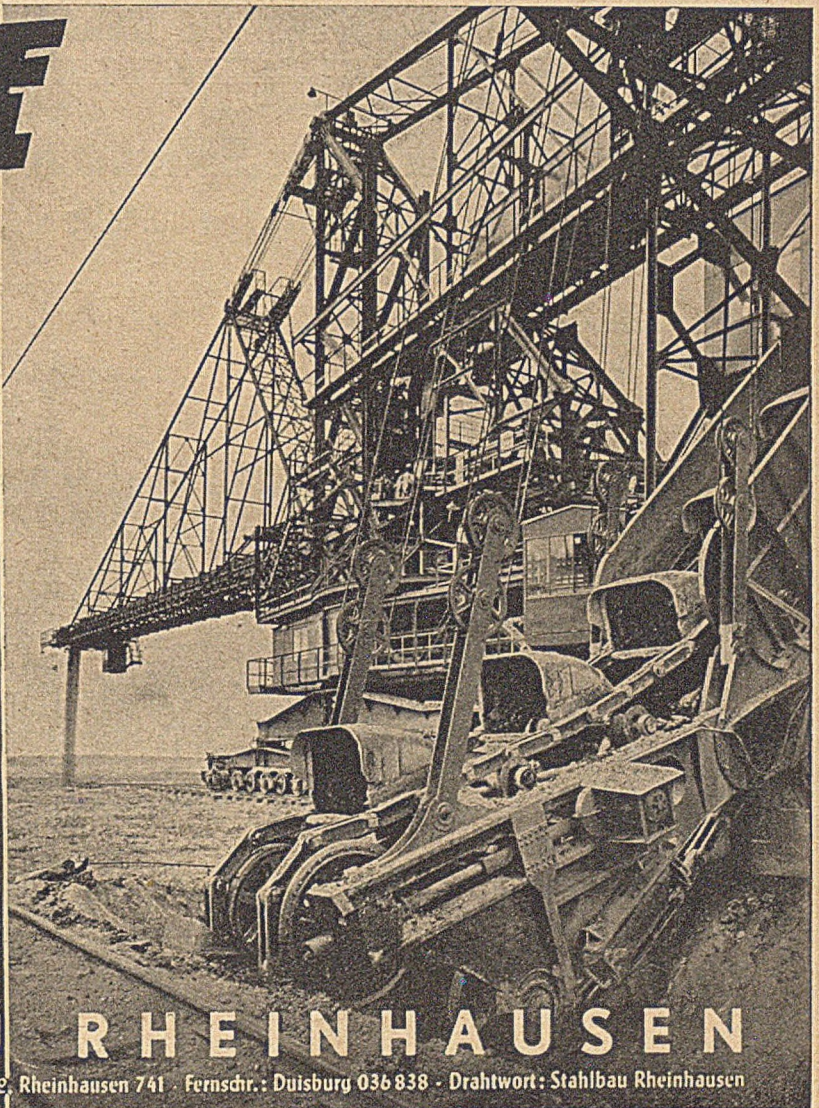
HEFT 8

INHALT:

- | | | | |
|---|-----|--|-----|
| Beispiel und Gegenbeispiel für eine große Holzhalle als Flachbau. (Lehren aus einem Bauunfall.) Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe | 225 | Rahmentragwerke mit abhängigen Stabdrehwinkeln. Von Dr.-Ing. Rolf Lamberg, Schopfheim/Baden | 240 |
| Abhängigkeiten an erdverankerten Hängebrücken als Hilfsmittel für deren Bemessung. Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, Dipl.-Ing. Louis Wintergerst, Eßlingen und Dipl.-Ing. Adolf Hoyden, Sterkrade | 230 | Kurze Technische Berichte:
Die natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G ... | 244 |
| Wiederaufbau und Verstärkung der Hamburger Kai-mauern. Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg. (Fortsetzung und Schluß aus Heft 4)..... | 235 | Behandlung der Gründungen für große Talsperren durch Einpreßverfahren | 247 |
| | | Die Podolskobrücke in der Tschechoslowakei | 249 |
| | | Neuerungen an Bau-Schwenkkranen | 250 |
| | | Die Entlastungsanlagen der Rossens-Talsperre | 252 |
| | | Buchbesprechungen und Neuerscheinungen | 254 |
| | | Verschiedenes | 255 |

*Wir planen
und bauen*

Stahl-Brücken
Stahl-Hochbauten
Industriebauten
Stahl-Wasserbauten
Großfördergeräte und
Großtransportanlagen
Weichen, Drehscheiben,
Schiebebahnen
Aufbereitungsanlagen
für Kohle und Erze
Kabel- und Verseilmaschinen
Zerkleinerungsanlagen
Apparate und Behälter
Bergbauzulieferungen
Maschinen und Einrichtungen
für Zement-, Kalk-, Gipswerke
und verwandte Industrien



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanchlüsse: Duisburg 3 43 41, Moers 27 42, Rheinhausen 741 · Fernschr.: Duisburg 036 838 · Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Str. 44,

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund,
Plauener Str. 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DM 9,—, für das Einzelheft DM 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.

Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft

Bremen-Bremerhaven, 20. bis 22. September 1951

Tagungsprogramm:

20. 9. Besichtigung der Bremischen Häfen mit Einführungsvortrag von Hafenbaudirektor Lutz, Bremen
Begrüßungsabend im Bremer Ratskeller

21. 9. Vormittags:

Mitgliederversammlung und Festveranstaltung mit Vorträgen von Senator Harmsen, Bremen: „Die Seehäfen als Kraftzentren der Volkswirtschaft“, Direktor Richard Bertram, Bremen: „Schiffsgeschwindigkeiten und Liegezeiten in den Seehäfen“, Dr. Hans Theel, Hamburg: „Die Bedeutung der Mineralölwirtschaft für die westdeutschen Seehäfen“

Zwangloses Mittagessen

Nachmittags:

Oberregierungsbaurat Wegner, Hamburg:

„Die Zufahrten für See- und Binnenschiffe zu den großen deutschen Nordseehäfen an Elbe, Weser, Ems“, Referat und Korreferat von Dr.-Ing. Berghaus, Bremen, und Baudirektor Mühlradt, Hamburg, über Kranausrüstung von Stückguthäfen. Kurzberichte der Fachausschüsse

Abends:

Geselliges Beisammensein mit Damen

22. 9. Fahrt nach Bremerhaven mit Dampfer auf der Weser, entlang den Häfen von Elsflöth, Brake, Nordenham und Blexen
Besichtigung des Fischereihafens sowie der Kaiserhäfen und der Nordschleuse. Rückfahrt nach Bremen so rechtzeitig, daß die nach 17 Uhr abgehenden Fernzüge erreicht werden

Von der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erscheint zu dieser Tagung ein Sonderheft mit einem für jeden Wasser- und Hafengebauer sehr interessanten Inhalt

Wir bitten um rechtzeitige Aufgabe Ihrer Anzeige!

Anzeigenschluß: 31. August 1951

SPRINGER-VERLAG · ANZEIGENABTEILUNG · BERLIN W35, REICHPIETSCHUFER 20

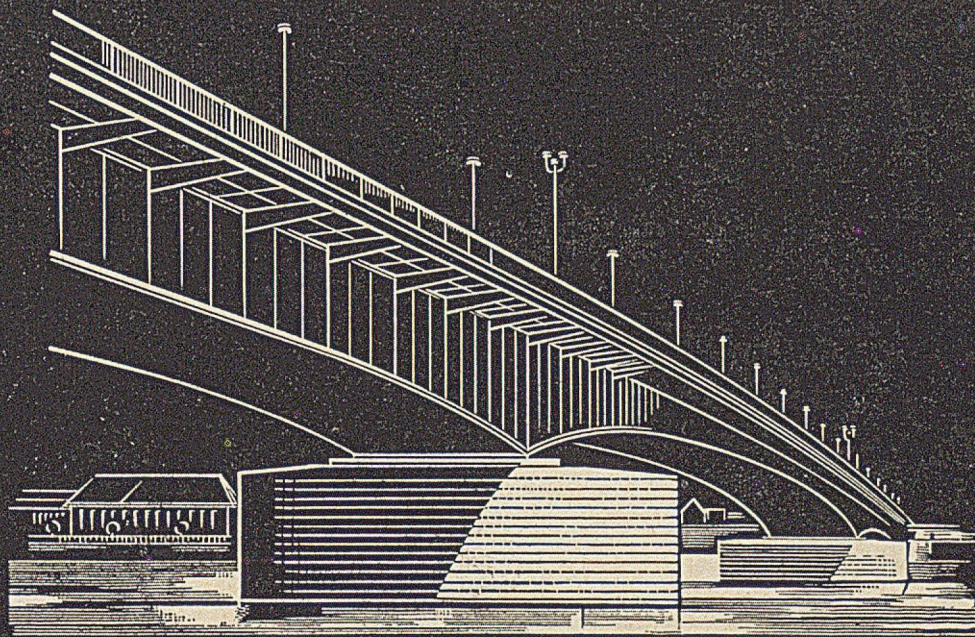
V O R 1 0 0 J A H R E N

lieferte unser Werk die ersten Brücken für eine Eisenbahnverwaltung in Deutschland.

Zahlreiche feste und bewegliche Brücken wurden seit dieser Zeit durch die Männer unseres Werkes in Deutschland und in vielen Teilen der Welt erbaut •

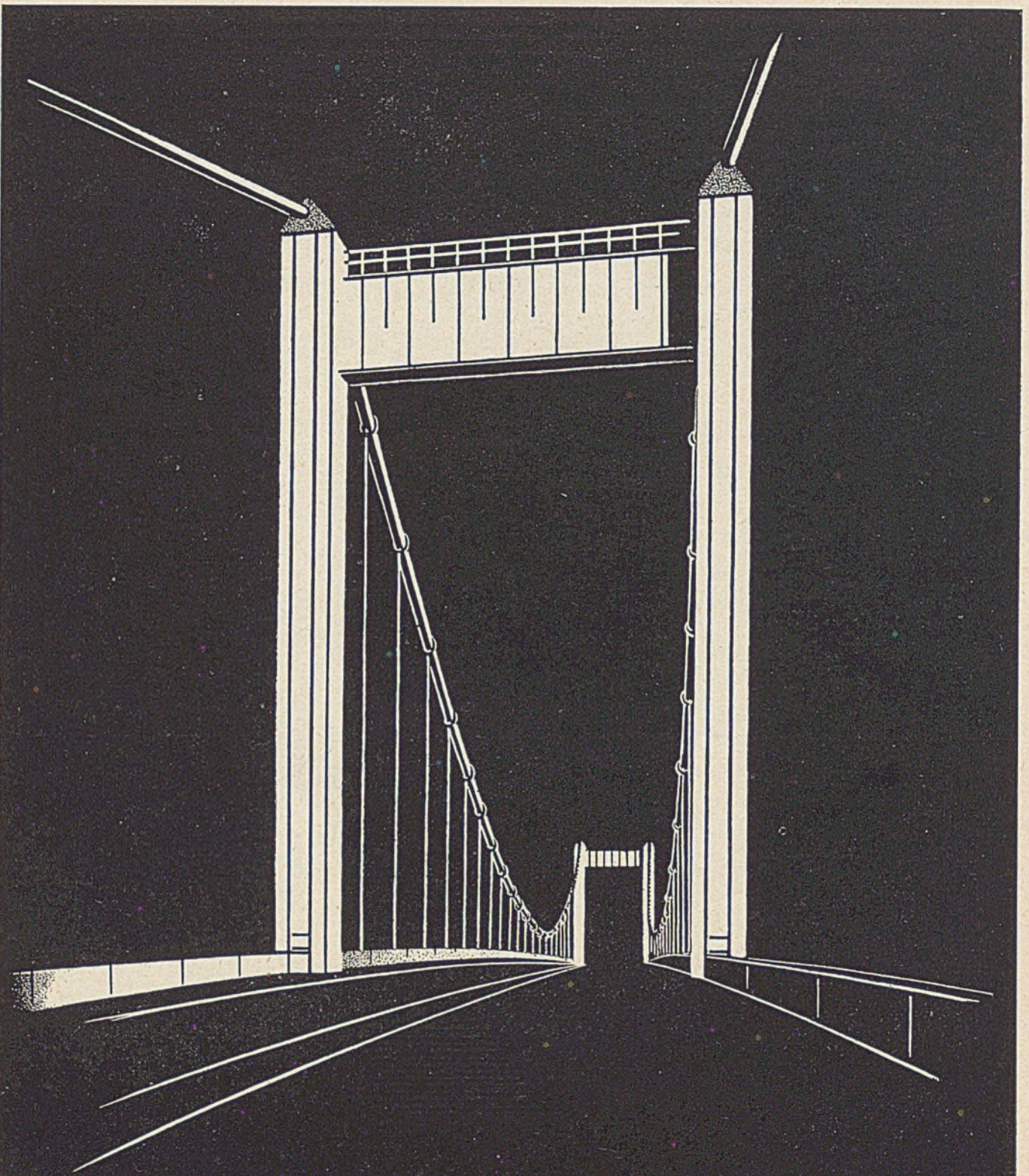
Die Erfahrungen 100-jähriger Entwicklungsarbeit und das ständige Streben nach neuen Bauformen kennzeichnen

die Leistungen unseres Brückenbaues



GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE WERK STERKRADE • OBERHAUSEN - RHEINLD.



M • A • N

BRÜCKEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

Beispiel und Gegenbeispiel für eine große Holzhalle als Flachbau.

(Lehren aus einem Bauunfall).

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe.

Eine Lagerfläche von 82 m Länge und 20 m Breite lag mit ihrer einen — östlichen — Schmalseite an einer Hafeneböschung, der anderen — westlichen — Schmalseite an der Straße, mit der einen — südlichen — Längsseite an einer hohen mit Strebpfeilern verstärkten Backsteinmauer (Abb. 1) und der anderen Längsseite am normalspurigen Bahngleis. In der Mitte der Längsseiten war Platz für einen Laufkran von etwa 28 m Stützweite gelassen worden. Gleichlaufend mit der hohen Mauer waren 4 Fachwerkbinder B_1 — B_4 (Abb. 5) angeordnet worden, von denen jeder 4 Stützen erhielt; außerdem saß auf einer Auskragung der Mauer ein fünfter Binder B_0 , damit die Kranbahn bei einer späteren Erweiterung durch die Mauer hindurchgeführt werden konnte.

Durch die vier Stützenreihen entstand eine dreischiffige Halle, die an beiden Seitenschiffen eine Breite von 27 m und eine lichte Höhe von 6,60 m hatte, während das Mittelschiff 28 m breit war und eine Höhe von 10,30 m aufwies. Das Eigentümliche war, daß der weitest von der Mauer abgelegene Binder B_5 nicht auf dem Erdboden abgestützt war, sondern an 4 Kragträgern hing, die in der Flucht der 4 Säulenreihen angeordnet waren. Insgesamt waren also vorhanden an Haupttragwerken der Binder B_5 ohne Stützen, die unter sich gleichen Binder B_1 — B_2 — B_3 — B_4 mit je 4 Stützen, der Binder B_0 , der durchweg auf der Mauer ruhte.

Die Binder des Mittelschiffes ragten beiderseits 3,20 m über ihre Stützen aus, hatten also eine Länge von 34,40 m und als Abschluß zwei lotrechte Glasflächen von 2 m Höhe. Indem die Trägerhöhe in der Mitte auf 3,10 m anwuchs, entstand eine flache Neigung nach beiden Seiten. Diese Neigung setzte sich in beiden Seitenschiffen, die 2 m tiefer lagen, fort. Jeder Binder eines Seitenschiffes hatte daher eine kleinste Trägerhöhe von 1,90 m und beim Anschluß an das Mittelschiff 3,10 m. Die Seitenschiffbinder waren durch Zugpendel P_1 und P_2 an die Mittelschiffbinder aufgehängt (Abb. 4).

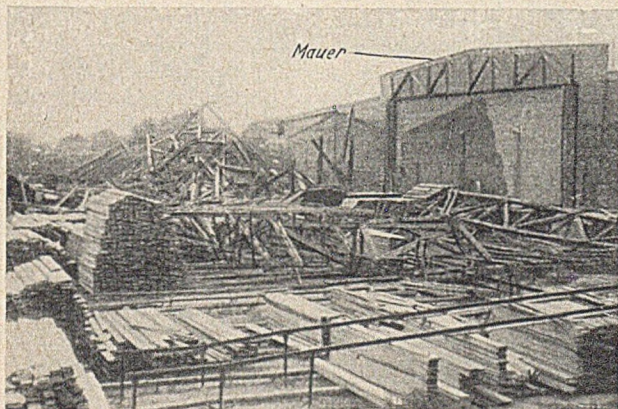


Abb. 1. Die eingestürzte Holzhalle mit ihren Holzstapeln. Rechts die massive Hauswand mit dem Holzfachwerkbinder in der Mitte.

Die Dachhaut bestand aus der üblichen Bretter Schalung und einer doppelten Lage von Teerpappe. Winkelrecht zu den Bindern wurden Pfetten so eng verlegt, daß Sparren entbehrlich wurden. Die Pfettenstränge liefen bis

zur Mauer durch und sollten mit ihr gelegentlich zug- und druckfest verbunden werden. Aus Ersparnisgründen waren sie als Gerberpfetten ausgebildet und waren an ihrem Schrägstoß nur mit dünnen Bolzen, aber nicht auch mit Dübeln untereinander verbunden.

Alle Stützen standen lotrecht, ruhten gelenkig auf einem kleinen Betonfundament, mit dem sie zugfest verbunden werden sollten. Jede Stütze der beiden Außenreihen war durch einen Schrägstab mit dem Binderuntergurt verbunden. Die 8 Stützen des Mittelfeldes hingegen hatten keine Streben, sondern waren richtige Pendelstützen. Auf diese Weise war für die 5 tragenden Binder ein statisches System entstanden, das keine Stabilität besaß. Denn der Mittelschiffbinder ruhte auf 2 Pendelstützen, war für sich also nicht sicher. Er trug mit seinen beiden Kragenden die Pendellager und die Seitenbinder. Eine in der Längsrichtung der Binderebene angreifende waagrechte Kraft konnte nicht auf die Erde abgeleitet



Abb. 2. Die Trümmer der vollkommen eingestürzten Holzhalle.

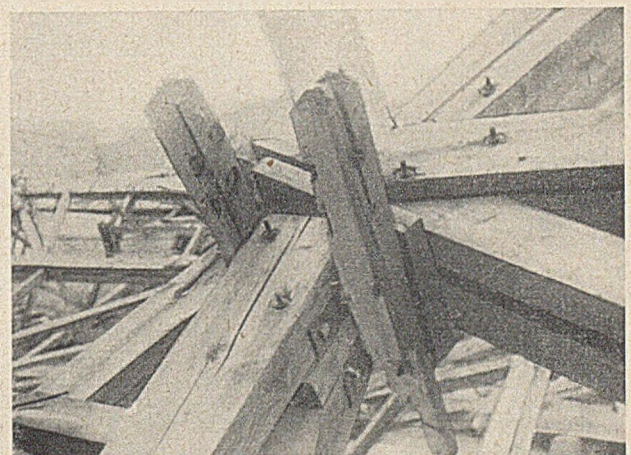


Abb. 3. Auflagerknoten eines Dachbinders mit Zwischenstütze.

werden, da das ganze System durch die beiden Außenstützen zwar den Anschein eines Zweigelenkrahmens hatte, der aber durch die beiden Pendelstangen P_1 und P_2 seine Stabilität einbüßte. Der Mangel wäre etwas behoben wor-

den, wenn man jeden Obergurt eines Seitenbinders mit dem Untergurt des Mittelbinders durch ein zug- und druckfestes Gelenk verbunden hätte, also die Pendelstangen vermieden hätte. Es hätte sich dann unter Umständen eine Stabilität durch Zwängung eingestellt, so daß eine am Binder angreifende waagrechte Längskraft zur Not von den beiden Erdlagern der biegefest mit den Bindern verbundenen Endstützen hätte aufgenommen werden können. Aber auch dann hätte das ganze System eine unzuträgliche Beweglichkeit erhalten, da die beiden biegefesten Endstützen 80 m weit voneinander lagen und ihre

stütze und einem beweglichen Lager beim Anschluß an den Mittelbinder anhängen. Dabei war es gleichgültig, ob man die Pendelstangen beibehielt oder aus Sicherheitsgründen zug- und drucksichere Zwischengelenke vorsah. Die Pendelstangen hätten dann den Vorteil gehabt, die Ausdehnung der Binder in der Längsrichtung zu erleichtern. Auf diese Weise wäre ein Zweigelenkrahmen von 28 m Spannweite als standfestes Gebilde entstanden, an das die beiden Seitenbinder mit Sicherheit angehängt werden konnten. Man hätte auch versuchen können, unter Benützung der beiden biegefesten Außenstützen einen Zweigelenkrahmen von 82 m Spannweite auszubilden, der über die 3 Schiffe hinweggereicht hätte und am Mittelschiff zwei Zwischenstützen erhalten müßte (Abb. 7). Der Zweigelenkrahmen ist einfach statisch unbestimmt und kann ohne Gefährdung der Stabilität durch Einschaltung eines Gelenkes, z. B. durch ein Scheitelgelenk im Mittelbinder, zum Dreigelenkrahmen werden. Aus vielfachen Gründen läßt man aber besser dieses Gelenk fort und wählt den standfesteren Zweigelenkrahmen. Bei dem nachgiebigen Nadelholz mit seinem kleinen Elastizitätsmodul und der Nachgiebigkeit der zahlreichen Verbindungsmittel hätte es aber einer besonders steifen Konstruktion bedurft, um bei 80 m Spannweite dieses Rahmens noch eine Bogenwirkung zu erzielen, also um zu erreichen, daß eine an der Außenstütze angreifende waagrechte Kraft sich einigermaßen gleichmäßig auf die beiden Endlager verteilt. Mit größter Wahrscheinlichkeit wäre sie von der Endstütze, an der sie angreift, allein auf die Erde abgeleitet worden.

Wenn man schon einmal an dem Grundgedanken festhalten und die Binder parallel der Mauer anordnen will, wenn man weiter die Halle in 3 Schiffe zerlegen muß, dann besteht die richtige Lösung darin, daß man dem Mittelschiff einen Zweigelenkrahmen gibt und die beiden Seitenbinder daran hängt. Die Bogenwirkung eines 28 m weit gespannten Gelenkrahmens aus Holz läßt sich ohne besondere Schwierigkeiten und erheblichen Baustoffaufwand erreichen.

Die Fachwerkbinder am Kantholz waren im einzelnen einwandfrei durchgeführt. Die Stäbe hatten rechteckigen

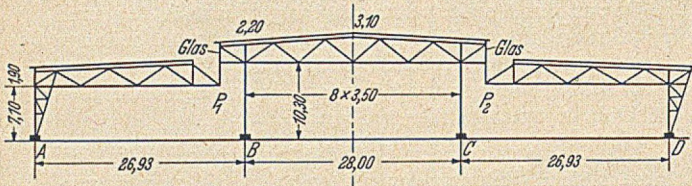


Abb. 4. Längsschnitt durch die eingestürzte Halle mit ihren drei Dachbindern und den vier Stützen A—B—C—D

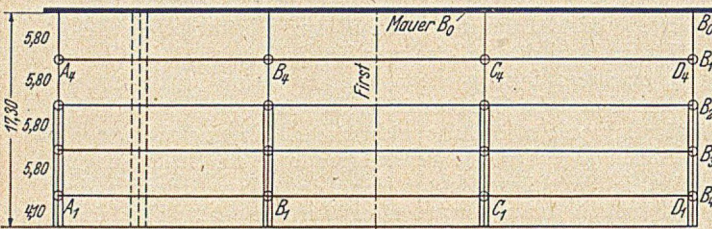


Abb. 5. Der Grundriß der eingestürzten Halle mit ihren fünf Binderreihen B₁—B₅ und der massiven Hausmauer B.

Oberverbindung durch zwei Zwischengelenke unterbrochen worden wäre. Die Stabilität des Ganzen wäre durch diese wenn auch begrenzte Beweglichkeit immer gefährdet worden.

Wenn man an der dreischiffigen Halle und der Lage der Binder parallel der Mauer hätte festhalten wollen, dann hätte man jeden Mittelbinder für sich stabil auf die Erde abstützen müssen, sei es, daß man ihm ein festes und

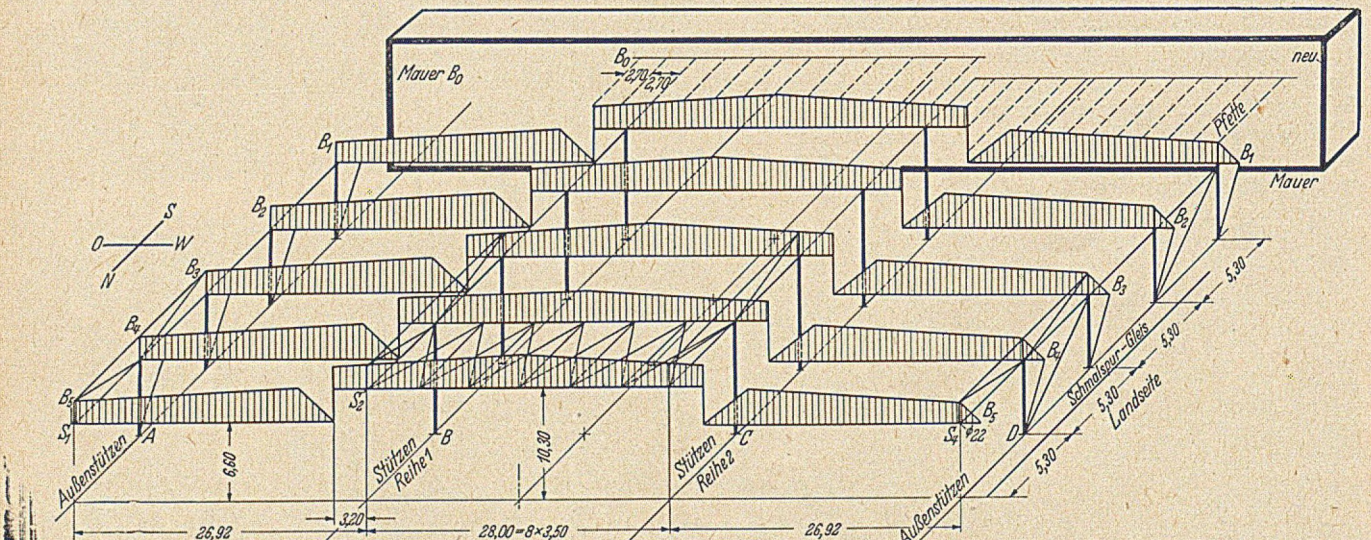


Abb. 6. Schematische Darstellung der eingestürzten Halle mit der Hausmauer und den Binderreihen B₁—B₅. Vorgesehen waren die vier lotrechten Querverbände S₁—S₂—S₃—S₄ und der Windverband auf die Länge S₁—S₄ in der Untergurtebene der beiden Mittelschiffbinder. Der Windverband war beim Einsturz noch nicht eingebaut. Auf der Nordseite lag ein Normalspurgleis bis zur Hafenhöschung der Ostseite. Auf der Westseite lag ein Schmalspurgleis. Der Sturm kam von der Westseite.

ein bewegliches Lager geben und ihn als freiaufhängenden Träger ausgebildet hätte, oder dadurch, daß man ihn als Zweigelenkrahmen gebaut und die beiden Pendelstützen durch Schrägstäbe biegefest mit dem Binderuntergurt verbunden hätte. An diesen nun standfesten Mittelbinder konnte man nun jeden tieferliegenden Seitenbinder als einhängigen Rahmen mit einem festen Lager an der Außen-

Querschnitt und waren an den Knotenpunkten durch hölzerne Fräsdübel und Klemmbolzen miteinander verbunden.

Bei der Konstruktion war jedoch ein Mangel unterlaufen, der in dieser Form oft beobachtet wird. Ohne sich um die Annahme der statischen Berechnung zu kümmern, war die Beweglichkeit der Pendelstange P durch Einschaltung eines überzähligen Stabes ausgeschaltet worden.

Da er als Blindstab betrachtet wurde, war er nur sehr schwach ausgebildet und ebenso schwach an seinen beiden Enden angeschlossen worden. In Wirklichkeit war er eine Verlängerung des Gurtes und hätte dessen Querschnitt erhalten müssen. Es war daher unvermeidlich, daß all diese Blindstäbe bei der aufgetretenen waagrechten Windbelastung in der Richtung der Binder brachen.

Jede Halle ist ein räumliches Tragwerk, bei dem die einzelnen Binder durch starke Verbände in der Längs- und in der Querrichtung in waagrechte und lotrechte Ebenen zusammengefaßt werden müssen. Es genügt nicht, jeden Binder für sich standfest auszubilden, denn er bildet in Wirklichkeit eine ebene Scheibe, die nur dann stabil ist, wenn alle Kräfte in ihrer Ebene angreifen. Diese Möglichkeit besteht aber nur in unserer Einbildung und in Wirklichkeit kommen die Belastungen einer freistehenden Halle aus allen Richtungen.

Man braucht an Verbänden bei dieser Halle

1. einen 82 m langen Windverband an jeder Längsseite der Halle,

2. einen 20 m langen Windverband an jeder Stirnseite,

3. mindestens zwischen jedem zweiten Binderpaar einen waagrechten Knickverband von 82 m Länge, der die gedrückten Gurten gegen Ausknicken in waagrechter Richtung sichert,

4. bei den vier Stützenreihen vier lotrechte Querverbände zwischen den Binderscheiben, welche deren lotrechte Stellung zusammen mit den Stützen selbst gewährleisten. Wie Abb. 6 zeigt, war nur an der einen Längsseite des Mittelschiffes ein Windverband vorgesehen. Die Knickverbände fehlten vollkommen.

Von den vier Querverbänden war nur eine Andeutung vorhanden. Sie reichten nur vom Binder B_5 bis zum Binder B_3 und waren in Wirklichkeit die Kragträger, welche an ihrem Kragende den stützenfreien Binder B_5 zu halten hatten. Der auf diesen vier Kragträgern ruhende Binder B_5 hat von seinem Nachbarn den Abstand von 4,10 m, während der Abstand dieses Nachbarn B_4 von dem Binder B_3 etwas mehr, nämlich 5,30 m beträgt. Der Binder B_5 ist zwar gleich ausgebildet wie die Binder B_1 und B_3 , aber noch durch eine lotrechte Schürze zum Regenschutz des Halleninneren belastet, wodurch der geringe Unterschied der Hebelsarme von 4,10 und 5,30 aufgehoben wird. Da also die vier Kragträger nicht bis zum hintersten Binder B_1 oder besser noch bis zur Abschlußmauer durchgeführt wurden, war ihre Stabilität ernstlich gefährdet.

Die ganze Halle von 82 m Länge hatte also als einzigen Verband zwischen ihren fünf Bindern einen kurzen Windverband zwischen den beiden Bindern B_4 und B_5 im Bereich des Mittelfeldes, der aber auch hier nur von Stütze zu Stütze reichte, da er nur 28 m lang war und noch nicht einmal die beiden auskragenden Teile des Mittelbinders von je 3,20 m umfaßte. Er war in der Ebene der gezogenen Untergurten angeordnet, konnte also nicht gleichzeitig als Knickverband wirken. Seine Verlängerung bis zu den beiden Außenstützen fehlte. Auch in den Ebenen der Obergurten fehlte der ihm entsprechende liegende Verband, der die Windkräfte und die beim Knicken auftretenden Querkkräfte hätte aufnehmen können. Man hatte nur vorgeschrieben, jede dritte Pfette ohne Unterbrechung vom Binder B_5 bis zur Mauer durchzuführen und dort zu verankern und jede Pfette durch einen einzigen Nagel mit dem Binderobergurt zu verbinden. Dadurch wäre der gedrückte Obergurt in Abständen von 2,70 m mit der Mauer zug- und druckfest, aber doch zu schwach wegen des einzigen Nagels, verbunden worden. Der einzige Pfettennagel an jedem Obergurt konnte nennenswerte Kräfte hier nicht übertragen. Man hätte hier mindestens Kontaktbretter von unten her an diese Hauptpfetten zu seiner Entlastung nageln müssen.

Die parallel der Mauer gelegten Schalbretter der Dachhaut bilden zwar eine zusammenhängende Scheibe, die aber

beweglich und nicht steif ist, weil die Bretter nicht kreuzweise miteinander vernagelt waren und auch keine zusätzlichen Diagonalbretter hatten. Ohne auf weitere Einzelheiten einzugehen, muß zusammenfassend gesagt werden:

1. das gewählte Tragsystem für die Binder entbehrt der notwendigen Standsicherheit,

2. für den notwendigen räumlichen Zusammenhang dieser fünf ebenen Binderscheiben fehlen die lebenswichtigen Längs- und Querverbände, welche die plangemäße lotrechte Stellung der Stützen und Binder gewährleisten, das Ausknicken der gedrückten Gurten verhindern und den aus allen Richtungen kommenden Wind aufnehmen und auf die Erde weiterleiten.

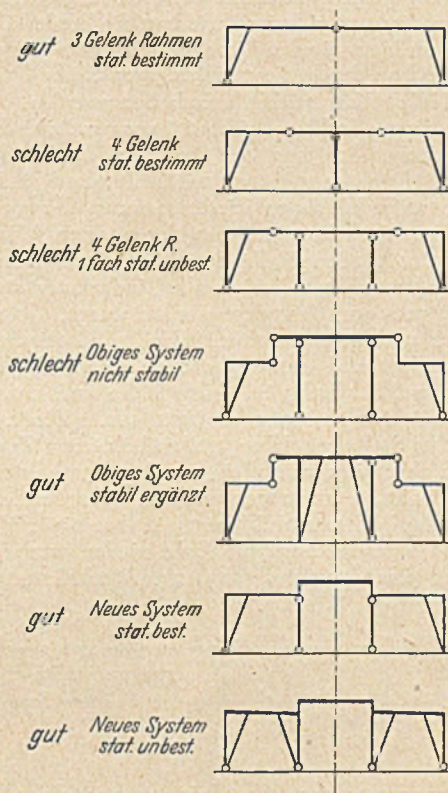


Abb. 7. Einige gute und schlechte Möglichkeiten von Rahmenbindern für diese Holzhalle.

3. Die statische Berechnung betrachtet unberechtigterweise jeden Seiten- und Mittelbinder als freiaufhängenden Träger, der nur lotrechte Kräfte aufzunehmen hat.

4. Die Konstruktion nimmt keine Rücksicht auf die Voraussetzung der statischen Berechnung und ordnet bei den Pendelgelenken Blindstäbe an, die aber durch waagrechte Kräfte voll beansprucht werden und dann zu schwach sind.

5. Bei diesen schwerwiegenden Mängeln hätte auch der fertige Bau der Halle gegenüber waagrechten Beanspruchungen durch Wind, Luftdruck und dgl. keine ausreichende Standsicherheit gehabt.

Der Bauvorgang und Einsturz der Halle.

