



Wiederherstellung der Emsbrücke bei Leerort.

Von Oberreg.-Baurat U. Seetzen, Langenhagen.

1. Überblick über die Brückenanlage.

Westlich der Kreisstadt Leer wird Ostfriesland durch die Ems, an dieser Stelle etwa 300 m breit, in zwei Wirtschaftsgebiete getrennt (Abb. 1). Auf der Ems können von ihrer Einmündung in den Dollart bis zu der kleinen Hafensstadt Papenburg Seeschiffe bis zu einem Tiefgang von 5 m verkehren. Stärker ist der Verkehr mit Binnenschiffen und Schleppzügen, die zwischen Meppen und Emden die Ems ebenfalls befahren. Bei dem Fischerdörfchen Leerort

Eisgangs ihren Dienst oft einstellen mußte. Die daher seit 1912 einsetzende Bemühung des Kreises Leer um den Bau einer festen Verbindung führte aber erst 1930 zum Erfolg. Von den vielen Plänen zur Überbrückung des über 5 m tiefen Emsstromes wurde eine durchlaufende Stahlkonstruktion von 450 m Länge mit einem Kostenaufwand von rd. 3 Mio. RM ausgeführt. Die Gestaltung der Brücke und ihre Abmessungen gehen aus Abb. 2 hervor. Zwischen Widerlager I und Pfeiler IV sowie zwischen Pfeiler VI und Widerlager IX ist die Brücke fest. Für die Seeschiffe liegt zwischen den Pfeilern IV und VI eine Drehbrücke, die gleicharmig auf dem Drehpfeiler V nach einer Richtung ausschwenkt. Das gesamte Stahlgewicht der Brücke betrug 1650 t. Der 83,9 m lange Drehteil wog 275 t. Die Höhe der beiden stählernen Vollwandträger wechselte von 2,40 m am Auflager und 3,60 m zwischen den Pfeilern III und IV. Die Brücke wurde 1938 begonnen und 1940 in Verkehr genommen. Die empfindliche maschinelle Einrichtung auf dem Drehpfeiler und der Drehbrücke über der außermittig gelegenen Schiffahrtsrinne wurde durch starke Leitwerke in Stahlkonstruktion geschützt. Das mittlere, lang ausgezogene Leitwerk diente während des Baues als Montagegerüst.

Die Brückenanlage wurde bei Kriegsende 1945 fast völlig zerstört. Der Straßenverkehr konnte wieder durch eine Dampffähre behelfsmäßig über den Fluß weitergeführt werden, nachdem eine zunächst hergestellte britische Kriegsbrücke (Bailey-Brücke) auf Pontons infolge eines plötzlich auftretenden Sturmes und Eisganges unterging. Der Umfang der nachhaltigen Zerstörung der eigentlichen Brücke und der Zeitaufwand für die Wiederherstellung standen nicht im vertretbaren Verhältnis zu der Zeit, die für die Herstellung einer Kriegsbrücke über den breiten Strom in kaum 24 Stunden notwendig war. Es hätte daher eine Blockierung des ausgeschwenkten Drehteiles zur vorübergehenden Sperrung des Flußüberganges genügt.

Infolge der Trennsprengungen und Zerstörungen der Pfeiler III, IV und VII versank die gesamte Brücke in der Ems und wirkte bei dem ständig wechselnden Ebbe- und Flutstrom wie ein Grundwehr. Die Trümmer der Brücke behinderten nicht nur die Schifffahrt, sondern verursachten auch eine gefährliche Veränderung der Flußsohle. Es entstanden Kolke bis zu 14 m im Bereich der Drehöffnung,

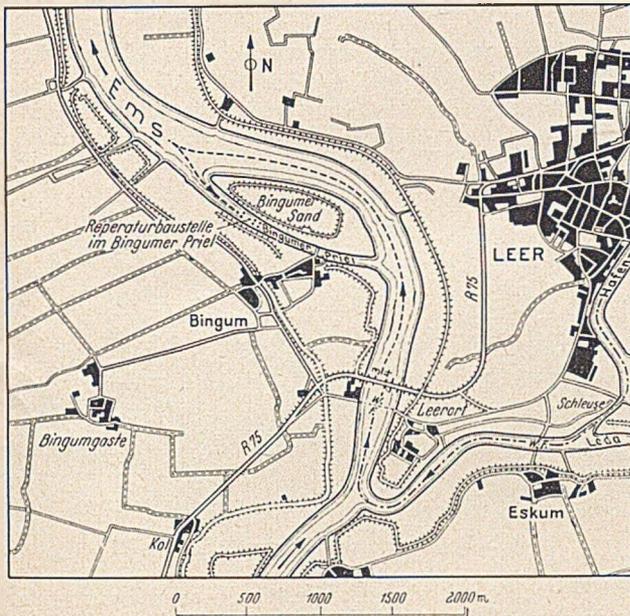


Abb. 1. Lageplan.

--- Transportweg des Senkkastens.

--- Transportweg der Brückenüberbauten 3 und 4.

kreuzt die Bundesstraße 75 Bremen—Oldenburg—Leer—Weener—holländische Grenze den breiten Fluß. Die Verkehrsbedeutung dieser Bundesstraße hat nach dem Kriege wieder stark zugenommen und weist bereits eine höhere Verkehrsbelastung als vor 1939 auf. Außer dem örtlichen Verkehr in diesem Teil Ostfrieslands wickelt sich auf dieser Bundesstraße in zunehmendem Maße der Kraftfahrzeugverkehr zwischen Dänemark, Schweden und Norwegen einerseits und Holland, Belgien, Frankreich und Großbritannien andererseits ab.

Früher hatte eine Dampffähre für den Straßenverkehr zur Verfügung gestanden, die im Winter jedoch wegen Sturms und

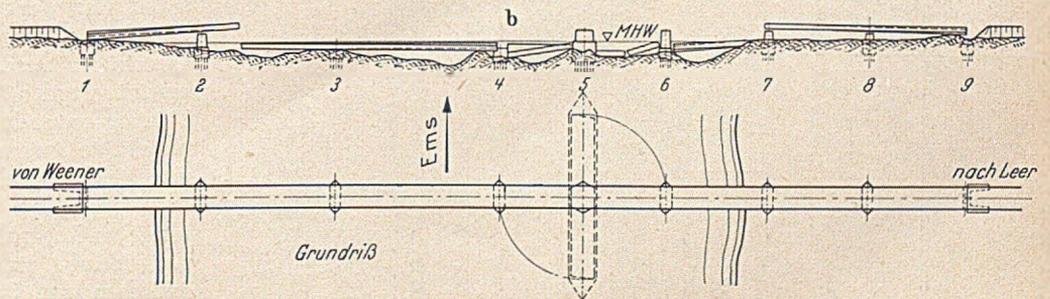
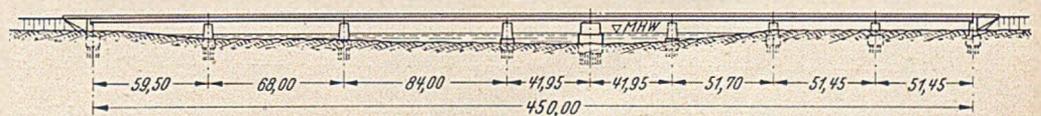
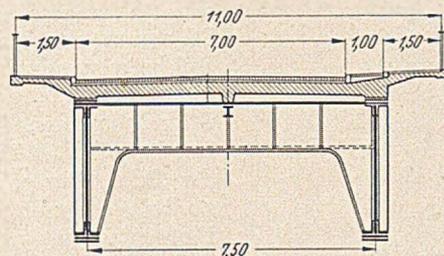


Abb. 2. Brücke a) vor, b) nach der Sprengung.

die bis zur Gründungstiefe der Pfahlroste unter den einzelnen Pfeilern herabreicheten. Zur Wiederherstellung der geordneten Wasserführung im eigentlichen Flußbett, der Abwendung von Deichbrüchen und der baldigen Wiedereröffnung der Schifffahrt wurde die Räumung der Brückentrümmer bereits 1945 begonnen und Ende 1946 abgeschlossen (Abb. 3). Über die Bergung der einzelnen, noch wieder verwendbaren Brückenabschnitte und über die Räumung der sonstigen Stahl- und Betontrümmer ist bereits berichtet worden. Vgl. W. Klingenberg: Bauingenieur 24 (1949) S. 39—44.

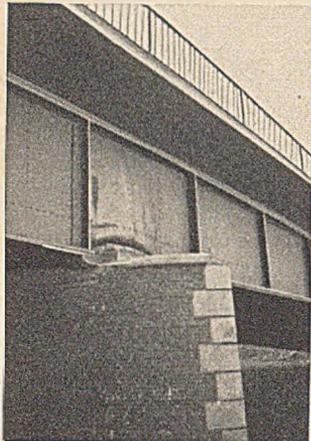


Abb. 3. Stauchung der Hauptträger über den Pfeilern nach der Sprengung.

Bemerkenswert ist bei den Hebungsmaßnahmen die Ausnutzung des Tidehubes. Nach der Währungs- umstellung war es erst möglich, die Mittel für ein zusammenhängendes Aufbau- programm für die Unter- bauten, für die Stahlüber- bauten und die Fahrbahn- decke sowie der sonstigen Ausrüstung zu genehmigen und bereitzustellen. Der Entschluß zum Wiederauf- bau wurde durch den ständig wachsenden Straßenverkehr besonders stark beeinflusst.

Im Rahmen des Wiederaufbaues mußten die Wider- lager an beiden Brückenenden erneuert werden. Die Pfahl- gründung unter den Widerlagern wurde beibehalten. Von den Strompfeilern wurde der abgeknickte und schräg stehende Pfeiler VII aufgerichtet und mit dem Fundament- sockel wieder fest verbunden. Der Pfeiler IV als west- licher Anschlag des Drehteils war durch eine vermutlich übergroße Sprengladung in den tiefliegenden Sprengkam- mern so gründlich zerstört, daß selbst der aus rd. 100 Pfä- len bestehende hölzerne Pfahlrost und die umschließende stählerne Klöckner-Spundwand nicht mehr brauchbar waren. Bei der Wiederherstellung durchfuhr eine Druck- luft-Senk kasten gründung bis auf —14 m die Zone der zer- trümmerten Holzpfähle und Spundwand, wobei alle Trüm-

mer unter schwierigen Verhältnissen geräumt werden konn- ten (Abb. 4). Der Pfeiler wurde unmittelbar auf einer trag- fähigen Bodenschicht wieder gegründet. Der Pfeiler III sollte zunächst oberhalb des hölzernen Pfahlrostes und des noch erhalten gebliebenen Betonfundamentes im Schutz einer Baugrubeneinschließung wieder ausgeführt werden. Nachdem aber festgestellt wurde, daß in dem Betonfunda- ment infolge der starken Sprengwirkungen tief klaffende Risse vorhanden waren und ein weiteres Absenken des Wasserstandes in der umspundeten Baugrube wegen der Anzeichen eines Grundbruches unter der noch vorhandenen Spundwand nicht verantwortet werden konnte, wurde auch hier eine Druckluftgründung nachträglich durchgeführt. Der Senkkasten mußte zwischen den vorhandenen Stahl- spundwänden bis zum Antreffen des tragfähigen Bau- grundes mit einem Spielraum von wenigen Zentimetern ab- gesenkt werden.

Diese Arbeiten sind von der Fa. H. Möller, Wilhelms- haven, und der Spezialfirma Dr.-Ing. Paproth, Winsen, ohne Schwierigkeiten ausgeführt worden.

2. System und Planung der wiederhergestellten Brücke.

Für die Wiederherstellung der Brückenkonstruktion war die vorhandene Pfeilerstellung bestimmend. Zwischen den Pfeilern I—II, VII—VIII—IX waren die Brückenabschnitte zum Teil auf das Vorland abgestürzt. Das Trägerstück VI

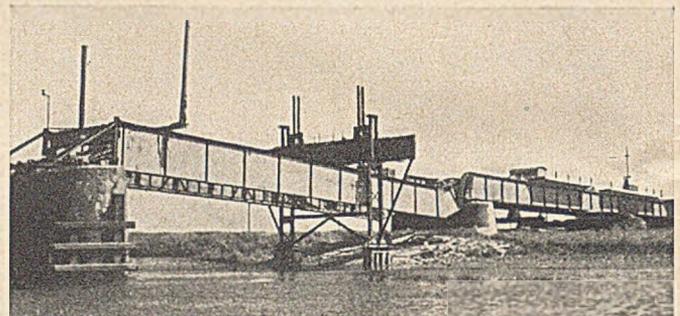


Abb. 5. Hebung der Trägerstücke VI—VII.

bis VII konnte mit einfachen festen Hubvorrichtungen wie- der in die Soll-Lage gehoben werden (Abb. 5). Das lange Trägerstück II—III—IV befand sich unter Wasser und mußte in zwei Teile zerschnitten werden. Zwischen zwei großen Baggerschuten wurden die einzelnen Ab- schnitte angeschlagen, gehoben, nach einem Seitenarm der Ems etwa 2 km unterhalb der Brücke ausgeschwommen und dort auf vorberei- tete 8 Pfahljoche abgesetzt. Das auch in Er- wägung gezogene Zerschneiden dieses langen und fast 3,0 m hohen Trägers unter Wasser war infolge der dicken Gurtpakete nicht möglich und bei der starken Strömung und dem undurchsichtigen Flußwasser mit größten Gefahren für die Taucher verbunden. So führte das Vorhandensein der langen Trägerabschnitte, wenn auch stellenweise stärker beschädigt, zu dem Wiederaufbau in alter Form.

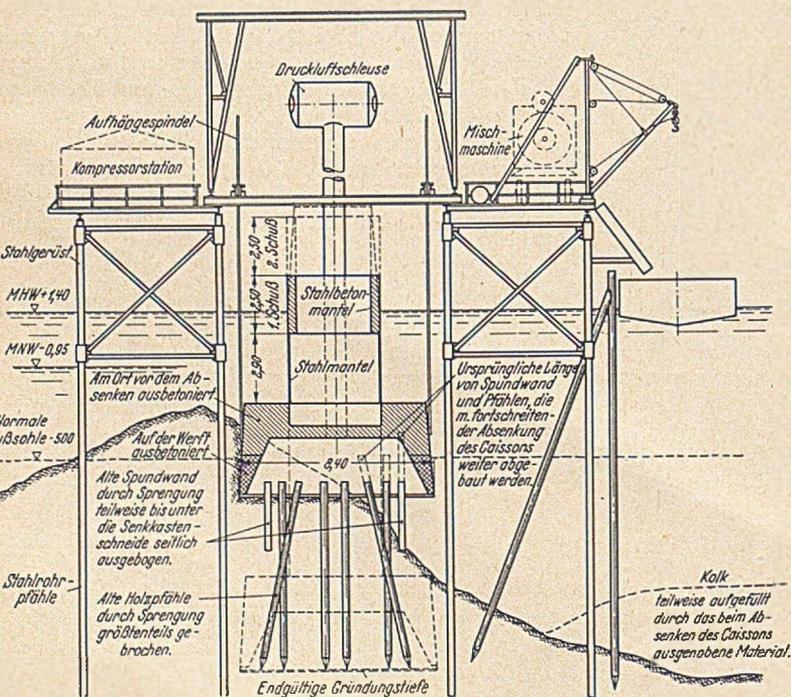


Abb. 4. Druckluftsenkkasten zur Räumung und Erneuerung des Pfeilers IV.

Die Stahlkonstruktion des gleicharmigen Drehteiles war dagegen so beschädigt, daß die in- zwischen geborgenen Teilstücke bis auf mehrere Querträger verschrottet und durch neue Träger ersetzt werden mußten. Für die weitgehende Wiederverwendung der gehobenen Brücken- abschnitte sprach auch der Mangel an Konstruktions- stahl. Da die frühere Brücke noch nicht in der Verbundbauweise konstruiert und diese Bau- weise zu Beginn des Wiederaufbaues noch in der Entwicklung stand, wurde die lose Verbindung zwischen den Stahlträgern und der Stahlbeton- fahrbahnplatte beibehalten.

Die vorhandenen Brückenteile erforderten eine genaue ingenieurtechnische Untersuchung eines Gutachters über ihre Wiederverwendung. Sie erstreckte sich auf die Fragen:

a) Anpassung der vorhandenen Brückenteile an die Brückenklasse I A und einen Culemeyer-Lastenzug von 40 t, nachdem früher die Brückenklasse I (24 t) der DIN 1072 zugrunde gelegt worden war.

b) Beurteilung der erkennbaren Schäden aus Beschuß und Sprengungen.

c) Lage und Ausbildung neuer Baustellenstöße zur Verbindung der vorhandenen Trägerstücke.

Das positive Ergebnis dieser Untersuchung war ebenfalls für den Wiederaufbau der festen Überbauten in der früheren Form entscheidend.

Für den Drehteil ergab eine Ausschreibung die Möglichkeit, ebenfalls die alte Form beizubehalten. Von den beiden Bauarten, Ausbildung der Fahrbahn als orthotrope Platte (Leichtfahrbahn) oder als lose aufliegende Stahlbetonplatte, wählte man die letztere, die sich bei der früheren Brückenkonstruktion bewährt hatte. Wenn auch das Stahlgewicht des Drehteiles von 275 t auf 284 erhöht werden mußte, so ergab sich einschließlich der Stahlbetonplatte und der 5 cm dicken Asphaltlage immerhin noch ein Gesamtgewicht von 820 t (früher 950 t). Dieses Gewicht war für die Bewegungskräfte des Drehteiles maßgebend. Da sich zwischen dem Gewicht von 820 t und dem einer orthotropen Platte mit insgesamt rd. 400 t einschließlich Asphaltbelag kein nennenswerter Unterschied bei dem Kraftantrieb und Stromverbrauch ergab, glaubte man, dem schwereren Drehteil den Vorzug geben zu sollen, um den seitlichen Windkräften ein größeres Beharrungsvermögen des Baukörpers gegenüberzustellen.

Somit konnte die ganze Brücke ihre alte Form beibehalten, aber eine größere Tragfähigkeit aufweisen. Die Breite der Fahrbahn betrug wie bisher 7,50 m.

Die Kosten für den Wiederaufbau wurden auf den Bundeshaushalt übernommen. Die Wiederherstellung und Ergänzung der festen Stahlüberbauten wurde der Stahlbaufirma Norddeutscher Eisenbau GmbH., Wilhelmshaven, die Ausführung des Drehteiles einschl. der elektrischen Ausrüstung der MAN, Gustavsborg, in Zusammenarbeit mit der Firma Brown, Boveri & Co. übertragen. Die Stahlkonstruktion des Drehteiles bis auf den Mittelabschnitt führte ebenfalls die Fa. Nordd. Eisenbau als Nachunternehmer der MAN aus. Bemerkenswert ist, daß die genannten Firmen auch die frühere Brücke ausgeführt hatten und die noch erhalten gebliebenen technischen Unterlagen sowie ihre Erfahrungen wieder verwerten konnten.

Die Niedersächsische Straßenbauverwaltung hat die Planung für die Wiederherstellung aufgestellt und die Ausführung geleitet.

3. Wiederherstellung der festen Überbauten.

Die Trägerabschnitte I—II, VI—VII—VIII—IX befanden sich nach der Sprengung noch in der Nähe ihrer ursprünglichen Lage und konnten mit Schwellenstapeln und Hubpressen wieder in die vorgeschriebene Höhenlage gebracht und dann horizontal und vertikal ausgerichtet werden. Die infolge der Sprengung zerstörten Endfelder bei den Punkten I und IX wurden ausgebaut und erneuert. Ebenso wurden Bruchstellen und Einschußlöcher, ferner auch Knickstellen und Beulen beseitigt. Während nach anfänglicher Überlegung die noch vorhandenen Abschnitte der Stahlbeton-Fahrbahnplatte liegenbleiben sollten, entschloß man sich später zur restlosen Beseitigung. Einzelne Plattenabschnitte waren bei der Sprengung in der Längs- und Querrichtung bis zu 25 cm seitlich verschoben und zerissen. Wegen der eingedrückten Nietköpfe war es nicht möglich, die Plattenfelder wieder in ihre alte Lage zu rücken. Wenn auch gewisse wirtschaftliche Vorteile für die

Erhaltung der Stahlbetonplatte sprachen, so wurde doch das Ausrichten der Träger und die Wiederherstellung der notwendigen Erhöhung erst nach der Beseitigung der Platte einwandfrei möglich. Über den Pfeilern II und VII mußten neue Stoßverbindungen hergestellt werden.

Die Trägerabschnitte II—III, III—IV waren nach der Bergung in dem 2 km nordwestlich der Brücke gelegenen Bingermer Priel auf Hubgerüste abgesetzt worden, die auf einzelnen Pfahljochen standen (Abb. 6). Für die Wieder-

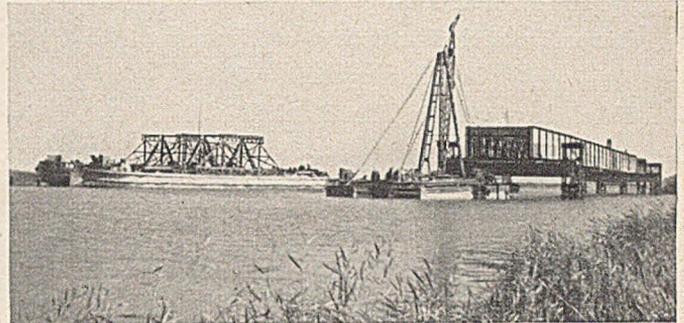


Abb. 6. Abgesetzte Trägerteile und Transportschute.

verwendung mußten die 3,60 m hohen Träger gerichtet und sämtliche Querträgeranschlüsse nachgearbeitet werden. Außerdem war ein stärkerer Knick, durch die Sprengung hervorgerufen, zu beseitigen. Für diese Richtarbeiten wurden zusätzlich weitere Pfahljoche gerammt, um die Pressen und Stützträger unterzubringen (Abb. 7).

Hoch über dem mit Ebbe und Flut fallenden und steigenden Wasser wurden die Instandsetzungsarbeiten, oft bei starkem Küstenwind, in luftiger Höhe ausgeführt. Für den Zusammenbau über dem Pfeiler III wurde ein neuer Stoß eingefügt. Gleichzeitig erhielten die Träger ihre ursprüngliche Überhöhung. Nach Beendigung dieser Arbeiten waren die Trägerabschnitte wieder in die Stromöffnungen einzuschwimmen und auf die inzwischen fertiggestellten Pfeiler abzusetzen. Hierbei handelte es sich um eine Aufgabe, die technisch und wegen der Nähe zum Seegebiet auch nautisch große Anforderungen stellte.

Die Stahlträgerkonstruktion bestand aus zwei hohen, ausgesteiften Vollwandträgern in St 52 und dazwischen

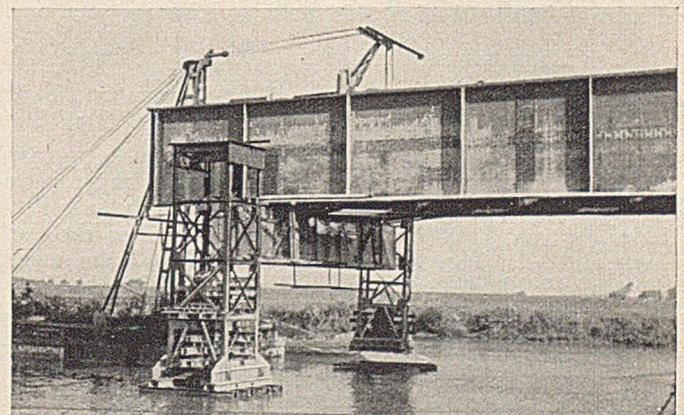


Abb. 7. Unterfangung der Trägerteile im Hubgerüst.

liegenden Querträgern, welche mit dem Obergurt abgeschlossen und in portalartiger Ausbildung bis zum Untergurt hinunterreichten. Der untere Teil des Querträgers bot so viel Platz, daß ein Besichtigungswagen im unteren Teil des Brückenquerschnittes passieren konnte. Die 23 cm dicke Stahlbetonplatte der eigentlichen Fahrbahn ruhte auf den Obergurten der Hauptträger und einem mittleren Längsträger. Die Fahrbahnbefestigung der ersten Brücke be-

stand aus Kupferschlacken-Kleinpflaster auf Kiesbettung, Isolierung und Schutzbeton. Die Stahlkonstruktion war bei der Sprengung erheblich überbeansprucht worden. Es war daher erwünscht, bei der neuen Brücke, welche vornehmlich aus den vorhandenen Trägerabschnitten und Ergänzungs- teilen bestand, die Sollspannungen durch geeignete Maß- nahmen zu verringern. Diese Möglichkeit war durch die Gewichtssenkung der Fahrbahnbefestigung gegeben.

Alter Zustand: Kupferschlacken-Kleinpflaster
mit Kiesbettung und Isolierung 0,400 t/m²
Neuer Zustand: Hartgußasphalt, 5 cm dick, 0,125 t/m²
Gewichtersparnis = 69 0/0.

Fahrbahngewicht je lfdm Brücke:
Alter Zustand: 3,600 t/m
Neuer Zustand: 2,920 t/m
Gewichtersparnis = 19 0/0.

Infolge dieser Gewichtsverminderungen ergeben sich nachstehende Spannungsreserven (Querträger St 37):

Alter Zustand aus $g+p$: $\max \sigma = 1,41 \text{ t/cm}^2$
Neuer Zustand aus $g+p$: $\max \sigma = 1,32 \text{ t/cm}^2$
Spannungsreserve = 6 0/0.

(Hauptträger in Öffnung III, IV : St 52)

Alter Zustand aus $g+p$: $\max \sigma = 2,09 \text{ t/cm}^2$
Neuer Zustand aus $g+p$: $\max \sigma = 1,93 \text{ t/cm}^2$
Spannungsreserve = 8 0/0.

Für die neuen Konstruktionsteile wurden der Querschnitt der früheren Konstruktion und die Stahlgüte beibehalten. Das gesamte Stahlgewicht der neuen Konstruktionsteile beträgt für die festen Überbauten 210 t, das sind 12,7 0/0 des Gesamtgewichtes.

Die Überbauten sind ohne Verbund mit der Stahl- betonfahrbahn gerechnet und ausgebildet worden. Bekanntlich stellt sich ein ungewollter Verbund infolge der Nietköpfe und der abgetreppten Gurtbleche heraus. Die nachstehenden Ergebnisse der Probelastung lassen diese Annahme zu.

	Gemessen	Gerechnet
Feld III—IV (84,0 m Stützweite)	2,5 cm	6,6 cm
Feld VI—VII (51,7 m Stützweite)	1,6 cm	2,53 cm
Feld VII—VIII (51,45 m Stützweite)	1,2 cm	2,39 cm

Das Einschwimmen umfaßte folgende Vorgänge:

a) Aussteifung von 2 großen 500 t-Schuten und deren Ausrüstung mit stählernen Traggerüsten bis 7,00 m hoch über Deck.

b) Heben der Brückenteile im Hubgerüst mit hydraulischen Pressen um rd. 6,00 m bis zu der Höhe, um beim Einschwimmen mit der Trägerunterkante über die Auflager auf den Pfeilern zu kommen. Diese Höhe wurde nicht nur durch die Auflager, sondern maßgeblich durch den in den Gezeiten fortlaufend wechselnden Wasserstand beim Abheben der Brücke vom Hubgerüst und beim Aufsetzen auf die Pfeiler bestimmt.

c) Unterfahren der vorbereiteten, mit Wasserballast versehenen Schuten bei ablaufendem Wasser unter das gehobene Brückenstück.

d) Ausschwimmen der Schuten mit auflaufendem Wasser und unter Lenzen des Wasserballastes.

e) Verbindung des Brückenteiles mit den Traggerüsten der Schuten.

f) Abtransport.

g) Absetzen auf die Pfeiler.

Gezeiten, der Stromrichtungswechsel, wechselnde Strom- geschwindigkeiten, die voraussichtliche Windrichtung und

Windstärke, der Zeitablauf zwischen dem Abheben der Brücke vom Hubgerüst und dem Aufsetzen auf die Pfeiler, Bestimmung eines günstigen Tages, an dem NW und HHW in einer Tageshelligkeit ausgenutzt werden konnten, waren Faktoren, die in ihrer Abstimmung aufeinander sorgfältigste Überlegungen und eine Zahl besondere Maß- nahmen erforderte.

Am 7. 10. 1949 glückte das Einschwimmen des großen Trägereiles von 98,00 m Länge und rd. 500 t Stahlgewicht (Abb. 8). Die 52,00 m auseinanderliegenden Schuten wur-

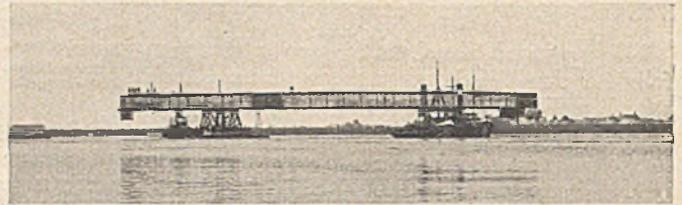


Abb. 8. Einschwimmen des 98 m langen Trägereiles.

den bereits bei fallendem Wasser unter die Brückenträger eingefahren. Ein Schwimmkran hob die Hubtürme ab und setzte sie an das Ufer über. Nach der endgültigen Befestigung des Brückenträgers auf den Einschwimmfahrzeugen wurde er durch Stahltrossen und Handwinden von beiden Ufern aus in seiner Schwimmlage gehalten. Nachdem das Wasser wieder angestiegen war, konnten die Fahrzeuge über die jetzt unter Wasser liegenden Pfahljoche schwimmen und wurden durch einen Schlepper aus dem Priel in die Ems gezogen. Hier änderte sich die Fahrtrichtung von

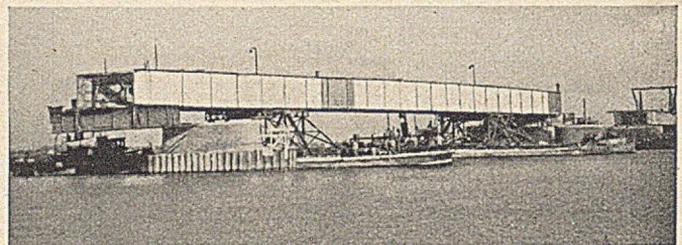


Abb. 9. Absetzen des 98 m langen Trägereiles auf den Pfeilern.

stromab in stromauf. 4 Schleppdampfer von je 450 PS über- nahmen die Weiterfahrt bis zur Brückenstelle unter Füh- rung eines Bugsierkapitäns und unter Beaufsichtigung der für den Brückenbau verantwortlichen Ingenieure. Trotz der großen „Segelfläche“ wurde der Brückenträger von den 4 Schleppern und einem weiteren Reserveschlepper so genau in der Längs- und Querrichtung gehalten, daß die Einfahrt zwischen den Pfeilern III und IV bei inzwischen eingetretenem Hochwasser mit der Genauigkeit von weni- gen Zentimetern gelang (Abb. 9). Der Einschwimmvorgang

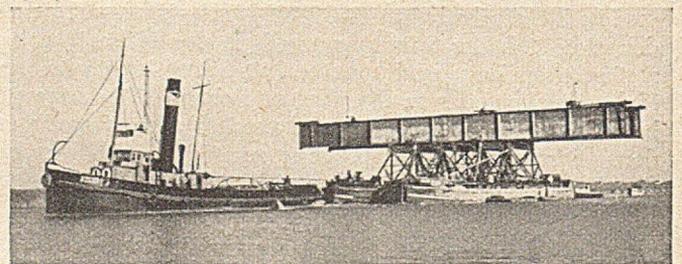


Abb. 10. Einschwimmen des 42 m langen Trägereiles.

spielte sich bei bestem Wetter ab und war für die vielen Zuschauer an den Ufern und auf den Schiffen ein inter- essanter Vorgang.

Das zweite nur 42,00 m lange Trägerstück wurde in ähnlicher Weise am 11. 10. 1949 eingefahren (Abb. 10).

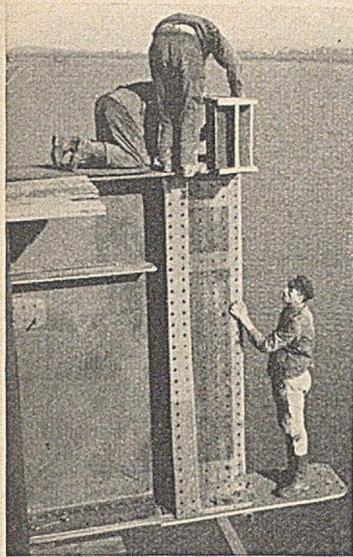


Abb. 11. Montage des Trägerstoßes am Pfeiler III.

zug mit den geforderten Überhöhungen für die noch aufzubringende Stahlbetonfahrbahn hergestellt (Abb. 11).

4. Wiederherstellung des Drehteiles.

Von dem früheren Drehteil standen 6 Querträger (St 37) für den Wiederaufbau zur Verfügung. Die maschinelle Einrichtung konnte nur zum Teil geborgen und wieder verwendet werden, während die elektrische Ausrüstung nahezu vollständig verloren ging. Der neue Stahlüberbau sollte in Anpassung an die festen Überbauten wiederum so ausgeführt werden, daß die Fahrbahn auf dem Vollwandträger liegt und damit dem Vorbild des ersten Drehteiles entsprach. Für die Art und Wirkungsweise des maschinellen Antriebes, die Anordnung der Auflager, die Verriegelung zwischen dem Drehteil und den festen Überbauten, die Sperrschranken und die Signale für die Schifffahrt und den Straßenverkehr diente die frühere Drehbrücke als Vorlage, die sich bereits bewährt hatte (Abb. 12). Die noch weiter unten näher beschriebenen



Abb. 12. Ansicht des montierten Drehteiles über dem mittleren Leitwerk.

Antriebsvorrichtungen sind unter der Fahrbahn auf den Pfeilern IV, V und VI untergebracht worden. Oberhalb der Fahrbahn wurden alle störenden Aufbauten vermieden.

Die Stahlkonstruktion des 83,9 m langen Drehteiles besteht aus zwei 3,4 bis 3,6 m hohen, vollkommen geschweißten Blechträgern (St 37), den Querträgern im Abstand von 4,10 m und dem Windverband. Auf das 16 mm starke Stegblech sind die Gurte aus Universalstahl 600 · 25 mm bzw. 580 · 25 mm mit Kehlnähten aufgeschweißt. Die verschiedenen Gurtbreiten wechseln miteinander ab. Die Hauptträger sind lotrecht und waagrecht durch Wulstprofile ausgesteift. Für die Bemessung der Hauptträger ist das Eigengewicht im ausgedrehten Zustand maßgebend, wodurch im Untergurt Druckspannungen und im Obergurt Zugspannungen hervorgerufen werden. Die

mit dem Obergurt abschließenden Querträger wurden wie bei den festen Überbauten ausgebildet und an die Hauptträger angeschweißt. Der Querträger über dem Königsstuhl wurde als zweiwandiger, unten offener Träger ausgeführt, um das gesamte Brückengewicht auf den Königsstuhl übertragen zu können. Die benachbarten und die Endquerträger weichen infolge der Verbindung mit maschinellen Teilen von der normalen Ausführung ab (Abb. 13).

Mit der Stahlkonstruktion ist in der Höhe des Untergurtes ein Drehkranz verbunden, teils am Hauptträger, teils an den Querträgern befestigt. Er besteht aus zwei gekrümmten Blechen und dazwischen befestigten Triebstockbolzen und besitzt einen Durchmesser von 7,8 m.

Auf den Querträgern liegen zwei Längsträgerstränge. Ihr Abstand ist so gewählt, daß die auf ihnen und den Hauptträgern aufgelagerte Stahlbetonplatte bei einer Dicke von 18 cm möglichst leicht wird. Die bei ausgeschwenktem Drehteil in der oberen Zugzone liegende Stahlbetonplatte ist in nebeneinanderliegenden Abschnitten von zwei Feldern aufgeteilt. Die Fuge soll eine gewisse Beweglichkeit behalten, um die Biegesteifigkeit der Brücke nicht unnötig

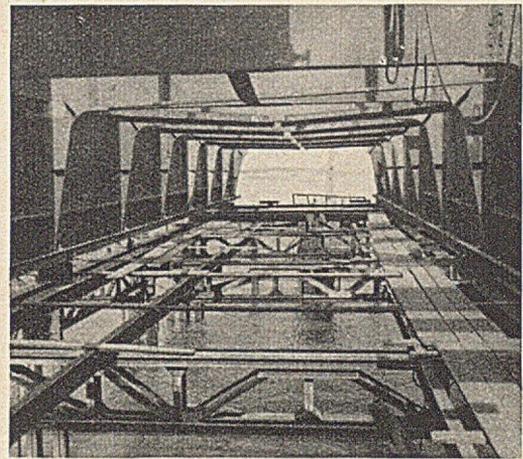


Abb. 13. Einblick in den Drehteil mit Querträger.

zu erhöhen, da sonst zu hohe Kräfte von den Hubwerken am Brückeneende aufgebracht werden müssen. Die Dichtung der Fugen ist durch eine Bitumenzwischenlage angestrebt worden. Sie muß aber wahrscheinlich noch verbessert werden.

Der maschinelle Teil umfaßt folgende wesentliche Teile: Der Königsstuhl besteht aus zwei kräftigen Stahlgußstücken, von denen das obere die Belastung aus der Brücke aufnimmt und das untere sie in den Pfeiler weiterleitet. Zwischen diesen beiden Körpern ist als Spurlager eine Drehpfanne aus Phosphorbronze und ein Zapfen aus Stahl eingesetzt. Zwischen ihnen findet beim Drehen der Brücke das Gleiten statt. Die Gleitfläche ist kugelig gewölbt, damit der Zapfen beim Kippen der Brücke die Kippbewegung mitmachen kann. Zugleich werden durch die gewölbte Fläche die Horizontalkräfte übertragen. Zwei keilförmige Platten dienen der genauen Einstellung der Höhenlage des Königsstuhles. Er war als Überbleibsel der alten Drehbrücke geborgen und wieder verwendet worden.

In ausgeschwenkter Lage ruht das gesamte Eigengewicht des Drehteils auf dem Königsstuhl. Zur Stabilisierung während der Drehbewegungen und zur Aufnahme der Windkräfte sowie etwa einseitiger, lotrechter Lasten dienen vier Stützrollen am Hauptträger, die sich auf einem auf dem Drehpfeiler verlegten Laufkranz von 9,20 m Durchmesser bewegen. Bei eingefahrener Brücke (Verkehrslage) wird die Belastung des Königsstuhles um den Betrag der Auflagerdrücke aus Eigengewicht an den Brückeneenden durch Betätigung der Hubwerke vermindert und nur geringfügig aus der Verkehrsbelastung vergrößert, da zur Entlastung des Königsstuhles besondere Verkehrs-

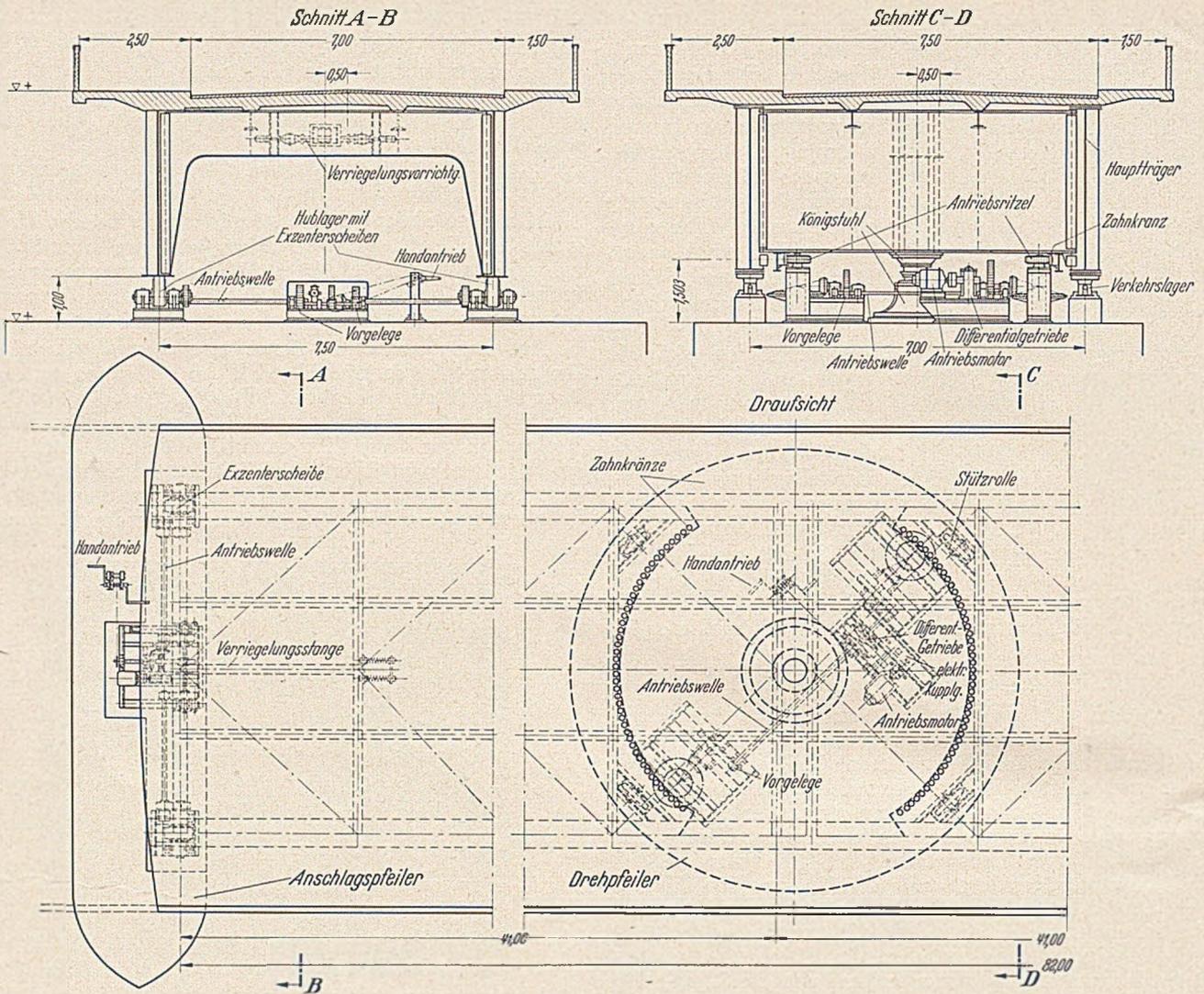


Abb. 14. Maschinelle Einrichtungen auf dem Drehpfeiler und Anschlagpfeiler.

lager unter den Hauptträgern in der Achse des Königsstuhles eingebaut sind (Abb. 14).