Auch ein sorgfältig durchgebildetes Bauwerk ist nicht auf einen Schlag fertig, sondern muß allmählich aus seinen Einzelteilen aufgebaut werden, wobei man dafür sorgen muß, daß auch jedes Einzelteil für sich vorübergehend so lange standsicher ist, bis sämtliche Verbände eingezogen sind. Man stützt daher in unserem Falle jeden Binder für sich auf die Erde ab und zieht provisorische Querverbände ein, sobald zwei Binder nebeneinander stehen, die das Knicken verhindern, den Wind aufnehmen und die lotrechte Stellung der Binderscheiben gewährleisten. Eine alte Erfahrung lehrt, daß die meisten Bauunfälle davon herühren, daß die Quer- und Längsverbände nicht rasch genug und nicht im ausreichenden Maße eingebaut wurden.

An dem Entwurf dieser Halle war von allen Verbänden nur der eine 28 m lange Windverband auf der einen Seite des Mittelschiffes vorgesehen. Obwohl die Halle nahezu schon fertig aufgestellt war, fehlte auch dieser einzige Verband. Auch andere provisorische Quer- und Längsverbände waren nicht vorhanden. Auf der einen Schmalseite hatte man einige Pfetten als Hilfsstreben eingebaut, die durch Klammern mit dem Tragwerk verbunden waren. Auf den Binderobergurten lagen zwar zahlreiche Pfetten, von denen aber noch keine einzige mit der standsicheren Mauer verbunden war. Alle Binderstützen ruhten ohne jeden Verband oder ohne jede Verankerung frei auf den kleinen Betonfundamenten auf, waren also weder gegen das Abheben noch gegen das seitliche Verschieben gesichert. Bedauerlicherweise waren beim Unterbau die Pfeilerköpfe aus Beton viel zu klein für den Verband mit ihrem Fundament, so daß sie schon durch die geringfügigen Stöße beim Aufbau des Holzwerkes seitlich verschoben wurden. Es war daher bei dieser Sachlage nicht zu verwundern, daß sich allmählich beim Fortgang der Arbeiten die Binder und Stützen schief stellten und man mit Hilfe von Winden und Seilen die aufrechte Lage wieder herzustellen versuchte. Irgendwelche Vorkehrungen, um den rechten Winkel im Grundriß der großen Halle zu sichern, waren nicht getroffen worden, obwohl bereits alle Binder aufgestellt und die Pfetten provisorisch verlegt worden waren. So standen die Binder und Stützen ohne jeden provisorischen oder endgültigen Verband und sogar ohne jeden Anschluß an die Mauer auf der einen Seite der Halle und ohne jeden Verband mit dem betonierten Unterbau. Die aufrechte und lotrechte Stellung solcher großen hölzernen Tragwerke ergibt sich aber nicht von allein, sondern muß durch zahlreiche Maßnahmen erzwungen werden. Wenn diese fehlen, kehren solche Gewichte und Massen in ihre natürliche Lage zurück und legen sich auf die Erde nieder, wenn sie von Außen her einen waagrechten Anstoß erhalten. Diesen

während rund 100 m³ Bauholz für die Binder und Stützen zerstört wurden. Der Richtmeister und die 3 Zimmerleute, welche 5 Wochen lang den Bau aufgerichtet hatten, haben alle anerkannten Regeln der Baukunst außeracht gelassen und die Bauaufsicht, welche die ganze Arbeit zu überwachen hatte, hat ebenfalls völlig versagt.

Schlußfolgerung.

Der Entwurf für die 82 m lange und 20 m breite ein-stöckige und dreischiffige hölzerne Lagerhalle war zwar im einzelnen einwandfrei aus Kanthölzern und Fräsübeln vorgesehen und durchgearbeitet worden, zeigte aber im großen Aufbau so schwere Mängel, daß der Bau auch im fertigen Zustande nicht die erforderliche Sicherheit gehabt hätte. Bei allen Bauwerken aber, die von Menschen benützt werden, steht die Forderung nach Sicherheit an erster Stelle. Sie hängt erfahrungsgemäß nicht nur von der richtigen Durchbildung der Einzelteile, sondern auch von ihrem guten räumlichen Zusammenhang, von den voll-zähligen und kräftigen Verbänden ab, welche nicht nur die — freilich überwiegenden — lotrechten, sondern auch die gefährlicheren wagrechten längs- und quengerichteten Belastungen dem Unterbau zuführen. Da auch während des Bauvorganges keine Hilfsverbände in ausreichendem Maße eingezogen wurden und jede Verankerung mit der Erde oder der vorhandenen Mauer fehlte, kann es nicht Wundernehmen, daß ein Gewittersturm den ganzen Holz-bau wie ein Kartenhaus zusammenfallen ließ. Es ist viel-leicht zweckmäßig und lehrreich, sich nicht mit der Kritik zu begnügen, sondern anzudeuten, wie diese besondere Bauaufgabe unter Ausnützung der vorhandenen Mauer hätte zweckmäßigerweise gelöst werden können.

Gegenentwurf: Holzhalle aus Brettern und Nägeln.

Bei jedem Bau soll man die örtlichen Gegebenheiten der Baustelle ausnützen, um den Bauaufwand zu verringern. Bei dieser aus Holz geplanten Lagerhalle ist die Baustelle dadurch ausgezeichnet, daß auf der südlichen Längsseite die feste und hohe Mauer vorhanden ist und das beste Auflager für das Tragwerk des Hallendaches bildet. Man braucht dann nur noch ein zweites Auflager — einen Unterzug — in der der Mauer parallelen Reihe A — B — C — D der Abb. 10 zu schaffen und dann über beide Auflager die Binder zu legen. Damit ergibt sich zwangs-läufig eine Grundrißlage der Binder rechtwinklig zur Mauer M. Mit

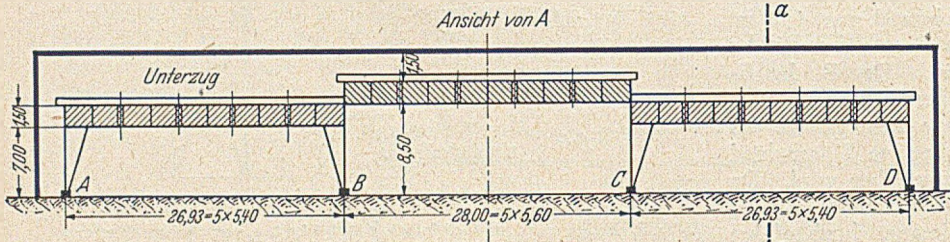


Abb. 8. Querschnitt durch die Halle mit zwei genagelten Zweigelenkrahmen A—B und C—D und dem freiaufhängenden vollwandigen Binder B—C für das Mittelschiff.

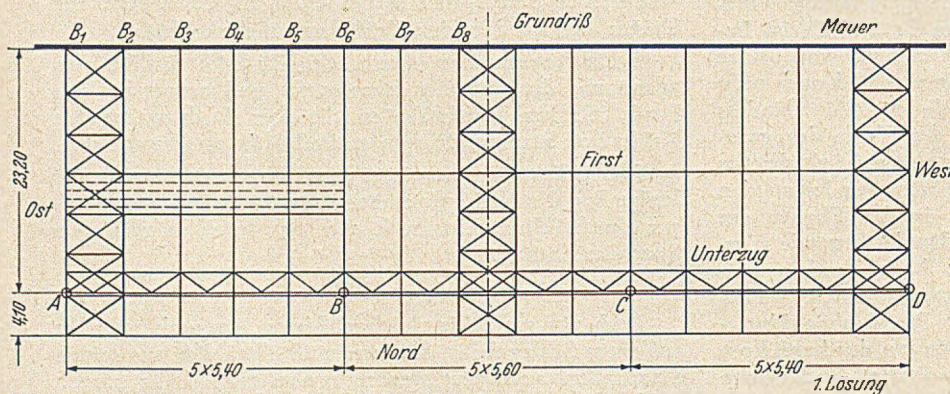


Abb. 10. Erste Lösung für den Grundriß der Halle mit nur 4 Außenstützen und mit den senkrecht zur Mauer gelegten vollwandigen genagelten Bindern B₁—B₈ und den erforderlichen Verbänden. Keine Stützen im Inneren.

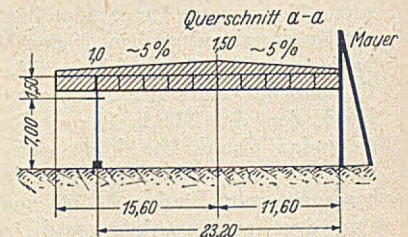


Abb. 9. Querschnitt a— a durch die Halle mit einem genagelten vollwandigen Binder.

Anstoß bildete in unserem Falle ein heftiger Westwind, der aber glücklicherweise erst nach einem Regenschauer einsetzte, vor dem sich die Bauarbeiter durch Unterstellen in einem benachbarten Haus gesichert hatten. Diesem glücklichen Umstände ist es zu verdanken, daß beim völligen Zusammenbruch der Holzhalle kein Mensch zu Schaden kam. Nur ein Teil der 33 aufgelegten Pfetten blieb erhalten,

Rücksicht auf den später geplanten Laufkran darf auf der Strecke B—C, also im früheren Mittelschiff, keine Zwischenstütze vorgesehen werden, während in den beiden Strecken A—B oder C—D nach Bedarf Stützen zugelassen werden können. Wollte man aber auch hier auf sie verzichten und auf der ganzen nördlichen Längsseite nur in den Stellen A—B—C—D Zwischenstützen zu-

lassen, dann bereitet dies für den Bau keine Schwierigkeiten, denn es ist dann nur nötig, alle drei Strecken, die beiden seitlichen Strecken $A-B$ und $C-D$ genau so wie die Mittelstrecke $B-C$, durch einen biegefesten Unterzug zu überbrücken, auf dem die quergelegten Dachbinder aufruhren können. Auf diese Weise bleibt der ganze Hallenraum ohne jede Stütze. Bei diesem Gegenentwurf wird angenommen, daß Stützen zugelassen werden können.

In den beiden Seitenfeldern $A-B$ und $C-D$ mit je 27 m Weite erhalten nach Abb 11 die Dachbinder dann einen Abstand von 9 m, während ihr Abstand im 28 m weiten Mittelschiff $B-C$ mit 9,20 m um ein wenig größer wird. Man braucht so 10 gleiche Binder, von denen jeder sein festes Auflager auf der vorhandenen Mauer und sein bewegliches auf der Pendelstütze in der Längsreihe $A-D$ hat. Jeder Binder krägt etwa um 4 m aus, um die vordere nördliche Schürze $E-F$ zu tragen.

Bei der geringen Stützweite von 23,20 m, die praktisch durch die 4 m Auskrägung noch verkleinert wird, ist es

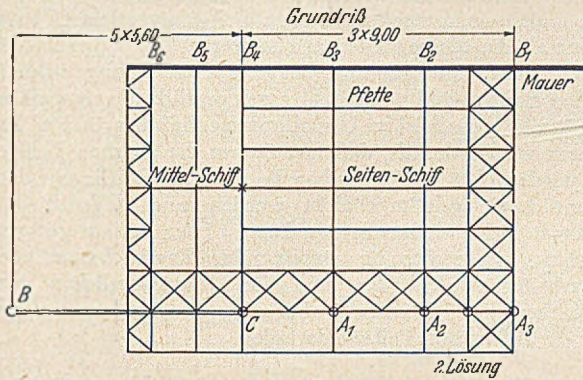


Abb. 11. Halber Grundriß mit zweitem Vorschlag und den quer zur Mauer gelegten Bindern $B_1-B_3-B_6$, eines Seitenschiffes und der Binder $B_1-B_3-B_6$ des Mittelschiffes.

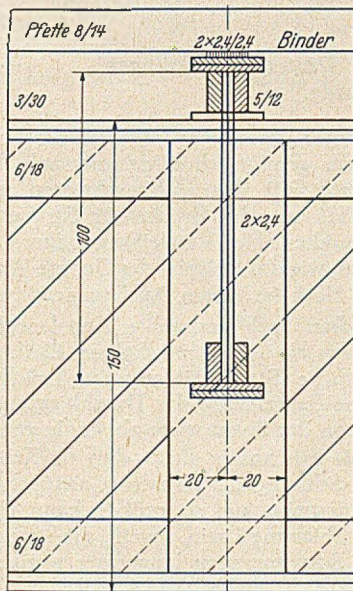


Abb. 12. Querschnitt des vollwandigen genagelten Binders von 100 cm Steghöhe und seine Auflagerung auf dem Unterzug der Nordseite mit 150 cm Trägerhöhe und der Dachpfette 8/14.

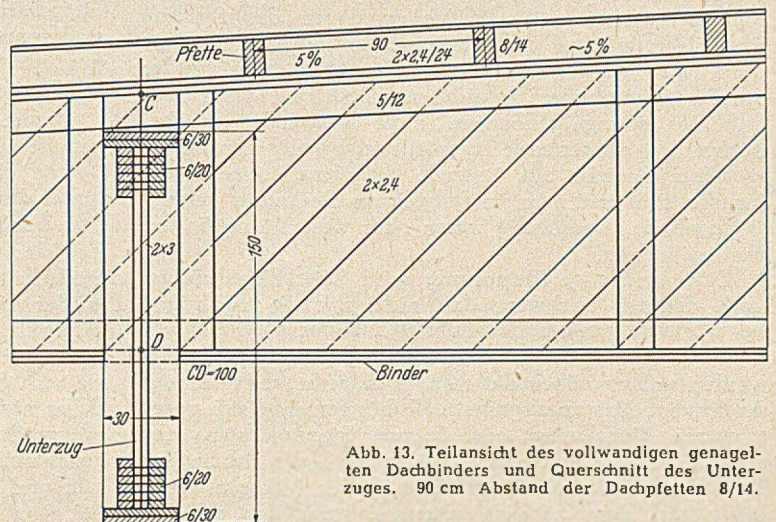


Abb. 13. Teilansicht des vollwandigen genagelten Dachbinders und Querschnitt des Unterzuges. 90 cm Abstand der Dachpfetten 8/14.

dem First von 1,60 m. Die Binder des Mittelschiffes sind die gleichen wie in den Seitenschiffen, liegen aber wegen des geplanten Laufkrans von 28 m Stützweite entsprechend höher und haben ihr vorderes Lager auf einem 28 m weit gestützten Parallelträger $B-C$, der 2 m hoch werden muß.

Die Dachhaut der 3 Schiffe wird zunächst durch die 6 Pfettenstränge getragen, die 9 m weit gestützt sind und parallel zur Mauer M laufen, während normal dazu über ihnen die Sparren im üblichen Abstand liegen. Da das Mittelschiff für den Laufkran eine lichte Weite von 28 m braucht, wird der Unterzug in jedem Seitenfelde als Riegel eines Zweigelenkrahmens von 26,93 m benützt. Auf den Obergurten dieser Zweigelenkrahmen, von denen jeder für sich standfest ist, liegt der vollwandige Unterzug des Mittelschiffes auf. Das Gegenstück zu diesen 3 Unterzügen der einen Längsseite der Halle bildet die standfeste Mauer auf der anderen, die schon vorhanden ist.

Im Grundriß der Abb. 10 zieht man über die ganze Hallenlänge $A-D$ einen Windverband, der gleichzeitig Knickverband für die gedrückten Gurten des Unterzuges ist. An jeder Schmalseite der Halle liegt ein weiterer Windverband, der wiederum Knickverband, diesmal aber für die gedrückten Obergurte der Binder ist. Im Mittelschiff liegt winkelrecht zur Mauer in der obersten Ebene ebenfalls ein Knickverband, der gleichzeitig den rechten Winkel zwischen den Bindern und der Mauer sichert. Die beiden Unterzüge in den Seitenschiffen werden entbehrlich, wenn man längs des Geleises in 9 m Abstand Stützen zuläßt, auf denen die Dachbinder ruhen.

Für die Binderauflager müssen in der Mauer in Abständen von etwa 9 m Schlitz von 0,50 m Breite und 1,50 m Höhe ausgebrochen werden. Die Abb. 12 und 13 zeigen die Auflagerung des vollwandigen Dachbinders auf dem vollwandigen Unterzug, über den er einige Meter auskrägt, um die lotrechte Regenschürze zu tragen. Jeder der etwa 20 m langen vollwandigen Dachbinder kann in Serienarbeit an Ort und Stelle auf dem Boden liegend als Ganzes zusammengenagelt werden, wobei als Verbindungsmittel nur die handelsüblichen Nägel mit kreisrundem Schaft und angestauchtem Kopf dienen. An einem Binder kann man bis zu 12 Mann anstellen, mit denen aber nur 1 bis 2 Zimmerleute sein müssen, die in etwa 2 Tagen einen Binder zusammennageln können.

möglich, alle Binder und die anderen Tragteile als vollwandige Nagelträger aus Brettern, Bohlen und Nägeln herzustellen und dadurch die ganze Arbeit zu vereinfachen, zu verbilligen und zu beschleunigen. Gleichzeitig wird aber dadurch die Feuergefahr gegenüber den aus dünnen Balken gebildeten Fachwerkbindern erheblich verringert.

Entsprechend dem Dachgefälle der Halle hat jeder vollwandige Binder seitlich eine Steghöhe von 1,20 m und in

Die Gitterpfetten können nach Abb. 11 über die drei Felder eines jeden Mittelschiffes ungestoßen durchlaufen und sind dann 27 m lang. Das gleiche gilt für die Pfetten des Mittelschiffes. Wenn man will, kann man auch auf diese Pfetten verzichten und schwächere Balken in 0,90 m Abstand quer zu den Bindern verlegen und darauf unmittelbar die Schalbretter der Dachhaut ohne Zwischenschaltung von Sparren vernageln.

Dadurch, daß der ganze Hallenraum stützenfrei bleibt, beschränkt sich der betonierete Unterbau im idealen Falle, bei der Verwendung von biegefesten Unterzügen in der nördl. Längsseite auf die vier Betonfundamente A—B—C—D. Will man nun in den beiden Seitenschiffen den Unterzug vermeiden, so sind dann jedesmal noch vier kleine Stützenfundamente nötig. Aber alle Stützenfüße werden in der statischen Berechnung zwar als Gelenke betrachtet, müssen aber zug-, druck- und schubsicher mit den entsprechend schweren Betonfundamenten und dadurch mit der Erde verbunden werden.

Diese im Inneren stützenfreie Halle besteht also aus: 16 gleichen vollwandigen Dachbindern von 23,20 m Stützweite zusätzlich 4 m Kraglänge, im Idealfalle aus 3 biegefesten vollwandigen Unterzügen von 27—28—27 m Stützweite, einem Wind- und Knickverband von 82 m Länge auf der mauerfreien Seite, aus je einem Wind- und Knickverband von 27,30 m Länge an jeder Hallenstirnseite, einem Montage- und Knickverband von 28,30 m Länge genau in der Hallenachse.

Die Mauer und die 3 Unterzüge geben ausreichenden Querverband für die 16 Binder. Will man ein übriges tun, dann kann man entlang der First noch einen weiteren Querverband vorsehen (Abb. 11).

Die für das Tragwerk der Holzhalle gewählten Nagelträger haben gegenüber den früher gewählten Fachwerkträgern aus dünnen Kanthölzern mancherlei Vorzüge. Die Fachwerkbinderstäbe bestehen aus dünnen Kanthölzern, die deswegen keine natürlichen Mängel haben dürfen. Für den aus einer Kreuzlage bestehenden Steg der Nagelträger aber kann man beliebige Bretter verwenden, bei denen man nur

vorschreiben muß, daß sie nicht schmaler als 20 cm sind, sonst aber beliebige Breite haben dürfen. Nur bei den Bohlen und Kopfbrettern der gezogenen Untergurten muß man darauf achten, daß die natürlichen Holzmängel möglichst vermieden werden. Während man für die Herstellung der Knotenpunkte der Fachwerke Fräsübels und Klemmbolzen braucht, die nur durch Facharbeiter eingebaut werden können, kann man an die Nagelträger in der Mehrzahl ungelernete Arbeiter anstellen. Bei ihnen verschwindet auch das unschöne Bild der über die Gurten hinausstehenden Wandstäbe, da hier die Kopfbretter den Gurten gerade Flächen geben, die den Aufbau erleichtern. Man ist auch im Stahlbau neuerdings wieder davon abgekommen, Fachwerke mit einfachem Strebenzug zu verschonen, und wählt dafür lieber Vollwandträger oder bei größeren Stützweiten Gitterträger, weil bei diesen nach Ausfall selbst mehrere Haupttragglieder immer noch keine Einsturzgefahr besteht. Beim Holzbau hat der Vollwandträger noch den weiteren Vorteil, daß sich bei ihm weniger Staub ablagert als beim durchbrochenen Träger und daß sein geschlossener Steg und seine kompakten Gurten viel weniger leicht Feuer fangen als die feingliederten Fachwerke.

Bei dem Entwurf und bei der Ausführung solcher großen Bauten sind wohl Fehler gelegentlich unvermeidlich und in der menschlichen Unvollkommenheit begründet. Es ist aber verwunderlich, daß fast immer die gleichen Fehler sich wiederholen, weil offenbar die meisten Unfälle vor der Öffentlichkeit geheimgehalten werden und dadurch die Fachwelt nichts daraus lernen kann. Hier hat ein gütiges Geschick, ein rechtzeitig einsetzender Regenschauer, die Bauarbeiter vor Schaden und die Verantwortlichen vor Strafe bewahrt. Man soll aber aus Fehlern lernen und darf sie auf keinen Fall wiederholen.

Abhängigkeiten an erdverankerten Hängebrücken als Hilfsmittel für deren Bemessung.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, Dipl.-Ing. Louis Wintergerst, Eßlingen und Dipl.-Ing. Adolf Hoyden, Sterkerade.

1. Allgemeines.

Die Bemessung erdverankerter Hängebrücken ist von vielen Faktoren abhängig und erfordert einen erheblichen Rechenaufwand, weil die Verformungen des Systems großen Einfluß auf die Schnittgrößen haben und somit die Theorie II. Ordnung angewandt werden muß, bei der das Superpositionsgesetz nicht mehr gilt und daher Einflußlinien streng genommen nicht verwendet werden dürfen. Der entwerfende Ingenieur ist bei der Bemessung wichtiger Bauteile auf tastende Annahmen angewiesen, für die sich erst nach umfangreicher Rechnung herausstellt, ob sie zweckmäßig waren oder wesentlich geändert werden müssen.

Eine eindeutige Bemessung wird bei Hängebrücken noch dadurch erschwert, daß nicht nur die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe einzuhalten sind, sondern darüber hinaus gewisse Verformungsbedingungen erfüllt werden müssen, über die man noch recht verschiedener Ansicht ist. Das unausgesteifte Kabel verformt sich unter schweren Einzellasten oder kurzen Streckenlasten sehr stark, es erfährt regelrechte Knickwinkel, die sich in der Fahrbahn wiederholen und für schnellen Verkehr unzulässig sind. Das Kabel ist daher so auszusteifen, daß die Knicke den Verkehrsbedingungen entsprechend mit mehr oder weniger großem Krümmungsradius ausgerundet werden. Diese Aufgabe fällt dem Versteifungsträger zu, der besser als Lastverteilungsträger bezeichnet würde. Er verteilt schwere Einzellasten auf mehrere Hänger und bewirkt, daß sich die Fahrbahn nur entsprechend der Biegelinie dieses Trägers stetig krümmt. Die Aussteifung kann auch durch im Vergleich zu den Fahrzeuglasten

hohes Eigengewicht erreicht werden. Bei sehr weit gespannten Brücken genügt schon das normale Fahrbahngewicht zusammen mit dem sehr schweren und etwas biegesteifen Kabel, um die Brücke für Straßenfahrzeuge steif genug zu machen. Der Versteifungsträger kann dabei ganz wegbreien, wie das Beispiel der George-Washington-Brücke in New York im ersten Ausbau zeigt.

Ferner brauchen flach gespannte Kabel weniger ausgesteift zu werden als Kabel mit hohem Pfeil.

Die erforderliche Steifigkeit unserer Brücken wurde bisher durch eine Begrenzung der Durchbiegung auf $l/700$ bzw. $l/500$ nur von der Spannweite abhängig gemacht. Zur Zeit setzt sich die Erkenntnis durch, daß als Kriterium der Steifigkeit das Schwingungsverhalten anzusehen ist. Je größer die Spannweite, um so größer kann die auf sie bezogene Durchbiegung sein, weil mit zunehmender Spannweite die Schwingungen langsamer werden, so daß sie vom Verkehr nicht mehr bemerkt werden und diesen daher nicht stören. Bei Hängebrücken haben wir es meist mit großen Spannweiten zu tun, so daß die durch Verkehrsimpulse angeregten Schwingungen genügend langsam und unbedenklich sind. Windschwingungen, die nur bei ganz leichten Brücken oder sehr großen Spannweiten gefährlich werden, können bei den Verhältnissen unserer normalen Straßenbrücken außer acht bleiben [1] und [2]. Wir haben daher bei Hängebrücken im wesentlichen dafür zu sorgen, daß die Krümmung der Fahrbahn unter schweren Einzellasten für die zu beachtenden Geschwindigkeiten groß genug bleibt und daß am Brückenende oder an anderen Stellen der bei ungünstigen Lastfällen größte Neigungswechsel der Fahrbahn ein dem Verkehr

zumutbares Maß nicht überschreitet. Das absolute Maß der Durchbiegung ist für Hängebrücken belanglos, sofern nicht Lichtraumprofile von unter der Hängebrücke liegendem Verkehr beeinträchtigt werden. Es wurde daher früher schon vorgeschlagen [3], für Hängebrücken einen kleinsten Krümmungshalbmesser der Biegelinie je nach Straßenart vorzuschreiben. Nach den inzwischen gesammelten Erfahrungen kommen dafür folgende Werte in Betracht:

- Autobahnen od. Stadtstraßen m. Straßenb. $R = 1800$ m
Straßen I. Ordnung $R = 1200$ m
Straßen II. Ordnung $R = 600$ m

Die größte Neigungsänderung steht in engem Zusammenhang mit dem Krümmungshalbmesser. Bei reinen Straßenbrücken genügt daher der kleinste Krümmungsradius als Verformungsbedingung. Für Straßenbahnen dagegen ist es zweckmäßig, insbesondere am Übergang zum Widerlager den Neigungswechsel durch besondere Maßnahmen noch zu beschränken.

2. Die Abhängigkeiten.

Die Größe des Krümmungshalbmessers R unter ungünstigster Belastung und Temperatur ist abhängig (Bezeichnungen s. Abb. 1)

1. von der Spannweite l ,
 2. vom Pfeilverhältnis f/l ,
 3. vom Verhältnis $\frac{g}{p} = \frac{\text{ständige Last}}{\text{Verkehrslast}}$,
 4. von Trägheitsmoment J des Versteifungsträgers, dem bei durchlaufenden Fahrbahn-Längsträgern deren Trägheitsmomente zugeschlagen werden dürfen,
 5. vom System des Versteifungsträgers und seiner Lagerung,
 6. vom Spannweitenverhältnis l/l' ,
 7. vom Kabelquerschnitt,
 8. von den Elastizitätsmoduln des Kabels und Versteifungsträgers E_k bzw. E_V ,
 9. von der Lagerung und Steifigkeit der Pylonen,
 10. von der Verankerungslänge des Kabels;
- für die Ermittlung der größten Kabelkraft sind außerdem maßgebend:
11. die steilste Neigung des Kabels,
 12. die Größe von p .

Die Aufgabe der Bemessung der Hauptträger von Hängebrücken besteht also darin, die Systemabmessungen, die statischen Werte der Bauglieder und das Verhältnis g/p so zu wählen, daß der geforderte Wert von R eingehalten wird. Die Punkte 1 bis 4 haben den größten Einfluß. Bisher wurde nur selten und in umfangreichen, zeitraubenden Berechnungen untersucht, welches f/l , g/p und J die wirtschaftlichste Lösung ergibt. Die gegenseitigen Abhängigkeiten konnten leider wegen der schwierigen Berechnung nicht in einfache mathematische Ausdrücke gefaßt werden. In den folgenden Tafeln werden nun diese Abhängigkeiten dargestellt für ein häufiges Hängebrückensystem gemäß Abb. 1, eine 3feldrige Hängebrücke mit Öffnungsverhältnissen von etwa 1 : 4 : 1

und durchlaufendem Versteifungsträger. Die Kurven wurden auf Grund zahlreicher nach der Theorie II. Ordnung mit Hilfe des Verfahrens von Klöppel-Lie [4] errechneter Werte gewonnen. Sie können mit Hilfe der Ähnlichkeitsgesetze auch für Hängebrücken mit anderen Spannweiten und Belastungen angewandt werden.

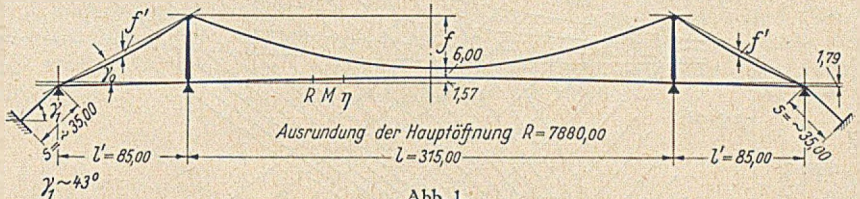


Abb. 1.
Systemskaizze des für die Ermittlung der Schnittgrößen $\max H_p$, $\max M$ und $\max J$ zugrunde gelegten Systems.

Die in Abb. 1 angegebenen Werte entsprechen etwa den Verhältnissen der neuen Hängebrücke Köln-Mülheim. Für die Kabel sind verschlossene Seile mit einem E -Modul von $E_k = 1600$ t/cm² und einer zulässigen Spannung von $\sigma_{zul} = 5,8$ t/cm² zugrunde gelegt worden. Die Tafeln können auch bei anderen Kabelbauarten benutzt werden, indem die Abweichung bei F_k oder E_k abgeschätzt wird.

Das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers und die ständige Last wurden für alle 3 Öffnungen konstant angenommen. Die bei durchlaufenden Versteifungsträgern im allgemeinen nötige Verstärkung des Grundquerschnittes an den Pylonen ist also wie üblich vernachlässigt.

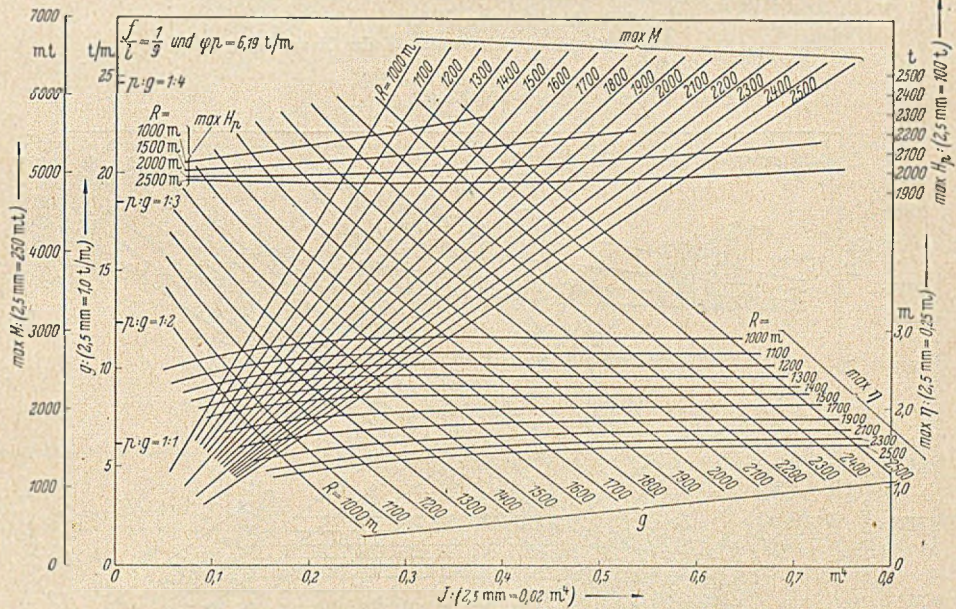


Abb. 2. Für $\frac{f}{l} = \frac{1}{9}$.

- g = Ständige Last je m für 1 Kabel,
- R = kleinster Krümmungsradius beim Viertelpunkt,
- J = Trägheitsmoment des Versteifungsträgers,
- $\max H_p$ = größter Horizontalzug des Kabels infolge Verkehrsbelastung
- $p \cdot \varphi = 6,19$ t/m und $t = -35^\circ$,
- $\max M = \frac{EJ}{\min R}$: Maximales Feldmoment in der Hauptöffnung, Nähe Viertelpunkt bei $\varphi \cdot p$ und $t = +35^\circ$,
- $E_V = 2100$ t/cm², $E_K = 1600$ t/cm².

Die Werte und Schnittkräfte gelten je Tragkabel (halbe Brückenbreite) und wurden für 5 verschiedene Pfeilverhältnisse $f/l = 1/9, 1/10, 1/11, 1/12$ und $1/13$ aufgestellt.

Die Verkehrsbelastung wurde entsprechend der Brückenklasse IA (S) der DIN 1072 Ausgabe 1944 einschließlich Straßenbahn mit $\varphi \cdot p = 6,19$ t/m angenommen. Die 70-t-Raupe erwies sich als Schwerfahrzeug in Einzelfahrt für nicht maßgebend. Die Temperaturänderungen sind mit $t = \pm 35^\circ$ angenommen.

Die Kabelkraft $\max H_p$ enthält auch H_t und wurde für Vollbelastung der Mittelöffnung bei $t = -35^\circ$ ermittelt.

Das größte Moment wurde für die zugehörige Laststellung nahe dem Viertelpunkt der Mittelöffnung ermittelt. Das meist etwas größere Stützmoment an den

In den folgenden Abb.2 bis 6 sind nun die Werte für $\max M$, $\max H_p$ und $\max \eta$ in Abhängigkeit vom J des Versteifungsträgers und dem kleinsten Krümmungshalbmesser R aufgetragen. Eine weitere Kurvenschar zeigt das für ein bestimmtes R und J bei dem gegebenen p erforderliche Eigengewicht g . Sie zeigt sehr deutlich den großen Einfluß des Eigengewichts auf die Steifigkeit der Brücke und damit auf die Querschnittsgröße des Versteifungsträgers.

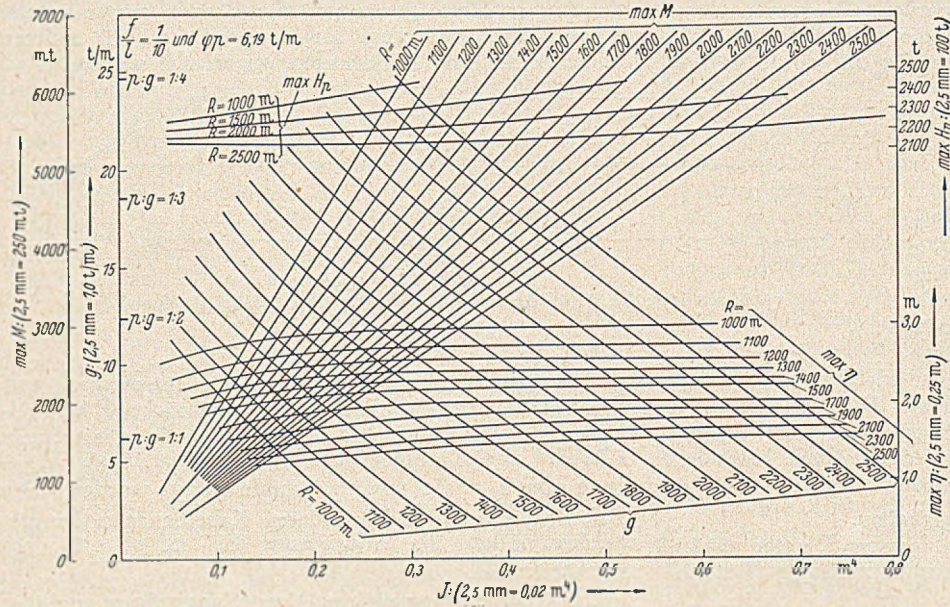


Abb. 3. Für $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$.

- g = Ständige Last je m für 1 Kabel,
- R = kleinster Krümmungsradius beim Viertelpunkt,
- J = Trägheitsmoment des Versteifungsträgers,
- $\max H_p$ = größter Horizontalzug des Kabels infolge Verkehrsbelastung $p \cdot \varphi = 6,19 \text{ t/m}$ und $t = -35^\circ$,
- $\max M = \frac{E J}{\min R}$: Maximales Feldmoment in der Hauptöffnung, Nähe Viertelpunkt bei $\varphi \cdot p$ und $t = +35^\circ$,
- $E_V = 2100 \text{ t/cm}^2$, $E_K = 1600 \text{ t/cm}^2$.

Aus den Kurven für $\max \eta$ erkennt man, daß sich für einen bestimmten kleinsten Krümmungshalbmesser die größte Durchbiegung bei starker Zunahme des Trägheitsmomentes des Versteifungsträgers praktisch nicht ändert.

Für die Benutzung der Tafeln seien einige Beispiele angeführt. Aus der Tafel für $f/l = 1:9$ entnehmen wir für einen Krümmungshalbmesser von $R = 2000 \text{ m}$ bei einem Eigengewicht der Brücke von $g = 21,6 \text{ t/m}$ ein erforderliches J des Versteifungsträgers von $J = 0,20 \text{ m}^4$. Wollte man J variieren, so ergibt sich für das Einhalten von $R = 2000 \text{ m}$ das erforderliche Eigengewicht wie folgt:

für $J = 0,30 \text{ m}^4$ $g = 17,0 \text{ t/m}$
 für $J = 0,40 \text{ m}^4$ $g = 12,8 \text{ t/m}$
 Mit dem festgelegten J des Versteifungsträgers können nun für $R = 2000 \text{ m}$ die maximale Horizontalkomponente des Kabels aus Verkehr und t, H_p , die Maximalmomente und Durchbiegungen wie untenstehend abgelesen werden.

Aus den Kurven für die Durchbiegung kann entnommen werden, daß z. B. für $R = 2000 \text{ m}$ die größte Durchbiegung je nach dem gewählten Trägheitsmoment zwischen etwa $1/170$ und $1/200$ schwankt. Der Ort der größten Durchbiegung wandert mit zunehmendem J nach der Brückenmitte.

Kennt man nun $\max M$, so ist für den zugehörigen Krümmungshalbmesser R die Höhe des Versteifungsträgers nur noch von der zulässigen Beanspruchung, d. h. von der

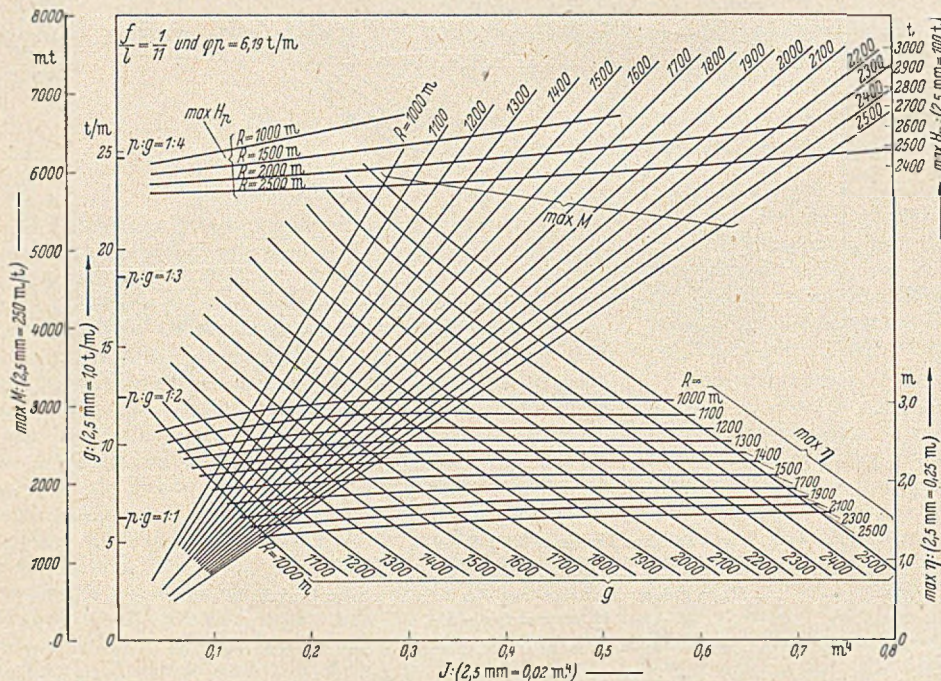


Abb. 4. Für $\frac{f}{l} = \frac{1}{11}$.

- g = Ständige Last je m für 1 Kabel,
- R = kleinster Krümmungsradius beim Viertelpunkt,
- J = Trägheitsmoment des Versteifungsträgers,
- $\max H_p$ = größter Horizontalzug des Kabels infolge Verkehrsbelastung $p \cdot \varphi = 6,19 \text{ t/m}$ und $t = -35^\circ$,
- $\max M = \frac{E J}{\min R}$: Maximales Feldmoment in der Hauptöffnung, Nähe Viertelpunkt bei $\varphi \cdot p$ und $t = +35^\circ$,
- $E_V = 2100 \text{ t/cm}^2$, $E_K = 1600 \text{ t/cm}^2$.

Pylonen wurde nicht betrachtet. Für besondere Zwecke ist auch die größte Durchbiegung bei $x/l = 0,34$ infolge der hierfür ungünstigsten Laststellung angegeben.

J	g	$\max H_p$	$\max M$	$\max \eta$
0,20 m^4	21,6 t/m	2000 t	2100 tm	1,57 m = $1/200$
0,30 m^4	17,0 t/m	2020 t	3150 tm	1,67 m = $1/190$
0,40 m^4	12,8 t/m	2040 t	4200 tm	1,75 m = $1/180$

Wahl des Baustoffes abhängig, weil zwischen den genannten Werten folgende einfache Beziehungen gelten:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot h}{2 J_n}, \quad \frac{1}{R} = \frac{M}{E \cdot J_{br}}$$

Dabei wurde zwischen J_{brutto} und J_{netto} unterschieden, wobei für genietete Träger das Nettoträgheitsmoment (Nietlöcher abgezogen) etwa = 0,85 J_{br} gesetzt werden kann. Aus den beiden Gleichungen wird

$$R = \frac{E \cdot J_{br} \cdot h}{2 \cdot \sigma_{zul} \cdot J_n} = \frac{E \cdot h}{1,7 \cdot \sigma_{zul}}$$

und

$$h = \frac{1,7 \cdot \sigma_{zul} \cdot R}{E}$$

Da bei erdverankerten Hängebrücken die Sicherheit des Tragwerkes erst in zweiter Linie vom Versteifungsträger abhängig ist, wurden in den letzten Jahren für die Versteifungsträger im allgemeinen die für Belastungsfall II zulässigen Beanspruchungen der Stähle eingesetzt. Dies ist um so mehr berechtigt, als die ungünstigste volle Belastung gewisser Teilstrecken, wie sie für $\max M$ zugrunde liegen, bei großen Brücken praktisch überhaupt nie vorkommen. Nach Messungen an der Köln-Deutzer Brücke betragen die tatsächlichen Beanspruchungen unter sehr schwerem Straßenverkehr nur etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der rechnerischen Größtwerte.

Aus den zulässigen Beanspruchungen ergeben sich folgende Versteifungsträgerhöhen für Stahl 37 und Stahl 52 bei genieteter Ausführung:

$\min R$	St 37	St 52	St 37	St 52
	$\sigma_{zul} = 1400$	$\sigma_{zul} = 2100$	$\sigma_{zul} = 1600$	$\sigma_{zul} = 2400$
2000	2,27	3,40	2,59	3,89
1200	1,36	2,04	1,55	2,33
600	0,68	1,02	0,78	1,17

Bei mitwirkender Fahrbahn, die meist zu \square -förmigen Querschnitten mit hochliegender Nulllinie führt, ist für h der doppelte Abstand des Untergurtes von der Nulllinie zu setzen.

Im allgemeinen ist Stahl 52 wirtschaftlicher als Stahl 37, weil das erforderliche Trägheitsmoment bei St 37 mit einer wesentlich niedrigeren Trägerhöhe erreicht werden muß als bei St 52. Für ein $J_{erf} = 0,28 \text{ m}^4$ und $\min R = 2000 \text{ m}$ ergab sich z. B. für St 37 der erforderliche Stahlquerschnitt des Versteifungsträgers zu 2560 cm^2 , während bei St 52 bereits 1300 cm^2 genügen.

Um nun noch den Einfluß des Pfeilverhältnisses f/l auf die Wirtschaftlichkeit der Hängebrückenbemessung zu untersuchen, wurde für verschiedene f/l der erforderliche Kabelquerschnitt F_k und der Querschnitt der Versteifungsträger F_v ermittelt und in Abb. 7 aufgetragen. Das Kabel wird um so leichter, je größer der Pfeil wird, andererseits nimmt der Bedarf an Stahl für den Versteifungsträger

und die höheren Pylone bei gleichbleibendem g/p zu. Setzt man für das Kabel einen Einheitspreis von 1400,— DM/t und für den Versteifungsträger von 800,— DM/t ein, so ergibt sich, daß die Gesamtkosten für Kabel und Versteifungsträger bei flach gespannten Kabeln etwas höher sind als bei größerem Durchhang, der Einfluß von f/l ist jedoch geringer, als man allgemein annimmt. Wenn jedoch die Mehrkosten bei der Verankerung bedacht werden, verdient in wirtschaftlicher Hinsicht der größere Durchhang entschieden den Vorzug.

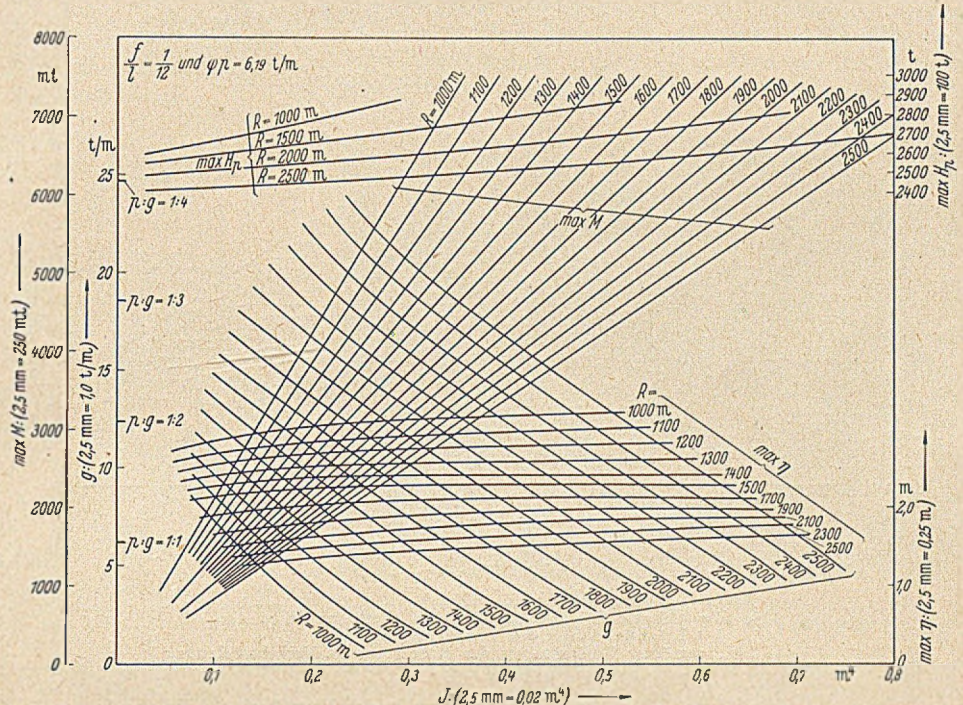


Abb. 5. Für $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$.

- g = Ständige Last je m für 1 Kabel,
- R = kleinster Krümmungsradius beim Viertelpunkt,
- J = Trägheitsmoment des Versteifungsträgers,
- $\max H_p$ = größter Horizontalzug des Kabels infolge Verkehrsbelastung
- $p \cdot \varphi = 6,19 \text{ t/m}$ und $t = -35^\circ$,
- $\max M = \frac{E l}{\min R}$: Maximales Feldmoment in der Hauptöffnung, Nähe Viertelpunkt bei $\varphi \cdot p$ und $t = +35^\circ$,
- $E_V = 2100 \text{ t/cm}^2$, $E_K = 1600 \text{ t/cm}^2$.

3. Anwendung auf andere Spannweiten und Belastungen.

Die aus dem Beispiel gewonnenen Kurven lassen sich auch für andere Spannweiten und Belastungen benutzen, indem man für die Umrechnung die Ähnlichkeitsgesetze wie bei Modellen für statische Untersuchungen anwendet [5]. Man ist dabei allerdings auf ähnliche Systeme mit durchlaufendem Versteifungsträger und ähnlichem Spannweitenverhältnis $l' : l$ beschränkt. Bei Verhältnissen $l' : l$ von 1 : 3 bzw. 1 : 5 kommt man noch zu brauchbaren Ergebnissen, wenn das maximale Feldmoment der Hauptöffnung und die dortige Durchbiegung um etwa 3 bis 5% größer bzw. kleiner gemacht werden. Die H_p -Werte ändern sich hierbei nur unwesentlich. Bei einfeldrigen Hängebrücken nimmt man einen um etwa 15 bis 20% größeren Krümmungshalbmesser an als gefordert und erhält so brauchbare Berechnungsannahmen.

Für die Umrechnungswerte gewinnen wir den ersten Faktor n aus dem Verhältnis der geometrischen Abmessungen des Systems, gekennzeichnet durch

$$n = l_1/l,$$

wobei alle Werte der neu zu entwerfenden Brücke den Index 1 erhalten. Nun liegt aber für die neue Brücke auch die Verkehrslast p_1 fest und es wird nicht zufällig $p_1/p = n$ sein. Wir brauchen also noch einen zweiten Umrechnungsfaktor, den wir analog zu den Vorgängen

bei der Bemessung statischer Modelle mit m bezeichnen und so bestimmen, daß $m \cdot n = p_1/p$, also

$$m = \frac{p_1}{p \cdot n}$$

Die zu berechnende Hängebrücke habe die Spannweite $l_1 = 600$ m, $f/l = 1/9$ und sei für $p_1 = 10,0$ t/m zu berechnen. Es soll ein kleinster Krümmungsradius von $R = 2000$ m eingehalten werden. Man errechnet die Faktoren

$$n = \frac{l_1}{l} = \frac{600}{315} = 1,90$$

$$m = \frac{p_1}{p \cdot n} = \frac{10,0}{6,19 \cdot 1,90} = 0,85$$

$$m \cdot n = 1,615, \quad m \cdot n^2 = 3,070, \\ m \cdot n^3 = 5,85, \quad m \cdot n^4 = 11,10.$$

Dem Krümmungsradius $R_1 = 2000$ m entspricht für die Kurventafel demnach

$$R = \frac{R_1}{n} = \frac{2000}{1,9} = 1052 \text{ m.}$$

Mit Hilfe der Tafel $f:l = 1:9$ findet man für das konstruktiv erwünschte Eigengewicht der neuen Brücke von $g_1 = 16,4$ t/m für den Tafelwert

$$g = \frac{16,4}{1,615} = 10,2 \text{ t/m}$$

die Tafelwerte

$J = 0,1 \text{ m}^4$ und damit für die neue Brücke

$$J_1 = 0,1 \cdot 11,1 = 1,11 \text{ m}^4,$$

$M = 2013 \text{ tm}$ und damit für die neue Brücke

$$M_1 = 2013 \cdot 5,85 = 11700 \text{ tm,}$$

$H_p = 2070 \text{ t}$ und damit für die neue Brücke

$$H_{p1} = 2070 \cdot 3,07 = 6350 \text{ t.}$$

Bei H_p ist zu beachten, daß bei dem Umrechnen mit den Modellfaktoren ein kleiner Fehler entsteht, weil H_t enthalten ist, das man jedoch leicht herausnehmen und getrennt verfolgen könnte.

Die Tafeln gelten für verschlossene Seile mit $E_k = 1600 \text{ t/cm}^2$. Hat man Ketten oder Paralleldrahtkabel mit $E_k = 2100 \text{ t/cm}^2$, so wird

$\max H_p$ um etwa 5% größer,

$\max M$ um 1 bis 2% kleiner,

$\max \eta$ um 6 bis 7% kleiner

als die Tafelwerte ergeben würden.

Weicht die Verankerungslänge von den Verhältnissen der Abb. 1 ab, dann kann man aus den Angaben über die verschiedenen E_k leicht schätzen, daß kein großer Einfluß entsteht. Kürzere Verankerungen sind wie Kabel mit höherem E versteifend, längere machen nachgiebiger. Für die erste Wahl der Bemessung genügt dabei eine geschätzte kleine Korrektur der den Tafeln entnommenen Werte.

Literatur:

1. D. B. Steinman: „Rigidity and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges“. Transactions amer. Soc. Civ. Eng. 110 (1945), p. 439.
2. Walting: Der Bauingenieur 25 (1950), S. 133 und 208.
3. Schaechterle-Leonhardt: Die Bautechnik 19 (1941), S. 129
4. K. H. Lie: Der Stahlbau 14 (1941), S. 65 und 78.
5. Maier-Leibnitz: Die Bautechnik 19 (1941), S. 508.

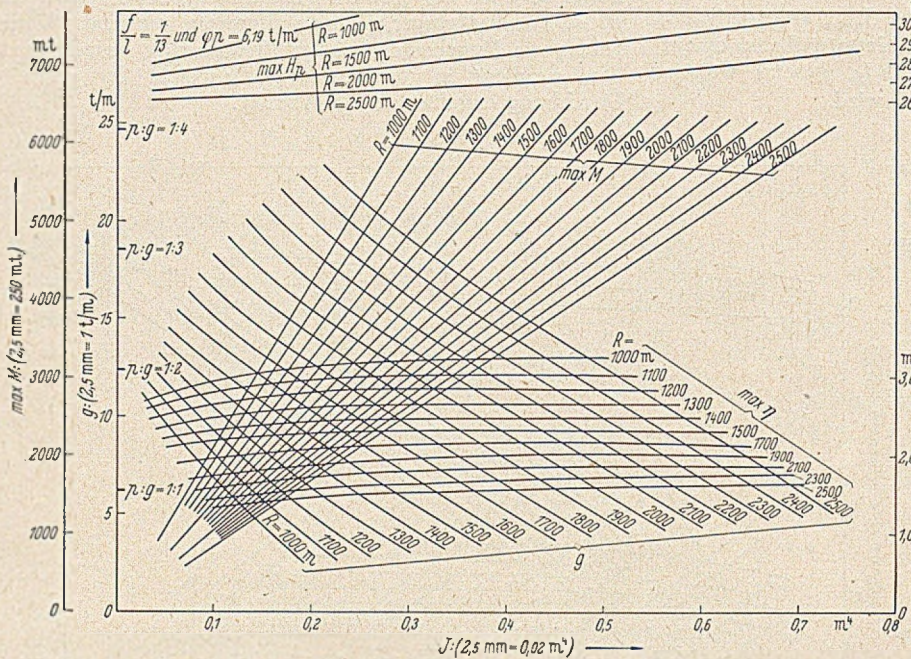


Abb. 6. Für $f/l = 1/13$.

g = Ständige Last je m für 1 Kabel,
 R = kleinster Krümmungsradius beim Viertelpunkt,
 J = Trägheitsmoment des Versteifungsträgers,
 $\max H_p$ = größter Horizontalzug des Kabels infolge Verkehrsbelastung
 $p \cdot \varphi = 6,19 \text{ t/m}$ und $t = -35^\circ$,
 $\max M = \frac{E J}{\min K}$: Maximales Feldmoment in der Hauptöffnung, Nähe Viertelpunkt bei $\varphi \cdot p$ und $t = +35^\circ$,
 $E_V = 2100 \text{ t/cm}^2$, $E_K = 1600 \text{ t/cm}^2$,

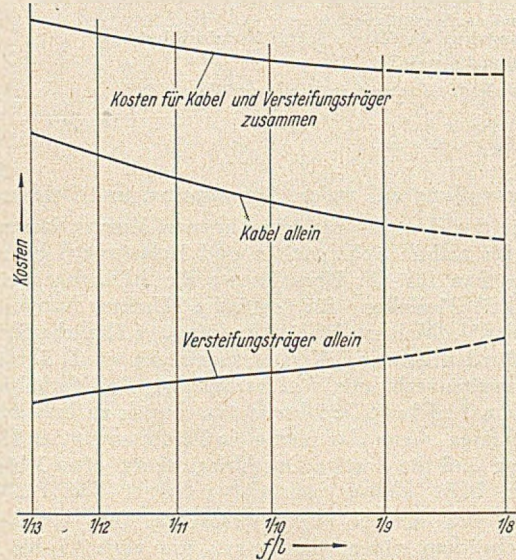


Abb. 7.

Die Umrechnungsfaktoren werden dann für:
 Längenabmessungen, Durchbiegungen, Krümmungsradien n ,
 Eigengewichts- und Verkehrslasten $m \cdot n$,
 Querschnittswerte (Flächen), Kräfte H $E_1/E \cdot m \cdot n^2$,
 Widerstandsmomente, Biegemomente M $E_1/E \cdot m \cdot n^3$,
 Trägheitsmomente $E_1/E \cdot m \cdot n^4$.
 Am einfachsten wird die Anwendung in einem praktischen Beispiel gezeigt:

Wiederaufbau und Verstärkung der Hamburger Kaimauern.

(Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.)

Fortsetzung und Schluß aus Heft 4.

II. Möglichkeiten zur Beseitigung von Schäden.

Vor Behandlung der einzelnen Bauwerke sei zunächst ein genereller Überblick über die technischen Möglichkeiten zur Wiederherstellung bzw. Verstärkung der typischen Mauerquerschnitte gegeben. Es empfiehlt sich in der Betrachtung zu unterscheiden

- A. die Wiederherstellung mit hinterer Spundwand,
- B. die Wiederherstellung mit vorderer Spundwand,
- C. die Wiederherstellung ohne Spundwand.

Derartige Systeme lassen es unter Umständen geraten erscheinen, mit einer ganz kurzen hinteren Spundwand auszukommen, die davor liegende Böschung mit einer Rostplatte auf Reihen lotrechter Pfähle zu überbrücken und damit eine Vorsetze für größte Schiffe zu schaffen. Zahlreiche Stahlbetonbauwerke dieser Art sind in anderen Häfen entstanden. Ihre Dauerhaftigkeit und Wetterbeständigkeit muß jedoch in Zweifel gezogen werden, wie ein bekanntes Hamburger Beispiel zeigt: Die aufgelösten Vor-

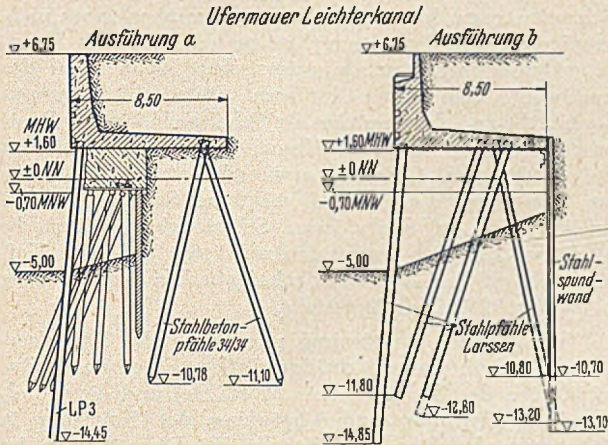


Abb. 6. Kaimauerwiederherstellung am Leichterkanal. a) Stahlbetonüberbau ohne Spundwand (alte Mauer verwendbar); b) Kaimauer mit hinterer Spundwand nebst Brückenaufleger (alte Mauer zerstört).

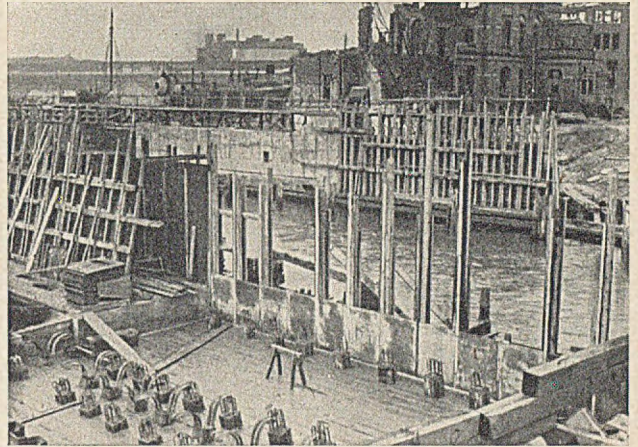


Abb. 6 c). Blick auf die Baustelle (im Vordergrund Ausführung b, am anderen Ufer Ausführung a in Stahlschalung).

Zu A.: Undicht gewordene oder in der Standfestigkeit beeinträchtigte Kaimauern sind in Hamburg seit langer Zeit durch Hinterrammen von Spundwänden ausgebessert worden. Je nach der statischen Notwendigkeit verankerte man die neu geschlagene Wand für sich (Vermannkai, Kirchenpauerkai) oder ließ sie sich an die vorhandene

setze für mittlere Seeschiffe am Argentinienkai (Waltershof) vor der Umschlagsanlage J. F. Müller & Sohn). Eine hintere Spundwand im strengen Sinne ist nicht vorhanden. Dagegen hat man zu Abschirmung des Erddrucks eine aufgelöste Reihe von Einzelpfählen aus Peiner-Spundwandprofilen geschlagen.

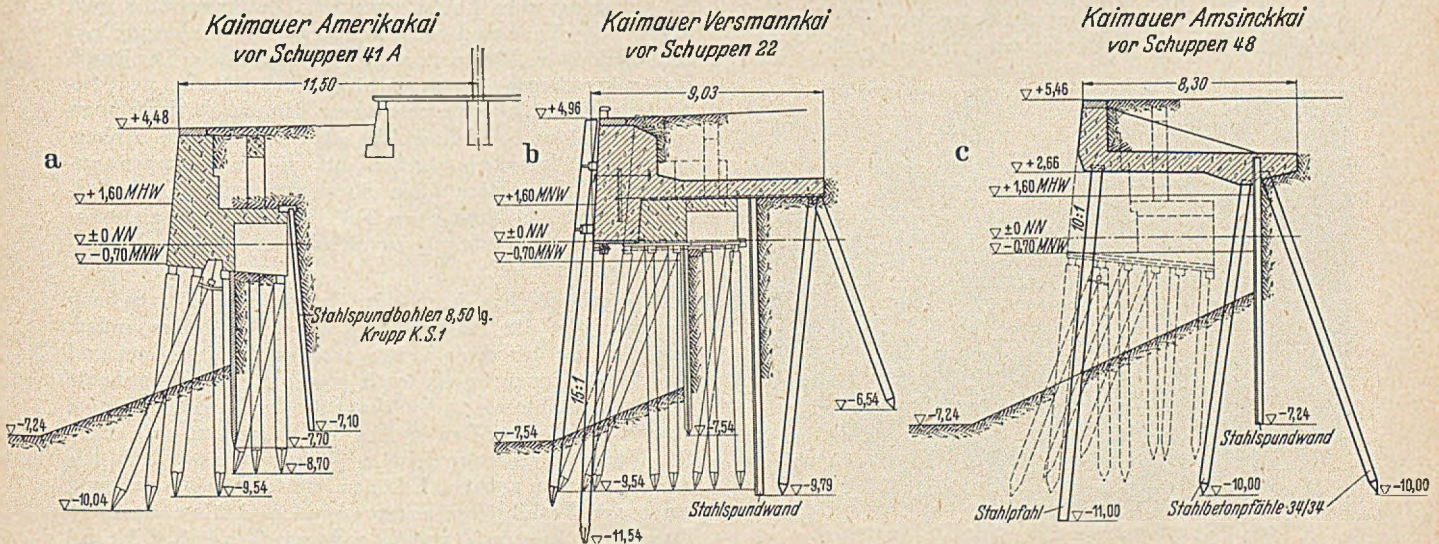


Abb. 7. Verstärkungsbauten mit hintenliegender Spundwand.

- a) einfache Hinterrammung mittels Stahlspundbohlen;
- b) Hinterrammung und Verstärkung durch Stahlbetonüberbau nebst Pfahlbock;
- c) Ersatz der Kaimauer mit hintenliegender durch Pfahlbock gestützter Spundwand (Amsinckkai).

Mauer anlehnen, die gegebenenfalls eine zusätzliche Gesamtverankerung erforderte (Altona 1932). Der Vorteil, die hinteren Bohlen entsprechend kürzer und demnach auch schwächer ausführen zu können, führte 1946 zu den Wiederherstellungsentwürfen Amsinckkai und Leichterkanal (Abb. 6 a—c).

Die schematische Entwicklung solcher Bauweisen mit hinterer Spundwand ist in den Abb. 7 a, b, c gegeben; die praktische Ausführung am Amsinckkai in den Abb. 7 d, e gezeigt.

Zu B.: Muß man die Kaimauer im ganzen standfester machen, bzw. ist bald oder später eine Hafenvertie-

fung vorgesehen, so wird zumindest bei beengter Wasseroberfläche die vordere Spundwand mit vom alten Bauwerk unabhängiger schwerer Verankerung das gegebene sein. Kommt die Vertiefung nicht in Frage, kann man vielfach auf die besondere Verankerung verzichten, sofern man dafür sorgt, daß zusätzliche Erddrücke nicht auftreten.

Sofern die neue Spundwand durch einen Betonkopf gefaßt wird, entsteht das äußere Bild einer völlig neuen Mauer, weswegen diese Maßnahme auch als „Vorschuh“ der Kaimauer bezeichnet wird. Die älteren Beispiele Petersenkai, Auguste-Viktoria-Kai und Kronprinzkai-Nordwestende [10] und die nachfolgend beschriebenen neueren Ausführungen Kronprinzkai-Südostende und Fischereihafen Altona veranschaulichen diese für viele Kaistrecken in Hamburg anzuwendende Verstärkungsweise.

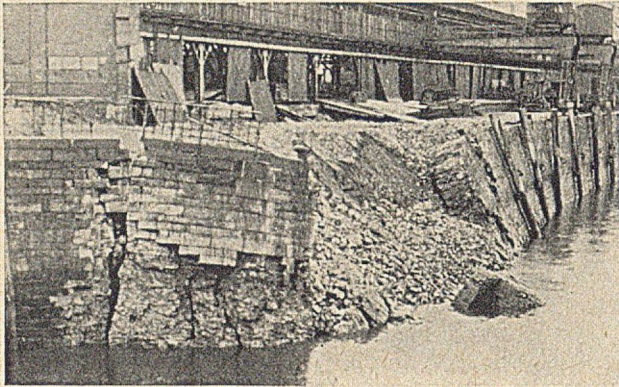


Abb. 7 d). Blick auf die Schadenstelle Amsinckkai.

Zu C.: Überall dort, wo man die neue Kaikante einige Meter wasserwärts verlegen kann, empfiehlt sich eine Verstärkung des Kais ganz ohne Spundwand. Dabei ist vorausgesetzt, daß die bisherige Mauer noch standfest ist. Die Böschung im Bereich der alten Pfahlspitzen darf daher keinesfalls angegriffen werden; gegebenenfalls kann man sie durch eine Anschüttung verstärken. Meistens kann man sie wasserwärts so weit verlängern, bis die neue gewünschte Hafentiefe erreicht ist. In dieser Flucht entsteht dann die neue Kaikante, wobei der den Zwischenraum ausfüllende Überbau auf lotrechten Pfählen verhältnismäßig billig gegründet werden kann. Die Schiffs-

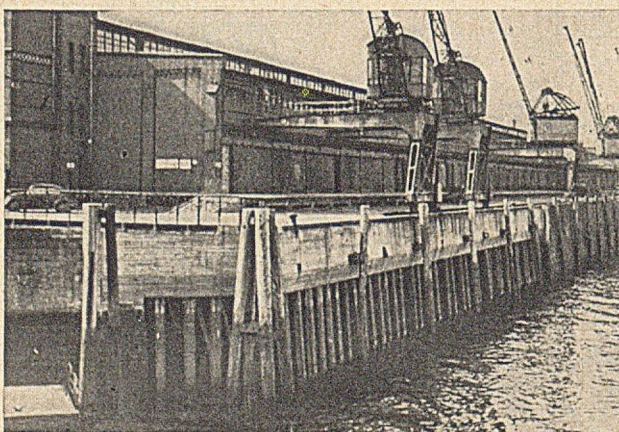


Abb. 7 e). Wiederhergestellte Kaistrecke Amsinckkai.

stöße und Pollerzüge werden durch die breite Rostplatte günstig aufgenommen und mit stark lastverteilender Wirkung auf den schmalen massiven Mauerkörper übertragen.

III. Beschreibung einzelner Schadensstellen

Kriegsschäden (und zwar Volltrefferschäden) sind durch einen schweren Überbau in Stahlbeton derart wieder hergestellt worden, daß man die alte Mauer so weit abtrug, wie es für die Anordnung der neuen Rostplatte erforder-

lich war. Da das alte Bauwerk an Stelle einer Spundwand abschließend wirkt, konnte man für das schwere, durch hintere Pfahlböcke gehaltene System auf eine weitere Spundwand verzichten. Die Anfang 1946 als erste Maßnahme durchgeführte Instandsetzung des Roßkais vor Schuppen 84 ist für diese Bauweise ein bemerkenswertes Beispiel. (Abb. 8).

Eine ähnliche Ausführung mit Rippenplatte wurde 1946 am Neuhofer Kai angewandt. Abb. 9 zeigt den typischen Einbindequerschnitt der Verstärkung in die beschädigte Ufermauer.

Die in Abb. 10 dargestellte Wiederherstellung einer Kaimauer in Harburg auf vorderer Stahlspundwand und Stahlbetonpfahlböcken zeigt ein Probebeispiel für einen Bauvorgang, der als Halbmontagebau bezeichnet werden kann. Die Stahlbetonrippen sind nach Betonierung auf dem Lagerplatz an die Baustelle transportiert und dort mittels provisorischen Holmes auf der Spundwand und einem hinteren Stützpfehl abgesetzt worden. Dazwischen wurden die Schaltafeln für die Rostplatte eingehängt. Den Hohlraum unter der Mauer, der aus erdstatischen Gründen erwünscht war, überbrückte man auf diese Weise ohne verlorene Schalung, deren Aufständigung in dieser Zone Schwierigkeiten gemacht hätte. Das Bauwerk ersetzt den zerstörten Teil einer Kaimauer von 46 m Länge am Seehafenbecken I und wurde im Winter 1948/49 fertiggestellt.