Der Antrieb greift mit zwei Ritzeln und den an der Stahlkonstruktion unten eingebauten und gegenüberliegenden Zahnkränzen ein. Die Anordnung zweier Ritzel dient der besseren Verteilung der Kräfte. Eine durchgehende Welle verbindet die beiden Antriebsritzel unter Einschaltung eines Differentialgetriebes. Das Differentialgetriebe soll gewährleisten, daß die Zähne der beiden Antriebsritzel in jeder Stellung der Brücke an dem Triebstock gleichmäßig stark anliegen und somit die Drehmomente gleich werden. Das Drehwerk wird durch einen elektrischen Antriebsmotor unter Zwischenschaltung einer elektrischen Kupplung bewegt. Wenn der elektrische Strom ausfällt, ist es möglich, mit dem Drehwerk einen auf dem Drehpfeiler stehenden Handantrieb zu kuppeln. Der früher übliche Tummelbaum fällt damit fort.

Die Hubwerke auf dem Pfeiler IV und VI dienen zum Anheben der Brückenden nach dem Eindrehen in die Verkehrslage und damit zur Aufnahme des Auflagerdruckes aus Verkehrslasten. Die Hubbewegung wird durch Exzenterscheiben erzeugt, die auf die Auflagerplatte der Brückenden wirken.

Die Exzentrizität beträgt 90 mm, der Gesamthub somit 180 mm. In der tiefsten Lage der Exzenter ergibt sich ein Spiel zwischen den Auflagerplatten und den Exzentern von je 35 mm, so daß der Arbeitsweg für das Herausdrücken der Durchbiegung der Hauptträgerenden 145 mm beträgt (Abb. 15).

An den beiden Enden der Drehbrücke ist je eine Verriegelung vorgesehen, die im Zusammenwirken mit einer

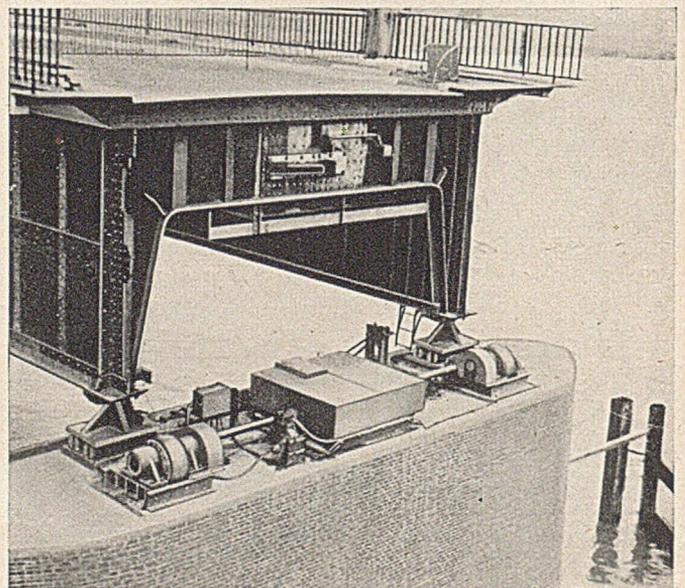


Abb. 15. Hubwerk auf dem Pfeiler IV.

Riegelfalle, welche am Endquerträger der festen Brückenteile befestigt worden ist, die Drehbrücke auf genaue Übereinstimmung der Längsachse festlegen soll und sie gegen

eine Seitenkraft festhält. Die Verriegelung besteht aus einem Federriegel und einem Pufferriegel.

Die Schrankenanlagen beiderseits des Drehteiles sind als zweiteilige Klappschranken mit Gehänge ausgebildet. Die hochgekappten Schrankenbäume legen sich in U-förmig ausgebildete vollwandige Stahlmaste, so daß sie in dieser Lage verdeckt und gegen Windkräfte geschützt sind. Die Maste besitzen am oberen Ende eine Leuchte, welche den herabgelassenen Schrankenbaum anstrahlt. Die Schranke besitzt einen Seilantrieb, der von einem Motor unter der Brückenfahrbahn in Bewegung gesetzt wird.

Die Schiffahrtssignale befinden sich auf der dreieckigen Leitwerksspitze und bestehen aus rd. 11,00 m hohen Signalmasten, an denen oben Signalarme und Signalkugeln angebracht wurden. Die Signalarme werden elektrisch bewegt.

Um eine leichte und bequeme Wartung der maschinellen Anlage zu ermöglichen, sind sowohl auf der Drehbrücke als auch an den in Frage kommenden Stellen der festen Überbauten Einstiegöffnungen mit Leitern angeordnet. Der Besichtigungswagen kann in der Verkehrslage von den festen Überbauten auf dem Drehteil bis zum Königsstuhl gefahren werden.

5. Elektrische Ausrüstung.

Bei der neu herzustellenden elektrischen Anlage wurde auf die früheren Erfahrungen zurückgegriffen und gleichzeitig die Forderungen des Auftraggebers hinsichtlich des Zeitbedarfs bei den einzelnen Bewegungsvorgängen beachtet. Die elektrische Ausrüstung umfaßte neben dem Antrieb des Drehwerkes noch die Hubwerke, die Schranken- antriebe, die Antriebe der Schiffahrtssignale, die Lichtanlagen für die Sicherung des Straßen- und Schiffsverkehrs, außerdem die Schaltungen für das Dieselnotaggregat und sonstige elektrische Einrichtungen.

Die Steuerung des Drehteiles zerfällt beim Ausdrehen in folgende Einzelvorgänge:

- Einschalten der roten Stopplichter vor den Schranken zum Warnen und Anhalten des Straßenverkehrs.
- Schließen der Straßenschranken in 7,00 m Abstand vor der Schiffahrtsoffnung.
- Entriegeln und Senken des gleicharmigen Drehteiles in der Verkehrslage.
- Ausfahren der Brücke und Drehen um 90°.
- Freigabe des Schiffahrtsweges durch optische (mechanisch bewegte Signalarme und elektrische Lichter) Schiffahrtssignale.

Wenn die Brücke eingefahren wird, spielen sich diese Vorgänge in umgekehrter Reihenfolge ab. Die einzelnen Bewegungsvorgänge werden in Abweichung von anderen beweglichen Brücken nur von einem kleinen Schaltschrank auf der Mitte des Drehteiles ausgelöst, dessen Höhe und Tiefe dem Brückengeländer angepaßt ist. Das Bild der Brückenlinie sollte nicht durch ein besonderes Steuerhaus unterbrochen werden (Abb. 16). Im Schaltschrank ist für jede Bewegung ein besonderer Schalter vorhanden. Die richtige Folge der Bewegungen wird durch eine gegenseitig abhängige, elektrische Verriegelung erzwingen, so daß Fehlschaltungen ausgeschlossen sind. Über und unter den einzelnen Schaltern sind Kontroll- und Meldelampen angebracht, die von den Endschaltern gesteuert werden und dadurch den jeweiligen Betriebszustand anzeigen. Die elektrischen Schütze und Endschalter sitzen auf den einzelnen Antrieben in gußgekapselten Batterien. Die Positionslampen und die übrigen Lichtsignale sind an das Versorgungsnetz angeschlossen. Für die Motorantriebe befindet sich ein besonderer Kraftstromtransformator im Brückenwärterhaus auf dem östlichen Widerlager. Er wird nur eingeschaltet, wenn die Brücke gedreht wird. Hierdurch werden Leerlaufverluste vermieden. Bei Ausfall der öffentlichen Stromversorgung übernimmt das Dieselnaggre-

gat, welches ebenfalls im Keller des Brückenwärterhauses steht, die Stromversorgung mit einer Leistung von 70 kVA. Als letzte Möglichkeit verbleibt die Ausführung sämtlicher Brückenbewegungen von Hand.

Die bei der ersten Drehbrücke verlegten Flußkabel vom Anschluß der öffentlichen Stromversorgung zum Dreh-

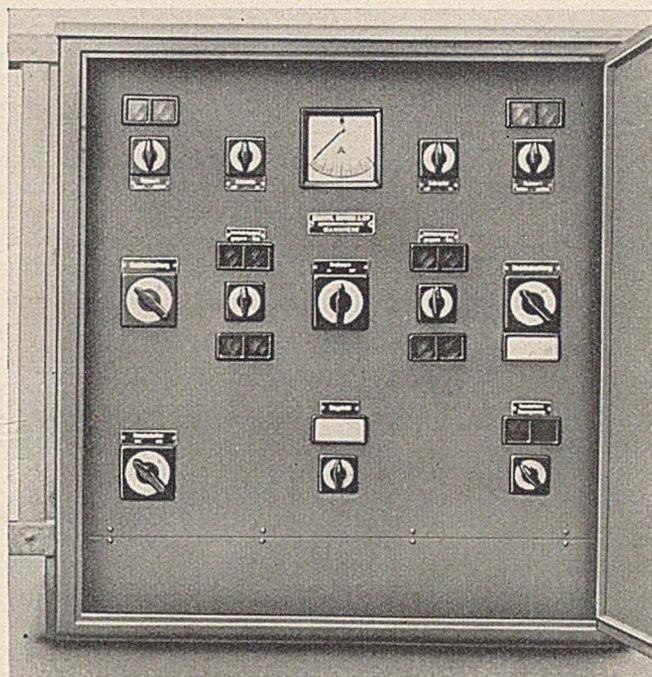


Abb. 16. Schaltschrank in der Mitte des Drehteiles.

pfeiler und von dort zu den Anschlagspfeilern waren zerstört. Sämtliche Kabelleitungen mußten als Flußkabel wieder neu verlegt werden. In einigem Abstand von der ersten Kabelführung wurden die gleichen Kabel als Reservekabel nochmals verlegt. Diese Maßnahme ergab sich aus den Erfahrungen bei dem früheren Betrieb der Drehbrücke. Um die Kabel vor treibenden Ankern oder sonstiger Berührung zu schützen, wurden sämtliche Stränge in eine Rinne verlegt, die in der Flußsohle besonders ausgebaggert wurde. Diese Arbeiten führte die Firma O. Harmstorf in Hamburg mit einem Spezialpülgerät aus.

Beim Heben der wiedereingefahrenen Drehbrücke ist neben der Überwindung der Reibung in den einzelnen Rollen der Hublager ein ansteigendes Motormoment erforderlich, um den Krümmungsradius der nach unten konkav verlaufenden Brückenlängsachse so weit zu vergrößern, wie es die Elastizität der Brücke gestattet. Das Maximum des Momentenverlaufes ist durch das Ende der elastischen Verformung der Brücke und das im gleichen Augenblick einsetzende Heben der vollen Brückenlast gegeben. Bei der Bemessung der Motorenstärke ist zusätzlich eine Sicherheit für Schneelast von 25 kg/m² auf der Fahrbahn und für eine spätere Änderung des Fahrbahnbelages berücksichtigt worden.

Bei einer vorgeschriebenen Zeit von 100 Sekunden für das Ausdrehen oder Einfahren der Brücke ergibt sich eine Geschwindigkeit von etwa 0,7 m/s an den Enden des insgesamt 83,9 m langen Drehteiles. Das Einfahren in die Endstellung mußte unabhängig von Witterungs- und sonstigen Einflüssen jederzeit gewährleistet sein und die Beschleunigung oder Verzögerung trotz der großen Eigen Gewichte stoßfrei geschehen. Von einem Leonard-Aggregat wurde der höheren Kosten wegen abgesehen. Die vorstehenden Bedingungen sind durch einen Regelantrieb mit Schleifringläufermotor von 30 kW erfüllt worden. In den beiden Endstellen der Drehbrücke wird der Antrieb durch einen mittels Stirnradvorgeleges vom Drehwerk aus angetriebenen, doppelt wirkenden Hilfsstrom-Spindelendschalter

selbsttätig stillgesetzt. Beim Einfahren in die Schließlage (Verkehrslage) oder in die ganz geöffnete Lage wirkt vor dem Spindelenschalter ein doppelt wirkender Vorendschalter (Hebelenschalter), um die Drehgeschwindigkeit der Brücke herabzusetzen, damit diese sanft in ihre Endlagen einfährt. Weiterhin sind zwei Hebelenschalter eingebaut, die als Notschalter wirken, wenn die Brücke ihre Normallagen, ganz geschlossen oder ganz geöffnet, um ein geringes Maß überschreitet, also den Betriebsenschalter (Spindelenschalter) überfahren hat. Im übrigen sorgen elektrische Schütze, Bremslüftmagnete für den erschütterungsfreien Ablauf der Drehbewegungen (Abb. 17).

Der praktische Betrieb hat bewiesen, daß diese Steuerungen sämtliche Forderungen erfüllen und das Einfahren und Halten in die geschlossene Endstellung ohne jeden Stoß geschieht. Bei dem Notstrom-Dieselantrieb reicht die Leistung zum Drehen der Brücke mit voller Geschwindigkeit nicht aus. Durch ein Getriebe wird die Dreh-

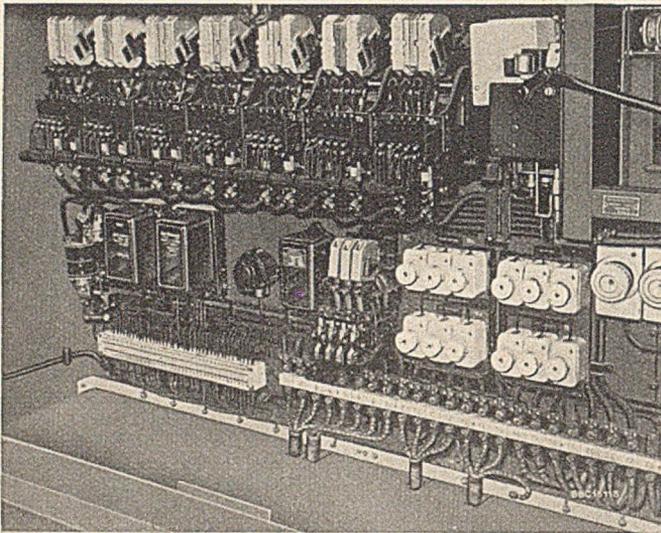


Abb. 17. Schützschrank auf dem Drehpfeiler.

geschwindigkeit auf etwa die Hälfte herabgesetzt. Für die einzelnen Brückenbewegungen wurden folgende Zeiten gefordert:

	Netzbetrieb	Diesel- notbetrieb	Handantrieb
Schranken: Senken	20 s	20 s	—
Heben	20 s	20 s	—
Hubwerke: Senken	45 s	45 s	7 min.
Heben	45 s	50 s	7 min.
Drehen:	100 s	200 s	35 min.
Schiffssignale:	15 s	15 s	

Diese Zeiten wurden im Betrieb erreicht, zum Teil sogar noch unterschritten.

6. Bewährung der Drehbrücke und Erfahrungen.

Der weitere Ausbau der Brücke, im einzelnen: die Herstellung der Stahlbeton-Fahrbahntafel, des Asphaltbelages, des Brückenanstriches und der Einbau von zwei Besichtigungswagen, die von jedem Endwiderlager über die Pfeiler bis zum Königsstuhl sich bewegen, ergab keine besonderen Schwierigkeiten (Abb. 18 u. Abb. 19). Seit dem 17. September 1950 ist diese größte Drehbrücke Deutschlands dem Land- und Schiffsverkehr übergeben.

In der inzwischen verflossenen Zeit ist ein weiter zunehmender Straßenverkehr festgestellt worden, so daß die Ausgaben für die Wiederherstellung einer neuen durchlaufenden festen Verbindung dringend notwendig und be-

rechtigt waren. Die Form der Brücke mit ihrem hellgrünen Anstrich paßt sich gut in die flache Deichlandschaft der unteren Ems ein.



Abb. 18. Einschalen der Stahlbetonfahrbahn mit „Hico“-Stahlträgern.

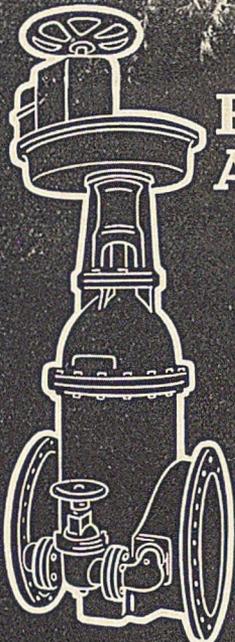
Die Zahl der täglichen Drehbewegungen für See- und größere Binnenschiffe beträgt im Durchschnitt etwa 5, im Jahresmittel 1875. Sie beschränken sich bis auf Notfälle und seltene Ausnahmen auf die hellen Tagesstunden. Größere Schiffe werden im allgemeinen von den ober- und unterhalb der Brücke gelegenen Lotsenstationen angemeldet. Kleinere Schiffe und Fischerfahrzeuge werden durch die Brückenbesatzung rechtzeitig erkannt.

Trotz der oft ungünstigen Witterungsverhältnisse (Sturmtage, anhaltender Nebel und hohe Luftfeuchtigkeit) ist die maschinelle und elektrische Anlage bisher betriebssicher gewesen. Nach Überwindung der üblichen Kinderkrankheiten ergaben sich wenig Störungen, die durch das eingearbeitete Brückenpersonal im allgemeinen selbst behoben werden konnten. Die elektrischen Schütze und Schalter bedürfen einer sehr sorgfältigen Überwachung und Pflege und sind gegen Wind und Regen besonders geschützt worden. Das Betriebs- und das Reserveflußkabel



Abb. 19. Fahrbahntafel nach dem Ausschalen.

wird wechselnd in Betrieb genommen, um seinen Betriebszustand laufend zu überprüfen. Die Leuchten für die Sicherung der Schifffahrt und für den Straßenverkehr erfordern infolge des Ausfalles von Lampen eine besondere Überwachung. Der Straßenverkehr wird bei geöffneter Drehbrücke durch eine vor der Brücke stehende Hinweistafel auf die Drehbrücke, durch das eingeschaltete rote



ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmayer · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz



Sind alle Fußböden auch warm?

So könnte Ihr Bauherr fragen, weil er sicherlich von Fußboden-Unterlagen gegen Kälte und vielleicht auch von Trittschall-Ver minderungen gehört hat. Mit Recht will er auch diese Vorzüge beim Ausbau angewandt wissen.

Kommen Sie solchen Fragen zuvor und projektieren Sie überall zuverlässige Holz faser-Isolierplatten* als sicheren Wärme- und Feuchtigkeitsschutz unter alle Fußböden ein, welcher Art diese auch sein mögen. Bedenken Sie, daß gerade die Holz faser-Isolierplatte zusätzlich trittschallschluckend ist.

Fordern Sie für Ihre planenden Berechnungen alles Wissenswerte und neue Forschungsergebnisse vom technischen Beratungsdienst im

** Bezug nur über den Fachhandel*

DOLBERG-KLEINBAGGER D 200

Eine in Hunderten von Betrieben bewährte, auch für kleinste Fördermassen wirtschaftliche

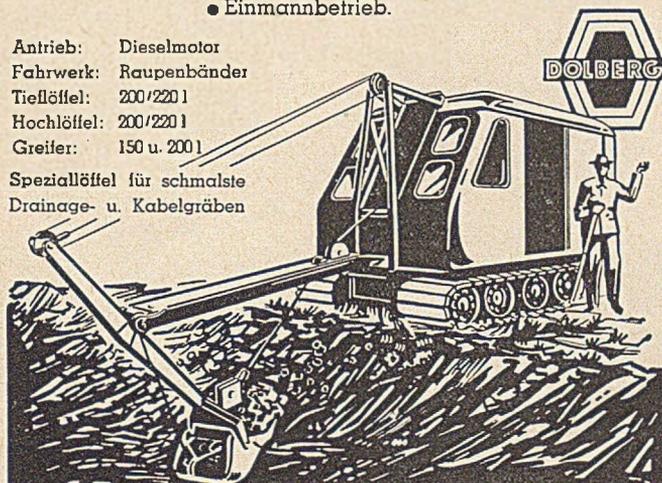
Neukonstruktion

zum betriebsfertigen An- und Abtransport auf L. K. W.
Anschaffungskosten werden schnell verdient durch:

- Einsparung der teuren Handschachtelöhne
- Überraschend schnelle und große Leistung
- Geringsten Betriebsmittelverbrauch
- Einmannbetrieb.

Antrieb: Dieselmotor
Fahrwerk: Raupenbänder
Tieföffel: 200/220 l
Hochöffel: 200/220 l
Greifer: 150 u. 200 l

Spezialöffel für schmalste
Drainage- u. Kabelgräben

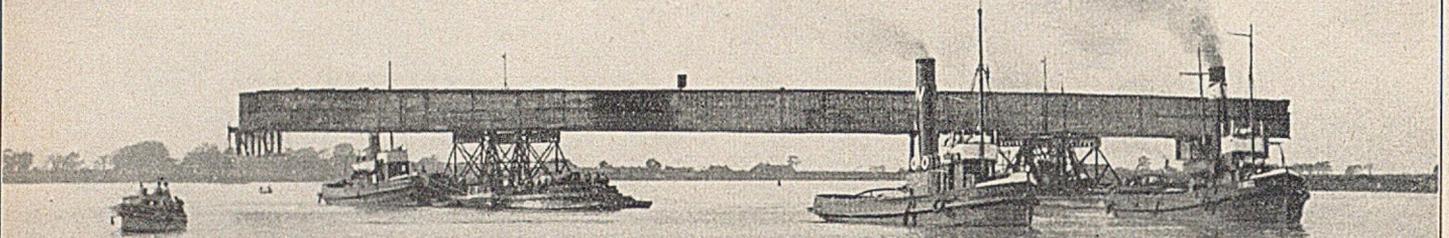


R. DOLBERG AG
DORTMUND
BERLIN · FRANKFURT · HAMBURG · KÖLN · MÜNCHEN · STUTTGART



VERBAND DER DEUTSCHEN FASERPLATTEN-INDUSTRIE
und verwandter Betriebe e. V., Abteilung III
FRANKFURT AM MAIN · FRANZ-RÜCKER-ALLEE 19-21

Einschwimmen eines 100 m langen und 500 t schweren Brückenteiles



NORDDEUTSCHER EISENBAU

Wilhelmshaven

Wer von

QUALITÄTSBETON

spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H

KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 9644

BHS

HOCHBAUKRANE
VERSCHIEDENER
GRÖSSE

ZWANGS-BETONMISCHER
AUFBEREITUNGSANLAGEN
BAUWINDEN U. AUFZÜGE

STRASSENWALZEN

BAVER. BERG-HÜTTEN-U. SALZWERKE
HÜTTENWERK SONTHOFFEN

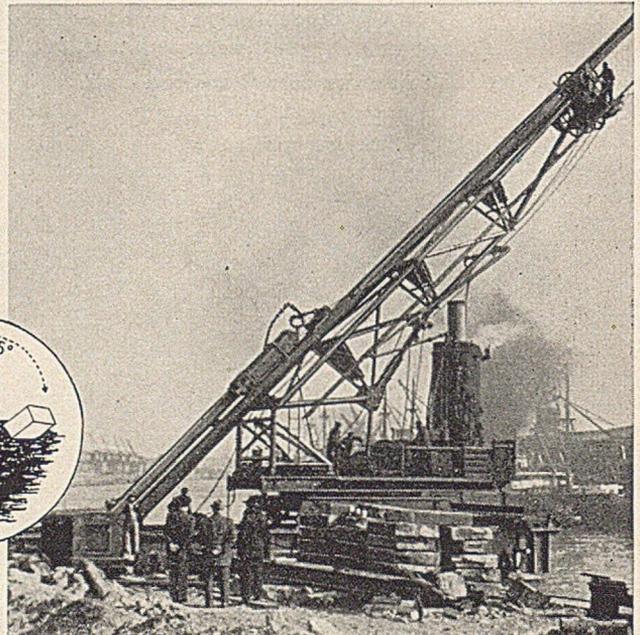
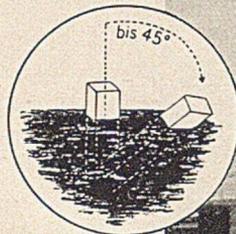
MENCK-Mitteilung

Hamburg-Altona, Juli 1953

Senkrecht oder im geringen Neigungswinkel kann man auch mit behelfsmäßigen Geräten rammen. Ob die Arbeit dann allerdings besonders wirtschaftlich ist, bleibt dahingestellt. Unbestritten rentabel arbeiten dagegen die Menck Rohrgerüst-Rammen. Nicht umsonst sind sie in allen Erdteilen zu finden.

Jetzt haben wir eine einzigartige Zusatzeinrichtung geschaffen. Unsere Rohrgerüst-Rammen können dadurch selbst mit Neigungen von 1:1 nach hinten rammen, wie die nebenstehende „MR 40“ im Hamburger Hafen. Außer dem Schnellschlagbär wird dabei auch unser halbautomatischer Menck-Bär eingesetzt.

Menck - durch Qualität weltbekannt!

MENCK & HAMBROCK GMBH

Stoplicht und durch die angestrahnten Schranken mit selbstleuchtenden roten Flächen gesichert. Bei starkem Nebel ruht die Schifffahrt, so daß der Straßenverkehr keine herabgelassenen Sperrschranken zu beachten braucht.

Das Aus- und Einfahren der Brücke unter Einhaltung der vorgeschriebenen Zeiten mit abgestuften Geschwindigkeiten und das stoßfreie Einfahren in die Endlage stellte eine hervorragende technische Leistung dar. Die Kosten für Drehbewegung betragen 0,34 DM bei einem Preis von 0,30 DM/kWh und einem Strombedarf von 1,12 kWh.

Es ist festzustellen, daß die Drehbrücke in den gegebenen Abmessungen zweckmäßiger und wirtschaftlicher ist als eine doppelte Klappbrücke oder eine Hubbrücke. Bei der Drehbrücke fallen die konstruktiven Aufbauten oberhalb der Brücke fort. Die Pfeiler besitzen die üblichen

Abmessungen und Formen. Sie behindern weder die Schifffahrt, noch engen sie den Abflußquerschnitt ein. Die

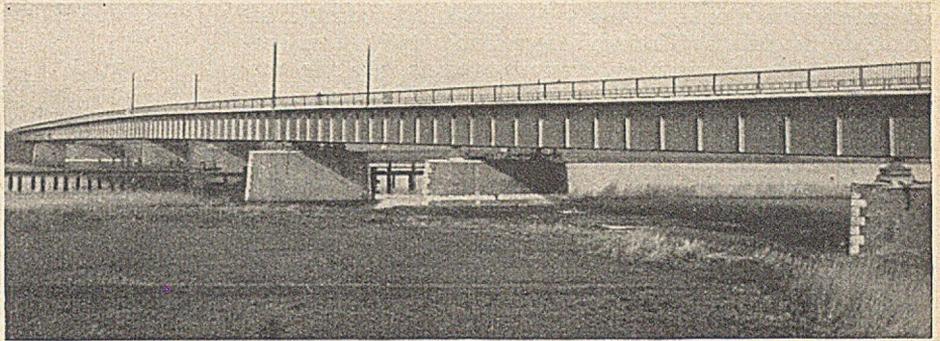


Abb. 20. Blick auf die wiederhergestellte Brücke.

Emsbrücke wirkt im geschlossenen Zustand wie ein festes, leicht geschwungenes, stählernes Band von Ufer zu Ufer (Abb. 20).

Rekursionsformeln zur Ermittlung der Momenten- und Drehwinkelfestpunkte und ihre Anwendung zur Berechnung von Durchlaufbalken und Rahmentragwerken.

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Kohl, Braunschweig.

Für die Berechnung von Rahmentragwerken nach dem Crossschen Verfahren und den darauf fußenden Weiterentwicklungen bildet der fest eingespannte Balken den Ausgangspunkt. Verteilung und Weiterleitung der Biegemomente führen durch Iteration zur Lösung mit der gewünschten Genauigkeit. Die Iteration entfällt ganz oder kann bei geschlossenen Stabzügen wesentlich abgekürzt werden, wenn von den Momenten- bzw. Drehwinkelfestpunkten Gebrauch gemacht und der elastisch eingespannte Balken als Grundlage der Berechnung eingeführt wird.

Wird Unverschieblichkeit der Knotenpunkte vorausgesetzt, so lassen sich die Weiterleitungszahlen α für Biegemomente und β für Knotendrehwinkel aus Rekursionsformeln leicht vorweg berechnen, und die Stabendmomente bzw. Knotendrehwinkel des belasteten Stabes können sofort unter Berücksichtigung seiner elastischen Einspannung ermittelt werden, ohne die Festpunkte selbst unmittelbar zu benutzen.

A. Weiterleitung der Momente.

1. Tragwerke mit zweiständigen Knotenpunkten.

Ist lediglich der Stab zwischen den Knotenpunkten i und $i+1$ belastet, und sind die Stabendmomente M_i und M_{i+1} bekannt, so ist der weitere Verlauf der Momente mit den α -Werten nach Abb. 1 bestimmt. Unter der Voraus-

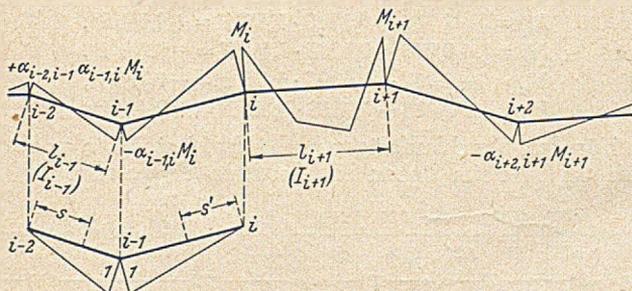


Abb. 1

setzung konstanten Trägheitsmomentes I_i zwischen den Knotenpunkten $i-1$ und i folgt mit $l'_i = l_i I_c / I_i$ die Bedin-

gung, daß die gegenseitige Drehung der Stabquerschnitte in $i-1$ zu Null werden muß,

$$[2(l'_i + l'_{i-1}) \alpha_{i-1,i} - l'_i - l'_{i-1} \alpha_{i-2,i-1} \alpha_{i-1,i}] M_i / 6 = 0,$$

und daraus ergibt sich nach Division durch $l'_i \alpha_{i-1,i}$ die Rekursionsformel

$$\frac{1}{\alpha_{i-1,i}} = 2 + \frac{l'_{i-1}}{l'_i} (2 - \alpha_{i-2,i-1}),$$

und entsprechend wird

$$\frac{1}{\alpha_{i,i-1}} = 2 + \frac{l'_{i+1}}{l'_i} (2 - \alpha_{i+1,i}).$$

(1)

Die Berechnung der α -Werte beginnt in den Endfeldern mit $\alpha = 0$ bei gelenkiger Stützung und $\alpha = 0,5$ bei eingespannten Stäben. Als Kontrollgleichung gilt bei zweiständigen Knotenpunkten die Beziehung

$$l'_i \left(\frac{1}{\alpha_{i,i-1}} - \alpha_{i-1,i} \right) = l'_{i+1} \left(\frac{1}{\alpha_{i,i+1}} - \alpha_{i+1,i} \right). \quad (2)$$

Die Lage der Momentenfestpunkte $F_{i-1,i}$ und $F_{i,i-1}$ ist durch die Abschnitte nach Abb. 2 bestimmt.

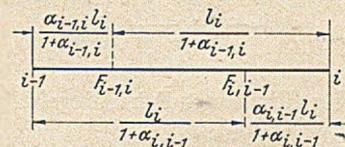


Abb. 2

Ist das Trägheitsmoment auch zwischen den Knotenpunkten beliebig veränderlich, so wird mit $s/l_i = \xi_i$ und $s'/l_i = \xi'_i$ nach Abb. 1 eingeführt:

$$c_{1,i} = \int_0^{\xi_i} \xi_i d\xi_i I_c / I_i; \quad c'_{1,i} = \int_0^{\xi'_i} \xi'_i d\xi'_i I_c / I_i; \quad c_{2,i} = \int_0^1 \xi_i d\xi_i I_c / I_i. \quad (3)$$

Aus der Formänderungsbedingung für Punkt $i-1$ $\alpha_{i-1,i}(c'_{1,i} l_i + c_{1,i-1} l_{i-1}) - \alpha_{i-2,i-1} \alpha_{i-1,i} c_{2,i-1} l_{i-1} - c_{2,i} l_i = 0$, folgt sodann nach Division durch $c_{2,i} l_i \alpha_{i-1,i}$

$$\frac{1}{\alpha_{i-1,i}} = \frac{c'_{1,i}}{c_{2,i}} + \frac{l_{i-1}}{l_i} \left(\frac{c_{1,i-1}}{c_{2,i}} - \frac{c_{2,i-1}}{c_{2,i}} \alpha_{i-2,i-1} \right)$$

und entsprechend

$$\frac{1}{\alpha_{i,i-1}} = \frac{c_{1,i}}{c_{2,i}} + \frac{l_{i+1}}{l_i} \left(\frac{c'_{1,i+1}}{c_{2,i}} - \frac{c_{2,i+1}}{c_{2,i}} \alpha_{i+1,i} \right).$$

(4)

Für veränderliches Trägheitsmoment bei Ausbildung von ein- oder zweiseitig angeordneten geraden oder parabolischen Vouten an den Stützen durchlaufender Balken oder Rahmen können die c -Werte nach Gl. (3) unmittelbar oder durch einfache Umrechnungen Zahlentafeln und graphischen Darstellungen entnommen werden, die für verschiedene Voutenlängen und verschiedene Verhältnisse der Trägheitsmomente aufgestellt worden sind. Die Grenzwerte für stabweise konstantes I sind $c_1 = c'_1 = 1/3 \cdot I_c/I$, $c_2 = 1/8 \cdot I_c/I$ und ergeben wieder Gl. (1).

Zur Berechnung der Stabendmomente M_i und M_{i+1} des belasteten Stabes werden die Formänderungsbedingungen für die Stabenden aufgestellt. Sie ergeben mit S'_i und S'_{i+1} als statischen Momenten der verzerrten (I_c/I -fachen) Momentenfläche des einfachen Balkens in bezug auf i und $i+1$ die beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_i}{\alpha_{i,i+1}} + M_{i+1} &= -\frac{S'_{i+1}}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} \\ M_i + \frac{M_{i+1}}{\alpha_{i+1,i}} &= -\frac{S'_i}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

und bei stabweise konstantem Trägheitsmoment erhält man

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_i}{\alpha_{i,i+1}} + M_{i+1} &= -\frac{6 S_{i+1}}{l_{i+1}^2} \\ M_i + \frac{M_{i+1}}{\alpha_{i+1,i}} &= -\frac{6 S_i}{l_{i+1}^2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Auf der rechten Seite der Gl. (6) sind in $6 S/l^2$ die für die Berechnung von Durchlaufbalken gebräuchlichen „Belastungsglieder $6 S/l$ “ enthalten, so daß die dafür bekannten Tafeln benutzt werden können.

Für den 4fach statisch unbestimmten Rahmen nach Abb. 3 ist $\alpha_{a1} = \alpha_{b2} = 0,5$. Sodann wird nach Gl. (1)

$$\begin{aligned} 1/\alpha_{12} &= 2 + 6 \cdot 1,5/9 = 3; & \alpha_{12} &= 0,333; \\ 1/\alpha_{21} &= 2 + 8 \cdot 1,5/9 = 3,333; & \alpha_{21} &= 0,3 \end{aligned}$$

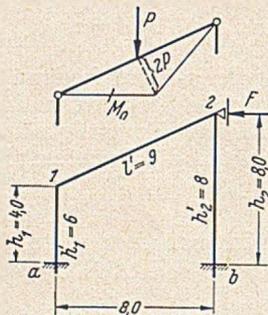


Abb. 3

Für eine lotrechte Einzellast P in Riegelmitte erhält man mit $6 S/l^2 = 3 P$ nach Gl. (6) aus

$$\begin{aligned} 3 M_1 + M_2 &= -3 P, \\ M_1 + 3,33 M_2 &= -3 P \end{aligned}$$

die Eckmomente $M_1 = -0,778 P$, $M_2 = -0,667 P$ und die Fußmomente $M_a = +0,389 P$, $M_b = +0,333 P$. Die Festhaltekraft F ergibt sich aus

$$\begin{aligned} \sum H = 0 &= F + (M_1 - M_a)/h_1 - (M_2 - M_b)/h_2 \\ \text{zu } F &= \frac{1}{4} (0,778 + 0,389) P - \frac{1}{8} (0,333 + 0,667) P = 0,167 P. \end{aligned}$$

Verschiebungen der Knotenpunkte. Erleiden die Punkte $i+1$, $i+2$ usw. eine Verschiebung Δ normal zur Stabachse i , $i+1$, positiv im Sinne einer Rechtsdrehung

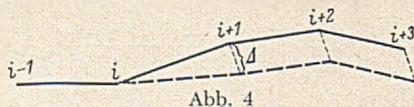


Abb. 4

dieses Stabes (Abb. 4), so ist auf der rechten Seite der Gl. (5) an Stelle von S'/l die $E I_c$ -fache Verdrehung der

Endquerschnitte infolge dieser Verschiebung einzusetzen. Die Stabendmomente ergeben sich aus

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_i}{\alpha_{i,i+1}} + M_{i+1} &= -\frac{E I_c \Delta}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} = -\frac{\Delta'}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} \\ M_i + \frac{M_{i+1}}{\alpha_{i+1,i}} &= +\frac{E I_c \Delta}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} = +\frac{\Delta'}{c_{2,i+1} l_{i+1}^2} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Sie stehen in dem festen Verhältnis

$$\frac{M_i}{M_{i+1}} = -\frac{1 + 1/\alpha_{i+1,i}}{1 + 1/\alpha_{i,i+1}} \quad (8)$$

zueinander. Die weiteren Momente werden durch Weiterleitung mit Hilfe der α -Werte gewonnen. Liegt stabweise konstantes Trägheitsmoment vor, so erscheint auf der rechten Seite der Gl. (7) der Ausdruck

$$\mp 6 E I_c \Delta / l l' = \mp 6 E I \Delta / l l'$$

Ist an dem Rahmen der Abb. 3 eine Festhaltekraft F nicht vorhanden, so erfahren die Eckpunkte eine waag-

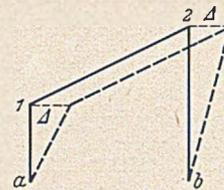


Abb. 5

rechte Verschiebung Δ (Abb. 5). Nach Ermittlung von

$$\begin{aligned} 1/\alpha_{1a} &= 2 + 9 \cdot 1,7/6 = 4,55; & \alpha_{1a} &= 0,22, \\ 1/\alpha_{2b} &= 2 + 9 \cdot 1,667/8 = 3,875; & \alpha_{2b} &= 0,257, \end{aligned}$$

erhält man nach Gl. (7) aus

$$\begin{aligned} 2 M_a + M_1 &= -6 \Delta' / 4 \cdot 6 \\ M_a + 4,55 M_1 &= +6 \Delta' / 4 \cdot 6 \end{aligned}$$

die Momente $M_a = -0,1713 \Delta'$; $M_1 = +0,0926 \Delta'$ und durch Weiterleitung $M_2 = -0,3 \cdot M_1 = -0,0278 \Delta'$; $M_b = +0,0139 \Delta'$. In gleicher Weise werden aus

$$\begin{aligned} 3,875 M_2 + M_b &= -6 \Delta' / 8^2, \\ M_b + 2 M_2 &= +6 \Delta' / 8^2 \end{aligned}$$

die Momente $M_2 = -0,0417 \Delta'$; $M_b = +0,0677 \Delta'$ und durch Weiterleitung $M_1 = -0,333 \cdot M_2 = +0,0139 \Delta'$ $M_a = -0,00695 \Delta'$ berechnet. Die Ueberlagerung ergibt die endgültigen Momente infolge waagrechter Verschiebung der Eckpunkte $M_1 = +0,1065 \Delta'$; $M_a = -0,1783 \Delta'$; $M_2 = -0,0695 \Delta'$; $M_b = +0,0816 \Delta'$. Der Gleichgewichtszustand, $\sum H = 0$, verlangt eine im Eckpunkt angreifende Kraft von der Größe

$$(M_1 - M_a)/h_1 - (M_2 - M_b)/h_2 = 0,2848 \Delta' / 4 + 0,1511 \Delta' / 8 = 0,0901 \Delta'$$

Die Festhaltekraft F wird zu Null, wenn $0,0901 \Delta' = F = 0,167 P$ und somit $\Delta' = 0,167 P / 0,0901 = 1,85 P$ wird.