Für die reine Verstärkung unzureichender Kaimauerquerschnitte gibt es zwei weitere markante Beispiele: Das Vorschuh des Kronprinzkais (2. Hälfte) und die grundlegende Verstärkung und Vertiefung der Kaimauer in Altona vor der Fischauktionshalle II. Diese beiden im Winter 1949/50 zum Abschluß gekommenen Arbeiten zählen zu den bedeutendsten Tiefbauten im Hamburger Hafen seit Kriegsende.

Am Kronprinzkai hat man es mit einer 450 m langen, nur schwach beschädigten, an sich standsicheren Mauer zu tun, deren nutzbare Wassertiefe von $-7,50$ m auf rd. $-10,00$ m gebracht werden mußte (Abb. 11). Zur Verstärkung wurde eine Stahlspundwand Larssen V bzw. IV neu mit aufgeschweißten Lamellen im Abstand von rd. $2,0$ m vor der alten Flucht gerammt. Die Spundwand trägt einen Betonkopf und wird durch eine Verankerung aus Rundstahl (von 50 mm ϕ alle $2,50$ m) gehalten. Die Rundstahlanker liegen in einer hinter der Mauer neu betonierten Rostplatte, deren schwere Rippen oberhalb angeordnet sind und durch welche die waagerechten Ankerkräfte und lotrechten Lasten auf die in Gruppen zusammengefaßten Bockpfähle übertragen werden. Außerdem schirmt die Platte einen Teil des Erddrucks ab, während die Kranbahnlasten unmittelbar durch die Rippen übertragen werden.

Die statische Berechnung der Kronprinzkai-Verstärkung berücksichtigt die Tragkraft des alten Pfahlrostes, indem man ihm die lotrechten Lasten anteilmäßig zuordnet und die den Ankerzug entlastende waagerechte Komponente der Schrägpfähle als voll wirksam in der Berechnung vom Ankerzug absetzt. Der größte Erdangriff auf die neue Spundwand im Bereich der alten Pfahlspitzen wurde mittels der Culmannschen E-Linien unter Berücksichtigung einer den Pfahlkräften entsprechenden Auflast ermittelt. Das Profil Larssen V wurde rechnerisch mit 1240 kg/cm² ausgenutzt, während sich für die neuen Druckpfähle im Ankerbock 65 t und die Zugpfähle 39 t als zulässige Last ergab. Einen äußeren Eindruck vom Bauvorgang und der fast fertigen Mauer geben die Abb. 12 a—d.

Ein weiteres Beispiel für eine schwierige nicht auf Kriegsereignisse zurückzuführende Kaimauerverstärkung ist die Uferstrecke vor der Auktionshalle II im Fischereihafen Hamburg-Altona. Die rd. 256 m lange Baustrecke, deren früherer stark versackter Zustand in der

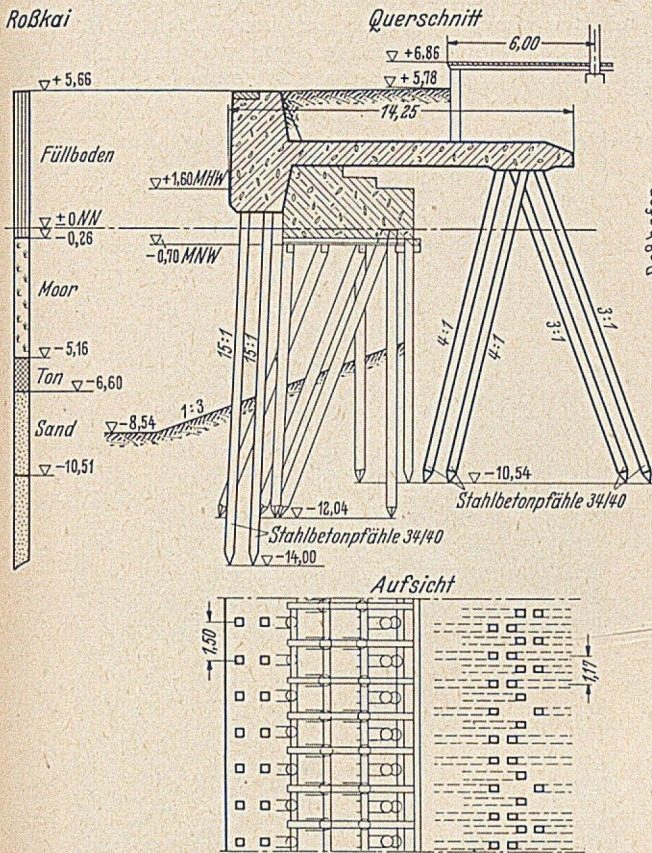


Abb. 8. Überbau der teilweise noch verwendbaren Kaimauer am Roßkai vor Schuppen 84.

Abb.13 zu erkennen ist, mußte in 5 Abschnitte unterteilt werden, die entweder die räumlich benegten Verhältnisse im Bereich vorhandener Bauten (kurze Abschnitte I und II am östlichen, Abschnitt V

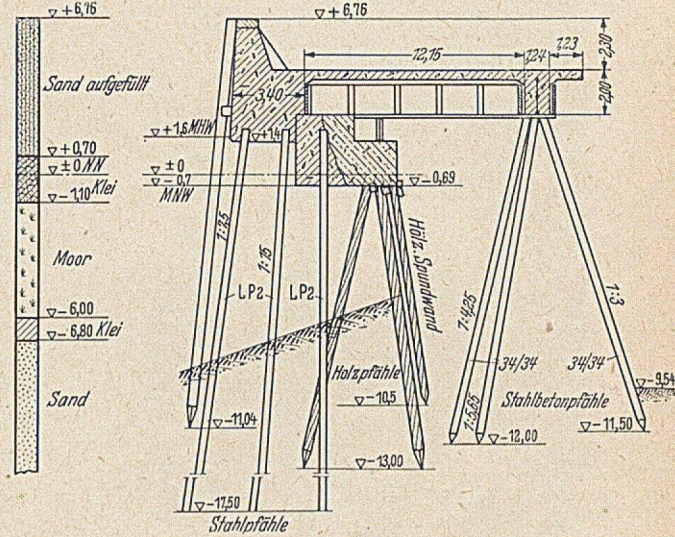


Abb. 9. Wiederherstellung des Neuhoferkais mittels Stahlbetonrippenplatte bei fast ganz zerstörter Kaimauer unter Wiederverwendung der Spundwand.

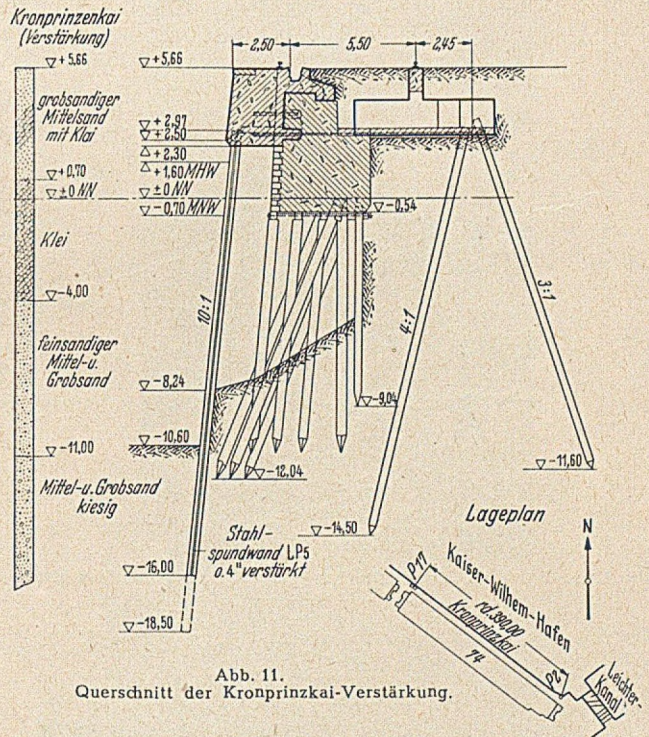
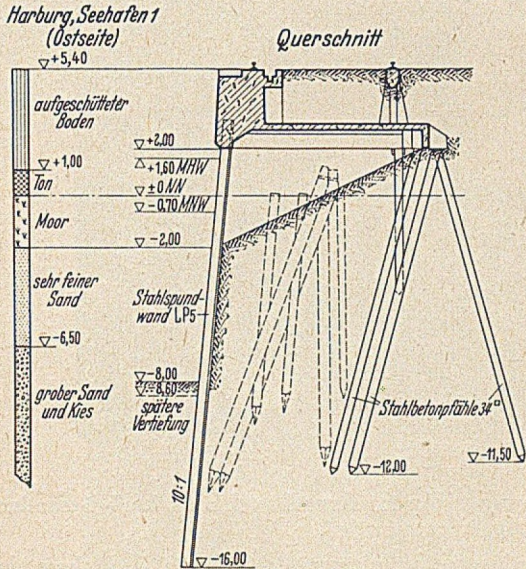


Abb. 11. Querschnitt der Kronprinzkai-Verstärkung.

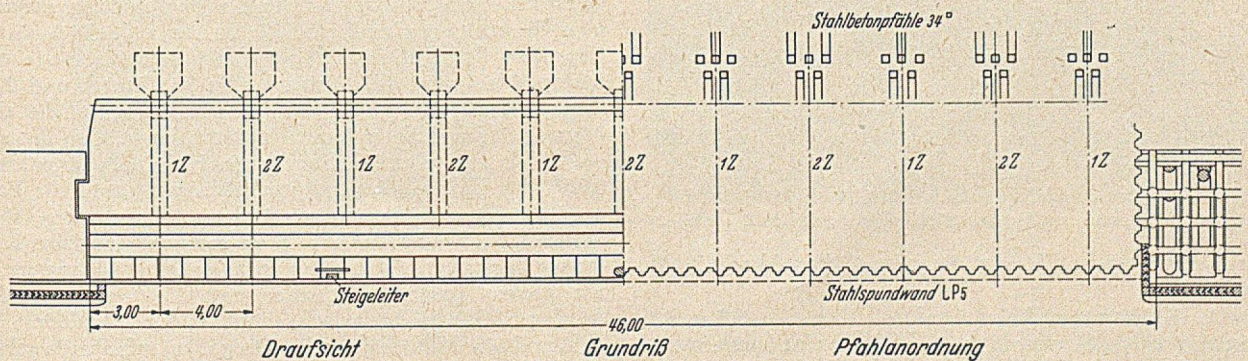


Abb. 10. Wiederhergestellte Kaimauer am Seehafenbecken I (Ostseite) in Harburg. Die untere Hälfte der Rippen wurde als Montageträger fertig auf den Spundwandholm und einen Stützpfahl abgesetzt. Er diente als Schalungsträger bei der Herstellung des Stahlbetonkörpers und der Rippenplatte.

am westlichen Ende) berücksichtigen oder aus dem Einfluß erdstatistischer Erwägungen bzw. gründungstechnischer Notwendigkeiten für die spätere Fischhalle zu erklären

Die alte Kaimauer ist, soweit die Gründung sich in Ordnung befindet, nur zum Tragen lotrechter Lasten (z. B. der späteren Hallenbinder) herangezogen worden. Teilweise mußten, wie z. B. im Abschnitt IV, auch diese Be-

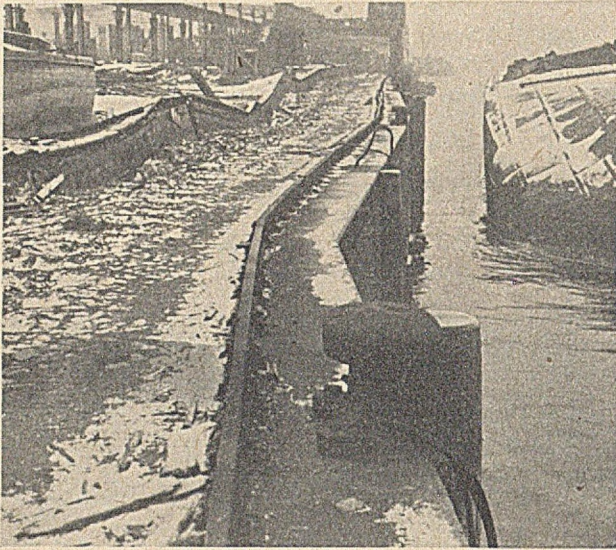


Abb. 12 a). Kronprinzkai-Verstärkung. Zustand vor Beginn der Arbeiten.

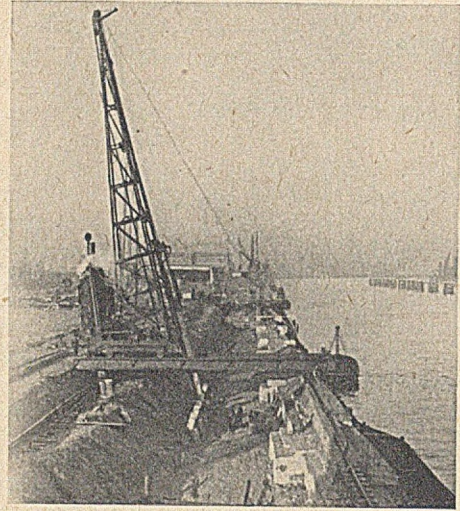


Abb. 12 b). Rammung der Bockpfähle.

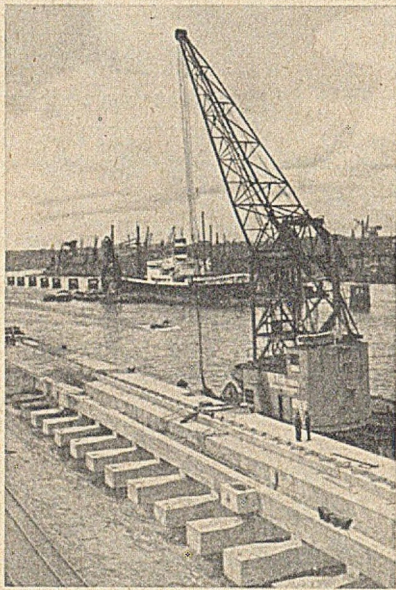


Abb. 12 c). Das nicht hinterfüllte Bauwerk mit Kranbahnbalcken und Schleifleitungskanal.

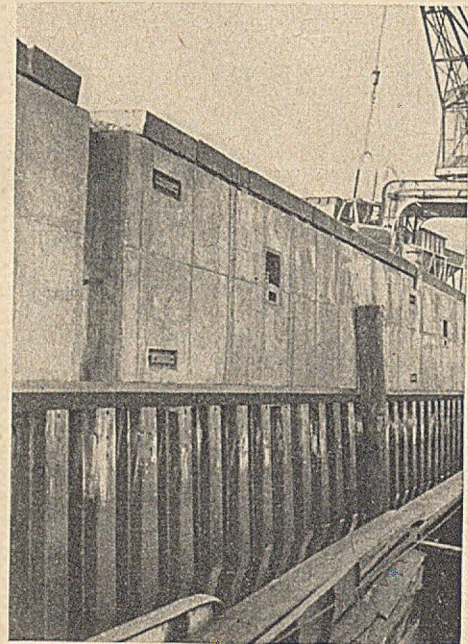


Abb. 12 d). Die nahezu fertige Kaimauer.

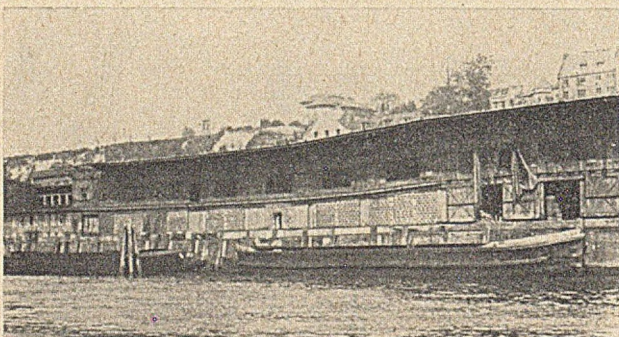


Abb. 13. Fischereihafen Altona. Blick auf die gesackte Kaistrecke.

sind (Abb. 14 a und b zeigt die wesentlichen Abschnitte III und IV).

Die Kaimauer sollte von rd. $-4,0$ auf $-6,0$ m KN vertieft werden. Sie wurde verstärkt durch eine Larssenwand Profil V bzw. Profil VII in den gefährdeten Abschnitten.

anspruchungen von ihr ferngehalten und durch besondere Pfähle aufgefangen werden.

Die schwere Verankerung ist für die Aufnahme des gesamten Erddrucks auf alte und neue Kaimauer zusammen dimensioniert und gibt die Kräfte an den dahinter liegenden Stahlbetonankerbalcken ab, der seinerseits auf Stahlpfählen ruht. (Zulässige Kräfte 70 t Druck und 25 t Zug je Pfahl.) Im gefährdeten Abschnitt IV, wo die alte Mauer seit Jahrzehnten immer weiter auszuweichen drohte, wurde als zusätzliche Sicherung ein Hohlraum unter dem künftigen Hallenfußboden geschaffen, um damit die Erdangriffskräfte weiter zu vermindern. Einzelheiten sind aus der Zeichnung Abb. 14 b zu ersehen. Die alte Kaimauer nebst Verstärkung der früheren Hallenfundamente, die neuen Verstärkungsglieder und die Gründung der künftigen Fischauktionshalle sind in verschiedener Signatur darin deutlich gemacht. Einige Bauaufnahmen geben die Abb. 15 a—c.

Damit ist ein erster Überblick über die bisher beschrittenen Wege zur Beseitigung der wichtigsten Hamburger Kaimauerschäden gegeben. Der Lageplan Abb.16 zeigt die seit 1945 wiederhergestellten Strecken. Der betriebsfähige Wiederaufbau der Kaistrecken im Verein mit den dahinterliegenden Kaischuppen wurde nicht wahllos, sondern in Gruppen zusammengefaßt durchgeführt. Auf diese Weise stehen heute fast der ganze Roß-Bezirk, große Strecken am Kaiser-Wilhelm-Hafen, am Segelschiffhafen und im Fischereihafen Altona der Schifffahrt wieder zur Verfügung. Mehrere Anschlußstrecken kommen in nächster Zukunft noch dazu.

Darüber hinaus ist beabsichtigt, an zunächst zwei Stellen längere Kaistrecken grundlegend zu

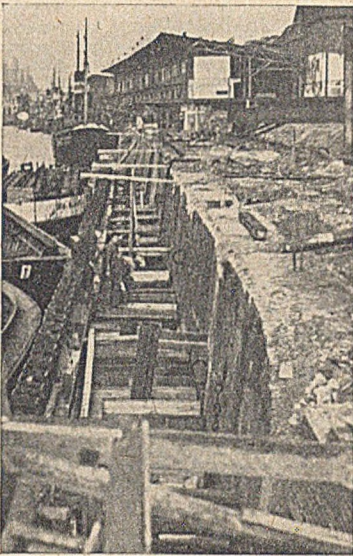
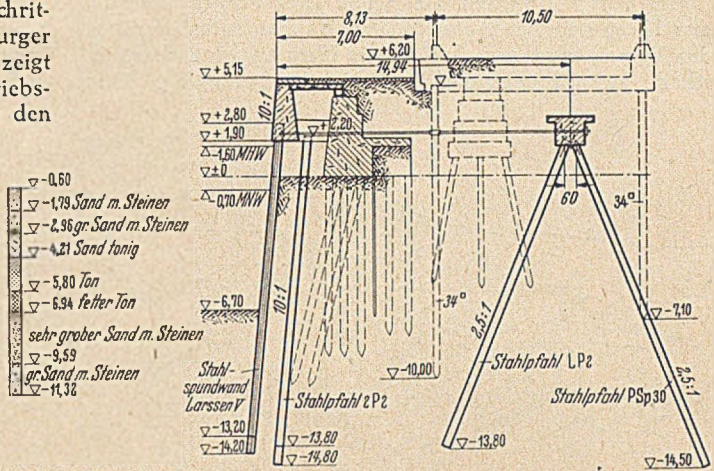


Abb. 15a. Blick auf die gerammte Spundwand nebst Tragpfählen vor der teilweise abgebrochenen alten Kaimauer.

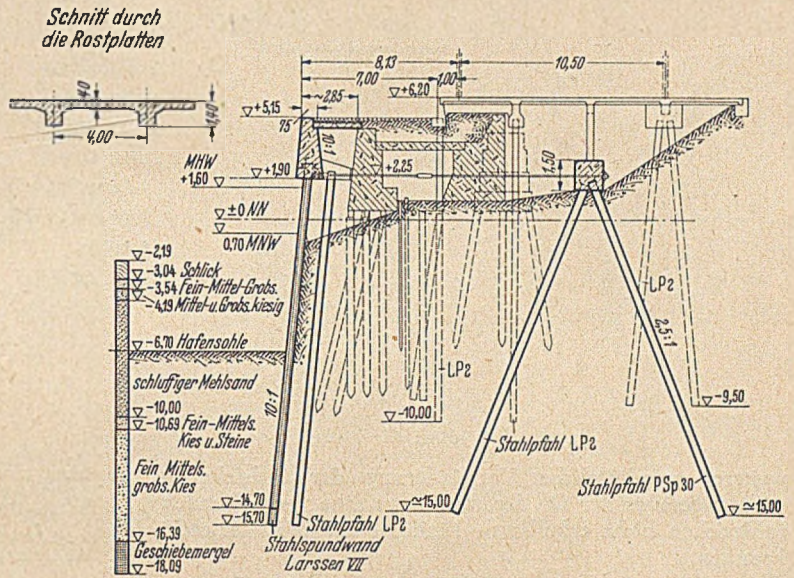


Abb. 14 a) b). Wiederherstellungsquerschnitte: Regelquerschnitte in Abschnitt 3 mit verbliebener Hinterfüllung, in Abschnitt 4 mit ausgesparter Hinterfüllung (die Fundamente der alten und die aufgeständerte Gründung der neuen Fischhalle sind eingetragen).

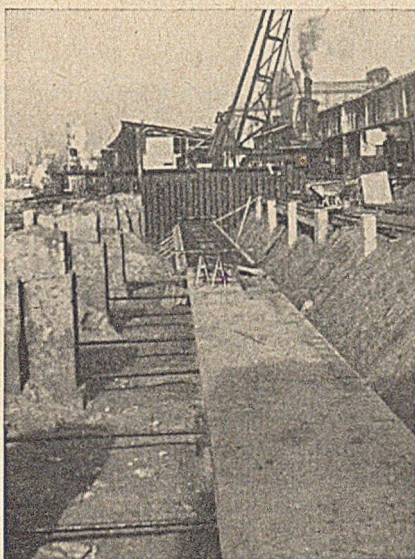


Abb. 15 b). Verankerungsbalken im Abschnitt III teilweise betoniert, links alte Fundamente, rechts Pfähle unter der Mittelstütze der neuen Halle.

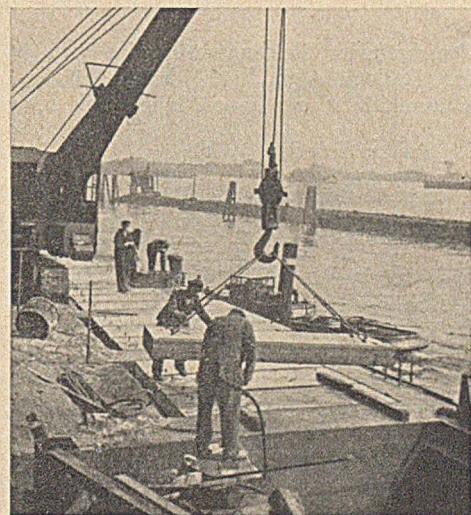


Abb. 15 c). Verlegen der Stahlbetonabdeckplatten zwischen altem und neuem Mauerkörper.

Abb. 15 a) bis c). Kaimauerverstärkung Fischereihafen Altona.

verbreitern und zu vertiefen: Den Mönckebergkai (750 m lang) auf 11,00 m Tiefe für die Großschifffahrt und den Kamerunkai am Indiahafen (900 m lang) für das Regelfrachtschiff auf mindestens — 9,00 m KN. Möglicherweise

werden diese weitere praktische Beispiele für eine überbaute Böschung vor älteren noch teilweise brauchbaren Kaimauern bilden, ähnlich wie sie am südlichen Ende der Columbuskaje in Bremerhaven in Angriff genommen wurden.

Im übrigen dürften die neuen Erfahrungen und die erwähnten früheren Arbeiten über Kaimauerverstärkungen den Beweis erbringen, daß man in Hamburg statisch immer scharf an die vertretbaren Grenzen heranging. Eine

Bei der Entwurfsbearbeitung der vorstehend beschriebenen Kaimauerverstärkungen hat eine Reihe bekannter Ingenieurbau-Firmen mitgewirkt, ebenso wie ihnen die vielfach vorbildliche Ausführung unter sehr schwierigen Arbeits- und Materialverhältnissen in der Zeit vor der Währungsreform zu danken ist.

Literatur.

1. Baritsch: Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins e. V. 1930, S. 430-467.
2. Bolle: Bauingenieur 18 (1937) S. 213. Charakteristischerweise wird bereits erwähnt, daß das Holz für Rampfpfähle in brauchbaren Abmessungen im Jahre 1936 nicht beschafft werden konnte.
3. E. Schultze: Bautechnik (1949) S. 225.
4. Schwerdtfeger: Bautechnik 6 (1928) S. 303. Weist übrigens auf die Verschiedenheit der Bodenschichtung selbst benachbarter Bauabschnitte hin, die sich aus der ständigen Veränderung der früheren Eibarme und Hafeneinschnitte erklären läßt.
5. M. H. Panum und H. Ehlers: Jb. Hafenbaut. Ges. 2 (1920).
6. Benrath: Jb. Hafenbaut. Ges. 14 (1934/35) S. 29. Verkürzt abgedruckt: Werft, Reederei, Hafen 15 (1934).
7. W. Loos und H. Breth: Bauingenieur 24 (1949) S. 264 bis 275. Das Zitat ist dem erwähnten Gutachten entnommen.
8. Benrath: Jb. Hafenbaut. Ges. 14 (1934/35) S. 31. Betont bereits den ungünstigen Einfluß von Rammerschütterungen bei der Verstärkung des Versmannkais 1928.
9. Baritsch: Bauingenieur 15 (1934) S. 345-349 und 371-376, sowie Bolle und Schüttele: Zentralbl. Bauverw. 59 (1939) S. 107-115.
10. Bolle-Schüttele: Zentralbl. Bauverw. 59 (1939) S. 114, sowie Benrath: Jb. Hafenbaut. Ges. 14 (1934/35) S. 29

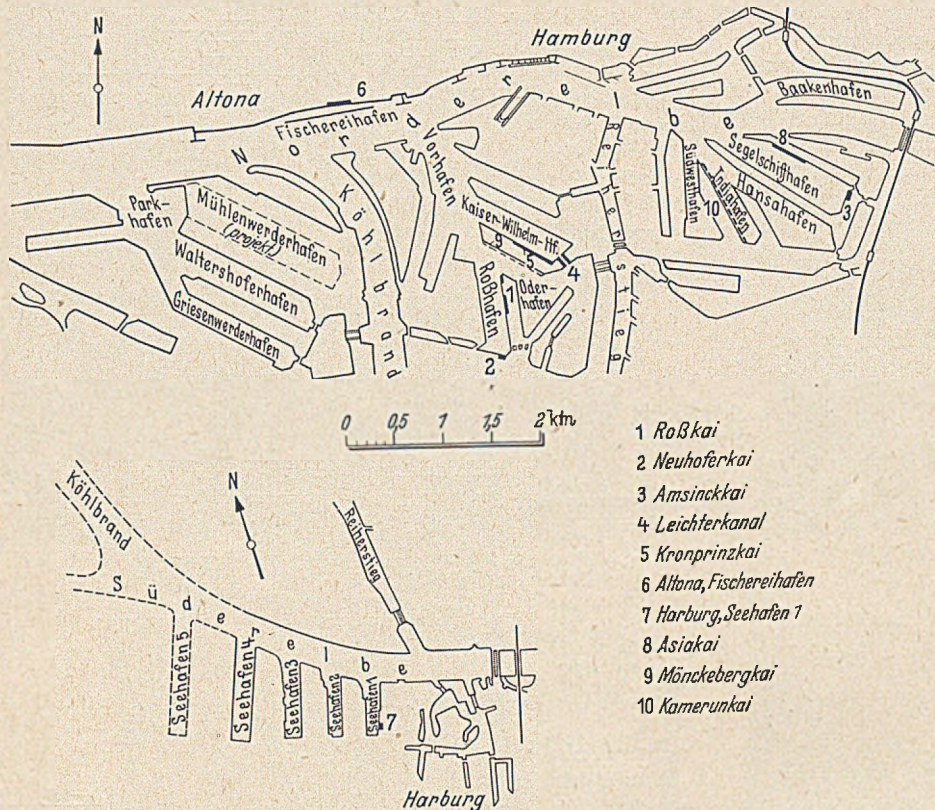


Abb. 16. Lageplan der wiederhergestellten Kaimauern.

weitere grundsätzliche Verminderung der Sicherheiten wird angesichts der für derartige Bauwerke verbleibenden zahlreichen nicht erfaßbaren Einflüsse kaum in Betracht kommen.

Rahmentragwerke mit abhängigen Stabdrehwinkeln.

Von Dr.-Ing. Rolf Lamberg, Schopfheim/Baden.

Die Anschrift der Gleichungen für das Formänderungsverfahren (Drehwinkelgleichung) kann bei den meisten Rahmen unmittelbar und ohne Mühe erfolgen, wenn die

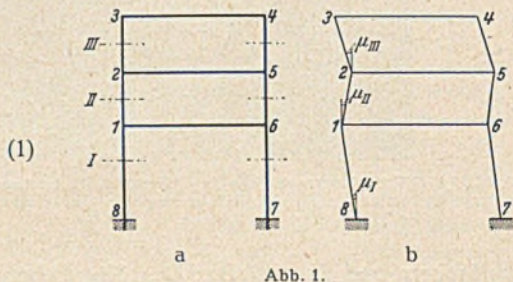
Stabsteifheiten $k_{m-n} = \frac{J_{m-n}}{l_{m-n}}$
 Knotensteifheiten $K_m = 2 \sum k_m$
 Stockwerkssteifheit $G_M = \frac{2}{3} \sum k_M$

vorliegen. So lauten z. B. die Gleichungen für den Rahmen Abb. 1 a

Kennzeichnend und wesentlich ist in dieser Matrix die Symmetrie, die aus dem Maxwellschen Satz folgt; sie ist eine Probe auf die Richtigkeit und Voraussetzung für die Anwendung des verkürzten Gaußschen Algorithmus zum Auflösen der Gleichungen.

Versucht man das Drehwinkelverfahren auf den Rahmen Abb. 2 a anzuwenden, ohne dessen Eigenart zu berücksichtigen, so hat man wieder 3 unbekannte Drehwinkel und 3 mögliche Schnitte.

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6	μ_1	μ_{II}	μ_{III}
1	K_1	k_{1-2}	—	—	—	k_{1-6}	k_{1-8}	k_{1-2}	—
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	k_{2-5}	—	—	k_{1-2}	k_{2-3}
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	—	—	—	—	k_{2-3}
4	—	—	k_{3-4}	K_4	k_{4-5}	—	—	—	k_{4-5}
5	—	k_{2-5}	—	k_{4-5}	K_5	k_{5-6}	—	k_{5-6}	k_{4-5}
6	k_{1-6}	—	—	—	k_{5-6}	K_6	k_{6-7}	k_{5-6}	—
I	k_{1-8}	—	—	—	—	k_{6-7}	G_I	—	—
II	k_{1-2}	k_{1-2}	—	—	k_{5-6}	k_{5-6}	—	G_{II}	—
III	—	k_{2-3}	k_{2-3}	k_{4-5}	k_{4-5}	—	—	—	G_{III}



	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	μ_I	μ_{II}	μ_{III}
1	K_1	k_{1-2}	—	—	k_{1-7}	—	—
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	—	k_{2-3}	—
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	—	k_{2-3}	k_{3-6}
4	—	—	k_{3-4}	K_4	—	—	k_{4-5}
I	k_{1-7}	$\frac{h_2}{h_1} k_{2-3}$	$\frac{h_2}{h_1} k_{2-3}$	—	G_{I-1}	G_{I-II}	—
II	—	k_{2-3}	$k_{2-3} + \frac{h_2}{h_3} k_{3-6}$	—	—	G_{II-II}	G_{II-III}
III	k_{1-7}	—	$\frac{h_3}{h_1} k_{3-6}$	$\frac{h_3}{h_1} k_{4-5}$	G_{I-III}	—	$G_{III-III}$

$$+ \frac{2}{3} \left[\left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 k_{1-7} + k_{2-3} \right] \mu_{II} +$$

$$+ \frac{2}{3} \frac{h_2 h_3}{h_1^2} k_{1-7} \mu_{III} \quad (4/II)$$

In Matrix (4) bedeutet also

$$G_{II-II} = \frac{2}{3} \left[\left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 k_{1-7} + k_{2-3} \right] \quad (4a)$$

$$G_{II-III} = \frac{2}{3} \frac{h_2 h_3}{h_1^2} k_{1-7} \quad (4b)$$

$$S_{II} = \frac{H_1 h_2}{3} \quad (4c)$$

Die Frage nach den Werten G zu behandeln ist überflüssig. Die Matrix (2) ist nämlich falsch, wenn man überlegt: Im Rahmen Abb. 1 sind die Stabdrehwinkel voneinander geometrisch unabhängig, d. h. sie können alle 3 beliebig gewählt werden (Abb. 1 b). In der Gelenkkette Abb. 2 b hingegen sind nur zwei Stabdrehwinkel beliebig,

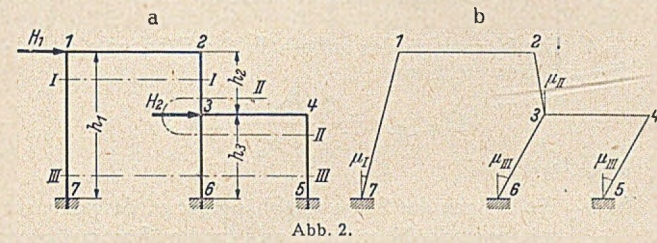


Abb. 2.

der dritte folgt aus den geometrischen Bedingungen, z. B. daß die Verschiebungen der Knoten 1 und 2 gleich sein müssen

$$h_1 \mu_I = h_2 \mu_{II} + h_3 \mu_{III} \quad (3)$$

Es ist gleichgültig, welchen Stabdrehwinkel man als abhängig wählt und nach Gl (3) aus den anderen berechnet. Wesentlich ist jedoch, daß nur zwei unbekannte μ vorliegen und daß bei richtiger Wahl der Schnitte eine symmetrische Matrix angeschrieben werden kann.

Wählt man z. B. μ_I als abhängig,

$$\mu_I = \frac{h_2}{h_1} \mu_{II} + \frac{h_3}{h_1} \mu_{III} \quad (3a)$$

so nimmt Gl. (2/1) die Form Gl. (4/1) der Matrix (4) an; die folgenden 3 Zeilen sind aus Gl. (2) ungeändert übernommen. In den Knotengleichungen (4/1) bis (4/4) geben die Spalten μ_{II} und μ_{III} den Hinweis, daß zu ihrer Berechnung die Schnitte zu ihrer Berechnung einmal durch die Stäbe (1-7) und 2-3) und dann durch (1-7), (3-6) und (4-5) zu führen sind, d. i. in Abb. 2 a Schnitt I-I und III-III.

Die Gleichgewichtsbedingung im Schnitt I-I lautet:

$$H_1 = \frac{M_{1-7} + M_{7-1}}{h_1} + \frac{M_{2-3} + M_{3-2}}{h_2} =$$

$$= \frac{1}{h_1} (3 k_{1-7} \varphi_1 + 2 k_{1-7} \mu_I) +$$

$$+ \frac{1}{h_2} (3 k_{2-3} \varphi_2 + 2 k_{2-3} \varphi_3 + 2 k_{2-3} \mu_{II});$$

daraus

$$\frac{H_1 h_2}{3} = \frac{h_2}{h_1} k_{1-7} \varphi_1 + k_{2-3} \varphi_2 + k_{2-3} \varphi_3 +$$

$$+ \frac{2}{3} \left(\frac{h_2}{h_1} k_{1-7} \mu_I + k_{2-3} \mu_{II} \right).$$

μ_I lt. Gl. (3a) eingesetzt ergibt die Endform:

$$\frac{H_1 h_2}{3} = \frac{h_2}{h_1} k_{1-7} \varphi_1 + k_{2-3} \varphi_2 + k_{2-3} \varphi_3 +$$

Der Schnitt III-III ergibt die Gleichgewichtsbedingung:

Stab (1-7):

$$H_1 h_1 = M_{1-7} + M_{7-1} = 3 k_{1-7} \varphi_1 + 2 k_{1-7} \mu_I.$$

Stäbe (3-6), (4-5):

$$H_2 h_3 = M_{3-6} + M_{6-3} + M_{4-5} + M_{5-4} =$$

$$= 3 (k_{3-6} \varphi_3 + k_{4-5} \varphi_4) + 2 (k_{3-6} + k_{4-5}) \mu_{III}.$$

Die erste dieser Gleichungen mit $\frac{h_3}{3 h_1}$, die zweite mit $\frac{1}{3}$ vervielfacht und zusammengezählt ergibt:

$$\frac{1}{3} (H_1 + H_2) h_3 = \frac{h_3}{h_1} k_{1-7} \varphi_1 + k_{3-6} \varphi_3 + k_{4-5} \varphi_4 +$$

$$+ \frac{2}{3} \left[\frac{h_3}{h_1} k_{1-7} \mu_I + (k_{3-6} + k_{4-5}) \mu_{III} \right].$$

Der Wert von μ_I aus Gl. (3a) wieder eingesetzt, ergibt:

$$\frac{1}{3} (H_1 + H_2) h_3 =$$

$$= \frac{h_3}{h_1} k_{1-7} \varphi_1 + k_{3-6} \varphi_3 + k_{4-5} \varphi_4 + \frac{2}{3} \frac{h_2 h_3}{h_1^2} k_{1-7} \mu_{II} +$$

$$+ \frac{2}{3} \left[\left(\frac{h_3}{h_1} \right)^2 k_{1-7} + k_{3-6} + k_{4-5} \right] \mu_{III} \quad (4/III)$$

Daher ist in Matrix (4)

$$G_{II-III} = \frac{2}{3} \frac{h_2 h_3}{h_1^2} k_{1-7} \quad (4b)$$

$$G_{III-III} = \frac{2}{3} \left[\left(\frac{h_3}{h_1} \right)^2 k_{1-7} + k_{3-6} + k_{4-5} \right] \quad (4d)$$

$$S_{III} = \frac{1}{3} (H_1 + H_2) h_3 \quad (4c)$$

Es hat daher die symmetrische Matrix:

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	μ_{II}	μ_{III}	S
1	K_1	k_{1-2}	—	—	$\frac{h_2}{h_1} k_{1-7}$	$\frac{h_3}{h_1} k_{1-7}$	S_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	k_{2-3}	—	S_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	k_{2-3}	k_{3-6}	S_3
4	—	—	k_{3-4}	K_4	—	k_{4-5}	S_4
μ_{II}	$\frac{h_2}{h_1} k_{1-7}$	k_{2-3}	k_{2-3}	—	G_{II-II}	G_{II-III}	S_{II}
μ_{III}	$\frac{h_3}{h_1} k_{1-7}$	—	k_{3-6}	k_{4-5}	G_{II-III}	$G_{III-III}$	S_{III}

Wählt man μ_{II} als abhängigen Drehwinkel, d. h. mit

$$\mu_{II} = \frac{h_1}{h_2} \mu_I - \frac{h_3}{h_2} \mu_{III} \quad (3b)$$

so geben die Knotengleichungen (5/1) bis (5/4) den Hinweis, die Schnitte einmal durch (1-7) und (2-3), dann durch (2-3) und (4-5) zu führen, also in Abb. 2a I-I und II-II. Man erhält dann auf gleiche Weise wie oben als Matrix für abhängiges μ_{II} :

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	μ_I	μ_{III}	N
1	K_1	k_{1-2}	—	—	k_{1-7}	—	N_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	$\frac{h_1}{h_3} k_{2-3}$	$-\frac{h_2}{h_3} k_{2-3}$	N_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	$\frac{h_1}{h_3} k_{2-3}$	$k_{3-6} - \frac{h_2}{h_3} k_{2-3}$	N_3
4	—	—	k_{3-4}	K_4	—	k_{4-5}	N_4
μ_I	k_{1-7}	$\frac{h_1}{h_3} k_{2-3}$	$\frac{h_1}{h_3} k_{2-3}$	—	G_{I-I}	G_{I-III}	N_I
μ_{III}	—	$-\frac{h_2}{h_3} k_{2-3}$	$k_{3-6} - \frac{h_2}{h_3} k_{2-3}$	k_{4-5}	G_{I-II}	$G_{III-III}$	N_{III}

Darin bedeuten

$$G_{I-I} = \frac{2}{3} \left[k_{1-7} + \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 k_{2-3} \right], \quad (5a)$$

$$G_{I-III} = -\frac{2}{3} \frac{h_1 h_3}{h_2^2}, \quad (5b)$$

$$G_{III-III} = \frac{2}{3} \left[\left(\frac{h_3}{h_2} \right)^2 + k_{3-6} + k_{4-5} \right], \quad (5c)$$

$$N_I = \frac{1}{3} H_1 h_1, \quad (5d)$$

$$N_{III} = \frac{1}{3} H_2 h_3. \quad (5e)$$

Betrachtet man endlich μ_{III} als abhängig, so sind die Schnitte II-II und III-III zu führen. Die Rechnung ergibt

$$G_{I-I} = \frac{2}{3} \left[k_{1-7} + \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^2 (k_{3-6} + k_{4-7}) \right], \quad (6a)$$

$$G_{I-II} = -\frac{2}{3} \frac{h_1 h_2}{h_3^2} (k_{3-6} + k_{4-7}), \quad (6b)$$

$$G_{II-II} = \frac{2}{3} \left[k_{2-3} + \left(\frac{h_2}{h_3} \right)^2 (k_{3-6} + k_{4-7}) \right], \quad (6c)$$

$$N_I = \frac{1}{3} (H_1 + H_2) h_1, \quad (6d)$$

$$N_{II} = -\frac{1}{3} H_2 h_2 \quad (6e)$$

und die Matrix bei abhängigem μ_{III} :

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	μ_I	μ_{II}	N
1	K_1	k_{1-2}	—	—	k_{1-7}	—	N_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	—	k_{2-3}	N_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	$\frac{h_1}{h_3} k_{3-6}$	$k_{2-3} - \frac{h_2}{h_3} k_{3-6}$	N_3
4	—	—	k_{3-4}	K_4	$\frac{h_1}{h_3} k_{2-5}$	$-\frac{h_2}{h_3} k_{4-5}$	N_4
I	k_{1-7}	—	$\frac{h_1}{h_3} k_{3-6}$	$\frac{h_1}{h_3} k_{4-5}$	G_{I-I}	G_{I-II}	N_I
II	—	k_{2-3}	$k_{2-3} - \frac{h_2}{h_3} k_{3-6}$	$-\frac{h_2}{h_3} k_{4-5}$	G_{I-II}	G_{II-II}	N_{II}

Aus dem vorstehenden Beispiel ist bereits zu sehen, daß die symmetrische Matrix und deren Aufbau an folgende Bedingungen geknüpft ist:

1. Die Schnitte sind so zu führen, daß sie den abhängigen Stab in jeder möglichen Weise mit jenen Stäben verbinden, von deren Drehwinkeln der seinige abhängt;
2. die Vorzeichen der φ in den Schnittgleichungen sind gleich jenen der in der Matrix symmetrisch liegenden μ der Knotengleichungen;
3. die Vorzeichen der in der Diagonale stehenden μ haben die Form:

$$G_{N-N} = \frac{2}{3} \left[\sum k_u + \left(\frac{h_u}{h_a} \right)^2 \sum k_a \right];$$

darin beziehen sich

- k_u auf alle unabhängigen,
- k_a auf alle abhängigen Stäbe des Schnittes,
- h_u ist die Länge der unabhängigen und
- h_a die der abhängigen Stäbe.

4. Die Vorzeichen der außerhalb der Diagonale stehenden μ haben die Form

$$G_{M-N} = \pm \frac{2}{3} \frac{h_M h_N}{h_a^2} \sum k_a;$$

darin sind

- $h_M h_N$ die Längen der Stäbe unabhängiger μ , deren Zeiger mit jenen der Matrixzeile und -spalte übereinstimmt,
- h_a die Länge der abhängigen Stäbe dieses Schnittes und
- k_a ihre Steifheiten.

Das Vorzeichen ist + oder —, je nachdem die Drehwinkel μ_M und μ_N gleiches oder verschiedenes Vorzeichen haben.

5. Das Belastungsglied jeder Verschiebungsgleichung lautet

$$N_N = \frac{1}{3} H_N h_N;$$

darin sind

- H_N die am abgeschnittenen Rahmenteil wirkende Querkraft,
- h_N ihr Hebelarm, der immer nur ein unabhängiger Stab sein kann.

Das Vorzeichen ist + oder —, je nachdem H_N an vorgeanntem Stab im Sinne des Uhrzeigers oder entgegengesetzt dreht.

Damit ist es leicht, die Drehwinkelmatrix für jeden Rahmen mit abhängigen Stabdrehwinkeln anzuschreiben. So treten z. B. im Rahmen Abb. 3 insgesamt 4 Stabdrehwinkel auf, davon 3 unabhängige; die möglichen 6 Schnitte sind angedeutet, und zwar die 3 davon zur Berechnung gewählten strichpunktirt. Im Sinne des obenstehenden

1. Gesetzes ist aus dieser Zeichnung abzulesen, daß μ_1 zum abhängigen Stabdrehwinkel gewählt worden ist.

$$h_1 \mu_1 + h_2 \mu_{II} = h_3 \mu_{III} + h_4 \mu_{IV}, \quad (7)$$

$$\mu_1 = -\frac{h_2}{h_1} \mu_{II} + \frac{h_3}{h_1} \mu_{III} + \frac{h_4}{h_1} \mu_{IV}. \quad (7a)$$

Auf Grund der obigen Rechenvorschrift ergibt sich

$$h_1 \mu_1 + h_4 \mu_{IV} = h_3 \mu_V, \quad (9)$$

$$h_2 \mu_{II} = h_3 \mu_{III} + h_4 \mu_{IV}. \quad (10)$$

Wählt man z. B. μ_{IV} und μ_V als abhängige Drehwinkel, so ist

$$\mu_{IV} = \frac{h_2}{h_4} \mu_{II} - \frac{h_3}{h_4} \mu_{III}. \quad (9a)$$

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6	μ_{II}	μ_{III}	μ_{IV}	N
1	K_1	k_{1-2}	—	—	—	—	$-\frac{h_2}{h_1} k_{1-10}$	$+\frac{h_3}{h_1} k_{1-10}$	$+\frac{h_4}{h_1} k_{1-10}$	N_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	—	—	$k_{2-3} - \frac{h_2}{h_1} k_{2-9}$	$+\frac{h_3}{h_1} k_{2-9}$	$+\frac{h_4}{h_1} k_{2-9}$	N_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	—	—	k_{2-3}	—	—	N_3
4	—	—	k_{3-4}	K_4	k_{4-5}	—	—	k_{4-5}	—	N_4
5	—	—	—	k_{4-5}	K_5	k_{5-6}	—	k_{4-5}	k_{5-8}	N_5
6	—	—	—	—	k_{5-6}	K_6	—	—	k_{6-7}	N_6
II	$-\frac{h_2}{h_1} k_{1-10}$	$k_{2-3} - \frac{h_2}{h_1} k_{2-9}$	k_{2-3}	—	—	—	G_{II-II}	G_{II-III}	G_{II-IV}	N_{II}
III	$+\frac{h_3}{h_1} k_{1-10}$	$\frac{h_3}{h_1} k_{2-9}$	—	k_{4-5}	k_{4-5}	—	G_{II-III}	$G_{III-III}$	G_{III-IV}	N_{III}
IV	$+\frac{h_4}{h_1} k_{1-10}$	$+\frac{h_4}{h_1} k_{2-9}$	—	—	k_{5-8}	k_{6-7}	G_{II-IV}	G_{III-IV}	G_{IV-IV}	N_{IV}

$$G_{II-II} = \frac{2}{3} \left[k_{2-3} + \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 (k_{1-10} + k_{2-9}) \right], \quad G_{II-III} = -\frac{2}{3} \frac{h_2 h_3}{h_1^2} (k_{1-10} + k_{2-9}), \quad N_{II} = -\frac{1}{3} H_1 h_2,$$

$$G_{III-III} = \frac{2}{3} \left[k_{4-5} + \left(\frac{h_3}{h_1} \right)^2 (k_{1-10} + k_{2-9}) \right], \quad G_{II-IV} = -\frac{2}{3} \frac{h_2 h_4}{h_1^2} (k_{1-10} + k_{2-9}), \quad N_{III} = +\frac{1}{3} (H_1 + H_2) h_3,$$

$$G_{IV-IV} = \frac{2}{3} \left[k_{5-8} + k_{6-7} + \left(\frac{h_4}{h_1} \right)^2 (k_{1-10} + k_{2-9}) \right], \quad G_{III-IV} = +\frac{2}{3} \frac{h_3 h_4}{h_1^2} (k_{1-10} + k_{2-9}), \quad N_{IV} = +\frac{1}{3} (H_1 + H_2 + H_3) h_4.$$

Untersucht man das Tragwerk Abb. 4 als einfachsten geschlossenen Rahmen der betrachteten Gattung, so stellt man fünf verschiedene Stabdrehwinkel fest, zwischen denen 2 geometrische Beziehungen bestehen:

$$\mu_V = \frac{h_1}{h_5} \mu_I + \frac{h_2}{h_5} \mu_{II} - \frac{h_3}{h_5} \mu_{III}. \quad (10a)$$

Von den in Abb. 4 angedeuteten 5 möglichen Schnitten sind I-I, II-II und III-III zu wählen.

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6	μ_I	μ_{II}	μ_{III}	N
1	K_1	k_{1-2}	—	—	k_{1-5}	—	k_{1-9}	k_{1-2}	—	N_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	—	—	—	k_{1-2}	—	N_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	—	—	—	—	k_{3-4}	N_3
4	—	—	k_{3-4}	K_4	k_{4-5}	k_{4-6}	—	$\frac{h_2}{h_4} k_{4-5}$	$k_{3-4} - \frac{h_3}{h_4} k_{4-5}$	N_4
5	k_{1-5}	—	—	k_{4-5}	K_5	—	k_{5-8}	$\frac{h_2}{h_4} k_{4-5}$	$-\frac{h_3}{h_4} k_{4-5}$	N_5
6	—	—	—	k_{4-6}	—	K_6	$\frac{h_1}{h_5} k_{6-7}$	$\frac{h_2}{h_5} k_{6-7}$	$-\frac{h_3}{h_5} k_{6-7}$	N_6
I	k_{1-9}	—	—	—	k_{5-8}	$\frac{h_1}{h_5} k_{6-7}$	G_{I-I}	—	—	N_I
II	k_{1-2}	k_{1-2}	—	$\frac{h_2}{h_4} k_{4-5}$	$\frac{h_2}{h_4} k_{4-5}$	$\frac{h_2}{h_5} k_{6-7}$	—	G_{II-II}	G_{II-III}	N_{II}
III	—	—	k_{3-4}	$k_{3-4} - \frac{h_3}{h_4} k_{4-5}$	$\frac{h_3}{h_4} k_{4-5}$	$-\frac{h_3}{h_5} k_{6-7}$	—	G_{II-III}	$G_{III-III}$	N_{III}

$$G_{I-I} = \frac{2}{3} \left[k_{1-9} + k_{5-8} + \left(\frac{h_1}{h_5} \right)^2 k_{6-7} \right], \quad G_{II-III} = -\frac{h_2 h_3}{h_4^2} k_{4-5}, \quad N_I = (H_1 + H_2 + H_3) \frac{h_1}{3},$$

$$G_{II-II} = \frac{2}{3} \left[k_{1-2} + \left(\frac{h_2}{h_4} \right)^2 k_{4-5} + \left(\frac{h_2}{h_5} \right)^2 k_{6-7} \right], \quad N_{II} = (H_2 + H_3) \frac{h_2}{3},$$

$$G_{III-III} = \frac{2}{3} \left[k_{3-4} + \left(\frac{h_3}{h_4} \right)^2 k_{4-5} + \left(\frac{h_3}{h_5} \right)^2 k_{6-7} \right], \quad N_{III} = H_3 \frac{h_3}{3}.$$

G_{I-II} und G_{I-III} verschwinden, weil μ_I von μ_{II} und μ_{III} ferner geometrisch nicht abhängig ist.

Zum Abschluß sei noch die Rahmenform Abb. 5 behandelt, die ebenfalls zu den hier betrachteten Tragwerken zählt, wenn auch eine gewisse Anpassung der bisherigen Gedankengänge an den Sonderfall nötig ist.

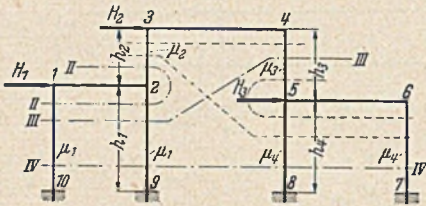


Abb. 3.

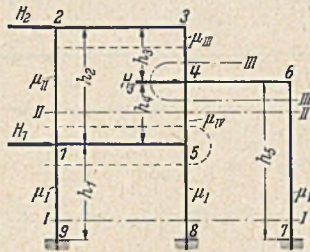


Abb. 4.

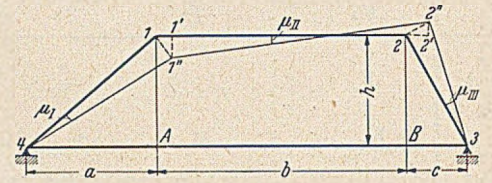


Abb. 5.

Von den 3 Stabdrehwinkeln ist nur einer geometrisch unabhängig. Aus der Kinematik folgt

$$\mu_I = \mu_{III} \quad (12)$$

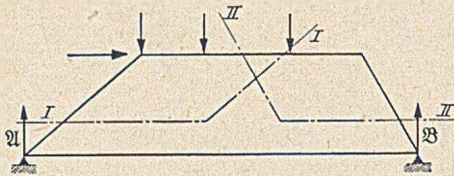


Abb. 6.

Schnitt I—I:

$$\mathfrak{A} = \frac{M_{1-1} + M_{1-4}}{a} + \frac{M_{1-2} + M_{2-1}}{b} = \frac{1}{a} [3k_{1-1}(\varphi_1 + \varphi_4) + 2k_{1-1}\mu] - \frac{1}{b} [3k_{1-2}(\varphi_1 + \varphi_2) - 2\frac{a+c}{b}k_{1-2}\mu]$$

Schnitt II—II:

$$-\mathfrak{B} = \frac{M_{2-3} + M_{3-2}}{c} + \frac{M_{1-2} + M_{2-1}}{b} = \frac{1}{c} [3k_{2-3}(\varphi_2 + \varphi_3) + 2k_{2-3}\mu] - \frac{1}{b} [3k_{1-2}(\varphi_1 + \varphi_2) - 2\frac{a+c}{b}k_{1-2}\mu]$$

daraus:

$$\begin{aligned} \frac{1}{3}\mathfrak{A}a &= \left(k_{1-1} - \frac{a}{b}k_{1-2}\right)\varphi_1 - \frac{a}{b}k_{1-2}\varphi_2 + k_{1-1}\varphi_4 + \frac{2}{3}\left[k_{1-1} - \frac{a(a+c)}{b^2}k_{1-2}\right]\mu \\ -\frac{1}{3}\mathfrak{B}c &= -\frac{c}{b}k_{1-2}\varphi_1 + \left(k_{2-3} - \frac{c}{b}k_{1-2}\right)\varphi_2 + k_{2-3}\varphi_3 + \frac{2}{3}\left[k_{2-3} - \frac{c(a+c)}{b^2}k_{1-2}\right]\mu \end{aligned}$$

$$\frac{1}{3}(\mathfrak{A}a - \mathfrak{B}c) = \left(k_{1-1} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}\right)\varphi_1 + \left(k_{2-3} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}\right)\varphi_2 + k_{2-3}\varphi_3 + k_{1-1}\varphi_4 + \frac{2}{3}\left[k_{1-1} + k_{2-3} + \left(\frac{a+c}{b}\right)^2k_{1-2}\right]\mu$$

Somit wird die Drehwinkelmatrix:

	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	μ	N
1	K_1	k_{1-2}	—	k_{1-1}	$k_{1-1} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}$	N_1
2	k_{1-2}	K_2	k_{2-3}	—	$k_{2-3} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}$	N_2
3	—	k_{2-3}	K_3	k_{3-4}	k_{2-3}	N_3
4	k_{1-1}	—	k_{3-4}	K_4	k_{1-1}	N_4
1	$k_{1-1} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}$	$k_{2-3} - \frac{a+c}{b}k_{1-2}$	k_{2-3}	k_{1-1}	G	$\frac{1}{3}(\mathfrak{A}a - \mathfrak{B}c)$

(14)

Kurze Technische Berichte.

Die natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G .

1. In Heft 43 der Mitt. des Wöhler-Instituts, Braunschweig 1949, habe ich vorgeschlagen, statt der bisher verwendeten Elastizitätskonstanten E und m die „natürlichen“ Elastizitätskonstanten E_0 und G zu verwenden. E_0 ist¹⁾ das Verhältnis der allseitigen Spannung $\sigma_0 = (\sigma'_x + \sigma'_y$

1) $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ sind die Hauptspannungen eines dreiachsigen Spannungszustands. Wenn man davon die allseitige Spannung σ_0 abzieht, bleibt der zugeordnete Normalspannungszustand $\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z = 0$ übrig.

+ σ'_z)/3 zur verhältnismäßigen Volumenänderung $\Delta V/V$ und G der Gleitmodul. Der Unterschied zwischen E_0, G einerseits und E, m andererseits ist der, daß G und E_0 reine Werkstoffkonstanten sind, die sich auf einen beliebigen Spannungszustand, ausgedrückt in den Hauptspannungen $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ beziehen, während E und m nur für den einachsigen Spannungszustand (z. B. σ'_x) gültig sind, wobei allerdings der allgemeine Spannungszustand $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ aus drei einachsigen Normalspannungszuständen durch Superposition erhalten werden kann. Zwischen den

metrischen Form zu gelangen, denn es wird ein Schnitt benötigt, der die Stäbe 4—1, 1—2 und 2—3 treffen soll. Durch einen bescheidenen Kunstgriff gelangt man ans Ziel, wenn man von der Querkraft der Stiele nur den lotrechten Anteil heranzieht und das Gleichgewicht in den zwei Schnitten Abb. 6 in einer Gleichung zusammenfaßt.

Auch diese Matrix befolgt die erkannten Gesetze, insbesondere verbinden die Schnitte den abhängig Stab 1—2 mit den unabhängig verschieblichen und der Bau von

$$G = \frac{2}{3} \left[k_{1-1} + k_{2-3} + \left(\frac{a+c}{b} \right)^2 k_{1-2} \right]$$

entspricht dem Punkt 3.

vier Elastizitätskonstanten bestehen die beiden Gleichungen [Z. VDI 92 (1950) S. 121]

$$2(m+1)G = 3(m-2)E_0 = mE \quad (1)$$

Die Überführung der bisher üblichen Elastizitätskonstanten in die natürlichen Elastizitätskonstanten bereitet keine Schwierigkeiten. Wenn man aber im Sinne der natürlichen Elastizitätskonstanten denkt, ergeben sich folgende neue Vorstellungen:

2. Unterteilung des Spannungszustands. Jeder Spannungszustand, dargestellt durch die Hauptspannungen σ'_x , σ'_y und σ'_z , setzt sich zusammen aus dem allseitigen Spannungszustand $\sigma_0 = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)/3$ und dem volumbeständigen Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$.

Beim allseitigen Spannungszustand treten in jeder Schnittrichtung die gleichen Normalspannungen σ_0 auf. Die zu σ_0 gehörende Formänderung hängt nur von E_0 ab.

Die Formänderungen des volumbeständigen Spannungszustands $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ hängen nur vom Gleitmodul G ab. Zu ihm gehört eine Querkontraktionszahl $m_s = 2$. Es gibt nicht nur Schnittrichtungen (Hauptnormalspannungsebenen X, Y, Z), in denen die Schubspannungen 0 sind, sondern es gibt auch Schnittrichtungen (Hauptschubspannungsebenen V), in denen die Normalspannung σ_s Null ist.

3. Drei Arten von Spannungen. Wenn man mit E und m rechnet, kommt man mit zwei Spannungsarten, den Normalspannungen und den Schubspannungen, aus. Wenn man mit E_0 und G rechnet, muß man (insofern ist die neue Betrachtungsweise umständlicher) zwischen drei verschiedenen Spannungsarten unterscheiden:

a) Den allseitigen Normalspannungen σ_0 , die mit Formänderungen verbunden sind, die allein von E_0 abhängen.

b) Den Normalspannungen $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$, die den Schubspannungen τ zugeordnet sind. Mit dem Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ sind Formänderungen verbunden, die allein von G abhängen. Die gesamten Normalspannungen σ'_x in X -Richtung sind gleich $\sigma'_x = \sigma_0 + \sigma_x$. Die Querkontraktion ist $m_s = 2$. Zu m_s gehört nach Gl. (1) der Elastizitätsmodul E gleich $3G$ und der lineare Elastizitätsmodul E_s des volumbeständigen Spannungszustandes $E_s = 2G$. Für den Zugstab ist $\sigma_x = \frac{2}{3}\sigma'_x$.

c) Die Schubspannungen τ , die mit Formänderungen verhältnismäßig G verbunden sind. Die zugeordneten Normalspannungen und die Schubspannungen treten beim volumbeständigen Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ auf.

Wenn man in natürlicher Weise zusammenfaßt, darf man nicht die Spannungszustände a und b miteinander kombinieren, weil die zu den einen zugehörigen Formänderungen verhältnismäßig mit E_0 und die zu den anderen zugehörigen Formänderungen verhältnismäßig mit G sind. Es gehören die Spannungszustände b und c zusammen, da mit beiden Formänderungen verbunden sind, die ausschließlich von der natürlichen Werkstoffkonstanten G abhängen. Die Kombination von σ_0 mit σ_x , die bisher bei Betrachtungen aus der Festigkeitslehre allgemein zur Anwendung gekommen ist, hat die Vorstellungen, die wir uns von einem Spannungszustand zu machen haben, außerordentlich verwirrt. Besonders unangebracht ist die Kombination der Spannungszustände a und b, wenn man auf plastische Verformungsanteile Rücksicht zu nehmen hat: Die Elastizitätsgrenze wird, wenn man bei einem beliebigen Werkstoff die Belastung allmählich steigert, stets durch die unter b genannten, zugeordneten Normalspannungen σ_s überschritten, während die unter a genannten allseitigen Zugspannungen σ_0 rein elastische Formänderungen auslösen (bis möglicherweise eine plötzliche Änderung der Modifikation des Werkstoffs eintritt, die aber bei den elastischen Gleichungen nicht berücksichtigt werden kann). Nicht die gesamte Normalspannung $\sigma' = \sigma_0 + \sigma_x$ ist für die Elastizitätsgrenze wichtig, sondern nur die zugeordnete Normalspannung σ_x .

4. Der einachsige Schubspannungszustand τ_x mit den Hauptspannungen $\sigma_x = -2\sigma_y = -2\sigma_z$ ist eine der beiden Grundlagen für den allgemeinen volumbeständigen Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$. Unter den einachsigen Schub-

spannungszustand τ_x verstehen wir den Teil des Spannungszustands beim Zugstab σ'_x , dessen Formänderung allein vom Gleitmodul G abhängt. Über τ_x lagert sich also beim Zugstab die allseitige Spannung $\sigma_0 = \sigma'_x/3$. Man verbindet zweckmäßig mit dem reinen Schubspannungszustand τ_x den Begriff, daß zur ausgezeichneten X -Achse Kegel (Abb. 1) unter einem Schnittwinkel von $54,7^\circ$ zur X -Ebene gelegt werden können, in denen die reine Schubspannung τ_x auftritt (in denen also die Normalspannung Null ist). Mit dieser Vorstellung verträgt es sich nicht, den Spannungszustand σ'_x als ein zweidimensionales Spannungssystem aufzufassen, das man etwa in der X - Y -Ebene betrachten kann. Man soll die Spannung nicht in Schnitten betrachten, die unter verschiedenen Winkeln zur Y -Achse gelegt werden können, wie es heute bei Elementarbetrachtungen in der Regel geschieht. Man muß vielmehr den Zugspannungszustand σ'_x als

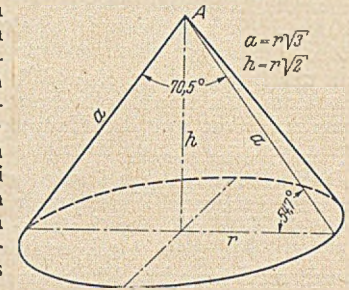


Abb. 1. Kegel mit dem Spitzenwinkel $\eta_0 = 70,5^\circ$, auf dessen Mantelfläche reine Schubspannungen wirken.

ein dreidimensionales Spannungssystem auffassen, bei dem man sich in jedem Punkt A des Zugstabs Kegel mit dem ausgezeichneten Spitzenwinkel $70,5^\circ$ oder mit beliebigem Spitzenwinkel η so gelegt denkt, daß in den Mantelflächen der Kegel Spannungen auftreten, die nur vom Spitzenwinkel η abhängig sind.

Im nächsten Abschnitt wird gezeigt, daß der ebene Schubspannungszustand $\sigma_x = -\sigma_y$ durch Zusammensetzen von zwei einachsigen Schubspannungszuständen (z. B. τ_x und τ_y) erhalten werden kann, die beide räumlich aufzufassen sind. Von dieser Seite gesehen, gibt es deshalb keine ebenen volumbeständigen Spannungszustände, sondern nur räumliche.

In Heft 43 der Mitt. d. Wöhler-Inst. ist gezeigt, daß man durch Summierung von zwei gleich großen Spannungszuständen (z. B. τ_x und τ_y) mit den Hauptspannungen $\sigma_x = -2\sigma_y = -2\sigma_z$ bzw. $-2\sigma_x = \sigma_y = -2\sigma_z$ den einachsigen Schubspannungszustand τ_z erhält, der durch $-2\sigma_x = -2\sigma_y = \sigma_z$ dargestellt wird. Durch Subtraktion der beiden einachsigen Schubspannungszustände $\tau_x = \tau_y$ erhält man den ebenen Schubspannungszustand τ_{xy} dargestellt durch $3\sigma_x = -3\sigma_y$, den wir als den zweiten Grundspannungszustand des volumbeständigen Spannungssystems $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ bezeichnen können.

4a. Zahlenbeispiel. Die Superposition der beiden Spannungszustände macht man sich am leichtesten an einem Zahlenbeispiel klar: Es seien die einachsigen Schubspannungszustände τ_{x1} und τ_{y2} gegeben mit: $\sigma_{x1} = +4$; $\sigma_{y1} = -2$; $\sigma_{z1} = -2$ bzw. $\sigma_{x2} = -2$; $\sigma_{y2} = +4$; $\sigma_{z2} = -2$. Durch Addition erhält man den einachsigen Schubspannungszustand τ_{z3} mit $\sigma_{x3} = +2$; $\sigma_{y3} = +2$; $\sigma_{z3} = -4$. Durch Subtraktion wird der ebene Schubspannungszustand τ_{xy4} erhalten mit $\sigma_{x4} = +6$; $\sigma_{y4} = -6$; $\sigma_{z4} = 0$.

5. Der ebene Schubspannungszustand τ_{xy} (ausgedrückt durch $\sigma_x = -\sigma_y$) als der zweite Grundspannungszustand. Beim ebenen Spannungszustand $\sigma_x = -\sigma_y$ sind die Normalspannungen nicht nur in den Hauptschubspannungsebenen V gleich Null, sondern auch in den um 45° zur X - und Y -Achse geneigten Ebenen, die durch die Z -Achse gehen. Dieser Schubspannungszustand wird gewöhnlich als der Fall der reinen Schubspannung bezeichnet. Wir wollen ihn entweder durch τ_{xy} oder durch $\sigma_x = -\sigma_y$ kennzeichnen. Er entsteht, wie wir unter 4. gesehen haben, bei der Subtraktion von 2 einachsigen Schubspannungszuständen (z. B. τ_x und τ_y).

Wenn wir zwei ebene Schubspannungszustände (τ_{xy} und τ_{xz}) von gleicher Größe miteinander addieren, erhalten wir den Schubspannungszustand τ_{yz} von derselben Größe. Wenn wir die beiden gleichgroßen Schubspan-

nungszustände τ_{xy} und τ_{xz} voneinander subtrahieren, erhalten wir den einachsigen Schubspannungszustand τ_x mit $\sigma_x = -2\sigma_y = -2\sigma_z$.

Die beiden Grundspannungszustände τ_x und τ_{xy} sind dadurch miteinander verwandt, daß wir sie durch Addition von zwei gleichartigen Grundspannungszuständen in den 5. Grundspannungszustand gleicher Art und durch Subtraktion in den Grundspannungszustand der anderen Art überführen können.