Damit werden die endgültigen Momente des 3fach statisch unbestimmten Rahmens infolge der lotrechten Einzellast in Riegelmitte:

$$\begin{aligned} M_a &= (+0,389 - 0,1783 \cdot 1,85) P = +0,059 P, \\ M_1 &= (-0,778 + 0,1065 \cdot 1,85) P = -0,58 P, \\ M_2 &= (-0,667 - 0,0695 \cdot 1,85) P = -0,795 P, \\ M_b &= (+0,333 + 0,0816 \cdot 1,85) P = +0,484 P. \end{aligned}$$

Für den Durchlaufträger nach Abb. 6 sind die α -Werte nach Gl. (1) beim linken bzw. rechten Trägerende begin-

α	0,232	0,286	0,266	0,27	0,242	0,296	0,3	0,219
$1/\alpha$	4,31	3,5	3,758	3,714	4,13	3,385	3,33	4,56
l	6,0	8,0	10,0	10,0	15,0	15,0	10,0	10,0
(l')	(9)	(12)	(12)	(12)	(15)	(15)	(10)	(10)

Abb. 6

nend ermittelt und neben den Stützpunkten eingetragen. Die Belastung der Einzelöffnungen i mit p_i t/m ergibt nach

Gl. (6) die in nachstehender Tabelle 1 fettgedruckten Werte für die Stützmomente, die an Hand der Abb. 6 oder nach Eintragung der α -Werte am Kopf der Tabelle weitergeleitet werden.

Tabelle 1

Belastung mit p_i t/m	M_1	M_2	M_3	M_4	
	\rightarrow	\rightarrow	\rightarrow	\rightarrow	
	0,266	0,242	0,3		
	\leftarrow	\leftarrow	\leftarrow	\leftarrow	
	0,286	0,27	0,296		
Feld 1	-2,09	+0,556	-0,135	+0,04	p_1
Feld 2	-3,63	-3,29	+0,795	-0,239	p_2
Feld 3	+1,56	-5,45	-4,73	+1,42	p_3
Feld 4	-0,983	+3,44	-12,75	-13,05	p_4
Feld 5	+0,125	-0,437	+1,62	-5,475	p_5

Die gesamte Rechnung läßt sich mit dem Rechenschieber sehr schnell durchführen.

Stützensenkungen. Erfährt ein Stützpunkt i des durchlaufenden Balkens eine lotrechte Stützenverschiebung v_i , so kann deren Einfluß nach Gl. (7) oder auch aus der Formänderungsbedingung in i unter Einführung eines n -fach statisch unbestimmten Systems (Gelenk in i) als Hauptsystem sofort ermittelt werden. Bei feldweise konstantem Trägheitsmoment erhält man auf diese Weise

$$M_i = 6 E I_c v_i$$

$$M_{i-1} = -\alpha_{i-1,i} \left(M_i + \frac{6 E I_c v_i}{l_i l'_i} \right)$$

$$M_{i+1} = -\alpha_{i+1,i} \left(M_i + \frac{6 E I_c v_i}{l_{i+1} l'_{i+1}} \right)$$

Die übrigen Stützmomente werden wieder mit Hilfe der α -Werte berechnet.

Annahme einer Senkung der Stütze 2 (Abb. 6) um das Maß v_2 ergibt (E in t/m^2 , I in m^4 , v in m)

$$M_2 = 6 E I_c v_2$$

$$M_1 = -0,286 \left(0,0409 + \frac{6}{8 \cdot 12} \right) E I_c v_2 = -0,0296 E I_c v_2$$

$$M_3 = -0,242 \left(0,0409 + \frac{6}{10 \cdot 12} \right) E I_c v_2 = -0,022 E I_c v_2$$

$$M_4 = -0,3 \cdot M_3 = +0,0066 E I_c v_2$$

2. Tragwerke mit mehrstäbigen Knotenpunkten.

Zweigen von den unverschieblichen Knotenpunkten a und b eines Stabes von der Länge l und dem Trägheitsmoment I biegefest angeschlossene Stäbe zu weiteren

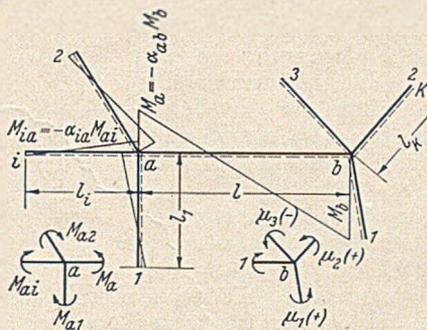


Abb. 7

Knotenpunkten gleicher Eigenschaft ab, und werden diese Stäbe nach ihren Endpunkten mit i bzw. k , ihre Längen mit l_i bzw. l_k bezeichnet, so ergibt sich für die gegen-

seitige Drehung der Stabenden in a mit den Bezeichnungen nach Abb. 7

$$M_b(1 - 2\alpha_{ab})l'/6 + M_{ai}(2 - \alpha_{ia})l'_i/6 = 0$$

worin für i jeder der in a angeschlossenen Stäbe gewählt werden darf. Somit ist

$$M_{ai}l'_i(2 - \alpha_{ia}) = M_{ab}l'_b(2 - \alpha_{ab}) = \dots = M_{ai}l'_i(2 - \alpha_{ia})$$

und aus der Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$ für Knotenpunkt a folgt

$$M_a - M_{ai}l'_i(2 - \alpha_{ia}) \sum \frac{1}{l'_i(2 - \alpha_{ia})} = M_a - \frac{M_{ai}}{\mu_i} = 0 \quad (10)$$

$$\text{mit } \frac{1}{\mu_i} = l'_i(2 - \alpha_{ia}) \sum \frac{1}{l'_i(2 - \alpha_{ia})} \quad (11)$$

Die Momentenverteilungszahlen μ_i geben an, in welcher Weise sich ein Moment $M_a = 1$ auf die abzweigenden Stäbe verteilt.

(Die Einführung der Grenzwerte $\alpha = 0$ bzw. $\alpha = 0,5$ in Gl. (11) ergibt die bei Ausgleichsrechnungen vorzunehmende Verteilung der Momente, wenn die Summe über alle von a ausgehenden Stäbe, also einschließlich $a-b$, erstreckt wird.)

Mit $M_{ai} = \mu_i M_a = -\mu_i \alpha_{ab} M_b$ erhält man die Gleichung

$$M_b[l'(2 - \alpha_{ab}) - \mu_i \alpha_{ab}(2 - \alpha_{ia})] = 0$$

und daraus als Rekursionsformel für die Weiterleitungszahlen

$$\frac{1}{\alpha_{ab}} = 2 + \frac{1}{l' \sum \frac{1}{l'_i(2 - \alpha_{ia})}}$$

und entsprechend

$$\frac{1}{\alpha_{ba}} = 2 + \frac{1}{l' \sum \frac{1}{l'_k(2 - \alpha_{kb})}}$$

Die Werte α_{ia} und α_{bk} sind ihrerseits in den Knotenpunkten i und k nach diesen Formeln aus den in i und k abzweigenden Stäben zu errechnen.

Ist nur der Stab zwischen a und b belastet und wird Unverschieblichkeit der Knotenpunkte vorausgesetzt, so folgt aus den Formänderungsbedingungen in a und b mit S'_a und S'_b als statischen Momenten der verzerrten Momentenflächen des belasteten, gelenkig gestützten Stabes in bezug auf a und b

$$M_{ai}(2 - \alpha_{ia})l'_i/6 + (2M_a + M_b)l'/6 + S'_b/l = 0$$

$$M_{bk}(2 - \alpha_{kb})l'_k/6 + (2M_b + M_a)l'/6 + S'_a/l = 0$$

Mit $M_{ai} = \mu_i M_a$ und $M_{bk} = \mu_k M_b$ erhält man unter Beachtung der Gl. (11) für die Stabendmomente M_a und M_b wieder die beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} M_a/\alpha_{ab} + M_b &= -6 S'_b/l^2 \\ M_a + M_b/\alpha_{ba} &= -6 S'_a/l^2 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen lassen sich somit bei Belastung eines beliebigen Stabes in einem Stabzug mit mehrstäbigen Knotenpunkten die Stabendmomente unmittelbar berechnen, wenn Unverschieblichkeit der Knotenpunkte angenommen werden darf. Die Verteilung bzw. Fortleitung auf die anschließenden Stäbe und Knotenpunkte erfolgt mit den μ - und α -Werten, die sogleich erkennen lassen, wann die Rechnung abgebrochen werden kann.

Sollen Einflußlinien ermittelt werden, so ist auf der rechten Seite der Gleichungen lediglich die Biegelinie δ_{m_a} infolge $M_a = 1$ an Stelle von S_b/l und δ_{m_b} infolge $M_b = 1$ an Stelle von S_a/l einzusetzen.

Veränderlichem Trägheitsmoment zwischen den Knotenpunkten kann nach Gl. (3) Rechnung getragen werden. Man erhält dann auf der rechten Seite die Glieder $-S'_b/c_2 l^2$ und $-S'_a/c_2 l^2$ entsprechend Gl. (5).

Das Vorzeichen der Biegemomente wird für die einzelnen Stäbe beliebig festgelegt (Strichelung der Zugseite bei positiven Momenten) und hier auch für die Stabend-

momente oder Knotenmomente beibehalten. Bei der Vorzeichenwahl nach Abb. 7 ergibt ein zu verteilendes positives Moment M_a durchweg positive Momente M_{a1} , und ein positives Moment M_b ergibt positive Momente M_{b1} , M_{b2} und ein negatives Moment M_{b3} , was durch entsprechende Knotenskizzen klarzustellen ist. Wenn Verwechslungen vorkommen können, werden die Stabendmomente mit 2 Zeigern versehen. Nach Gl. (11) werden die absoluten Beträge der Verteilungszahlen μ_i berechnet, für die somit die Bedingung $\sum \mu_i = 1$ erfüllt sein muß. Zur Berechnung von μ_i oder als Kontrolle ergibt sich aus den Gl. (11) und (12) noch die folgende einfache Beziehung

$$\mu_i = \frac{l' \left(\frac{1}{\alpha_{ab}} - 2 \right)}{l'_i (2 - \alpha_{ia})} \quad (14)$$

Für das in Abb. 8 dargestellte 14fach statisch unbestimmte Rahmentragwerk wird

$$\frac{1}{\alpha_{12}} = 2 + \frac{1}{3 \left(\frac{1}{12 \cdot 1,5} + \frac{1}{9 \cdot 1,5} \right)} = 4,57, \quad \alpha_{12} = 0,218;$$

$$\frac{1}{\alpha_{23}} = 2 + \frac{1}{6 \left(\frac{1}{12 \cdot 1,5} + \frac{1}{9 \cdot 1,5} + \frac{1}{3 \cdot 1,782} \right)} = 2,527, \quad \alpha_{23} = 0,396;$$

$$\frac{1}{\alpha_{32}} = 2 + \frac{1}{6 \left(\frac{1}{9 \cdot 1,5} + \frac{1}{6 \cdot 2} \right)} = 3,06, \quad \alpha_{32} = 0,327.$$

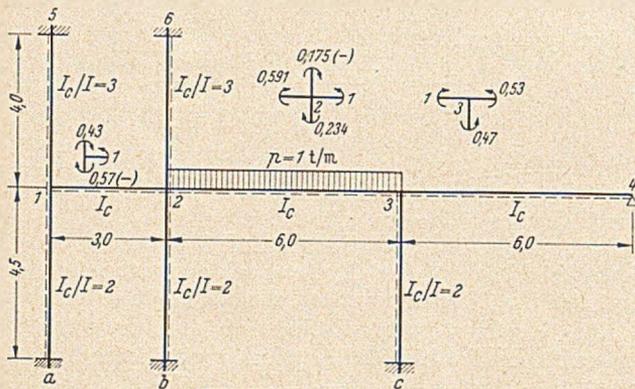


Abb. 8

Belastung des Riegels 2—3 mit $p=1 \text{ t/m}$ ergibt mit $6 S/l^2=9$ aus den Gl. (13)

$$2,527 M_2 + M_3 = -9,$$

$$M_2 + 3,06 M_3 = -9$$

die Stabendmomente $M_2 = -2,75 \text{ mt}$ und $M_3 = -2,02 \text{ mt}$. Die Verteilung in Punkt 2 ergibt nach Gl. (14) mit $l'(1/\alpha_{23} - 2) = 6(2,527 - 2) = 3,162$ die Zahlenwerte

$$\mu_{26} = 3,162 / (12 \cdot 1,5) = 0,175,$$

$$\mu_{21} = 3,162 / (3 \cdot 1,782) = 0,591,$$

$$\mu_{2b} = 3,162 / (9 \cdot 1,5) = 0,234.$$

Es wird somit

$$M_{26} = +0,175 \cdot 2,75 = +0,482, \quad M_0 = -0,241;$$

$$M_{21} = -0,591 \cdot 2,75 = -1,624, \quad M_{12} = 0,218 \cdot 1,624 = +0,352;$$

$$M_{2b} = -0,234 \cdot 2,75 = -0,644, \quad M_b = +0,322.$$

M_{12} ist in Punkt 1 zu verteilen mit

$$\mu_{15} = \frac{3(4,57 - 2)}{12 \cdot 1,5} = 0,43; \quad \mu_{1a} = \frac{3 \cdot 2,57}{9 \cdot 1,5} = 0,57(-),$$

$$M_{15} = +0,151; \quad M_5 = -0,075; \quad M_{1a} = -0,201; \quad M_a = +0,1.$$

Entsprechend ist die Verteilung und Weiterleitung in 3 vorzunehmen und liefert mit

$$\mu_{34} = \frac{6(3,06 - 2)}{6 \cdot 2} = 0,53; \quad \mu_{3c} = \frac{6 \cdot 1,03}{9 \cdot 1,5} = 0,47,$$

$$M_{34} = -1,07; \quad M_4 = 0; \quad M_{3c} = -0,95; \quad M_c = +0,475.$$

Wird an allen Stabenden an Stelle der festen Einspannung gelenkige Stützung gewählt (Reduzierung der statischen Unbestimmtheit auf $n=9$), so erhält man

$$1/\alpha_{12} = 5,44; \quad \alpha_{12} = 0,184,$$

$$1/\alpha_{23} = 2,595; \quad \alpha_{23} = 0,386,$$

$$1/\alpha_{32} = 3,2; \quad \alpha_{32} = 0,312$$

und nach Gl. (13) die Stabendmomente $M_2 = -2,71$; $M_3 = -1,96$. Der Einfluß des Einspannungsgrades entfernter liegender Stabenden auf die Stabendmomente des belasteten Stabes ist recht gering.

Verschiebungen der Knotenpunkte. Erleiden die Knotenpunkte des Stabzuges rechts von b Verschiebungen, ohne ihre gegenseitige Lage zu ändern, derart, daß b eine Verschiebung Δ normal zur Stabachse $a-b$ und positiv im Sinne einer Rechtsdrehung dieses Stabes erfährt, so ist auf der rechten Seite der Gl. (13) diese Verdrehung einzusetzen. Man erhält die beiden Gleichungen

$$M_a/\alpha_{ab} + M_b = -6 EI \Delta/l^2 = -6 EI_c \Delta/l l', \quad (15)$$

$$M_a + M_b/\alpha_{ba} = +6 EI \Delta/l^2 = +6 EI_c \Delta/l l'.$$

Die Stabendmomente stehen in einem festen Verhältnis zueinander:

$$\frac{M_a}{M_b} = \frac{1 + 1/\alpha_{ba}}{1 + 1/\alpha_{ab}} \quad (16)$$

Die Verteilung auf die anschließenden Stäbe erfolgt mit den μ -Werten nach Gl. (14) und die Weiterleitung mit den α -Werten nach Gl. (12).

Bei starrer Einspannung beider Stabenden wird mit $\alpha_{ab} = \alpha_{ba} = 0,5$

$$M_a = -M_b = -6 EI \Delta/l^2 \quad (17)$$

und bei starrer Einspannung in a und gelenkigem Anschluss in b mit $\alpha_{ab} = 0,5$ und $\alpha_{ba} = 0$

$$M_a = -3 EI \Delta/l^2. \quad (18)$$

Liegt elastische Einspannung in a und gelenkiger Anschluss in b vor, so wird

$$M_a = -\alpha_{ab} 6 EI_c \Delta/l l'. \quad (19)$$

3. Geschlossene Stabzüge.

Bei geschlossenen Stabzügen wie Stockwerkrahmen u. dgl. sind zur Berechnung der α -Werte zunächst Schätzungen für einen oder auch für mehrere dieser Werte zu treffen. Es zeigt sich aber, daß selbst bei einer schlechten Schätzung die Rechnung nicht wiederholt zu werden braucht, da die Rekursionsformeln für Änderungen der α -Werte unmittelbar benachbarter Stäbe ziemlich unempfindlich sind.

Für den Stockwerkrahmen nach Abb. 9 ergeben sich, nachdem zunächst α_{21} roh geschätzt wird, die eingetragenen α -Werte in der Reihenfolge α_{13} , $\alpha_{34} = \alpha_{43}$, α_{42} , $\alpha_{21} = \alpha_{12}$.

Während bei offenen Stabzügen M_a und M_b nach Gl. (13) die endgültigen Momente darstellen, erfahren die Stabendmomente bei geschlossenen Stabzügen durch die weiterzuleitenden, umlaufenden Momente kleine Änderungen, die aber praktisch vernachlässigt werden dürfen. Wird als Mittel der Verteilungszahlen 0,5 und für die Weiterleitungszahlen ungünstig gerechnet 0,4 angenommen, so beträgt z. B. die Korrektur für die Stabendmomente $M_1 = M_2$ (symmetrische Belastung des Riegels) bei einem Umlauf $0,5 \cdot 0,4^3 \cdot 0,5(1-0,4) = 0,0096$, d. h. höchstens 1% des Ausgangsmomentes. Die tatsächliche Festpunktlage weicht also ebenfalls geringfügig von der vorweg berechneten ab, und diese Abweichungen wirken sich, wenn auch nur unbedeutend, auf die Verteilungszahlen μ aus, so daß eine genauere Lösung nur durch weitergehende Iteration erreicht werden kann. In Sonderfällen, wie z. B. bei symmetrischen Stockwerkrahmen unter symmetrischer Be-

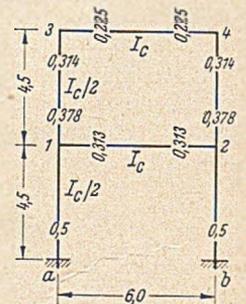


Abb. 9

lastung, lassen sich auch die endgültigen Festpunktlagen vorweg bestimmen (Abb. 11). Trotzdem bietet der Weg bei unsymmetrischen Tragwerken doch eine Möglichkeit, sehr schnell gute Näherungswerte für die Einspannungsmomente belasteter Riegel zu erhalten, wie an folgendem Beispiel gezeigt wird.

In Abb. 10 sind die Festpunktlagen für einen 3stieligen, 2stöckigen Rahmen eingetragen, wie sie sich nach Gl. (12)

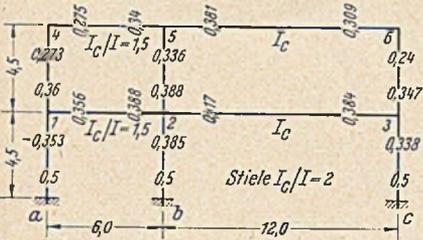


Abb. 10

ergeben, wobei zunächst 3 Annahmen gemacht werden müssen. Infolge der Unempfindlichkeit der Rekursionsformeln kann aber auch auf eine Vorberechnung sämtlicher Festpunktlagen verzichtet werden, ohne daß dadurch die Güte der Näherungslösung stark beeinträchtigt wird. Sofern die Verhältnisse I_c/I nicht stark unterschiedlich sind, kann an 2stäbigen Knotenpunkten $\alpha=0,25$ bis $0,3$, an 3stäbigen $\alpha=0,35$ und an 4stäbigen $\alpha=0,4$ roh geschätzt werden. Sollen z. B. die Einspannungsmomente M_{23} und M_{32} für eine Belastung des Riegels 2—3 ermittelt werden (Knotenpunkte unverschieblich), so ist nur die folgende Rechnung durchzuführen: Es wird geschätzt $\alpha_{1,2}=\alpha_{2,2}=0,35$ und $\alpha_{6,3}=0,3$. Damit wird

$$\frac{1}{\alpha_{2,3}} = 2 + \frac{1}{12 \left(\frac{1}{9 \cdot 1,5} + \frac{1}{9 \cdot 1,65} + \frac{1}{9 \cdot 1,65} \right)} = 2,4;$$

$$\frac{1}{\alpha_{3,2}} = 2 + \frac{1}{12 \left(\frac{1}{9 \cdot 1,5} + \frac{1}{9 \cdot 1,7} \right)} = 2,6;$$

somit $\alpha_{2,3}=0,417$ und $\alpha_{3,2}=0,385$, so daß sich also praktisch Übereinstimmung mit den Festpunktlagen nach Abb. 10 ergibt. Für die Momente erhält man aus den Gl. (13)

$$2,4 M_{2,3} + M_{3,2} = -36,$$

$$M_{2,3} + 2,6 M_{3,2} = -36$$

das Ergebnis $M_{2,3} = -11$ mt und $M_{3,2} = -9,6$ mt.

Die Berechnung hat den Vorteil, daß eine systematische Einrechnung sämtlicher α -Werte entfällt und die Berechnung der Momente bei jedem beliebigen Stab begonnen werden kann, indem dessen Festwerte mit geschätzten Werten der benachbarten Stäbe bestimmt werden. Wenn man sich weiter darauf beschränkt, die Verteilung und Weiterleitung bis zu benachbarten oder übernächsten Knotenpunkten vorzunehmen, führt die Rechnung schnell zum Ziel.

Ist Verschieblichkeit des Systems zu berücksichtigen, so ist dieser Einfluß über die Bedingungen für verschwindende Festhaltekräfte zu bestimmen.

4. Symmetrische Stockwerkrahmen.

Bei Belastung irgendeines Riegels ist der Momentenverlauf nach oben und unten durch feststehende Verhältnisse der Momente zueinander gekennzeichnet. Für symmetrische Riegelbelastung können diese Verhältnisse vorweg durch die α -Werte bestimmt werden. Die Rekursionsformeln sind wieder aus den entsprechenden Formänderungsbedingungen zu gewinnen. Auf die hier gültigen Gleichungen

für α und μ kann aber auch unmittelbar aus den Gl. (12) und (11) geschlossen werden. Da sich für unbelastete Rie-

gel konstanter Momentenverlauf ergibt so entspricht diesem ein Momentenfestpunkt im ∞ oder $\alpha = -1$. Mit den Bezeichnungen der Abb. 11 erhält man für die unteren Festpunkte in den Pfosten:

$$1/\alpha_{n,n+1} = 2 + \frac{1}{h'_{n+1} \left[\frac{1}{3 I'_n} + \frac{1}{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})} \right]} \quad (20)$$

Die Rechnung beginnt mit $\alpha=0,5$ bei voller Einspannung oder $\alpha=0$ bei gelenkiger Stützung der Stiele.

Für die oberen Festpunkte der Stiele gilt

$$1/\alpha_{n,n-1} = 2 + \frac{1}{h'_n \left[\frac{1}{3 I'_n} + \frac{1}{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})} \right]} \quad (21)$$

beginnend mit

$$1/\alpha_{m,m-1} = 2 + 3 I'_m / h'_m.$$

Für die Riegel ist

$$1/\alpha_n = 2 + \frac{1}{I'_n \left[\frac{1}{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})} + \frac{1}{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})} \right]} \quad (22)$$

für den obersten Riegel

$$1/\alpha_m = 2 + (2 - \alpha_{m-1,m}) h'_m / I'_m.$$

Für den elastisch eingespannten Riegel n ergibt sich nach Gl. (13) bei symmetrischer Belastung

$$M_n (1/\alpha_n + 1) = -6 S_n / l^2 = -3 F_{n0} / l,$$

somit

$$M_n = -3 F_{n0} / l (1 + 1/\alpha_n) \quad (23)$$

mit F_{n0} als Inhalt der M_0 -Fläche des Riegels n .

Die Verteilung ist nach Gl. (11) bzw. (14) vorzunehmen und man erhält:

Verteilung des Riegelendmomentes M_n auf oberen und unteren Stiel

$$M_{n,n+1} = \frac{M_n}{1 + \frac{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})}{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})}} = \frac{I'_n \left(\frac{1}{\alpha_n} - 2 \right)}{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})} M_n,$$

$$M_{n,n-1} = \frac{M_n}{1 + \frac{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})}{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})}} = \frac{I'_n \left(\frac{1}{\alpha_n} - 2 \right)}{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})} M_n. \quad (24)$$

Verteilung des Momentes $M_{n,n+1}$ auf Riegel und unteren Stiel

$$M_n = \frac{M_{n,n+1}}{1 + \frac{h'_{n+1} \left(\frac{1}{\alpha_{n+1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n}} = \frac{h'_{n+1} \left(\frac{1}{\alpha_{n+1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n} M_{n,n+1},$$

$$M_{n,n-1} = \frac{M_{n,n+1}}{1 + \frac{h'_n \left(\frac{1}{\alpha_{n-1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n}} = \frac{h'_n \left(\frac{1}{\alpha_{n-1,n}} - 2 \right)}{h'_n (2 - \alpha_{n-1,n})} M_{n,n+1}. \quad (25)$$

Verteilung des Momentes $M_{n,n-1}$ auf Riegel und oberen Stiel

$$M_n = \frac{M_{n,n-1}}{1 + \frac{h'_n \left(\frac{1}{\alpha_{n-1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n}} = \frac{h'_n \left(\frac{1}{\alpha_{n-1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n} M_{n,n-1},$$

$$M_{n,n+1} = \frac{M_{n,n-1}}{1 + \frac{h'_{n+1} \left(\frac{1}{\alpha_{n+1,n}} - 2 \right)}{3 I'_n}} = \frac{h'_{n+1} \left(\frac{1}{\alpha_{n+1,n}} - 2 \right)}{h'_{n+1} (2 - \alpha_{n+1,n})} M_{n,n-1}. \quad (26)$$

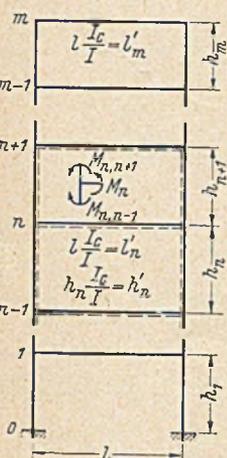


Abb. 11

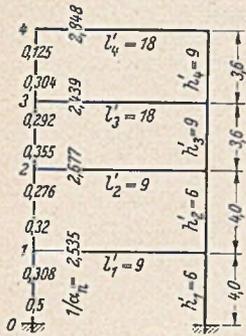


Abb. 12

Durchführung der Rechnung für den Stockwerkrahmen nach Abb. 12. Die Berechnung nach Gl. (20) bis (22) ergibt die in der Abb. 12 eingezeichneten Werte α für die Stiele und $1/\alpha$ für die Riegel. Anschließend werden für die Riegelendmomente $M_n = 1$ auf Grund der Gl. (24) bis (26) sowie der α -Werte die „Einflußzahlen“ für die Stabendmomente berechnet und in eine Skizze eingetragen oder in einer Tabelle zusammengestellt (Tabelle 2).

Tabelle 2

Momente	Einflußzahlen für			
	$M_1 = 1$	$M_2 = 1$	$M_3 = 1$	$M_4 = 1$
M_4	+ 0,0023	- 0,011	+ 0,0595	1
$M_{3,4}$	- 0,0182	+ 0,0881	- 0,476	- 0,304
M_3	- 0,0056	+ 0,0274	1	+ 0,0655
$M_{3,2}$	- 0,0238	+ 0,1155	+ 0,524	- 0,2385
$M_{2,3}$	+ 0,0815	- 0,396	- 0,186	+ 0,0846
M_2	+ 0,0465	1	+ 0,0505	- 0,0229
$M_{2,1}$	+ 0,128	+ 0,604	- 0,1355	+ 0,0617
$M_{1,2}$	- 0,465	- 0,193	+ 0,0434	- 0,0197
M_1	1	+ 0,0483	- 0,0108	+ 0,0049
$M_{1,0}$	+ 0,535	- 0,1447	+ 0,0326	- 0,0148
$M_{0,1}$	- 0,2675	+ 0,0724	- 0,0163	+ 0,0074

Sodann werden die Riegelendmomente M_n der belasteten Riegel nach Gl. (23) ermittelt. Bei gleichmäßig verteilter Belastung p_n t/m erhält man

$$M_n = - \frac{2}{1 + 1/\alpha_n} \frac{p_n l^2}{8}$$

damit $M_1 = -0,566 p_1 l^2/8$; $M_2 = -0,545 p_2 l^2/8$,
 $M_3 = -0,583 p_3 l^2/8$; $M_4 = -0,52 p_4 l^2/8$.

Der Tafel der Einflußzahlen ist sofort zu entnehmen, welche Riegel gleichzeitig zu belasten sind, um die Grenzwerte der Biegemomente zu erhalten. So wird z. B. für das Stabendmoment M_2

$$\begin{aligned} \max M_2 &= + 0,0229 \cdot 0,52 p_4 l^2/8 + 0,0119 p_3 l^2/8, \\ \min M_2 &= -(0,0465 \cdot 0,566 p_1 + 0,545 p_2 + 0,0505 \cdot 0,583 p_3) l^2/8, \\ &= -(0,0263 p_1 + 0,545 p_2 + 0,0294 p_3) l^2/8. \end{aligned}$$

B. Weiterleitung der Drehwinkel.

Die Drehwinkelfestpunkte haben bei der Berechnung mit Drehwinkeln als Unbekannten die gleiche Bedeutung wie die Momentenfestpunkte im Kraftgrößenverfahren. Für jeden Knotenpunkt ergibt sich für eine bestimmte Belastung ein eindeutiger Drehwinkel φ , und die Endquerschnitte aller in einem Knoten biegefest angeschlossenen

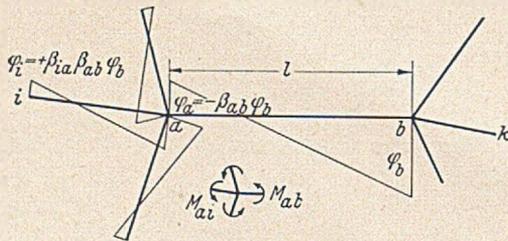


Abb. 13

Stäbe erfahren die gleiche Drehung. Es entfällt somit hier die Verteilungszahl, wodurch sich ein Vorteil gegenüber der Rechnung mit Momentenfestpunkten ergeben kann. Im übrigen führt eine ganz analoge Entwicklung zu einer Rekursionsformel für die Weiterleitungszahl β der Drehwinkel. Sie wird aus der Bedingung $\sum M = 0$ an dem betrachteten Knotenpunkt gewonnen. Abweichend von der

Vorzeichenfestsetzung unter A. werden hier rechtsdrehende Stabendmomente positiv und somit die auf den Knotenpunkt wirkenden Momente linksdrehend positiv eingeführt. Bei unverschieblich angenommenen Knotenpunkten besteht bekanntlich mit Bezug auf Abb. 13 zwischen Stabendmomenten und Drehwinkeln $\varphi' = EI_c \varphi$ die Beziehung

$$M_{a,b} = 2(2\varphi'_a + \varphi'_b)/l', \quad M_{a,i} = 2(2\varphi'_a + \varphi'_i)/l'_i. \quad (27)$$

Wird in diesen Gleichungen $\varphi'_a = -\beta_{ab} \varphi'_b$ und $\varphi'_i = \beta_{ia} \beta_{ab} \varphi'_b$ gesetzt, so liefert die Bedingung $\sum M = 0$ für Punkt a die Gleichung

$$(1 - 2\beta_{ab})/l' + \sum (-2\beta_{ab} + \beta_{ia} \beta_{ab})/l'_i = 0,$$

und daraus erhält man die Rekursionsformel

$$1/\beta_{ab} = 2 + l' \sum (2 - \beta_{ia})/l'_i \quad (28)$$

entsprechend $1/\beta_{ba} = 2 + l' \sum (2 - \beta_{kb})/l'_k$.

(Die Einführung der Grenzwerte $\beta = 0$ bzw. $\beta = 0,5$ in Gl. (28) ergibt die beim Drehwinkelausgleich vorzunehmende Fortleitung der Drehwinkel, wenn die Summe über alle vom Knoten ausgehenden Stäbe erstreckt wird.)

Die Berechnung der Drehwinkelverhältnisse beginnt an den Stützpunkten des Tragwerkes. Bei fester Einspannung ist $\beta = 0$, bei gelenkiger Stützung ist $\beta = 0,5$.

Zwischen den Verhältniszahlen α und β bestehen die Beziehungen

$$\beta = \frac{1 - 2\alpha}{2 - \alpha}; \quad \alpha = \frac{1 - 2\beta}{2 - \beta}.$$

Die Bezeichnung der Verhältniszahl β als Fortleitungszahl deckt sich nicht vollinhaltlich mit der gleichen Bezeichnung für die Verhältnisse α . Während hier durch Rechnung oder Zeichnung unmittelbar an jeder Stelle des Stabes das Biegemoment angegeben werden kann und im Festpunkt zu Null wird, gibt β nur die Verhältnisse des Knotendrehwinkel an. Die Größe der Drehwinkel an beliebiger Stelle des Stabes kann daraus nicht ohne weiteres angegeben werden, und er ist insbesondere im Drehwinkelfestpunkt nicht Null.

Für den Sonderfall des zweistöbigen Knotenpunktes i wird

$$1/\beta_{i,i+1} = 2 + (2 - \beta_{i-1,i}) l'_{i+1}/l'_i, \quad (29)$$

und als Kontrolle gilt dann

$$\frac{l'_i}{\beta_{i,i-1} - \beta_{i-1,i}} = \frac{l'_{i+1}}{\beta_{i,i+1} - \beta_{i+1,i}} \quad (30)$$

Entsprechend den Gl. (13) für M_a und M_b lassen sich nun auch zwei Gleichungen für die Drehwinkel φ_a und φ_b gewinnen. Wird wieder der Stab von der Länge l zwischen a und b belastet, das Tragwerk im übrigen unbelastet angenommen, so ist

$$M_{a,b} = 2(2\varphi'_a + \varphi'_b) l - 2(2S'_b - S'_a)/l'. \quad (31)$$

Ferner ist

$$\sum M_{a,i} = \sum 2(2\varphi'_a + \varphi'_i)/l'_i = \varphi'_a \sum 2(2 - \beta_{ia})/l'_i.$$

Die Bedingung $M_{a,b} + \sum M_{a,i} = 0$ führt zu

$$\varphi'_a/\beta_{ab} + \varphi'_b = (2S'_b - S'_a)l$$

und entsprechend wird

$$\varphi'_a + \varphi'_b/\beta_{ba} = (S'_b - 2S'_a)l. \quad (32)$$

Für den in Abb. 3 dargestellten Rahmen ist $\beta_{a1} = 0, \beta_{b2} = 0$. Weiter erhält man

$$1/\beta_{1,2} = 2 + 9 \cdot 2/6 = 5; \quad 1/\beta_{2,1} = 2 + 9 \cdot 2/8 = 4,25$$

und damit die Gleichungen (für Einzellast in Riegelmitte)

$$\begin{aligned} 5\varphi'_1 + \varphi'_2 &= +4,5P, \\ \varphi'_1 + 4,25\varphi'_2 &= -4,5P \end{aligned}$$

mit der Lösung $\varphi'_1 = 1,16P$ und $\varphi'_2 = -1,33P$ und den Momenten nach Gl. (27) $M_1 = 2 \cdot 1,16P \cdot 2/6 = 0,778P$ und $M_2 = -2 \cdot 1,33P \cdot 2/8 = -0,667P$ in Übereinstimmung mit dem früheren Ergebnis.

Verschiebungen der Knotenpunkte. Erfährt der Stab $a-b$ eine Drehung $\vartheta = \Delta/l$ — positiv im Sinne einer Linksdrehung —, so erhält man die Gleichungen

$$\varphi_a/\beta_{ab} + \varphi_b = -3\Delta/l; \quad \varphi_a + \varphi_b/\beta_{ba} = +3\Delta/l. \quad (33)$$

Für volle Einspannung in a und b wird mit $\varphi_a = \varphi_b = 0$
 $M_{ab} = 6EI\Delta/l^2 = M_{ba}$. (34)

Volle Einspannung in a , gelenkige Stützung in b ($\beta_{ab} = 0, \beta_{ba} = 0,5$):

$$\varphi_b = -\beta_{ba} 3\Delta/l = -1,5\Delta/l; \quad M_{ab} = 3EI\Delta/l^2. \quad (35)$$

Elastische Einspannung in a , Gelenk in b ($\beta_{ba} = 0,5$)

$$\left. \begin{aligned} \varphi_a &= -\frac{\beta_{ab}}{2-\beta_{ab}} \cdot 3\Delta/l; & \varphi_b &= -\frac{1-\beta_{ab}}{2-\beta_{ab}} \cdot 3\Delta/l; \\ M_{ab} &= \frac{1-2\beta_{ab}}{2-\beta_{ab}} \cdot 6EI_c \Delta/l^2. \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

Die Unterschiede gegenüber den in Gl. (17) bis (19) ermittelten Momenten sind in der verschiedenen Vorzeichenfestsetzung begründet.

Geschlossene Stabzüge. Für geschlossene Stabzüge sind für einen oder auch mehrere Werte β zunächst Schätzungen notwendig, es gilt dabei das für die α -Werte Gesagte. In Wirklichkeit stellen sich etwas abweichende Drehwinkelfestpunkte ein; die Abweichungen dürfen aber praktisch wohl stets vernachlässigt werden. Die Lage der Festpunkte kann roh geschätzt werden zu $\beta = 0,25$ bei zwei-ständigen, $\beta = 0,2$ bei dreiständigen und $\beta = 0,15$ bei vier-ständigen Knotenpunkten.

Symmetrische Stockwerkrahmen. Für den symmetrischen Stockwerkrahmen lassen sich wieder die endgültigen Festpunktlagen vorweg bestimmen. Man erhält sie aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Knotenpunkte oder auch unmittelbar aus den Gl. (28). Da sich für unbelastete Riegel an deren Stabenden Drehwinkel gleicher Größe mit entgegengesetzten Vorzeichen ergeben, so entspricht dem die Lage des Drehwinkelfestpunktes in Riegelmitte, also der Wert $\beta = 1$. Man erhält so die Rekursionsformeln für die unteren Drehwinkelfestpunkte in den Stielen

$$1/\beta_{n,n+1} = 2 + h'_{n+1}/l'_n + (2 - \beta_{n-1,n}) h'_{n+1}/h'_n, \quad (37)$$

beginnend mit $\beta_{0,1} = 0$ bei voller Einspannung, $\beta = 0,5$ bei gelenkiger Stützung der Pfosten, für die oberen Festpunkte in den Stielen

$$1/\beta_{n,n-1} = 2 + h'_n/l'_n + (2 - \beta_{n+1,n}) h'_n/h'_{n+1}, \quad (38)$$

beginnend mit $1/\beta_{m,m-1} = 2 + h'_m/l'_m$,

für die Festpunkte in den Riegeln

$$1/\beta_n = 2 + l'_n \left(\frac{2 - \beta_{n-1,n}}{h'_n} + \frac{2 - \beta_{n+1,n}}{h'_{n+1}} \right), \quad (39)$$

für den obersten Riegel $1/\beta_m = 2 + (2 - \beta_{m-1,m}) l'_m/h'_m$.

Die Berechnung der Knotendrehwinkel φ_n bei Belastung des Riegels n erfolgt nach Gl. (32) und ergibt bei symmetrischer Last

$$\varphi'_n (1/\beta_n - 1) = S'_n/l = F'_{n0}/2,$$

somit

$$\varphi'_n = F'_{n0}/2 (1/\beta_n - 1) \quad (40)$$

mit F'_{n0} als Inhalt der verzerrten M_0 -Fläche.