6. Der allgemeine volumbeständige Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$. Zum allgemeinen volumbeständigen Spannungszustand gehören ∞^2 Mannigfaltigkeiten. Wir können ihn z. B. dadurch erhalten, daß wir zwei beliebig große einachsige Schubspannungszustände τ_x und τ_y , die zu den Hauptachsen X und Y ausgerichtet sind, superponieren. Zu einem volumbeständigen Spannungszustand gehören nicht nur die Hauptspannungsebenen X, Y, Z , in denen $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ Extremwerte haben und in denen die Schubspannungen 0 sind, sondern auch Hauptschubspannungsebenen V , die unter $\eta_0 = 54,7^\circ$ zu den Hauptebenen X, Y, Z ausgerichtet sind und in denen sich die beiden Schubspannungskomponenten (z. B. τ_x und τ_y) zu einer resultierenden Schubspannung τ_{res} zusammensetzen lassen.

Die Größe von τ_{res} und ihre Richtung zum Achsenkreuz sind maßgebend für die Beurteilung des Spannungszustands, insbesondere auch für die Frage, ob die Elastizitätsgrenze überschritten ist oder nicht. In den Hauptschubspannungsebenen sind die zugeordneten Normalspannungen Null. Die Schubspannung selbst, d. h. τ_{res} , hat aber keinen Maximalwert. Der Maximalwert der Schubspannung tritt unter 45° zur Hauptnormalspannungsebene auf. In dieser Ebene ist die Normalspannung nicht Null.

Wir können aber auch den volumbeständigen Schubspannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ statt aus zwei einachsigen Schubspannungszuständen τ_x und τ_y zusammensetzen aus zwei ebenen Schubspannungszuständen (z. B. aus τ_{xy} und τ_{xz}). Da wir τ_{xy} und τ_{xz} beliebige Werte geben können, erhalten wir ebenfalls ∞^2 Möglichkeiten für den volumbeständigen Spannungszustand.

Endlich können wir auch einen beliebigen volumbeständigen Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ zerlegen in einen einachsigen Spannungszustand (z. B. τ_x) und in einen ebenen Spannungszustand (z. B. τ_{xy}).

7. Folgerungen. Man kann den Standpunkt vertreten, daß man bisher schon in der Elastizitätstheorie mit den natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G gerechnet hat, weil die tatsächlich verwendeten Konstanten E und m durch einfache Beziehungen mit E_0 und G verbunden sind, nämlich

$$E = \frac{9 E_0 G}{G + 3 E_0} \quad (2)$$

$$m = 2 \frac{3 E_0 + G}{3 E_0 - 2 G} \quad (3)$$

Es besteht aber ein grundsätzlicher Unterschied, ob man in den natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G oder in den Elastizitätskonstanten E und m der einachsigen Beanspruchung denkt. Wer in E_0 und G denkt, sieht sofort ein, daß es nicht zwei verschiedene Spannungsarten, sondern die drei unter 2 a, b und c aufgeführten verschiedenen Spannungen gibt. Er sieht auch ein, daß man bei der Aufstellung der Beziehungen zwischen Spannungen und Formänderungen die zugeordneten Normalspannungen mit den Schubspannungen koppeln muß, weil sie beide von der gleichen Elastizitätskonstante G abhängig sind.

Wer aber in E und m zu denken gewohnt ist, der merkt gar nicht, daß die Kopplung der allseitigen Spannung σ_0 mit der zugeordneten Normalspannung z. B. σ_x ein unnatürliches Zwangsgebilde $\sigma'_x = \sigma_x + \sigma_0$ wird, sobald man die Beziehungen zwischen Spannungen und Formänderungen für einen beliebigen Spannungszustand $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ aufstellt.

Diese Kopplung der allseitigen Spannung σ_0 mit der zugeordneten Normalspannung σ_x ist besonders unzuweck-

mäßig, wenn plastische Verformungsanteile bei dem betreffenden Spannungszustand auftreten, weil die plastischen Verformungsanteile ausschließlich von der zugeordneten Normalspannung σ_x abhängig sind und mit dem zweiten Anteil von σ'_x (nämlich mit σ_0) nichts zu tun haben.

Die Aussichten für fortschrittliche Ergebnisse sind erfahrungsgemäß größer, wenn man die natürlichen Beziehungen sucht und nicht an künstlichen Verbindungen festhält, die sich im Laufe der Zeit eingebürgert haben und die ausschließlich auf die Entwicklung der Erkenntnisse zurückzuführen sind.

Man muß zugeben, daß die Beziehungen zwischen Formänderungen und Spannungen durch den Ersatz der natürlichen durch die abgeleiteten Elastizitätskonstanten unnötig kompliziert werden, weil jede der Konstanten E und m die beiden natürlichen Werkstoffkonstanten E_0 und G enthält. Man kann keinen Spannungszustand angeben, bei dem E und m je getrennt für sich auftreten.

Man kann z. B. annehmen, es sei ein Spannungszustand $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ gegeben. Wenn gleichzeitig noch E gegeben ist, kann man über das Verhältnis der Spannungen σ zu den Dehnungen ϵ für den allgemeinen Spannungszustand nichts aussagen, sondern nur über das Verhältnis $\sigma : \epsilon$ beim einachsigen Zug oder Druck. Wenn aber statt E die natürliche Elastizitätskonstante G gegeben ist, kann man die beim Spannungszustand $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ nach den verschiedenen Schnittrichtungen auftretenden Schubspannungen τ in Beziehung zu den Winkeländerungen γ setzen.

Ebenso kann man, wenn außer $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ die abgeleitete Konstante m gegeben ist, für die zum allgemeinen Spannungszustand zugehörigen Formänderungen keine Aussagen machen. Wenn aber statt m die natürliche Werkstoffkonstante E_0 gegeben ist, kennt man die verhältnismäßige Volumenänderung $3\epsilon_0 = \frac{\Delta V}{V}$, die zu $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ gehört.

Es ist lehrreich, die natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G und die abgeleiteten Elastizitätskonstanten E und m auf die ausgedehnten Spannungszustände anzuwenden. Wir betrachten zunächst den einachsigen Spannungszustand σ'_x (Zug- oder Druckstab), auf den sich E und m beziehen. Das Rechnen mit den abgeleiteten Elastizitätskonstanten E und m ist besonders vorteilhaft, sobald man die zur Spannung σ'_x gehörige Formänderung ϵ'_x feststellen will. Man muß aber auch in diesem Fall die natürliche Elastizitätskonstante G aus E und m ableiten, weil die zu den Schubspannungen τ zugehörigen Formänderungen γ verhältnismäßig mit G anwachsen. Man muß ferner die Trennung in die allseitigen Spannungen σ_0 und in die zugeordneten Normalspannungen σ_S vornehmen, sobald plastische Formänderungsanteile auftreten.

Wir wollen nun die Grundspannungszustände des natürlichen Spannungssystems betrachten: Für die allseitige Spannung ist es selbstverständlich, daß man unter Verwendung der natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 sofort die lineare Dehnung ϵ nach jeder Richtung feststellen kann. Die lineare verhältnismäßige Dehnung ϵ_0 ist: $\epsilon_0 = 1/3 \cdot \sigma_0/E_0$. Wenn man mit den Elastizitätskonstanten E und m rechnet, ist die Feststellung der Formänderung für den allseitigen Spannungszustand recht umständlich, da man ihn aus drei einachsigen Spannungszuständen σ'_x, σ'_y und σ'_z zusammensetzen muß.

Für den einachsigen Schubspannungszustand τ_x mit $\sigma_x = -2\sigma_y = -2\sigma_z$ ist die ausgezeichnete Schubspannung τ_x nach Heft 43, Gl. (16):

$$\tau_x = \tau_{res} = \sqrt[2]{3} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2} = \sqrt[2]{3} \left(\sigma_x^2 + \frac{\sigma_x^2}{4} - \frac{\sigma_x^2}{2} \right) = \frac{\sigma_x}{\sqrt{2}} \quad (4)$$

Daraus folgt:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x = \frac{\sigma'_x}{E} = \frac{\sigma_x}{E_s} = \frac{\sigma_x}{2G} = \frac{\tau_x \sqrt{2}}{2G} \quad \text{und} \\ \epsilon_y = \epsilon_z = \frac{\sigma_y}{2G} = \frac{\tau_x}{2\sqrt{2}G} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

E_S ist das Verhältnis der Spannung σ_x zu der in gleicher Richtung auftretenden Dehnung ϵ_x für den volumbeständigen Spannungszustand. E ist der Elastizitätsmodul für einen Werkstoff, für den $m = 2$ oder $E_0 = \infty$ ist.

Für den ebenen Grundschubspannungszustand τ_{xy} (gekennzeichnet durch $\sigma_x = -\sigma_y$) ist

$$\tau_{xy} = \tau_{res} = \sqrt[2/3]{\sigma_x} \quad (6)$$

Daraus folgt:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{2G} = \frac{\tau_{xy} \sqrt[3]{2}}{2G} = \frac{\tau_{xy} \sqrt[3]{3}}{2G \sqrt{2}} = \epsilon_y \quad \text{mit } \epsilon_z = 0.$$

Man erhält also in diesen Fällen die Beziehungen zwischen Spannungen und Formänderungen unmittelbar, wenn man die Spannungen durch den Elastizitätsmodul E_S teilt, wobei nur zu berücksichtigen ist, daß die Querkontraktion m_S beim volumbeständigen Spannungszustand gleich 2 ist. Der Elastizitätsmodul E_S für den volumbeständigen Spannungszustand $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$ ist nach Gl. (1): $E_S = 2G$, wenn man berücksichtigt, daß $\sigma_x = 2/3 \sigma'_x$ ist.

Wir können die Beziehungen zwischen Spannungen und elastischen Formänderungen auch auf zwei Spannungsarten zugehörig zu den beiden natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G beschränken. Es gibt:

1. Die allseitigen Normalspannungen σ_0 , mit denen lineare verhältnismäßige Längenänderungen $\epsilon_0 = \frac{\sigma_0}{3E_0}$ verbunden sind. Und es gibt:

2. Zugeordnete Normalspannungen $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$, mit denen lineare verhältnismäßige Längenänderungen $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ verbunden sind, wobei:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{2G}; \quad \epsilon_y = \frac{\sigma_y}{2G}; \quad \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{2G} \quad (8)$$

Schubspannungen τ mit Formänderungen $\gamma = \frac{\tau}{G}$ treten unter verschiedenen Schnittrichtungen beim zugeordneten Spannungszustand auf.

Für einen beliebigen Spannungszustand $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ kann man die verhältnismäßige Längenänderung ϵ'_x in Richtung der X-Achse unter Verwendung der natürlichen Elastizitätskonstanten E_0 und G ausdrücken:

$$\epsilon'_x = \frac{\sigma_0}{3E_0} + \frac{\sigma_x}{2G} \quad (9)$$

mit $\sigma_0 = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)/3$ und $\sigma_x = \sigma'_x - \sigma_0$.

Man kann aber auch die gleiche verhältnismäßige Formänderung ϵ'_x unter Stützung auf die abgeleiteten Konstanten E und m angeben

$$\epsilon'_x = \frac{\sigma'_x}{E} - \frac{\sigma'_y + \sigma'_z}{mE} \quad (10)$$

Beide Gleichungen liefern dasselbe Ergebnis, wovon man sich durch Einsetzen der Werte für E und m aus den Gl. (2) und (3) überzeugen kann. Man vgl. M. R o s s und A. E i c h i n g e r, Schweiz. Bauzeitg. 67 (1949), Nr. 28 und 29.

Die Darstellung unter (9) ist der unter (10) überlegen, wenn die Beanspruchung so hoch ist, daß die Elastizitätsgrenze überschritten ist. Der erste Summand in Gl. (9) gibt den rein elastischen Anteil an, während man beim zweiten Summanden einen zusätzlichen plastischen Anteil ϵ_{pl} bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze zufügen muß.

Die Differentialgleichungen der Elastizitätstheorie werden durch den Ersatz von E und m durch E_0 und G nicht beeinflusst. Es ist aber zweckmäßig, nach Durchführung der Integration die abgeleiteten durch die natürlichen Elastizitätskonstanten zu ersetzen, weil man insbesondere dann anschaulichere Ergebnisse erhält, wenn an irgendeiner Stelle die Elastizitätsgrenze überschritten ist.

Otto F ö p p l, Braunschweig.

Behandlung der Gründungen für große Talsperren durch Einpreßverfahren.

Bei den wenigen Veröffentlichungen über Erfahrungen mit Bodenverfestigung und Einpreßverfahren ist der Sonderdruck Nr. 3 der ASCE. sehr nützlich, weil er keine langatmigen theoretisch-wissenschaftlichen Beschreibungen, sondern eine klare, knappe Darstellung der zur Zeit in den USA. angewandten Methoden enthält.

Zusammenfassung.

Die heutigen Verfahren zum Verpressen der Gründungen großer Sperren wurden entwickelt, um Sickerverluste unter den Bauwerken und um diese herum zu verringern sowie die Tragfähigkeit des Felsuntergrundes zu erhöhen. Diese Verfahren erhielten in USA. einen gewissen Auftrieb im Jahre 1930 während des Baus des Hoover-Dammes in Arizona und Nevada. Seitdem wurden beim Entwurf vieler großer Sperren in den USA. Einpressungen vorgesehen. Obwohl diese Arbeitsweisen sich noch in der Entwicklung befinden, erscheint ein kurzer Bericht über heutige Ausrüstung, Einpreßstoffe, Geräte und das Vorgehen bei der Behandlung von Gründungen erwünscht. Die Darstellung geht größtenteils zurück auf die Erfahrungen beim Einpressen für die Gründung von über 20 großen Sperren. Beschrieben werden drei Hauptteile: Gerätschaften, Einpreßstoffe und Arbeitsweise. Der Bericht befaßt sich hauptsächlich mit der Anwendung der reinen Zementinjektion. Auch die Verwendung anderer Einpreßstoffe, wie Asphalt, Bentonit (ein hochplastischer Ton) wird besprochen. Ein anderes wichtiges Verfahren, die chemische Verfestigung, wird in diesem Bericht nicht beschrieben, da sie durch das USBR (United States Bureau of Reclamation) noch nicht allgemein angewandt wird.

Einleitung.

Die Vorbehandlung der Gründung großer Talsperren ist eine der wichtigsten Fragen der neuen Bauweisen. Damit das aufgehende Bauwerk seinen Zweck erfüllt, muß die Gründung die auftretende Höchstbelastung tragen können. Wenn der Felsuntergrund dafür nicht ausreicht, kann man Fehlstellen ausgleichen und seine Tragfähigkeit verbessern. Die Einpressung von Mörtel und anderen Dichtungstoffen in fehlerhafte Gründungen ist darüber hinaus ein brauchbares Mittel zur Verbesserung. Als Dichtungstoffe werden Mischungen von Zement und Wasser oder andere flüssige Stoffe in die Hohlräume oder Spalten eingepreßt, um die Gesteinsmasse zu einem Ganzen zu verfestigen. Dabei ist der Zweck: die Verringerung des Durchsickers von Wasser und des Auftriebs unter der Mauer, nebenbei auch die Erhöhung der Tragfähigkeit des felsigen Untergrundes. Die Einpressung geschieht meist durch Bohrlöcher, die in Reihen angeordnet werden. Man nennt diesen Vorgang Herstellen einer Schürze und legt meist noch parallel dazu eine Reihe von Drainagelöchern unterstrom an, um das Sickerwasser abzufangen. Die vorausgehende örtliche Erkundung soll liefern:

1. ungefähre Abmessungen des Dammes,
2. Lagerung und Festigkeitseigenschaften des Felsens,
3. Angabe örtlicher Störungen, wie Risse, Hohlräume, Verwerfungsspalten usw.,
4. das für den betreffenden Fall geeignete Einpreßverfahren.

Art der Einpressung (Verfestigung).

Man unterscheidet

- a) Niederdruck,
- b) mittleren Druck,
- c) Hochdruck.

(Abb. 1) Zunächst verwendet man Niederdruck in der Nähe der Gründungsoberfläche; weiter unten dann Druck mittlerer Höhe auf der Wasserseite der Sperre und schließlich Hochdruck zur Verfestigung einer Dichtungsschürze unter dem Bauwerk. Selbstverständlich kommen auch örtlich besondere Verfahren zur Anwendung. Im allgemeinen bezeichnet man als

- a) Niederdruck 1,4 bis 10,5 kg/cm²,
- b) Mitteldruck 5,3 bis 28 kg/cm² und
- c) Hochdruck bis zu 70 kg/cm².

Die Verwendungszonen sind für

- von etwa 3 bis 15 m unter der Oberfläche, für
- von etwa 15 bis 30 m und für
- in Beton- und Erddämmen, wobei man für die Schürzen eine Faustformel gebraucht: $d = \frac{1}{3} h + C$. Dabei ist d die Tiefe des Loches, h die Höhe des Damms und C eine Konstante in der Größenordnung von etwa 1,6 bis 23 m. Es wird besonders geraten, bei Anwendung sehr hohen Druckes von bis zu 70 kg/cm², der manchmal für den unteren Teil sehr tiefer Bohrlöcher angewandt wurde, sehr vorsichtig zu sein und davor gewarnt, diesen hohen Druck etwa wild anzuwenden, weil sogar Schaden durch Hebung von Fels- oder Bauteilen entstehen kann. Die Anwendung besonderer Verfahren vor oder während des Baues einer Sperre seien kurz genannt, sie umfassen

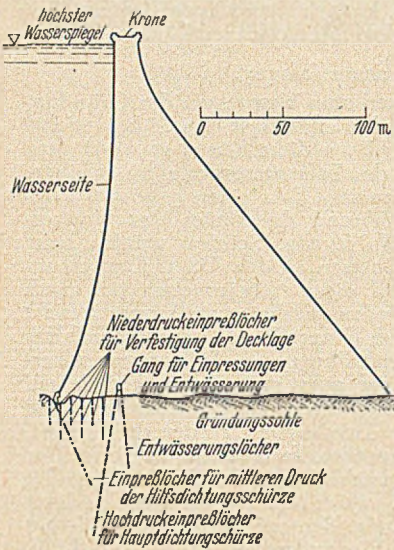


Abb. 1. Einpressungszonen unter einer großen Sperrmauer.

- Verdichtung einer zusätzlichen Schürze, um den Auftrieb zu verringern.
- Verdichtung klüftigen Felsens, um das stufenweise Ausheben zu ermöglichen,
- Verdichtung gelockelter Klüfte oder unzuverlässiger Zonen,
- Stopfen von Quellen oder anderen Undichtigkeiten in der Gründung,
- Erhöhung der Tragfähigkeit des Felsens.

Auch für Stollen und Tunnel ist manchmal besondere Ausführung erforderlich, z. B. Mundlöcher, Ausfüllen entstandener Hohlräume, besonders zwischen dem Gewölbe des Stollens und dem Felsen, Schutz gegen Unterläufigkeit und dgl. mehr.

Die Ausrüstung für die Durchführung der Einpressungen umfaßt Pumpen, Mischer, Wassermesser, Rührwerke, Druckmesser, Dichtungen, Rohre, Ventile, Preßstücke und dgl. mehr. Die Pumpen müssen für starken Verschleiß durch die mineralischen Stoffe konstruiert werden, stellenweise werden statt der Pumpen auch Drucktöpfe verwandt (der Bericht enthält eine ausführlichere Beschreibung der einzelnen Geräte).

Einpreßstoffe.

An die Einpreßstoffe werden besonders die folgenden Anforderungen gestellt: Sie müssen gut flüssig sein, um das Pumpen zu ermöglichen. Sie müssen feinkörnig genug sein, um unter Druck in feine Öffnungen und Risse einzudringen, müssen dann einen gleichmäßigen Stoff ungefähr gleicher Tragfähigkeit bilden, wenn sie sich abgesetzt haben, und sollen dabei möglichst wenig schwinden. Unter Druck entspricht meist eine Mischung von Portlandzement und Wasser diesen Anforderungen. Für andere Zwecke, wie Abdichtung von Fangedämmen, schmalen Dämmen usw. können auch andere Stoffe allein oder in Mischung mit Zement verwandt werden. Einige davon sind Ton, Bentonit, chemische Verbindungen, Asphalt, Staub, Heu, Stroh, Hafer und Silikagele. Einige davon dienen auch zur Vorcinpressung, um dann Zementmörtel nachzupressen.

Zementmischungen.

Sie werden am meisten gebraucht; für Fels mit großen Hohlräumen mischt man z. B. Zement zu Wasser etwa 1 : 1, für engere Adern oder Risse bis zu 1 : 20. Mischungen von Ton und Zement werden als dichtende Füllung verwandt bei Teilen der Fundamente, bei denen man keine ausgesprochene Verstärkung erwartet. Der Ton muß vorher feine Siebe passieren, um grobe Stoffe zu ent-

fernen, die die Pumpen und Ventile schädigen oder die Einpreßleitungen verstopfen könnten.

Chemische Dichtungsstoffe werden entweder den anderen voraus oder allein eingepreßt. Sie bestehen aus einer oder mehreren Salzlösungen, die sich beim Zusammentreffen kristallisieren. Hierauf geht der Bericht nicht näher ein.

Asphaltmasse: Heißer Asphalt wurde verwandt für Hohlräume oder Dichtungen, die wegen des starken Wasserdurchganges nicht mit Zement oder Zement-Tonmischungen ausgepreßt werden konnten. Besondere Dichtungsstoffe: Hierbei werden Beimischungen zum Zementmörtel erwähnt wie z. B. Pumizite oder Diatomenerde, die die Geschmeidigkeit der Einpreßmasse verbessern sollen, Kalziumchlorid, hochwertiger Aluminiumzement und dgl. oder Gipsmörtel, die die Verfestigung beschleunigen sollen, Ton, Sand oder Gesteinsmehl, die größere Hohlräume wirtschaftlicher dichten sollen. Einige Materialien werden auch gebraucht, um Pfropfen in den Einpreßleitungen zu erzeugen. Die Beschreibung der Einpreßverfahren für Gründungen sei nur kurz gestreift: Abb. 2 zeigt ein Schema der Kreis- oder Zuführungsleitung, nach dem man in praktischen Fällen verfahren kann. Als Vor- und Nachteile des Kreis- oder Einzelleitungssystems werden angegeben:

Das Einzelleitungssystem soll wirtschaftlicher sein wegen der geringeren Leitungslänge. Es wird weniger Zement vergeudet durch das Reinigen der Leitungen.

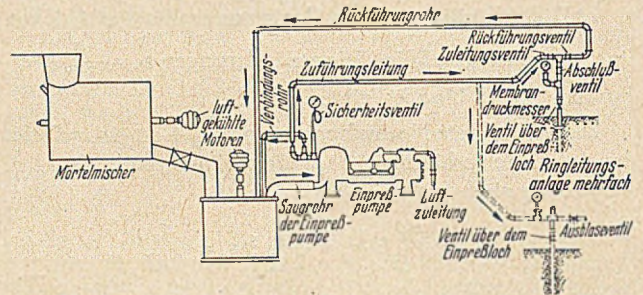


Abb. 2. Schema einer Kreislauf- und Einzelleitungs-Einpreßanlage.

wenn man stetig weiterarbeitet, und es werden weniger Ventile und Ersatzteile benötigt. Das Kreisleitungssystem ist vorteilhaft, weil weniger Gefahr besteht, daß sich die Einpreßleitungen durch Entmischen des Zements verstopfen, weil weniger Zement vergeudet wird, wenn man die Zuführungsleitung von einem Loch zum anderen verlegt und weil eine bessere Kontrolle der Einpressungen an dem Bohrloch möglich ist und schließlich die Mörtelpumpe sauberer bleibt wegen der schnellen Zirkulation innerhalb der Pumpe selbst. Auch die Verfahren, in verschiedenen Stufen einzupressen, werden beschrieben. Schließlich noch ein Wort über die Asphalteinpreßverfahren. Große Strömungen im Untergrund können durch Zement oder Ton schlecht abgeriegelt werden. Deshalb hat man in solchen Fällen mit Erfolg Asphalteinpressungen angewandt. Man verwendet einen Asphalt mit einem Schmelzpunkt zwischen 75—80 ° C. Der Asphalt wird bis zu 200—250 ° C erhitzt, bevor er in die Pumpe eintritt. Der Asphalt muß rein sein, d. h. frei von Kies, Sand und anderen Gesteinstrümmern, weil diese sonst die Geräte beschädigen und verstopfen. Schutz der Arbeiter durch Handschuhe usw. ist erforderlich.

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß Einpressungen — zweckmäßig ausgeführt — ihr Ziel der Verbesserung von Gründungen erreichen. Reiner Zement ist vorläufig noch der zweckmäßigste Einpreßstoff, wenn man Dauerhaftigkeit und Festigkeit verlangt. Heißer Asphalt hat sich besonders zum Stopfen von Hohlräumen bewährt, die man nicht durch Zementmörtel dichten konnte. Chemikalien dringen in engere Öffnungen ein als Zement, aber die Verfahren haben sich noch nicht soweit entwickelt, daß man zu Anwendungen im großen übergegangen ist. Die Kenntnis der örtlichen Gründungsverhältnisse sowohl des Untergrundes wie des Bauwerks ist wichtige Vorbedingung.

[Nach Simonds, Lippold und Keim in Proc. Amer. Soc. Civil eng., 76 (1950), Sept. Nr. 3.]

Prof. Dr.-Ing. W. L o o s, Karlsruhe.

Die Podolskobrücke in der Tschechoslowakei.

Im Bau weitgespannter Stahlbetonbrücken ist Europa Amerika weit voraus, das erst an sechzehnter Stelle steht.

Liste der weitestgespannten Stahlbetonbogenbrücken:

1. Sandoe, Schweden, 264 m,
2. Esla, Spanien, 210 m,
3. Plougastel, Frankreich, 187 m,
4. Traneberg, Schweden, 181 m,
5. La Roche-Guyon, Frankreich, 162 m,
6. Podolsko, Tschechoslowakei, 150 m,
7. Svinesund, Schweden—Dänemark, 150 m,
8. Bern, Schweiz, 150 m,
9. Castelmoron, Frankreich, 144 m,
10. Teufelsthal, Deutschland, 138 m,
11. Caille, Frankreich, 137 m,
12. Kraezern, Schweiz, 134 m,
13. St. Pierre-de-Vauvrey, Frankreich, 132 m,
14. Faerjsund, Finnland, 130 m,
15. Eschelbach, Deutschland, 130 m,
16. George Westinghouse, Pittsburg. Pennsylv., 127,5 m.

Von diesen ist die Podolsko-Brücke dadurch ausgezeichnet, daß die hohen Zwickel des Hauptbogens durch zwei Bögen von 37 m Stützweite überspannt sind, die den Bogen der Nebenöffnungen gleichen. So wird eine gute architektonische Wirkung erreicht und dem Schub der Bögen der benachbarten Seitenöffnung entgegengewirkt. Sie besitzt eine Fahrbahn von 6 m Breite und zwei 1,25 m breite Gehwege mit 10 cm starken Stahlbetonbrüstungen.

Zuerst wurden zwei Bögen mit Gelenken zur Verminderung der Wärme- und Schwindspannungen und verschieden starkem Kastenquerschnitt untersucht. Dieser Entwurf erwies sich aber als nicht so wirtschaftlich wie der ausgeführte eingespannte Bogen mit durchgehend 2 m = $1/75$ starkem vollem Querschnitt, dessen Breite von 7 m am Scheitel auf 9 m an den Kämpfern anwächst. Die Mittellinie folgt etwa der Stützlinie aus ständiger Last, wobei der durch die Einzellast der Zwickelbögen verursachte Knick durch zwei Parabeln dritten Grades ausgeglichen wurde.

Die 14 cm starke Fahrbahnplatte ruht auf fünf Längsträgern 75×30 cm und auf 15 cm starken Querträgern in 7,25 m Abstand, die auf Säulen 50×30 cm stehen. Die Längsträger sind durchlaufende Balken auf fünf Stützen.

rechnet. Der Stoßzuschlag für die Fahrbahnplatte war 40%, für die Längsträger 30,7%. Die Wärmeänderung wurde von -20°C bis $+15^{\circ}\text{C}$ angenommen, womit auch das Schwinden berücksichtigt war.

Zur Nachprüfung der Rechnungsergebnisse wurden Messungen an einem Modell des Bogens mit Aufbau nach der Methode von G. E. Beggs vorgenommen. Außerdem wurden spannungsoptische Untersuchungen vorgenommen. Die Spannungen in einem vollen Bogenquerschnitt von gleichbleibender Stärke ergaben sich geringer als in einem Bogen mit zum Kämpfer wachsenden Querschnitt oder mit Kastenquerschnitt.

Die größte Beanspruchung des Betons wurde zu 57 kg/cm² ermittelt, die des Stahls zu 865 kg/cm². Die Wärmeänderung steigerte die Spannung im Scheitel von 54 auf 56 kg/cm², an den Kämpfern von 52 auf 58 kg/cm². Durch 150 kg/m² Winddruck stieg die Spannung an den Kämpfern auf 68 kg/cm². Die Druckfestigkeit des Betons lag bei der Ausführung zwischen 340 und 440 kg/cm².

Für die Bewehrung wurde kalt gereckter Roxor-Stahl mit 5050—6500 kg/cm² Bruchfestigkeit, 3800—4850 kg/cm² Streckgrenze und 27% Dehnung benutzt. Die Hauptbewehrung des Bogens bestand aus Stangen von 64 mm Durchmesser und 33 cm Abstand oben und unten, so

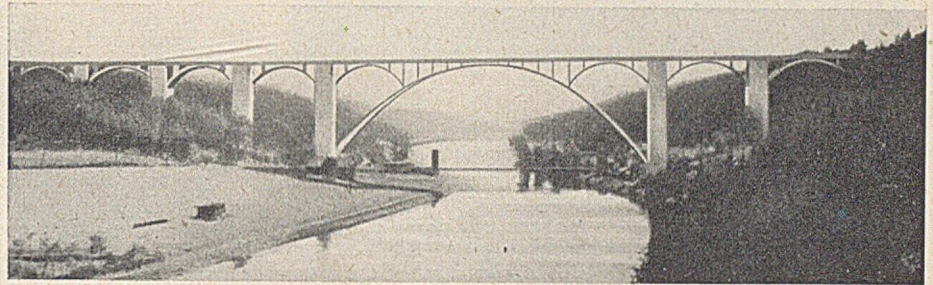


Abb. 1. Ansicht.

daß sie etwa 0,95% des Betonquerschnitts betrug. An den Kämpfern und Viertelpunkten war Zusatzbewehrung nötig.

Die Tragfähigkeit des Bodens aus verwittertem Granit wurde durch Belastung einer Betonplatte von 3 m Durchmesser festgestellt. Die Last wurde in 10 Minuten Abstand entsprechend 1 kg/cm² Bodenpressung vergrößert und die Senkung gemessen. Die Senkung betrug nur 4 mm gegenüber einer in der Rechnung berücksichtigten Senkung von 6 mm. Daraufhin wurden 3,8 kg/cm² Bodenpressung zugelassen.

Der Bau begann im Frühjahr 1938 und wurde 1941 beendet. Zugleich mit den Pfeilern wurde der Mittelbogen zuerst aufgestellt und freigesetzt, damit anschließend in geeigneter Reihenfolge die Seitenbögen ge-

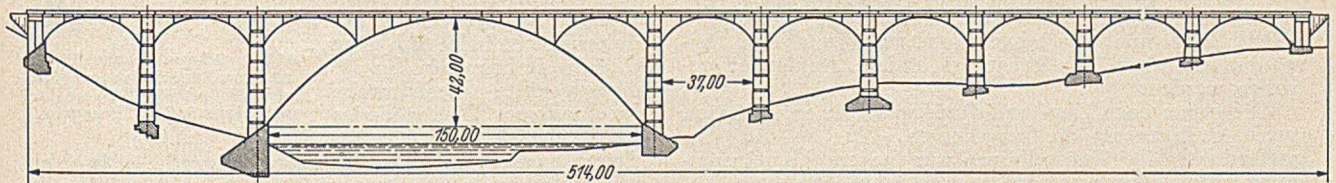


Abb. 2. System.

Die Platte ist isoliert mit Asphaltilz, einem Zwischenanstrich aus heißem Asphalt, einer Asphalt-Jute-Pappe und vier heiß aufgetragenen Lagen mexikanischen Asphalts. Darauf liegt ein 3 cm starker Schutzbeton und 5 cm starkes Granitpflaster zwischen Bordsteinen 20/18. Die Gehwege haben einen 3 cm starken Asphaltbelag.

Die 7 m breiten Pfeiler sind aus Ersparnisgründen und zur Verminderung der Bodenpressungen hohl ausgeführt. Die Wandstärke nimmt von 60 auf 30 cm ab. In 6 m Abstand liegen waagrechte Querrahmen, in Höhe der Bogenkämpfer eine volle waagrechte Versteifungsplatte. Die Bewehrung beträgt 1% des Querschnitts. Jeder zweite Pfeiler ist als Gruppenpfeiler ausgebildet und hat ein verbreitertes Fundament (Abb. 2).

Die Konstruktion wurde für die tschechischen Normallasten einer 24-t-Walze, zwei 12-t-Lastwagen und einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast von 400 kg/m² be-

baut werden konnten, wobei als Lehrgerüst je Öffnung vier stählerne Dreigelenkbogenbinder von 35 m Stützweite und 9,5 m Höhe wiederholt benutzt wurden.

Im Lehrgerüst des Hauptbogens wurden unter dem Scheitel ebenfalls acht Dreigelenkbogenbinder in 1 m Abstand eingebaut (Abb. 3). Auch die 10 Holzbinder hatten 1 m Abstand. Die 10 cm starke Schalung war auf Kranzhölzer 20/30 aufgenagelt und wurde durch radial gestellte Pfosten getragen. Hartholzklötze waren durch Stahldübel mit Balken 20/25 verbunden, die durch insgesamt 160 Stück 50-t-Pressen abgesenkt werden konnten, während die Stahlbinder auf 16 Stück 150-t-Pressen ruhten. Das Lehrgerüst war auf Stahlbetonpfähle gesetzt, die mit bewehrten Betonplatten verbunden waren.

Das Gerüst wurde überhöht um 64 mm für die Zusammenpressung des Gerüsts, um 6,4 mm für die elastische, 51 für die bleibende Senkung der Pfähle. Dazu

kam eine Überhöhung des Bogens von 4 mm für halbe Verkehrslast. Diese Gesamtüberhöhung von 125,4 mm wurde für ständige Last des Bogens und zur Sicherheit auf 170 mm im Scheitel und auf 163 mm in den Viertelspunkten vergrößert.

Das Betonieren des Hauptbogens begann Ende Oktober 1939 an beiden Kämpfern und schritt nach einem Schema fort, das sieben Schlußabschnitte vorsah. Der Scheitelabschnitt wurde zuletzt am 14. Dezember 1939 betoniert. An den Verbindungen der Abschnitte wurden

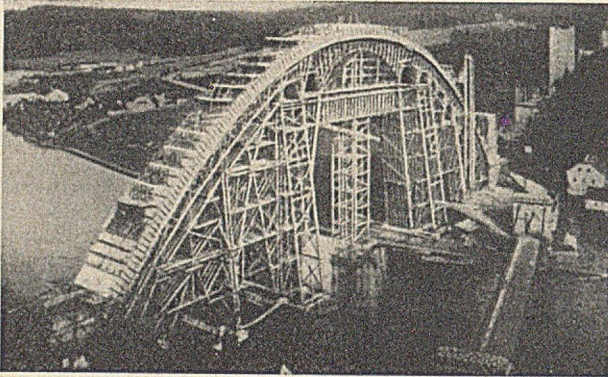


Abb. 3. Lehrgerüst.

die Bewehrungsseisen miteinander verschweißt. Als Frostwetter eintrat, wurde die Mischanlage durch Plane geschützt und geheizt, Schalung und Wasser wurden erwärmt. Unerwartet niedrige Temperaturen erzeugten beträchtliche Verkürzungen des Bogens und höhere Drücke auf das Lehrgerüst. Dies senkte sich unter der Last um 11,5 cm. Der Bogenscheitel senkte sich nach dem Ausrüsten um 12,7 cm.

Da Schäden durch den Frost befürchtet wurden, wurde der Bogen im September 1940 einer Belastungsprobe unterworfen. Wasserdruckpressen übten an beiden Angriffspunkten der Zwickelbögen über die ganze Breite verteilte Drücke von 40 t aus. Die Pressen waren auf Betonbarken angebracht, deren Senkungen durch Gegengewichte ausgeglichen wurden. 10–11 Monate alte Probewürfel ergaben Druckfestigkeiten von 675–860 kg/cm², Zugfestigkeiten von 41,5 kg/cm² und einen Elastizitätsmodul von 200 000–316 000 kg/cm².

Folgende Schlüsse wurden aus den Belastungsproben gezogen:

1. Die elastische Deformation war an beiden Viertelspunkten etwa gleich, woraus die Gleichmäßigkeit des Materials und der Herstellung folgte.

2. Die gemessene größte elastische Deformation war nur 1,2 mm gegenüber der unter der Annahme $E = 210\,000$ und $n = 10$ berechneten von 7 mm. Es müßten deshalb über die elastischen Konstanten und den Einspannungsgrad an den Kämpfern andere Annahmen getroffen werden.

Die gemessenen Zug- und Druckspannungen im Beton waren geringer als die berechneten. Nur an den Angriffspunkten der Zwickelbögen war bessere Übereinstimmung, was dadurch erklärt werden kann, daß diese Abschnitte wegen ihrer stärkeren Bewehrung größere Lasten übernehmen. Im ganzen waren die Ergebnisse zufriedenstellend, so daß man beschloß, den Bau fortzusetzen und die Seiten und Zwickelbögen fertigzustellen.

Fünf der acht Seitenbögen wurden in je neun Abschnitten betoniert, einer im Scheitel, zwei an den Kämpfern, zwei an den Viertelspunkten und vier Schlußabschnitte. Die restlichen drei Bögen wurden wegen der beträchtlichen Höhe des Lehrgerüsts vom Scheitel nach den Kämpfern durchgehend betoniert. Die Stahlgerüste wurden mit Rücksicht auf den Baufortschritt schon nach 2–3 Wochen ausgebaut. Die Scheitelsenkung betrug 6 mm gegenüber einer berechneten Senkung von 7 mm.

Die Zwickelbögen wurden unter genauer Beachtung symmetrischer Belastung des Hauptbogens im November 1940 betoniert. Die Stahlgerüste wurden schon nach drei Wochen entfernt aus Sorge, daß die Zugstangen des Gerüsts die Lager bei Frost beschädigen würden, das Ausrüsten gefährdet würde und daß Risse im Beton ent-

stehen würden. Die Zwickelbögen setzten sich nach dem Ausrüsten um 6 und 4 mm gegenüber dem berechneten Wert von 6,7 mm. Gleichzeitig hob sich der Scheitel des Hauptbogens um 5,5 mm. [Nach Civil Engineering 19 (1949), S. 40.]

Dr. phil. Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt a. M.

Neuerungen an Bau-Schwenkkränen.

Bei Schwenkkränen im Baubetrieb in der meist üblichen Bauart wurden für die Anbringung der Schwenkfahne in der Regel an den Holzmasten Schellen in Schmiedestahl oder Stahlguß verwendet, die sich in ihrer jeweiligen Form nur einem bestimmten Mast-Durchmesser anpassen konnten. Bei der Verschiedenartigkeit der zu verwendenden Holzäste und bei dem variablen Durchmesser eines Holzastes selbst, ist es verständlich, daß die sog. „starr“ Halteschellen selten dem wirklichen Durchmesser des Mastes entsprechen und auch in zutreffenden Fällen infolge ihrer genauen kreisrunden Form sich nicht immer der zuweilen ungleichen Peripherie des Holzastes anpassen können. Bei der Aufhängung dieser Schwenkkrane behilft man sich daher in der Weise, daß man Holzkeile als Futterstücke zwischen Schelle und Mast einlegt, was niemals einen unbedingt sicheren Halt bei dem anstrengenden Baubetriebe auf die Dauer bieten kann. — Hierdurch sind Unfälle entstanden, da die Schwenkfahnen nach Lockerung der Schellen herabgestürzt sind. Bei zu großem Mastdurchmesser half man sich meist so, daß der Holzmast entsprechend angefaßt wurde, was zu verwerfen ist, da hierdurch die Tragfähigkeit des Holzastes vermindert wird.

Bei der neuen Schwenkkranausführung (Abb. 1) wird nun an Stelle der bisherigen starren Schellen eine Halterung mit Rundgliederkette verwendet, die sich entsprechend ihrer veränderlichen Länge jedem Mastdurchmesser anpassen und sich durch ihre bewegliche Bauart fest an der ganzen Peripherie des Mastes anschmiegen kann. Gemäß Abb. 2 besteht die Halterung aus einem prismaähnlichen Schmiedestück, das einerseits als eine Klaue ausgebildet ist, in die die Rundgliederkette je nach Größe des Mastdurchmessers eingehakt wird. Da bei dieser Kettenart jedes folgende Kettenglied um 90° versetzt ist, so sperrt dieses Glied und ein Herausspringen der Kette in gerader oder seitlicher Richtung wird unmöglich gemacht. Auf der anderen Seite der Halterung befindet sich eine konische Bohrung, in der die angeschweißte Ösenschraube des anderen Kettengliedes durch eine ballig gedrehte Mutter angezogen wird. Praktische Versuche haben bestätigt, daß schon bei einem geringen Anzug der Schraube die Halterung einen festen Halt am Holzaste erzielt; selbst bei Versuchen am glatten Stahlrohr wurde eine unbedingt sichere Anlage erreicht. Form und Stärke der Haltekette wurden nach Angabe der Kettenfabrik (Carl Schlieper, Grüne/Westf.) festgelegt. Außerdem wurde auf einer Materialprüfmaschine eine Kette mit Halterung bis zu 5000 kg belastet, wobei keinerlei Brüche oder Verformungen sowohl bei der Kette als auch bei der Kettenhalterung festgestellt werden konnten.

Bei den neueren Schwenkkränen tragen die Kettenhalterungen eine feststehende Säule, um die sich die Schwenkfahne mit ihren Augenlagern dreht. — Bei der bisher handelsüblichen Ausführung wird meist der Vertikalstab der Schwenkfahne als Schwenksäule ausgeführt, wodurch die beiden Enden des Vertikalstabes als Drehzapfen in die beiden Befestigungsschellen eingreifen. Bedenkt man dabei, daß bei der unebenen Beschaffenheit der Oberfläche eines Holzastes ein genaues Fluchten der Schellenlager zueinander kaum möglich ist, so wird es

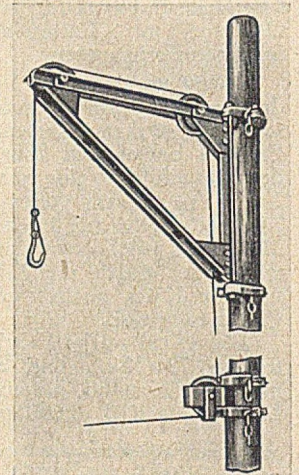


Abb. 1. Schwenkkranausführung mit neuer Schwenkfahnenbefestigung (Bauart Brand, Düsseldorf) und unterer Seilumführungsrolle.

verständlich, daß die Drehzapfen beim Schwenken infolge des ständigen Verwürgens leicht brechen und dann die Schwenkfahne abstürzen kann. Bei der neuen Ausführung wird diese Möglichkeit vermieden, da die Halterungen eine feststehende Säule tragen (Abb. 2). Bei Unebenheiten des Holzastes kann diese Säule nur einseitig in Ruhe-

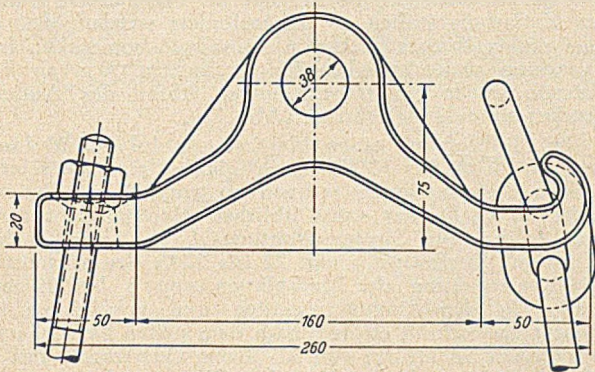


Abb. 2. Halterung der Schwenkfahne durch Halteschelle mit Rundgliedkette, die sich dem jeweiligen Mastdurchmesser anpassen kann.

lage verspannt werden, was aber nie zu einem Bruch der Welle führen wird. Auch wird dadurch ein leichteres Schwenken des Kranes erzielt.

Auf Empfehlung der Bau-Berufsgenossenschaft wurden beide Seilrollen in dem Horizontalstab der Schwenkfahne angeordnet. Mit Rücksicht auf die Unfallverhütung kann der Bedienungsmann nicht mehr so leicht mit seiner Hand zwischen Drahtseil und hintere Seilrolle geraten; die Anordnung hat auch den weiteren Vorteil, daß das Drahtseil nunmehr beide Seilrollen um 90° umschlingt, wodurch ein Herausspringen des Drahtseiles erheblich erschwert wird.

Selbstverständlich ist bei der Ausführung der Seilrollen auf eine zweckentsprechende Bauart und Bearbeitung größter Wert gelegt, um höchste Schonung des Drahtseiles auch bei anstrengendem maschinellen Dauerbetrieb zu gewährleisten. — Der Durchmesser der Seilrollen ist auf 220 mm festgelegt, die Seilrollen haben eine Tiefe von etwa 20 mm und sind zwecks Schonung des Seiles sauber ausgedreht. Eine ausreichende Fettschmierung ist durch den Hohlbolzen und Fettnippel (Abb. 3) vorgesehen. Die vielfach gewählte einfache Ölschmierung ist abzulehnen, da diese für einen maschinellen Dauerbetrieb niemals ausreichend sein kann. — Einmal setzt sie sich schon nach kurzer Zeit durch Zementstaub oder andere Fremdkörper zu, und zweitens wird der Bedienungsmann bei dem meist hoch angeordneten Schwenkkran wohl selten ein Nachschmieren vornehmen. Dabei ist jedoch zu bedenken, daß die Seilrollen mindestens die gleiche hohe Tourenzahl haben wie die Seiltrommel der Bauwinde.

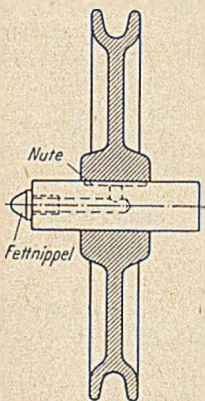


Abb. 3. Seilrolle mit Fettschmierung durch Fettnippel.

Alle diese technischen Einzelheiten treffen sinngemäß auch für die untere Fußleitrolle zu; andererseits wurde auf eine vollständige Ummantelung der unteren Rolle verzichtet, da während des Hebens und Senkens von Lasten sich an dieser Stelle niemals eine Person befinden wird und der Maschinist an der Winde auch den Ablauf des Drahtseiles bei dieser Seilrolle beobachten muß.

Über die Montage des neuen Schwenkkranes ist zu erwähnen, daß dieser als geschlossenes Ganze hochgezogen und befestigt werden soll. Bei früheren Ausführungen wurde es vielfach so gehandhabt, daß man zunächst die untere Schelle am Maste befestigte. Dann wurde die Schwenkfahne mit ihrem unteren Drehzapfen in das Auge der unteren Schelle eingesetzt. Bevor nunmehr die obere Schelle angeordnet und auf den oberen Drehzapfen der Schwenkfahne herabgelassen ist, besteht die große Gefahr, daß vorerst der untere Zapfen durch die ausladende Schwenkfahne stark auf Biegung beansprucht wird, was

vielfach zum Bruche des Zapfens geführt hat. — Deshalb soll der Kran als geschlossenes Ganze hochgezogen und befestigt werden, was betriebstechnisch absolut einwandfrei möglich ist (Abb. 4). Man befestigt provisorisch die verhältnismäßig leichte untere Fußrolle an einer höher gelegenen Stelle des Holzastes, zieht dann mit der

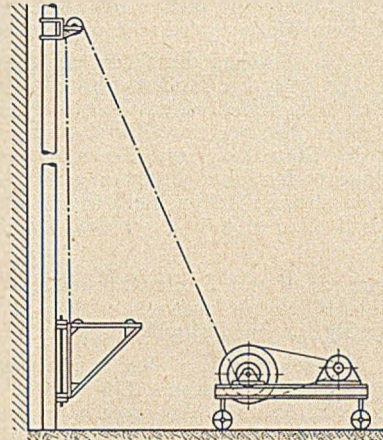


Abb. 4. Hochziehen der Schwenkfahne durch Seilwinde.

Winde und Drahtseil die komplette Schwenkfahne in die gewünschte Höhe und nun ist es dem Bedienungsmann ohne Anstrengung möglich, den Kran ordnungsgemäß anzubringen. Nach Festschrauben der Schwenkfahne löst er die vorübergehend oben angebrachte Fußrolle und senkt sie mit dem Drahtseil zu Boden.

Die Montage-Anweisungen lauten demnach:

1. Vor Montage alle Einzelteile kurz überprüfen, ob dieselben auf der Baustelle, dem Transport usw. irgendwelche Beschädigungen erhalten haben. Lauf der Seilrollen prüfen, reichlich durch Fettpresse schmieren, wobei gleichzeitig die Lagerstellen von Verschmutzungen gereinigt werden, da das Fett von der inneren Lagerstelle nach außen gedrückt wird.
2. Untere Fußrolle als Montagerolle verwenden (Abb. 4).
3. Schwenkfahne wird durch Winde hochgezogen.
4. Halterung möglichst in Richtung der Winde anbringen. Auf den Ausschlagwinkel zum Auf- und Abladen achten (Abb. 5).
5. Össchrauben vollständig lösen. Kette um den Mast legen. Ein Kettenglied in die Kettenklaue der Halterung einhaken. Hierbei soll die Össchraube das Befestigungsloch der Halterung nur eben erreichen, wodurch ein ausreichendes Spannen der Kette gewährleistet ist. Mutter der Össchraube fest anziehen.
6. Fußrolle senken und unten in Richtung Windenstand anordnen.

Normalerweise wird dieser neuartige Schwenkkran für eine Ausladung von etwa 1200 mm und eine Tragfähigkeit von 600 kg ausgeführt. Höhere Belastungen kommen im praktischen Baubetriebe seltener vor und sind auch mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit des Holzastes kaum zulässig. — Über die „Standsicherheit von Schwenkarmaufzügen“ hat die Bau-Berufsgenossenschaft Wuppertal in der Folge 2 ihres Mitteilungsblattes mit einer Aufsatzreihe begonnen. In diesen Abhandlungen ist auf die Gefahr der dynamischen Kraftwirkungen besonders aufmerksam gemacht worden. Es wird zur Erhöhung der Betriebssicherheit das Zwischenschalten eines federnen kombinierten Tragmittels verlangt, mit deren Ausführung die Firma Brand (Düsseldorf) sich bereits befaßt hat.

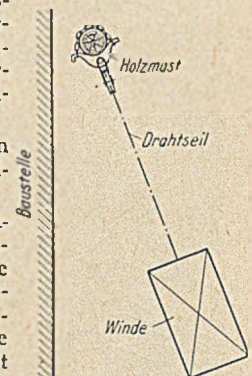


Abb. 5. Anordnung der Seilwinde in Richtung der Halterung am Holzast zum Hochziehen der Schwenkfahne.

Die Entlastungsanlagen der Rossens-Talsperre.

Die Rossens-Talsperre in der Nähe der schweizerischen Stadt Freiburg ist nicht nur durch ihre 80 m hohe Bogenstaumauer, über die in dieser Zeitschrift bereits berichtet wurde, sondern auch durch ihre Entlastungsanlagen in hohem Maße interessant und vorbildlich.

Angesichts des Wildbachcharakters der Saane mußten bei der Rossens-Talsperre Hochwasserentlastungsanlagen relativ großer Ausmaße vorgesehen werden, nämlich 900 m³/s bei einer Niedrigwasserführung von nur 5 m³/s. Da die Art der Staumauer und der molasseartige Charakter des Baugrundes keine Entlastung über die Mauerkrone ratsam erscheinen ließen, mußten die 900 m³/s vollständig durch Stollen abgeführt werden. Diesem Zwecke dienten (Abb. 1)

- 1 Hochwasserüberfall mit Stollenabführung für 350 m³/s,
- 2 Grundablaß-Stollen für zusammen 280 m³/s,
- 1 Entlastungs-Stollen in Drittelhöhe für 270 m³/s.

Von diesen Anlagen verdient der letztgenannte Stollen ein besonderes Interesse, da sein Einlauf mit demjenigen des Oberwasserstollens für das unterhalb der Talsperre liegende Kraftwerk Hauterive vereinigt wurde, was die Durchbildung eines interessanten gepanzerten Hosenrohrstollens verlangte. Die konstruktive Lösung dieser Aufgabe wurde noch dadurch erschwert, daß der Durch-

messer des Entlastungsstollens 4 m, derjenige des Kraftwerksstollens dagegen 5 m betrug. Wie Abb.1 und 2 erkennen lassen, bestehen die Bedienungsanlagen in einem Schieberschacht, durch welchen beide Stollen gemeinsam abgesperrt werden, und in einem Segmentschütz am Ende des Entlastungsstollens. Bei einer derartigen Bedienung und im Hinblick auf die Molasse als Felsmaterial mußte der Entlastungsstollen so dimensioniert werden, daß er dem vollen Wasserdruck von innen wie von außen her gewachsen war. Lediglich für die letzten 50 m an der Talseite wurde ein trapezförmiger Abfall des Außendruckes als zulässig erachtet (Abb. 2a).

Im Hinblick auf einen Elastizitätsmodul der Molasse von nur 20 000 bis 30 000 kg/cm² glaubte man mit relativ starken Deformationen rechnen zu müssen und bevorzugte an Stelle der sonst üblichen Hartstahlpanzerung eine solche aus Siemens-Martinstahl von nur 34 bis 42 kg/cm² Zugfestigkeit und 22 bis 27 % Bruchdehnung. Die Bandagierung der Blechplatten von 8 bis 10 mm Stärke in den Ringquerschnitten und von 22 mm im Hosenrohrabschnitt erfolgte nach dem steifen System, und zwar durch Spantringe von 50 · 10 mm Querschnitt und in 250 bis 300 mm Abstand in den Ringquerschnitten und durch steife Fachwerk-Ringträger in den Hosenrohrabschnitten (Abb. 3).

Einen Einblick in den interessantesten Bauabschnitt erhält man durch Abb.4, welche die steife Fachwerk-Bandagierung nach der Vereinigung der beiden Teil-

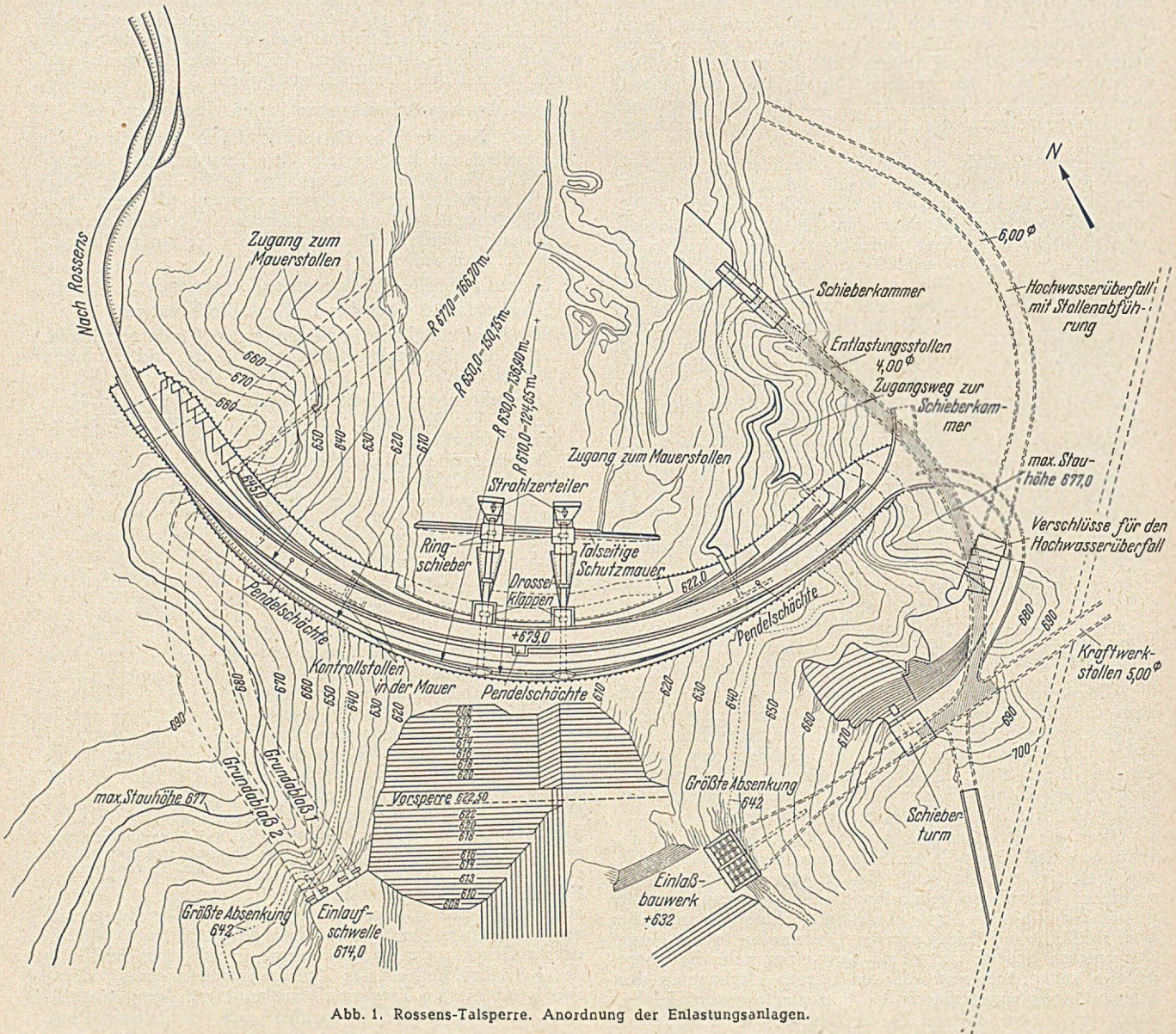


Abb. 1. Rossens-Talsperre. Anordnung der Entlastungsanlagen.

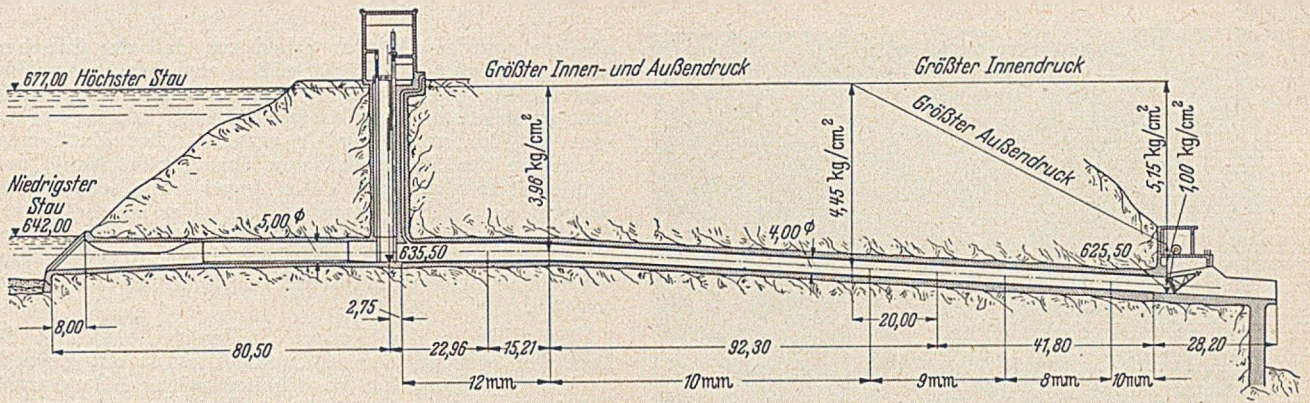


Abb. 2. Allg. Anordnung des Stollens und der Verschlüsse.
Verlauf des Innen- und Außendruckes.

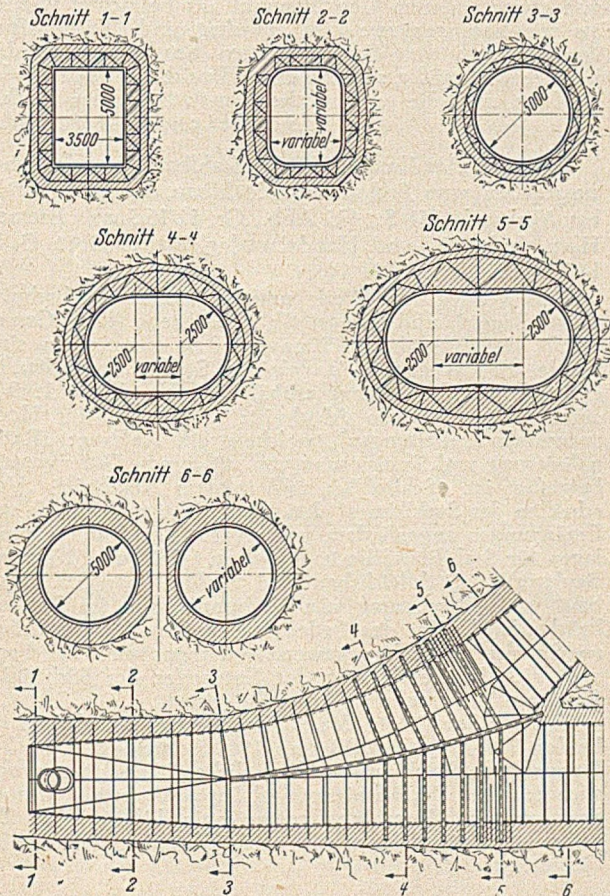
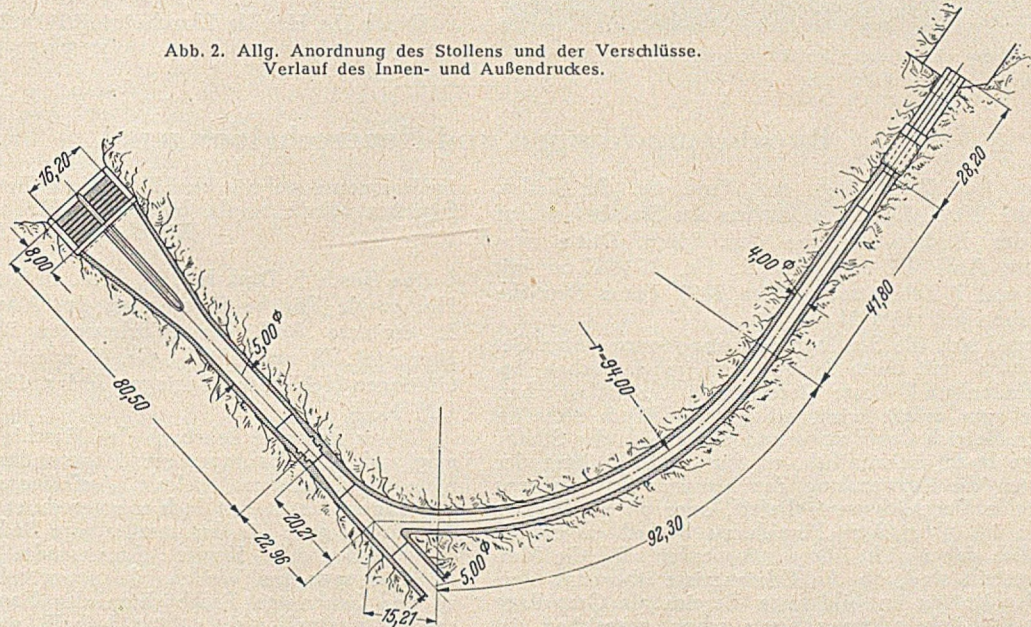


Abb. 3. Schnitte im Bereich des Hosenrohrstollens.

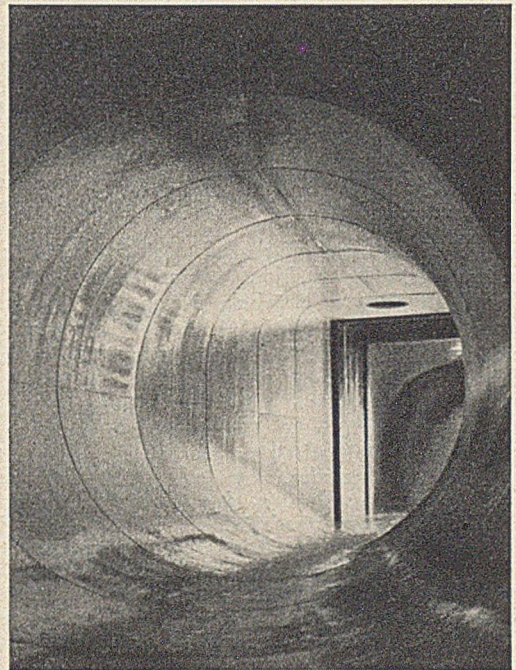


Abb. 5. Blick in den fertigen Stollen.

stollen zeigt. Die Fachwerkringe bildeten gleichzeitig das Stützgerüst für die Blechpanzerung, die an Ort und Stelle geschweißt werden mußte, und zwar für die ringförmigen Querschnittsteile lediglich von innen und im Hosenrohrabschnitt von innen und außen. Die Schweiß-

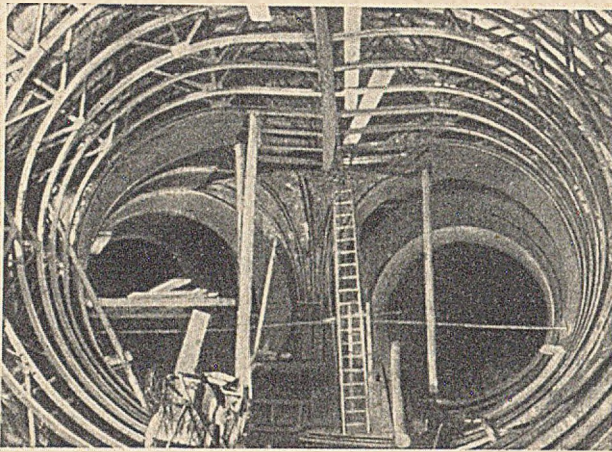


Abb. 4. Fachwerkkarmierung des schwierigsten Bauabschnittes.

arbeiten wurden dadurch erleichtert, daß der Schieber-schacht zunächst erheblich größer ausgebrochen wurde, um eine 16 m hohe geräumige unterirdische Schweißwerkstatt zu schaffen, in der die angelieferten Blechstücke soweit möglich vorgeschweißt wurden. Das Zusammenschweißen der Stollenbleche in den ringförmigen Querschnitten erfolgte mit Hilfe provisorisch eingesetzter Schotten in Fachwerkkonstruktion. Das Ausbetonieren wurde in Strecken von 10 m Länge mit der Betonpumpe durchgeführt. Später wurde dann noch unter 4 at ausgepreßt, wofür drei Einpreßrohre pro Meter Stollen ausrichten.

Ein Blick in den fertigen Stollen (Abb. 5) läßt die Lage der Schweißstellen erkennen. Die Panzerung wurde nach Fertigstellung der Bauarbeiten mit dem Sandstrahlgebläse gereinigt und mit einem dreifachen bituminösen Anstrich versehen.

[Nach „La Houille Blanche“ 4 (1949), S. 285—292.]

F. T ö l k e, Karlsruhe.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Saliger, Rudolf, Dr.-Ing., ord. Prof. em. der Techn. Hochschule Wien: Die neue Theorie des Stahlbetons auf Grund der Bildsamkeit vor dem Bruch. Dritte neu bearbeitete Aufl. IX und 139 S., Gr. 25 × 17 cm mit 92 Abb. und 7 Zahlentafeln Wien 1950, Franz Deuticke Verlag. Preis geh. DM 11,—.

Während sich die Stahlbetonkonstruktionen unter Gebrauchslasten mit ihren Spannungen im elastischen Bereich befinden und dieser Bereich mit der „klassischen n-Theorie“ gut erfaßt wird, erfolgt der Bruch stets im bildsamen Bereich des Betons und meist auch des Stahls. Die Frage lautet bekanntlich, ob für die Ermittlung der Bruchlasten die Anwendung des klassischen Verfahrens ausreichende Vergleichswerte liefert, oder ob hierfür das Verhalten im plastischen Bereich zu betrachten ist. Es darf freilich dabei nicht übersehen werden, daß die Meinungen geteilt sind, ob die Erkenntnisse über das Verhalten des Betons im bildsamen Bereich als Grundlage einer Festigkeitsberechnung heute schon ausreichen, ja, ob solche Gesetzmäßigkeiten mit genügend allgemeiner Gültigkeit für den Beton mit seiner großen Mannigfaltigkeit überhaupt vorhanden sind. Der Verfasser, einer der ersten Vorkämpfer des „n-losen“ Verfahrens, legt der Fachwelt in diesem Buch die Ergebnisse seiner Forschungen vor. Er behandelt Druck- und Zugglieder, Stahlbetonbalken, ausmittigen Druck, Schubwiderstand und Verband. Das Buch, das seit 1945 nun in 3. Auflage erscheint, wird von der Fachwelt mit Interesse begrüßt werden.

A. M e h m e l, Darmstadt

Holz als Roh- und Werkstoff. Zeitschrift: Unter Mitwirkung zahlreicher Fachleute herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. F. Kollmann, Reinbek. Monatlich ein Heft von 40 Seiten Umfang, Gr. DIN A 4. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag 1951. Bezugspreis DM 10,— vierteljährlich zuzügl. Postgebühren.

Die Zeitschrift, die in enger Zusammenarbeit mit der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung und der Fachgemeinschaft Holzbearbeitungsmaschinen erscheint, berichtet über biologische, chemische, physikalische und technologische Eigenschaften des Holzes, die Verfahren seiner Verarbeitung, Bearbeitung und Veredelung, Zerspannung des Holzes mit Maschinen, Oberflächenbehandlung, spanlose Verformung, Holzverbindungen, Holzschutz- und Holz Trocknung, ferner über die Fragen der modernen Betriebswirtschaft in der Holzindustrie usw. Die im inländischen und ausländischen Schrifttum zerstreuten Abhandlungen über Holz werden wie früher planmäßig im Referatenteil ausgewertet. Außerdem werden fortlaufend Holzleistungstafeln und ähnliche Tafeln über Holzschädlinge veröffentlicht.