Für den Rahmen der Abb. 12 ergeben sich die Werte β für die Stiele und $1/\beta$ für die Riegel, die in Abb. 14 eingetragen sind. Eine Belastung des obersten Riegels mit p_4 t/m ergibt $F'_{40} = 12 \cdot p_4 l^2/8$ und den Knotendrehwinkel $\varphi'_4 = 1,32 p_4 l^2/8$. Durch Weiterleitung wird $\varphi'_3 = -\beta_{3,4} \varphi'_4 = -0,307 p_4 l^2/8$ gefunden. Damit wird nach Gl. (31)

$$M_4 = -p_4 l^2/12 + 2/18 \cdot 1,32 p_4 l^2/8 = -0,52 p_4 l^2/8,$$

oder zur Kontrolle nach Gl. (27)

$$M_{4,3} = 2/9 \cdot (2 \cdot 1,32 - 0,307) \cdot p_4 l^2/8 = +0,52 p_4 l^2/8,$$

in Übereinstimmung mit der früheren Rechnung.

Ist infolge unsymmetrischer Belastung eine waagrechte Verschiebung der Riegel zu berücksichtigen, so ist dieser Einfluß gesondert nach Gl. (33) zu untersuchen, indem die Riegelverschiebungen ermittelt werden, bei denen die Festhaltekräfte zu Null werden. Für die praktische Rechnung empfiehlt es sich stets, unsymmetrische Lastfälle in symmetrische und antisymmetrische Belastung aufzuspalten und beide Fälle getrennt auf dem jeweils einfachsten Wege zu behandeln.

Wenn auch die Ermittlung der α - bzw. β -Werte häufig eine etwas umfangreichere Vorberechnung bedingt, sofern man sich nicht mit guten Näherungslösungen begnügen will, wie bei dem Rahmen (Abb. 10) erläutert, so bietet doch sowohl die Benutzung der Momentenfestpunkte als auch der Drehwinkelfestpunkte — insbesondere durch Fortfall der Iteration — mancherlei Vorteile gegenüber den Ausgleichsrechnungen und dürfte sich vor allem dann empfehlen, wenn eine größere Anzahl von Belastungsfällen untersucht werden muß, wie das in der Regel der Fall ist.

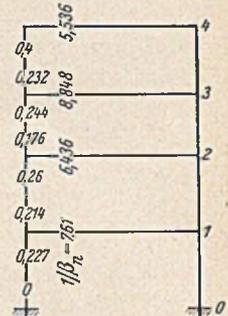


Abb. 14

Entwicklungsfunktionen für polygonal begrenzte dünne Platten*.

Von Dr.-Ing. W. Fuchssteiner, Darmstadt.

A. Allgemeine Überlegungen, erläutert am Beispiel der Rechteckplatte.

Die Funktion der Biegefläche einer Platte läßt sich immer darstellen durch die Summe von einem partikulären und dem allgemeinen Integral der Differentialgleichung

$$\Delta \Delta w = \frac{p}{D}. \quad (1)$$

Als partikuläre Lösung $P(x, y)$ verwendet man in der Regel die Funktion der Biegelinie eines Balkens in der kürzeren Spannweite der Platte.

Das allgemeine Integral besteht aus einer Potentialfunktion von der Form

$$\varphi_0(x, y) = f(x + iy) + g(x - iy) \quad (2)$$

und einer Bipotentialfunktion von der Form $x \cdot \varphi_1(x, y)$ oder $y \cdot \varphi_2(x, y)$.

Die vollständige Lösung der Differentialgleichung (1) ist also

$$\left. \begin{aligned} w &= P(x, y) + \varphi_0(x, y) + x \varphi_1(x, y) \\ &\quad \text{oder } + y \varphi_2(x, y) \text{ mit} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\varphi(x, y) = f(x + iy) + g(x - iy).$$

Um die Methode der Ermittlung der Entwicklungsfunktionen an einem einfachen Beispiel zu zeigen, wählen wir die frei aufliegende Rechteckplatte, weil das Resultat bekannt ist.

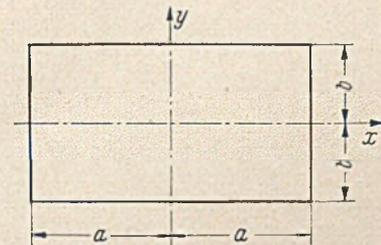


Abb. 1. Freiaufliegende Rechteckplatte.

* Habilitationsschrift T. H. Darmstadt 1952. Referent: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Korreferent: Prof. Dr. U. Wegner.

Für $p = \text{const}$ ist die Biegelinie des Balkens in y -Richtung bekannt. Wir setzen also w wie folgt an:

$$w = \frac{pb^4}{24D} \left[\frac{y^4}{b^4} - 6 \frac{y^2}{b^2} + 5 \right] + f_1(x + iy) + g_1(x - iy) + x \cdot [f_2(x + iy) + g_2(x - iy)]. \quad (4)$$

Um das Problem zu vereinfachen, nutzen wir sofort die Symmetrieeigenschaften der Platte und der Belastung aus. Wie setzen in (4) einmal $y = t$ und dann $y = -t$ und erhalten durch Subtraktion der beiden daraus entstehenden Gleichungen

$$w(x, t) - w(x, -t) = f_1(x + it) + g_1(x - it) - f_1(x - it) - g_1(x + it) + x [f_2(x + it) + g_2(x - it) - f_2(x - it) - g_2(x + it)].$$

Wegen der Symmetrie um die x -Achse muß dieser Ausdruck identisch verschwinden. Es wird also

$$f_1 = g_1 \text{ und } f_2 = g_2.$$

Beweis: $xP_1 + P_2 = 0,$

$$\Delta(xP_1 + P_2) = 2 \frac{\partial P_1}{\partial x} \equiv 0,$$

d. h. $P_1 = f(t) = \text{const} = c,$

d. h. $P_2 = -cx.$

Demnach ist

$$w = \frac{pb^4}{24D} \cdot \left[\frac{y^4}{b^4} - 6 \frac{y^2}{b^2} + 5 \right] + f_1(x + iy) + f_1(x - iy) + x \cdot [f_2(x + iy) + f_2(x - iy)]. \quad (5)$$

Durch Differenzieren erhalten wir

$$\Delta w = \frac{pb^2}{2D} \left[\frac{y^2}{b^2} - 1 \right] + 2f_2'(x + iy) + 2f_2'(x - iy). \quad (6)$$

w und Δw müssen längs des ganzen Randes verschwinden. Für den Rand $y = \pm b$ verlangen wir nun, daß die Randbedingungen erfüllt werden. Hieraus erhalten wir die Differenzgleichungen

$$0 = f_1(x + ib) + f_1(x - ib) + x [f_2(x + ib) + f_2(x - ib)],$$

$$0 = f_2'(x + ib) + f_2'(x - ib).$$

Durch Integration nach x erhalten wir aus der letzten Gleichung eine Differenzgleichung für f_2 und durch Einsetzen in die vorletzte die gleiche Differenzgleichung für f_1 :

$$0 = f(x + ib) + f(x - ib). \quad (7)$$

Die Lösung kann — unter gewissen Differenzierbarkeitsbedingungen — formal dargestellt werden durch

$$f(x) = \frac{1}{2} \sum_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \left[A_n \text{Cosh} \frac{n\pi x}{2b} + B_n \text{Sinh} \frac{n\pi x}{2b} \right]. \quad (8)$$

Nun benötigen wir in Gl. (5) die Funktion

$$f(x + iy) + f(x - iy) = \sum_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \cos \frac{n\pi y}{2b} \cdot \left[A_n \text{Cosh} \frac{n\pi x}{2b} + B_n \text{Sinh} \frac{n\pi x}{2b} \right]. \quad (9)$$

Damit — entsprechend den Symmetrieeigenschaften der Platte — w in x gerade wird, setzen wir für f_1 nur den geraden Anteil von Gl. (9) und für f_2 den ungeraden und erhalten aus Gl. (5)

$$w = \frac{pb^4}{24D} \left[\frac{y^4}{b^4} - 6 \frac{y^2}{b^2} + 5 \right] + \sum_{n=1, 3, 5, \dots} \cos \frac{n\pi y}{2b} \left[A_n \text{Cosh} \frac{n\pi x}{2b} + B_n x \text{Sinh} \frac{n\pi x}{2b} \right]. \quad (10)$$

Dies ist die bekannte Lösung für die frei aufliegende Rechteckplatte. Die Koeffizienten A und B müssen nun so bestimmt werden, daß die Randbedingungen auch für $x = \pm a$ erfüllt sind.

Die hier gezeigte Methode wenden wir nun auf verwickeltere Fälle an.

B. Die frei aufliegende Rautenplatte unter $p = \text{const}$.

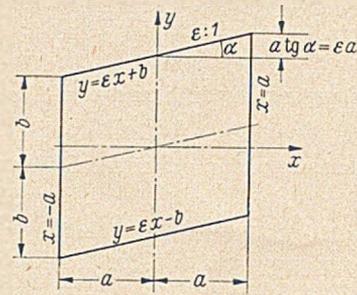


Abb. 2.

Gemäß Gl. (3) setzen wir die Lösung wie folgt an:

$$w = \frac{p}{24D(1 + \epsilon^2)^2} [(y - \epsilon x)^4 - 6b^2(y - \epsilon x)^2 + 5b^4] + (x + \epsilon y) \left[\frac{1}{1 + i\epsilon} f_1(x + iy) + \frac{1}{1 - i\epsilon} g_1(x - iy) \right] + f_2(x + iy) + g_2(x - iy). \quad (11)$$

Durch Differenzieren erhalten wir

$$\Delta w = \frac{p}{2D(1 + \epsilon^2)} [(y - \epsilon x)^2 - b^2] + 2 [f_1'(x + iy) + g_1'(x - iy)], \quad (12)$$

$$\Delta \Delta w = \frac{p}{D}.$$

In Gl. (11) erfüllt das partikuläre Integral am Rand $y = \epsilon x \pm b$ alle Randbedingungen. Die Bipotentialfunktion ist so gewählt, daß in den späteren Bestimmungsgleichungen für f_1 und g_1 die Funktionen f_2 und g_2 nicht mehr als Störungsglieder auftreten. Die Randbedingungen lauten für den ganzen Rand:

$$w = \Delta w = 0. \quad (13)$$

Am oberen und unteren Rand, d. h. für $y = \epsilon x \pm b$ sollen die Randbedingungen erfüllt sein. Wir erhalten dort mit Gl. (13) aus Gl. (11) und (12)

$$0 = [x(1 + \epsilon^2) \pm \epsilon b] \cdot \left\{ \frac{1}{1 + i\epsilon} f_1 [x(1 + i\epsilon) \pm ib] + \frac{1}{1 - i\epsilon} g_1 [x(1 - i\epsilon) \mp ib] \right\} + f_2 [x(1 + i\epsilon) \pm ib] + g_2 [x(1 - i\epsilon) \mp ib], \quad (14)$$

$$0 = f_1' [x(1 + i\epsilon) \pm ib] + g_1' [x(1 - i\epsilon) \mp ib]. \quad (15)$$

Durch Integration nach x erhalten wir aus Gl. (15):

$$0 = \frac{1}{1 + i\epsilon} f_1 [x(1 + i\epsilon) \pm ib] + \frac{1}{1 - i\epsilon} g_1 [x(1 - i\epsilon) \mp ib].$$

Hiermit vereinfacht sich Gl. (14) zu

$$0 = f_2 [x(1 + i\epsilon) \pm ib] + g_2 [x(1 - i\epsilon) \mp ib]. \quad (16)$$

Wir haben also für f_1, g_1 und f_2, g_2 in Gl. (15) und (16) gleiche Funktionalgleichungen.

Die Durchbiegung der Platte muß in zwei diametral gegenüberliegenden Punkten die gleiche sein, d. h. es ist

$$w(x, y) = w(-x, -y). \quad (17)$$

Man erkennt aus Gl. (11), daß diese Bedingung erfüllt ist, wenn f_2 und g_2 gerade, f_1 und g_1 aber ungerade sind.

Wenn wir nun in Gl. (16) für das obere Vorzeichen x durch $\frac{u}{1 - i\epsilon} - \frac{ib}{1 + i\epsilon}$ ersetzen und für das untere Vorzeichen

$\frac{u}{1 - i\epsilon} + \frac{ib}{1 + i\epsilon}$ statt x , so erhalten wir

$$0 = f_2 \left(\frac{1 + i\epsilon}{1 - i\epsilon} u \right) + g_2 \left(u - \frac{2ib}{1 + i\epsilon} \right),$$

$$0 = f_2 \left(\frac{1 + i\epsilon}{1 - i\epsilon} u \right) + g_2 \left(u + \frac{2ib}{1 + i\epsilon} \right). \quad (18)$$

Durch Subtraktion gewinnen wir

$$0 = g_2 \left(u - \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right) - g_2 \left(u + \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right),$$

eine homogene Differenzgleichung für g_2 , deren Lösung die allgemeinste periodische Funktion mit der Periode $4ib/(1+i\varepsilon)$ ist. Sie kann demnach bei Beschränkung auf gerade Funktionen dargestellt werden durch:

$$g_2(u) = \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \beta_n \cdot \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon - i) u.$$

Wir wollen hier vorwegnehmen, daß der Koeffizient β_n für gerade und ungerade n verschiedenen Gesetzen folgen und außerdem bestimmte Bedingungen erfüllen muß, damit w reell wird. Wir setzen deshalb g_2 wie folgt an:

$$g_2(u) = \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \left(i\varepsilon A_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} - B_n \cdot \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon - i) u. \quad (19)$$

Durch Einsetzen von Gl. (19) in (18) erhalten wir nach einiger Umformung:

$$g_2(u) = - \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \left(i\varepsilon A_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} + B_n \cdot \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon + i) u. \quad (20)$$

Aus Gl. (15) bekommen wir für f'_1 und g'_1 die gleichen Ergebnisse wie Gl. (19) und (20). Mit dem Zeiger 1 statt 2 und mit neuen Koeffizienten erhalten wir nach Integration

$$\left. \begin{aligned} g_1(u) &= (1-i\varepsilon) \sum_n \left(\varepsilon C_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} + i D_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon - i) u, \\ f_1(u) &= (1+i\varepsilon) \sum_n \left(\varepsilon C_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} - i D_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon + i) u. \end{aligned} \right\} (21)$$

Nun setzen wir Gl. (19) bis (21) in Gl. (11) ein:

$$\begin{aligned} w &= \frac{p}{24D(1+\varepsilon^2)^2} [(y-\varepsilon x)^4 - 6b^2(y-\varepsilon x)^2 + 5b^4] + \\ &+ (x+\varepsilon y) \sum_n \left(\varepsilon C_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} - i D_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon + i) (x + iy) + \\ &+ (x+\varepsilon y) \sum_n \left(\varepsilon C_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} + i D_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon - i) (x - iy) - \\ &- \sum_n \left(i\varepsilon A_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} + B_n \cdot \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon + i) (x + iy) + \\ &+ \sum_n \left(i\varepsilon A_n \cdot \cos^2 \frac{n\pi}{2} - B_n \cdot \sin^2 \frac{n\pi}{2} \right) \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon - i) (x - iy). \end{aligned} \quad (22)$$

In reeller Schreibweise lautet diese Gleichung

$$\begin{aligned} w &= \frac{p}{24D(1+\varepsilon^2)^2} [(y-\varepsilon x)^4 - 6b^2(y-\varepsilon x)^2 + 5b^4] + \\ &+ 2(x+\varepsilon y) \cdot \varepsilon \sum_{n=2,4,6,\dots} C_n \cdot \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \text{Cosh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y) + \\ &+ 2(x+\varepsilon y) \cdot \sum_{n=1,3,5,\dots} D_n \cdot \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \text{Sinh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y) - \\ &- \varepsilon \sum_{n=2,4,6,\dots} A_n \cdot \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \text{Sinh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y) - \\ &- \sum_{n=1,3,5,\dots} B_n \cdot \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \text{Cosh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y). \end{aligned} \quad (23)$$

Für $\varepsilon=0$ geht Gl. (23) über in (10).

Aus diesem Grund haben wir auch in Gl. (19) bis (21) den Koeffizienten A_n und C_n den Faktor ε beigegeben, denn für $\varepsilon=0$ müssen wegen der hierdurch entstehenden Symmetrie alle die Glieder verschwinden, die in x und in y ungerade sein würden.

Die Bestimmung der Koeffizienten geschieht im Schlußkapitel „Ein Beispiel“.

C. Die eingespannte Rautenplatte unter $p = \text{const.}$

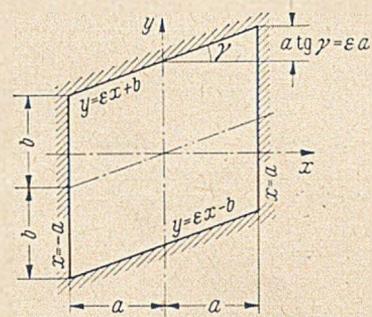


Abb. 3.

Wir setzen die Lösung gemäß Gl. (3) wie folgt an:

$$w = \frac{p}{24D(1+\varepsilon^2)^2} [(y-\varepsilon x)^4 - 2b^2(y-\varepsilon x)^2 + b^4] + x \cdot f_1(x+iy) + x \cdot g_1(x-iy) + f_2(x+iy) + g_2(x-iy). \quad (24)$$

Am ganzen Rand muß w und $\partial w / \partial n$ verschwinden. Für den Rand $y = \varepsilon x \pm b$ bedeutet dies, daß

$$w = \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad (25)$$

sein muß. Diese Randbedingungen führen zu folgenden vier Bestimmungsgleichungen:

$$0 = x f_1 [x(1+i\varepsilon) + ib] + x g_1 [x(1-i\varepsilon) - ib] + f_2 [x(1+i\varepsilon) + ib] + g_2 [x(1-i\varepsilon) - ib], \quad (26)$$

$$0 = x f_1 [x(1+i\varepsilon) - ib] + x g_1 [x(1-i\varepsilon) + ib] + f_2 [x(1+i\varepsilon) - ib] + g_2 [x(1-i\varepsilon) + ib], \quad (27)$$

$$0 = x f'_1 [x(1+i\varepsilon) + ib] - x g'_1 [x(1-i\varepsilon) - ib] + f'_2 [x(1+i\varepsilon) + ib] - g'_2 [x(1-i\varepsilon) - ib], \quad (28)$$

$$0 = x f'_1 [x(1+i\varepsilon) - ib] - x g'_1 [x(1-i\varepsilon) + ib] + f'_2 [x(1+i\varepsilon) - ib] - g'_2 [x(1-i\varepsilon) + ib]. \quad (29)$$

Dies sind vier Gleichungen mit vier unbekanntenen Funktionen. Um eine Gleichung mit zwei unbekanntene Funktionen zu bekommen, behandeln wir die vier Gleichungen wie folgt:

Gl. (26) und (27) werden nach x differenziert, Gl. (28) und (29) werden mit $(1-i\varepsilon)$ multipliziert, in Gl. (26) und (28) wird $x = (z-ib)/(1+i\varepsilon)$ und in Gl. (27) und (29) wird $x = (z+ib)/(1+i\varepsilon)$ gesetzt.

Dann werden alle Gleichungen addiert, Gl. (26) und (28) mit negativem Vorzeichen. Wir erhalten:

$$0 = g_1 \left(z \frac{1-i\varepsilon}{1+i\varepsilon} + \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right) - g_1 \left(z \frac{1-i\varepsilon}{1+i\varepsilon} - \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right) + \frac{4ib}{1+i\varepsilon} f'_1(z). \quad (30)$$

Eine zweite Gleichung erhalten wir, indem wir Gl. (26) und (27) nach x differenzieren, Gl. (28) und (29) mit $(1+i\varepsilon)$ multiplizieren, in Gl. (26) und (28) $x = (z+ib)/(1-i\varepsilon)$, in Gl. (27) und (29) $x = (z-ib)/(1-i\varepsilon)$ setzen und alle Gleichungen addieren, Gl. (27) und (28) mit negativem Vorzeichen.

$$0 = f_1 \left(z \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon} + \frac{2ib}{1-i\varepsilon} \right) - f_1 \left(z \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon} - \frac{2ib}{1-i\varepsilon} \right) + \frac{4ib}{1-i\varepsilon} g'_1(z). \quad (31)$$

Setzen wir hier zunächst $z \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon} + \frac{2ib}{1-i\varepsilon} = x'$, dann $z \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon} - \frac{2ib}{1-i\varepsilon} = x'$, so erhalten wir:

$$\begin{aligned} 0 &= f_1(x') - f_1 \left(x' - \frac{4ib}{1-i\varepsilon} \right) + \frac{4ib}{1-i\varepsilon} g'_1 \left[x' \frac{1-i\varepsilon}{1+i\varepsilon} - \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right], \\ 0 &= f_1 \left(x' + \frac{4ib}{1-i\varepsilon} \right) - f_1(x') + \frac{4ib}{1-i\varepsilon} g'_1 \left[x' \frac{1-i\varepsilon}{1+i\varepsilon} + \frac{2ib}{1+i\varepsilon} \right]. \end{aligned}$$

Wir lassen jetzt der Einfachheit halber die Striche fort. Nun differenzieren wir Gl. (30) nach z , setzen $z=x''$ und multiplizieren mit $-4ib \frac{1+i\epsilon}{(1-i\epsilon)^2}$:

$$0 = -\frac{4ib}{1-i\epsilon} g_1' \left(x'' \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} + \frac{2ib}{1+i\epsilon} \right) + \frac{4ib}{1-i\epsilon} g_1' \left(x'' \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} - \frac{2ib}{1+i\epsilon} \right) + \frac{16b^2}{(1-i\epsilon)^2} f_1''(x'').$$

Auch hier dürfen wir x'' wieder mit x identifizieren. Addieren wir nun die drei letzten Gleichungen — hierbei die erste mit negativem Vorzeichen —, so erhalten wir

$$0 = f_1 \left(x + \frac{4ib}{1-i\epsilon} \right) - 2f_1(x) + f_1 \left(x - \frac{4ib}{1-i\epsilon} \right) + \frac{16b^2}{(1-i\epsilon)^2} f_1''(x), \tag{32}$$

eine Funktionalgleichung für $f_1(x)$. Ihre Lösung setzen wir wie folgt an:

$$f_1(x) = A \operatorname{Sinh} \frac{\alpha x}{b} (1-i\epsilon) + \epsilon B \operatorname{Sinh} \frac{\beta x}{b} (1-i\epsilon). \tag{33}$$

Durch Einsetzen von Gl. (33) in (32) ergibt sich für α und β dieselbe Bestimmungsgleichung

$$\sin 2\alpha = \pm 2\alpha.$$

Verwenden wir das untere Vorzeichen für α , das obere für β , so wird

$$\left. \begin{aligned} \sin 2\alpha &= -2\alpha, \\ \sin 2\beta &= +2\beta. \end{aligned} \right\} \tag{34}$$

Beide Gleichungen haben nur komplexe Lösungen von der Form

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{n1} &= u_n + i v_n; & \beta_{n1} &= s_n + i t_n; \\ \alpha_{n2} &= u_n - i v_n; & \beta_{n2} &= s_n - i t_n. \end{aligned} \right\} \tag{35}$$

Mit Gl. (35) erhalten wir aus (34) nach Trennung in Real- und Imaginärteile:

$$\left. \begin{aligned} \sin 2u_n \cdot \operatorname{Cosh} 2v_n &= -2u_n, \\ \cos 2u_n \cdot \operatorname{Sinh} 2v_n &= -2v_n, \\ \sin 2s_n \cdot \operatorname{Cosh} 2t_n &= +2s_n, \\ \cos 2s_n \cdot \operatorname{Sinh} 2t_n &= +2t_n, \end{aligned} \right\} \tag{36}$$

woraus unendlich viele Lösungen α und β zu bestimmen sind. Nach einem Satz von E. Schmidt ist die unendliche Linearkombination von Gl. (33) die vollständige Lösung von (32). Wir haben in Gl. (33) nur den ungeraden Teil der Lösung in Ansatz gebracht, da die Durchbiegung der Platte an zwei diametral gegenüberliegenden Punkten der Platte die gleiche sein muß. Aus diesem Grund muß w unverändert bleiben, wenn x und y in Gl. (24) gleichzeitig ihr Vorzeichen wechseln.

In Gl. (33) steht bei dem Koeffizienten B als Faktor noch ϵ , weil dieses Glied — wie wir später sehen werden — für $\epsilon=0$ verschwinden muß.

Mit Gl. (33) ergibt sich aus (31) nach Integration und einiger Zwischenrechnung unter Verwendung von Gl. (34):

$$g_1(x) = \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} \left[A \operatorname{Sinh} \frac{\alpha x}{b} (1+i\epsilon) - \epsilon B \operatorname{Sinh} \frac{\beta x}{b} (1+i\epsilon) \right]. \tag{37}$$

Setzen wir in Gl. (33), eine Gleichung, die für jedes komplexe x gilt: $x = \bar{x} + iy$ und in Gl. (37) $\bar{x} - i\bar{y}$ für x , so erhalten wir nach Addition:

$$\begin{aligned} f_1(\bar{x} + iy) + g_1(\bar{x} - i\bar{y}) &= \frac{2}{1+i\epsilon} \cdot \left\{ A \cdot \operatorname{Sinh} \frac{\alpha}{b} (\bar{x} + \epsilon \bar{y}) \cdot \cos \frac{\alpha}{b} (\epsilon \bar{x} - \bar{y}) - \right. \\ &\quad - \epsilon A \cdot \operatorname{Cosh} \frac{\alpha}{b} (\bar{x} + \epsilon \bar{y}) \cdot \sin \frac{\alpha}{b} (\epsilon \bar{x} - \bar{y}) - \\ &\quad - \epsilon i B \cdot \operatorname{Cosh} \frac{\beta}{b} (\bar{x} + \epsilon \bar{y}) \cdot \sin \frac{\beta}{b} (\epsilon \bar{x} - \bar{y}) + \\ &\quad \left. + \epsilon^2 i B \cdot \operatorname{Sinh} \frac{\beta}{b} (\bar{x} + \epsilon \bar{y}) \cdot \cos \frac{\beta}{b} (\epsilon \bar{x} - \bar{y}) \right\}. \end{aligned} \tag{38}$$

Für \bar{x}, \bar{y} schreiben wir wieder x und y .

Um nun f_2 zu bekommen, integrieren wir Gl. (28) nach x , multiplizieren mit $(1-i\epsilon)$ und addieren Gl. (26):

$$\begin{aligned} 0 &= x \cdot \frac{2}{1+i\epsilon} \cdot f_1 [x(1+i\epsilon) + ib] - \\ &\quad - \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} \int f_1 [x(1+i\epsilon) + ib] dx + \int g_1 [x(1-i\epsilon) - ib] dx + \\ &\quad + \frac{2}{1+i\epsilon} \cdot f_2 [x(1+i\epsilon) + ib]. \end{aligned}$$

Wir lösen nach f_2 auf, setzen $x = (z - ib)/(1+i\epsilon)$, d. h. $z = x(1+i\epsilon) + ib$ und setzen Gl. (33) und (37) ein:

$$\begin{aligned} f_2(z) &= \frac{1}{2} \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} \int f_1(z) \cdot dz - \frac{z-ib}{1+i\epsilon} f_1(z) - \\ &\quad - \frac{1}{2} \int g_1 \left(z \frac{1-i\epsilon}{1+i\epsilon} - \frac{2ib}{1+i\epsilon} \right) \cdot dz = \\ &= \frac{bA}{2\alpha} \frac{1-\cos 2\alpha}{1+i\epsilon} \operatorname{Cosh} \frac{\alpha z}{b} (1-i\epsilon) - \frac{A}{1+i\epsilon} z \operatorname{Sinh} \frac{\alpha z}{b} (1-i\epsilon) + \\ &\quad + \frac{\epsilon b B}{2\beta} \frac{1+\cos 2\beta}{1+i\epsilon} \operatorname{Cosh} \frac{\beta z}{b} (1-i\epsilon) - \frac{\epsilon B}{1+i\epsilon} z \operatorname{Sinh} \frac{\beta z}{b} (1-i\epsilon). \end{aligned} \tag{39}$$

Nun können wir aus Gl. (26) g_2 berechnen. Wir setzen dort $x = (z + ib)/(1-i\epsilon)$ und lösen nach g_2 auf:

$$\begin{aligned} g_2(z) &= -\frac{z+ib}{1-i\epsilon} \cdot f_1 \left(z \frac{1+i\epsilon}{1-i\epsilon} + \frac{2ib}{1-i\epsilon} \right) - \frac{z+ib}{1-i\epsilon} \cdot g_1(z) - \\ &\quad - i_2 \left(z \frac{1+i\epsilon}{1-i\epsilon} + \frac{2ib}{1-i\epsilon} \right). \end{aligned}$$

Unter Verwendung von Gl. (33), (37) und (39) erhalten wir:

$$\begin{aligned} g_2(z) &= \frac{bA}{2\alpha} \frac{1-\cos 2\alpha}{1+i\epsilon} \operatorname{Cosh} \frac{\alpha z}{b} (1+i\epsilon) - \\ &\quad - \frac{A}{1+i\epsilon} z \operatorname{Sinh} \frac{\alpha z}{b} (1+i\epsilon) - \\ &\quad - \frac{\epsilon b B}{2\beta} \frac{1+\cos 2\beta}{1+i\epsilon} \operatorname{Cosh} \frac{\beta z}{b} (1+i\epsilon) + \\ &\quad + \frac{\epsilon B}{1+i\epsilon} z \operatorname{Sinh} \frac{\beta z}{b} (1+i\epsilon). \end{aligned} \tag{40}$$

Aus Gl. (39) und (40) ergibt sich

$$\begin{aligned} f_2(x+iy) + g_2(x-iy) &= \\ &= \frac{2}{1+i\epsilon} \left\{ \frac{bA}{2\alpha} (1-\cos 2\alpha) \operatorname{Cosh} \frac{\alpha}{b} (x + \epsilon y) \cdot \cos \frac{\alpha}{b} (\epsilon x - y) - \right. \\ &\quad - A x \cdot \operatorname{Sinh} \frac{\alpha}{b} (x + \epsilon y) \cdot \cos \frac{\alpha}{b} (\epsilon x - y) - \\ &\quad - A y \cdot \operatorname{Cosh} \frac{\alpha}{b} (x + \epsilon y) \cdot \sin \frac{\alpha}{b} (\epsilon x - y) - \\ &\quad - \frac{\epsilon b B}{2\beta} (1+\cos 2\beta) \operatorname{Sinh} \frac{\beta}{b} (x + \epsilon y) \cdot \sin \frac{\beta}{b} (\epsilon x - y) + \\ &\quad + \epsilon B x \cdot \operatorname{Cosh} \frac{\beta}{b} (x + \epsilon y) \cdot \sin \frac{\beta}{b} (\epsilon x - y) - \\ &\quad \left. - \epsilon B y \cdot \operatorname{Sinh} \frac{\beta}{b} (x + \epsilon y) \cdot \cos \frac{\beta}{b} (\epsilon x - y) \right\}. \end{aligned} \tag{41}$$

Durch Verwendung von Gl. (38) und (41) wird nach Gl. (24)

$$\begin{aligned} w &= \frac{p}{24D(1+\epsilon^2)^2} [(y - \epsilon x)^4 - 2b^2(y - \epsilon x)^2 + b^4] + \\ &\quad + \frac{2}{1+i\epsilon} \left\{ \frac{bA}{2\alpha} (1-\cos 2\alpha) \operatorname{Cosh} \frac{\alpha}{b} (x + \epsilon y) \cdot \cos \frac{\alpha}{b} (\epsilon x - y) - \right. \\ &\quad - A (\epsilon x + y) \operatorname{Cosh} \frac{\alpha}{b} (x + \epsilon y) \cdot \sin \frac{\alpha}{b} (\epsilon x - y) - \\ &\quad - \frac{\epsilon b B}{2\beta} (1+\cos 2\beta) \operatorname{Sinh} \frac{\beta}{b} (x + \epsilon y) \cdot \sin \frac{\beta}{b} (\epsilon x - y) + \\ &\quad \left. + \epsilon B (\epsilon x - y) \cdot \operatorname{Sinh} \frac{\beta}{b} (x + \epsilon y) \cdot \cos \frac{\beta}{b} (\epsilon x - y) \right\}. \end{aligned} \tag{42}$$

Nun haben wir statt der partikulären Lösung die unendliche Linearkombination zu setzen. Da nach Gl. (35) für die α und β je zweimal unendlich viele Lösungen bestehen, die paarweise konjugiert komplex sind, müssen alle

Koeffizienten ebenfalls paarweise konjugiert komplex sein, damit w reell wird. Wir setzen deshalb

$$A_{n1} = \frac{p \alpha_{n1} (1 + i \varepsilon)}{24 b D (1 + \varepsilon^2)^2} (C_n + i D_n),$$

$$A_{n2} = \frac{p \alpha_{n2} (1 + i \varepsilon)}{24 b D (1 + \varepsilon^2)^2} (C_n - i D_n),$$

$$B_{n1} = \frac{p \beta_{n1} (1 + i \varepsilon)}{24 i b D (1 + \varepsilon^2)^2} (E_n + i F_n),$$

$$B_{n2} = \frac{p \beta_{n2} (1 + i \varepsilon)}{24 i b D (1 + \varepsilon^2)^2} (E_n - i F_n).$$

Hiermit erhalten wir dann aus Gl. (42)

$$w = \frac{p}{24 D (1 + \varepsilon^2)^2} \left\{ (y - \varepsilon x)^4 - 2 b^2 (y - \varepsilon x)^2 + b^4 + \right. \\ + \sum (C_n + i D_n) \cdot \text{Cosh} \frac{\alpha_{n1}}{b} (x + \varepsilon y) \left[(1 - \cos 2 \alpha_{n1}) \cdot \right. \\ \left. \cdot \cos \frac{\alpha_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) + \frac{2 \alpha_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) \cdot \sin \frac{\alpha_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) \right] + \\ + \sum (C_n - i D_n) \cdot \text{Cosh} \frac{\alpha_{n2}}{b} (x + \varepsilon y) \left[(1 - \cos 2 \alpha_{n2}) \cdot \right. \\ \left. \cdot \cos \frac{\alpha_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) + \frac{2 \alpha_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) \cdot \sin \frac{\alpha_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) \right] - \\ - \sum \varepsilon (E_n + i F_n) \cdot \text{Sinh} \frac{\beta_{n1}}{b} (x + \varepsilon y) \left[(1 + \cos 2 \beta_{n1}) \cdot \right. \\ \left. \cdot \sin \frac{\beta_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) - \frac{2 \beta_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) \cdot \cos \frac{\beta_{n1}}{b} (\varepsilon x - y) \right] - \\ - \sum \varepsilon (E_n - i F_n) \cdot \text{Sinh} \frac{\beta_{n2}}{b} (x + \varepsilon y) \left[(1 + \cos 2 \beta_{n2}) \cdot \right. \\ \left. \cdot \sin \frac{\beta_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) - \frac{2 \beta_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) \cdot \cos \frac{\beta_{n2}}{b} (\varepsilon x - y) \right] \left. \right\}. \quad (43)$$

Für den einfachsten Fall der Rechteckplatte, d. h. für $\varepsilon = 0$, muß die Lösung in beiden Achsen gerade werden. Hierfür müssen also alle Glieder mit E und F verschwinden. Da bei diesen der Faktor ε steht, werden sie von selbst Null, und die Lösung geht über in die bekannte Lösung.

Für die eingespannte Rechteckplatte:

$$w = \frac{p}{24 D} \left\{ y^4 - 2 b^2 y^2 + b^4 + \right. \\ + \sum (C_n + i D_n) \text{Cosh} \alpha_{n1} \frac{x}{b} \left[(1 - \cos 2 \alpha_{n1}) \cdot \cos \alpha_{n1} \frac{y}{b} + \right. \\ \left. + 2 \alpha_{n1} \frac{y}{b} \cdot \sin \alpha_{n1} \frac{y}{b} \right] + \\ + \sum (C_n - i D_n) \text{Cosh} \alpha_{n2} \frac{x}{b} \left[(1 - \cos 2 \alpha_{n2}) \cdot \cos \alpha_{n2} \frac{y}{b} + \right. \\ \left. + 2 \alpha_{n2} \frac{y}{b} \cdot \sin \alpha_{n2} \frac{y}{b} \right] \left. \right\}. \quad (44)$$

Es sei hier noch darauf hingewiesen, daß in Gl. (43) der Bipotentialeil der Lösung den Faktor $(\varepsilon x - y)$ hat, trotzdem er in Gl. (24) mit x angesetzt war. Wenn man vorher diesen Faktor kennt, kann man durch entsprechenden Ansatz für den Gang der Lösung Vorteile gewinnen.

Führt man die Randbedingungen des Randes $x = \pm a$ ein, so erhält man eine Reihenentwicklung mit Entwicklungsfunktionen, die bei der Rechteckplatte folgende Form haben:

$$\omega_n(y) = (1 - \cos 2 \alpha_n) \cdot \cos \alpha_n \frac{y}{b} + 2 \alpha_n \frac{y}{b} \cdot \sin \alpha_n \frac{y}{b}. \quad (45)$$

Es soll nur nebenbei erwähnt werden, daß diese Entwicklung sich leicht orthogonalisieren läßt. Es gibt nämlich zwei Systeme von Funktionen:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_m(y) &= \sin \alpha_m \frac{y}{b}, \\ \psi_m(y) &= 4 \alpha_m \cos \alpha_m \left(\frac{y}{b} - 2 \right), \end{aligned} \right\} \quad (46)$$

die mit $\omega_n(y)$ in der Weise orthogonal sind, daß

$$8 b \alpha_m \omega_n(0) - \int_0^a \omega_n(y) [\varphi_m(y) - \psi_m(y)] \cdot dy - \\ - \int_{-a}^0 \omega_n(y) [\varphi_m(y) + \psi_m(y)] \cdot dy = 0 \text{ für } m \neq n. \quad (47)$$

D. Die frei aufliegende Trapezplatte unter $p = \text{const.}$

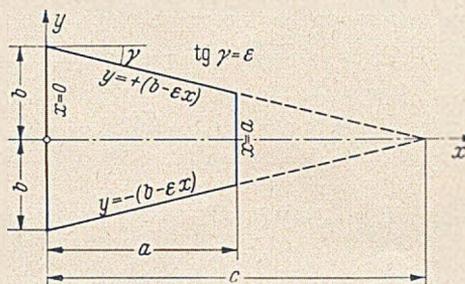


Abb. 4.

Die Randbedingungen sollen lauten: am ganzen Rand: $w = \Delta w = 0$. (48)

Ein partikuläres Integral der Gleichung

$$\Delta \Delta w = p/D,$$

das die Randbedingungen auf den beiden geneigten Rändern erfüllt, ist

$$w_1 = \frac{p}{24 D (1 - \varepsilon^2) (1 - 6 \varepsilon^2 + \varepsilon^4)} \cdot [(1 - 5 \varepsilon^2) y^4 - 6 (1 - \varepsilon^2) y^2 (b - \varepsilon x)^2 + (5 - \varepsilon^2) (b - \varepsilon x)^4].$$

Hierzu kommt noch die Lösung der homogenen Differentialgleichung gemäß Gl. (3):

$$w_0 = \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right) [f_1(x + iy) + g_1(x - iy)] + f_2(x + iy) + g_2(x - iy).$$

Da die Platte in der Belastung und in der Gestalt symmetrisch um die x -Achse ist, müssen w_1 und w_0 in y gerade sein. Dies ist z. B. der Fall, wenn

$$f_1 = g_1 = f, \\ f_2 = g_2 = g.$$

Hiermit ist dann die vollständige Lösung $w_1 + w_0 = w$:

$$w = \frac{p}{24 D (1 - \varepsilon^2) (1 - 6 \varepsilon^2 + \varepsilon^4)} \cdot [(1 - 5 \varepsilon^2) y^4 - 6 (1 - \varepsilon^2) y^2 (b - \varepsilon x)^2 + (5 - \varepsilon^2) (b - \varepsilon x)^4] + \\ + \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right) [f(x + iy) + f(x - iy)] + g(x + iy) + g(x - iy). \quad (49)$$

Durch Differenzieren erhalten wir:

$$\Delta w = \frac{p}{2 D (1 - \varepsilon^2)} [y^2 - (b - \varepsilon x)^2] + 2 f'(x + iy) + 2 f'(x - iy). \quad (50)$$

Setzen wir für $y = \pm (b - \varepsilon x)$ gemäß Gl. (48) die Randbedingung $\Delta w = 0$ ein, so erhalten wir die Bestimmungsgleichung

$$0 = f' [x(1 - i \varepsilon) + i b] + f' [x(1 + i \varepsilon) - i b]. \quad (51)$$

In der Funktionalgleichung (51) für f' substituieren wir:

$$f'(\xi) = f' \left(\xi - \frac{b}{\varepsilon} + \frac{b}{\varepsilon} \right) = \varphi \left(\xi - \frac{b}{\varepsilon} \right) = \\ = \varphi \left[e^{\ln \left(\xi - \frac{b}{\varepsilon} \right)} \right] = F \left[\ln \left(\xi - \frac{b}{\varepsilon} \right) \right]; \quad (52)$$

dann ist

$$f' [x(1 - i \varepsilon) + i b] = F \left[\ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right) + \ln (1 - i \varepsilon) \right], \\ f' [x(1 + i \varepsilon) - i b] = F \left[\ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right) + \ln (1 + i \varepsilon) \right].$$

Wir setzen zur Abkürzung

$$v = \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right). \quad (53)$$

Dann ergibt sich für $F(v)$ aus Gl. (51) eine Differenzengleichung von der Form

$$0 = F[v + \ln(1 - i\varepsilon)] + F[v + \ln(1 + i\varepsilon)].$$

Die Lösung lautet:

$$F(v) = \cos \frac{n\pi v}{\ln \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon}} \quad \text{oder} \quad \sin \frac{n\pi v}{\ln \frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon}}, \quad (54)$$

wobei n stets als ungerade Zahl zu wählen ist. Um die Glieder mit geraden n auszuschließen, nehmen wir $\sin^2 \frac{n\pi}{2}$ als Faktor herein und bekommen mit einer Linearkombination der Lösungen Gl. (54) nach einer kleinen Umformung mit $2i \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon = \ln \left[\frac{1+i\varepsilon}{1-i\varepsilon} \right]$ aus (52) und (53)

$$f'(x) = \sum A_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + \sum B_n \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (55)$$

Die Integration nach x liefert als formale Lösung die Reihe:

$$f(x) = (\varepsilon x - b) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \left[A_n \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + B_n \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right].$$

Wir benötigen in Gl. (49) die Funktion

$$f(x+iy) + f(x-iy) = 2 \sum \sin^2 \frac{n\pi}{2} \left\{ \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right) \cdot \cos \frac{n\pi \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\varepsilon y}{\varepsilon x - b}}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \left[A_n \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + B_n \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right] - y \cdot \sin \frac{n\pi \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\varepsilon y}{\varepsilon x - b}}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \left[A_n \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + B_n \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right] \right\}. \quad (56)$$

Setzen wir in Gl. (49) unter gleichzeitiger Verwendung von Gl. (56) $y = \pm(b - \varepsilon x)$, so muß w gemäß der ersten Randbedingung Gl. (48) verschwinden und wir erhalten für g die Funktionalgleichung:

$$0 = -2\varepsilon \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 \sum \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \left\{ A_n \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 (1 + \varepsilon^2) \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + B_n \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 (1 + \varepsilon^2) \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right\} + g[x(1 - i\varepsilon) + ib] + g[x(1 + i\varepsilon) - ib].$$

Dies ist eine inhomogene Differenzgleichung für g . Die homogene Gleichung ist mit Gl. (51) identisch, hat also die Lösung Gl. (55), d. h.

$$g_0(x) = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \left\{ C_n \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + D_n \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right\}. \quad (57)$$

Eine partikuläre Lösung der inhomogenen Differenzgleichung lautet:

$$g^p(x) = -\frac{1}{2} \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 \sum \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \left\{ A_n \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + B_n \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right\}. \quad (58)$$

Die vollständige Lösung von g ist somit:

$$g(x) = g_0(x) + g^p(x). \quad (59)$$

Aus Gl. (49) erhalten wir durch Einsetzen von Gl. (56) bis (59):

$$w = \frac{p}{24D(1-\varepsilon^2)(1-6\varepsilon^2+\varepsilon^4)} \cdot [(1-5\varepsilon^2)y^4 - 6(1-\varepsilon^2)y^2(b-\varepsilon x)^2 + (5-\varepsilon^2)(b-\varepsilon x)^4] + \sum \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \cos \frac{n\pi \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\varepsilon y}{\varepsilon x - b}}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \cdot \left\{ A_n \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right] + C_n \right\} \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + \left\{ B_n \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right] + D_n \right\} \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (60)$$

Durch Differenzieren ergibt sich

$$\Delta w = \frac{p}{2D(1-\varepsilon^2)} [y^2 - (b - \varepsilon x)^2] + 4 \sum \sin^2 \frac{n\pi}{2} \cdot \cos \frac{n\pi \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\varepsilon y}{\varepsilon x - b}}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \cdot \left\{ \left(A_n + \frac{n\pi}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} B_n \right) \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} + \left(B_n + \frac{n\pi}{2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} A_n \right) \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi \ln \left[\left(x - \frac{b}{\varepsilon} \right)^2 + y^2 \right]}{4 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \varepsilon} \right\}. \quad (61)$$

Jetzt können die Koeffizienten aus den Randbedingungen am Rand $x=0$ und $x=a$ bestimmt werden.

E. Ein Beispiel: Die Rautenplatte.

Für die in B. dargestellte frei aufliegende Rautenplatte und $p = \text{const}$ ergibt sich die Lösung Gl. (23). Deren Koeffizienten sind zu bestimmen aus der Forderung, daß w und Δw für $x=a$ verschwinden muß. Durch Differenzieren erhalten wir

$$\Delta w = \frac{p}{2D(1+\varepsilon^2)} [(y - \varepsilon x)^2 - b^2] + 2(1 + \varepsilon^2) \sum_{n=2,4,6,\dots} \varepsilon \frac{n\pi}{b} C_n \cdot \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y) + 2(1 + \varepsilon^2) \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{n\pi}{b} D_n \cdot \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon x - y) \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi}{2b} (x + \varepsilon y). \quad (62)$$

Setzen wir in Gl. (23) und (62) $x=a$, so erhalten wir bei Beschränkung auf eine endliche Anzahl von Koeffizienten statt $\Delta w=0$ einen Fehler $\Phi_{\Delta w}(y)$ und statt $w=0$ einen Fehler $\Phi_w(y)$.

Hierbei benutzen wir die Abkürzungen

$$f_n(y) = \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon a - y) \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi}{2b} (a + \varepsilon y), \quad (63)$$

$$g_n(y) = \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon a - y) \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi}{2b} (a + \varepsilon y).$$

$$\Phi_{\Delta w}(y) = \frac{p b}{4\pi D(1+\varepsilon^2)^2} [(y - \varepsilon a)^2 - b^2],$$

$$\Phi_w(y) = -\frac{p}{24D(1+\varepsilon^2)^2} [(y - \varepsilon a)^4 - 6b^2(y - \varepsilon a)^2 + 5b^4] - 2(a + \varepsilon y) \left[\sum_{n=2,4,6,\dots} \varepsilon C_n \sin \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon a - y) \cdot \operatorname{Cosh} \frac{n\pi}{2b} (a + \varepsilon y) + \sum_{n=1,3,5,\dots} D_n \cos \frac{n\pi}{2b} (\varepsilon a - y) \cdot \operatorname{Sinh} \frac{n\pi}{2b} (a + \varepsilon y) \right]. \quad (64)$$

Wir erhalten damit zur Bestimmung der Koeffizienten die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_{\Delta w}(y) &= \varphi_{\Delta w}(y) + \sum_{2,4,6,\dots} \varepsilon_n C_n \cdot f_n(y) + \sum_{1,3,5,\dots} n D_n \cdot g_n(y), \\ \Phi_w(y) &= \varphi_w(y) + \sum_{2,4,6,\dots} \varepsilon A_n \cdot f_n(y) + \sum_{1,3,5,\dots} B_n \cdot g_n(y). \end{aligned} \right\} (65)$$

Die Φ müssen im Plattenbereich ($\varepsilon a - b < y < \varepsilon a + b$) verschwinden, oder — wenn wir uns auf eine endliche Anzahl von Koeffizienten beschränken — möglichst klein werden. Wir stellen nach der Methode der Ausgleichsrechnung die Forderung, daß

$$\int_B^{\varepsilon a + b} \Phi^2(y) \cdot dy = \min_{\varepsilon a - b} \quad (66)$$

sein muß. Es ist nach Gl. (65)

$$\int_B \Phi^2(y) \cdot dy = \int_B \varphi^2(y) \cdot dy + \int_B \left[\sum n D_n g_n(y) + \sum \varepsilon n C_n f_n(y) \right] \cdot [2\varphi(y) + \sum n D_n g_n(y) + \sum \varepsilon n C_n f_n(y)] dy.$$

Wegen Gl. (66) muß

$$\frac{\partial}{\partial D_n} \int_B = \frac{\partial}{\partial C_n} \int_B = 0$$

sein. Es ist also

$$0 = 2 \int_B g_n(y) [\varphi(y) + \sum_n n D_n g_n(y) + \sum_n \varepsilon n C_n f_n(y)] dy,$$

$$0 = 2 \int_B f_n(y) [\varphi(y) + \sum_n n D_n g_n(y) + \sum_n \varepsilon n C_n f_n(y)] dy.$$

Oder nach einer kleinen Umstellung:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= \int_B g_n(y) \cdot \varphi(y) \cdot dy + \sum_m m D_m \int_B g_n(y) g_m(y) dy + \sum_m \varepsilon m C_m \int_B g_n(y) \cdot f_m(y) dy, \\ 0 &= \int_B f_n(y) \cdot \varphi(y) \cdot dy + \sum_m m D_m \int_B f_n(y) g_m(y) dy + \sum_m \varepsilon m C_m \int_B f_n(y) \cdot f_m(y) dy. \end{aligned} \right\} (67)$$

Für die Koeffizienten C und D läßt sich also folgende Matrix aufstellen:

n^m	D_1	$2\varepsilon C_2$	$3D_3$	$4\varepsilon C_4$...	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	...	$-\delta_{10}$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}	...	$-\delta_{20}$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}	...	$-\delta_{30}$
...

Die Beiwerte sind

$$\left. \begin{aligned} \delta_{nm} &= \int g_n(y) \cdot g_m(y) \cdot dy \quad (n \text{ und } m \text{ ungerade}), \\ \delta_{nm} &= \int f_n(y) \cdot f_m(y) \cdot dy \quad (n \text{ und } m \text{ gerade}), \\ \delta_{nm} &= \int g_n(y) \cdot f_m(y) \cdot dy \quad (n \text{ ungerade, } m \text{ gerade}), \\ \delta_{nm} &= \int f_n(y) \cdot g_m(y) \cdot dy \quad (n \text{ gerade, } m \text{ ungerade}), \\ \delta_{n0} &= \int g_n(y) \cdot \varphi_{\Delta w}(y) \cdot dy \quad (n \text{ ungerade}), \\ \delta_{n0} &= \int f_n(y) \cdot \varphi_w(y) \cdot dy \quad (n \text{ gerade}). \end{aligned} \right\} (69)$$

Die Matrix für A und B ist die gleiche, nur tritt $\varepsilon A_n, B_n$ und $\varphi_w(y)$ an die Stelle von $\varepsilon n C_n, n D_n$ und $\varphi_{\Delta w}(y)$.

Die Auswertung der Integrale nach Gl. (69) — besonders für φ_w — ist allgemein und numerisch so verwickelt, daß man sie besser durch eine Summierung von Ordinaten des Integranden ersetzt. Bei einer endlichen Anzahl von Koeffizienten wird der Fehler hierdurch nicht unbedingt größer. Ersetzen wir z. B. die Integrale durch die Summe von $k+1$ Ordinaten an $k+1$ Punkten, die untereinander den gleichen Abstand $2b/k$ haben, so heißt dies, daß nicht das Integral über die Fehlerquadrate, sondern die Summe der Fehlerquadrate an den $k+1$ Stellen ein Minimum wird. Die Rechnung wird nur dann unzuverlässig, wenn wir noch Glieder mit so hohem n berücksichtigen, daß f und g innerhalb eines Abszissenintervalls $2b/k$ oszillieren.

Um ein Beispiel zu rechnen, nehmen wir eine Platte mit $\varepsilon=0,2$ und $a=b$. Es ist vollständig ausreichend, wenn wir die Glieder bis $n=3$ berücksichtigen, wofür eine Einteilung des Randes in $k=10$ Felder genügt.

Der Rand der Platte erstreckt sich über

$$-0,8 < \frac{y}{b} < +1,2.$$

Die Auswertung von Gl. (63) und (64) ergibt folgende Tafel, wobei $\varphi_w(y)$ zunächst noch nicht berechnet werden kann: (70)

$\frac{y}{b}$	$g_1(y)$	$f_2(y)$	$g_3(y)$	$\varphi_{\Delta w}(y)$	$\varphi_w(y)$
1,2	0	0	0	0	0
1,0	1,041	-12,741	-115,56	-0,02649	-0,1240
0,8	1,865	-18,179	-112,51	-0,04709	-0,2238
0,6	2,419	-16,029	-30,28	-0,06180	-0,2939
0,4	2,681	-8,734	47,70	-0,07063	-0,3325
0,2	2,659	0	67,21	-0,07357	-0,3391
0	2,386	6,788	32,72	-0,07063	-0,3139
-0,2	1,917	9,681	-14,25	-0,06180	-0,2603
-0,4	1,316	8,532	-36,32	-0,04709	-0,1838
-0,6	0,654	4,646	-25,59	-0,02649	-0,0935
-0,8	0	0	0	0	0
				$\frac{pb^3}{D}$	$\frac{pb^4}{D}$

Durch Multiplikation und Addition dieser Werte entsprechend Gl. (69) erhalten wir die Matrix

$D_1(B_1)$	$2\varepsilon C_2(\varepsilon A_2)$	$3D_3(B_3)$		
36,20	-60,34	-110,61	+1,0162	(+4,602)
-60,34	1060,2	3242	-1,1988	(-6,611)
-110,61	3242	36970	-2,873	(-12,259)
			$\frac{pb^3}{D}$	$\frac{pb^4}{D}$

Ihre Lösung ist

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= 0,029044 \frac{pb^3}{D}, \\ C_2 &= 0,00168935 \frac{pb^3}{D}, \\ D_3 &= -0,000016693 \frac{pb^3}{D}. \end{aligned} \right\} (71)$$

Hiermit errechnet sich aus Gl. (64) die letzte Spalte von Tafel (70) und damit auf analogem Wege die letzte Spalte der Matrix.

Für A und B erhalten wir die Lösung

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= 0,129092 \frac{pb^4}{D}, \\ A_2 &= 0,0064515 \frac{pb^4}{D}, \\ B_3 &= -0,00005850 \frac{pb^4}{D}. \end{aligned} \right\} (72)$$

Mit Gl. (71) und (72) wird nach Gl. (23)

$$w = \frac{pb^4}{D} \left\{ \frac{1}{1,04^2} \left[\frac{1}{b^4} (y-0,2x)^4 - \frac{6}{b^2} (y-0,2x)^2 + 5 \right] + \frac{1}{b} (x+0,2y) \cdot \left[\begin{aligned} &0,058088 \cdot \cos \frac{\pi}{2b} (0,2x-y) \cdot \text{Sinh} \frac{\pi}{2b} (x+0,2y) + \\ &+ 0,00067574 \cdot \sin \frac{\pi}{b} (0,2x-y) \cdot \text{Cosh} \frac{\pi}{b} (x+0,2y) - \\ &- 0,000033386 \cdot \cos \frac{3\pi}{2b} (0,2x-y) \cdot \text{Sinh} \frac{3\pi}{2b} (x+0,2y) \right] - \\ &- 0,129092 \cdot \cos \frac{\pi}{2b} (0,2x-y) \cdot \text{Cosh} \frac{\pi}{2b} (x+0,2y) - \\ &- 0,0012903 \cdot \sin \frac{\pi}{b} (0,2x-y) \cdot \text{Sinh} \frac{\pi}{b} (x+0,2y) + \\ &+ 0,00005850 \cdot \cos \frac{3\pi}{2b} (0,2x-y) \cdot \text{Cosh} \frac{3\pi}{2b} (x+0,2y) \end{aligned} \right\}$$

Damit ist unsere Aufgabe gelöst.

Um anschaulich zu zeigen, wie die Randbedingungen am Rand $x=a$ erfüllt sind, tragen wir noch die nach Gl. (65) ausgerechneten Werte $\varphi_{\Delta w}$ zeichnerisch auf und vergleichen sie mit $\varphi_{\Delta w}$.

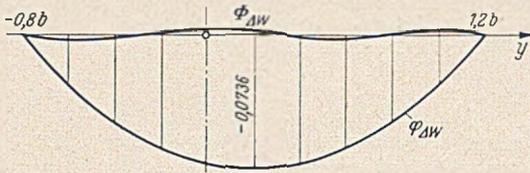


Abb. 5. Randstörung von Δw : $\varphi_{\Delta w}$ ohne } transz. Zusatzgliedern.
 $\varphi_{\Delta w}$ mit }

Der rationale Anteil $\varphi_{\Delta w}$ von Δw wird also durch die transzendenten Zusatzglieder fast zum Verschwinden gebracht. Übrig bleibt ein Fehler $\varphi_{\Delta w}$ von maximal etwa $\frac{1}{45}$ des Größtwertes von $\varphi_{\Delta w}$. Bei w ist der entsprechende Fehler φ_w etwa $\frac{1}{125}$ des Größtwertes von φ_w , was sich zeichnerisch kaum noch zeigen läßt.

Wir haben also selbst bei $\max n = 3$ schon eine recht gute Erfüllung der Randbedingungen, trotzdem die Reihen gerade am Rand erheblich schlechter konvergieren als im Feld. Zur Beschreibung des Spannungszustandes im Feld genügen schon weniger Koeffizienten.

F. Ausblick.

Um die entwickelte Methode auf Einzellasten auszuweiten, wählt man zweckmäßig als partikuläre Lösung die Biegefläche der radialsymmetrischen Kreisplatte, in deren Mittelpunkt die Einzellast entweder als Punktlast oder als kreisförmige Flächenlast steht. Um schon mit der partikulären Lösung allein möglichst nahe an die Wirklichkeit heranzukommen, empfiehlt es sich, der Kreisplatte die gleichen Randbedingungen zu geben wie der polygonalen Platte und ihren Durchmesser so zu wählen, daß beide Platten sich möglichst decken. Zur Befriedigung der Randbedingungen der polygonalen Platte sind dann Zusatzlösungen erforderlich, die aus der gezeigten Methode entwickelt werden können.

Es versteht sich am Rande, daß Scheibenprobleme, Torsionsprobleme usw. nach der gleichen Methode behandelt werden können.

Im übrigen ist eine Ausdehnung auf alle anderen Probleme ohne weiteres möglich, sofern die Lösung der Differentialgleichung die Form $f(x \pm a y)$ hat, also auch für reelle a wie z. B. bei der Saitenschwingung oder beim engmaschigen Rautenträger.

Literatur.

1. Vogt: Beitrag zur Berechnung schiefwinkliger Platten nebst Anwendung bei der Berechnung (Diss. T. H. Hannover 1939).
2. Rongved: Über das Randwertproblem schiefwinkliger Platten (Diss. T. H. Berlin, Juni 1945).

Kurze Technische Berichte.

Spröde Brüche von geschweißten Stählen infolge innerer Schweißspannungen.

Zur Untersuchung der Frage des Entstehens von verformungslosen Brüchen bei geschweißten Stählen infolge der durch das Schweißen im Material zurückgebliebenen inneren Spannungen wurden bei der British Welding Research Association einige Versuche mit Einspannschweißungen bei tiefen Temperaturen ausgeführt, und zwar mit Proben aus 3 verschiedenen Schweißstählen. Die Proben bestanden aus zwei 18 mm starken stumpfgeschweißten Blechstücken, welche vor Herstellung der Stumpfnahť ringsum in einen starren, aus einer 100 mm starken Platte herausgearbeiteten Rahmen eingeschweißt worden sind. Nach der Ausführung der Stumpfnahť entstehen dann infolge der verhinderten Kontraktion beim Erkalten die inneren Spannungen, die den Versuchen zugrunde liegen. In dem größeren der beiden Blechstücke ist in der Längsmittelachse der gesamten Probe ein Loch von 12,5 mm Durchmesser vorgesehen, von dem aus als scharfe Kerbe je ein kurzer Sägeschnitt von 0,8 mm Breite und 3,2 mm Länge parallel zur Stumpfnahť eingearbeitet ist. Die Stumpfnahť wurde bei Raumtemperatur hergestellt. Beim Abkühlen bilden sich besonders an den Enden der Sägeschnitte hohe Spannungsspitzen aus. Bei einem Teil der Proben waren quer zur Stumpfnahť verlaufende Versteifungsleisten von 25 mm Stärke und 62 mm Höhe, welche im Bereich der Stumpfnahť der Bleche halbkreisförmige Ausnehmungen haben, aufgeschweißt, wobei diese Kehlnähte bis auf 25 mm an die Bohrung heranreichen. Auch diese Kehlnähte sind vor Anfertigung der Stumpfnähte angelegt worden.

Die beiden Probenformen sind in den Abb. 1 und 2 dargestellt. Nach Abkühlung der Proben wurden sie in einen Kühlkasten gelegt und weiter abgekühlt, um die Eigenspannungen zu erhöhen. Mit Hilfe einer eingebauten Taströhre und eines Verstärkers konnte das Eintreten von Spannungsrissen im Lautsprecher hörbar gemacht werden.

Es kamen folgende drei Schweißstahlarten zur Verwendung: (Tabelle 1).

Durch Kerbschlagversuche wurde der Steilabfall bei dem grobkörnigen Stahl 1 zwischen + 30 und - 20° C gefunden, bei

dem etwas feinkörnigeren Stahl 2 zwischen - 40 und - 50° C und bei dem normalisierten feinkörnigen Cr Mo-Stahl 3 zwischen - 60 und - 90° C.

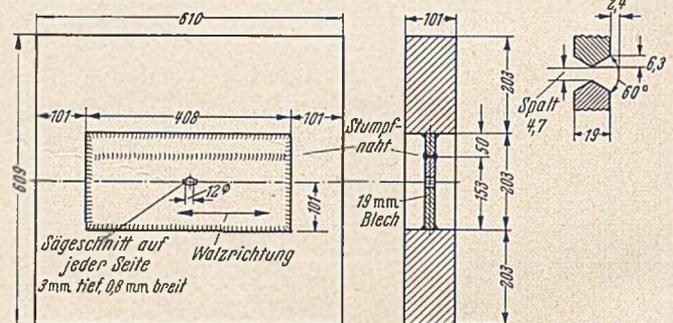


Abb. 1. Probenform ohne Versteifungsleisten.

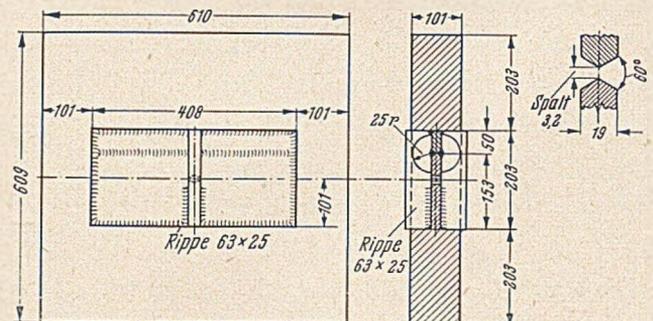


Abb. 2. Probenform mit Versteifungsleisten.

Weiter wurden mit einseitig gekerbten Proben aus den drei ungeschweißten Stählen Kerbzerrissversuche bei tiefen Temperaturen ausgeführt. Bei Raumtemperatur wurde zunächst eine Spannung von 1,6 kg/mm² unter der Streckgrenze aufgebracht und dann die Temperatur auf - 11° C bei Stahl 1, - 43° C bei Stahl 2 und - 64° C bei Stahl 3 erniedrigt. Dabei trat bei keinem der Stähle ein Bruch oder ein Riß

Tabelle 1.

Nr.	P	S	Si	Mn	C	Cu	Ni	Cr	Md	σ_B	δ	ψ	$\sigma_{0.2}$	H _{vick.}
1	0,46	0,049	0,091	0,66	0,274	0,04	0,078	—	—	52,0	32,5	57,3	26,0	164
2	0,018	0,025	0,053	0,455	0,132	0,156	0,113	0,061	—	39,6	36,3	69,0	—	130
3	0,03	0,034	0,18	0,692	0,229	0,062	0,067	0,759	0,225	55,12	36,5	69,0	—	172

ein. Nach weiterer Laststeigerung brach die Probe aus Stahl 1 bei 41 kg/mm^2 plötzlich und mit wenig Verformung. Bei Stahl 2 trat bei $41,7 \text{ kg/mm}^2$ ein Verformungsbruch und bei Stahl 3 bei $41,2 \text{ kg/mm}^2$ ein ebensolcher Bruch ein.

Bei den Versuchen mit den eingangs beschriebenen Einspannschweißproben ertrug der Stahl 1 ohne Versteifungsleiste eine Abkühlung auf -60°C , ohne daß ein Riß entstand. Bei einer mit Versteifung versehenen Probe aus dem gleichen Stahl bildete sich bei -9°C plötzlich ein laut hörbarer Riß, der in den Sägeschnitten beginnt und auf der einen Seite der Verstärkung im Blech bleibt, auf der anderen Seite in die Stumpfnahm übergeht. Eine zweite gleichartige Probe aus Stahl 1 er-

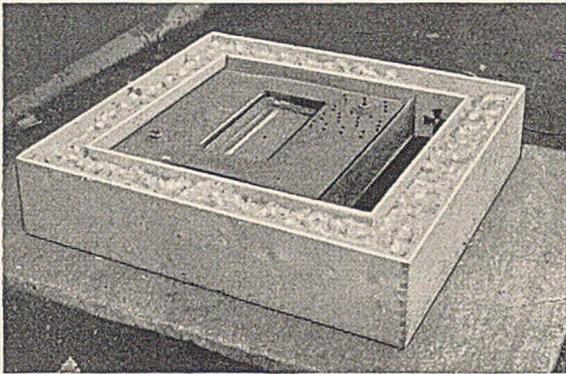


Abb. 3. Versuchsrahmen mit eingeschweißter Probe ohne Versteifung in der geöffneten Kühlkammer.

hielt bei -7°C einen ebensolchen Riß. Die aus Stahl 2 hergestellte Probe mit Verstärkungsleiste ertrug eine Temperatur von -65°C über 5 Stunden sowie einen nachfolgenden langsamen Temperaturanstieg auf Raumtemperatur ohne irgendeine Schädigung. Ebenso traten an der Probe mit Versteifungsleisten aus dem Stahl 3 bei Senken der Temperatur auf -69°C und nachfolgendem Erhöhen auf Raumtemperatur keine Schäden ein, selbst dann nicht, wenn das Blech bei der tiefen Temperatur gehämmert worden war.

Die Versuche zeigen, daß vom Schweißen zurückgebliebene innere Spannungen nur bei dem grobkörnigen Stahl 1 zu einem spröden Bruch führten, wenn dieser auf Temperaturen unter dem Temperaturabfall-Bereich des Kerbschlagbiegeversuchs abgekühlt wurde, wobei zu bemerken ist, daß dieser Bereich bei dem Stahl 1 nur undeutlich erkennbar war und einen flachen gestreckten Verlauf hatte. Bei den beiden feinkörnigen-

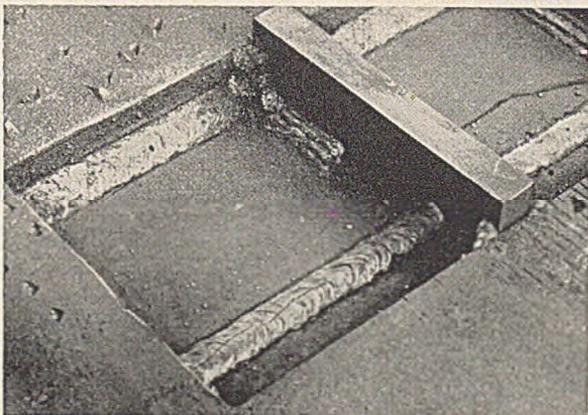


Abb. 4. Riß in der mit Versteifungen versehenen Probe aus Stahl 1.

ren, normalisierten Stählen traten keine spröden Brüche ein, selbst dann nicht, wenn die Proben bis in den Bereich des Steilabfalles abgekühlt wurden. Hieraus ist zu schließen, daß spröde Brüche infolge innerer Spannungen bei Anwesenheit von Kerben nur bei Temperaturen entstehen, die tiefer sind als der Steilabfall bei der Kerbschlagprobe mit ungeschweißten Proben, sie brauchen aber selbst dann nicht in jedem Fall zu entstehen, wie die Versuche mit den feinkörnigen Stählen zeigen. Die Versuche geben keine Anzeichen dafür, daß durch Schweißen entstandene innere Spannungen eine Versprödung des Materials bewirken, d. h. es anfälliger machen für spröde

Brüche bei höheren Temperaturen als solche, bei denen sich auch ohne Anwesenheit von inneren Spannungen spröde Brüche ergeben. Genügend hohe innere Spannungen können plötzlich spröde Brüche von Schweißproben hervorrufen, auch wenn keine äußere Beanspruchung vorhanden ist, aber nur wenn scharfe Kerbe angebracht sind und wenn die Temperatur unter dem tiefsten Wert bleibt, bei welchem ein scharf gekerbter Zugstab mit Verformung bricht bzw. bei der die Kerbschlagfestigkeit noch genügend hoch ist. Ferner sind keine Anzeichen aus den Versuchen ersichtlich, daß spröde Brüche bei Temperaturen oberhalb des Steilabfalles des Materials vorkommen, selbst nicht bei scharfen Kerben und beträchtlichen inneren Spannungen. Da die Versuche aber mit kleinen Proben gemacht wurden und die Größe der inneren Spannungen sich mit den Abmessungen der Proben ändern kann, ist es möglich, daß die Verhältnisse bei größeren Schweißkonstruktionen ungünstiger werden.

Bei der Beurteilung der Möglichkeit von spröden Brüchen infolge innerer Spannungen sind drei Dinge zu beachten: die Größe der inneren Spannungen hängt von der Konstruktion des Bauteiles, der Ausführung der Schweißung und möglicherweise auch von der Dicke des Materials ab. Das Verhältnis zwischen der Versuchs- bzw. Betriebstemperatur des Materials und der Temperatur des Steilabfalles für eine bestimmte Kerbform kann durch eine andere Kerbform geändert werden; schließlich kann die Kerbwirkung bei Bauwerken verschieden sein von der Kerbwirkung bei kleinen Proben. Man muß sich also davor hüten, die Versuchsergebnisse, die zwar einen gewissen Anhalt geben, allzusehr zu verallgemeinern. [Nach R. Weck: Experiments on Brittle Fracture of Steel in Welding Research 6 (1952) 5.70 r—82 r.]

H. Bürnheim, München.

Vergleich zweier Bohrverfahren bei einem französischen Tunnelvortrieb.

Für die Planung von Wasserkraftstollen in Savoyen wurde ein Tunnelprojekt von 11,7 km Gesamtlänge durchgeführt. Der wichtigste und längste Stollen war der Isère-Arc-Stollen mit 6,6 m Breite und 7,35 m Höhe bei einem hufeisenförmigen Querschnitt. Bemerkenswert sind die Ergebnisse der zwei heute im Vordergrund des Interesses stehenden Bohrverfahren, des sog. schwedischen Systems mit leichten Bohrhämmern und Bohrstützen und des amerikanischen Bohrsystems mit Bohrwagen und schwersten Bohrmaschinen.

Über die Vor- und Nachteile dieser Systeme bestehen noch erhebliche Meinungsverschiedenheiten, so daß die bei diesen Stollenvorhaben erzielten Leistungen allgemeines Interesse finden dürften.

Die beauftragte Unternehmerfirma (A. Borie-Paris) begann den Stollenvortrieb an beiden Tunnelseiten mit der schwedischen Bohrmethode, wechselte später zu dem modernsten amerikanischen System auf der Tunnelseite bei Notre-Dame de Briançon.

Zunächst wurde also mit 15 Bohrhämmern von je 20 kg Gewicht gebohrt, die auf einem fahrbaren Bohrrüst befestigt waren. Der Bohrstahl war der normale $7/8$ "-Sechskant-Hohlbohrstahl in Form von Monoblochbohrern. Es wurden einteilige Bohrstangen mit einer Hartmetallschneide in Form einer Meißelschneide benutzt. Nur 2 Bohrerlängen von 1,6 und 3,2 m Länge wurden verwendet und die Schneiden hatten Breiten von 39 und 37 mm. Auf den Stollenquerschnitt wurden 70 Bohrlöcher von je 3 m Tiefe, also je Abschlag 210 Bohrmeter gebohrt.

Es wurden Dynamitpatronen von 30 mm \varnothing im Einzelgewicht von 250 g verwendet. Die schwedischen Ingenieure waren der Ansicht, daß mit diesem System des Bohrens zahlreicher kleinkalibriger Löcher eine gute Zertrümmerung des Gesteins erreicht wird. Diese Auffassung hat sich jedoch bei diesem Bauvorhaben nicht bestätigt, sobald härteres Gebirge angetroffen wurde.

Auf der einen Seite des Tunnels mußte wegen des schlechten und gebräuchlichen Gebirges der Ausbau sofort eingebracht werden, und es wurde daher der Vollausbau zugunsten der alten Methode des schmalen Vortriebes mit nachfolgender Erweiterung aufgegeben. Zu diesem Zeitpunkt wurde, als das Gebirge sehr mild verblieb, die schwedische Bohrmethode beibehalten, jedoch nur von Hand mittels Bohrstütze gearbeitet.

Auf der anderen Tunnelseite war das Gebirge ein homogener Gneis, der allerdings wechselhaft durchzogen war mit kohligem Einlagerungen und erdigen Schichten. Anfangs erzielte die gut eingespielte Bohrmannschaft einen Tagesfort-

schrift von rd. 9 m, solange das Gebirge mild war. Mit zunehmender Gesteinsfestigkeit stieg bei Benutzung der leichten Bohrhämmer die Bohrzeit auf 3 bis 5 Stunden und der Tagesfortschritt sank auf 4,2 m.

Da der Bauvertrag feste Termine für die Beendigung der Arbeiten vorsah und außerdem ein Bonus für jeden gewonne-

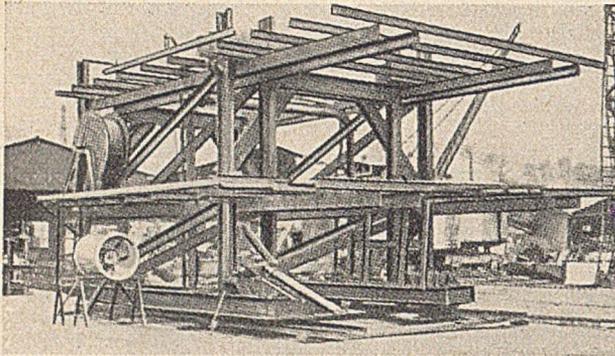


Abb. 1. Großer Tunnelbohrwagen während des Baues. Rechts unten: ein Bohrausleger.

nen Tag der Fertigstellung gegeben wurde, wurde nach Mitteln gesucht, die den höchstmöglichen Tagesfortschritt garantieren konnten. Die Baufirma gestattete der Ingersoll-Rand Co. einen Versuch mit der bekannten DA 35-Bohrmaschine. Zur Anpassung an die schwedische Lademethode mit Wurfschaufler, auf die das schwedische Bohrgerüst abgestimmt war, mußte ein Bohrwagen mit nur 2 Bohrauslegern verwendet werden.

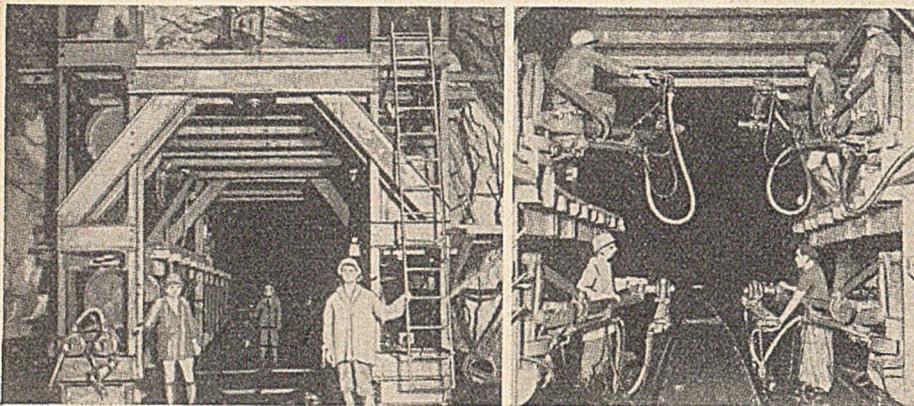


Abb. 2. Tunnelbohrwagen vor Ort. Links: Rückansicht. Rechts: Aussicht auf die Auslegerseite.

Dieser Bohrwagen arbeitet mit durch Preßluft angetriebenen Vorschubgeräten und mit Auslegerarmen, die ebenfalls mittels Druckluft in die jeweilige Arbeitsstellung gefahren werden können.

Der Versuch begann im Oktober 1950 und das Ergebnis war so erfolgversprechend, daß sich der Unternehmer entschloß, ein großes Bohrgerüst mit DA 35-Bohrmaschinen einzusetzen. Ein sog. Zweideck-Bohrwagen wurde gebaut (Abb. 1). Auf ihm wurden 12 solcher Bohrmaschinen mit 1,2 m langen Leichtmetall-Hammerschlitten mit Motorvorschüben und Bohrstahlführungen angebracht. Zu jeder Bohrmaschine gehörte ein Bohrausleger, wie er beim 1. Versuch bereits benutzt wurde.

Der Bohrwagen ist auf Schienen fahrbar und hat eine breite Mittelöffnung zur ungehinderten Durchfahrt der Lademaschinen und Stollenwagen (Abb. 2).

Im April 1951 wurde der Wagen in Betrieb genommen und die Bohrmannschaft mit ihm vertraut gemacht. Nach 2 Wochen erklärte die Bohrmannschaft, daß sie schneller bohren könnte als mit der früheren Einrichtung. Der Bohrstahl war ein Kohlenstoffstahl und die Schneide eine aufschraubbare Carset-Hartmetall-Kreuzschneide von 38 mm ϕ . Auf einen Abschlag entfielen 65 Bohrlöcher von je 3,5 m Tiefe. In den ersten 14 Wochen wurden 160 Abschlüge gebohrt, geschossen und geladen, und der mittlere Wochenfortschritt war rund 36 m. In der Zeit bis 30. Dezember 1951 wurden 666 m bei einem Wochenmittel von rd. 28 m aufgeföhren. Unter günstigsten Bedingungen wurde ein Abschlag in nur 75 Minuten gebohrt und ein geschlossener Arbeitsvorgang einschließlich des Schießens und Ladens forderte 130 Minuten.

Da der Hauptstollen einfallend aufgeföhren wurde, waren die Wasserschwierigkeiten recht groß und es hat oft erhebliche Störungen und Zeitverluste gegeben.

Die schwedischen Bohrstähle hatten eine Leistung von rund 81 Bohrmeter, was ermittelt wurde aus dem Verbrauch von 415 Bohrstangen auf 164 Abschlüge. Dagegen sollen die Carset-Bohrer eine mittlere Leistung von rund 142 Bohrmeter gehabt haben.

Die Vorortmannschaft bestand aus einem Steiger und 21 Mann, die sich wie folgt aufteilten:

1 Aufseher, 12 Mineure, 6 Helfer,
1 Schlosser, 1 Elektriker.

Nach dem Bohren wurde der Bohrwagen auf eine Entfernung von 120 bis 240 m von der Ortsbrust zurückgeföhren, und die Zündung erfolgte elektrisch mittels Zeitzündern. Die Schießschwaden wurden durch eine Luttenleitung von 1 m ϕ abgesaugt mittels eines 180 PS starken Motorgebläses, das auch auf blasende Bewetterung umgestellt werden konnte. Der spezifische Sprengstoffverbrauch betrug annähernd 1,7 kg/m³ Festgestein. Das Laden des Haufwerkes erfolgte mit 2 elektrisch angetriebenen Conway-Ladern von 75 PS Stärke. Die Lokomotiven hatten 10 t Dienstgewicht und eine Leistung von 80 PS. Der Förderwagen-Inhalt betrug 3,88 m³.

Die ersten 1860 m Stollen konnten ohne Ausbau aufgeföhren werden. Es wurde jedoch das Tunnelprofil vollständig betoniert, was während des Bohrens erfolgte unter Verwendung von flüssigem Beton und Betonpumpen. Es wird jedoch erwartet, daß der Stollen beim Erreichen der größten Deckgebirgshöhe einen starken Ausbau erfordert, wie es auch beim Aufföhren der bekannten Eisenbahn-Alpentunnels notwendig war. Die Wassertemperatur lag bei einer Entfernung von 2 km vom Stollenmundloch bei rd. 39° und sie fiel während des Bohrens infolge der Kühlwirkung der Auspuffluft der Bohrmaschinen auf rd. 20° ab.