Ogleich das Holz im Bauwesen mengenmäßig eine sehr große Rolle spielt, wird dieses Gebiet scheinbar den Fachzeitschriften vom Bau überlassen. Die Zeitschrift „Holz“ würde sich ein erhebliches Verdienst erwerben, wenn sie die Anwendung und Verwendung des Holzes

im Bauwesen mehr in den Kreis ihrer Betrachtungen einbeziehen würde, als das bislang der Fall war.

Wilhelm S t o y, Braunschweig.

ten Bosch †, Dipl.-Ing. M., Prof. an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich: Berechnung der Maschinenelemente. 3., ergänzte Aufl. der „Vorlesungen über Maschinenelemente“. X und 534 S., Gr. 4° mit 926 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag, 1951. Preis Ganzl. DM 45,—.

Dieses moderne Lehrbuch der Maschinenelemente vermag auch dem Bauingenieur, insbesondere auf dem Gebiete des Stahlbaues, vielerlei Aufklärungen und Unterrichtung zu bieten, hat doch roh gerechnet etwa die Hälfte des Buches auch für ihn unmittelbare Bedeutung. Besonders die 3 großen Kapitel: Angewandte Festigkeitslehre, Verbindungen und Wellen bilden wertvolle Ergänzungen zu den bekannten Fachbüchern der Bauingenieure, besonders wertvoll nicht zuletzt deshalb, weil viele Fragen von etwas anderem Gesichtspunkt aus betrachtet werden, als wir Bauingenieure dies gewohnt sind. Dieses Buch verdient auch von Bauingenieuren beachtet zu werden. Der Preis ist mäßig zu nennen in Hinsicht auf den großen Umfang und die vorzügliche Ausstattung des Buches.

F. S c h l e i c h e r, Dortmund.

Stahlbau-Handbuch 1949/50 (Stahlbau-Kalender), herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband. 351 S., 495 Abb., Gr. 11/16,5 cm. Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G. m. b. H. 1950. Preis DM 14,—.

Das vorliegende Werk umfaßt die Hauptabschnitte „Grundlagen“ und „Baustatik“. Während die „Grundlagen“ der Ausgabe 1943 unverändert entnommen sind, wurde die „Baustatik“ an einigen Stellen zweckdienlich ergänzt. Darüber hinaus enthält das Handbuch 1949/50 einen weiteren neuen Abschnitt: „Stahlmaste für Hochspannungs-Freileitungen“, welchem ein Anhang: „Rationalisierung und Typisierung von stählernen Gittermasten“ beigelegt ist. Schließlich sind in dem Abschnitt: „Vorschriften des Stahlbaues“ drei neue wichtige Entwürfe und Ergänzungen angegliedert, und zwar: „Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau (Knickung, Kippung, Beulung)“, „Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau“ und „Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“. Bei der Bedeutung, welche Verbundträger im Straßenbrückenbau gewonnen haben, wird der Fachwelt die Veröffentlichung des Entwurfes der Richtlinien für deren Bemessung willkommen sein.

Bis auf das Gebiet des Stahlwasserbaues enthalten die beiden Handbücher 1948 und 1949/50 somit alle für die Planung von Stahlbauten erforderlichen Unterlagen, wobei auch neuesten Erkenntnissen und Entwicklungen Rechnung getragen ist. Das Inhaltsverzeichnis bildet eine Zusammenfassung aller in beiden Handbüchern behandelten Gebiete.

Das Erscheinen des Handbuches 1949/50 beweist von neuem, daß der Fachverband Stahlbau keine Mühe und Kosten scheut, um die Entwicklung zu fördern, und Verwaltungen und die Praxis stets über die Ergebnisse auf dem laufenden zu halten. Auch dieses Handbuch wird von der Fachwelt begrüßt werden und weite Verbreitung finden.

W. Rein, Tübingen.

Stoy, Wilhelm, Dr.-Ing. habil., Prof. a. d. Techn. Hochschule Braunschweig: Der Holzbau, 5. neubearb. u. verbesserte Aufl., VIII u. 203 S., Gr.-8° mit 197 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag. 1950. Preis DM 10,50 geb. oder DM 12,60 Ganzleinen.

Das einleitende Kapitel über das Rohholz und seine Zurechtung behandelt die Begriffs- und Gütebestimmungen und unterstreicht die Forderung, von übersetzten Qualitätsansprüchen u. a. U. abzusehen. Es folgt eine Besprechung der Festigkeitseigenschaften, wobei die zugelassenen Spannungen durch Gegenüberstellung zu neueren Forschungsergebnissen begründet werden. Als Verbindungsmittel werden Leimverfahren unter kritischer Würdigung verschiedener Erzeugnisse der Leim herstellenden Industrie, Nagelung und Verdübelung mit den bekanntesten Dübelarten besprochen. Einem Abschnitt über die Holzverbindungen folgt die Besprechung der Tragwerke im allgemeinen, hier werden an Hand gut ausgewählter Beispiele (durchweg Aufgaben des Hochbaus entnommen)

die technischen Grundregeln des ingenieurmäßig durchgebildeten Holzbaus in geleimter und genagelter Bauweise bei vollwandigen und gegliederten Tragwerken herausgestellt. Die Anwendung dieser Regeln wird dann an Beispielen von Türmen, Brücken und großen Gerüsten näher erläutert, wobei der Behelfsbrückenbau eine besonders gründliche Würdigung erhalten hat. Das Kapitel Gerüste bringt Höchstleistungen des Holzbaus zur Darstellung. Man vermißt vielleicht eine tiefere Behandlung des Problems: Tragfähigkeit gerammter Pfähle, der eigentlich nicht ausgewichen werden sollte. Die als Abschluß gebrachte Schutzbehandlung des Holzes ist etwas stiefmütterlich weggekommen und beschränkt sich auf Anregungen zum Studium dieser wichtigen Frage.

Das Buch zeigt auf jeder Seite die überlegene Beherrschung des Stoffes durch den erfahrenen Fachmann. Ergänzt durch wertvolle Literaturhinweise ist hier erschöpfend und in sorgfältiger Auswahl bester Beispiele der Holzbau schlechterdings umfassend dargestellt. „Der Holzbau“ von Stoy sollte überall dort zur Hand sein, wo mit Holz als Baustoff ingenieurmäßige Bauten erstellt werden.

Carl Justus Hoppe, Bonn.

Brunoll, Dott. Ing. Carlo Luigi: Telal Elastici. XI u. 223 S., Gr. 19,5x25 cm mit 71 Abb. und 18 Tabellen. Mailand. Editore Ulrico Hoepli, 1951.

Bayerische Landeselektrizitätsversorgung: 30 Jahre Bayernwerk AG. 1921—1951. 211 S. Gr. DIN A 4. München 1951

Verschiedenes.

Zuschrift

zu dem Aufsatz von F. Schleicher: Zur Theorie der plastischen Knickung. Bauingenieur 26 (1951) S. 139.

Durch die obige Veröffentlichung, sowie durch den gleichinhaltlichen Vortrag von Prof. Schleicher anlässlich der Stahlbautagung in Karlsruhe am 11. 5. 51 konnte der Eindruck entstehen, die Grundlagen unserer Stabilitätstheorie hätten sich als ergänzungsbedürftig erwiesen. Die Rücksicht auf an anderer Stelle geleistete viel weitergehende und praktisch verwertbare Arbeiten gebietet es aber zu betonen, daß der Shanley-Effekt eine nicht realisierbare gedankliche Spekulation darstellt, die sich durchaus im Rahmen unserer bekannten Grundlagen abspielt.

Bei der Diskussion über Verzweigungsprobleme ist es unerlässlich, sich zuvor über die Basis zu verständigen, auf der sich diese Diskussion bewegen soll. Wir müssen einmal unterscheiden zwischen dem ideal geraden, mittig gedrückten homogenen Druckstab, der infolgedessen nicht realisierbar ist, und dem praktisch vorliegenden, mit beliebigen Fehlern behafteten Druckstab. Zweitens müssen wir unterscheiden, ob wir das Verhalten des Druckstabes nach der strengen, nicht linearisierten Theorie untersuchen wollen, wonach $1/\rho = y''/(1 + y'^2)^{3/2}$ ist, oder nach der linearisierten Theorie, gemäß der wir $1/\rho = y''$ setzen. (An zwei Stellen des obigen Aufsatzes wurde der strenge Ansatz mit der Theorie II. Ordnung verwechselt. Denn unter Theorie II. Ordnung verstehen wir Gleichgewichtsbetrachtungen am elastisch verformten Tragsystem. Somit fällt jede Stabilitätsuntersuchung unter den Begriff der Theorie II. Ordnung.) Wir bekommen also die folgenden vier Betrachtungsweisen, wovon sich insbesondere im Bereich des Verzweigungspunktes diejenigen der Zeile A von denjenigen der Zeile B unüberbrückbar unterscheiden.

	Linearisierte Theorie	Nicht linearisierte Theorie
A Druckstab gerade, mittig belastet, homogen	1. Nicht realisierbar	2. Unter wesentlich überkritischen Lasten realisierbar
B Druckstab mit unvermeidlichen Fehlern behaftet	3. Unter wesentlich unterkritischen Lasten realisierbar	4. Uneingeschränkt realisierbar

Es wurde zwar deutlich zum Ausdruck gebracht, daß sich die Shanleyschen Überlegungen auf Zeile A, die angeführten Rechnungen speziell auf Fall 1. beschränken; dann sind aber auch alle Hinweise, die nach Zeile B gehören, wie praktisches Verhalten, Versuchsergebnisse, Auswirkung auf Vorschriften usw., von vornherein sachlich

unzutreffend und irreführend. So darf es z. B. nicht heißen: „Wenn die Ausbiegungen des Stabes zwischen P'_k und P''_k durch geeignete Maßnahmen verhindert werden, ...“ denn der ideal gerade Stab hat eine Stützung nicht notwendig, er muß vielmehr ausdrücklich (sinusförmig) angestoßen werden.

Der Shanley-Effekt, nämlich die Abminderung des Verzweigungspunktes auf eine zwischen P'_k und P''_k liegende Laststufe, beruht auf einer „Überlistung“ des Werkstoffes: Wird die Anstoßvorrichtung etwa durch einen Mechanismus derart mit der Belastungsvorrichtung gekoppelt, daß mit dem Anstoßen die Last steigen muß, dann tritt auf der konvexen Stabseite nicht der Spannungsabbau ein, der unter unveränderter Laststufe einträte. Somit wird im Stabquerschnitt an Stelle des Spannungsdiagramms der Abb. 3b) ein anderes geweckt, das mehr oder minder dem älteren Engesserschen (1889) der Abb. 3a) nahekommt. Ein solches ist natürlich weniger tragfähig und wird infolgedessen schon bei $P < P'_k$ einen Instabilitätspunkt liefern. Die Höhe dieses Punktes hängt ab von dem Verhältnis Auslenkung pro Laststeigerung. Zu jedem Punkt gehört deshalb auch eine bestimmte von 90° abweichende Anfangstangente.

Weitere Aussagen sind auf dieser Basis aber nicht möglich. Deshalb beruhen die im zweiten Abschnitt des Aufsatzes als besonderer Vorzug des Shanley-Effektes gemachten Angaben über endliche Auslenkungen auf einem Trugschluß: Sobald die Auslenkungen endliche Werte annehmen, muß sich das Verhältnis Laststeigerung pro Auslenkung in einem ganz bestimmten Sinne derart ändern, daß das aus E' und E zusammengesetzte Spannungsdiagramm jeweils zu der neuen Laststufe paßt, damit überhaupt das Gleichgewicht erhalten bleibt. Aus dieser Bedingung ergibt sich in der Tat eine ganz bestimmte Auslenkungskurve zu jedem der zwischen P'_k und P''_k liegenden möglichen Verzweigungspunkte. Erfüllt aber der Mechanismus diese präzise Bedingung nicht, dann kehrt der Stab entweder in die gerade Lage zurück oder er schlägt nach ∞ (linearisierte Theorie!) aus. Somit ist diese Kurve gegenüber Fehlerhaftigkeiten des Mechanismus bereits instabil.

Bei richtig abgestimmtem Mechanismus ist die Kurve aber erst indifferent, ebenso wie ihr Grenzfall, nämlich die Horizontale durch P'_k . Denn der Stab kann jede Auslenkung zwischen 0 und ∞ (einschl. der damit gekoppelten Laständerung) annehmen ohne Tendenz, in eine bestimmte Lage zurückzukehren. Es ist aber ganz unmöglich, diesen konstruierten Idealfall von vornherein als Zwangskurve zu betrachten, wenn Auslenkungen mit Laststeigerungen in beliebiger, nicht gesteuerter Weise

zusammentreffen, wobei wohl gar noch an die nicht hierher gehörenden Auslenkungen infolge unvermeidlicher Außermittigkeiten gedacht war, die ohnehin einem ganz anderen Gesetz folgen.

Darüber hinaus enthält die Ableitung Gl. (10) bis Gl. (15) noch den speziellen Fehler, daß sie nur den Modul E' berücksichtigt. Denn wie leicht einzusehen ist, können Laststufen $P'_k + \Delta P$ nur durch ein aus E' und E gemischtes Spannungsdiagramm im Gleichgewicht gehalten werden. Aus dem gleichen Grunde beschreibt auch die Abb. 5 insgesamt keinen Gleichgewichtszustand. Wenn beispielsweise Gl. (15) zuträfe, stände nichts im Wege, E' durch E zu ersetzen und dann ergäben sich auch für den Eulerfall endliche Auslenkungen, was ja die linearisierte Theorie bekanntlich ausschließt.

W. Cornelius, Mainz-Gustavsburg.

Erwiderung.

Meine Erwiderung möchte ich auf zwei Punkte beschränken: 1. Die Schlußfolgerungen aus dem Shanley-Effekt für die Praxis. 2. Die Betrachtung der Grundlagen der plastischen Knickung. Ein Eingehen auf alle Einzelheiten der Zuschrift ist mit Rücksicht auf den begrenzten Raum der Zeitschrift nicht möglich.

Zu 1) habe ich wiederholt ausgeführt, daß — wenigstens soweit heute zu übersehen ist — bei den Werkstoffen des Stahlbaus St 37 und St 52 kein Grund vorliegt, die Knickzahlen ω für Stabknickung zu ändern.

Bei der Knicktheorie für Werkstoffe ohne ausgeprägte Fließgrenze (das sind manche Stahlsorten und viele Arten von NE-Metallen) ergeben sich jedoch erhebliche Unterschiede. Erst die bei neueren Versuchen mit Druckstäben aus Aluminiumlegierungen beobachteten merklichen und systematischen Abweichungen von der Theorie von Engesser-v. Kármán führten auf den Shanley-Effekt. Dieser ist also nicht etwa das Ergebnis der Spekulation an einem Schreibtisch, sondern der Intuition eines Praktikers zu danken (s. v. Kármán).

„Die Rücksicht auf an anderer Stelle geleistete viel weitergehende und praktisch verwertbare Arbeiten“ (1. Absatz der Zuschrift) darf jedoch nicht dazu verführen, die Augen zu schließen vor neuen Erkenntnissen über die theoretischen Grundlagen.

Zu den unentbehrlichen Grundlagen unserer Stabilitätsuntersuchungen gehört die Fiktion des Druckstabes ohne Störungen, d. h. eines Stabes der genau gerade ist, zentrisch belastet usw. Dies gilt für die Knickung im plastischen Bereich nach Engesser-v. Kármán genau so wie für den Fall der Euler-Knickung.

Die Benutzung der „idealen Knickspannung“ kann man zwar bei den Knickberechnungen leicht umgehen, solange es sich um einfache Stäbe handelt. Die Erwähnung der Theorie von Engesser läßt sich aber nicht vermeiden. Die Theorie von Engesser bleibt vorläufig erst recht unentbehrlich, wenn es sich darum handelt, die Stabilitätsgrenzen komplizierterer Tragwerke im plastischen Bereich abzuschätzen. An dieser Tatsache ändert sich dadurch nichts, daß man die diesen Berechnungen zugrunde liegenden idealisierten Tragwerke als „nicht realisierbare gedankliche Spekulationen“ bezeichnet.

Die Theorie von Engesser-v. Kármán für den idealen Druckstab ist nun tatsächlich stark ergänzungsbedürftig: Bei jedem Tragwerk interessiert nicht nur der Endzustand P , sondern natürlich ebenso sehr auch das, was während des Aufbringens der Belastung geschieht oder geschehen kann. Um diese Vorgänge hat man sich aber bisher nicht gekümmert. Erst Shanley hat erkannt, daß Belastungen zwischen P'_k und P''_k auch beim theoretisch idealisierten Druckstab ohne Ausbiegung auf stabile Weise gar nicht erreicht werden können.

Der Shanley-Effekt hat nichts zu tun mit der bekannten Linearisierung der Differentialgleichung, sondern folgt vielmehr aus der im plastischen Bereich vieldeutigen und nicht umkehrbaren Beziehung $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$.

Shanley hat gezeigt, daß die Gleichgewichtslagen $f = 0$ labil sind, sobald bei steigender Belastung P'_k überschritten wird. Stabil sind für $P'_k < P < P''_k$ dagegen die

ausgebogenen Gleichgewichtszustände. Die eindeutige Zuordnung $f = f(P, P_0)$ hat dabei nichts mit der Art der Störung zu tun. Bei irgendeiner Störung während des Belastungsaufbringens tritt der Wechsel der Gleichgewichtslagen ein, weil der Zustand $f = 0$ labil ist, und nicht etwa weil eine ganz bestimmte Anstoßvorrichtung benutzt wird.

Es ist also ein Irrtum, wenn Herr C. meint, daß die Ausbiegungsvorrichtung durch einen bestimmten Mechanismus mit der Belastungsvorrichtung „gekoppelt“ werden müßte: Wenn bei steigender Belastung eine beliebige kleine, kurz andauernde Störung irgendeiner Art vorhanden ist, dann geht der ideale Stab immer von der labilen geraden Lage in eine neue gebogene stabile Gleichgewichtslage über. $f = f(P, P_0)$ hängt dabei nicht ab von der Form der Störung, auch nicht von der Größe der Anstoß-Ausbiegung, d. h. es liegt ein typischer Stabilitätswechsel vor. Auch ein idealer Druckstab kann also schon bei wesentlich niedrigerer Belastung krumm werden, als die bisherige Theorie annahm.

Den grundsätzlichen Unterschied gegenüber der klassischen Theorie kann man leicht erkennen. Die bekannte Differentialgleichung für die Stabknickung $v'' + P/B \cdot v = 0$ gilt nämlich im Prinzip auch für den Shanley-Effekt, jedoch ist P keine Konstante, sondern eine Funktion von v ; die Biegesteifigkeit B (entsprechend EJ) ist ebenfalls von P abhängig und außerdem längs der Stabachse veränderlich. Daraus ergeben sich die großen mathematischen Schwierigkeiten, die der weiteren Untersuchung des Shanley-Effektes entgegenstehen.

Th. v. Kármán, dem wir neben Fr. Engesser in erster Linie den Ausbau der Theorie der plastischen Knickung verdanken, hat in der Diskussion zu dem grundlegenden Vortrag von Shanley ausgesprochen, daß die bisherige Theorie mögliche kritische Belastungen nicht mit erfaßt und daß es daher notwendig ist, den Begriff der Stabilitätsgrenze im plastischen Bereich neu zu definieren. Das leicht zu übersehende Modell von F. J. Ryder gibt bereits alle wesentlichen Eigenschaften richtig wieder. Die Zusammenhänge am gewöhnlichen Druckstab sind allerdings sehr unübersichtlich, so daß man leicht Trugschlüssen zum Opfer fällt.

Es ist nach Vorstehendem nicht übertrieben, wenn die Grundlagen unserer Stabilitätstheorie als ergänzungsbedürftig bezeichnet wurden. Es war auch kein unbeabsichtigter Nebenerfolg meines Aufsatzes und meines Vortrages, wenn dieser Eindruck entstanden ist, sondern gerade meine Absicht, die deutsche Fachwelt darauf hinzuweisen, daß die neuen Erkenntnisse an den Grundlagen der bisherigen Theorie der Baukonstruktionen rütteln. Ich bin überzeugt, daß sich auch die deutschen Fachleute dieser Meinung anschließen werden, wenn sie erst einmal die Gedankengänge von Shanley näher studiert haben. Es ist jedenfalls nicht möglich, den Shanley-Effekt zu übersehen oder in seiner theoretischen und praktischen Bedeutung zu bagatellisieren.

F. Schleicher, Dortmund.

75 Jahre Hochtief-AG.

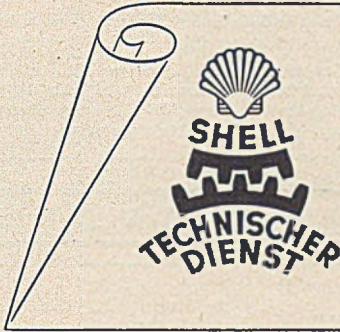
In diesem Jahre sieht die Firma Hochtief, AG. für Hoch- und Tiefbauten, vorm. Gebr. Helfmann, auf ein 75jähriges Bestehen zurück.

Die Firma Hochtief AG. hat aus Anlaß ihres 75jährigen Geschäftsjubiläums eine Schrift herausgegeben, die nicht nur ein lebendiges Bild über ihren Tätigkeitsbereich, sondern über den konstruktiven Ingenieurbau der letzten Jahrzehnte schlechthin vermittelt. Die Ausstattung des Büchleins ist vorzüglich, die Bilder — Handzeichnungen und Photographien — sind nicht nur technisch interessant, sondern auch künstlerisch außerordentlich reizvoll.

A. Mehmel, Darmstadt.

W. Müller, Dr.-Ing. e. h.

Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller, Aachen, wurde von der Techn. Hochschule Darmstadt in Anerkennung seiner hervorragenden wissenschaftlichen Leistungen auf dem Gebiete des Eisenbahn- und Verkehrswesens, insbesondere seiner schöpferischen Arbeit bei der Entwicklung einer systematischen Fahrdynamik der Verkehrsmittel die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.



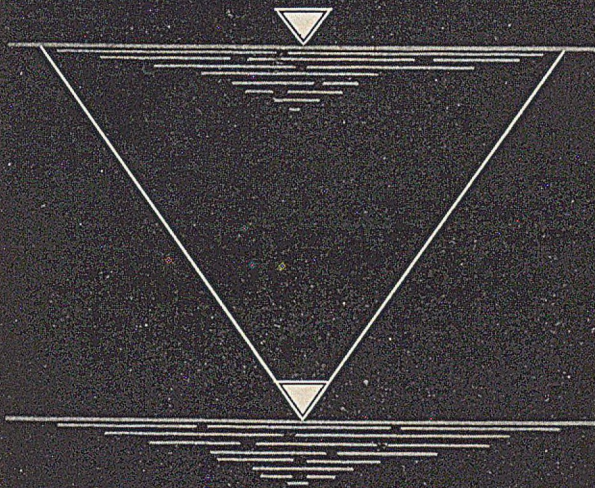
In allen Schmierungsfragen:

SHELL TECHNISCHER DIENST

DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT

ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN BERLIN, BREMEN, DÜSSELDORF, FRANKFURT/M., HAMBURG,
HANNOVER, KÖLN, LUDWIGSHAFEN, MÜNCHEN, NÜRNBERG, STUTTGART

GRUNDWASSER ABSENKUNG



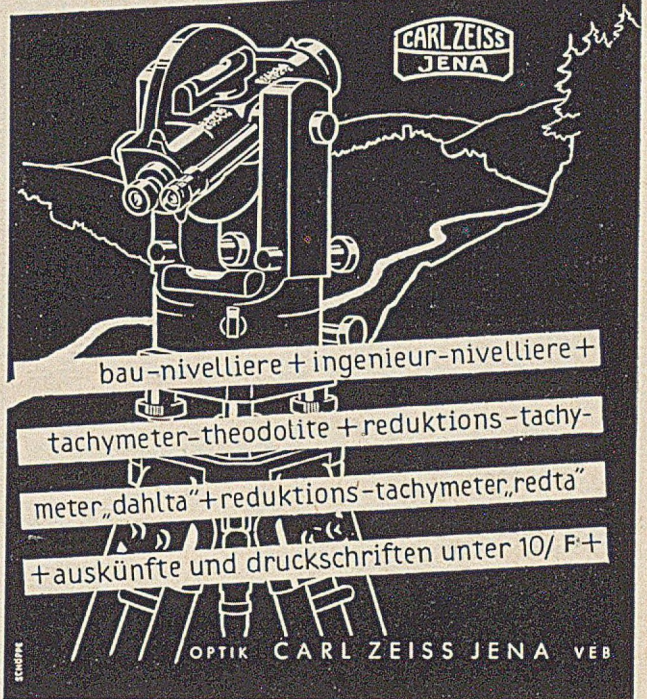
JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD.

FRANKFURT-MAIN

HAMBURG

vermessungsgeräte



bau-nivelliere + ingenieur-nivelliere +

tachymeter-theodolite + reduktions-tachy-

meter „dahlta“ + reduktions-tachymeter „redta“

+ auskünfte und druckschriften unter 10/ F+

OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

Hans Stapelfeldt

Spezial-Unternehmen für Grundwasserabdichtungen und Isolierungen

Berlin N 65, Müllerstr. 79b
Telefon 46 39 86

Hannover, Lönsstr. 21
Telefon 2 39 71

Bremen, am Barkhof 24
Telefon 4 52 32

*Grundwasserabdichtungen für alle Ingenieurbauten / Terrassen-Isolierungen,
temperaturbeständige, Behälter-Isolierungen, auch säurefeste, nach eigenem
Verfahren / Brücken- und Tunnel-Abdichtungen nach A. I. B.*

Referenzen von zahlreichen Behörden und Industrien stehen zur Verfügung.

Technische Beratung unverbindlich!

STELLENANGEBOTE

Westdeutsche Brückenbauanstalt sucht
zum baldigen Eintritt für die
Offertabteilung einen erstklassigen

Vorkalkulator

mit reichen und langjährigen Erfahrungen in der
Vorkalkulation von Stahlbrücken jeglicher Art, ins-
besondere von Großbrückenbauwerken.

Ausführliche Bewerbungen mit Zeugnisabschriften und Lichtbild
sowie Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintritts-
tages erbeten unter „Der Bauingenieur 328“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Westdeutsche Stahlbauanstalt

sucht

für die Abteilung Stahlhochbau einen

STATIKER

mit mehrjähriger Praxis und guten Erfah-
rungen in der Konstruktion.

Ausführliche Bewerbungen mit Zeugnisabschriften und Lichtbild
sowie Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintritts-
tages erbeten unter „Der Bauingenieur 331“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

In der statischen Abteilung des Bauaufsichtsamtes ist die
Stelle des

leitenden Statikers

sofort zu besetzen. Nachzuweisen sind neben abgeschlossener
Ingenieur-Ausbildung (Dipl.-Ingenieur) eine mehrjährige Praxis
als Statiker, insbesondere Kenntnisse in der Bearbeitung statisch
unbestimmter Systeme und Beherrschung der technischen Bau-
bestimmungen. Vergütung erfolgt nach TO. A und gegenseitiger
Vereinbarung.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, beglaubigten
Abschriften der Zeugnisse und des Spruchkammerbescheides kön-
nen umgehend beim Personalamt der Stadtverwaltung Augsburg,
Maxstr. 4, Zimmer 75, eingereicht werden. In erster Linie werden
geeignete Beamte, die nachweisbar unter das Bundesgesetz vom
11. Mai 1951 zu Artikel 131 GG. fallen, berücksichtigt. Endtermin
für die Bewerbung äußerstens 1. September 1951

Bei der Stadtverwaltung Duisburg, Abteilung Brückenbauamt,
ist für die Dauer der Arbeiten zum Wiederaufbau der Straßen-
brücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg
die Stelle eines

Diplomingenieurs

zu besetzen. Anstellung und Bezahlung nach TO. A III. Voraus-
setzungen: Abgeschlossene Hochschulbildung, gute theoretische
Kenntnisse.

Bewerbungen mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild und be-
glaubigten Zeugnisabschriften sind bis spätestens 2 Wochen nach
Erscheinen dieser Zeitschrift an die Stadtverwaltung
Duisburg, Personalamt 2, zu richten. Bewerber, die
die Voraussetzungen des Gesetzes der unter Artikel 131 des
Grundgesetzes fallenden Personen erfüllen, werden bei gleicher
Befähigung bevorzugt.

Kennziffer: 1275

Erfahrenen Bauingenieur

für Tunnel- und Stollenbau, kalkulationssicher und verhandlungs-
gewandt, zum sofortigen Eintritt gesucht.

Bewerbungen mit Zeugnissen über bisherige Tätigkeit, Ge-
haltsforderung, selbstgeschriebenem Lebenslauf und Lichtbild sind
einzureichen unter „Der Bauingenieur 332“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

STELLENGESUCHE

Junger

Bauingenieur

sucht Anfangsstellung in Ing.-Büro oder Bauunternehmung.

Spezialität:

Statik, Stahlbeton, Brückenbau

Angebote unter „Der Bauingenieur 310“ an den Springer-Verlag,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Bauingenieur (Dipl.-Ing.)

sucht zum Herbst neuen Wirkungskreis. Guter Rechner und
Zeichner, 8 Jahre Praxis. Bevorzugte Tätigkeiten: Statik,
Konstruktionsbüro, Vermessungsarbeiten.

Angebote unter Kennwort „Gute Zeugnisse“, „Der Bau-
ingenieur 325“, an den Springer-Verlag, Anzeigenabtei-
lung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Dipl.-Ing. (Bauwesen)

24 Jahre, im Augenblick in München als Bauleiter tätig (erfahren in
Abrechnung, Nachkalkulation, Stahlbeton-, Hochbau und Straßenbau),
sucht aussichtsreiche Stelle in größerer Bauunternehmung evtl. auch
im Ausland. Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 329“ an den
Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Werkstattmeister

22 Jahre im Stahlhoch- und Brückenbau tätig, 46 Jahre alt, verh.,
kinderlos, die Heimat zweimal verloren, als A-Flüchtling im
Bundesgebiet anerkannt, sucht Stellung als Meister oder Vor-
zeichner in Büro oder Werkstatt. Habe reiche Erfahrungen in ge-
nielten und geschweißten Stahlkonstruktionen und bin mit den
neuesten Fertigungsmethoden vertraut. Zuschriften unter „Der
Bauingenieur 336“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung,
Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Dr.-Ing. 45 Jahre

20 Jahre Unternehmerpraxis im In- und Ausland. Fachgebiete:
Eisenbahnbau, Straßenbau, Eisenbetonhochbau, Tiefbauten, Tunnel-
und Stollenbau, Großflugplätze. 4 Jahre Leiter größeren In-
genieurbüros für Flugplatz, erfolgreicher Kalkulator, energisch und
zielsicher, ausgezeichnete Sprachkenntnisse, insbesondere Englisch,
z. Z. Bauleiter im Ausland, wünscht Tätigkeit in Bundesrepublik
bei Großfirma oder Behörde, Planung oder Bauleitung. Vorzügliche
Referenzen.

Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 337“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Dipl.-Ing. (Bauing.)

23 Jahre, Fachrichtung konstr. Ingenieurbau,

sucht Stellung als

Statiker oder Stahlbeton-Konstrukteur, auch Baustellen-Tätigkeit.

Angebote erbeten an R. Falk, Berlin-Lichterfelde, Pöbnecker Str. 5

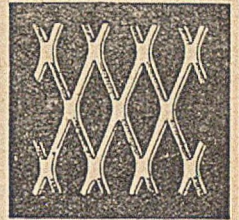
Lieferfirmen der Bauindustrie



FIXIF „F“
der wirtschaftliche Universal-Schutzanstrich
auch für *feuchte*
Beton- u. Mauerwerksflächen
WUNNERSCHER BITUMEN-WERKE G.M.B.H. UNNA I.W.

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage

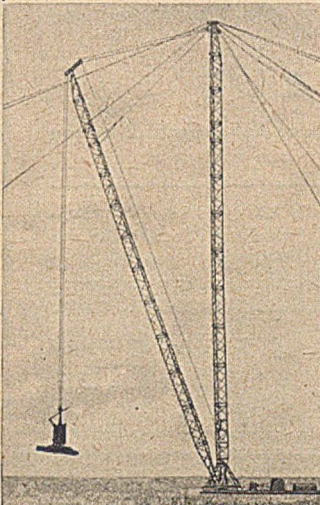


SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

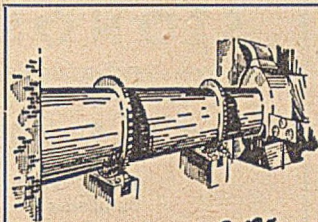
MONTAGE-DERRICK-Krane

in Dreigurt-Rohrkonstruktion



Schmidt-Tychsen

Hamburg 24 B



Drehofen-Gips
Gedr.
Knauf
Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.

Werbung mit Erfolg

durch Anzeigen in der
Zeitschrift
„DER BAUINGENIEUR“
SPRINGER-VERLAG
Anzeigenabteilung
BERLIN W 35
Reichpietschstr. 20
Tel. 24 92 51

TRANSPORTANLAGEN

FÜR ALLE ART VON FÖRDERGUT



STÖHR

SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN U. AUZÜGE
OFFENBACH A-M



J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

Schliemanns Homogen-Asphaltplatten

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag
trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse
> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.

Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.
Hannover-Linden • Bauweg 34
Fernruf: 419 44/45 • Drahtwort: Bimex

Pelikan Graphos

Der Tusch-Füllhalter mit
auswechselbaren Stahlfedern
für Kuntschrift und technisches
Zeichnen. Ausführlichen
Prospekt auf Wunsch



GÜNTHER WAGNER-HANNOVER

ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN

Früher Frenkel: FAKTOR „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte BROSCURE EF 1249!

Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



MENCK & HAMBROCK**HAMBURG-ALTONA****TRICOSALS III**

das bewährte Schnellbindemittel für eilige Zementarbeiten, z. B. Abdichtung von Kellern usw., Ausbesserung von Betonfußböden, Vergießen von Maschinen, Ankerbolzen usw.

TRICOSAL NORMAL

Zement-Dichtungsmittel

STONOSAL

pulverförmiges Dichtungsmittel gegen Schlagregen

ACOSAL E 128

Anstrichmittel für Pappdächer und Fundamente

NEOCOSALE

Wasserabweisender Außenanstrich gegen Schlagregen

Wir untersuchen Ihre Baustoffe kostenlos betr. Verarbeitbarkeit mit unseren Tricosal-Produkten. Senden Sie uns 2-kg-Muster unter genauer Angabe der Marken und Ihrer Verarbeitungswünsche. Wir beraten Sie dann schleunigst.

Pharma-VVB Chemische Fabrik Grünau
Berlin-Grünau Tel. 63 22 61

Umhüllte

SCHWEISS-ELEKTRODEN SCHWEISS-TRANSFORMATOREN

mit stufenloser Regelung



Diesem Heft liegen zwei Prospekte des Springer-Verlages Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.