4 Ingersoll-Kompressoren der Type XVH mit je 203 PS Leistung lieferten je 28 m³/min Druckluft von 6,8 atü Spannung. Die Druckluftleitung hatte einen Durchmesser von 300 mm. Ein Druckluftschlauch von 75 l. W. war an dem Bohrwagen angeschlossen. In der Werkstatt befanden sich eine Schmiedemaschine für die Anfertigung der Bohrer-Einsteckenden und des Gewindebundes, 2 ölbeheizte Schmiede- und Härteöfen und eine Schleifmaschine für das Nachschleifen der Hartmetallschneiden. [Nach C. H. Vivian: Comp. Air Mag. 57 (1952) S. 124.]

O. Müller, Essen.

Kavernenkraftwerksanlage Santa Giustina.

Unter den zahlreichen Kavernenkraftwerksanlagen, die nach dem Kriege in Italien erbaut wurden, ist diejenige von Santa Giustina eine der bemerkenswertesten. Durch sie ist die jährlich verfügbare Speicherenergie der Societa Edison, Mailand, um 300 Mio. kWh auf rund 1200 Mio. kWh erhöht worden. Von den 300 Mio. kWh entfallen 160 Mio. auf den Winter und 140 auf den Sommer.

Das Herz der auf Abb. 1 ersichtlichen Anlage bildet die 172 Mio. m³ fassende Santa Giustina-Talsperre, deren Abschlußbauwerk durch eine 152,5 m hohe und in Talmitte nur 16,5 m dicke Bogenstaumauer geschaffen wurde. Von hier aus führt ein 2,3 km langer Kraftwerks-Stollen zum Kavernenkraftwerk Taio, das mit drei Turbinensätzen von je 47 500 PS ausgestattet ist, die als Francisturbinen unter einem veränderlichen Gefälle zwischen 184 und 95 m und unter einer veränderlichen Schluckfähigkeit zwischen 22,2 und 15,9 m³/s arbeiten. Die zugehörigen Wechselstrom-Generatoren sind auf zwei Geschwindigkeitsstufen von 315 bzw. 375 Umdr. min ausgelegt, so daß je nach Bedarf Strom von 42 und von 50 Perioden erzeugt werden kann.

Der Kraftwerksstollen, der in üblicher Weise in eine Flachstrecke und eine Steilstrecke aufgegliedert ist, weist im Gegensatz zu vielen anderen italienischen Kavernenkraftwerken auf der Steilstrecke keinen Druckschacht, sondern eine frei verlegte geschweißte Druckrohrleitung auf. Am Ende jeder der drei Verteilleitungen befindet sich ein Kugelschieber, während am oberen Ende der Druckrohrleitung die übliche Schnell-

schlußdrosselklappe angeordnet ist. Am Ende des Zuführungstollens auf der Flachstrecke befindet sich das Wasserschloß, das insofern bemerkenswert ist, als es aus zwei Schächten besteht, einem Hauptschacht von 6,0 m Drm und einem Spiralschacht von 4,5 m Drm mit rechteckigem Grundriß. Das Gefälle der Spiralschachtstrecken wird stetig von 0,25 % Steigung auf 0,33 % Steigung gesteigert, so daß sich eine sehr vorteil-

ersteren Falle ergibt sich ein langer Unterwasserstollen, im letzteren ein langer Zuleitungstollen bzw. Druckschacht. Bei der Santa Giustina-Kraftwerksanlage ist der Mittelweg zwischen beiden Kraftwerks-Anordnungen gewählt worden. Der 2,3 km lange Unterwasserstollen, der noch dazu unter zeitweisem Gegendruck von unten her steht, mußte hier ähnlich wie die schwedischen Stollen durch eine Schwallkammer gesichert werden, deren beträchtlichen Ausmaße aus dem Grundriß von Abb. 4 ersichtlich sind. Die Aufgabe der Schwallkammer besteht darin, die beim Anlassen der Turbinen in den Unterwasserstollen geförderten Wassermassen so lange aufzunehmen, bis die Beschleunigung des anfänglich in Ruhe befindlichen Stollenswassers abgeschlossen und der Beharrungszustand erreicht ist.

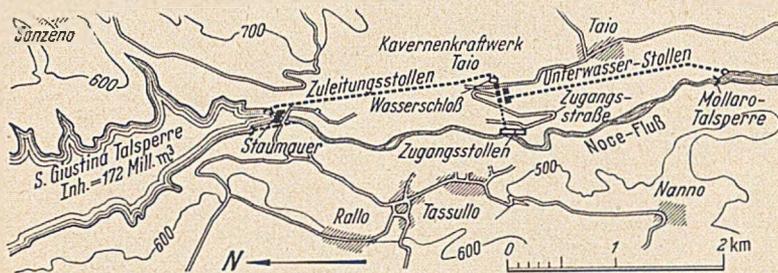


Abb. 1a. Santa Giustina Anlage.

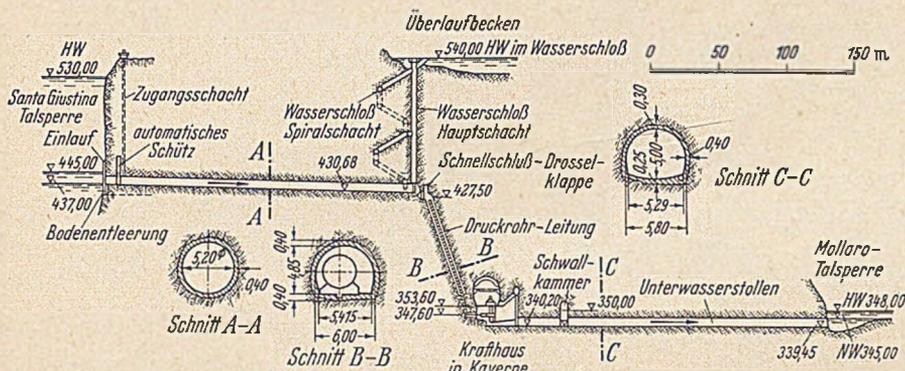


Abb. 1b. Santa Giustina-Kraftwerksanlage, Querschnitt.

hafte hydraulische Wirkung des Spiralschachts ergibt. Das Vertikalschacht-Durchmesseräquivalent dieser Spiralschacht-Anlage beträgt etwa 9,0 m, so daß beide Schächte zusammen einem Einschacht-Wasserschloß von etwa 11,0 m Drm entsprechen. Die hydraulische Wirkung der Kombinationsanordnung war so vorzüglich, daß auf den Einbau von Druckminderern bei den Francisturbinen verzichtet wurde. Abb. 2 zeigt die Überlaufkammer des Kombinationswasserschlosses.

Der Unterwasser-Stollen, der in der Mollaro-Talsperre der sich unmittelbar anschließenden Kraftwerksstufe einmündet, ist ebenfalls rund 2,3 km lang. Sein Querschnitt ist mit rund

Da nach Abb. 1 das niedrigste Unterwasser nicht unter Oberkante Stollenauslauf sinkt, ist der Unterwasserstollen während des Betriebes hinreichend gegen Luftschläge gesichert. Andererseits wird der Gefahr des Abreißens der Strömung am Saugrohr bei Schnellschluß der Maschinen durch die aus Abb. 4 ersichtliche Verbindung der Schwallkammer mit einem Zugangs- und Belüftungstollen vermieden.

Im Gegensatz zur frei verlegten Druckrohrleitung sind die Verteilungen als gepanzerte Stollen durchgebildet (Abb. 4), wozu der Hauptdolomit des Alpenstockes vorzügliche Voraussetzungen bot. Hierdurch war man weitgehend gegen ein Platzen der Verteilrohre gesichert, so daß die Zuführungsleitung auf der einen Seite und die Saugrohrleitung auf der anderen Seite des Krafthauses angeordnet werden konnten. Bekanntlich weisen einige der jüngsten der italienischen Kavernenkraftwerke Zuführungs- und Saugrohrleitung auf derselben Seite des Krafthauses auf, so daß beim Platzen eines Verteilrohres das Wasser, ohne in das Krafthaus gelangen zu können, direkt in den Unterwasserstollen hinabstürzen kann.

Die Kaverne (Abb. 4) weist im Gegensatz zu anderen italienischen Kavernenkraftwerken keine vollständige doppelte Wandung auf, sondern eine solche nur im Kavernenbereich oberhalb der Kranlaufbahn. Außerdem schließt sich die Kaverne

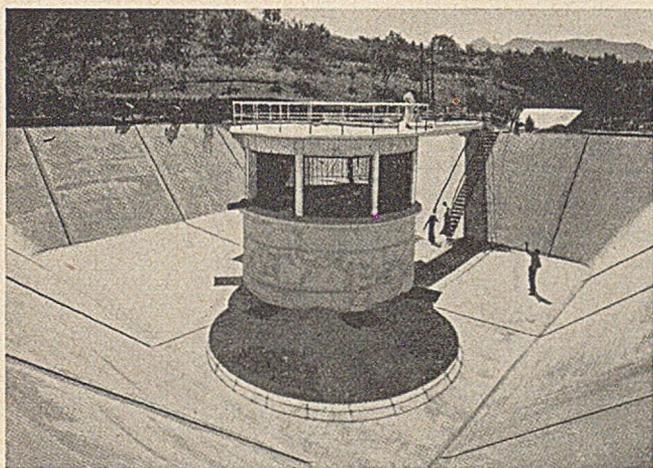


Abb. 2. Wasserschloß-Überlaufkammer.

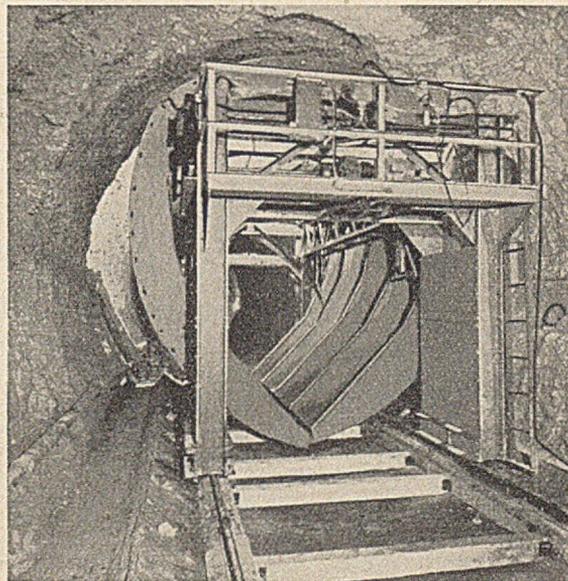


Abb. 3. Stollen-Stahlgelenkschalung.

25 m² etwas größer als derjenige des Zuführungstollens. Die Stollen wurden mit verfahrbarer Stahlgelenkschalung hergestellt, die durch Zusammenschieben der unteren Gelenkbänder ein sehr schnelles Ausschalen erlaubte (Abb. 3).

Bei den Kavernenkraftwerken unterscheidet man bekanntlich die schwedische Bauweise, bei welcher die Kaverne in nächster Nähe der Staustelle angeordnet wird, und die italienische Bauweise mit der Kaverne in nächster Nähe des Unterwasserbeckens bzw. der Wasserrückgabe an den Flußlauf. Im

eng an das Stollenprofil an, was nicht nur eine Verbilligung der Konstruktion, sondern auch eine Verkürzung des nicht gepanzerten Teiles der Verteilung bewirkt hat. Abb. 5 zeigt die Kaverne nach Montage des Laufkrans und im Zustande des Einbaubeginns der Maschinen. Die Herstellung der Kaverne erfolgte in sehr geschickter Weise nicht im Vollausbruchverfahren, sondern nach dem Ringspaltverfahren, d. h. man ließ den Kern soweit stehen, als es vom Standpunkte der Gewölbebetonierung möglich war (Abb. 6) und konnte so beträchtliche

Ersparnisse an Rüstung erzielen. Nach Fertigstellung des Kavernengewölbes wurde als letztes der Kern weggenommen.

Wie Schnitt A—A von Abb. 4 zeigt, wurde der Hohlraum zwischen dem Kavernengewölbe und dem Scheingewölbe in üblicher Weise dazu benutzt, um die Warmluft von den Generatoren aufzufangen und sie durch eigens vorgesehene Warmluftkanäle aufzunehmen. Diese wurde hier zusammen mit den

Sperrbauwerk als Bogenmauer betrachtet ist sogar das derzeit höchste der Welt. Die Hochwasserentlastungsanlage bestehend aus einem durch 4,5 m hohe Schützen automatisch gesteuertem Überlauf, aus einem Ablauf in halber Höhe und einem Grundablaß leistet maximal 1000 m³/s. Weitere 500 m³/s können noch durch die Retentionswirkung der Talsperre aufgenommen werden, so daß insgesamt sein Hochwasser von 1500 m³/s be-

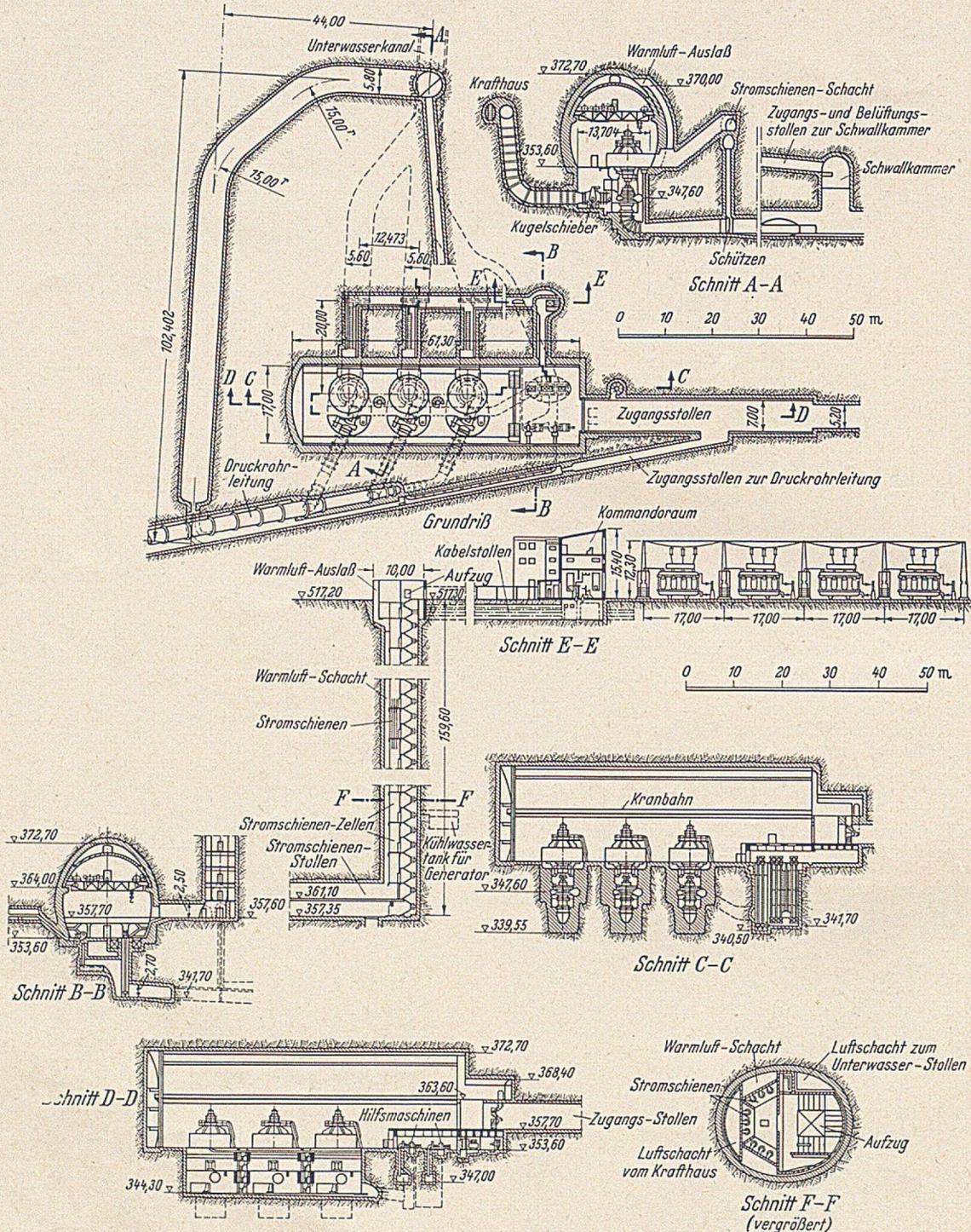


Abb. 4. Kavernenkraftwerk Santa Giustina.

10 000 Volt-Stromschienen in einem 160 m hohen Steigschacht elliptischen Querschnitts mit beträchtlichen Ausmaßen (Abb. 4, Schnitt E—E und F—F) nach oben geführt. Der Steigschacht diente gleichzeitig als Aufzugsschacht zur Verbindung des Maschinenhauses mit dem Kommando-Raum und der Umspannung. Die letztere umfaßt 4 Transformatoren mit je 70 000 kVA, von denen zwei auf 150 000 Volt und zwei auf 240 000 Volt umspannen.

Die Stauanlage (Abb. 7) stellt mit einem Absperrbauwerk von 152,5 m Höhe die derzeit höchste in Europa dar, das

wältigt werden kann. Abb. 8 zeigt den Überlauf bzw. den Stollen in halber Höhe in Tätigkeit und vermittelt gleichzeitig einen Eindruck von der Stauwand. Grundablaß, Stollen in halber Höhe und Kraftwerksstollen werden durch angenähert gleich große Calzoni-Flachschieber von maximal 2,8 m Breite und 4,30 m Höhe bedient. Aus Sicherheitsgründen sind immer zwei derartige Schieber hintereinander in den Stollen angeordnet, deren hydraulischer Antrieb aus Abb. 10 ersichtlich ist. Während die Schieber der beiden Entlastungsstollen im allgemeinen abgelassen und der Öldruck damit entlastet ist, ist der

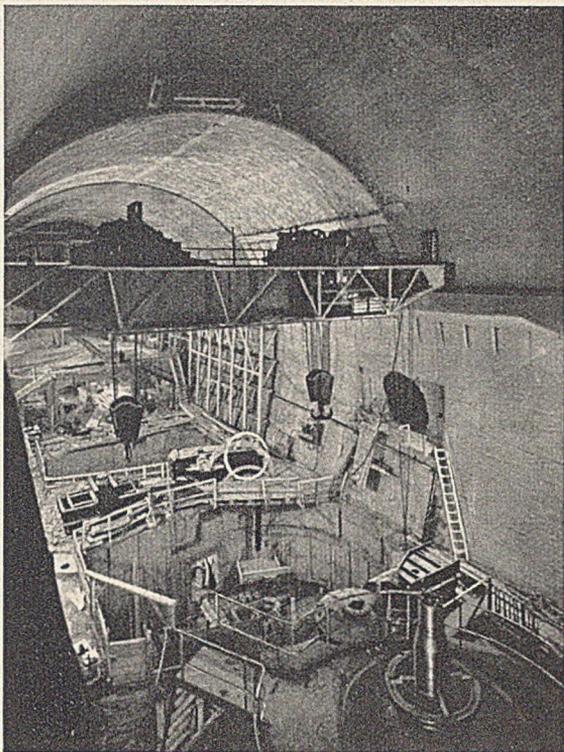


Abb. 5. Kavernenkraftwerk im Bau.

Schieber zum Kraftwerkstollen im allgemeinen auf. Um auch hier den Öl-Druck entlasten zu können, ruht dieser Schieber auf Querschiebern, die in höchster Stellung eingefahren werden und gleichzeitig eine hermetische Abdichtung bewirken.

Die Staumauer (Abb. 11) ist eine hochelastische Bogenstaumauer mit 3,5 m Dicke an der Krone und 16,5 m Dicke an der Sohle. Die Berechnung erfolgte auf die oberen 70 m bei Zentriwinkeln von etwa 115° als eingespannte Bögen, für den unteren Teil nach der Scheibentheorie, da hier der Zentriwinkel auf 73° zurückging. Die rechnerischen Beanspruchungen beliefen sich im oberen Teil auf 50 kg/cm² Druckspannung und 5 kg/cm² Zugspannung, während im unteren Teile nur Druckspannungen auftraten, und zwar 39 kg/cm² an Kämpfer-

deren Verpressung jede Art von Zufälligkeit ausschaltet und eine satte Verfüllung längs der gesamten Fugenspaltfläche verbürgt.

Für die Zusammensetzung des Betons wurde das in Italien übliche Verfahren nach Bolomey zugrundegelegt, das bekanntlich durch die Formel

$$P = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}} \text{ mit}$$

$P =$ Siebdurchgang in Gew.-%
 $d =$ Korndurchmesser
 $D =$ max Korndurchmesser
 $A =$ Gew.-% der feinsten Teile bis 0,1 mm

gekennzeichnet ist.

Für den oberen Mauerteil wurden 250 kg/m³ Zement Z 680 und für den unteren 300 kg/m³ Zement Z 500 verwendet. Der Wert A wurde in beiden Fällen mit $A = 12\%$ eingeführt und der größte Korndurchmesser D mit $D = 70$ mm begrenzt. Das

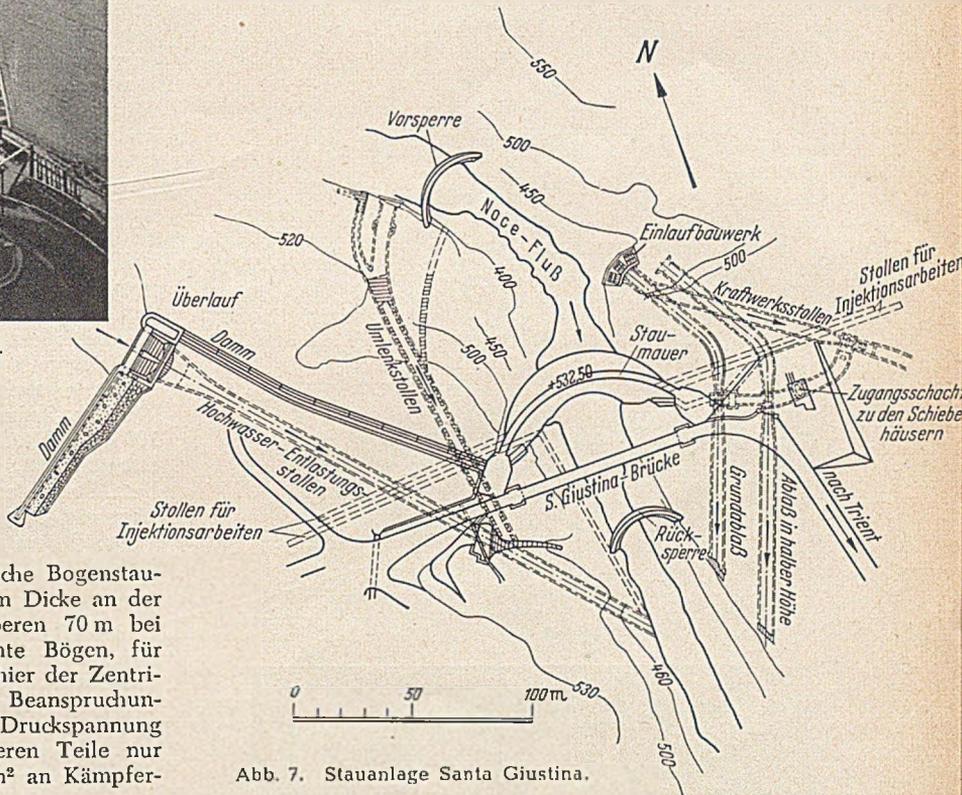


Abb. 7. Stauanlage Santa Giustina.



Abb. 6. Kavernenausbruch nach Ringspaltverfahren.

innenseite und 35 kg/cm² an Kämpferaußenseite. Da die Fugen sehr lange offen gehalten wurden, legte man für die Schwind- und Kriechwirkungen eine Temperaturabnahme von nur 3° C zugrunde. Einzelheiten der Fugenverzahnung und der Auspreßlöcher zeigt Abb. 11. Bekanntlich wird die Fugenauspressung in Italien abweichend von der sonst üblichen Anordnung dadurch vorgenommen, daß zahllose kurze Auspreßrohre von der luftseitigen Außenfläche her in die Fuge eingesetzt werden,

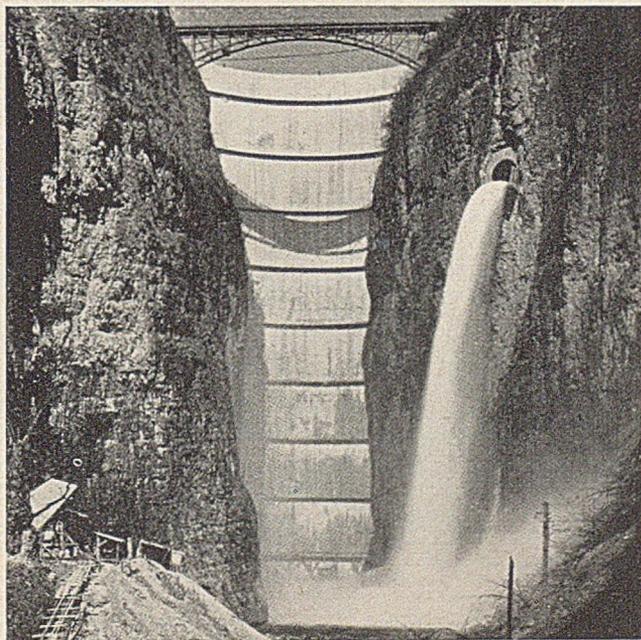


Abb. 8. Santa Giustina-Bogenmauer mit Stollen in halber Höhe.

Zuschlagmaterial bestand aus Dolomit und wurde vollständig durch Brechen und Mahlen gewonnen. Dabei ergab sich die folgende Kornstufenaufteilung:

Zement und Feinstsand von (hierin 250 kg/m ³ Zement)	0,0 bis 0,1 mm	12 %
Sand	0,1 bis 4,0 mm	22 %
Feinsplitt	4,0 bis 12,0 mm	15 %
Splitt	12,0 bis 20,0 mm	21 %
Schotter	30,0 bis 70,0 mm	30 %

(oberer Mauerteil)

Zement und Feinstsand von (hierin 300 kg/m ³ Zement)	0,0 bis 0,1 mm	12 %
Sand	0,1 bis 4,0 mm	22 %
Feinsplitt	3,0 bis 12,0 mm	15 %
Grobsplitt	12,0 bis 20,0 mm	25 %
Schotter	30,0 bis 70,0 mm	26 %

(unterer Mauerteil)

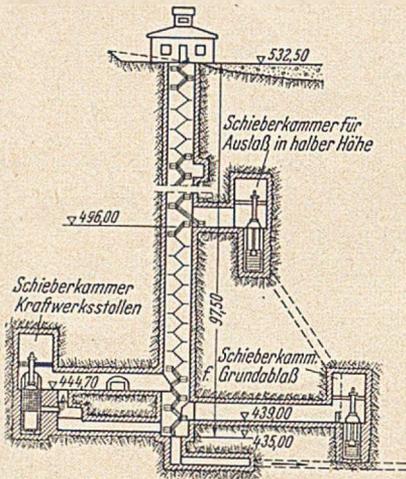


Abb. 9. Schieberschacht mit Schieberkammern.

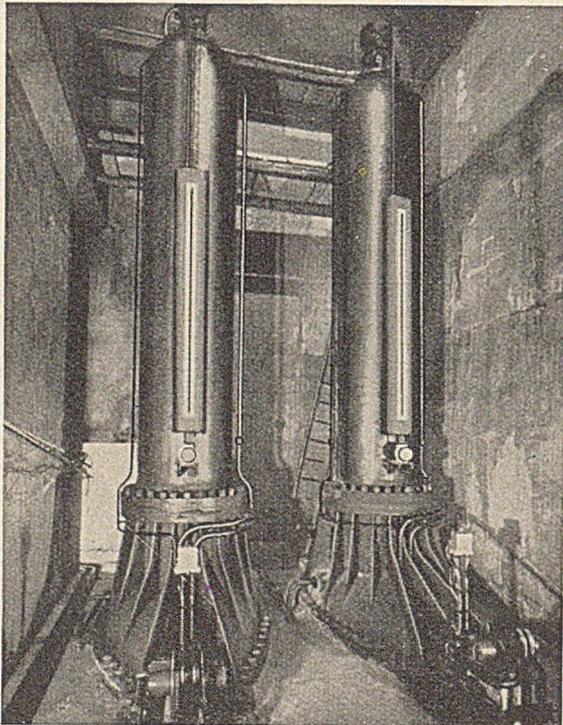


Abb. 10. Calzoni-Schieber mit Antrieb.

Die Festigkeitsprüfungen an rund 200 Prüfkörpern jeder Betonklasse ergaben bei einem Wasserzementfaktor von 0,6 (150 l H₂O/m³):

Beton mit 250 kg/m³ Z 680: 400 kg/cm² nach 28 Tagen, kein Prüfkörper unter 350 kg/cm²,
550 kg/cm² nach 12 Monaten, kein Prüfkörper unter 450 kg/cm².
Beton mit 300 kg/m³ Z 500: 400 bis 350 kg/cm² nach 28 Tagen, 550 bis 470 kg/cm² nach 12 Monaten.

Zu den beiden aufgeführten Betonen gehörten die Raumgewichte von 2600 kg/m³ bzw. 2550 kg/m³.

Der Untergrund (Hauptdolomit) ließ teilweise sehr zu wünschen übrig. Es waren sehr ausgedehnte Verfestigungsarbeiten an den Hängen (bis 120 m Tiefe) und im Talgrunde (bis 60 m Tiefe) erforderlich. Zur Bewältigung dieser Aufgaben mußten 6 bis zu 100 m lange Querstellen in die Hänge getrieben werden. Es wurden rund 55 000 m Einpreßlöcher gebohrt und verpreßt. Bei einer durchschnittlichen Zementaufnahme von 100 kg je lfd. Bohrloch waren 5500 t Zement hierfür erforderlich. Das Ergebnis der Verfestigungsarbeiten war hervorragend. [Nach Water Power, London (1952), S. 289 und S. 324.]

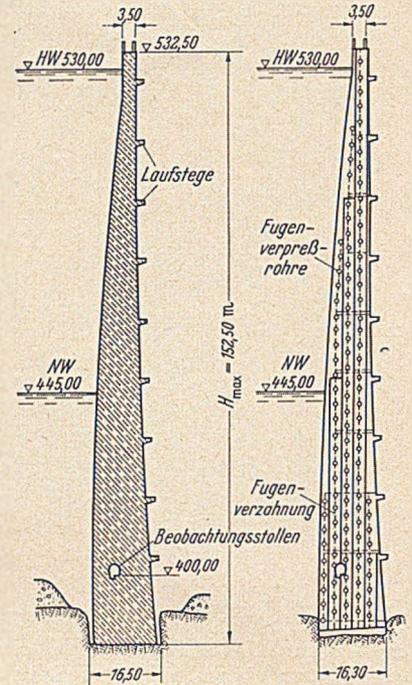


Abb. 11. Santa Giustina-Bogenmauer.

F. Tölke, Stuttgart.

Die Stadtbahn von Rom.

Der Bau der Stadtbahn von Rom ist nicht nur wegen der durch zahlreiche althistorische Bauten bedingten Berücksichtigung verschiedenster Gründungsarten, sondern auch wegen der zu überwindenden Schwierigkeiten nichttechnischer Art bemerkenswert, welche die jetzige Durchführung der vor dem Kriege begonnenen Planung hervorgerufen hat.

Durch den Bau der Stadtbahn sollte eine schnelle und leistungsfähige Verbindung des Staatlichen Hauptbahnhofes von Rom mit dem außerhalb der Stadt gelegenen Gelände der für 1942 geplanten Weltausstellung geschaffen werden. Der Eintritt Italiens in den Krieg zwang zur Aufgabe der Vorbereitungen für diese Ausstellung und die über die Hälfte fertigen Arbeiten wurden eingestellt. Erst im Oktober 1946 erfolgte die Wiederaufnahme der unterbrochenen Arbeiten mit der Absicht, die Arbeitslosigkeit zu bekämpfen, obwohl zu diesem Zeitpunkt viele Einzelheiten hinsichtlich des Betriebes noch nicht geklärt waren. Die auf 1500 V bemessene elektromotorische Kraft wird in 4 unterirdischen Stationen erzeugt und gestattet den Zügen, mit einer Höchstgeschwindigkeit von 100 km je Stunde die etwa 9,6 km lange Strecke in 14 Minuten zu befahren einschließlich des Aufenthaltes in den vorgesehenen 7 rund 500 bis 2000 m voneinander entfernten Stationen. In einer Folge von 3 Minuten kann jeder aus 8 Wagen bestehende Zug etwa 1600 Personen befördern. In beiden Richtungen ist somit eine stündliche Beförderung von 32 000 Fahrgästen möglich und es kann diese Leistung in den Hauptverkehrsstunden auf das Doppelte gesteigert werden. Die Gesamtlänge der Linie beträgt 11,33 km und gliedert sich in eine 3,70 km lange unterirdische und 5,10 km lange oberirdische Strecke. Ferner sind 2 Tunnel von zusammen 490 m Länge vorhanden. Das Ausstellungsgelände wird auf 1900 m Länge unterirdisch durchfahren und hat eine 600 m lange oberirdische Endstrecke, welche aber nur für rein betriebliche Zwecke vorgesehen ist. Auf die Gesamtlänge bezogen liegen also 6,09 km unterirdisch und 5,24 km oberirdisch. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 200 m und es liegen in gerader Strecke rund 7,70 km, in Kurven 3,60 km. Die für den Personenverkehr vorgesehene Fahrstrecke ist 9,55 km lang.

Die Stadtbahn beginnt unterirdisch in der Nähe des neuen Hauptbahnhofes Termini (Abb. 1), folgt der Via Cavour in einer Steigung von 1,6 bis 3,5 v. H. und erreicht als zweiten Haltepunkt San Pietro in Vincoli. Die dritte Haltestelle ist Colosseo, welche in Steigung von 1 v. H. liegt. Zwischen dem Colosseum und dem Triumphbogen des Constantin zwängt sich die Linie hindurch bis zum Haltepunkt Circo Massimo, der in

Strecke in Höhe der Schienenoberkante 8,00 m, in Kurven und Stationen 8,16 m bis 8,80 m. Die lichte Höhe von Oberkante Schiene bis zum Gewölbescheitel schwankt zwischen 5,50 m und 6,10 m. Bei den in Stahlbeton ausgeführten Querschnitten liegt die lichte Höhe zwischen 5,00 m und 5,30 m, was einer Höhe der Oberleitung von 4,65 m über Schienenoberkante oder einer größten Höhe von 4,25 m für die Triebwagen mit ausgelegtem Bügel entspricht. Mit Rücksicht auf die in unmittelbarer Nähe gelegenen Gründungen der Häuser mußte die Herstellung des Tunnelquerschnittes durch Stollenvortrieb (Abb. 2 und 3) oder in kleinen Teilabschnitten erfolgen. Ebenso wurde in der Nähe antiker Bauten vorgegangen. Auf der linken Straßenseite der Via Cavour waren die Hindernisse für den Einbau des Tunnels gering, da die Gebäude dort einwandfrei gegründet waren. Rechts jedoch ruhten die Häuser auf Bogen zwischen tiefgegründeten Pfeilern. In solchen Fällen wurden angetroffene Hohlräume entweder mit Kalkbeton ausgefüllt oder bei größerem Umfang durch Stützmauern und Gewölbe gesichert. Dies war in ausgedehntem Maße erforderlich bei dem Durchschneiden eines weitverzweigten

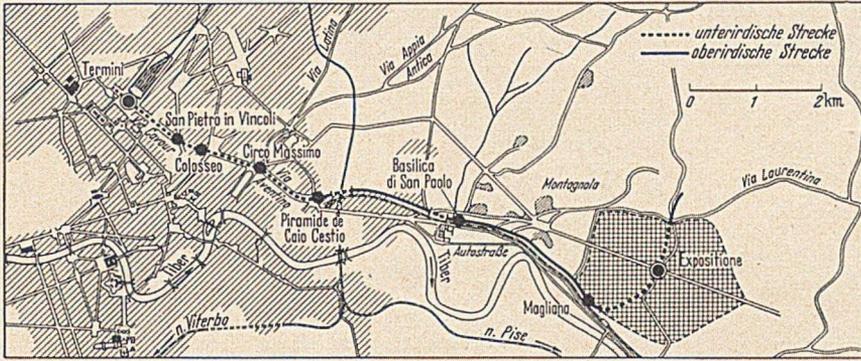


Abb. 1. Lageplan.

Steigung von 0,6 v. H. und im Bogen liegt. Der nächste Haltepunkt Piramide de Caio Cestio ist zusammengelegt mit der Station Porta San Paolo der elektrischen Bahn Rom—Lido, deren Gleise dort um etwa 5 m höher liegen. In stetigem Anstieg von etwa 1,2 v. H. führt die Stadtbahnlinie, der elektrischen Schnellbahn Rom—Lido folgend, oberirdisch nach Durchfahrt eines kurzen Tunnels zu den Haltepunkten Basilica di San Paolo

Kavernensystems zwischen der Via Cavour und dem Haltepunkt San Pietro in Vincoli. In diesem Abschnitt, welcher etwa 25 m unter Gelände liegt, wurden 3 Brunnen von 19 bis 30 m Tiefe gebohrt, um im Tuffstein eingeschlossene Wassermengen abzuleiten. Der sandige Untergrund des Platzes vor dem Colosseum erforderte besondere Sicherungsmaßnahmen gegen Setzungen der benachbarten Gebäude während der Ausführung

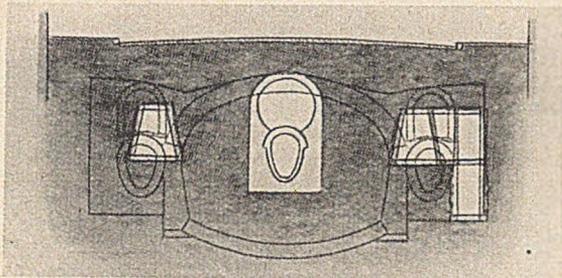


Abb. 2. Tunnelvortrieb unter der Via Cavour (Anfang).

und Magliana. Nach unterirdischer Fahrt durch das Ausstellungsgelände erreicht die Linie in dessen Mitte die Endstation Expositione. Die restliche Strecke, zunächst unterirdisch, dann oberirdisch, führt zu einer Betriebsstation für Güterverladung und Abstellung von Wagen mit den notwendigen Werkstätten. Im allgemeinen schwankt die Tiefenlage der Stadtbahnlinie zwischen 8 bis 10 m unter Gelände und liegt damit über dem örtlichen Grundwasserstand, der in 11 bis 18 m Tiefe auftritt. Hierdurch sind wohl die Schwierigkeiten der Ausschachtung vermindert worden, es wuchsen jedoch die Erschwernisse bei Verlegung und Umbau der Leitungen für Kanalisation, Wasser, Elektrizität, Gas u. dgl. Stellenweise war der den Tunnelquerschnitt überlagernde Boden nur 0,60 bis 1,50 m stark.

Im Zuge der Via Cavour ist der Tunnelquerschnitt im oberen Teil als flacher Korbboogen und unten als Gegengewölbe

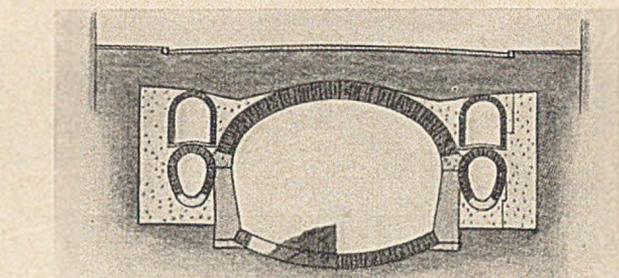


Abb. 4. Tunnelquerschnitt unter der Via Cavour.

der Bauarbeiten. Die äußerst geringe verfügbare Bauhöhe am Circus Maximus bedingte die Anordnung einer Stahlbetondecke an Stelle des gemauerten Gewölbes auf rund 200 m Länge. Unterhalb der Viale Aventino wurden alte Gewinnungsstätten von Puzzolanerde angeschnitten, deren Stollen in bedenklich baufälligem Zustande waren und Unterfangungsarbeiten in erheblichem Umfang erforderlich machten. Auch hier wurde

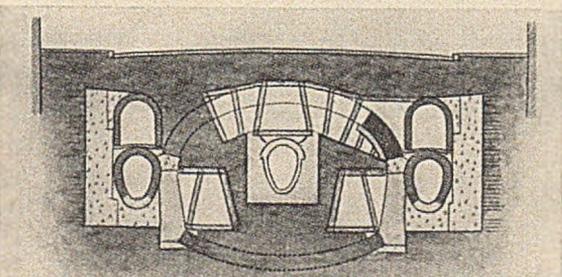


Abb. 3. Tunnelvortrieb unter der Via Cavour (Ende).

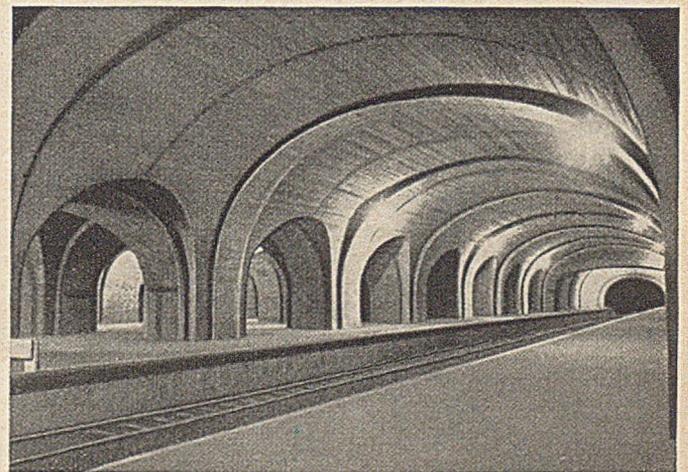


Abb. 5. Station Termini.

in Mauerwerk aus Hartbrandsteinen ausgebildet; seitlich wird er durch Stützmauern in Beton begrenzt (Abb. 4). Dort liegen auch die von Vollmauerwerk umschlossenen Kanäle und Leitungen. Die lichte Weite des Querschnittes beträgt in gerader

die durch vorgetriebene Haupt- und Nebentollen gekennzeichnete Tunnelbauweise angewendet, allerdings bedeutend erschwert infolge des Durchfahrens alter Stützmauern und Pfeiler. Für die Strecke unterhalb des Ausstellungsgeländes

wurden Betongewölbe in Korbbogenform gewählt. Besondere bauliche Maßnahmen wurden erforderlich bei Kreuzung mit einem Hauptkanal von 3,75/2,50 m Querschnitt unter der Via Annibaldi. Dieser Kanal mußte auf eine Länge von 450 m in schwieriger Untertagearbeit umgeleitet werden. In gleicher Weise bemerkenswert ist ferner eine Dükeranlage, die die Hauptkanäle unter der Porta Metronia und dem Colosseo mit den Nebenkänen Clementina und Mariani verbindet. Der zweirohrige Querschnitt hat elliptische Form von 3,00/2,40 m Größe und ist 35 m lang. Das oberhalb gelegene Klärbecken hat 370 m³, das unterhalb gelegene 200 m³ Inhalt. Pumpanlagen sorgen für Trockenlegung zwecks Reinigung und Entleerung der Leitung.

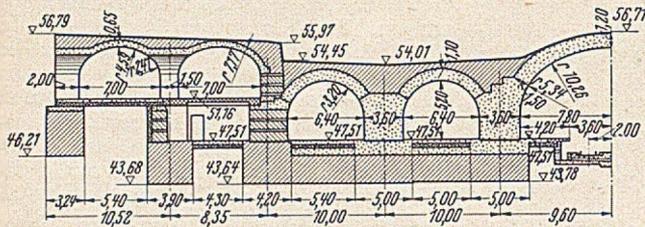


Abb. 6. Station Termini, Querschnitt.

Die meisten der unterirdischen Stationen sind als 16,00 m i. L. weite Gewölbe für die Gleise und beiderseitigen Bahnsteige ausgebildet; letztere, 1,15 m über Schienenoberkante gelegen, sind 4,50 m breit und 156 m lang. In der Station Termini (Abb. 5) sind neben den Bahnsteigen Vorhallen in Kreuzgewölbeform von 6,40 m Breite angeordnet, welche auf kräftigen Pfeilern ruhen. Durch hervortretende Gurtbogen in den Gewölben und Pfeilervorlagen wird die architektonische Wirkung der Halle außerordentlich gehoben. Die Fahrkarten-

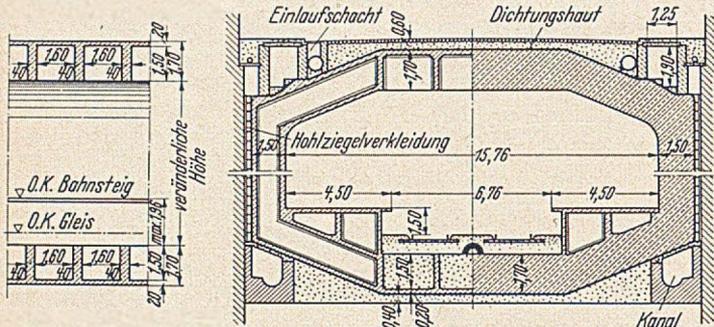


Abb. 7. Station San Pietro in Vincoli, Längs- und Querschnitt.

schalter liegen im Halbstock 6,64 m unterhalb Straßenoberfläche beziehungsweise 3,65 m über den Bahnsteigen (Abb. 6). Ein Schalter ist durch eine Halle unmittelbar mit dem Hauptbahnhof Termini verbunden. Beiderseits der Untergrundstation sind Fußgängertunnel vorgesehen, die den Reisenden schnellen und ungehinderten Zutritt zu beiden Bahnhöfen gestatten. Rolltreppen ermöglichen ferner eine rasche Beförderung der Fahrgäste nach den Ausgängen des Bahnhofsvorplatzes. Im Verlaufe der Bauarbeiten für diese Station sind zahlreiche archäologisch interessante und wertvolle Feststellungen gemacht worden, die mitunter sogar zu einer Abänderung der vorgesehenen Planung veranlaßten. Es mußte in solchen Fällen sehr oft eine maschinelle oder mechanische Bauausführung unterbleiben und durch Handarbeit ersetzt werden, um die noch vorhandenen Reste solcher althistorischen Bauwerke zu sichern und zu erhalten. In einem besonderen Raum der Untergrundstation sind derartige Funde ausgestellt, so unter anderem eine 8 m hohe römische Mosaiкарbeit. Die Station San Pietro in Vincoli, die nur eine 0,60 m starke Überschiebungshöhe bis zur Straßenoberfläche aufweist, ist abweichend als Stahlbeton-Achteck-Querschnitt von 15,70 m l. W. ausgebildet worden (Abb. 7), um die Bodenpressung unter 1 kg/cm² zu halten und damit jede Senkung der benachbarten Gebäude auszuschließen. Dort führte die Linie dicht an einem mehrere Stockwerke hohem Hause vorbei und es mußte der Zwischenraum zwischen Tunnelaußenwand und Tragwerk des Gebäudes gegen Erschütterungen abgedämmt werden. Der Haltepunkt Coliseo, in wasserreicher Sandschicht gelegen, hat einen der Pariser „Metro“ nachgebildeten Querschnitt elliptischer Form (Abb. 8) von 16,12 m größter Lichtweite. Vorhalle und Fahrkartenschalter liegen in Straßenhöhe und sind durch 3 mit

Halbkreisbogen abgedeckte Eingänge zugänglich. Die architektonische Formgebung hat hier besondere Rücksichtnahme auf die benachbarten berühmten Bauwerke, das Colosseo und den Triumphbogen des Constantin, erfordert. Die Station Circo Massimo hat infolge der geringen verfügbaren Bauhöhe eine waagrechte Stahlbeton-Rippendecke erhalten. Vor- und Schalterhallen liegen etwa 5 m unter Straßenoberfläche und sind durch Betongewölbe abgedeckt. Wie die meisten Stationen hat auch diese zwei getrennte Ausgänge nach verschiedenen Straßen. Der Haltepunkt Piramide de Caio Cestio liegt

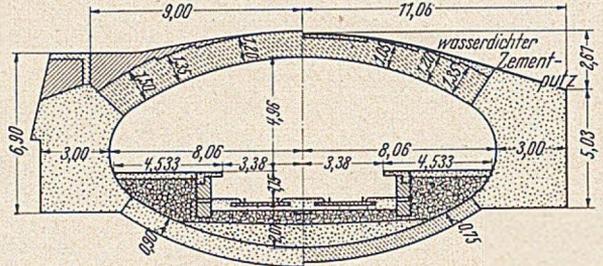


Abb. 8. Haltepunkt Coliseo, Querschnitt.

- Ziegelmauerwerk
- Bruchsteinmauerwerk
- Tuffsteinmauerwerk
- Beton
- Stahlbeton
- Trockenmauerwerk

in unmittelbarer Nähe der Endstation der Bahn Rom—Lido. Die 5 m tiefere Lage dieser Stadtbahnstation veranlaßte die Errichtung eines dreigeschossigen Gebäudes. Im Erdgeschoß liegen Fahrkartenschalter, Handgepäck und Signalraum. Durch zwei Treppen von 6 m Breite gelangt man zu den Bahnsteigen der Untergrundbahn, während eine weitere Treppenanlage zu den Diensträumen im Obergeschoß führt. Die Station Basilica di San Paolo liegt über Tage und ist in üblicher Weise als offener Bahnsteig zwischen den Gleisen ausgeführt. Im Haltepunkt Magliana trennen sich die auf kurze Strecke nebeneinander laufenden Linien der Stadtbahn und der Bahn Rom—Lido und es sind daher zwei offene und untereinander verbundene Bahnsteige zwischen den vier Gleisen vorhanden. In der Endstation Expositione (Abb. 9) sind Anknft- und Abfahrtsbahnsteig hintereinander angeordnet, jedoch durch einen 197 m langen Tunnel getrennt. Jeder Bahnsteig ist 189 m lang und gliedert sich in einen unterirdischen und oberirdischen Teil von 63 beziehungsweise 126 m Länge. Die Breite beträgt 14,60 m, zusammen mit den Gleisen 23,00 m. Im Stahlbeton-Rippentragwerk der Decke dieses Abschnittes sind Glasoberlichte eingesetzt. Die Decke ruht auf Mauerwerk und im Be-

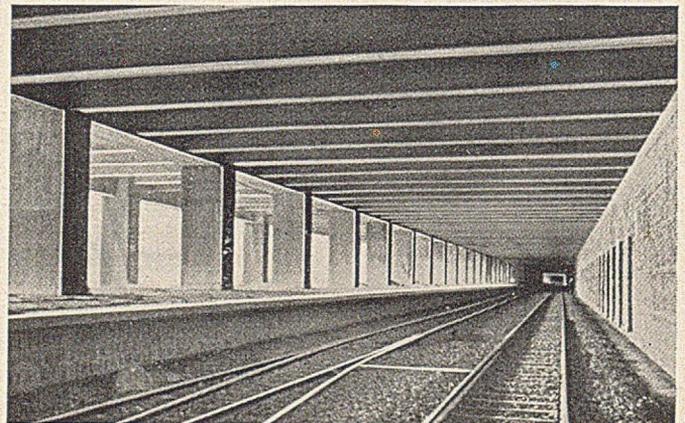


Abb. 9. Station Expositione.

reich der Bahnsteige auf Längsunterzügen und Betonstützen von 2,00/1,60 m Stärke.

Die Ausführung der gesamten Bauarbeiten lag in den Händen der Società Italiana per le Strade Ferrate del Mediterraneo. Für Planung und Bauleitung war eine besonders geschaffene Abteilung des italienischen Verkehrsministeriums zuständig. Zur Entscheidung wichtiger Fragen wurde die Società delle Tranvie e Ferrovie Elettriche di Roma hinzugezogen, die bereits eine Reihe elektrischer Schnellbahnen betreibt. [Nach La Technique des Travaux 28 (1952), Nr. 7—8.]

P'Allemand, Falkenhain-Waldidylle.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Schönhöfer, Robert, Prof. Dr.-Ing.: Neugestaltungen auf dem Gebiet des Auflagerbaues und auf verwandten Gebieten. 136 S., Gr. DIN A 5, mit 143 Abb., Düsseldorf: Werner-Verlag G.m.b.H., 1952. DM 12,—.

Das Buch bringt die im Laufe vieler Jahre von R. Schönhöfer entwickelten Neuschöpfungen auf dem Gebiet des Auflagerbaues im konstruktiven Ingenieurbau, wobei angestrebt wird, alle bisherigen Untersuchungen in eine systematische Ordnung zu bringen. Es werden weiterhin einige wenige Hinweise auf ähnliche Untersuchungen anderer Verfasser gegeben. — Ist schon die Behandlung eines meist vernachlässigten Sondergebietes an sich dankenswert, so vermittelt die lebendige Darstellungsweise in der vorliegenden Neuerscheinung mancherlei Anregungen, weil neben den Formen auch einige Berechnungsweisen und Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen — besonders für die Verwendung hochwertiger bzw. gehärteter Stahlsorten — behandelt werden. In 19 Abschnitten werden die Besonderheiten der Vielkugeln- und Vielrollenaufleger dargestellt, es werden Kugelstelzen und Rollenstelzen in Führungsgefäßen untersucht, die Auflagerunterlagen mit Stahlbewehrung, auch bei gekrümmter Sohle, erläutert, sogar zugfeste Auflager, Gelenke aus Stahl und aus Porzellan sowie Auflager unter Wasser einer kurzen Betrachtung unterzogen.

Ist auch beim dargebotenen Stoff vieles noch nicht praktisch erprobt, so ist doch für künftige Arbeiten eine gute Richtlinie gegeben. Obwohl für spätere Auflagen eine ausführlichere, kritische Stellungnahme zu den bisherigen Veröffentlichungen über übliche Auflagerformen wünschenswert sein dürfte, so werden doch durch die schon jetzt mitgeteilten persönlichen Erkenntnisse und Erfahrungen manchem Ingenieur wertvolle Anregungen gegeben. Das Buch wird dadurch zu einem wertvollen Hilfsmittel.
O. Steinhardt, Karlsruhe.

Anger, Georg, Dr.-Ing. und Karl Tramm: Durchbiegungs-Ordinaten für Einfeld- und durchlaufende Träger. Formeln und zehnteilige Einflußlinien. Ein Lehrbuch und Hilfsbuch für den Statiker. 193 S., Gr. 15,5 · 22 cm, mit 152 Abb. u. 79 Tabellen. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag G.m.b.H., 1953. Geb. DM 25,—.

Als Ergänzung der bekannten „Zehnteiligen Einflußlinien“ des ersten Verfassers werden nunmehr auch die Formänderungen durchlaufender Balken tabellenmäßig erfaßt. Die Ordinaten der Einflußlinien für die Durchbiegung in den Zehntelpunkten von unsymmetrischen Zweifeldträgern und von symmetrischen Durchlaufbalken auf 4 und 5 Stützen mit verschiedenen Stützweitenverhältnissen sowie für die Mittelfelder bei ∞ vielen gleichen Öffnungen können ebenso wie die maximalen Durchbiegungen bei gleichmäßig verteilten Feldlasten den vorliegenden Tafeln entnommen werden, deren Gebrauch durch Beispiele erläutert wird.

Einleitend werden die Grundlagen der Berechnung kurz behandelt, Tafeln zur Entnahme bzw. Berechnung der Trägheitsmomente gebracht und die einschlägigen Bestimmungen

für die zul. Durchbiegungen aufgeführt. Eingehend werden auch der Kragträger, der einfache Balken und Balken mit Kragarm sowie der einseitig und beiderseits eingespannte Balken unter Strecken- und Einzellasten erfaßt. Weiteren Tafeln kann für Träger aus Stahl, Holz und Stahlbeton das erforderliche Trägheitsmoment bei der größten zul. Durchbiegung bzw. das zul. Biegemoment bei Einhaltung bestimmter Durchbiegungen entnommen werden. Das Buch wird daher geeignet sein, dem Statiker die Rechenarbeit in vielen Fällen wesentlich zu erleichtern.
E. Kohl, Braunschweig.

Lufsky, K., Baumeister, Berlin: Bituminöse Bauwerksabdichtung. Leitfaden für Entwurf und Ausführung wasserdichter Bauwerke. Teil 2. Wasserdruckhaltende Innenhautdichtungen, Sickerwasserdichtungen, Schadenbeseitigung/Rechts- und Vertragsfragen. 169 S., Gr. 16,5 · 23,5 mit 179 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1952. Geb. DM 12,50.

Nach dem 1. Band, der die grundlegenden Regeln der Bitumen-Dichtung behandelte, erscheint der 2. Band, der sich die Aufgabe stellt, die praktische Ausführung zu zeigen. Eine große Zahl von Beispielen aus allen Anwendungsgebieten — Wasser-, Säure-, Ölbehälter, Kanäle, Druckstollen, Brücken, Durchlässe, Hofkellerdecken, Terrassen, Balkone, Bäder u. a. m. —, ferner Betrachtungen über Dichtungsschäden und ihre Beseitigung werden dem Baupraktiker für Entwurf und Ausführung wertvolle Hinweise geben können. Besonders zu bemerken ist, daß die Skizzen viele Maßangaben enthalten.

A. Mehmel, Darmstadt.

Normblatt-Verzeichnis 1953. Abgeschlossen mit Ausgabe Februar 1953 der „DIN-Mitteilungen“, dem Zentralorgan der deutschen Normung. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß. 1953. Beuth-Vertriebs-GmbH., Berlin W 15 und Köln. DIN A 5. 344 S. Kart. DM 9,60.

Prenzlow, C., Dipl.-Ing., Baurat a. D., ehem. Leiter des Amtes für Baustatik in Potsdam: Tragwerksberechnung nach Cross. Durchlaufträger, Stockwerksrahmen usw., Einflußlinien, Erweiterung auf Trägerroste, Platten und räumliche Rahmengebilde, Berücksichtigung von Vouten. 2. verb. Aufl., 132 S., Gr. DIN A 5, mit 105 Abb., 10 Tafeln. Düsseldorf-Lohausen: Werner Verlag G. m. b. H., 1953. Kart. DM 7,50.

Kollbrunner, Curt F., Ing., Dr. sc. techn., Direktor der A.G. Conrad Zschokke, Stahlbau, Döttingen, und Otto Haueter, Dipl.-Ing. E. T. H. in der A.G. Conrad Zschokke, Stahlbau, Döttingen: Dreimomentengleichung des kontinuierlichen Druckstabes mit Querbelastung. [Heft 16 Mitt. Forschung und Konstruktion im Stahlbau. Herausgegeben durch die A.G. Conrad Zschokke, Döttingen (Aargau)]. 38 S., Gr. 15,5 · 22,5 cm, mit 21 Abb. Zürich: Verlag Leemann, 1953, SFr. 7,—.

Widok, Max, Dipl.-Ing., Baurat, Hagen i. W.: Mathematik für Ingenieure. Band 6: Einführung in die Funktionslehre. Westermanns Fachbücher der Ingenieurkunde, Herausgeber: Oberbaurat Dipl.-Ing. Hans Hoyer. 105 S., Gr. DIN A 5, 135 Abb. Best.-Nr. 3105. Braunschweig: Georg Westermann Verlag, 1953. Kart. DM 7,40. Gln. DM 8,80.

Verschiedenes.

Th. Kristen 65 Jahre alt.

Am 11. Juni 1953 vollendete Professor Dr.-Ing. Theodor Kristen, Direktor des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung an der Technischen Hochschule Braunschweig, sein 65. Lebensjahr.



Kristen studierte an der Techn. Hochschule Hannover Bauingenieurwesen und legte im Jahre 1914 die Diplom-Hauptprüfung ab. Von 1914—1918 nahm er am 1. Weltkrieg als Infanterieoffizier teil und wurde mit den beiden E. K. ausgezeichnet. Im Jahre 1920 wurde er Assistent bei Geheimrat Otzen in Hannover, promovierte 1924 und habilitierte sich im Jahre 1931. Im Jahre 1932 wurde er Professor und Abteilungsleiter im Staatlichen Ma-

terialprüfungsamt in Berlin-Dahlem und erhielt 1937 einen Ruf als o. Professor an die Techn. Hochschule Braunschweig.

Kristen arbeitet seit Jahrzehnten in zahlreichen Fachauschüssen; so hat er sich besonders um die Normungsarbeiten auf dem Gebiete des Baukalkes, des Feuerschutzes, des Schallschutzes und des Holzschutzes bemüht. Sein Institut ist unter seiner Leitung wesentlich erweitert worden. Die Vielseitigkeit seiner wissenschaftlichen Tätigkeit geht aus einer großen Zahl wertvoller Veröffentlichungen hervor.

Als Mensch hat er sich durch seinen Humor, seine Hilfsfreudigkeit und liebenswürdige Gelassenheit zahlreiche Freunde erworben. Sie alle wünschen mit der Fachwelt dem Jubilar noch viele Jahre erfolgreichen Schaffens und menschlichen Glücks.

A. Mehmel, Darmstadt.

Professor B. Fritz.

Dem planmäßigen ao. Professor für Baustatik an der Techn. Hochschule Karlsruhe Dr.-Ing. Bernhard Fritz hat der Herr Bad.-Württ. Ministerpräsident die akademischen Rechte und die Amtsbezeichnung eines ordentlichen Professors verliehen.

Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Baugrund- und Wasserbohrungen.

Es ist üblich, die Ergebnisse von Bohrungen und Schürfungen auch zeichnerisch darzustellen. Dabei wurde und wird aber wenig einheitlich verfahren, sowohl hinsichtlich der zeichnerischen Darstellung wie auch der benutzten Buchstabenkürzungen, Zeichen, Schraffuren und Farben.

Zur Neufassung von DIN 4022.

Von Prof. Dr. W. Dienemann, Hannover, Obmann des Arbeitsausschusses „Boden- und Gesteinsarten, Körnungen“ der Arbeitsgruppe „Baugrund“ des Fachnormenausschusses Bauwesen im DNA.

Die vom Deutschen Baugrundausschuß bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen bearbeitete Norm 4022 „Einheitliches Benennen der Bodenarten und Aufstellen der Schichtenverzeichnisse zur Untersuchung des Untergrundes für Bau- und Wassererschließungszwecke“ war im April 1938 als Ersatz für DIN-Vornorm 4022 vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben worden. Durch Erlaß des Reichsarbeitsministers zu DIN 1054 (2. Ausgabe, August 1940) vom 28. 8. 1940 — IV 2 Nr. 9609/10/40 — wurde sie als Richtlinie für die Baupolizei eingeführt.

Die Norm hat sich inzwischen bei öffentlichen wie privaten Auftraggebern und bei den meisten Bohrfirmen für Baugrund- und Wasserbohrungen schnell eingeführt, so daß heute fast alle Schichtenverzeichnisse auf den ihr beigegebenen Formblättern (oder Nachbildungen derselben) aufgestellt werden. Da sie schon länger vergriffen ist, erhielt der obengenannte Arbeitsausschuß den Auftrag, sie neu zu bearbeiten. Dies ist geschehen, sie liegt jetzt in einer ziemlich veränderten Form vor*. Bei der Neubearbeitung wurden die mit der Norm und mit den durch sie eingeführten Formblättern gemachten Erfahrungen eingehend berücksichtigt.

Der mit der Vornorm und der Ausgabe vom April 1938 verfolgte Zweck (s. Abschnitt 1: Vorbemerkung), die Bohr- und Schürfergebnisse in den Schichtenverzeichnissen in einheitlicher Form darzustellen, wurde weitgehend erreicht, ebenso die gleichzeitig bezweckte einheitliche Benennung und Kennzeichnung der Bodenarten bisher insofern, als sich sowohl der Bohrmeister als auch die technischen und geologischen Bearbeiter der Bohrproben immer mehr daran gewöhnt haben, statt der früheren Vielzahl von Bezeichnungen nur einige wenige, aber für die Anwendungsgebiete, für welche die Norm bestimmt ist, ausreichende zu verwenden. Es konnte daher gewagt werden, die Zahl der in der Spalte 2 a (Hauptbodenart) anzuwendenden Bezeichnungen noch weiter zu verringern und weitere Sonderangaben in die Spalte 3 zu verweisen. Wir hoffen damit eine noch straffere Hervorhebung des Wichtigsten zu erreichen.

Schon bei der Bearbeitung der DIN-Vornorm 4022 waren sich die Bearbeiter darüber klar, daß es eine Norm, die für alle Zwecke geeignete Benennungen und Formulare für Schichtenverzeichnisse bringt, nicht geben kann. Dies hat sich bei der fortschreitenden Spezialisierung von Technik und Wissenschaft immer mehr bestätigt, es konnte daher ohne Bedenken bei der Neufassung die Norm in Form und Inhalt auf ihre besonderen Anwendungsgebiete — Baugrundbohrungen und Wasserbohrungen — noch stärker zugeschnitten werden.

Ein mehr formeller Unterschied zwischen der neuen Fassung und der von 1938 ist die Aufteilung in zwei Einzelnormen, bezeichnet als

Blatt 1: Schichtenverzeichnis für Baugrunduntersuchungen und

Blatt 2: Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen.

Schon in der alten Fassung waren für das Schichtenverzeichnis gesonderte Formblätter für Baugrund- und Brunnenbohrungen vorgeschrieben, die sich in ihrer Anordnung unterschieden. Da auch für beide Zwecke bei der Beschreibung der Proben verschiedene Anforderungen gestellt werden, erschien es im Einverständnis mit dem Fachverband der Brunnenbauer wünschenswerter, eine schärfere Trennung durchzuführen. Hierdurch konnte auch der Text der neuen Fassung einfacher gehalten werden.

Wichtiger, weil den Inhalt betreffend, ist der Unterschied zwischen der neuen und der alten Fassung im eigentlichen

* Es ist mir eine angenehme Pflicht, den Mitarbeitern im Ausschuß, im besonderen den Herren Dr.-Ing. Dücker (Abtlg. Baugrund der Bundesanstalt für das Straßenwesen, Hamburg), Dr. Graupner (Amt für Bodenforschung, Hannover), Brunnenbaumeister Huttschenreuter (Berlin), Prof. Dr. Koch (Geologisches Landesamt, Hamburg) und Dr.-Ing. Muhs (Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik, Berlin), herzlichst zu danken.

Nunmehr liegt der Entwurf Januar 1953 zu DIN 4023 „Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Baugrund- und Wasserbohrungen“ vor. Wie aus dem Titel schon hervorgeht, beschränkt sich ihr Zuständigkeitsbereich auf bautechnische Zwecke und solche der Wassererschließung. Interessenten seien auf diesen Normblattentwurf besonders hingewiesen.

Text der Norm. Die Vorschriften für die Benennung und Kennzeichnung der Bodenarten wurden bisher nur als Anlage 3 (Anweisung für das Ausfüllen der Schichtverzeichnisse) gebracht. Diese Anweisungen wurden jetzt in etwas veränderter und strafferer Form als Abschnitt 4 in den Text der Norm aufgenommen.

Die Norm besteht in der neuen Fassung aus dem eigentlichen Text, einem Formblatt für das Kopfblatt des Schichtenverzeichnisses und einem solchen für dieses selbst. Das Kopfblatt ist nicht wesentlich geändert worden. Die bisherige Anlage 3 ist weggefallen, wie schon gesagt.

Von Bedeutung für den Gebrauch der Norm auf der Bohrstelle erscheint uns ferner, daß jetzt auf der Rückseite des Kopfblattes die in der Norm in Abschnitt 4.3 gebrachten Richtlinien für das Ausfüllen der einzelnen Spalten des Schichtenverzeichnisses etwas gekürzt wiederholt werden. Wir hoffen dadurch zu erreichen, daß der Bohrmeister diese Richtlinien mehr auf der Baustelle zur Hand hat und auch benutzt, als es bisher leider mit der Anlage 3 der Fall war.

Bei den als Hauptbodenart in Spalte 2a zu unterscheidenden Bodenarten, die vom Bohrmeister bzw. der Bohrfirma — und zwar an Ort und Stelle — eingetragen werden sollen, wurde eine neue Einteilung der Lockergesteine nach der Korngröße eingeführt, die sich an internationale Einteilungen anschließt und auch dem vom Arbeitsausschuß 3 der Arbeitsgruppe Baugrund aufgestellten neuen Formular für Kornkurven zugrunde liegt. Auf die Unterscheidung zwischen Schluff und Ton wurde besonders hingewiesen.

Die Einteilung des Formblattes für das Schichtenverzeichnis in Spalten und Fächer hat sich bewährt und wurde mit einigen Umstellungen und unter Beifügung einer Spalte für Angaben über ungestörte Proben bei Blatt 1 (Baugrundbohrungen) beibehalten, allerdings bei Blatt 2 (Wasserbohrungen) in etwas anderer, und seinem Zweck mehr angepaßter Form. Die sich dabei in den Formblättern und damit auch im Text ergebenden Unterschiede waren mit die Veranlassung, die Norm in zwei Blätter (eins für Baugrund-, eins für Wasserbohrungen) aufzuteilen.

Wenn die Norm in ihrer neuen Form noch mehr als bisher ihren Zweck erfüllen soll, muß allerdings auf eine Voraussetzung ganz besonderer Wert gelegt werden, nämlich eine bessere Ausbildung der Bohrmeister in der Kenntnis der Boden- und Gesteinsarten durch gesteins- und bodenkundliche Kurse. Solche Kurse waren nach dem 1. Weltkrieg verschiedentlich üblich und haben sich sehr bewährt. Wer, wie der Verfasser und manche anderen Mitarbeiter des Arbeitsausschusses 2, viele Schichtenverzeichnisse mit den Bohrproben vergleichen muß, stellt immer wieder viele Fehlbestimmungen fest. So werden Schluff und Ton in den meisten Fällen nicht klar unterschieden, was gerade bei Baugrundbeurteilungen zu Fehlschlüssen führen kann. Die Bestrebungen der Berufsverbände, solche Einführungskurse wieder aufleben zu lassen, verdienen daher starke Förderung. Ebenso sollten manche Bohrunternehmer mehr als bisher darauf dringen, daß der Bohrmeister seine — menschlich oft verständliche — Scheu vor dem Schreiben während der Bohrung selbst überwindet und seine Beobachtungen nicht erst nach Schluß der Bohrung, sondern ständig während dieser niederschreibt, und zwar außer in sein Notizbuch in die Formblätter. Aufgabe der Bohrunternehmung selbst ist es, bei der Anfertigung der Reinschrift darauf zu achten, daß die Fragen des Schichtenverzeichnisses soweit wie irgend möglich beantwortet, d. h. alle Spalten und besonders liebevoll auch die Spalte „Bemerkungen“ ausgefüllt werden. Auch eine vorerst unbedeutend erscheinende Beobachtung kann für den Auftraggeber sehr wichtig werden. Daß ein Vergleich der Eintragungen des Bohrmeisters mit den Proben und eine sorgfältige Entnahme und Aufbewahrung derselben nach DIN 4021 erfolgen muß, ist selbstverständlich, wird aber leider nicht immer befolgt.

DIN 4022* (Blatt 1). Schichtenverzeichnis für Baugrunduntersuchungen.

Inhalt:

1. Vorbemerkung.
 2. Anwendungsgebiet.
 3. Formblatt.
 4. Ausfüllen der Formblätter.
 5. Zeichnerische Darstellung.
- 2 Anlagen.

1. Vorbemerkung.

Diese Norm soll gewährleisten, daß die erbohrten und erschürften Bodenarten nach Art und Beschaffenheit einheitlich benannt und gekennzeichnet und daß die Bohr- und Schürfergebnisse in dem Schichtenverzeichnis einheitlich dargestellt werden. Sie bringt dafür ein Formblatt und Richtlinien, nach denen dieses auszufüllen ist. Bei der Neuausgabe sind die Erfahrungen aus der Anwendung der Ausgabe vom April 1938 verwendet worden.

2. Anwendungsgebiet.

Diese Norm gilt im Bereich des gesamten Bauwesens für die Untersuchung des Untergrundes und die damit verbundenen ingenieurgeologischen Arbeiten. Sie ist in erster Linie für den Bohrmeister und den Bohrunternehmer, ferner für den Bearbeiter von Bohr- und Schürfproben gedacht.

Soweit es möglich ist, schließt sie sich im Benennen der Bodenarten anderen Normen an. Ein für alle Zwecke zugleich geeignetes Muster für ein Schichtenverzeichnis läßt sich nicht aufstellen.

3. Formblatt.

Die Bohr- und Schürfergebnisse sind in das vorgeschriebene Formblatt einzutragen. Das Formblatt¹ besteht aus einem Kopfblatt (Anl. 1) und dem eigentlichen Schichtenverzeichnis (Anl. 2).

4. Ausfüllen der Formblätter.

Kopfblatt und Schichtenverzeichnis sind vom Bohrmeister auf der Bohrstelle auszufüllen.

4.1 Das Kopfblatt (Anl. 1) dient zum Kennzeichnen der Bohrungen nach Namen, Nummer, Ort, Zeit, Höhenlage, Zweck, Ausführungsart, Erfolg usw.

Die Lage muß durch eine Lageskizze so genau angegeben werden, daß die Bohr- oder Schurfstelle jederzeit wiedergefunden werden kann.

Der Bohrpunkt ist auf einen Höhenpunkt, am besten auf NN, einzumessen. Wenn möglich, soll er durch Eintragungen des Hoch- und Redtwertes, der aus den neuen topographischen Karten mit Einzeichnung der Planquadrate zu entnehmen ist, festgelegt werden.

4.2 Das Formblatt für das eigentliche Schichtenverzeichnis (Anl. 2) soll gewährleisten, daß die Eintragungen in einer bestimmten Reihenfolge und unter vollständiger Angabe aller wichtigen Eigenschaften der Bodenarten vorgenommen werden. Das Formblatt ist vom Bohrmeister während der Bohrung an Ort und Stelle auszufüllen. Wo keine Angabe zu machen ist, ist ein Strich einzutragen.

4.3 Richtlinien für das Ausfüllen der einzelnen Spalten des Schichtenverzeichnisses (Anl. 2):

4.301 Zu Spalte 1 (Tiefe unter dem Ansatzpunkt): Bei Bohrungen in Baugruben, Brunnenschächten oder unter Wasser ist zu beachten, daß die Höhe des Ansatzpunktes nicht gleich der Geländehöhe ist.

4.302 Zu Spalte 2a (Hauptbodenart): Hier sollen nur die folgenden Bezeichnungen verwendet werden:

Steine	über 63 mm	
Grobkies	63 bis 20 mm	
Mittelkies	20 bis 6 mm	
Feinkies	6 bis 2 mm	(etwa über Streichholzkopfgröße)
Grobsand	2 bis 0,6 mm	(etwa über Grobgrießgröße)
Mittelsand	0,6 bis 0,2 mm	(etwa Griebgröße)
Feinsand	0,2 bis 0,06 mm	(bis zur Grenze der Erkennbarkeit der Einzelkörner)

* DIN 4022 (Blatt 1). Entwurf Januar 1953. Einsprüche bis zum 30. 9. 1953 — in 2facher Ausfertigung — an die Geschäftsstelle des FN Bau, Bamberg 4, Postschließfach 43.

¹ Die Formblätter können gesondert von dem Normblatt in den Größen DIN A 4 und DIN A 5 vom Beuth-Vertrieb, Berlin und Köln, bezogen werden.

Schluff } kleiner als 0,06 mm (Einzelkörner nicht mehr mit bloßem Auge erkennbar)
Ton }
Organischer Schluff } der organische Anteil ist am Geruch, der
Organischer Ton } besonders beim Erhitzen in Erscheinung tritt, kenntlich

Unterschiede zwischen Schluff und Ton: Bei längerem Reiben zwischen den Fingern gibt Ton einen glatten, Schluff einen feinschuppigen Belag. Beim Schütteln von gut feuchtem Schluff in der hohlen Hand tritt auf der Oberfläche Wasser aus. Die Oberfläche wird dann glänzend, wird aber wieder matt, wenn sie gedrückt wird.

Torf (nicht als „Moor“ zu bezeichnen!)

Kohle (Steinkohle und Braunkohle)

Fels für Baugrundzwecke genügt in Spalte 2a die Angabe „Fels“. Einzelangaben wie Sandstein, Kalkstein, Gips, Granit usw. sind in Spalte 3 zu bringen.

Bezeichnungen wie Lehm, Mergel, Mehlsand, Löß, Schlick usw. sind nicht für die Hauptbodenarten zu verwenden. Sie sind in Spalte 3a oder 3b zusätzlich einzutragen.

4.303 Zu Spalte 2b (Beimengungen): Als Beimengungen können die unter 4.302 angegebenen Bodenarten auftreten (außer Fels). Es ist z. B. einzusetzen: Feinkies, Mittelsand, Schluff, Ton, Kohlenzerreißel, Muscheln², Ziegelsteinbrocken usw. Der Grad der Beimengungen wird mit „viel“ oder „wenig“ ausgedrückt, z. B. wenig Feinsand, viel Schluff usw.

4.304 Zu Spalte 2c (Farbe): Es ist stets die Farbe der bodenfrischen Probe einzutragen. Farbänderungen beim Trocknen sind unter „Bemerkungen“ einzusetzen.

4.305 Zu Spalte 3a: Hier kann der Bohrmeister, wenn er genügend Erfahrung hat, neben besonderen, nur örtlich üblichen, auch allgemein bekannte Bezeichnungen bringen, soweit sie zur besonderen Kennzeichnung der Schicht beitragen, wie z. B. Dünsand, Löß, Lößlehm, Geschiebemergel, Bänder-ton, Grünsand, Muschelkalk, Flinz, Mergel, Schreibkreide, Faulschlamm, Wiesenalk usw.

4.306 Zu Spalte 3b (Geologische Bezeichnung): Diese Spalte soll nicht vom Bohrmeister oder dem Bohrunternehmen ausgefüllt werden.

4.307 Zu Spalte 4a (Festigkeit beim Bohren): Beispiele: Weich, locker, festgelagert, mürbe, zäh, hart, fest, brüchig, klüftig, nur mit Meißel zu lösen, durch Sprengen zu lösen usw.

4.308 Zu Spalte 4b (Besondere Kennzeichen der Proben): Beispiele: Kalkfrei oder kalkig³, knetbar, mager, fett, schmierig oder klebend; zersetzt oder frisch; grusig, kleinstückig, schiefrig, klüftig oder schichtig; Fallwinkel (bei Kernen).

4.309 Zu Spalte 5 und 6 (Entnahme von Bodenproben): Gestörte und ungestörte Bodenproben sind grundsätzlich nach DIN 4021 zu entnehmen und aufzubewahren. Sie sind durchlaufend je für sich zu numerieren. Bei jedem Wechsel der Bodenschichten, mindestens aber alle Meter, ist wenigstens eine gestörte Probe zu entnehmen; Zahl und Tiefe der gestörten Proben bestimmt der Auftraggeber. In Spalte 5 und 6 sind nur ungestörte Bodenproben einzutragen. Mischproben (z. B. aus „3,3 bis 7,6 m Tiefe“) sind wertlos.

4.310 Zu Spalte 7 (Bemerkungen): Unbedingt Wasserstände und ihre Änderungen beim Bohren angeben, ferner: Bodenauftrieb, Auftreten von Schwimmsand, Schwierigkeiten beim Bohren, Gerätewechsel usw., Ergebnisse von Pumpversuchen und Analysen auf Anlage.

5. Zeichnerische Darstellung.

Hierfür gilt DIN 4023 — „Zeichnerische Darstellung des Untergrundes für bautechnische Zwecke“.

Anlage 1: Kopfblatt.

Aktenzeichen:
.....

² Pflanzliche oder tierische Versteinerungen sind mit genauer Angabe der Fundschicht gut aufzuheben.

³ Kalkgehalt ist am Aufbrausen beim Betupfen mit verdünnter Salzsäure erkennbar.

Schichtenverzeichnis¹

der Bohrung/des Schurfes Nr.: Ort:

Karte 1: 25 000 Blatt: Neue/Alte Nr.:
 Karte 1: 100 000 Blatt: Nr.:
 Gitterwerte: rechts: hoch:
 Höhenlage des Ansatzpunktes zu NN:
 Höhenlage des Ansatzpunktes zu einem Festpunkt:
 Bezeichnung des Festpunktes⁵:
 Höhenlage des Festpunktes zu NN⁵:
 Tiefe des Ansatzpunktes unter Gelände (bei Bohrungen in Baugruben und dgl.):
 Auftraggeber:
 Zweck: Zeit:
 Ausführer:
 Bohrmeister:
 Bohrverfahren:
 a) Bohrgerät:
 b) Verrohrung:
 c) Anfangs- und Enddurchmesser:
 Wohin sind die Proben geliefert:
 Bemerkungen:

Ort: Tag: Name (Unterschrift):

Lageplan!

Die Lage muß so genau angegeben werden, daß die Bohr- oder Schurfstelle jederzeit wiedergefunden werden kann.

(Rückseite der Anlage 1)

Richtlinien für das Ausfüllen der Schichtenverzeichnisse
(Auszug aus der Norm)

4.1 Das Kopfblatt dient zum Kennzeichnen der Bohrungen nach Ort, Zeit, Höhenlage, Erfolg usw. Es ist vom Bohrunternehmen auszufüllen.

4.2 Im Schichtenverzeichnis alle Spalten auf der Bohrstelle laufend ausfüllen. Wo keine Angabe möglich, Strich eintragen.

4.3 Richtlinien für das Ausfüllen der Einzelspalten.

4.301 Spalte 1 (Tiefe unter Ansatzpunkt): Ansatzpunkt = Standhöhe des Bohrbocks. Bei Bohrungen in Baugruben, Kellern und von Wasserflächen aus ist Höhe des Ansatzpunktes nicht gleich Geländehöhe! Z. B.: Bis 1,5 m Wasser, bis 3,7 m Sand.

4.302 Spalte 2a (Hauptbodenart): Nur folgende Bezeichnungen verwenden:

- Steine über 63 mm
- Grobkies 63 bis 20 mm
- Mittelkies 20 bis 6 mm
- Feinkies 6 bis 2 mm (etwa über Streichholzkopfgröße)
- Grobsand 2 bis 0,6 mm (etwa über Grobgrießgröße)
- Mittelsand 0,6 bis 0,2 mm (etwa Grießgröße)
- Feinsand 0,2 bis 0,06 mm (Einzelkörner noch mit bloßem Auge erkennbar)

Schluff } kleiner als 0,06 mm (Einzelkörner nicht mit bloßem Auge erkennbar)

Organischer Schluff } organischer Anteil am Geruch erkennbar

Organischer Ton } (nicht als Moor zu bezeichnen)

Kohle (Stein- und Braunkohle)

Fels (Einzelangaben wie Sandstein, Gips, Granit usw. in Spalte 3 bringen)

Unterschied zwischen Schluff und Ton: Bei längerem Reiben zwischen den Fingern gibt Ton einen glatten, Schluff einen feinschuppigen Belag. — Beim Schütteln von gut feuchtem Schluff in der hohlen Hand tritt auf der Oberfläche Wasser aus, diese wird glänzend, aber wieder matt, wenn sie gedrückt wird.

¹ Richtlinien für das Ausfüllen des Schichtenverzeichnisses stehen auf der Rückseite.

⁵ Gegebenenfalls vom Auftraggeber einzutragen.

Bezeichnungen wie Lehm, Mergel, Löß, Schlick nicht für die Hauptbodenart verwenden, sondern in Spalte 3 a oder 3 b zusätzlich eintragen.

4.303 Spalte 2b (Beimengungen): Die unter 4.302 angegebenen Bodenarten außer Fels, ferner Holzreste, Ziegelbrocken, Grad der Beimengung mit „viel“ oder „wenig“ angeben.

4.304 Spalte 2c (Farbe): Für die bodenfeuchte Probe angeben; Änderungen beim Trocknen unter Bemerkungen.

4.305 Spalte 3a (Übliche Bezeichnung): Hier außer örtlich üblichen auch allgemein bekannte Bezeichnungen, soweit sie eine Schicht besonders kennzeichnen, z. B. Dünen sand, Lößlehm, Geschiebelehm, Faulschlamm, Steinmergel usw.

4.306 Spalte 3b (Geologische Bezeichnung): Nicht vom Bohrmeister oder Bohrunternehmen auszufüllen.

4.307 Spalte 4a (Festigkeit beim Bohren): Z. B. weich, locker, festgelagert, mürbe, zäh, hart, fest, brüchig usw.

4.308 Spalte 4b (Besondere Kennzeichnung): Z. B. kalkig, knetbar, mager, fett, schmierig, zersetzt, schiefrig, klüftig usw., Fallwinkel (bei Kernen).

4.309 Spalte 5 und 6 (Entnahme von Bodenproben): Proben durchlaufend je für sich numerieren, aber hier nur ungestörte Proben eintragen. Die Entnahmetiefe ungestörter Proben bestimmt der Auftraggeber. Bei jedem Schichtwechsel, mindestens aber alle Meter, eine ungestörte Probe entnehmen.

4.310 Spalte 7 (Bemerkungen): Unbedingt Wasserstände und ihre Änderungen beim Bohren angeben, ferner: Bodenauftrieb, Auftreten von Schwimmsand, Schwierigkeiten beim Bohren, Gerätewechsel usw., Ergebnisse von Pumpversuchen und Analysen auf Anlage.

Anlage 2: Schichtenverzeichnis (mit Beispielen).

Bohrung Nr.: 2		Ort: Mittelhausen		Zeit: 4. 7. 1952		Bemerkungen, insbesondere Wasserstände
Bis Meter unter Ansatzpunkt	Erbohrte Schichten			Ungestörte Proben		
	a) Hauptbodenart	a) Übliche Bezeichnung	a) Festigkeit beim Bohren	Nr.	Tiefe in Meter für Unterkante Stutzen	
	b) Beimengungen	b) Geolog. Bezeichnung	b) Besond. Kennzeichnung.			
	c) Farbe					
1	2	3	4	5	6	7

Anweisung für die Ausfüllung auf Rückseite des Kopfblattes!

0,5	a) Feinsand	a) Mutterboden	a) lose gelagert	—	—	—
	b) Humus, Ton	b) —	b) kalkfrei			
	c) grau					
5,2	a) Schluff	a) Bänder-ton	a) fest gelagert	1 2	4,5 5,1	— —
	b) Feinsand	b) Lauenburger Ton	b) kalkig, steifplastisch			
	c) —					
7,5	a) Torf	a) —	a) leicht zu bohren	3	5,7	Aus dem Bohrloch tritt Gas aus
	b) Holzreste	b) Flachmoortorf	b) kalkfrei, weich			
	c) schwarz					
12,0	a) Schluff	a) Geschiebemergel	a) fest gelagert	4	8,6	schwer zu bohren
	b) Sand, Ton, Steine	b) —	b) kalkig, steifplastisch			
	c) —					
15,6	a) Grobkies	a) Flußkies	a) fest gelagert	—	—	Beim Anbohren steigt das Wasser bis 4,2 unter Ansatzpunkt
	b) Sand	b) —	b) kalkfrei			
	c) grau					
24,0	a) Fels	a) Kalkstein	a) fest	8	Kern gebohrt von 18,0 m bis 18,7 m	Fallwinkel 15°
	b) —	b) Muschelkalk	b) klüftig			
	c) hellgrau					

DIN 4022* (Blatt 2). Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen.

Inhalt:

1. Vorbemerkung.
2. Anwendungsgebiet.
3. Formblatt.
4. Ausfüllen der Formblätter.
5. Entnahme von Bodenproben.
6. Zeichnerische Darstellung.

2 Anlagen.

1. Vorbemerkung.

Diese Norm soll gewährleisten, daß die erbohrten und erschürften Bodenarten nach Art und Beschaffenheit einheitlich benannt und gekennzeichnet und daß die Bohr- und Schürfergebnisse in dem Schichtenverzeichnis einheitlich dargestellt werden. Sie bringt dafür ein Formblatt und Richtlinien, nach denen dieses auszufüllen ist. Bei der Neuauflage sind die Erfahrungen aus der Anwendung der Ausgabe vom April 1938 verwendet worden.

2. Anwendungsgebiet.

Diese Norm gilt für die Untersuchung der Wasserführung des Untergrundes durch Bohrungen. Sie ist in erster Linie für den Bohrmeister und den Bohrunternehmer, ferner für den Bearbeiter von Bohr- und Schürfproben gedacht.

Soweit es möglich ist, schließt sie sich im Benennen der Bodenarten anderen Normen an. Ein für alle Zwecke zugleich geeignetes Muster für ein Schichtenverzeichnis läßt sich nicht aufstellen.

3. Formblatt.

Die Bohr- und Schürfergebnisse sind in das vorgeschriebene Formblatt einzutragen. Das Formblatt¹ besteht aus einem Kopfblatt (Anl. 1) und dem eigentlichen Schichtenverzeichnis (Anl. 2).

4. Ausfüllen der Formblätter.

Kopfblatt und Schichtenverzeichnis sind vom Bohrmeister auf der Bohrstelle auszufüllen.

4.1 Das Kopfblatt (Anl. 1) dient zum Kennzeichnen der Bohrungen nach Namen, Nummer, Ort, Zeit, Höhenlage, Zweck, Ausführungsart, Erfolg usw. Die Lage muß durch eine Lage-skizze so genau angegeben werden, daß die Bohrstelle jederzeit wiedergefunden werden kann. Der Bohrpunkt ist auf einen Höhenpunkt, am besten auf NN, einzumessen. Wenn möglich, soll er durch Eintragen des Hoch- und Rechtswertes, der aus den neuen topographischen Karten mit Einzeichnung der Planquadrate zu entnehmen ist, festgelegt werden.

4.2 Das Formblatt für das eigentliche Schichtenverzeichnis (Anl. 2) soll gewährleisten, daß die Eintragungen in einer bestimmten Reihenfolge und unter vollständiger Angabe aller wichtigen Eigenschaften der Bodenarten vorgenommen werden. Das Formblatt ist vom Bohrmeister während der Bohrung an Ort und Stelle auszufüllen. Wo keine Angabe zu machen ist, ist ein Strich einzutragen.

4.3 Richtlinien für das Ausfüllen der einzelnen Spalten des Schichtenverzeichnisses (Anl. 2):

4.301 Zu Spalte 1 (Tiefe unter dem Ansatzpunkt): Bei Bohrungen in Baugruben, Brunnen-schächten oder unter Wasser ist zu beachten, daß die Höhe des Ansatzpunktes nicht gleich der Geländehöhe ist.

4.302 Zu Spalte 2a (Hauptbodenart): Hier sollen nur die folgenden Bezeichnungen verwendet werden:

Steine	über 63 mm	
Grobkies	63 bis 20 mm	
Mittelkies	20 bis 6 mm	
Feinkies	6 bis 2 mm	(etwa über Streichholz-kopfgröße)
Grobsand	2 bis 0,6 mm	(etwa über Grobkiesgröße)
Mittelsand	0,6 bis 0,2 mm	(etwa Griesgröße)
Feinsand	0,2 bis 0,06 mm	(bis zur Grenze der Erkennbarkeit der Einzelkörner)

Schluff } kleiner als 0,06 mm (Einzelkörner nicht mehr mit
Ton } bloßem Auge erkennbar)

* DIN 4022 (Blatt 2). Entwurf Januar 1953. Einsprüche bis zum 30. 9. 1953 — in 2facher Ausfertigung — an die Geschäftsstelle des FN Bau, Bamberg 4, Postschließfach 43.

¹ Die Formblätter können gesondert von dem Normblatt in den Größen DIN A 4 und DIN A 5 vom Beuth-Vertrieb, Berlin und Köln, bezogen werden.

Organischer Schluff } der organische Anteil ist am Geruch, der
Organischer Ton } besonders beim Erhitzen in Erscheinung tritt, kenntlich.

Unterschiede zwischen Schluff und Ton: Bei längerem Reiben zwischen den Fingern gibt Ton einen glatten, Schluff einen feinschuppigen Belag. Beim Schütteln von gut feuchtem Schluff in der hohlen Hand tritt auf der Oberfläche Wasser aus. Die Oberfläche wird dann glänzend, wird aber wieder matt, wenn sie gedrückt wird.

Torf (nicht als „Moor“ zu bezeichnen!)

Kohle (Steinkohle und Braunkohle)

Fels Für Wassererschließungszwecke genügt in Spalte 2a die Angabe „Fels“. Einzelangaben wie Sandstein, Kalkstein, Gips, Granit usw. sind in Spalte 3 zu bringen.

Bezeichnungen wie Lehm, Mergel, Mehlsand, Löß, Schluck usw. sind nicht für die Hauptbodenarten zu verwenden. Sie sind in Spalte 3a oder 3b zusätzlich einzutragen.

4.303 Zu Spalte 2b (Beimengungen): Als Beimengungen können die unter 4.302 angegebenen Bodenarten auftreten (außer Fels). Es ist z. B. einzusetzen: Feinkies, Mittelsand, Schluff, Ton, Kohlenzerreißel, Muscheln², Ziegelsteinbrocken usw. Der Grad der Beimengungen wird mit „viel“ oder „wenig“ ausgedrückt, z. B. wenig Feinsand, viel Schluff usw.

4.304 Zu Spalte 2c (Farbe): Es ist stets die Farbe der bodenfrischen Probe einzutragen. Farbänderungen beim Trocknen sind unter „Bemerkungen“ einzusetzen.

4.305 Zu Spalte 3a (Übliche Bezeichnung): Hier kann der Bohrmeister, wenn er genügend Erfahrung hat, neben besonderen, nur örtlich üblichen, auch allgemein bekannte Bezeichnungen bringen, soweit sie zur besonderen Kennzeichnung der Schicht beitragen, wie z. B. Dünen-sand, Löß, Löß-lehm, Geschiebemergel, Bänderton, Grünsand, Muschelkalk, Flinz, Schreibkreide, Faulschlamm, Wiesen-kalk usw.

4.306 Zu Spalte 3b (Geologische Bezeichnung): Diese Spalte soll nicht vom Bohrmeister oder dem Bohrunternehmen ausgefüllt werden.

4.307 Zu Spalte 4a (Festigkeit beim Bohren): Beispiele: Weich, locker, festgelagert, mürbe, zäh, hart, fest, brüchig, klüftig, nur mit Meißel zu lösen, durch Sprengen zu lösen usw.

4.308 Zu Spalte 4b (Besondere Kennzeichen der Proben): Beispiele: Kalkfrei oder kalkig³, knetbar, mager, fett, schmierig oder klebend; zersetzt oder frisch; grusig, kleinstückig, schiefrig, klüftig oder schichtig, Fallwinkel (bei Kernen).

4.309 Zu Spalte 5 (Bemerkungen): Hier finden in erster Linie sämtliche Angaben über die Wasserführung ihren Platz, wie Feuchtigkeit, Wasserzutritt, Wasserverlust, Wasserstand im Bohrloch und seine Änderung beim Bohren, Schüttung und Absenkung bei Pumpversuchen, Beschaffenheit des Wassers usw., ferner Angaben über Bodenauftrieb, Auftreten von Schwimmsand, Gasausbrüche, Schwierigkeiten beim Bohren, Wechsel des Bohrgerätes usw. Wenn nötig, eingehendere Angaben auf Sonderblatt.

5. Entnahme von Bodenproben.

Bodenproben sind grundsätzlich nach DIN 4021 zu entnehmen und aufzubewahren, sie sind laufend zu nummerieren. Bei jedem Wechsel der Bodenschichten, mindestens aber alle Meter, ist wenigstens eine Bodenprobe zu entnehmen. Mischproben (z. B. aus „3,3 bis 7,6 m Tiefe“) sind wertlos.

6. Zeichnerische Darstellung.

Hierfür gilt DIN 4023 — „Zeichnerische Darstellung des Untergrundes für bautechnische Zwecke“.

DIN 4022, Blatt 2, Entwurf Januar 1953:

Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen.

Anlage 1: Kopfblatt.

Aktenzeichen:

² Pflanzliche oder tierische Versteinerungen sind mit genauer Angabe der Fundschicht gut aufzuheben.

³ Kalkgehalt ist am Aufbrausen beim Betupfen mit verdünnter Salzsäure erkennbar.

Schichtenverzeichnis⁴

der Bohrung Nr.: Ort:
 Karte 1: 25 000 Blatt: Neue/Alte Nr.:
 Karte 1: 100 000 Blatt: Nr.:
 Gitterwerte: rechts: hoch:
 Höhenlage des Ansatzpunktes zu NN:
 Höhenlage des Ansatzpunktes zu einem Festpunkt:
 Bezeichnung des Festpunktes⁵:
 Höhenlage des Festpunktes zu NN⁵:
 Tiefe des Ansatzpunktes unter Gelände (bei Bohrungen in Baugruben und dgl.):
 Auftraggeber:
 Zweck: Zeit:
 Ausführer:
 Bohrmeister:
 Bohrverfahren:
 a) Bohrgerät:
 b) Verrohrung:
 c) Anfangs- und Enddurchmesser:
 Wohin sind die Proben geliefert:
 Bemerkungen:

Bearbeiter
 bzw. Einsender: Tag:
 Name (Unterschrift):

Raum für Lageplan.

(Die Lage muß so genau angegeben werden, daß die Bohrstelle jederzeit wiedergefunden werden kann.)

DIN 4022, Blatt 2, Anlage 1, Rückseite.

Richtlinien für das Ausfüllen der Schichtenverzeichnisse.
(Auszug aus der Norm.)

4.1 Das Kopfblatt dient zum Kennzeichnen der Bohrungen nach Ort, Zeit, Höhenlage, Erfolg usw. Es ist vom Bohrunternehmen auszufüllen.

4.2 Im Schichtenverzeichnis alle Spalten auf der Bohrstelle laufend ausfüllen. Wo keine Angabe möglich, Strich eintragen.

4.3 Richtlinien für das Ausfüllen der Einzelspalten.

4.301 Spalte 1 (Tiefe unter Ansatzpunkt): Ansatzpunkt = Standhöhe des Bohrbocks. Bei Bohrungen in Baugruben, Kellern und von Wasserflächen aus ist Höhe des Ansatzpunktes nicht gleich Geländehöhe! Z. B.: Bis 1,5 m Wasser, bis 3,7 m Sand.

4.302 Spalte 2a (Hauptbodenart): Nur folgende Bezeichnungen verwenden:

- Steine über 63 mm
- Grobkies 63 bis 20 mm
- Mittelkies 20 bis 6 mm
- Feinkies 6 bis 2 mm (etwa über Streichholzkopfgröße)
- Grobsand 2 bis 0,6 mm (etwa über Grobgrießgröße)
- Mittelsand 0,6 bis 0,2 mm (etwa Griebgröße)
- Feinsand 0,2 bis 0,06 mm (Einzelkörner noch mit bloßem Auge erkennbar)

Schluff } kleiner als 0,06 mm (Einzelkörner nicht mehr mit bloßem Auge erkennbar)

Organischer Schluff } Organischer Anteil am Geruch erkennbar

Organischer Ton }
 Torf (nicht als Moor zu bezeichnen!)

Kohle (Stein- und Braunkohle)

Fels (Einzelangaben wie Sandstein, Gips, Granit usw. in Spalte 3 bringen)

Unterschied zwischen Schluff und Ton: Bei längerem Reiben zwischen den Fingern gibt Ton einen glatten, Schluff einen feinschuppigen Belag. Beim Schütteln von gut feuchtem Schluff in der hohlen Hand tritt auf der Oberfläche Wasser aus, diese wird glänzend, aber wieder matt, wenn sie gedrückt wird. Bezeichnungen wie Lehm, Mergel, Löß, Schlick nicht für die Hauptbodenart verwenden, sondern in Spalte 3a oder 3b zusätzlich eintragen.

4.303 Spalte 2b (Beimengungen): Die unter 4.302 angegebenen Bodenarten außer Fels; ferner Holzreste, Ziegelbrocken.

Grad der Beimengung mit „viel“ oder „wenig“ angeben.

4.304 Spalte 2c (Farbe): Für die bodenfeuchte Probe angeben, Änderungen beim Trocknen unter Bemerkungen.

4.305 Spalte 3a (Übliche Bezeichnung): Hier außer örtlich üblichen auch allgemein bekannte Bezeichnungen, soweit sie eine Schicht besonders kennzeichnen, z. B. Dünensand, Lößlehm, Geschiebelehm, Faulschlamm, Steinmergel usw.

4.306 Spalte 3b (Geologische Bezeichnung): Nicht vom Bohrmeister oder Bohrunternehmer auszufüllen.

4.307 Spalte 4a (Festigkeit beim Bohren): Z. B.: weich, locker, festgelagert, mürbe, zäh, hart, fest, brüchig usw.

4.308 Spalte 4b (Besondere Kennzeichnung): Z. B. kalkig, knetbar, mager, fett, schmierig, zersetzt, schiefrig, klüftig usw.

4.309 Spalte 5 (Bemerkungen): Unbedingt Wasserstände und ihre Änderungen beim Bohren angeben, ferner: Bodenauftrieb, Schwierigkeiten beim Bohren, Gerätewechsel usw., Ergebnisse von Pumpversuchen und Analysen auf Anlage.

5. Entnahme von Bodenproben.

Laufend numerieren, Proben alle Meter nehmen, aus jeder Schicht wenigstens eine.

DIN 4022, Blatt 2, Entwurf Januar 1953:

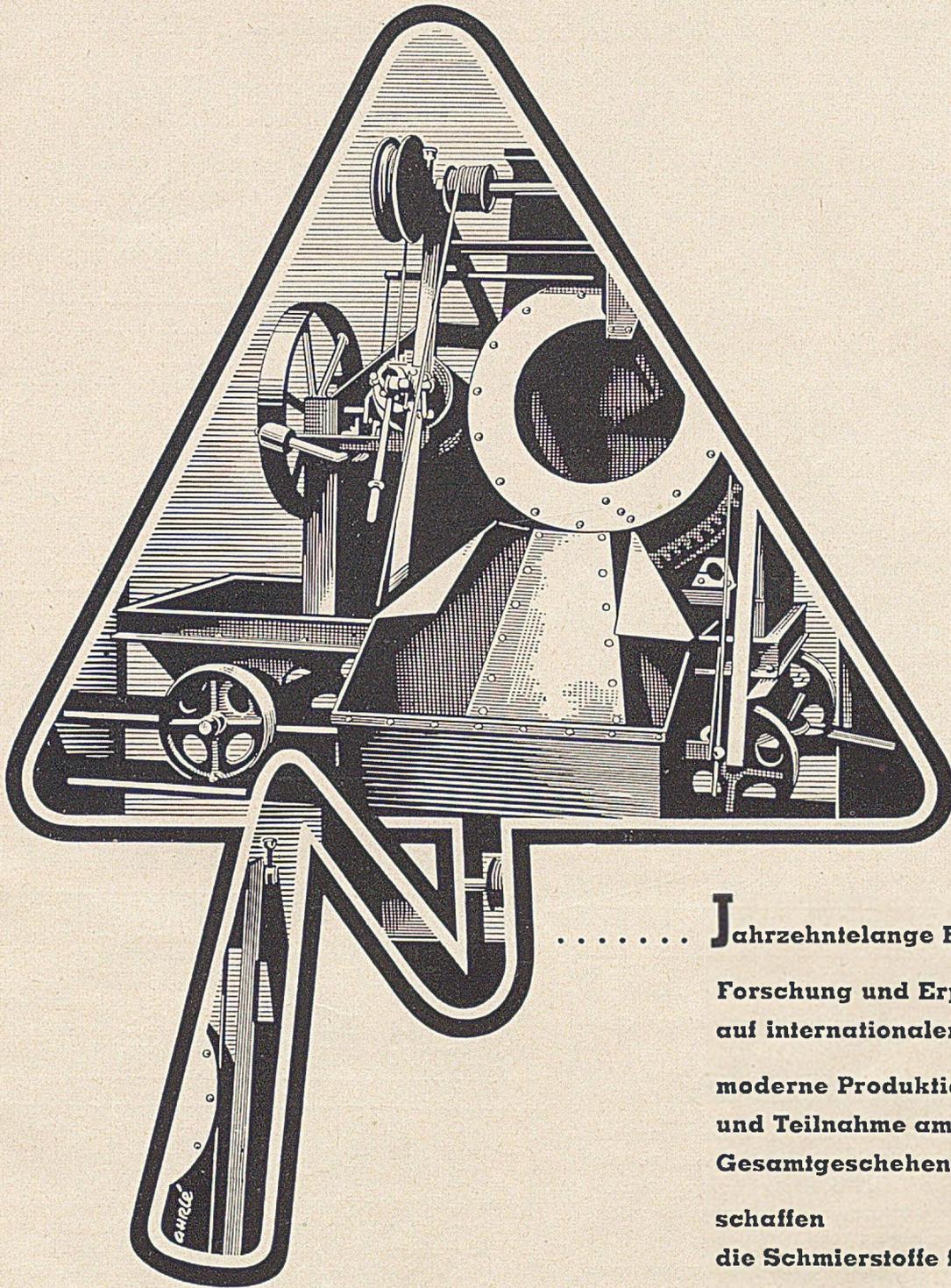
Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen

Anlage 2: Schichtenverzeichnis (mit Beispielen)

Bohrung: Nr. 2		Ort: Mittelhausen		Zeit: 4. 7. 1952	
Erbohrte Schichten					
Bis Meter unter Ansatz- punkt	2a) Hauptbodenart b) Beimengungen c) Farbe		Bemerkungen, insbesondere Wasserstände		
	3a) Übliche Bezeichnung b) Geol. Bezeichnung				
	4a) Festigkeit beim Bohren b) Besondere Kennzeichnung				
1	2, 3, 4		5		
Anweisung für die Ausfüllung auf Rückseite des Kopfblattes					
0,8	2a) Ziegelschutt		Auf- füllung		
	2b) Müll c)				
	3a) — b) —				
	4a) locker b) kleinstückig				
8,8	2a) Mittelsand		Grund- wasser- stand bei 6,5 m unter Ansatz- punkt		
	2b) Feinkies c) grau				
	3a) — b) —				
	4a) — b) kalkfrei				
13,0	2a) Schluff		mit ein- zelnen Steinen		
	2b) Sand, Ton c) graugrün				
	3a) Geschiebemergel b) —				
	4a) weich c) kalkig				
18,0	2a) Ton		schwer zu bohren		
	2b) etwas Schluff c) blau				
	3a) — b) —				
	4a) fest, nicht knetbar b) kalkfrei				
20,6	2a) Grobkies		beim An- bohren steigt das Wasser bis 4,2 m unter Ansatz- punkt		
	2b) Sand c) bunt				
	3a) Flußkies b) —				
	4a) locker gelagert b) kalkfrei				
23,0	2a) Fels				
	2b) — c) braun				
	3a) Sandstein b) —				
	4a) klüftig b) schiefrig				

⁴ Richtlinien für das Ausfüllen des Schichtenverzeichnisse stehen auf der Rückseite.

⁵ Gegebenenfalls vom Auftraggeber einzutragen.



..... **J**ahrzehntelange Erfahrungen -
Forschung und Erprobung
auf internationaler Grundlage -
moderne Produktionsmethoden
und Teilnahme am technischen
Gesamtgeschehen -
schaffen
die Schmierstoffe für die Praxis

50 Jahre Rat und Tat.....



STELLENANGEBOTE

Elektrotechnisches Großunternehmen sucht schnellstens zur Einarbeitung in leitende Stellung nach Westdeutschland

einen Dipl.-Ingenieur für Wasserkraftausbau

(Vorarbeiten, Planung und Baubewachung)

Bewerber muß über gründliche theoretische und praktische Erfahrung und beste Kenntnisse der einschlägigen Gebiete (Wasser- und Energiewirtschaft, Wasser- und Tiefbau mit seinen Randgebieten, maschinelle Ausgestaltung von Gesamtanlagen) sowie über entsprechendes Auftreten für Akquisition verfügen. Alter 40 bis 45 Jahre.

Ausführliche Angebote mit den üblichen Unterlagen erbeten unter „Bauingenieur 809“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Große Bau-A.G. mit Arbeitsgebiet konstruktiver Ingenieurbau, Tief- und Hochbau, sucht für bestehende und gut beschäftigte Niederlassung im süddeutschen Raum

Niederlassungsleiter

Bedingungen: Alter 40—55 Jahre, Hochschulbildung als Bauingenieur, langjährige Unternehmertätigkeit bei ähnlichen Baufirmen, ausgereifte Kenntnisse in Preisberechnungen, Vertragsabschlüssen und Baudurchführungen, gutes konstruktives Verständnis. Beherrschung der Statik nicht erforderlich.

Wir bieten gutes Gehalt und Gewinnbeteiligung. Angebote unter „Der Bauingenieur 800“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Südwestdeutsche Stahlbau firma sucht zum sofortigen oder späteren Eintritt

1—2 erfahrene Konstrukteure

Es wollen sich nur solche Herren bewerben, die über eine mehrjährige, praktische Tätigkeit im Stahlbau verfügen und selbstständig arbeiten können.

Ausführliche Bewerbungen unter „Der Bauingenieur 805“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Am Ohm-Polytechnikum Nürnberg (Staatl. Akademie für angewandte Technik) ist die Stelle eines

Bauingenieurs (Dipl.-Ing.)

als Lehrkraft, vor allem

für Wasserbau und städtischen Tiefbau

zum 1. 10. 1953 zu besetzen. Die Anstellung erfolgt als Angestellter mit Vergütung nach TO.A. Verg.-Gr. III. Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen und Lichtbild sind bis spätestens 15. 8. 1953 an die Direktion des O.P.T. Nbg., Kesslerstraße 40, zu richten. Persönliche Vorsprachen nur nach Aufforderung.

Maschinen-Ingenieur TH oder HTL

zur Unterstützung des Leiters der masch.-techn. Abteilung einer Bauunternehmung mit Hauptsitz Stuttgart gesucht.

Nur solche Interessenten, die bereits auf dem Gebiet des Baumaschinenwesens längere Tätigkeit nachweisen können und nicht über 35 Jahre alt sind, wollen sich bewerben unter „Der Bauingenieur 793“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Große Baugesellschaft im Industriegebiet sucht

BAUINGENIEUR

Absolvent einer TH oder HTL, der besonders erfahren ist in der Aufstellung von Kostenanschlägen und Kalkulationen für den gesamten Industriebau. Neubauwohnung wird in Aussicht gestellt. Bewerbungen sind einzureichen unter „Der Bauingenieur 795“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Bin. W 35, Reichpietschauer 20.

STELLENGESUCHE

Diplomingenieur (Bauing.)

gebürtiger Franke, 28 Jahre alt, verheiratet, mit 3¹/₂-jähriger Praxis in Statik, Stahlbetonbrückenbau, Hoch- und Tiefbau, Straßenbau, Holzbau, erfahren und gewandt im Verkehr mit Behörden und privaten Bauherren, zuverlässig in Bauleitung, Abrechnung und Kalkulation, in ungekündigter Stellung, sucht neuen Wirkungskreis. Zuschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 804“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Dipl.-Ing.

ledig, 27 Jahre, gewandtes und sicheres Auftreten, in großem Ingenieurbüro tätig, sicher in Stahl- und Stahlbetonbau, erste Referenzen, sucht interessante Tätigkeit in Bauunternehmung. (Auch Ausland.) Einarbeitung in Kalkulation und Baustellenleitung erwünscht. Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 811“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

KAUFGESUCHE

Zu kaufen gesucht Schleusen

für Betondruckluftsenkgründungen evtl. inklus. der zugehörigen Ausrüstungen und Rohre.

Offerten mit näheren Angaben unter Chiffre X 36990 A1 an Publicitas GmbH., Frankfurt a. M., Friedrich-Ebert-Straße 6

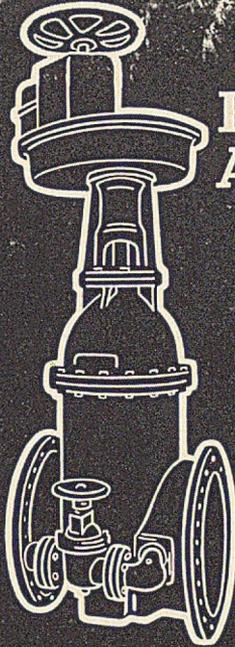
A. DUWE

HERNE, BAHNHOFSTRASSE 260

Tief- und Betonbau
Bagger- und Planierungsarbeiten

SPEZIALITÄT:

- Reinigung
- Instandsetzung
- Überholungsarbeiten und
- Sicherung von Stahldükern,
- Betondükern und Kanalisationen



ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

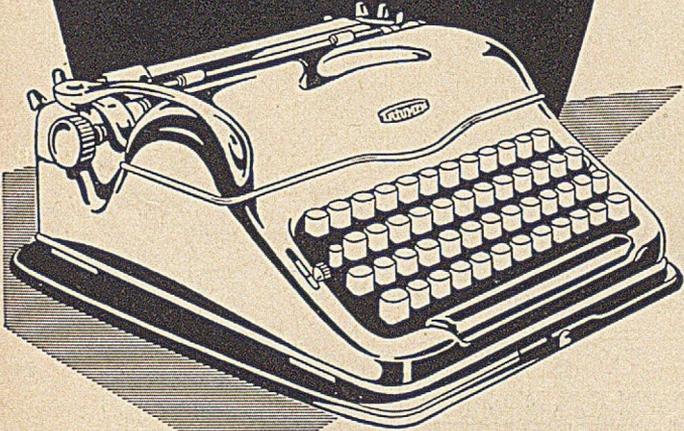
- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßbringschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmaier · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz

TRIUMPH

DIE IDEALE KLEIN-
SCHREIBMASCHINE für
REISE, HEIM, BÜRO



TRIUMPH WERKE NÜRNBERG A. G.

DOLBERG-KLEINBAGGER D 200

Eine in Hunderten von Betrieben bewährte, auch für kleinste Fördermassen wirtschaftliche

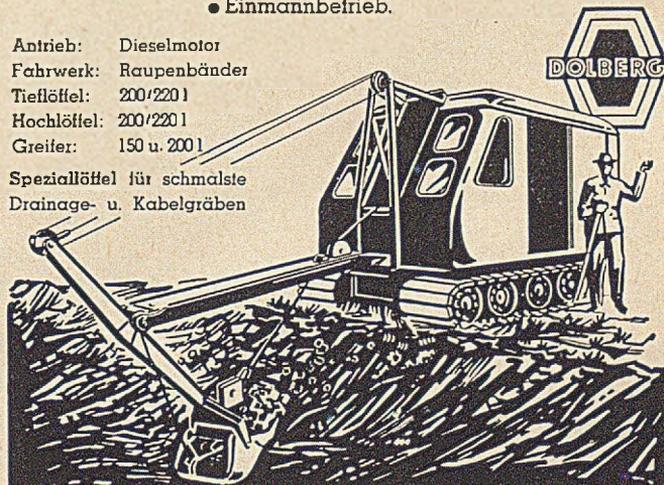
Neukonstruktion

zum betriebsfertigen An- und Abtransport auf L. K. W.
Anschaffungskosten werden schnell verdient durch:

- Einsparung der teuren Handschachtelöhne
- Überraschend schnelle und große Leistung
- Geringsten Betriebsmittelverbrauch
- Einmannbetrieb.

Antrieb: Dieselmotor
Fahrwerk: Raupenbänder
Tieflöffel: 200/220 l
Hochlöffel: 200/220 l
Greifer: 150 u. 200 l

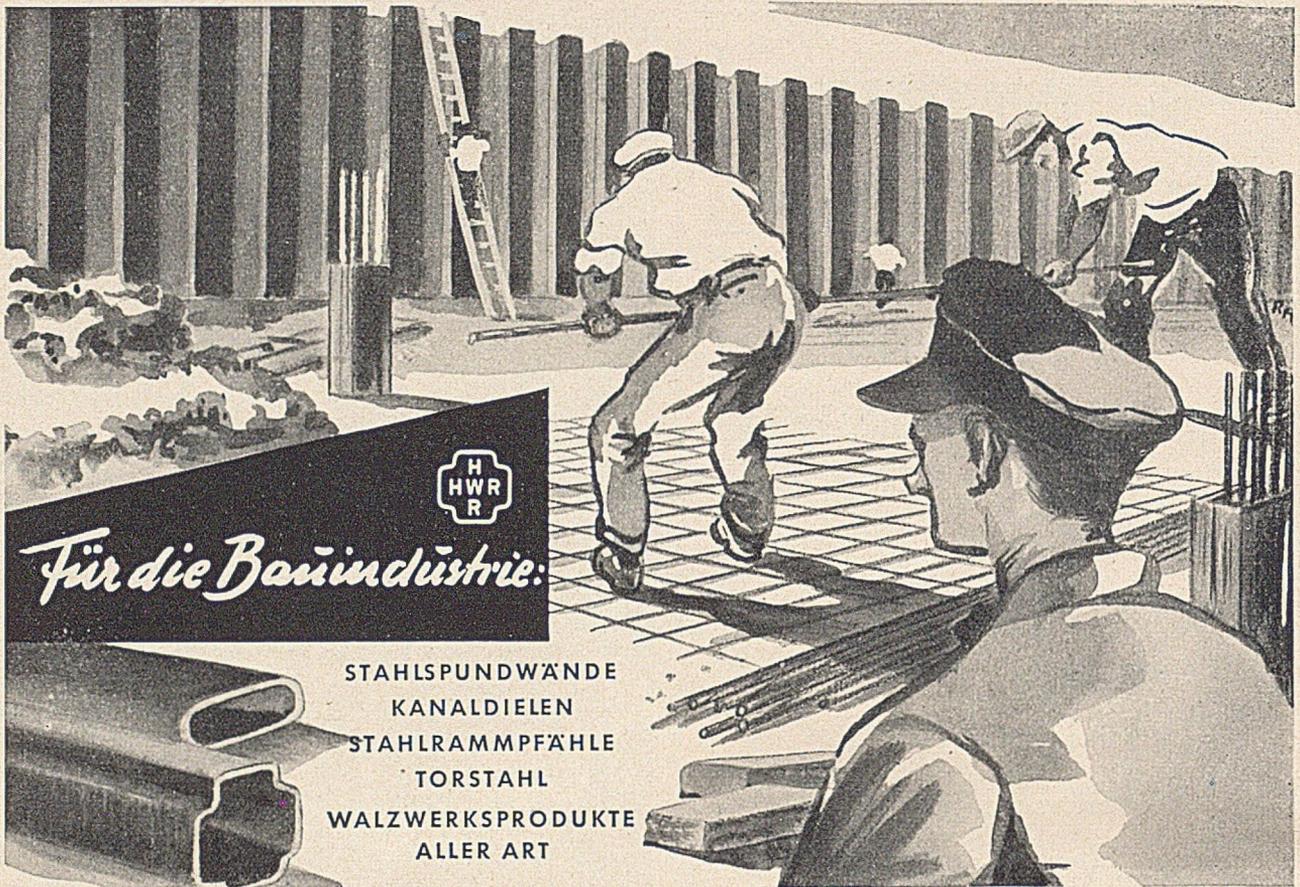
Speziallöffel für schmalste
Drainage- u. Kabelgräben



R. DOLBERG AG

DORTMUND

BERLIN · FRANKFURT · HAMBURG · KÖLN · MÜNCHEN · STUTTGART

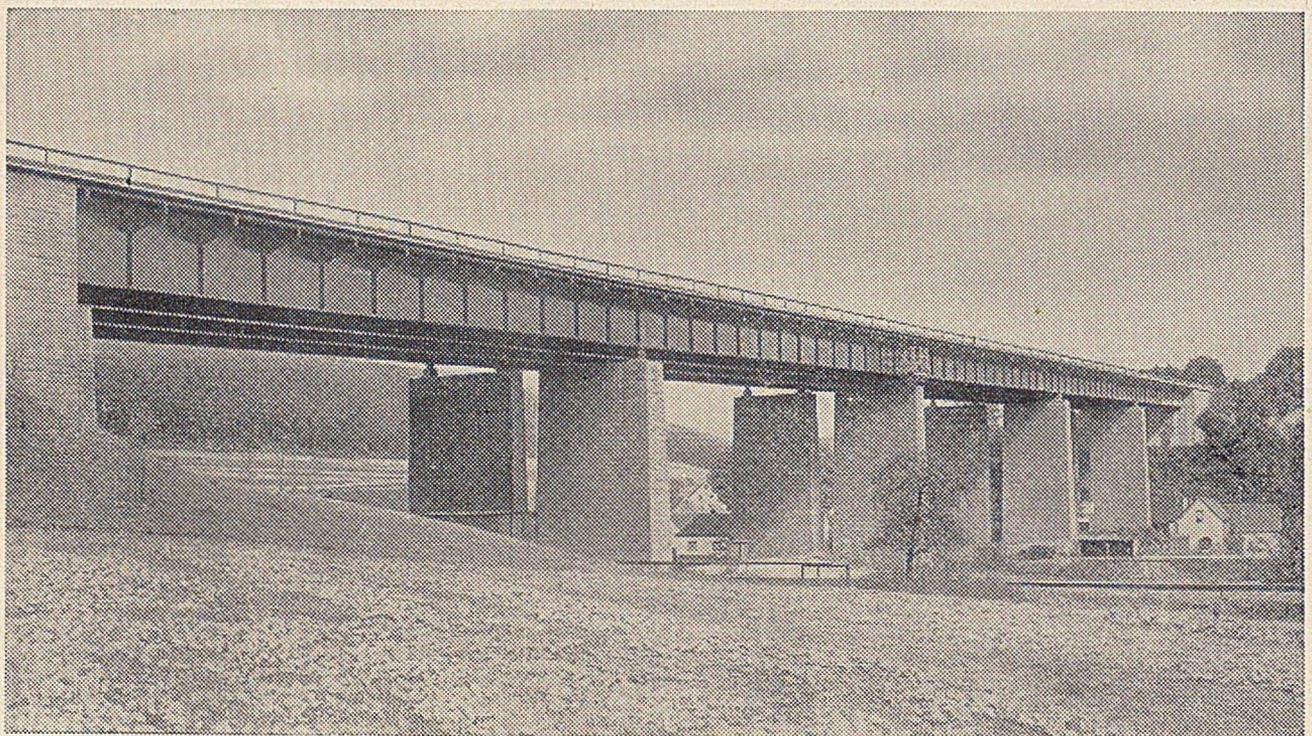


HWR

Für die Bauindustrie:

STAHLSPUNDWÄNDE
KANALDIELEN
STAHLRAMMPFÄHLE
TORSTAHL
WALZWERKSPRODUKTE
ALLER ART

HÜTTENWERK RHEINHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT



Stahl-Bauten für alle Verwendungszwecke



EISENWERKE KAISERSLAUTERN